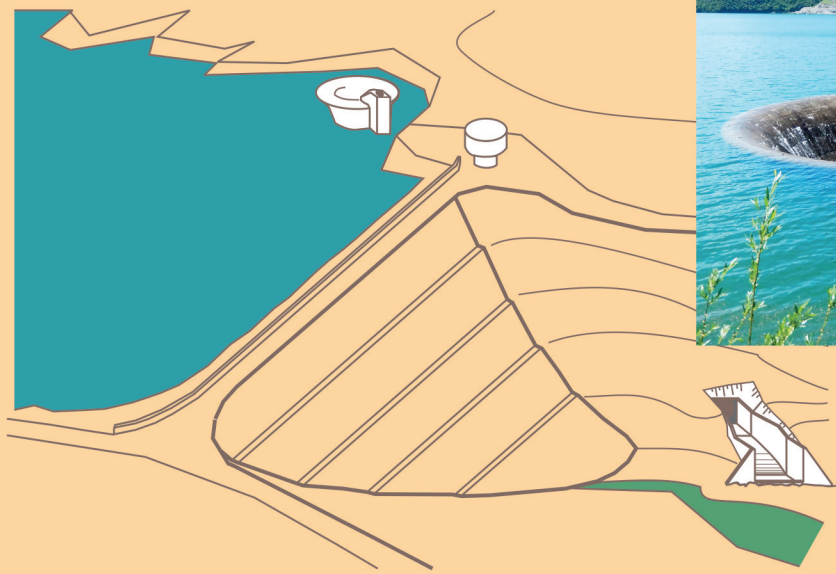


УВОД У ХИДРОТЕХНИЧКЕ ГРАЂЕВИНЕ

Треће издање



Љубодраг М. Савић

Грађевински факултет - Београд

УНИВЕРЗИТЕТ У БЕОГРАДУ

Љубодраг М. Савић

УВОД У

**ХИДРОТЕХНИЧКЕ
ГРАЂЕВИНЕ**

Треће издање

Грађевински факултет
Београд, 2022

Др Љубодраг М. Савић, дипл. грађ. инж.
Редовни професор

УВОД У ХИДРОТЕХНИЧКЕ ГРАЂЕВИНЕ

Рецензенти:

Др Миодраг Јовановић, ред. проф.
Др Ђула Фабијан, в. проф.

Одобрено за штампу одлуком Већа катедара за хидротехничке дисциплине
Грађевинског факултета у Београду 5.03.2002. године

Издавач:

Грађевински факултет Универзитета у Београду
Београд, Булевар краља Александра 73

Главни и одговорни уредник:

Др Владан Кузмановић, ред. проф.

Прелом текста и цртежи:

Љубодраг Савић

ISBN-978-86-7518-228-3

ПРЕДГОВОР

ПРВОМ ИЗДАЊУ

Ова књига је намењена студентима четврте и пете године Одсека за хидротехнику Грађевинског факултета у Београду, као уџбеник из предмета "Хидротехничке грађевине".

Студентима хидротехничког усмерења потребан је уџбеник који ће више тежине ставити на примену већ стечених знања, пре свега из механике флуида, хидраулике и хидрологије, на пројектовање хидротехничких објеката. Сматрало се да у овом тренутку на нашем језику не постоји концизан уџбеник који покрива ову широку област хидротехнике.

У мањем обиму обрађени су конструктивни аспекти пројектовања и изградње објеката, где је највише пажње посвећено анализи оптерећења. Аспекти организације грађења, економије, машинске и електро опреме поменути су колико се сматрало неопходним да се стекне целовита слика.

Поглавља нису везана и могу се читати независно. За даље усавршавање у свакој области читалац се упућује на постојећу домаћу и страну литературу.

Захваљујем се колегиници Добрили Симић и колегама Миодрагу Савићу, Живодару Ерчићу, Браниславу Коларевићу, Ђули Фабијану, Миодрагу Јовановићу, Владану Кузмановићу, Бојану Миловановићу, Драгану Савићу и Марку Симићу на помоћи и корисним саветима. Издавање ове књиге су финансијски помогли: Институт за водопривреду "Јарослав Черни", Војводина–пројект, Сидро НС, Енергопројект–Хидроинжењеринг и Хидроинвест–ДТД.

Београд,
Јануар, 2003.

Љубодраг Савић.

ПРЕДГОВОР

ДРУГОМ ИЗДАЊУ

У овом издању исправљене су примећне грешке, допуњен материјал из претходног издања и додате нове скице, једначине и дијаграми.

Поред колегиница и колега који су помогли на изради првог издања, желим посебно да се захвалим колеги Горану Срећковићу, кога сам пропустио да поменем у предговору првог издања, као и колегиници Тини Дашић и колегама Петру Анагности и Мирку Мелентијевићу.

Београд,
Август, 2009.

Љубодраг Савић.

ПРЕДГОВОР

ТРЕЋЕМ ИЗДАЊУ

У трећем издању исправљене су примећне грешке и допуњен материјал из претходног издања књиге. Имајући у виду могућности претраживања документа у pdf формату, у овом издању је изостављен регистар појмова.

Београд,
Октобар, 2022.

Љубодраг Савић.

САДРЖАЈ

	стрaна
ПРЕДГОВОР	v
САДРЖАЈ	viii
СПИСАК ТАБЕЛА	xiii
СПИСАК СЛИКА	xiv
СПИСАК ВАЖНИЈИХ ОЗНАКА	xxii
УВОД	1
I ВОДОПРИВРЕДА - ГАЗДОВАЊЕ ВОДАМА	3
I.1 ОПШТЕ О ВОДАМА	3
I.2 НЕУСКЛАЂЕНОСТ ДОТИЦАЈА И ПОТРОШЊЕ	4
I.3 ВОДОПРИВРЕДА	5
I.4 ВОДОПРИВРЕДНО ПЛАНИРАЊЕ	5
I.5 ХИДРОТЕХНИКА	6
ЛИТЕРАТУРА	6
II АКУМУЛАЦИОНИ БАСЕНИ И РЕГУЛИСАЊЕ ПРОТИЦАЈА	7
II.1 РЕГУЛИСАЊЕ ПРОТИЦАЈА, УЛОГА АКУМУЛАЦИЈА	7
II.2 ОСНОВНИ ПАРАМЕТРИ АКУМУЛАЦИЈЕ	8
II.3 КОРИСНА ЗАПРЕМИНА АКУМУЛАЦИЈЕ	9
II.4 ВИДОВИ РЕГУЛИСАЊА ПРОТИЦАЈА	16
II.5 ВРСТЕ АКУМУЛАЦИЈА	17
II.6 ЗАСИПАЊЕ АКУМУЛАЦИЈА	18
II.7 ОСТАЛИ ПРОБЛЕМИ АКУМУЛАЦИЈА	21
II.8 ТРАНСФОРМАЦИЈА ПОПЛАВНОГ ТАЛАСА У АКУМУЛАЦИЈИ	22
ЛИТЕРАТУРА	29
III ХИДРОТЕХНИЧКЕ ГРАЂЕВИНЕ	31
III.1 ОСОБЕНОСТИ ХИДРОТЕХНИЧКИХ ГРАЂЕВИНА	31
III.2 ПОДЕЛА ХИДРОТЕХНИЧКИХ ГРАЂЕВИНА	32
III.3 ПРОЈЕКТОВАЊЕ И ПОДЛОГЕ	33
III.3.1 Подлоге за пројектовање	34
III.3.2 Прорачун хидротехничких грађевина	35
III.4 МАТЕРИЈАЛИ И ГРАЂЕЊЕ	36
III.4.1 Хидротехнички бетон	37
III.4.2 Планирање и фазе извођења радова	38
ЛИТЕРАТУРА	39
IV БРАНЕ	41
IV.1 СВРХА БРАНА	41
IV.2 ПОДЕЛЕ И ТИПОВИ БРАНА	42

IV.3	ОСНОВНИ ЕЛЕМЕНТИ БРАНЕ.....	44
IV.4	ИЗБОР ПРЕГРАДНОГ ПРОФИЛА	46
IV.5	ИЗБОР ТИПА БРАНЕ.....	47
IV.6	УЗРОЦИ РУШЕЊА БРАНА	49
	ЛИТЕРАТУРА.....	51
V	ГРАВИТАЦИОНЕ БЕТОНСКЕ БРАНЕ.....	53
V.1	ОПТЕРЕЋЕЊА КОЈА ДЕЛУЈУ НА ГРАВИТАЦИОНУ БРАНУ	55
V.1.1	Хидростатички притисак	55
V.1.2	Узгон.....	59
V.1.3	Динамички притисак воде услед таласа и ветра	71
V.1.4	Притисак леда.....	74
V.1.5	Притисак наноса (муља)	76
V.1.6	Силе од земљотреса – сеизмичке силе	76
V.1.7	Тежина бране и темеља.....	80
V.1.8	Реакција темеља.....	81
V.1.9	Комбинације оптерећења.....	81
V.2	СТАБИЛНОСТ ГРАВИТАЦИОНЕ БЕТОНСКЕ БРАНЕ	82
V.2.1	Стабилност против клизања (смицања)	83
V.2.2	Стабилност против превртања и испливавања	86
V.2.3	Прорачун напонског стања методом хоризонталних пресека	87
V.2.4	Вертикални нормални напони и одсуство напона затезања.....	87
V.2.5	Смичући напони и хоризонтални нормални напони.....	90
V.2.6	Главни нормални напони и дозвољени (допуштени) напони.....	92
V.3	ДИМЕНЗИОНИСАЊЕ И ОДРЕЂИВАЊЕ ПОПРЕЧНОГ ПРесеКА ГРАВИТАЦИОНЕ БРАНЕ	96
V.3.1	Димензионисање попречног пресека бране	96
V.3.2	Круна бране.....	99
V.4	КОНСТРУКТИВНА ПРАВИЛА.....	100
V.4.1	Температурни утицаји.....	100
V.4.2	Узгон, инјектирање и дренажање темеља.....	103
V.4.3	Смањење узгона у телу бране	105
V.4.4	Напони у темељним спојницама услед неједнаког слегања.....	106
V.4.5	Припрема темеља	106
	ЛИТЕРАТУРА	108
VI	ЛУЧНЕ, КОНТРАФОРНЕ И ОЛАКШАНЕ БРАНЕ.....	109
VI.1	ЛУЧНЕ БРАНЕ.....	109
VI.2	КОНТРАФОРНЕ И ОЛАКШАНЕ БРАНЕ.....	116
	ЛИТЕРАТУРА.....	119
VII	НАСУТЕ БРАНЕ.....	121
VII.1	ПРЕЛИВАЊЕ И ПОВРШИНСКА ЕРОЗИЈА	122
VII.2	УНУТРАШЊА ЕРОЗИЈА	123
VII.2.1	Испирање – суфозија	123
VII.2.2	Флуидизација – подизање.....	126
VII.3	АНАЛИЗА СПОЉНИХ СИЛА	128
VII.4	ПРОВИРАЊЕ КРОЗ БРАНУ И ПРОВИРНА ЛИНИЈА.....	129

VII.4.1	Касаграндеов поступак за одређивање провирне линије на бази Козенијевог решења.....	130
VII.4.2	Линеарна апроксимација	136
VII.4.3	Провирање кроз брану са сложеним – зонираним пресеком.....	137
VII.5	ПРОВИРАЊЕ У ТЕМЕЉИМА	139
VII.5.1	Провирање испод бетонске бране у хомогеном нестеновитом тлу ограничене дебљине	140
VII.5.2	Темељ из два слоја ("нивоа") – покровни слој и водоносни слој.....	144
VII.5.3	Насуте бране на водопрпусном темељу	145
VII.6	ЗАШТИТА ОД УНУТРАШЊЕ ЕРОЗИЈЕ	146
VII.6.1	Заштита тела бране.....	146
VII.6.2	Заштита темеља	151
VII.7	ПРОРАЧУН СТАБИЛНОСТИ КОСИНА И ТЕМЕЉА НАСУТИХ БРАНА.....	157
VII.7.1	Ранкинова метода - Клизање по хоризонталним равнима	157
VII.7.2	Методe критичних клизних кругова.....	159
VII.8	РЕЗИМЕ О ОСНОВНИМ ПРАВИЛИМА ЗА ПРОЈЕКТОВАЊЕ НАСУТИХ БРАНА.....	161
VII.9	ТИПОВИ НАСУТИХ БРАНА.....	162
VII.9.1	Земљане бране	162
VII.9.2	Бране од каменог набачаја.....	165
VII.10	КОНСТРУКТИВНА ПРАВИЛА И ОРИЈЕНТАЦИОНЕ ДИМЕНЗИЈЕ.....	166
VII.10.1	Земљае бране.....	166
VII.10.2	Бране од каменог набачаја.....	172
	ЛИТЕРАТУРА.....	173

VIII	ЕВАКУАЦИЈА ВЕЛИКИХ ВОДА И ЕВАКУАЦИОНИ ОРГАНИ	175
VIII.1	ИЗБОР МЕРОДАВНОГ – РАЧУНСКОГ ПРОТИЦАЈА	177
VIII.2	ОДРЕЂИВАЊЕ КРИВЕ ПРОТИЦАЈА ДОЊЕ ВОДЕ.....	180
VIII.3	ОСНОВНИ ТИПОВИ И ДИСПОЗИЦИЈЕ ЕО.....	184
VIII.4	ПРЕЛИВНЕ БРАНЕ	188
VIII.4.1	Улазни део – Прелив	189
VIII.4.2	Преливи код ниских брана, низводни утицаји, потопљено преливање.....	199
VIII.4.3	Преливи контролисани уставама	203
VIII.4.4	Утицај мостовских стубова на преливање	205
VIII.4.5	Проводник – преливно лице бране	206
VIII.4.6	Умирење - расипање енергије	221
VIII.4.7	Умирујући базен – слапиште.....	223
VIII.4.7.1	Хидраулички прорачун умирујућег базена	228
VIII.4.7.2	Хидрауличко димензионисање умирујућег базена.....	229
VIII.4.7.3	Избор меродавног протицаја за димензионисање базена	235
VIII.4.7.4	Динамичка оптерећења у умирујућем базену	236
VIII.4.7.5	Базени са нагнутим дном и непризматични базени	241
VIII.4.7.6	Двостепени умирујући базен	242
VIII.4.8	Заштита корита низводно од базена	243
VIII.4.9	Ски одскок.....	246
VIII.4.10	Потопљени одскок.....	257
VIII.5	ЕВАКУАЦИОНИ ОРГАНИ ЛУЧНИХ БРАНА	260
VIII.6	ПРЕЛИВ СА БРЗОТОКОМ.....	264
VIII.6.1	Чеони прелив	265

	VIII.6.2	Брзоток	267
VIII.7		БОЧНИ ПРЕЛИВ	274
	VIII.7.1	Сабирни канал	275
VIII.8		ШАХТНИ ПРЕЛИВ	283
	VIII.8.1	Преливни левак и прилазна деоница	287
	VIII.8.2	Вертикални шахт, дефлектор и аерација	290
	VIII.8.3	Вертикална Кривина и Тунел	294
VIII.9		ОСТАЛИ ТИПОВИ ЕВАКУАЦИОНИХ ОРГАНА	300
	VIII.9.1	Модификовани бочни прелив (кутијаста прелив)	300
	VIII.9.2	Упрошћени шахтни прелив за мале протицаје	300
	VIII.9.3	Сифонски прелив	301
	VIII.9.4	Помоћни прелив (емергенциони прелив, зечији насип)	302
	VIII.9.5	Степенасти прелив	303
		ЛИТЕРАТУРА	306
IX		ЗАТВАРАЧИ И УСТАВЕ	309
IX.1		ПОВРШИНСКИ ЗАТВАРАЧИ	311
	IX.1.1	Табласти затварачи (равни, штитни)	315
	IX.1.2	Гредни затварачи (гредни загати, дамбалкени)	319
	IX.1.3	Сегментни (радијални) затварачи	320
	IX.1.4	Ваљкасти затварачи	323
	IX.1.5	Секторски затварачи	324
	IX.1.6	Клапне (запорнице)	325
IX.2		ТЕЧЕЊЕ ИСПОД ПОВРШИНСКИХ ЗАТВАРАЧА	327
IX.3		ДУБИНСКИ ЗАТВАРАЧИ	333
	IX.3.1	Силе при подизању и спуштању дубинских затварача	335
	IX.3.2	Приступ дубинским затварачима	337
	IX.3.3	Кавитација и вибрације код дубинских затварача	339
	IX.3.4	Аерација иза затварача	345
	IX.3.5	Табласти и сегментни дубински затварачи	347
	IX.3.6	Кружно-цилиндрични затварач	348
	IX.3.7	Лептирасти затварач	349
	IX.3.8	Кугласти затварач	350
	IX.3.9	Конусни затварач (Howel – Bunger)	351
	IX.3.10	Игличасти затварач	353
		ЛИТЕРАТУРА	353
X		ЕВАКУАЦИЈА ВОДЕ ЗА ВРЕМЕ ГРАЂЕЊА	355
X.1		СКРЕТАЊЕ РЕКЕ КРОЗ ОПТОЧНИ ТУНЕЛ	355
X.2		ПАРЦИЈАЛНО (ВИШЕФАЗНО) ПРЕГРАЂИВАЊЕ РЕКЕ	359
		ЛИТЕРАТУРА	362
XI		ЗАХВАТИ – УЛАЗНЕ ГРАЂЕВИНЕ	363
XI.1		ПОВРШИНСКИ ЗАХВАТИ	364
	XI.1.1	Проблеми површинских захвата	364
	XI.1.2	Избор места захвата	364
	XI.1.3	Подела површинских захвата	367
	XI.1.4	Делови површинског захвата	370
XI.2		ДУБИНСКИ ЗАХВАТИ	376

XI.2.1	Улазни део захвата (улазна – захватна грађевина)	380
XI.2.2	Проводник	386
XI.2.3	Излазни Део	389
XI.2.4	Крива Протицаја	390
	ЛИТЕРАТУРА.....	390
XII	ГРАЂЕВИНЕ ЗА ТРАНСПОРТ ВОДЕ – ДОВОДИ	393
XII.1	КАНАЛИ	393
XII.1.1	Избор попречног пресека и трасе канала.....	394
XII.1.2	Необложени канали.....	398
	XII.1.2.1 Процена губитака на процуривање из канала.....	399
	XII.1.2.2 Ерозиона стабилност необложених канала.....	400
XII.1.3	Обложени канали	412
	XII.1.3.1 Канали са савитљивом (флексибилном) облогом	413
	XII.1.3.2 Канали са крутом облогом	416
XII.1.4	Неустаљено течење у каналима.....	419
XII.2	ЗАТВОРЕНИ ДОВОДИ СА СЛОБОДНОМ ПОВРШИНОМ.....	419
XII.3	ХИДРОТЕХНИЧКИ ТУНЕЛИ.....	421
XII.4	ЦЕВОВОДИ	427
	ЛИТЕРАТУРА.....	428
XIII	ОБЈЕКТИ НА ДОВОДИМА	429
XIII.1	ОБЈЕКТИ ЗА УКРШТАЊЕ	429
XIII.1.1	Аквадукти.....	430
XIII.1.2	Сифони	434
XIII.1.3	Пропусти	439
XIII.1.4	Мостовски стубови.....	454
	XIII.1.4.1 Процена успора изазваног мостовским сужењем.....	454
	XIII.1.4.2 Ерозија услед мостовског сужења	460
	XIII.1.4.3 Локална ерозија око мостовских стубова и бочних ослонаца	463
	XIII.1.4.4 Заштита од локалне ерозије око стубова и ослонаца	472
	XIII.1.4.5 Хидродинамичка сила на стубове	474
XIII.2	ОБЈЕКТИ ЗА САЛАДАВАЊЕ ВИШКА ПАДА – КАСКАДЕ (СТЕПЕНИЦЕ, СЛАПОВИ).....	475
XIII.2.1	Вертикална каскада	476
XIII.2.2	Каскада са брзотоком (коси слат)	483
XIII.2.3	Брзоток са блоковима.....	483
XIII.3	РИБЉЕ СТАЗЕ.....	485
XIII.4	ОБЈЕКТИ ЗА МЕРЕЊЕ ПРОТИЦАЈА У КАНАЛИМА И МАЊИМ ПРИРОДНИМ ВОДОТОЦИМА.....	487
XIII.4.1	Мерна сужења са хоризонталним дном	489
XIII.4.2	Широки праг као мерни објекат	500
	XIII.4.2.1 Правоугаони широки праг	500
XIII.4.3	Остали мерни објекти у каналима	505
	ЛИТЕРАТУРА.....	507

СПИСАК ТАБЕЛА

Таб.2.1	Однос исталоженог и приспелог наноса зависно од степена регулације протицаја	19
Таб.5.1	Коефицијент, K , зависно од односа W_0/L_0	72
Таб.5.2	Зависност статичке силе леда од дебљине и дужине покривача	75
Таб.5.3	Коефицијент, K , зависно од граничне чврстоће леда на дробљење	75
Таб.5.4	Зависност коефицијента сеизмичности од степена сеизмичности према MKS скали.....	78
Таб.5.5	Оријентациони опсег вредности максималних чврстоћа монолита на притисак и дозвољених напона притиска.....	84
Таб.5.6	Минималне (захтеване) вредности коефицијената сигурности за прорачун опште стабилности (Петровић 2002)	85
Таб.5.7	Оријентационе вредности дозвољених напона притиска.....	93
Таб.7.1	Оријентационе вредности критичног градијента филтрације на испирање (суфозију) и коефицијента филтрације	125
Таб.7.2	Зависност односа $\Delta a/(a + \Delta a)$ од угла α	133
Таб.7.3	Зависност бездимензионалног филтрационог протицаја од односа дубине прибоја и дебљине водоносног слоја	143
Таб.8.1	Зависност релативног коефицијента преливања и релативног потпритиска од односа H/H_R	196
Таб.8.2	Зависност релативног коефицијента преливања од односа P/H_{eR}	198
Таб.8.3	Зависност релативног коефицијената преливања од денивелације круне прага и дна низводног корита	199
Таб.8.4	Зависност коефицијента потопљености од степена потопљености за Кригеров прелив	201
Таб.8.5	Зависност коефицијента брзине од односа $(H_p + y)/H_p$ (сл. 8.27)	211
Таб.8.6	Ефикасност скока зависно од Фрудовог броја улазног млаза	227
Таб.8.7	Зависност коефицијента преливања од односа H_R/R и угла α	262
Таб.8.8	Зависност коефицијента преливања од односа H_R/D , за $P/D \cong 0.5$	288
Таб.9.1	Стадијум развоја кавитације зависно од односа σ/σ_C	344
Таб.10.1	Зависност односа $\varphi = \tilde{h}_2/d_0$ од Фрудовог броја на излазу тунела.....	358
Таб.11.1	Брзина таложења појединачних сферних честица (зрна) у мирној води	372
Таб.11.2	Зависност губитка на кривини од односа R/d_0	388
Таб.12.1	Процена губитака на проциривање зависно од врсте тла у коме се гради канал	400
Таб.12.2	Нееродирајуће брзине зависно од врсте материјала дна и косина	401
Таб.12.3	Однос смичућег напона у кривини и на правој деоници	409
Таб.12.4	Процена нагиба косина канала према искуственим подацима	410
Таб.13.1	Процена вредности коефицијената у једначини 13.7	444
Таб.13.2	Зависност односа $\varphi = \tilde{h}_{DV}/D$ од Фрудовог броја на излазу из пропуста и дубине доње воде	450
Таб.13.3	Чинилац закошења осовине стуба зависно од угла β и односа l_s/b_s	469
Таб.13.4	Гранулометријски састав камене заштите	473
Таб.13.5	Зависност за одређивање дужине и енергије млаза	480

СПИСАК СЛИКА

Сл.1.1	Неусклађеност дотицаја и потрошње воде	4
Сл.2.1	Основни параметри акумулације	8
Сл.2.2	Секвентни поступак	10
Сл.2.3	Секвентни поступак са поновљеним периодом	11
Сл.2.4	Промена запремине акумулације са потпуним искоришћењем дотицаја	13
Сл.2.5	Сумарне криве дотицаја и потрошње	13
Сл.2.6	Распоред наноса дуж акумулације.....	20
Сл.2.7	Трансформација таласа у акумулацији	23
Сл.2.8	Улазни и излазни хидрограм	25
Сл.2.9	Конструкција помоћне функције	26
Сл.2.10	Улазни талас пресеца врх излазног таласа	27
Сл.2.11	Рад прелива са уставом	28
Сл.4.1	Типови брана	42
Сл.4.2	Преношење оптерећења код брана	43
Сл.4.3	Основни елементи бране	45
Сл.5.1	Попречни пресек непреливног дела бетонске гравитационе бране	53
Сл.5.2	Рачунски сегмент бране јединичне дужине	54
Сл.5.3	Хидростатичко оптерећење на непреливни део бране	56
Сл.5.4	Хидростатичко оптерећење на преливни део бране	58
Сл.5.5	Узгон	59
Сл.5.6	Поређење потенцијалне теорије са линеарним законом	60
Сл.5.7	Моменат превртања код "линеарног" и "потенцијалног" узгона	61
Сл.5.8	Потисак и филтрациони део узгона за филтрационо хомогену и изотропну средину, за случај када филтрација почиње на најнижој коти темеља на узводном лицу, а завршава на најнижој коти темеља на низводном лицу	62
Сл.5.9	Слика узгона за филтрационо хомогену и изотропну средину, за случај када постоји добра веза између бране и темељне средине по целој дужини додира	63
Сл.5.10	Слика узгона за филтрационо нехомогену (или анизотропну) средину	65
Сл.5.11	Смањивање узгона дренажом	66
Сл.5.12	Смањивање узгона узводним хоризонталним застором	67
Сл.5.13	Узгон код преливног дела бране и слапишта	67
Сл.5.14	Утицај хетерогености средине на узгон	68
Сл.5.15	Инјекциона завеса гравитационе бетонске бране	68
Сл.5.16	Квантификовање дејства антифилтрационих мера на смањење узгона	69
Сл.5.17	Положај пијезометарске линије код темељне спојнице са узводним зубом	70
Сл.5.18	Величине које одређују висину таласа.....	71
Сл.5.19	Висина таласа, и сила од таласа на гравитациону брану.....	72
Сл.5.20	Пењање таласа уз косину	73
Сл.5.21	Статички притисак леда	74
Сл.5.22	Статички притисак леда – основа.....	75
Сл.5.23	Сила од наноса	76
Сл.5.24	Могући правци деловања земљотреса	77
Сл.5.25	Метода коефицијената	77
Сл.5.26	Сеизмичка сила воде према Вестергарду.....	79
Сл.5.27	Сила тежине.....	80
Сл.5.28	Стабилност против клизања (смицања), превртања и испливавања	83
Сл.5.29	Коса раван клизања (смицања)	86
Сл.5.30	Вертикални нормални напони	88
Сл.5.31	Резултанта делује унутар језгра пресека.....	89
Сл.5.32	Одређивање компоненталних напона на граници.....	91
Сл.5.33	Расподела смичућих напона у пресеку.....	91
Сл.5.34	Главни нормални напони на низводном лицу бране	92

Сл.5.35	Оптерећење пресека.....	94
Сл.5.36	Разматрани облици попречног пресека.....	94
Сл.5.37	Постепено димензионисање.....	96
Сл.5.38	Директно (једноступено) димензионисање.....	97
Сл.5.39	Закошење узводног лица.....	97
Сл.5.40	Круна гравитационе бране.....	99
Сл.5.41	Круна са парапетним зидом и валобраном.....	99
Сл.5.42	Разделнице код гравитационе бране.....	101
Сл.5.43	Постављање инјекционе галерије и инјекционих бушотина.....	104
Сл.5.44	Дренажа за смањење узгона у телу бране.....	105
Сл.5.45	Ламеле гравитационе бране.....	106
Сл.5.46	Могући пут провирања код темеља на шиповима.....	107
Сл.6.1	Лучна брана.....	109
Сл.6.2	Однос висине лучне бране и дужине бране у круни.....	110
Сл.6.3	Карактеристике лука.....	110
Сл.6.4	Цилиндрична лучна брана.....	111
Сл.6.5	Геометријски елементи куполне лучне бране.....	113
Сл.6.6	Олакшана брана.....	116
Сл.6.7	Контрафорна брана.....	117
Сл.6.8	Вишелучна брана.....	117
Сл.6.9	Основа контрафорне бране са појачаном узводном главом.....	118
Сл.6.10	Основа контрафорне бране са ошупљеним контрафорима – Марчело типа.....	118
Сл.7.1	Суфозија кроз насип бране.....	124
Сл.7.2	Испирање сферичних честица.....	124
Сл.7.3	Принцип филтарске заштите.....	126
Сл.7.4	Флуидизација гла.....	126
Сл.7.5	Баласт.....	127
Сл.7.6	Хидростатички притисак на застор насуте бране.....	129
Сл.7.7	Утицај хетерогености материјала на положај провирне линије у насипу.....	130
Сл.7.8	Козенијево аналитичко решење.....	131
Сл.7.9	Могући положаји дрена код Касаграндеовог поступка.....	132
Сл.7.10	Провирна линија за насип без дрена.....	132
Сл.7.11	Једначина параболе у поларним координатама.....	133
Сл.7.12	Једначина одржања масе за равански проблем.....	134
Сл.7.13	Трансформација х-координате.....	135
Сл.7.14	Линеарна апроксимација провирне линије.....	136
Сл.7.15	Линија провирања кроз брану са глиеним језгром.....	138
Сл.7.16	Филтрација кроз суседне слојеве различите вододрживости.....	138
Сл.7.17	Филтрација испод темеља бетонске бране.....	140
Сл.7.18	Филтрација за темељ са прибојем.....	142
Сл.7.19	Узгон испод бране са прибојем.....	143
Сл.7.20	Темељ из два слоја различите водопропусности.....	144
Сл.7.21	Провирање кроз темељ хомогене насуте бране.....	145
Сл.7.22	Провирање кроз темељ насуте бране са глиеним језгром.....	146
Сл.7.23	Испирање материјала који се штити кроз заштитни материјал.....	146
Сл.7.24	Загушење филтра.....	147
Сл.7.25	Гранулометријска крива филтра.....	148
Сл.7.26	Типови дренаже код хомогених земљаних брана.....	149
Сл.7.27	Дренажа код водопропусног темеља.....	149
Сл.7.28	Апроксимација течења у дренажи.....	150
Сл.7.29	Низводна ножица, и низводна заштита од флуидизације.....	150
Сл.7.30	Уклањање алувиона (наноса) из темеља.....	151
Сл.7.31	Преграђивање алувиона широком вододрживом преградом.....	152
Сл.7.32	Заштита вертикалним застором (дијафрагмом).....	153
Сл.7.33	Непотпуни ров.....	155
Сл.7.34	Постављање више застора.....	155

Сл.7.35	Хоризонтални и комбиновани застор.....	156
Сл.7.36	Релаксациони бунар.....	156
Сл.7.37	Смицање (клизање) по хоризонталној равни.....	158
Сл.7.38	Шведска (Феленијусова) метода критичних клизних кругова.....	160
Сл.7.39	Земљане бране различитог степена хетерогености.....	163
Сл.7.40	Брана са глиненним језгром фундирана на алувиону.....	164
Сл.7.41	Положај језгра код земљаних брана.....	164
Сл.7.42	Бране са армирано-бетонским екраном.....	166
Сл.7.43	Нагиб материјала при прекиду насипања.....	168
Сл.7.44	Неједнако слегање прелива и насипа бране.....	168
Сл.7.45	Берме на низводној косини.....	169
Сл.7.46	Веза бетонске конструкције и насипа.....	170
Сл.7.47	Веза насипа са зидом и постављање цеви испод насипа.....	171
Сл.7.48	Оријентационе димензије земљаних брана.....	171
Сл.7.49	Зонирање материјала у брани од каменог набачаја.....	172
Сл.8.1	Делови евакуационог органа.....	176
Сл.8.2	Крива доње воде за сложено корито.....	181
Сл.8.3	Конвергенција линија нивоа за различите вредности граничног услова.....	181
Сл.8.4	Прорачун линије нивоа између два пресека.....	182
Сл.8.5	Поређење слободног и контролисаног прелива.....	186
Сл.8.6	Насута брана комбинована са преливном бетонском гравитационом браном.....	188
Сл.8.7	Основни типови преливних брана.....	189
Сл.8.8	Прелив практичног профила (Кригеров прелив).....	190
Сл.8.9	Преливање преко "широког прага".....	191
Сл.8.10	Распоред притисака у преливном млазу.....	193
Сл.8.11	Протицајни пресек код Кригеровог прелива.....	193
Сл.8.12а)	Бездимензионалне координате млаза оштроивичног прелива према Кригеру.....	194
Сл.8.12б)	Одређивање контуре Кригеровог прелива помоћу кружних лукова и параболе према USA Corps of Engineers.....	195
Сл.8.13	Положај млаза при различитим висинама испред прелива.....	196
Сл.8.14	Утицај узводне висине прага на преливање.....	197
Сл.8.15	Преливни прагови са малим вредностима односа P/H_{eR}	198
Сл.8.16	Утицај низводних услова на преливање.....	200
Сл.8.17	Услови "потопљености" прелива.....	201
Сл.8.18	Примена енергетске једначине на потопљено преливање.....	201
Сл.8.19	Крива протицаја ниског преливног прага.....	203
Сл.8.20	Преливање и истицање.....	204
Сл.8.21	Положај устава у односу на круну прелива.....	204
Сл.8.22	Прелив са стубовима (основа).....	205
Сл.8.23	Главе стуба и бочног ослонца.....	206
Сл.8.24	Преливна брана.....	207
Сл.8.25	Повезивање узводног лица бране са контуром прелива.....	207
Сл.8.26	Прорачун линије нивоа код брзотока.....	209
Сл.8.27	Поједностављени поступак за прорачун линије нивоа.....	211
Сл.8.28	Турбулентни гранични слој и увлачење ваздуха.....	212
Сл.8.29	Течење мешавине воде и ваздуха у брзотоку.....	213
Сл.8.30	Настанак кавитације.....	215
Сл.8.31	Концентрација ваздуха по дубини, за брзоток са малим подужним нагибом.....	219
Сл.8.32	Аерација брзотока.....	220
Сл.8.33	Расипање енергије дуж преливне бране.....	222
Сл.8.34	Карактеристични типови умиривача енергије.....	222
Сл.8.35	Умирујући базен – слапиште.....	224
Сл.8.36	Хидраулички скок.....	225
Сл.8.37	Дужина хидрауличког скока.....	230
Сл.8.38	Однос спрегнуте дубине и дубине у базену.....	231
Сл.8.39	Разделни зид умирујућег базена.....	232

Сл.8.40	USBR базен, типа II.....	233
Сл.8.41	USBR базен типа III	233
Сл.8.42	Силе у базену са средишним блоком	234
Сл.8.43	Блокови у умирујућем базену	235
Сл.8.44	Критични услови за образовање скока у базену	236
Сл.8.45	Узгон у умирујућем базену	237
Сл.8.46	Пражњење дренаже кроз отвор у узводном зупцу.....	239
Сл.8.47	Анкерисање плоче базена.....	240
Сл.8.48	Варијанте умирујућих базена.....	242
Сл.8.49	Двостепени умирујући базен.....	243
Сл.8.50	Заштита иза умирујућег базена.....	244
Сл.8.51	Ски одскок (Ски-скок).....	246
Сл.8.52	Преливање – "цурење" из кашике при малим протицајима	248
Сл.8.53	Путања косог хица	251
Сл.8.54	Домент млаза	251
Сл.8.55	Настанак денивелације при удару млаза у дно корита	253
Сл.8.56	Ерозиона јама	254
Сл.8.57	Процена димензија ерозионе јаме	256
Сл.8.58	Потопљени одскок	257
Сл.8.59	Димензије потопљеног одскока	258
Сл.8.60	Олакшани – шупљи одскок – скица и основне димензије.....	258
Сл.8.61	Олакшани – шупљи одскок у раду	259
Сл.8.62	Крилни зидови за сузбијање бочне ерозије	259
Сл.8.63	Опсег коришћења објеката за умирење енергије	260
Сл.8.64	Типичан евакуатор лучне бране.....	261
Сл.8.65	Преливни део (преливна капа) лучне бране	261
Сл.8.66	Параметри који одређују коефицијент преливања.....	262
Сл.8.67	Одскок и бучница.....	263
Сл.8.68	Прелив са брзотоком.....	265
Сл.8.69	Преливни праг чеоног прелива	266
Сл.8.70	Вежа преливног дела са брзотоком	267
Сл.8.71	Транслаторни таласи.....	268
Сл.8.72	Улазни пад прелома стрмији од излазног	269
Сл.8.73	Улазни пад прелома блажи од излазног	270
Сл.8.74	Прелазна деоница на сужењу брзотока	271
Сл.8.75	Повезивање плоча и дренажа брзотока	273
Сл.8.76	Типична диспозиција са бочним преливом	275
Сл.8.77	Елементи бочног прелива.....	276
Сл.8.78	Елементарна запремина сабирног канала	277
Сл.8.79	Утицај дубине канала на смиривање турбуленције	281
Сл.8.80	Непотопљено преливање у сабирном каналу	281
Сл.8.81	Варијанте бочног прелива	282
Сл.8.82	Бочни прелив са тунелским проводником	283
Сл.8.83	Шахтни прелив.....	284
Сл.8.84	Крива протицаја и контролни пресеци код шахтног прелива	285
Сл.8.85	Разлика притисака у пресеку вертикалне кривине.....	285
Сл.8.86	Усклађеност капацитета шахта и преливног левка.....	286
Сл.8.87	Преливни левак са прилазном деоницом	287
Сл.8.88	Одступања кружног млаза од млаза праволинијског прелива	287
Сл.8.89	Мере за спречавање ободног струјања.....	289
Сл.8.90	Димензије прилазне деонице	289
Сл.8.91	Пресек дефлектора и вертикално колено (кривина)	290
Сл.8.92	Аерација дефлектора.....	292
Сл.8.93	Димензионисање вертикалног шахта изнад дефлектора	293
Сл.8.94	Течење у колону и тунелу прелива.....	294
Сл.8.95	Хирауличка шема уз енергетску једначину за течење са	

	слободном површином у тунелу	296
Сл.8.96	Прелаз са кружног на квадратни пресек на излазу тунела	298
Сл.8.97	Умирујући базен шахтног прелива	298
Сл.8.98	Вертикална прелазница у виду путање косог хица	299
Сл.8.99	Кутијаста прелив	300
Сл.8.100	Упрошћени шахтни прелив (према Smith-у, 1995)	301
Сл.8.101	Сифонски прелив	301
Сл.8.102	Помоћни прелив	302
Сл.8.103	Помоћни прелив са различитим kotaма круне насипа	303
Сл.8.104	Умирење енергије код а) класичног и б) степенастог прелива	304
Сл.8.105	Врсте течења код степенастог прелива	304
Сл.8.106	Степенаста заштита од ваљаног бетона	305
Сл.9.1	Најчешћи типови површинских затварача	311
Сл.9.2	Опструјавање површинских устава	312
Сл.9.3	Померање млаза дуж ивице табластог затварача	313
Сл.9.4	Преливање преко устава без аерације млаза	313
Сл.9.5	Пулзације услед померања потопљеног млаза	313
Сл.9.6	Однос висине и ширине површинске устава ослоњене у бокове објекта	314
Сл.9.7	Табласти затварач	315
Сл.9.8	Различити типови укрућења табластог затварача	315
Сл.9.9	Бочно заптивање устава са точковима	316
Сл.9.10	Обликовање доње ивице табластог затварача	317
Сл.9.11	Обрачунавање силе трења по заптивци	317
Сл.9.12	Дводелни табласти затварач	319
Сл.9.13	Гредни затварач	320
Сл.9.14	Сегментни затварач (устава)	320
Сл.9.15	Положај хидростатичке силе у односу на ослонац	321
Сл.9.16	Положај механизма за подизање устава	321
Сл.9.17	Заптивање сегментне устава	322
Сл.9.18	Сегментна устава са клапном	323
Сл.9.19	Ваљкасти затварач	324
Сл.9.20	Секторски затварач	324
Сл.9.21	Силе и моменти при покретању секторске устава	325
Сл.9.22	Клапна	326
Сл.9.23	Кровни штит и врећаста устава (брана)	327
Сл.9.24	Слободно истицање испод табласте устава	327
Сл.9.25	Слободно истицање испод радијалне устава	329
Сл.9.26	Истицање из великих отвора	330
Сл.9.27	Крива протицаја устава за слободно (непотопљено) течење	332
Сл.9.28	Потопљено истицање испод устава	332
Сл.9.29	Вертикална хидростатичка сила код низводног заптивања	335
Сл.9.30	Обликовање доње ивице затварача са низводним заптивањем	336
Сл.9.31	Услови за катапултирање затварача са узводним заптивањем	337
Сл.9.32	Дубинска затварачница	338
Сл.9.33	Прелазнице код довода под притиском	339
Сл.9.34	Снижење притиска у сужењу иза затварача	340
Сл.9.35	Непожељан вид “регулације“ у доводу под притиском	341
Сл.9.36	Течење са слободном површином низводно од регулационог затварача	342
Сл.9.37	Локално струјање око ниша затварача	343
Сл.9.38	Оптималан облик нише затварача	344
Сл.9.39	Затварач засунског типа, без ниша	345
Сл.9.40	Аерација код течења са слободном површином иза затварача	345
Сл.9.41	Димензионисање аерационе цеви	346
Сл.9.42	Контракција млаза код табластих затварача	348
Сл.9.43	Цилиндрични затварач	349

Сл.9.44	Лептирасти затварач	349
Сл.9.45	Кугласти затварач	350
Сл.9.46	Конусни (Howel – Bungler) затварач	351
Сл.9.47	Затварач са скретачем млаза, хидрауличка шема затварача	352
Сл.9.48	Нестабилно одлепљивање млаза при отвору затварача од 90 ÷ 95%	352
Сл.9.49	Игличести затварач	353
Сл.10.1	Скретање реке опточним тунелом	356
Сл.10.2	Течење у опточном тунелу са благим нагибом дна (падом)	357
Сл.10.3	Тунел са великим нагибом дна (падом), течење са слободном површином	358
Сл.10.4	Тунел са великим падом дна, течење под притиском	359
Сл.10.5	Вишефазно преграђивање реке	360
Сл.10.6	Линија нивоа дуж загата	361
Сл.11.1	Сложено хеликоидно струјање у речној кривини	365
Сл.11.2	Настанак попречног струјања у кривини	365
Сл.11.3	Локација површинског захвата	366
Сл.11.4	Бочни и чеони захвати	367
Сл.11.5	Захват у дну – Тиролски захват	369
Сл.11.6	Бочни захват	371
Сл.11.7	Течење у таложници	372
Сл.11.8	Испирање таложница	373
Сл.11.9	Прелазница између захвата и канала	374
Сл.11.10	Скраћена прелазница	375
Сл.11.11	Захват без таложнице, са умиривачем енергије	375
Сл.11.12	Захват за прибранску хидроелектрану	377
Сл.11.13	Темељни испуст у склопу прелива	378
Сл.11.14	Водозахватна кула са узводном регулацијом	379
Сл.11.15	Затварачница укопана у боку долине	380
Сл.11.16	Одвајање млаза код необликованог улаза	381
Сл.11.17	Положај пијезометарске линије на улазном делу необликоване цеви	382
Сл.11.18	Хидрауличко обликовање улазне грађевине	382
Сл.11.19	Обликовање улаза са равном доњом ивицом	383
Сл.11.20	Улаз код ког се обликује само горња ивица	384
Сл.11.21	Решетке захвата	384
Сл.11.22	Површински вртлог и увлачење ваздуха на захвату	385
Сл.11.23	Елементи кривине проводника битни за процену губитка	387
Сл.11.24	Рачва са елементима за процену локалних губитака	389
Сл.11.25	USBR базен са "кецељом"	391
Сл.12.1	Попречни пресек канала	395
Сл.12.2	Геометријске величине трапезног пресека	395
Сл.12.3	Оптимални правоугаони пресек канала	397
Сл.12.4	Савлађивање вишка пада каскадама	398
Сл.12.5	Обарање нивоа воде на низводном крају канала	398
Сл.12.6	Слободна филтрација из канала	399
Сл.12.7	Шилдсов дијаграм	403
Сл.12.8	Дозвољене вредности критичног напона за невезани нанос, зависно од концентрације суспендованог наноса према Лејну (Raudkivi 1990). За $d_{50} > 5\text{mm}$ Лејнови резултати се слажу са Шилдсовим дијаграмом (па нису приказни)	404
Сл.12.9	Стабилност честице на косини	405
Сл.12.10	Угао унутрашњег трења зависно од пречника и назубљености зрна	406
Сл.12.11	Препоручене вредности критичног напона за везане материјале	407
Сл.12.12	Једнолико течење у каналу – равнотежа компоненте силе тежине у правцу тока и силе трења	407
Сл.12.13	Распоред смичућих напона дуж оквашеног обима канала	408
Сл.12.14	Максимални напон на косинама код трапезних канала	408
Сл.12.15	Карактеристичан пресек необложеног канала са бермама	412

Сл.12.16	Флексибилна каналска облога	415
Сл.12.17	Типичан пресек канала са бетонском облогом	417
Сл.12.18	Спојнице код каналске облоге	418
Сл.12.19	Дренажни бунар у дну канала	419
Сл.12.20	Типични облици попречног пресека затворених довода	420
Сл.12.21	Тунелски доводи	421
Сл.12.22	Карактеристични попречни пресеци хидротехничких тунела	423
Сл.12.23	Тунелска облога са челичним лимом	425
Сл.12.24	Оптимизација пречника тунела	426
Сл.12.25	Течење у тунелу код кога се може утрошити сва енергија тока	426
Сл.13.1	Прелаз канала преко реке	430
Сл.13.2	Аквадукт преко долине	430
Сл.13.3	Бетонско правоугаоно корито у стрмој косини	431
Сл.13.4	Прелазнице између проводника и канала	433
Сл.13.5	Скраћена излазна прелазница	434
Сл.13.6	Типичан сифон преко долине	434
Сл.13.7	Анкерни блок на прелому трасе сифона	435
Сл.13.8	Улазни део сифона	436
Сл.13.9	Хидраулички скок у сифону	438
Сл.13.10	Евакуација ваздуха из сифона	439
Сл.13.11	Подужни пресек типичног пропуста	440
Сл.13.12	Постављање трасе пропуста у основи	440
Сл.13.13	Обликовање улаза код бетонских цеви пропуста	441
Сл.13.14	Чиниоци који одређују режим течења у пропусту	442
Сл.13.15	Контрола на узводном (улазном) пресеку	442
Сл.13.16	Контрола на низводном (излазном) пресеку	445
Сл.13.17	Потопљено течење $H_{DV} \geq D$	446
Сл.13.18	Пропуст са проширењем на низводном крају	448
Сл.13.19	Течење са потопљеним улазом ($H_D \geq 1.5D$) и непотопљеним излазом $D > H_{DV}$	449
Сл.13.20	Непотопљено истицање из пропуста	449
Сл.13.21	Локално снижење притиска може довести до кавитације	451
Сл.13.22	Линија нивоа у пропусту при низводној контроли	452
Сл.13.23	Линија нивоа у проводнику пропуста	453
Сл.13.24	Мостовско сужење	455
Сл.13.25	Сужење које ствара стуб	457
Сл.13.26	Стуб искошен у односу на правац тока	458
Сл.13.27	Бурно течење у сужењу	460
Сл.13.28	Ерозија услед сужења тока	461
Сл.13.29	Ерозија око мостовског стуба	463
Сл.13.30	Карактеристичне дужине објекта код стубова и обалских ослонаца	464
Сл.13.31	Чинилац облика на дубину ерозионе јаме (Melville 1997)	467
Сл.13.32	Опорац у инундацији и главном кориту	468
Сл.13.33	Угао закошења стуба	468
Сл.13.34	Стуб са неједнаком ширином по вертикали	470
Сл.13.35	Ерозија код вишеслојног наноса у дну	471
Сл.13.36	Камена заштита око стуба	472
Сл.13.37	Појачана ерозија око заштићених стубова у нестабилном кориту	474
Сл.13.38	Ерозија у боку ослонаца	474
Сл.13.39	Хидродинамичка сила на мостовски стуб	474
Сл.13.40	Каскаде (степенице, слапови)	475
Сл.13.41	Вертикална каскада	476
Сл.13.42	Каскада – слап без прага	477
Сл.13.43	Детаљи прелива код вертикалне каскаде – слапа	478
Сл.13.44	Димензије умирујућег базена код вертикалне каскаде	479
Сл.13.45	Вертикална каскада без слапишне плоче	481

Сл.13.46	Спуштање дна код каскаде са каменом заштитом према Smith-у	482
Сл.13.47	Каскада са брзотоком (коси слап).....	483
Сл.13.48	Брзоток са блоковима	484
Сл.13.49	Степенasti слап	485
Сл.13.50	Основни типови рибљих стаза	486
Сл.13.51	Једнозначна веза протицаја и нивоа у контролном пресеку	488
Сл.13.52	Мерно сужење са хоризонталним дном у правоугаоном каналу	490
Сл.13.53	Зависност дубине и специфичне енергије тока	493
Сл.13.54	Услов непотопљености контролног (критичног) пресека	494
Сл.13.55	Меродавни протицај при избору денивелације дна, ΔZ_D	495
Сл.13.56	Мерно сужење на каскади	496
Сл.13.57	Потапање хидрауличког скока иза сужења	496
Сл.13.58	Меродавни протицај за потапање хидрауличког скока.....	497
Сл.13.59	Скица мерног сужења трапезног попречног пресека.....	498
Сл.13.60	Мерно сужење са сложеним попречним пресеком	499
Сл.13.61	Пример сужења без грла.....	500
Сл.13.62	Правоугаони широки праг као мерни објекат	501
Сл.13.63	Праг са низводним закошењем (рампом).....	503
Сл.13.64	Мерни праг троугаоног и сложеног попречног пресека	504
Сл.13.65	Неке врсте уских прагова.....	505

СПИСАК ВАЖНИЈИХ ОЗНАКА

<i>a</i>	убрзање, растојање
<i>A</i>	површина (пресека, акумулације и сл.)
<i>ACI</i>	American Concrete Institute (Амерички институт за бетон)
<i>ASCE</i>	American Society of Civil Engineers (Америчко друштво грађевинских инжењера)
<i>a_r</i>	радијално убрзање
<i>b</i>	ширина, константа
<i>B</i>	ширина
<i>b_S</i>	ширина стуба
<i>B_{SR}</i>	средња ширина
<i>c</i>	кохезија материјала
<i>C</i>	концентрација ваздуха у води
<i>C_A</i>	коэффициент сужења (контракције)
<i>C_D</i>	коэффициент силе, коэффициент отпора
<i>C_P</i>	коэффициент преливања
<i>C_{PO}</i>	коэффициент преливања при рачунском протицају, или при непотопљеном преливању
<i>C_Q</i>	коэффициент протицаја
<i>C_S</i>	коэффициент отпора, коэффициент силе
<i>C_{SUS}</i>	концентрација суспендованог наноса
<i>C_V</i>	коэффициент брзине
<i>d</i>	пречник, пречник зрна, растојање, висина затварача
<i>d_m</i>	средњи пречник зрна
<i>D</i>	пречник, дефицит
<i>D_e</i>	дубина ерозионе јаме
<i>D_{MAX}</i>	максимални дефицит
<i>e</i>	испаравање по јединици површине, ексцентрицитет, дебљина облоге, специфична енергија тока, специфична порозност V_{PORA}/V_{ZRNA}
<i>E</i>	енергија, губици на испаравање
<i>f</i>	коэффициент (фактор) трења, зазор - freeboard
<i>F</i>	сила, губици на инфилтрацију
<i>F_R</i>	Фрудов број $\frac{V^2}{gh}$
<i>F_S</i>	хидродинамичка сила
<i>F_T</i>	сила трења
<i>g</i>	убрзање земљине теже (гравитационо убрзање)
<i>G</i>	тежина
<i>h</i>	дубина воде, мерено од дна до слободне површине
<i>h''</i>	спрегнута (коњугована) дубина воде

H	дебљина (висина) преливног млаза, хоризонтална сила
h_{BR}	висина бране
h_{DV}	дубина доње воде (дубина иза бране)
H_e	енергетска висина
H_{eP}	енергетска висина преливног млаза
h_{GV}	дубина горње воде (дубина испред бране)
h_{KR}	критична дубина
h_n, h_N	нормална дубина
h_{NAN}	дебљина (висина) наноса испред бране
h_P	висина пењања таласа
H_P	дебљина (висина) преливног млаза
H_R	дебљина (висина) преливног млаза при рачунском протицају
h_T	висина таласа
$H_{V,N}$	хоризонтална компонента хидростатичке силе на низводном лицу бране
$H_{V,U}$	хоризонтална компонента хидростатичке силе на узводном лицу бране
i	индекс – бројач (временског интервала, рачунског пресека и сл.)
I	пад пијезометарске линије, моменат инерције пресека, инерцијална сила
ICE	Institution of Civil Engineers (Британско друштво грађевинских инжењера)
$ICOLD$	Међународна комисија за високе бране
I_d	подужни нагиб дна (пад дна) канала
I_{KR}	критични нагиб (пад) дна, критични градијент филтрације (испирања и подизања)
I_{TR}	нагиб (пад) трења
k	константа, апсолутна храпавост облоге
K	кофицијент филтрације, сила којом контура делује на флуид, константа, однос критичног смичућег напона на косини и на дну $\tau_{СК} / \tau_C$
K_a	кофицијент скраћења млаза услед отпора ваздуха
K_B	кофицијент сужења услед бочног ослоња
K_I	кофицијент сигурности против испливавања
K_K	кофицијент сигурности против клизања (смицања)
K_P	кофицијент сигурности против превртања (претурања)
K_S	кофицијент сужења услед стуба, кофицијент сеизмичности
K_X	кофицијент филтрације у хоризонталном правцу
K_Y	кофицијент филтрације у вертикалном правцу
L, l	дужина, филтрациона дужина
L_P	дужина преливне ивице, дужина прелазне деонице
L_S	дужина стуба
L_T	дужина таласа
m	растојање, редни број итерације, нагиб косине, кофицијент преливања
M	моменат силе
mgH	потенцијална енергија
n	константа, Манингов кофицијент храпавости
N	целобројна константа
O	оквашени обим

p	притисак, дебљина баластне плоче
P	висина преливног прага (висина прелива)
P_{DL}	динамичка сила леда
P_i	потрошња у временском интервалу (дану, месецу) са индексом "i"
PMF	Probable Maximum Flood (максимално велика вода)
P_{NAN}	хоризонтална сила наноса
P_{SL}	статичка сила леда
P_{SR}	средња потрошња за разматрани период времена
P_{SV}	сеизмичка сила од воде
PVC	поли-винил хлорид
q	јединични протицај, протицај по метру дужном (по јединици ширине или дужине)
Q	протицај
Q_A	протицај ваздуха
Q_i	дотицај у временском интервалу (дану, месецу) са индексом "i"
Q_{IZ}	протицај излазног таласа
$Q_{RAČ}$	рачунски – пројектовани протицај
Q_{SUS}	протицај суспендованог наноса
Q_{SR}	средњи протицај за разматрани период времена
Q_{UL}	протицај улазног таласа
$Q_{VUČ}$	протицај вученог наноса
Q_V	протицај воде
r	полупречник
R	хидраулички радијус А/О, реакција, резултанта, полупречник кривине
Pe	Рејнолдсов број $\frac{Vd}{\nu}$
s	релативна густина честице ρ_N / ρ
S	сеизмичка сила, суфицит, успор од ветра, статички моменат површине пресека
t	време, дебљина слоја
T	сила трења, дебљина слоја
T_{CK}	критична вучна сила на косини
U	узгон
U_F	филтрациони (диференцијални) узгон
U_{LIN}	узгон по Линеарној теорији
U_P	потисак (базни узгон)
U_{POT}	узгон по Потенцијалној теорији
$USBR$	United State Department of Interior, Bureau of Reclamation
u^*	смичућа брзина $\sqrt{\tau/\rho}$
u^*_{*C}	критична смичућа брзина
V	запремина, вертикална сила
V, v	брзина

V_i	запремина акумулације у временском интервалу (дану, месецу) са индексом "i"
V_K	корисна запремина акумулације (резервоара)
V_L	брзина кретања леда
V_M	запремина мртвог простора
V_{REZ}	запремина резервног – неприкосновеног простора
$V_{V,N}$	вертикална компонента хидростатичке силе на низводном лицу бране
$V_{V,U}$	вертикална компонента хидростатичке силе на узводном лицу бране
w	брзина таложења честица
W	ширина
x, X	растојање, координата у хоризонталном правцу, непозната величина
x^*	трансформисана координата у хоризонталном правцу
y	координата у бочном (попечном), или вертикалном правцу
Z, z	кота, кота нивоа, координата у вертикалном правцу
Z_D, z_D	кота дна пресека
Z_{DV}	кота доње воде
Z_{GV}	кота горње воде
Z_{KB}	кота круне бране
Z_{KP}	кота круне прелива
Z_{min}	кота минималног радног нивоа
Z_{MU}	кота максималног успора
Z_{NU}	кота нормалног успора
α	степен искоришћења водотока $\alpha = P_{SR} / Q_{SR}$, угао
β	степен регулације протицаја, $\frac{V_K}{\bar{V}_{GOD}} = \frac{V_K}{31.5 \times 10^6 Q_{SR}}$, однос протицаја ваздуха и воде $\beta = Q_A / Q_V$
γ	специфична тежина, специфична тежина воде
γ_B	запреминска тежина бетона
γ_A	специфична тежина ваздуха
γ_{NAN}	запреминска тежина наноса
γ_{SR}	просечна запреминска тежина
γ_V	специфична тежина воде
δ	однос величина, бесконачно мали прираштај, дебљина
Δ	коначни интервал или прираштај величине по простору или времену
ΔE	губитак енергије
$\Delta h, \Delta H$	прираштај дубине
ΔL	интервал дужине, растојање
Δt	временски интервал
Δx	интервал дужине, растојање (обично рачунско)
$\Delta Z, \Delta z$	денивелација
ε	тачност, коефицијент контракције

ζ	координата у вертикалном правцу
η	коэффицијент корисног дејства
θ	угао (одскока код ски-одскока)
θ_c	бездимензионални критични смичући напон
λ	Дарси Вајсбахов фактор трења $\frac{8gn^2}{R^3}, \frac{125n^2}{d^3}$
λ_A	фактор трења код аерисаног тока
ν	кинематски коэффициент вискозности
ξ	координата у хоризонталном правцу, коэффициент губитка енергије
Π	пијезометарска кота, пијезометарска линија
ρ	густина
ρ_N	густина честице
σ	нормални напон, кавитациони број, коэффициент потопљености
σ_c	критични кавитациони број
τ	смичући напон
$\bar{\tau}$	просечан смичући напон тока за цео пресек
τ_c	критични смичући напон
τ_{CK}	критични смичући напон на косини
ϕ, φ	угао унутрашњег трења, еквивалентни пречник цеви
ψ	константа

I

ВОДОПРИВРЕДА – ГАЗДОВАЊЕ ВОДАМА

I.1 ОПШТЕ О ВОДАМА

Зашто се човек у толикој мери бави водом? Зашто се развило толико различитих занимања везаних за воду? На одговор упућује веза човека и воде. Од воде има много користи, али може да буде и доста штете. Вода се проучава да би се *корист учинила већом, а штета мањом*.

Користи од воде су вишеструке:

- 1) Вода за домаћинства (пиће, кување, хигијена).
- 2) Вода за индустрију.
- 3) Вода за наводњавање.
- 4) Вода за производњу електричне енергије.
- 5) Вода као пловни пут (саобраћајница).
- 6) Вода као простор за рекреацију.
- 7) Рибарство.

Од воде се мора често штитити:

- 1) Одбрана од поплава (великих вода).
- 2) Борба против ерозије.
- 3) Одводњавање земљишта.
- 4) Каналисање насеља.

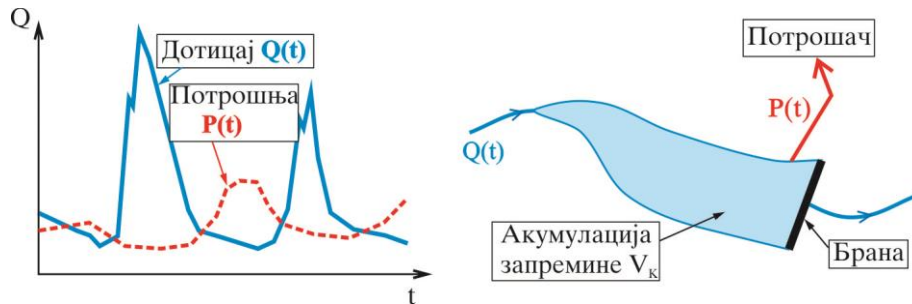
Воде се морају штитити да не би постале опасне по живот (биљака, животиња и човека – непосредно од коришћења саме воде, и посредно преко биљака и животиња). Отуда се јавља потреба за:

- 1) *Пречишћавањем* употребљених вода.
- 2) *Опелемњивањем* малих вода, повећањем протицаја у сушним периодима.

1.2 НЕУСКЛАЂЕНОСТ ДОТИЦАЈА И ПОТРОШЊЕ

Која је основна невоља са водом?

- 1) Често је има на месту где није потребна (где може и да смета), а готово редовно је нема тамо где је потребна, или је бар нема онолико колико је потребно.
- 2) Често је има када није потребна (или још горе када прави штету), а ретко дотекне када је потребна.
- 3) Често није задовољавајућег квалитета.



Сл. 1.1 Неусклађеност дотицаја и потрошње воде

Вода је потребна у домаћинству, у фабрици или на њиви, обично далеко од места где може да се нађе, па је неопходно *воду контролисано довести до корисника*.

Треба имати на уму:

- 1) Да је *дотицај* (или како се то обично каже, *режим дотицаја*) мање-више *неравномеран* у току године за сваки природни водоток.
- 2) Да су *потребе* за водом већине корисника такође *неравномерне*.
- 3) Неравномерност дотицаја и неравномерност потреба се временски *не подударaju* (неусклађене су), па тако у периоду малих вода обично расту потребе за водом, док се у периоду великих вода потребе за водом смањују (сл. 1.1).

Према овоме ће се одредити задатак газдовања водама:

- 1) Задатак *снабдевања водом* (односно задатак коришћења воде) је:
Обезбедити захтевану количину воде, захтеваног квалитета у захтеваном времену и на захтеваном месту.
- 2) Задатак *заштите од вода* је:
Одстранити воду са угроженог места и заштитити корито водотока и објекте од ерозионог дејства воде.
- 3) Задатак *заштите вода* је:
Обезбедити захтевану количину и квалитет воде у самом водотоку.

Просторно и временско прераспоређивање дотицаја је сложен задатак. Број потрошача и могућих снабдевача (изворишта) може бити велики чак и у оквиру малог слива.

Проблем се усложњава са величином слива и односима који се јављају унутар слива (економским, приоритетом потрошача, заштитом околине и сл.).

I.3 ВОДОПРИВРЕДА

Водопривреда је делатност која се бави планирањем, развојем, коришћењем, и заштитом водних добара (водних ресурса). То је широка и сложена делатност која обухвата више **водопривредних грана**, од којих свака представља једну од делатности везаних за коришћење (или заштиту) вода. Најзначајније водопривредне гране су:

- 1) Санитарна хидротехника.
- 2) Хидротехничке мелиорације.
- 3) Хидроенергетика.
- 4) Водни саобраћај.
- 5) Одбрана од поплава.

Водопривреда обједињује и усаглашава водопривредне гране и њихове појединачне, често противуречне, циљеве, тако да укупна корист од вода буде што већа и за опште добро.

I.4 ВОДОПРИВРЕДНО ПЛАНИРАЊЕ

Планирање служи да се на основу предвиђених потреба и могућности одреди *оптимално располагање добрима* у току разматраног времена. Оптимално располагање водама даје највећу укупну корист од коришћења воде, заштите од воде и заштите воде. Планирање омогућава да се сагледа шта се може урадити, а шта не може (или може уз неприхватљиву цену) и да се према томе одреди пут за постизање жељеног циља – *оптималног коришћења воде*.

Задатак водопривреде једног *подручја* (регије или државе) је да задовољи потребе за водом домаћинства, индустрије и пољопривреде, потребе за електричном енергијом (ако су остали енергетски извори мање економични), потребе речног саобраћаја, да заштити насеља и пољопривредно земљиште од поплава и ерозије, да заштитити водотоке и подземне воде од загађења. Да би се приступило решавању овог свеобухватног проблема, неопходно је проучити потребе и могућности подручја, и то:

- 1) Друштвене и економске услове.
- 2) Својства расположивих вода (водотока и подземних вода).
- 3) Расположива техничка решења.

На основу проученог дају се *смернице* за целовито решење коришћења вода, заштите од вода, и заштите вода разматраног подручја (глобална водопривредна решења). Те смернице се користе као *подлога за даље проучавање* при решавању сваког водопривредног задатка у подручју.

У нашој земљи основни водопривредни документ је **Стратегија управљања водама на територији Републике Србије** (раније је то била **водопривредна основа**). Овим

документом се начелно одређују правци развоја водопривредних грана разматраног подручја, па има тежину подлоге за све наредне фазе пројектовања.

I.5 ХИДРОТЕХНИКА

Хидротехника је *техничка делатност* за решавање водопривредних задатака, која обухвата:

- 1) Проучавање режима водних добара (ресурса).
- 2) Испитивање геолошке и хидрогеолошке грађе на местима акумулација и објеката.
- 3) Пројектовање, грађење, одржавање и коришћење (управљање) хидротехничких објеката и опреме.

Хидротехника користи различите *научне дисциплине*. Најважније су:

- 1) Хидрологија.
- 2) Метеорологија.
- 3) Водопривредни системи.
- 4) Геологија, Хидрогеологија и Инжењерска геологија.
- 5) Механика тла и Механика стена.
- 6) Механика флуида и Хидраулика.
- 7) Отпорност материјала.
- 8) Статика и Динамика конструкција и машина.
- 9) Грађевински материјали.
- 10) Испитивање материјала и конструкција.
- 11) Електротехника.
- 12) Економија.
- 13) Агрономија.
- 14) Екологија.

Многи одговори које хидротехника тражи не могу се добити само на основу искуства и теоретских разматрања, па је често потребно прибећи *опитима* (експериментима).

ЛИТЕРАТУРА:

- Најдин, Г., (1983), "Основе хидротехнике", Научна књига, БЕОГРАД.
- ICOLD (1984), "Operation of Hydraulic Structures od Dams", Bulletin 49.
- Linsley, R.K., Franzini J.B., (1979), "Water-Resources Engineering", McGraw-Hill Book Company.
- Novak, P. et al., (1996), "Hydraulic Structures", E&FN SPON.
- Петровић, П.С., (1992), "Хидротехничке конструкције", I део, НАУКА, БЕОГРАД.
- Министарство грађевинарства, саобраћаја и инфраструктуре РС, (2016), "Закон о водама", Сл. гласник РС бр. 30/2010, 93/2012 и 101/2016

II

АКУМУЛАЦИОНИ БАСЕНИ И РЕГУЛИСАЊЕ ПРОТИЦАЈА

II.1 РЕГУЛИСАЊЕ ПРОТИЦАЈА, УЛОГА АКУМУЛАЦИЈА

Као што је речено у претходном поглављу, један од задатака водопривреде је да у *захтевано време* потрошачу обезбеди *захтевану количину воде*. С обзиром да су режими дотицаја и потрошње по правилу неусклађени, неопходно је воду из “*водног*” периода пребацити у “*сушни*”¹ (сл. 1.1). Пребацавање воде из водног у сушни период назива се **регулисање (изравнавање) протицаја**.

Вода потребна за сушни период мора се током водног периода сместити (акумулирати) у одређени простор, у **акумулацију**, где се чува све док потрошња не постане већа од дотицаја. Акумулација је обично део речне долине преграђене браном (акумулационо језеро), или резервоар, за случај мањих количина воде.

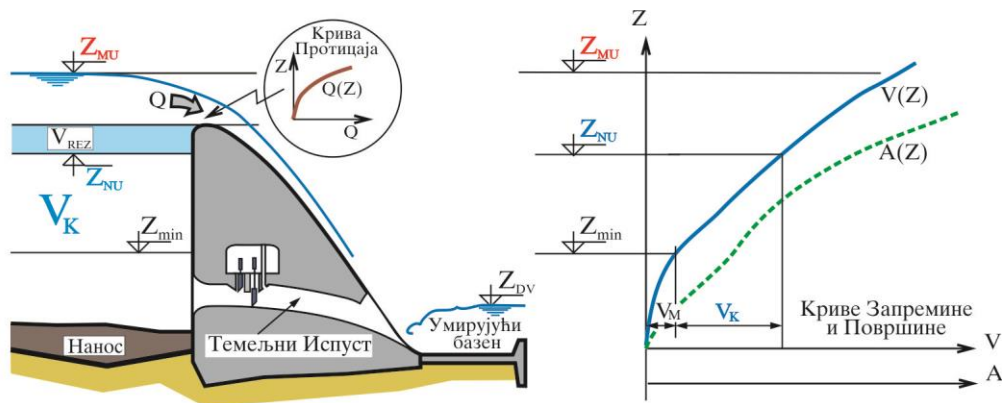
Цео акумулациони простор се не може искористити за регулисање протицаја. Један део (**мртви** простор) отпада на *пријем наноса* (видети II.6), а један део на прихватање поплавног таласа при *евакуацији великих вода* од којих се *штити сама брана* (видети II.8 и поглавље VIII). Део акумулације који се користи за регулисање протицаја назива се **корисна запремина акумулације**, или **запремина корисног простора**. Као део корисне запремине може се сматрати и такозвани **резервни** (*неприкосновени* простор, видети II.2), који је намењен за пријем поплавног таласа од кога се *штити низводно подручје*. У том случају запремина потребна за регулацију протицаја обично се назива *оперативна запремина (запремина оперативног простора)*. Прегледности ради, у даљем тексту је термин *корисна запремина* коришћен само за део акумулационог простора који је намењен *регулацији протицаја*.

¹ У *водном* периоду воде има више него што кориснику треба, а у *сушном* је нема довољно. Ови периоди могу трајати од неколико сати до неколико месеци, или година.

II.2 ОСНОВНИ ПАРАМЕТРИ АКУМУЛАЦИЈЕ

У најважније показатеље (параметре) акумулације спадају њене топографско–морфолошке карактеристике, важне запремине, коте и протицаји, криве протицаја, као и прописани режим рада акумулације. Основни параметри акумулације су (сл. 2.1):

- 1) **Крива запремине акумулације** $V=V(Z)$ и **крива површине акумулације** $A=A(Z)$, које претстављају зависност запремине акумулационог простора, односно површине воденог огледала, од нивоа воде у акумулацији. Добијају се са *топографске подлоге*, планиметрисањем и интегрисањем површина између изохипси и узводног лица бране.
- 2) **Корисна запремина** V_K (или више корисних запремина, ако има више корисника).
- 3) **Запремина мртвог простора** V_M , која се *не користи* за регулисање протицаја, а обично је намењена за смештање наноса.
- 4) **Запремина резервног–неприкосновеног простора** V_{REZ} , намењена за смештање поплавног таласа (обично таласа двадесетогодишње, или педесетогодишње велике воде). Резервни простор се често остварује као *динамичка величина*, која се мења, зависно од доба године, односно од вероватноће наилаaska поплавног таласа. У периоду када постоји опасност од поплава, део акумулационог простора за пријем таласа је празан и спреман да прими талас (*контролисано предпразњење* се врши кроз темељни испуст, или преко устава), док се остало време овај простор користи за друге сврхе (водоснабдевање, наводњавање, енергетика и сл.).
- 5) **Кота нормалног успора** Z_{NU} , при којој је испуњена корисна запремина акумулације.
- 6) **Кота минималног радног нивоа** Z_{min} , испод које се не узима вода за корисника.



Сл. 2.1 Основни параметри акумулације

- 7) **Кота максималног успора** Z_{MU} , максимална кота нивоа воде у акумулацији, безбедна за стабилност бране.
- 8) **Средњи вишегодишњи протицај на профилу бране**, Q_{SR} .
- 9) **Максималне вредности протицаја поплавних таласа.**
- 10) **Хидраулички режим бране чине криве протицаја евакуационих органа** (прелива и испуста) и **захвата**, којима се описује веза нивоа воде у акумулацији са протицајем кроз евакуационе органе (евакуаторе) и захвате.

- 11) **Крива протицаја доње воде** описује зависност протицаја од нивоа воде у низводном кориту водотока, Z_{DV} .
- 12) **Режим управљања акумулацијом** одређује правила о начину коришћења акумулације у нормалним оперативним и ванредним условима.

II.3 КОРИСНА ЗАПРЕМИНА АКУМУЛАЦИЈЕ

Прво питање које се намеће при пројектовању акумулације је: *колика запремина акумулације је потребна? Корисна запремина акумулације, V_K , је запремина потребна да задовољи задате потребе корисника, при задатом хидрограму дотицаја.*

Разматра се период времена у коме су познати (задати) хидрограм дотицаја, $Q(t)$, и потрошња корисника (хидрограм потрошње), $P(t)$. Дотицај и потрошња обично се представљају као дискретне вредности Q_i , и P_i , за сваки *временски корак* (интервал) “ i ” разматраног периода (сл. 2.2а). Индекс “ i ” означава редни број временског корака, као и редни број *временског тренутка* (пресека), сл. 2.2. Време, тј., временски тренутак, на крају “ i ”-тог корака износи: $t_i = i \Delta t$. Трајање (“*дужина*”) временског корака, Δt , може бити: месец, недеља, дан, или час, зависно од услова задатка и расположивих података.

На крају сваког временског корака јавља се мањак (дефицит), D_i , или вишак воде, услед неусклађености дотицаја и потрошње у текућем, као и у претходним временским корацима. **Највећи мањак (максимални дефицит)** у целом разматраном периоду, D_{MAX} , *представља запремину воде коју је неопходно сачувати* да би се у потпуности подмирила задата потрошња, а то је управо вредност *корисне запремине* V_K :

$$(2.1): \quad V_K = D_{MAX}.$$

Највећи мањак (максимални дефицит) може се одредити на више начина, а сви се заснивају на једначини биланса (једначини одржања масе). У даљем излагању ће се приказати неколико поступака, а опширније ће се описати најпростији – **секвентни поступак** за акумулацију “бесконачне” запремине (Мелентијевић, 1971).

Секвентни поступак

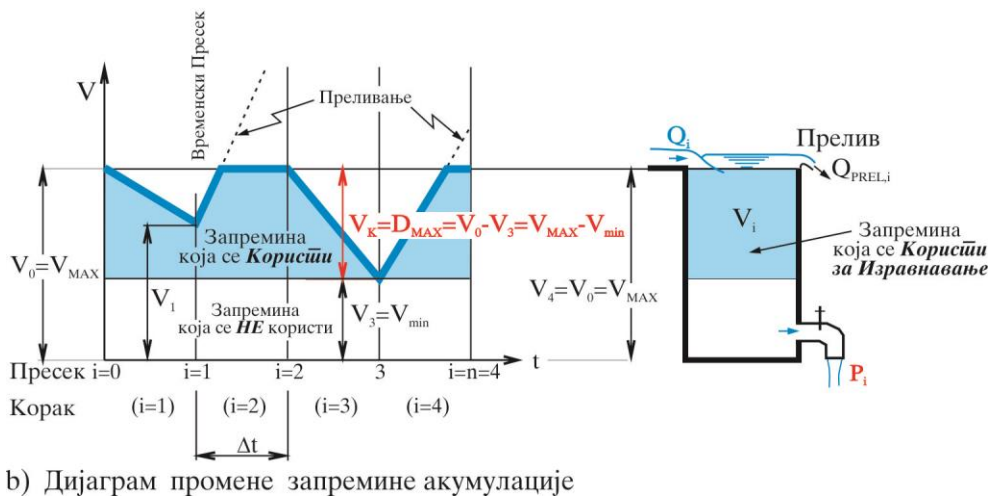
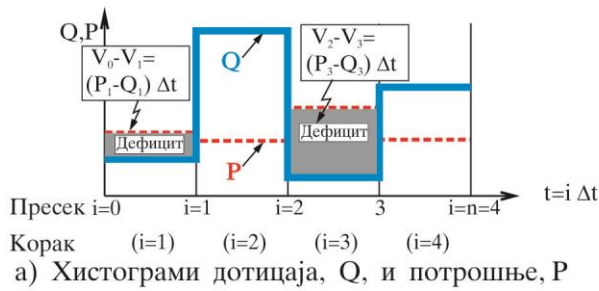
Претпоставља се да је на располагању *акумулација (резервоар) произвољно велике запремине* V_{MAX} , као и да је акумулација *пуна* на почетку разматрања (почетна запремина једнака је максималној запремини акумулације, $V_0 = V_{MAX}$). У акумулацију током временског корака, “ i ”, дотиче протицај Q_i , а истиче вода за потрошача P_i (сл. 2.2).

Запремине воде у акумулацији у тренутку t_i (пресек “ i ”) рачуна се из једначине биланса:

$$(2.2): \quad V_i = V_{i-1} + (Q_i - P_i) \Delta t,$$

где су: V_i = запремина акумулације у тренутку $t_i = i \Delta t$, V_{i-1} = запремина у тренутку $t_{i-1} = (i-1) \Delta t$, Q_i и P_i = дотицај у акумулацију и потрошња у “ i ”-том временском кораку. Ако се преко једначине (2.2) добије да је запремина V_i већа од максималне (почетне запремине), део дотекле воде се мора прелити, чиме се задовољава физичко ограничење:

(2.2a): $V_i \leq V_{MAX} \cdot^1$



Сл. 2.2 Секвентни поступак

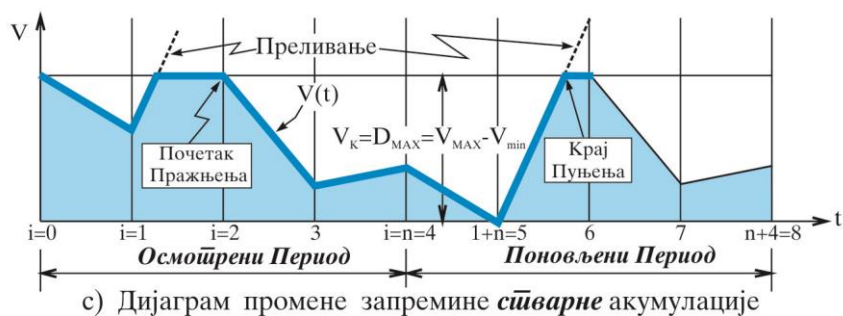
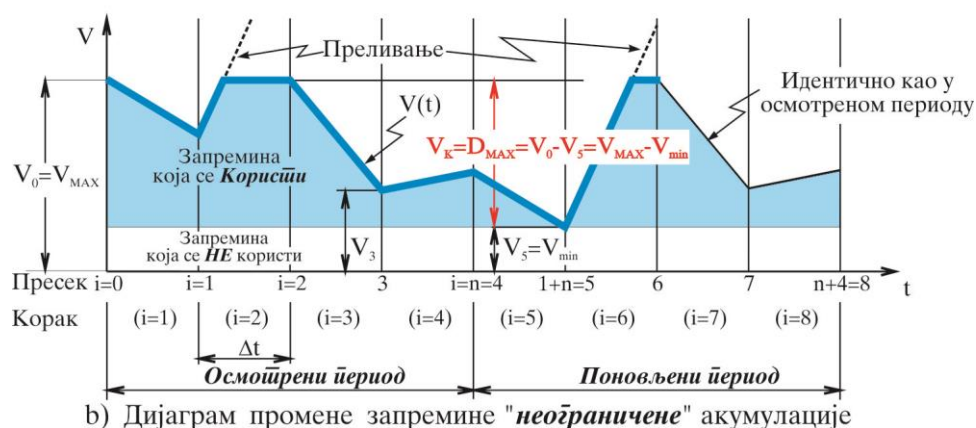
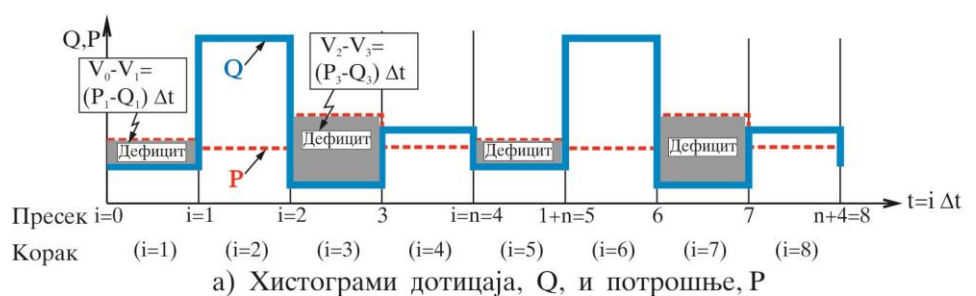
На слици 2.2а приказани су хистограми дотицаја и потрошње за разматрани временски период (између $i=0$ и $i=n=4$), док се на слици 2.2б прати промена запремине акумулације по времену, $V_i=V(t_i)$, према једначини (2.2), уз ограничење (2.2а). Очигледно је да се део акумулације који је испод минималне запремине ($V_3=V_{min}$) не користи, па је вредност *корисне* запремине акумулације (односно, *највећег мањка–дефицита*) једнака разлици **максималне (почетне) и минималне запремине акумулације током разматраног периода**:

(2.3): $V_K = D_{MAX} = V_{MAX} - V_{min} = V_0 - V_3.$

Треба запазити да је у примеру на слици 2.2 акумулација на крају разматраног периода пуна ($V_4 < V_0$), што значи да је последњи циклус *пражњења и пуњења* завршен. У противном, могуће је да се *пражњење настави* и запремина акумулације додатно смањи у времену после разматраног периода (за $i > 4$). Овакав пример је приказан на слици 2.3. На слици 2.3а хистограми дотицаја и потрошње су продужени, тако да после *разматраног –“осмотреног“*

¹ Тада се биланс “затвара” преливањем: $Q_{PRELIV,i} = V_{i-1} + (Q_i - P_i) \Delta t - V_{MAX}.$

периода ($i=0$ до $i=n=4$), следи поновљени период ($i=4$ до $i=8$), који је идентичан са осмотреним¹.



Сл. 2.3 Секвентни поступак са поновљеним периодом

У првом временском кораку (од тренутка t_0 до t_1) запремина акумулације опада (с обзиром да је потрошња већа од дотицаја), а у следећем кораку акумулација се пуни и запремина достиже почетну вредност ($V_2 = V_0 = V_{\text{MAX}}$), па је започети циклус пражњења и пуњења завршен. У трећем кораку, запремина акумулације опада до вредности V_3 , (што представља до сада минималну вредност запремине), а током четвртог корака започиње пуњење акумулације. Међутим, у тренутку t_4 , запремина *не достиже почетну вредност*

¹ С обзиром да није познато који низ протичаја следи иза *осмотреног* периода, разумно је "поновити" осмотрени низ. Алтернатива је низ синтетичких (генерисаних) протичаја.

($V_4 < V_0$), па започети циклус пражњења и пуњења није завршен у осмотреном периоду. У петом кораку, на почетку поновљеног периода, акумулација се поново празни, да би се у тренутку t_5 , остварила запремина V_5 , која је мања од минималне запремине забележене у осмотреном периоду ($V_5 < V_3$). У наредном тренутку, t_6 , запремина акумулације достиже почетну вредност ($V_6 = V_0$), чиме је циклус пражњења и пуњења, започет у осмотреном периоду, завршен. Од тренутка t_6 , па до краја поновљеног периода понављају се исте вредности запремина као у осмотреном периоду, тако да не постоји могућност да се оствари запремина мања од V_5 . Зато је корисна запремина акумулације, односно највећи мањак (максимални дефицит) једнак:

$$V_K = D_{MAX} = D_5 = V_0 - V_5.$$

Секвентни поступак за одређивање корисне запремине се своди на следеће:

За разматрани низ дотицаја и потрошње се преко једначина биланса (2.2 и 2.2а) одреди дијаграм промене запремине акумулације по времену, уз претпоставку да се располаже акумулацијом произвољно велике запремине, која је пуна на почетку разматрања. Корисна запремина акумулације једнака је највећој вредности мањка (дефицита) у разматраном периоду, односно разлици максималне (почетне) и минималне запремине која се оствари:

$$V_K = D_{MAX} = V_{MAX} - V_{min} = V_0 - V_{min}.$$

Разматрани период се понавља, ако на крају разматрања акумулација није пуна, па се започети дефицит може наставити и повећати у наредном периоду.

* * *

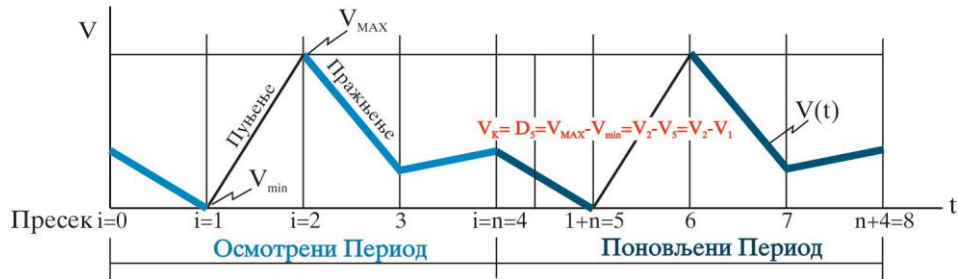
Пошто је одређена корисна запремина акумулације, више нема потребе да се претпоставља “произвољно“ велика акумулација, па се дијаграм промене запремине кроз време црта за акумулацију запремине V_K (сл. 2.3с). Ако је укупни дотицај у разматраном периоду, $\Sigma(Q_i)$, већи од укупне потрошње, $\Sigma(P_i)$, (тј. средњи дотицај Q_{SR} , већи од средње потрошње P_{SR}), вишак воде се мора прелити из акумулације. У примеру на сл. 2.3 до преливања долази током другог и шестог временског корака. Треба запазити да је у поновљеном периоду почетна запремина на сл. 2.3с једнака крајњој запремини ($V_4 = V_8$), што одражава претпостављену цикличност хидрограма дотицаја и потрошње (тј., претпоставку да се осмотрени низ понавља). Наравно, ако је укупна потрошња већа од укупног дотицаја, потребе корисника се не могу у потпуности задовољити.

Потпуно искоришћење дотицаја

На слици 2.4 приказан је пример у коме се сав приспели дотицај искористи за потрошача, тј. када су укупна потрошња и дотицај једнаки ($\Sigma(P_i) = \Sigma(Q_i)$, сл. 2.4), па нема преливања. Тада је погодно претпоставити да је “произвољно велика” акумулација неограничена и са горње стране, односно да није пуна на почетку разматрања ($V_0 < V_{MAX}$), тако да се преливање не јавља ни у осмотреном периоду, као ни у поновљеном. Зато ће се током оба ова периода остваривати исте вредности запремине акумулације (на пример $V_0 = V_4$, $V_3 = V_7$), па нема потребе да се осмотрени период понавља. Према раније објашњеном, највећи мањак

(дефицит), односно корисну запремину, представља разлика између највеће и најмање запремине акумулације у току разматраног периода па је, према сл. 2.4:

$$V_K = D_{MAX} = V_{MAX} - V_{min} = V_2 - V_5 = V_2 - V_1.$$



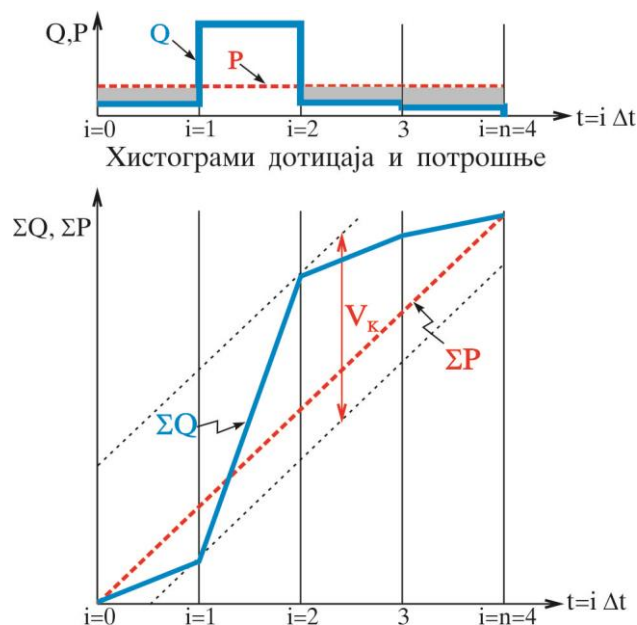
Сл. 2.4 Промена запремине акумулације са потпуним искоришћењем дотицаја

Поступак са сумарном кривом

Други начин за одређивање корисне запремине је поступак са **сумарном кривом**. Поступак се заснива на истој једначини биланса (2.2) која се користи у секвентном поступку. Сумарне криве дотицаја $\Sigma(Q_i \Delta t)$ и потрошње $\Sigma(P_i \Delta t)$ за разматрани период цртају се заједно на истом цртежу (сл.2.5). (Разлике ордината две сумарне криве представљају запремине акумулације из секвентног поступка.) Једначина биланса сада постаје:

$$(2.4): \quad V_i = \Sigma(Q_i \Delta t) - \Sigma(P_i \Delta t),$$

где је: $\Sigma(Q_i \Delta t)$ = ордината сумарне криве дотицаја у тренутку $t_i = i \Delta t$, а $\Sigma(P_i \Delta t)$ = ордината сумарне криве потрошње.



Сл. 2.5 Сумарне криве дотицаја и потрошње

Може се уочити да је једначина (2.4) идентична једначини биланса (2.2) само у случају када се ова користи без ограничења 2.2а.

Поступак са сумарном кривом је погодан када је унапред задата корисна запремина, па треба уклопити (одредити) истицање P_i , за задат дотицај Q_i (овакав поступак се користи код управљања акумулационим хидроелектранама). Корисно је приметити да је нагиб сумарне линије у изабраном тренутку времена једнак протицају у том тренутку:

$$(2.5): \quad \frac{d}{dt}(\Sigma P_i dt) = P_i, \text{ односно: } \frac{d}{dt}(\Sigma Q_i dt) = Q_i.$$

Утицај од губитака на испаравање и процуривање

У досад описаним поступцима занемарени су губици на испаравање са површине акумулационог језера, као и губици на процуривање из језера. У доста случајева ови губици нису значајни, па се могу занемарити, бар за почетне фазе пројектовања, где су и остали резултати мање поуздани. У случају да губици на испаравање и процуривање нису занемарљиви, поступак за димензионисање корисне запремине мора се донекле изменити. Билансна једначина (2.2) допуниће се члановима који представљају испаравање и процуривање:

$$(2.2b): \quad V_i = V_{i-1} + (Q_i - P_i - E_i - F_i) \Delta t,$$

где су: $E_i = 1/2 (A_i + A_{i-1}) e_i$ = губитак на испаравање из акумулације током “i”-тог временског корака, A_i = површина воденог огледала акумулације у “i”-том временском пресеку (тренутку), e_i = просечно испаравање по јединици површине у “i”- том временском кораку, а F_i = губитак на процуривање (инфилтрацију) у “i”-том кораку. Губитак на испаравање је сразмеран површини акумулације, A_i , а губитак на процуривање обично зависи од нивоа воде у акумулацији, Z_i . Пошто површина и ниво зависе од запремине, V_i , коју тек треба срачунати, немогуће је унапред утврдити тачне вредности губитака¹. С друге стране, не може се срачунати запремина V_i ако се не познају губици E_i и F_i , па се билансна једначина (2.2b) решава постепеним приближавањем–итерацијама.

У првој итерацији се одреди корисна запремина $V_K = {}^{(0)}V_K$ описаним секвентним поступком, занемарујући губитке ($E_i = F_i = 0$). За овако апроксимирану корисну запремину, срачунају се вредности запремина акумулације, ${}^{(0)}V_i$, у сваком временском тренутку “i”, а са криве запремине (сл.2.1) читају се одговарајуће површине акумулације, ${}^{(0)}A_i$, и нивои, ${}^{(0)}Z_i$, да би се одредили губитак на испаравање (${}^{(0)}E_i = 1/2 ({}^{(0)}A_i + {}^{(0)}A_{i-1}) e_i$) и губитак на инфилтрацију (${}^{(0)}F_i = 1/2 (f({}^{(0)}Z_i) + f({}^{(0)}Z_{i-1}))$). (Губици E_i и F_i могу се даље сматрати као додатна “потрошња” у једначини биланса.)

Користећи билансну једначину (2.2b) понови се секвентни поступак за одређивање максималног дефицита, па се добије нова (поправљена) вредност корисне запремине $V_K = {}^{(1)}V_K$.

¹ Однос запремине акумулације, површине акумулације и нивоа у акумулацији задаје се као подлога у виду криве запремине и површине акумулације (сл.2.1), док се губитак на процуривање из акумулације процењује на основу геолошких истражних радова, такође као функција запремине акумулације.

Уколико се жели већа тачност, поступак се наставља узимајући запремине и површине из претходне итерације за обрачунавање губитака у текућој итерацији.

У пракси се губици на испаравање понекад обрачунавају за неку фиксну “репрезентативну” вредност површине акумулације, $A_{РАС}$. Ова површина се усвоји са криве површине акумулације, пошто се претходно одреди корисна запремина занемарујући губитке.

Итеративна метода повећања запремине

Итеративни поступак се може заснивати и на *постепеном приближавању – постепеном повећању корисне запремине*. Вредност корисне запремине, V_K , повећава се у свакој итерацији за неки прираштај ΔV_K , све док се не задовољи тражена потрошња корисника, односно док у сваком временском тренутку, t_i , запремине срачунате преко једначине (2.2b) не буду позитивне ($V_i \geq 0$). (Прираштај ΔV_K може се сукцесивно уситњавати, док се не постигне жељена тачност.)

Овим поступком лако је укључити и утицај “**обезбеђености**“ потрошача на вредност корисне запремине. Може се, на пример, дозволити да корисник не буде снабдевен са захтеваном количином воде у одређеном броју година или месеци, већ се уведе унапред дефинисане *редукције потрошње*.

Избор рачунског низа

Остаје још једно важно питање: *Који низ дотицаја треба користити при избору корисне запремине акумулације?*

У пракси се понекад као *меродавни низ* за димензионисање акумулације, уместо целог осмотреног низа дотицаја, користи само *низ сушних година* (сушни период), јер је сушни период критичан са гледишта покривања потрошње. Пре развоја дигиталних рачунара коришћени су искључиво нивои осмотрених протицаја – такозвани *природни нивои* (било да се узимао цео низ, или низ сушних година). Седамдесетих година двадесетог века се почело са применом **синтетичких нивоа**, генерисаних на основу *статистичких параметара природног низа* (коришћењем метода случајних процеса). Генерише се велики број нивоа (обично 50), па се за сваки одреди одговарајућа корисна запремина. Добијени резултати се статистички анализирају, па се корисна запремина посматра као случајна променљива, која обично следи Гумбелову расподелу (Roberson et al., 1988). Из овакве расподеле може се за тражену *статистичку “обезбеђеност”* корисника, очитати одговарајућа вредност корисне запремине акумулације. (Већа обезбеђеност захтева већу корисну запремину.)

На дијаграму промене запремине акумулације увек је пожељно затворити (заокружити) биланс, тј. завршити разматрани период са истом вредношћу запремине акумулације са којом се и почело (пример на сл. 2.3с – поновљни период, као и на сл. 2.4). Ако се на крају периода добије мања запремина него на почетку, значи да је потрошено више од оног са чим се кренуло, па ако се циклус понови (а пошло се од претпоставке да се може поновити идентичан период, или период са истим статистичким параметрима), постоји опасност да дође до непредвиђеног мањка воде и одговарајуће редукције потрошње. Дакле, постоји сумња да корисна запремина није довољна да задовољи захтеве потрошача (или чак да је укупна потрошња већа од укупног дотицаја). У случају да је запремина на крају разматраног периода већа од почетне, овакве опасности нема – вишак воде ће се прелити у наредном циклусу.

Корисна запремина као економска категорија,
степен искоришћења водотока и степен регулације протицаја

Корисна запремина акумулације одређује се за претпостављену потрошњу. Јасно је да трошкови расту са повећањем потрошње, јер се и корисна запремина, а тиме и брана (односно трошкови изградње бране), повећавају са потрошњом. Према овоме, разумно је очекивати да ће корисна запремина акумулације бити **економска категорија**.

Обично се за неколико нивоа потрошње (различите вредности средње потрошње) или обезбеђености корисника, срачуна потребна корисна запремина акумулације, затим се на основу техничких решења срачунају трошкови изградње, одржавања и управљања акумулацијом, па се према економским критеријумима утврди *оптимална* вредност корисне запремине, или *опсег оптималних* вредности корисне запремине. Критеријум за избор може да буде *максимална нето добит* од акумулације (тј. максимална разлика годишње добити од испоручене воде и трошкова акумулације). Може се захтевати *максималан количник добити* од испоручене воде и трошкова акумулације, или се може тражити да збир трошкова акумулације и трошкова набавке додатне количине воде са другог (алтернативног) места буде минималан, и друго. Овде се неће детаљније улазити у економску проблематику.

Корисна запремина је највећа ако се захтева потпуно искоришћење водотока, тј. када средња потрошња достигне средњи дотицај ($P_{SR}=Q_{SR}$)¹. Однос $\alpha=P_{SR}/Q_{SR}$ назива се **степен искоришћења водотока**, и креће се између 0 и 1 ($0 < P_{SR}/Q_{SR} \leq 1$). Понекад се као показатељ регулационе моћи акумулације користи **степен регулације протицаја**, β , који представља однос корисне запремине и укупног дотицаја у акумулацију у току просечне године, $\beta=V_K/\bar{V}_{GOD}$. Очигледно је да ће зависност α од β бити растућа функција.

Системи од више акумулација

Често једно водопривредно решење предвиђа коришћење више акумулација које раде у систему (спрези) на снабдевању већег броја потрошача, па се поступак управљања усложњава, с обзиром на велики број могућности међусобног повезивања корисника и потрошача. На пример, вода се из једне акумулације може пребацивати у другу, испуштање из узводне акумулације сасвим ће изменити режим дотицаја у низводној акумулацији, део воде од корисника може се вратити на поновно коришћење у низводно подручје и слично. Овакви системи се такође описују преко једначине биланса (2.2b), уз велики број веза и ограничења. Постоји више комерцијалних програма за моделирање сложених система акумулација, од којих је код нас тренутно најраспрострањенији (не значи и најбољи) програм *HEC-RESSIM*.

II.4 ВИДОВИ РЕГУЛИСАЊА ПРОТИЦАЈА

Постоји неколико видова регулисања протицаја, зависно од периода за који се вода изравнава (билансира), и од природе изравнавања:

¹ Овде се подразумева да је у оквиру потрошње урачунат и *гарантовани еколошки протицај*.

- 1) **Вишегодишње изравнање**, омогућава да се вишак воде *из водних година* пребацује у *период сушних година*.
- 2) **Годишње или сезонско изравнање**, омогућава да се вода *из водних периода (сезона)* у току једне године, пребацује у *сушне периоде* исте године (овај вид изравнања је код нас много чешћи од претходног).
- 3) **Недељно изравнање** обично уравнотежава *неравномерност потрошње* корисника током недеље.
- 4) **Дневно изравнање** уравнотежава *неравномерност дневне потрошње* услед променљивих захтева домаћинстава и индустрије за водом, електроенергетског система за енергијом, или пољопривредних култура за наводњавањем.

Као један од примера дневног изравнавања треба поменути такозване **компензационе базене**, који служе да изравнају (“испеглају”) протицај низводно од потрошача са изразито неравномерним дневним режимом рада – најчешће вршних хидроелектрана (ХЕ). *Врина хидроелектрана* ради само неколико сати дневно, када то налаже потрошња (конзум) електроенергетског система. (Остатак дана вршна ХЕ не ради и чува воду у акумулацији за следећи дан, када ће поново радити само одређени број сати.) У време када ХЕ не ради, низводно корито би било суво, што је недопустиво са еколошког гледишта, а често и за остале низводне кориснике. Зато се низводно од вршине ХЕ често гради компензациони базен – мања акумулација са могућношћу дневног изравнања – која служи да прихвати воду коју ХЕ преради, а затим је равномерно, током целог дана, испушта у низводно корито. Алтернатива оваквом решењу је да се део воде за одржавање *гарантованог еколошког протицаја* у водотоку (биолошког минимума) и за потребе низводних корисника стално испушта, што значи да ће та вода бити изгубљена за производњу енергије. Најповољније решење одредиће се оптимизацијом.

* * *

Акумулација се обично ствара преграђивањем речног тока **браном – успорним објектом**. Код неких брана, корисна запремина акумулације не постоји, или је занемарљиво мала. Брана тада служи да успори воду – да подигне ниво ради контролисаног захватања, или да створи пад ради производње електричне енергије, омогући пловидбу у водотоку и сл.)

II.5 ВРСТЕ АКУМУЛАЦИЈА

Постоји више подела према којима се сврставају акумулације. Најзначајније поделе су према *врсти изравнавања* (регулisaња) протицаја и према *намени* акумулације. О првој подели, *према врсти изравнавања* протицаја већ је било речи, када су објашњене *вишегодишње, сезонске, недељене, дневне* акумулације и *компензациони базени*.

Према намени акумулације могу бити **вишенаменске** и **једнонаменске**.

Код *једнонаменских* акумулација само је један корисник (водоснабдевање, хидроенергетика, пловидба, одбрана од поплава, и сл.), док *вишенаменске* акумулације дели више корисника, обично са различитим, често и супротним захтевима. На пример, хидроенергетика тражи што више нивое у току већег дела године да би се обезбедио што већи

пад, односно снага електране, док с друге стране, водоснабдевање тражи да се акумулација у дефицитарном периоду празни, да би се испоручила потребна количина воде. Заштита од поплава захтева што нижи ниво (што празнију акумулацију) у периоду када се може очекивати наилазак великих поплавних таласа.

II.6 ЗАСИПАЊЕ АКУМУЛАЦИЈА

Проблем наноса је једна од највећих невоља везаних за акумулације. Не само да нанос временом *заузима простор предвиђен за чување воде*, него се услед засипања *повећава ниво узводно од акумулације* (узводно плавлјење), док се низводно, услед недостатка наноса, повећава ерозиона способност тока и јавља појачана *низводна ерозија дна и обала*. Уз то, живи свет у водотоку низводно од бране остаје без хранљивих састојака везаних за лебдећи (суспендовани) нанос који је исталожен у акумулацији.

Зашто настаје проблем?

Сваки водоток има свој **режим проноса наноса** – током година и столећа водоток успоставља *равнотежу проношења (транспорта) наноса*. Облик и димензије попречног пресека и подужни нагиб дна речног корита омогућавају да се, при мање – више непроменљивим условима спирања наноса у водоток, остваре брзине воде којима се нанос проноси кроз корито без значајнијег нагомилавања и ерозије (гледано за дужи временски период). Дакле, ако је водоток “у режиму”, за сваку деоницу тока дотицај наноса биће једнак отицају наноса.

Када се на водотоку *подигне брана*, брзине воде ће опасти у односу на брзине које је имао водоток *у природном режиму*. Брзине опадају идући од завршетка успора ка брани, сразмерно површини попречног пресека успореног тока¹. Смањење брзине умањује и транспортну способност тока, јер опадају смичући напони који покрећу вучени нанос, а смањује се и турбуленција која одржава лебдећи нанос у суспензији. Зато се сав *вучени нанос*, и велики део *суспендованог наноса* исталожи у акумулацији пре него што стигне до бране, па у корито низводно од бране долази вода ослобођена наноса, што јој повећава ерозиону моћ, те *настаје ерозија корита* низводно од бране.

Треба имати на уму да проблем наноса може компромитовати цео пројекат – у аридним и ерозији склоним подручјима, акумулација може бити потпуно засута у току неколико година. Стога је неопходно **проценити количину наноса** која ће **доспети и остати** у акумулацији, и по могућству, **проценити како ће се нанос распоредити у акумулацији**. Дотицај наноса у акумулацију најпоузданије ће се одредити анализом вишегодишњих мерења проноса суспендованог и вученог наноса у профилу бране или неком блиском пресеку. Нажалост, ретко се располаже оваквим подацима, па се мора прибећи другим поступцима. Обично се резултати ограниченог броја мерења на терену, корелацијом везују са неким сличним или блиским профилем за који постоје обимнији подаци. Протицај (пренос) наноса је хидролошка подлога, и овде се неће описивати поступци којима се долази до података (видети на пр. USBR, 1987).

¹ Ако је, на пример, просечна брзина у пресеку акумулације пре изградње бране била $V_0 = 1 \text{ m/s}$, а потапањем се површина пресека повећала 100 пута, то ће нова брзина износити свега $V_1 = 0.01 \text{ m/s}$.

Често се располаже само концентрацијама, односно проносом (протицајем) суспендованог наноса, а вучени нанос се обрачунава као проценат од суспендованог:

$$(2.6): \quad Q_{VUC} = a Q_{SUS},$$

где су: Q_{VUC} = пронос (протицај) вученог наноса, Q_{SUS} = пронос (протицај) суспендованог наноса, и константа $a = 0.1 \div 0.3$, мада у неким случајевима може бити и знатно већа. Протицај суспендованог наноса, Q_{SUS} , једнак је производу концентрације суспендованог наноса, C_{SUS} , и протицаја воде, Q :

$$(2.7): \quad Q_{SUS} = C_{SUS} Q.$$

Ако се располаже само ограниченим бројем мерења концентрације суспендованог наноса (што је најчешће случај), веза између протицаја (проноса) суспендованог наноса и протицаја воде се може апроксимирати као (Linsley и Franzini, 1979):

$$(2.7a): \quad Q_{SUS} = k Q^n,$$

где су: k и n константе које се одређују калибрацијом ($n \approx 2 \div 3$).

Познавајући протицаје водотока, и везе (2.6 и 2.7, односно 2.7a) може се проценити количина наноса која доспева у акумулацију.

* * *

Следеће питање је да ли ће се сав приспели нанос задржати у акумулацији? За прецизнији одговор потребан је сложен нумерички модел, али се на основу искуства обично може добити задовољавајуће тачна процена, поготову кад се има у виду грешка у процени самог дотицаја наноса. У табели 2.1 приказана је оријентациона искуствена зависност између односа исталоженог и приспелог наноса, $\delta = Q_{ISTAL}/Q_{TOTAL}$, и степена регулације протицаја, $\beta = V_K / \bar{V}_{GOD}$ (Linsley и Franzini, 1979).

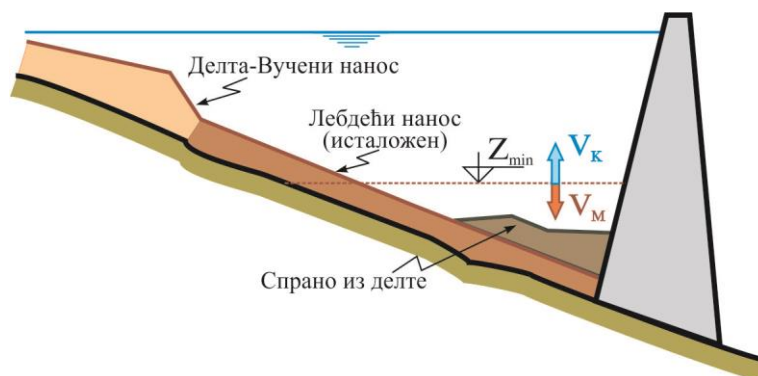
$\delta(--)$	0	0.40	0.87	0.97	1.00
$\beta(--)$	0	0.01	0.1	1.0	10.0

$$\delta = \frac{\beta^{1.15}}{0.007 + 1.024\beta^{1.14}}$$

Таб. 2.1 Однос исталоженог и приспелог наноса, зависно од степена регулације протицаја

За исталожени нанос се резервише такозвани **мртав простор**, испод коте минималног радног нивоа акумулације (сл.2.1). Ту би требало да се смести нанос током предвиђеног погонског периода – *века акумулације* (обично 50 ÷ 200 година). Невоља је у томе што се нанос неће таложити тако да заузме најниже нивое акумулације, непосредно испред бране (Бабић Младеновић 2018). Како је приказано на сл.2.6, у најузводнијој зони акумулације, због успоравања воде и слабљења вучне силе тока, талози се вучени нанос и најкрупнији суспендовани нанос. Тако се ствара делта, која заузима користан простор акумулације (сем ако се одређеним мерама нанос из делте не помери низводно ка брани). Иза делте је зона где се талози највећи део суспендованог (лебдећег) наноса (од крупнијег ка ситнијем, идући ка брани). Непосредно уз брану је нешто већа дебљина наноса, као резултат такозваних *мутних*

струја и/или испирања. Распоред горе наведених зона могуће је грубо проценити на бази искуствених података (USBR, 1987), а за поузданију процену неопходан је нумерички модел (Spasojević and Holly, 1990).



Сл. 2.6 Распоред наноса дуж акумулације

При процени запремине коју ће заузети исталожени нанос, треба имати у виду високу порозност, посебно суспендованог наноса, који се тек после дужег времена “консолидује” – сабија. Чак и тада, порозност исталоженог наноса ретко пада испод $n=0.3$, па запреминска тежина у сувом стању ретко прелази $\gamma_{SUVO} = 18.5 \text{ kN/m}^3$.

Како решити проблем наноса у акумулацији?

За сада није пронађено решење које ће проблем наноса сасвим елиминисати, али постоје начини да се овај проблем ублажи.

- 1) Најефикасније је **смањити количину наноса која доспева у акумулацију**, пре свега *антиерозионим радовима* у сливу – *пошумљавањем* и *терасирањем* земљишта. Погодним избором места акумулације избећи ће се *притоке које носе велику количину наноса*, а ако је такве притоке немогуће избећи, треба на њима подизати *преграде* за заустављање наноса (мада се простор који стварају преграде релативно брзо попуни, па га је потребно чистити, а уклоњени нанос депоновати на за то предвиђену локацију).
- 2) Друга могућност је што ефикасније **испирање наноса из акумулације преко прелива и кроз темељне испусте**, нарочито у доба поплавних таласа када је ток најбогатији наносом. Мора се имати на уму да је (сем у случају ниских прагова) могуће само делимично испирање, с обзиром да вучени нанос не може ни да стигне до евакуатора (прелива и испуста). Ипак, у неким мањим акумулацијама се током проласка поплавних таласа ниво може оборити до минималног радног нивоа, чиме се у узводној зони акумулације (делти), где је исталожен крупан нанос, омогућавају довољно велике брзине да се нанос покрене и премести ближе брани, ка зони мртвог простора (испод минималног радног нивоа, где је и “предвиђено” да се смести, сл. 2.6).
- 3) **Механичко испирање багерима**, се понекад користи код мањих акумулација ако се то економски исплати.

* * *

Услед задржавања наноса у акумулацији, вода која се испушта у низводно корито је готово сасвим ослобођена – растеређена наноса, што значи да *располаже са знатно већом енергијом него у природном стању* (стању пре изградње бране). Разумно је очекивати да ће вишак енергије вода користити за **ерозију речног корита низводно од бране**. Ерозија ће трајати све док се не успоставе нови равнотежни услови, при којима ће се на деоници речног тока низводно од бране, пронос наноса поново усталисти. Дубине ерозије и дужина тока на којој ће се ерозија јавити, може се проценити приближним прорачуном (Јовановић 2002), док би за прецизнију анализу требало користити нумерички модел. Ову ерозију не треба поистовећивати са *локалном ерозијом*, која може да настане услед неодговарајућег умирења преливене воде (поглавље VIII).

II.7 ОСТАЛИ ПРОБЛЕМИ АКУМУЛАЦИЈА

Нанос није једини проблем акумулација. Остали, често присутни, проблеми су:

- 1) **Слаба вододрживост**, односно проциравање из акумулације, због чега је један број акумулација, у мањој или већој мери, остао без воде. Ако је површински слој стене испуцао и порозан, а унутрашњост компактна и вододржива, то је само добитак за акумулацију, јер се обезбеђује додатна корисна запремина у порамма. Ако, међутим, постоје пукотине којима се вода може губити из акумулације, онда треба или пронаћи економски оправдан начин да се исте затворе (инјектирање, преграда), или акумулацију треба градити на другом месту, или усвојити акумулацију са нижом котом успора, тако да вода не допире до пукотина.
- 2) **Испаравање** такође може довести до значајног губитка воде из акумулације, нарочито у субтропским и тропским пределима.
- 3) **Очување квалитета акумулисане воде** често претставља проблем код великих акумулација. Проблеми могу настати у самом језеру (еутрофикација, на пр.), као и од спољашњих загађивача, због чега се законом предвиђа стварање *зоне(а) санитарне заштите* око акумулације.
- 4) Стварање акумулације понекад може имати **негативан утицај на климу, екологију, и културно наслеђе**.
- 5) Стварањем акумулације **плаве се добра**, од којих се нека морају *изместити*, (путеви, пруге, насеља) а друга *надокнадити* (обрадиво земљиште, шуме и сл.).
- 6) **Сукоби интереса различитих корисника** око поделе корисне запремине акумулације, а посебно око поделе трошкова изградње.
- 7) Пуњење и пражњење дубоких акумулација може изазвати тзв. **индуковане земљотресе**, услед велике промене притиска на стенску масу.
- 8) **Потпуно или делимично рушење бране** може изазвати катастрофалне последице, са људским жртвама и великом материјалном штетом у подручју низводно од места бране.
- 9) Нагло пражњење акумулације може изазвати **клизишта**, чије обрушавање у акумулацију може изазвати низводну катастрофу, или у најбољем случају губитак акумулационог простора.

II.8 ТРАНСФОРМАЦИЈА ПОПЛАВНОГ ТАЛАСА У АКУМУЛАЦИЈИ

Када се гради брана ради стварања акумулације за основног (примарног) корисника (наводњавање, хидроенергетику, водоснабдевање), погодно је искористити прилику да се смање штете од поплава у низводном подручју (неке бране се искључиво зато и граде). Зато се део акумулационог простора – тзв. **неприкосновени (резервни) простор** (сл. 2.1) оставља за прихватање воде поплавног таласа 20–годишње, или 50–годишње велике воде, зависно од значаја и угрожености низводног подручја. (У периоду у коме се не очекује наилазак поплавног таласа резервни простор се понегде користи и као део корисне запремине). Када се јави поплавни талас чија је запремина већа од капацитета резервног простора, вишак воде се мора испустити – прелити из акумулације. За контролисано испуштање вишка воде служе *евакуациони органи* (ЕО). То су *преливи* и *испусти*, којима је посвећено цело поглавље VIII, и део поглавља XI. Овде ће се говорити о утицају расположиве *запремине акумулационог базена* и *пропусне способности евакуационих органа* (ЕО) на **смањење максималне вредности протицаја поплавног таласа** низводно од бране (на ублажавање врха таласа).

Део запремине **улазног таласа** (таласа дотицаја) пуни акумулацију, где се вода *привремено задржава*, чиме се умањује (“сече“) врх **излазног таласа** (таласа који се испушта преко евакуационих органа)¹. Ова појава се назива **трансформација**, односно, **ублажење поплавног таласа**, или **ретензија таласа**. Степен ублажења таласа (који се може мерити односом максималног протицаја излазног и улазног таласа, $Q_{IZ}^{MAX} / Q_{UL}^{MAX}$), зависи од *пропусне способности евакуационих органа* (ЕО), и од *расположиве запремине акумулације*:

- а) *Већа пропусна способност* (капацитет) ЕО даје *већи излазни протицај*, па је *ублажење излазног таласа мање*.
- б) *Већа запремина акумулације* омогућава више простора да се прихвати улазни талас, што даје *веће ублажење*, односно, мањи врх излазног таласа.

На слици 2.7 приказана је трансформација поплавног таласа у акумулацији, са свим битним величинама и њиховим везама. Запремина за прихватање и ублажавање поплавног таласа одређена је *кривом запремине акумулације* (сл.2.1 и сл.2.7):

$$(2.8): \quad V = V(Z).$$

Пропусна способност (капацитет) евакуационих органа представља зависност протицаја ЕО од нивоа воде у акумулацији, а приказује се *кривом протицаја* (сл. 2.7):

$$(2.9): \quad Q = Q(Z).$$

Крива протицаја (јед. 2.9) може бити задата табеларно, или као функционална зависност, а у случају ЕО са уставама задаје се параметарски, са отвором уставе као параметром (видети поглавље IX за детаље).

¹ Зато се евакуациони органи обично димензионишу на врх излазног, а не улазног таласа.

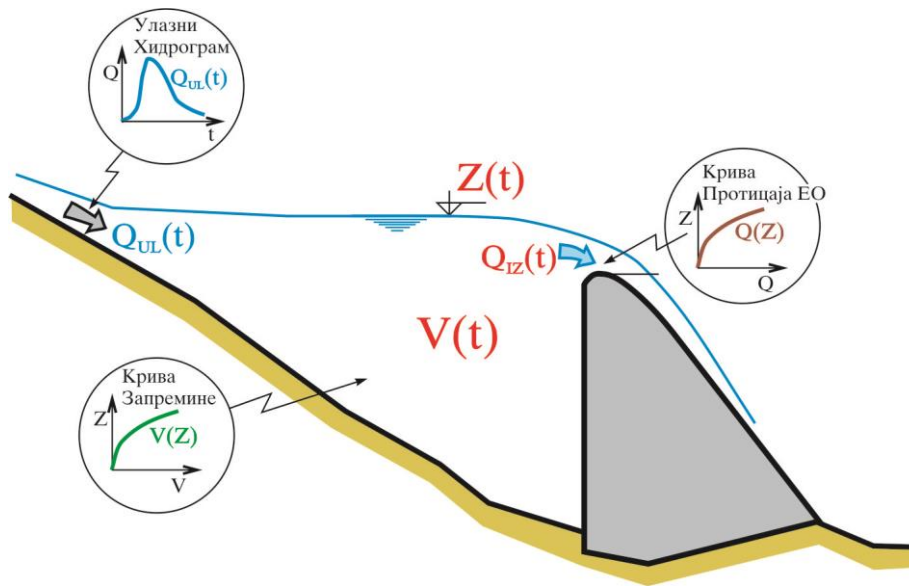
Прво ће се разматрати случај *слободног прелива* (прелива без устава).

Најчешћи задатак при разматрању трансформације поплавног таласа је да се за *улазни талас*, одређен хидрограмом протицаја:

$$(2.10): \quad Q_{UL} = Q_{UL}(t),$$

и одабран тип, димензије и коте евакуационог органа (чиме је одређена и његова пропусна способност), одреди хидрограм *излазног таласа* (односно, врх излазног таласа) и *нивограм* у акумулацији:

$$(2.11): \quad Q_{IZ} = Q_{IZ}(t), \text{ и } Z = Z(t).$$



Сл. 2.7 Трансформација таласа у акумулацији

Задатак се може решити применом Сен–Венанових једначина на деоници између профила где је задат улазни талас и профила евакуатора (ЕО), што захтева обиман посао око моделирања, а не доприноси значајно ваљаности решења (у односу на једноставније методе), па се најчешће не примењује за овај тип проблема.

Обично се у пракси примењује такозвана “**квази– стационарна**“ метода, заснована на једначини одржања масе (једначини континуитета, биланса) у акумулацији. Претпоставља се да је *ниво воде у језеру хоризонталан*, чиме се занемарују динамички ефекти дуж тока. Динамички утицаји ограничавају се на низводни крај акумулације (низводни гранични услов), где је задата крива протицаја евакуационог органа (јед. 2.9). (Крива протицаја представља низводни гранични услов и код “динамички постављеног проблема“, тј. код решавања Сен–Венанових једначина, Cunge et al. 1980).

Такође се занемарује и *време простирања поремећаја* кроз акумулацију (време путовања таласа); претпоставља се да се дотицај улазног таласа, $Q_{UL}(t)$, распореди по целој

запремини акумулације током једног рачунског корака. С обзиром да је код дубоких акумулација брзина простирања поремећаја велика (за дубину од $h=40$ m, брзина простирања елементарних таласа је $\sqrt{gh} \approx 70$ km/h), време путовања таласа се у већини случајева може занемарити без значајних грешака. Уколико се ради о плиткој акумулацији велике дужине, време простирања поремећаја може постати значајно, па је потребно применити пун динамички модел са Сен–Венановим једначинама.

Једначина одржања масе (билансна једначина, једначина континуитета) за запремину акумулације $V = V(Z(t)) = V(t)$ може се написати као:

$$(2.12): \quad \frac{dV(t)}{dt} = Q_{UL}(t) - Q_{IZ}(t),$$

где су: $Q_{UL}(t)$ = протицај улазног таласа (догицај) у тренутку t , $Q_{IZ}(Z(t)) = Q_{IZ}(t)$ = протицај излазног таласа, као функција нивоа у акумулацији, $Z(t)$ (преко криве протицаја 2.9), односно функција времена t .

Дискретизацијом диференцијалне једначине (2.12) за изабрани временски корак Δt , добија се *диференца* једначина (једначина *коначних разлика*):

$$(2.13): \quad \frac{V(t + \Delta t) - V(t)}{\Delta t} = \frac{1}{2} [(Q_{UL}(t + \Delta t) + Q_{UL}(t)) - (Q_{IZ}(t + \Delta t) + Q_{IZ}(t))].$$

Овде је са временом, t , означен тренутак на почетку временског корака –“*претходни*“ тренутак, а са $t + \Delta t$ обележен је “*текући*“ тренутак (текући временски пресека). У прорачуну се увек полази од *претходног* временског пресека, t , у коме су познате све разматране величине (улазни и излазни протицај, ниво и запремина акумулације), а траже се вредности у *текућем* временском пресеку, $t + \Delta t$ (сем улазног хидрограма $Q_{UL}(t + \Delta t)$, који је познат). Зато се једначина (2.13) пише као функција непознатих величина:

$$(2.14): \quad V(t + \Delta t) = C - \frac{\Delta t}{2} Q_{IZ}(t + \Delta t), \quad \text{где је:}$$

$$C = V(t) + \frac{\Delta t}{2} [Q_{UL}(t + \Delta t) + Q_{UL}(t) - Q_{IZ}(t)].$$

Прегледности ради, величине у претходном временском пресеку, t , значиће се индексом “1” ($t \equiv t_1$, $Q_{UL1} \equiv Q_{UL}(t)$, $Q_{IZ1} \equiv Q_{IZ}(t), \dots$), а у текућем временском пресеку, $t + \Delta t$, индексом “2” ($t + \Delta t \equiv t_2$, $Q_{UL2} \equiv Q_{UL}(t + \Delta t)$, $Q_{IZ2} \equiv Q_{IZ}(t + \Delta t), \dots$):

$$(2.15): \quad V_2 = C - \frac{\Delta t}{2} Q_{IZ2}, \quad \text{где је: } C = V_1 + \frac{\Delta t}{2} (Q_{UL2} + Q_{UL1} - Q_{IZ1}).$$

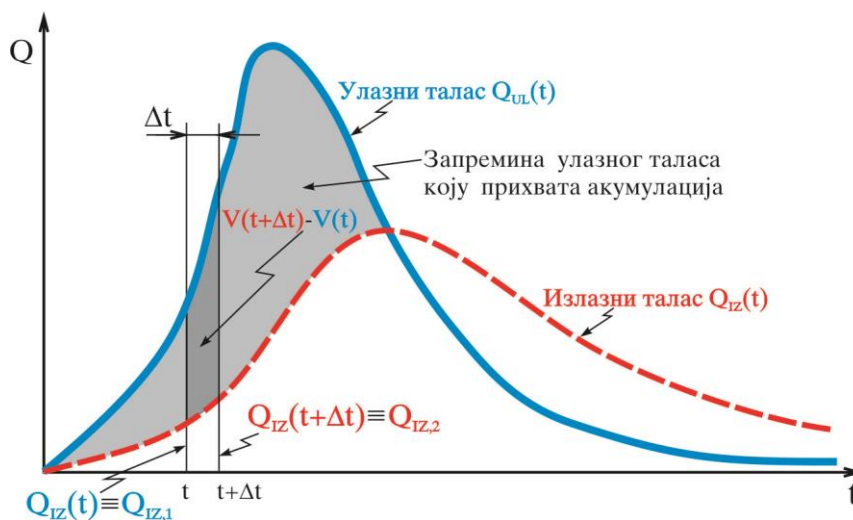
Криве запремене (јед. 2.8) и протицаја (јед. 2.9) такође се могу изразити као:

$$(2.16): \quad V_2 = V(Z_2), \quad \text{и}$$

$$(2.17): \quad Q_{IZ2} = Q(Z_2).$$

За одређивање *три непознате величине* из тренутка t_2 : излазног протицаја, Q_{IZ2} , запремене акумулације, V_2 , и нивоа, Z_2 , на располагању су *три једначине* (2.15, 2.16 и 2.17). С

обзиром да је систем једначина *нелинеаран*, примењује се нека од *нумеричких метода*. Метода *постепеног приближавања* (простих итерација) сасвим задовољава за решавање овакавог система једначина, и по брзини конвергенције и по стабилности, а може се лако и брзо програмирати.



Сл. 2.8 Улазни и излазни хидрограм

Метода постепеног приближавања (итеративни поступак)

Прво се претпостави почетна вредност *излазног протицаја* (“почетна итерација”), ${}^{(0)}Q_{ИЗ2}$. (Индекс у загради са леве стране означава редни број итерације.) Обично се узима да је излазни протицај у почетној (нултој) итерацији једнак излазном протицају из претходног тренутка, t_1 : ${}^{(0)}Q_{ИЗ2} = Q_{ИЗ1}$.

Са овако изабраним излазним протицајем, рачуна се *запремина* ${}^{(1)}V_2$ у првој итерацији преко једначине одржања масе (2.15):

$$(2.18): \quad {}^{(1)}V_2 = C - \frac{\Delta t}{2} {}^{(0)}Q_{ИЗ2},$$

па се *кота нивоа* очита (срачуна) преко криве запремине (јед. 2.16):

$$(2.19): \quad {}^{(1)}Z_2 = Z({}^{(1)}V_2).$$

На крају итерације се *излазни протицај* (тј., поправљена вредност излазног протицаја) добија из криве протицаја (јед. 2.17):

$$(2.20): \quad {}^{(1)}Q_{ИЗ2} = Q({}^{(1)}Z_2).$$

Циклус итеративног решавања једначина (2.18, 2.19 и 2.20) се затим наставља кроз другу, трећу, и m -ту итерацију:

$$(2.21): \quad {}^{(m)}V_2 = C - \frac{\Delta t}{2} {}^{(m-1)}Q_{ИЗ2},$$

$$(2.22): \quad {}^{(m)}Z_2 = Z({}^{(m)}V_2), \text{ и}$$

$$(2.23): \quad {}^{(m)}Q_{IZ2} = Q({}^{(m)}Z_2),$$

све док апсолутна вредност разлике протицаја (или нивоа) између две узастопне итерације не постане мања од жељене тачности:

$$(2.24): \quad \left| {}^{(m)}Q_{IZ2} - {}^{(m-1)}Q_{IZ2} \right| \leq \varepsilon.$$

Поступак са помоћном функцијом

Ово је једноставан графички поступак који је развијен и коришћен у време пре масовне употребе рачунара.

У једначини одржања масе (2.13, односно 2.15), непознате величине написаће се на левој, а познате на десној страни :

$$(2.25): \quad \frac{2V_2}{\Delta t} + Q_{IZ2} = \frac{2V_1}{\Delta t} + Q_{UL2} + Q_{UL1} - Q_{IZ1} = C_2.$$

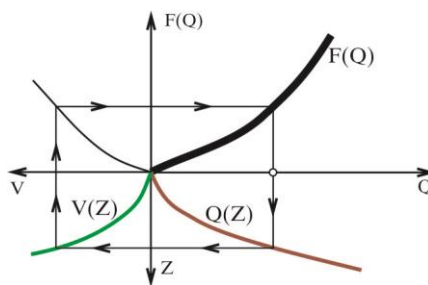
С обзиром да је *ниво воде*, функција излазног протицаја, $Z_2 = Z(Q_{IZ2})$, а *запремина функција нивоа*, $V_2 = V(Z_2)$, закључује се да је и *запремина функција излазног протицаја*:

$$(2.26): \quad V_2 = V(Z(Q_{IZ2})) = V(Q_{IZ2}),$$

па се цела лева страна једначине (2.25) може написати као функција излазног протицаја $F(Q_{IZ2})$:

$$(2.27): \quad F(Q_{IZ2}) = \frac{2V(Q_{IZ2})}{\Delta t} + Q_{IZ2} = C_2.$$

Помоћна функција $F(Q)$ обично се представља табеларно, или графички (сл.2.9). За изабране вредности протицаја, Q , добијају се преко криве протицаја (јед. 2.9) одговарајуће коте нивоа, $Z(Q)$, за које се са криве запремине (јед. 2.8) очитају одговарајуће запремине у акумулацији, $V(Z)$, па се помоћна функција рачуна као $F(Q) = \frac{2V[Z(Q)]}{\Delta t} + Q$.



Сл. 2.9 Конструкција помоћне функције

Пошто је одређена функција $F(Q)$, решава се једначина одржања масе (2.27). За сваки текући временски пресек “2” ($t=t_2$) срачуна се вредност помоћне функције, односно срачуна се

константа C_2 , полазећи од вредности из претходног временског пресека “1” ($t = t_1$), и задатог хидрограма улазног протицаја:

$$C_2 = \frac{2V_1}{\Delta t} + Q_{UL2} + Q_{UL1} - Q_{IZ1} = F(Q_{IZ1}) + Q_{UL2} + Q_{UL1} - 2Q_{IZ1}.$$

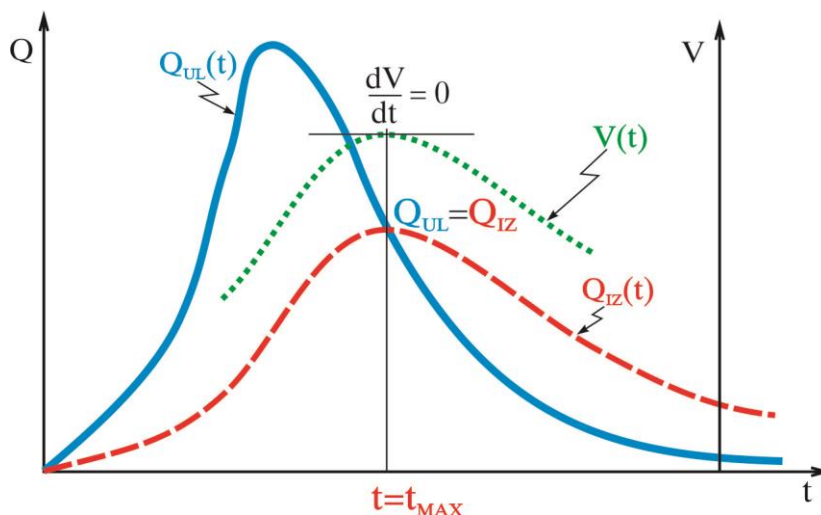
Затим се са графика (сл.2.9) очита (или из табеле интерполује) вредност излазног протицаја, Q_{IZ2} . Кота нивоа у акумулацији, Z_2 , се добије са криве протицаја (јед. 2.9), а запремина, V_2 , са криве запремине (јед. 2.8).

* * *

Занимљиво је запазити, а корисно је за контролу прорачуна, да *улазни талас пресеца врх излазног таласа* (сл.2.10). У истом тренутку ($t = t_{MAX}$) јавља се и максимални ниво у акумулацији:

$$Q_{IZ}^{MAX} \equiv Q_{IZ}(t_{MAX}) = Q_{UL}(t_{MAX}),$$

$$Z_{MAX} = Z(t_{MAX}).$$



Сл. 2.10 Улазни талас пресеца врх излазног таласа

Наиме, у тренутку $t = t_{MAX}$, када се јавља највећи ниво, највећа је и запремина у акумулацији (према кривој запремине), а према кривој протицаја, највећи је и протицај преко прелива, то јест излазни протицај. Максимум запремине се, према једначини континуитета (2.12), јавља када је извод dV/dt једнак нули, то јест када је улазни протицај једнак излазном:

$$\frac{dV}{dt} = Q_{UL}(t_{MAX}) - Q_{IZ}(t_{MAX}) = 0,$$

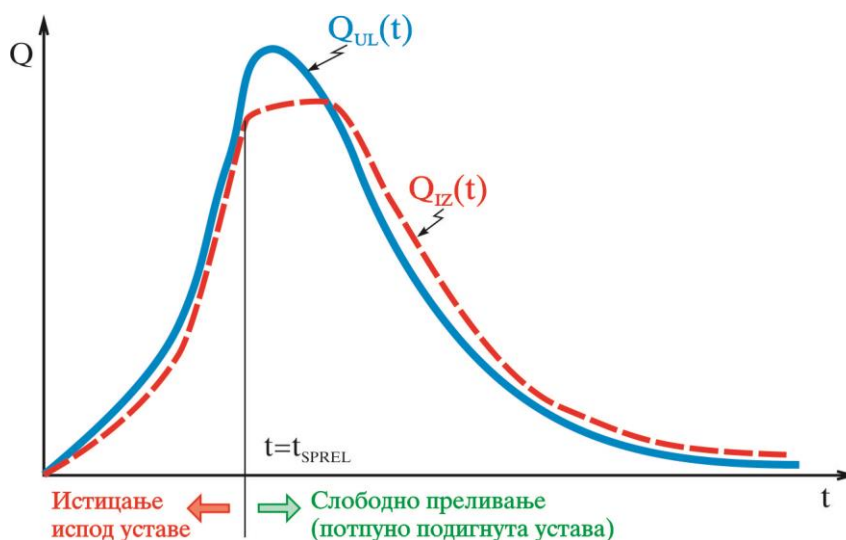
односно, када је: $Q_{UL}(t_{MAX}) = Q_{IZ}(t_{MAX})$.

* * *

Прелив са уставама

Код прелива са уставама се често унапред зада жељени излазни талас, $Q_{IZ}(t)$, а тражи се начин управљања уставама, који ће омогућити испуштање таквог таласа. Примењује се иста једначина одржања масе (2.13), само више нема потребе за итерацијама, с обзиром да се запремина акумулације, V , рачуна директно из једначине 2.13, па се кота нивоа очитава са криве запремине (јед. 2.8). На крају се, за познат ниво и излазни протицај, са криве протицаја одреди (очита) одговарајући отвор уставе.

При пропуштању *рачунског таласа* (таласа према коме се одређује капацитет евакуационог органа, односно кота максималног успора – видети поглавље VIII), уставе се потпуно подижу у тренутку када се вредност протицаја излазног таласа приближи капацитету слободног прелива ($t = t_{SPREL}$, на сл. 2.11). Надаље се успоставља слободно преливање, а поступак прорачуна је исти као и за претходно описани *слободни прелив*.



Сл. 2.11 Рад прелива са уставом

Упутства и примери за управљање уставама при евакуацији великих вода детаљно су приказани у литератури (ICOLD 1984).

* * *

Прорачун предпражњења неприкосновеног акумулационог простора (као и прорачун пражњења акумулације) не разликује се битно од претходно описаних поступака.

ЛИТЕРАТУРА:

- ASCE Manuals and Reports on Engineering Practice-No.54, (1974), "Sedimentation Engineering", Vanoni, V.A.V, Editor.
- Babić Mladenović M., (2018), "Uređenje vodotoka", Institut za vodoprivredu Jaroslav Černi, Beograd.
- Bruk,S, et al., (1995), "Methods of Computing Sedimentation in Lakes and Reservoirs", UNESCO, PARIS.
- Cunge, J.A., Holly, F.M.Jr, Verwey, A., (1980), "Practical Aspects of Computational River Hydraulics", Pitman.
- Ђорђевић, Б., (1984), "Коришћење водних снага", Научна књига, БЕОГРАД.
- Хајдин Г., (1983), "Основе хидротехнике", Научне књига, БЕОГРАД.
- ICOLD (1984) "Operation of Hydraulic Structures od Dams", Bulletin 49.
- Јовановић, М., Б., (2002), "Регулација река – Речна хидраулика и морфологија", Грађевински факултет – Београд.
- Linsley, R.K., Franzini J.B., (1979), "Water-Resources Engineering", McGraw-Hill Book Company.
- Мелентијевић, М., (1971), "Регулисање отицања речних протицаја", ауторизована скрипта, Београд.
- Novak, P. et al., (1996), "Hydraulic Structures", E&FN SPON.
- Петровић, П.С., (1992), "Хидротехничке конструкције", I део, НАУКА, БЕОГРАД.
- Пећинар, М., (1960), "Хидротехничке конструкције – бране", Издање удружења студената Грађевинског факултета, БЕОГРАД.
- Roberson J.A. et al. (1988), "Hydraulic Engineering", Houghton Mifflin Company.
- Spasojević, M. and Holly, F.M.Jr, (1990), "MOBED2 – Numerical Simulation of Two-Dimensional Mobile-Bed Processes", Iowa Institute of Hydraulic Research Report No. 344
- USBR, (1987), UNITED STATES DEPARTMNET OF THE INTERIOR, BUREAU OF RECLAMATION, "Design Of Small Dams", A Water Resources Technical Publication.

III

ХИДРОТЕХНИЧКЕ ГРАЂЕВИНЕ

III.1 ОСОБЕНОСТИ ХИДРОТЕХНИЧКИХ ГРАЂЕВИНА

Хидротехничке грађевине (објекти, конструкције) омогућавају *газдовање водама* – чување, спровођење (*транспорт*) и *коришћење воде* и *спречавају њено разорно дејство*. Хидротехничке грађевине су *стално или повремено у додиру са водом*. Вода је често једно од *најугрожавнијих оптерећења* код хидротехничких конструкција. Поред статичке и динамичке стабилности, потребно је обезбедити *вододрживост* (водонепропустљивост) објеката (или) делова објеката. Хидротехничке грађевине морају бити функционалне, једноставне за изградњу, коришћење и одржавање. Такође, њихов утицај не сме бити неповољан за животну средину у којој се граде.

Главне особености хидротехничких грађевина су:

- 1) **Деловање воде** на објекат и на средину око (испод) објекта. Деловање воде може бити *физичко и хемијско*.
- а) **Физичко деловање** (које је најчешће механичко) представљају:
 1. *Хидростатички притисак и узгон* (притисак воде у порама, прслинама и пукотинама објекта и/или средине).
 2. *Хидродинамичке силе* (инерцијалне силе, пулзације притисака, силе од таласа, сила од земљотреса која делује на масу воде уз конструкцију и сл.).
 3. *Сила од леда* (статички и динамички утицај).
 4. *Унутрашња ерозија* – испирање (суфозија) и подизање (издизање, флуидизација).
 5. *Спољашња ерозија* (услед преливања преко насипа, на пример).
 6. *Кавитација, односно кавитациона ерозија*.

- b) **Хемијско деловање** често је праћено испирањем (суфозијом), било унутар саме грађевине, било на додиру (контакту) грађевине са средином. Вода хемијски делује на стену, тло, цемент, или на агрегат у бетону, што може да доведе до делимичног, или потпуног разарања конструкције.
- 2) **Испитивање изграђеног хидротехничког објекта могуће је само у пуном погону**, тј., **нема пробних оптерећења**¹, а последице рушења могу да буду катастрофалне, па се захтева велика сигурност објеката.
- 3) **Сложено пројектовање**: Неопходне су специјалистичке студије, физички и математички модели, као и обимни и скупи истражни радови. Већина хидротехничких објеката се *не може типски пројектовати*.
- 4) **Изградња је знатно сложенија** него код објеката који нису на води. Ово подразумева велики обим радова, често и рад под водом, рад у условима текуће воде, проноса леда и наноса, забачене крајеве и тешке климатске услове.
- 5) Користе се материјали високе вододрживости, отпорности на мраз, хабање и сл., чиме се омогућава **постојаност објекта** током изградње и коришћења (експлоатације).
- 6) **Вредност радова је велика**. По правилу, градња хидротехничких објеката је скупа, док је експлоатација обично јефтина.
- 7) Велики хидротехнички објекти, као високе бране и хидроелектране, могу значајно утицати на **еколошке** и **економске** услове околног подручја.

III.2 ПОДЕЛА ХИДРОТЕХНИЧКИХ ГРАЂЕВИНА

Постоји више подела хидротехничких грађевина (Novak 1996, Петровић 1992). Навешће се само значајније:

- 1) Према **деловању на ток и режим воде**, хидротехничке грађевине се деле на:
 - a) Грађевине *које мењају ток и режим водотока* (броне, насипи, напери и сл.).
 - b) Грађевине за *спровођење* (транспорт) воде (канални, тунели, цеововоди и објекти на њима).
- 2) Према **трајности коришћења**, хидротехничке грађевине могу бити:
 - a) *Сталне*.
 - b) *Привремене* (служе у периоду изградње или поправке сталне грађевине).
- 3) Према **намени** хидротехничке грађевине деле се на:
 - a) *Грађевине опште намене*: бране, насипи, преливи, умирујући базени, захвати, канали, тунели, цеововоди, пропусти, каскаде, сифони и тд..
 - b) *Грађевине посебне намене*: грађевине за *коришћење водних снага* (хидроелектране, водостани, водне коморе), за *наводњавање и водоснабдевање* (резервоари, базени,

¹ *Пробно пуњење акумулације* не би требало сматрати пробним оптерећењем у правом смислу речи.

пумпне станице, таложнице, пречистачи), за *речни саобраћај и регулисање корита* (преводнице, пристаништа, напери, обалоутврде).

Ова књига обрађује *само* грађевине **опште намене**.

III.3 ПРОЈЕКТОВАЊЕ И ПОДЛОГЕ

Када се решава одређени задатак у хидротехници, потребно је прво до детаља осмислити – **пројектовати** решење (концепцију, објекте, опрему, начин изградње и финансирања), па затим приступити изградњи објеката и монтажи опреме. Пројекат треба да омогући да се кроз *описе, цртеже и прорачуне* у потребној мери сагледају *функција, изглед* (облик и димензије) *стабилност* и *начин изградње* објеката, да се *процени њихова инвестициона вредност*, као и *ефекти* (повољни и неповољни) који се остварују пројектованим решењем. Пројектовању претходи **пројектни задатак**, којим се одређује циљ, садржај и обим посла. Затим се прикупљају подаци – **подлоге**, према којима ће се одредити и вредновати могућа решења за постављени задатак.

Пројектовање је поступно. Пројектује се у *фазама* (нивоима). Иде се од решавања општијих задатака, ка детаљима¹:

- 1) Прво је потребно утврдити да је предвиђени пројекат у сагласности са већ поменутом ***Стратегијом управљања водама на територији Републике Србије*** (раније ***водопривредном основом***), у оквиру које се разматра целовито водопривредно коришћење водних добара државе, као и ***Просторним планом подручја посебне намене***.
- 2) Затим се на нивоу **генералног пројекта**, бирају решења са најповољнијим општим особинама (одређује се оптимална концепција решења). Одређује се макролокација и просторна диспозиција – распоред најважнијих објеката, даје се оријентациона процена инвестиционе вредност, као и процена утицаја предложеног решења на животну средину. Уз то, утврђује се садржај и обим истражних радова који су потребни за даље пројектовање. На основу генералног пројекта се ради **претходна студија оправданости**, којом се вреднује оправданост разматраних решења, као и **идејно решење**, које омогућава добијање **локацијских услова**.
- 3) У **идејном пројекту** се прво одређују најважнији параметри решења, као што су величина – *запремина акумулације, тип и висина бране, микролокација* (место – *“профил“*) *броне* и осталих објеката. Затим се за оптимално решење (са усвојеним кључним параметрима), одређују најзначајније димензије, облици и карактеристике објеката и опреме, дају важнији елементи организације грађења и одржавања објеката, врши процена инвестиционе вредности, одређују мере за спречавање и смањење штетног утицаја решења на животну средину и дефинишу истражни радови за даље пројектовање. На основу идејног пројекта ради се **студија оправданости**, којом се

¹ Даље је начелно приказан поступак предвиђен важећим Законом о планирању и изградњи

показује економска оправданост разматраног решења, као и **пројекат за грађевинску дозволу**.

- 4) У оквиру **пројекта за извођење** одређују се *сви* облици, димензије и карактеристике објеката и опреме, као и услови и технологија грађења и испитивања квалитета радова. Прецизно се одрађује инвестициона вредност објеката и опреме, дају се детаљна упутства за осматрање објеката, као и за одржавање и управљање објектима и опремом, предвиђају се мере за случај опасности од рушења објекта и др. Део пројекта се може радити и током извођења објекта, а састоји се у разради детаља и прилагођавању појединих делова пројекта стварним теренским условима.
- 5) После изградње следи израда **пројекта изведеног стања**, који би требало да прикаже изведено стање објеката и опреме, које се услед разних непредвиђених околности може мање, или више разликовати од пројектованог решења.

Пројектна документација је писмени траг пројектовања, у виду цртежа и планова, извештаја и описа, прорачуна, као и предмера и предрачуна радова и опреме. Садржај и обим пројектне документације за хидротехничке објекте може се наћи у литератури (Министарство грађевинарства, саобраћаја и инфраструктуре РС 2014, Петровић 1992).

III.3.1 Подлоге за пројектовање

Најважније **подлоге** које су потребне за пројектовање хидротехничких грађевина су:

- 1) **Потребе за водом** (количински и квалитативно), односно, код коришћења водних снага, **потребе за енергијом**.
- 2) **Хидролошке и хидрометеоролошке** подлоге:
 - a) Опште географске и хидрографске карактеристике слива, вегетација, падавине, температура, влажност, испаравање, ветар и тд..
 - b) *Низ средњих* месечних (седмичних, дневних) *протицаја* за период од најмање 20 ÷ 40 година.
 - c) *Хидрограми поплавних таласа* великих вода разних вероватноћа појаве (превазилажења): 20%, 5%, 2%, 1%, 0.1%, 0.01% и РМФ¹.
 - d) *Мале воде* разних вероватноћа појаве (превазилажења): месечни и дневни екстремни протицаја.
 - e) Подаци о *наносу* (суспендованом и вученом): концентрације, пронос, гранулометријски и минералоски састав.
 - f) *Крива протицаја* речног корита – крива (протицаја) доње воде.
 - g) *Физичке и хемијске карактеристике* вода (површинских и подземних).
- 3) **Топографске подлоге** обухватају:
 - a) *Прегледне ситуације и карте* акумулационог басена ситније размере (R = 1 : 200 000 ÷ 1 : 5000, зависно од значаја објекта и нивоа пројекта).

¹ Највећа велика вода (Probable Maximum Flood, на Енглеском).

- b) *Детаљне карте крупније размере и планове* ($R = 1 : 2000$ до $1 : 50$) за место бране и захвата, евакуационих органа и осталих објеката, као и за предмере.
- 4) **Геолошке, сеизмолошке, хидрогеолошке и геомеханичке подлоге.** Ове подлоге треба да омогуће што бољу процену:
- a) *Особина средине у којој се објекат фундира*, као што су: положај раседа и пукотина, чврстоће на притисак и на смицање, коефицијент трења (камен о камен и камен о бетон), деформабилност (модули деформације и елатичности, Поасонов коефицијент бочне контракције) код стеновитих средина, угао унуташњег трења, збијеност и гранулометријски састав код некохерентног (невезаног) тла, стишљивост и чврстоћа на смицање кохерентног (везаног) тла и слично.
 - b) *Вододрживости акумулације*, а посебно *профила бране* (испуцалост и вододрживост стене, појава карстних облика, ниво подземне воде и сл.).
 - c) *Стабилности бокова долине*.
 - d) *Расположивости и особина потенцијалног грађевинског материјала*.
- Користе се постојеће геолошке карте, и истражни радови (бушотине, галерије и ровови, геофизичка истраживања и др. (Novak 1996, Петровић 1992, USBR 1987, Creager 1961). Треба имати на уму да је река усекла свој пут тамо где је било најлакше – тј., тамо где су особине средине најлошије, па зато и пројектант треба увек да буде опрезан.
- 5) **Водопривредне, Економске и Енергетске подлоге.**
- 6) **Педолошке и Бујичарске подлоге.**
- 7) **Еколошке подлоге.**
- 8) **Машинске и Електротехничке подлоге.**
- 9) **Саобраћајне подлоге.**
- 10) **Претходна техничка документација и др.**

Подлоге се сакупљају кроз *истражне радове* (геолошке, хидролошке, геодетске, на пример), прибављањем постојећих података од одговарајућих предузећа (хидро-метеоролошког завода, картографског завода, и сл.). Поред подлога, за пројектовање је неопходно прибавити све потребне услове, мишљења, дозволе и сагласности од надлежних институција.

III.3.2 Прорачун хидротехничких грађевина

Прорачуни треба да покажу да су облици и димензије објеката и опреме изабрани према одговарајућим функционалним захтевима и да потврде статичку и динамичку стабилност објеката и опреме. Прорачуни морају бити у складу са важећим прописима, критеријумима и препорукама.

У оквиру грађевинског дела пројекта раде се **хидраулички** и **статички** прорачуни. Садржај и обим прорачуна зависи од нивоа пројекта и важности и сложености предметног објекта:

- 1) На нивоу **генералног пројекта** се раде *приближни* прорачуни који треба да потврде исправност најважнијих параметара решења, али се обично не прилажу.
- 2) На нивоу **идејног пројекта** раде се и прилажу *прорачуни опште стабилности* (прорачун стабилност против *клизања, превртања и испливавања*, прорачун *напона* у темељној

спојници и прорачун *померања* објекта као целине) у оквиру статичког дела прорачуна. Хидраулички прорачуни обухватају: одређивање *криве протицаја доње воде*, димензионисање *евакуационих и захватних органа*, одређивање *коте максималног успора*, процену *трајања пражњења акумулације*, као и прорачуни *нивоа подземне воде* и прорачун *филтрације* кроз и око објеката и др. У првом делу пројекта, где се бира оптимално решење, хидраулички прорачуни су обично *приближни*, док се за изабрано оптимално решење ради са најтачнијим расположивим подацима и методологијом. У овом делу пројекта рачунају се и *хидрауличке последице услед изградње објекта*, као што су *успорне линије у акумулацији* при наиласку меродавних поплавних таласа и процена *ерозије у кориту низводно од бране*. Такође се ради и *хидраулички прорачуни последица рушења бране*. У оквиру идејног пројекта могу се предвидети хидрауличка моделска испитивања, као подлога за наредну фазу пројекта.

- 3) У **пројекту за извођење** (који у многоме **одговара главном пројекту** из претходног закона) располаже се са прецизнијим и поузданијим подлогама него у идејном, па статички прорачуни постају сложенији, обимнији и детаљнији. Поред прорачуна опште стабилности, овде се ради и *статичко димензионисање*, прорачун *прелина*, *угиба*, прорачун *статичке* и *динамичке стабилности*, прорачун *померања* и други неопходни *статички прорачуни*. Хидраулички прорачуни из идејног пројекта се понављају са новим подацима (добijenим преко истражних радова, или хидрауличких моделских испитивања).

Сваки *хидраулички прорачун* који се прилаже у оквиру идејног пројекта или пројекта за извођење требало би да обухвата:

- 1) *Хидрауличку шему* – прегледну скицу са свим елементима и димензијама предметног објекта који су битни за прорачун (неоптерећену непотребним детаљима).
- 2) Кратак опис и коментар *података* (подлога) који се користе у прорачуну.
- 3) Кратак опис *критеријума* и *методологије* за прорачун и обликовање предметног (дела) објекта, укључујући формуле, основне поставке и недостатке поступка, са позивањем на одговарајућу литературу. (На крају свеске у којој је приказан прорачун, обавезно се даје списак коришћене литературе: књиге, часописи, пројектна документација и сл..)
- 4) Приказ (табеларни, графички), опис и коментар *резултата прорачуна* и *усвојеног решења*.

Више појединости о садржини и обиму прорачуна може се наћи у литератури (Министарство грађевинарства, саобраћаја и инфраструктуре РС 2016 и Петровић 1992).

III.4 МАТЕРИЈАЛИ И ГРАЂЕЊЕ

Хидротехнички објекти се граде од материјала који су постојани на дејство воде (како при изградњи, тако и при коришћењу). Примењују се *класични грађевински материјали* за бетонске и насуте конструкције, пре свега *бетон* (неармирани и армирани), *глиновити материјали*, некохерентно тло (*песак* и *шљунак*), *камен* (ломљен, дробљен, млевен), *асфалт* и *битумен*, као и *челик*, *дрво*, *гума*, *геотекстили*, *геомембране* и други природни и синтетички

материјали. Детаљан опис грађевинских материјала који се користе код хидротехничких објеката може се наћи у литератури (Петровић 1992).

Ш.4.1 Хидротехнички бетон

Велики број хидротехничких конструкција ради се од тзв. *хидротехничког бетона*. У односу на стандардни бетон (који се користи у високоградњи), хидротехнички бетон мора да задовољи посебне услове у погледу *вододрживости* (водонепропустљивости), ниске *топлоте хидратације*, мале *запреминске деформације* услед скупљања и температуре, отпорности на *мраз* и *хабање*, а често и у погледу отпорности на *агресивно дејство воде и темељне средине*.

Према стандарду из 1987. године (JUS 1987) хидротехнички бетон се може поделити на четири начина, и то:

- 1) Према **положају у односу на ниво воде** на:
 - a) **Подводни**, ако је стално под водом.
 - b) **У зони промењљивог нивоа воде**, ако се налази у распону између максималног и минималног нивоа воде.
 - c) **Изнад нивоа воде**.
- 2) Према **димензијама конструкције** (односно разматраног дела конструкције) на:
 - a) **Масивни**, ако је најмања димензија већа од 1 m, а укупна запремина већа од 10 m³.
 - b) **Немасивни**, ако је једна од димензија мања од 1 m, или је запремина мања од 10 m³.
- 3) Према **притиску воде** на:
 - a) **Под притиском**, ако је максимални притисак воде већи од 10 m.v.s, (тј., 1 ba=0.1 МПа).
 - b) **Без притиска**, ако је максимални притисак воде мањи од 10 m.v.s.
- 4) Према **агресивности воде** на:
 - a) Бетон који **није угрожен** агресивним дејством воде.
 - b) Бетон који је **угрожен** агресивним дејством воде.

Услови квалитета бетона и саставних делова бетона

Услови квалитета се дефинишу постојећим стандардима, који се овде неће детаљно наводити. Код хидротехничког бетона се прописују и испитују следећа својства:

- 1) **Марка хидротехничког бетона** одређује се преко чврстоће на притисак у Мра, 90 дана после уграђивања (за разлику од класичног бетона где се бетон негује 28 дана пре испитивања). У пракси се примењују марке између МВ = 10 и МВ = 60 (Мра), с тим што за армирани бетон марка мора бити МВ ≥ 15).
- 2) **Вододрживост** (водонепропустљивост) бетона описује се највећим притиском воде у барима (1ba = 10 mvs = 0.1 МПа), при коме вода *не сме да процури* кроз узорак (прописаних димензија), и то за предвиђени проценат прописаног броја узорака. Обележава се словом "V" испред броја који претставља захтевану вредност притиска. Стандардом су прописане вододрживости V2, V4, V6, V8 и V12.

- 3) *Отпорност на мраз* се одређује бројем циклуса замрзавања и одмрзавања који је потребан да би чврстоћа на притисак бетона пала испод 75% од чврстоће пре замрзавања. Испитивање се врши 28 дана после уграђивања. Предвиђене су вредности M50, M100, M150 и M200.
- 4) *Чврстоћа на затезање* се прописује за сваки део конструкције који може бити изложен напону затезања.

Понекад се на ово додају посебни захтеви у погледу отпорности бетона на *абразију, агресивну средину* и услови у погледу *скупљања и бубрења, термичких својстава* и друго.

Саставни делови бетона : *цемент, агрегат и вода* (као и арматура за армирани бетон) треба да испуњавају опште услове, регулисане одговарајућим правилницима и стандардима. За масивни хидротехнички бетон треба користити цемент са ниском топлотом хидратације.

III.4.2 Планирање и фазе извођења радова

При изградњи великих и сложених хидротехничких грађевина, као што су бране са пратећим објектима и опремом, неопходно је детаљно испланирати сваку фазу изградње и свих помоћних и припремних радова и активности. Овде ће се укратко навести најважније фазе, а за детаље се читалац упућује на литературу (Thomas 1976, Creager 1960).

- 1) Изградњи претходи *пројектовање са истражним радовима и набавком неопходних услова, мишљења, сагласности и дозвола.*
- 2) У првој фази изградње обављају се *припремни радови.* Потребно је урадити *приступне путеве,* отворити *позајмишта материјала* и припремити *градилнице.*
- 3) У другој фази се обављају радови на *скретању реке,* а паралелно се започињу радови на објектима и деловима објеката који су изнад нивоа воде у реци (на пример, делови захватне грађевине, делови евакуационих органа, управна зграда и сл.). Обављају се антиерозиони радови у сливу акумулације.
- 4) Пошто је река скренута у привремено корито (опточни тунел, галерија, канал, и сл. – видети поглавље X), *обезбеђује се темељна јама и припремају се темељи.*
- 5) Следи *бетонирање,* односно *насипање бране* и бетонирање осталих објеката (прелива, умирујућег базена, испуста, захвата и сл.), израда инјекционе завесе, као и остали *главни грађевински радови.* Пред почетак пуњења, корито будуће акумулације се *чисти од вегетације,* како би се избегла еутрофикација језера. Обезбеђује се *санитарна заштита* акумулације.
- 6) У последњој фази обављају се занатски радови, завршава се *монтажа опреме,* поставља се *систем за узбуњивање* и врши се *пробно пуњење акумулације,* обично у три етапе. (У првој етапи се акумулација пуни до нивоа који одговара једној трећини висине бране. Затим се, уколико се објекти и опрема у погону понашају према пројекту, у другој етапи ниво воде подиже за још једну трећину висине бране, да би се у последњој етапи ниво подигао на коту нормалног успора.)

- 7) За све време радова и пробног пуњења, као и током пробног рада, врше се *осматрања* (геодетска, инструментална и визуелна) објеката, опреме и околног терена, према пројекту техничког осматрања (део пројекта за извођење).
- 8) На основу увида у стање и функционисање објеката и опреме приликом пробног рада, издаје се потврда о техничком пријему објекта и употребна дозвола, после чега се овај пушта у рад.

ЛИТЕРАТУРА:

- Creager, W.P et al.,(1961), "Engineering For Dams", John Wiley and Sons.
- JUS, (1987), "Хидротехнички бетон. Услови за израду и употребу.", JUS У.Е3.010.
- Linsley, R.K., Franzini J.B., (1979), "Water-Resources Engineering", McGraw-Hill Book Company.
- Министарство грађевинарства, саобраћаја и инфраструктуре РС, 2016, "ПРАВИЛНИК о садржини, начину и поступку израде и начин вршења контроле техничке документације према класи и намени објеката, „Службени гласник РС”, бр. 23 од 2. марта 2015, 77 од 9. септембра 2015, 58 од 22. јуна 2016..
- Министарство грађевинарства, саобраћаја и инфраструктуре РС, (2014), Законом о планирању и изградњи „Службени гласник РС”, бр. 72/09, 81/09 – исправка, 64/10 – УС, 24/11, 121/12, 42/13 – УС, 50/13 – УС, 98/13 – УС, 132/14 и 145/14.
- Novak, P. et al., (1996), "Hydraulic Structures", E&FN SPON.
- Петровић, П.С., (1992), "Хидротехничке конструкције", I део, НАУКА, БЕОГРАД.
- Пећинар, М., (1960), "Хидротехничке конструкције – бране", Издање удружења студената Грађевинског факултета, БЕОГРАД.
- USBR, (1987), UNITED STATES DEPARTMENT OF THE INTERIOR, BUREAU OF RECLAMATION, "Design Of Small Dams", A Water Resources Technical Publication.

IV

БРАНЕ

IV.1 СВРХА БРАНА

У поглављу II о акумулационим басенима, речено је да се простор за изравнање протицаја остварује преграђивањем речне долине *браном* (сл.4.1). Поред тога, брана ствара успор за контролисано хватање воде из водотока. Бране омогућавају концентрацију пада код прибранских хидроелектрана, а пад створен браном може се искористити и за гравитационо водоснабдевање насеља, индустрије и других корисника, као и за одржавање нивоа потребног за пловидбу или рекреацију. Уз то, брана обезбеђивањем неприкосновеног простора за прихватање поплавног таласа, омогућава ублажавање штета од поплава у низводном подручју¹.

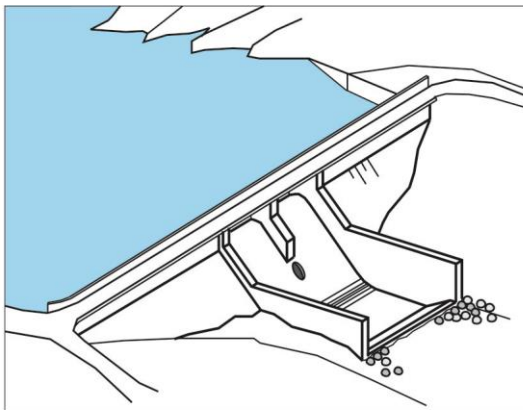
Бране спадају међу најстарије хидротехничке грађевине, и међу најстарије грађевине уопште. Појава брана протеже се уназад до првих векова цивилизације. Технологија пројектовања и изградње брана и даље напредује, мада се може рећи да је доживела врхунац у првој половини 20-ог века. Сматра се да тренутно у свету постоји око 300 000 брана, од којих је преко 30 000 такозваних *високих брана*.

Бране се овде проучавају, не само због свог значаја и заступљености, већ и да би се на њиховом примеру сагледали проблеми, оптерећења и могућа решења у пројектовању и изградњи осталих хидротехничких објеката. Тако су насуте бране сличне насипима, а на примеру бетонске гравитационе бране могу се сагледати многе заједничке особености бетонских хидротехничких конструкција.

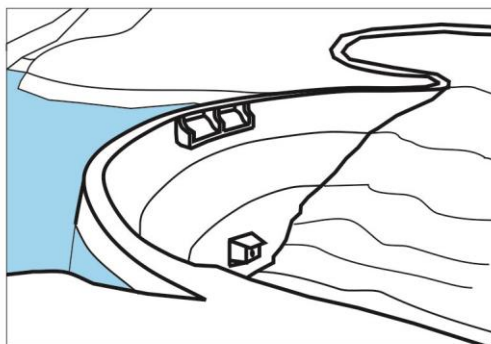
¹ Поред брана које се користе за задржавање воде, постоје и такозване *јаловишне бране*, којима се ограничава акумулациони простор за одлагање различитих врста отпадног материјала. Због специфичности намене, јаловишне бране нису разматране у овој књизи (као што је речено у поглављу III, овде су разматране само хидротехничке конструкције опште намене). Такође, нису разматране ни бујичарске преграде за задржавање наноса.

IV.2 ПОДЕЛЕ И ТИПОВИ БРАНА

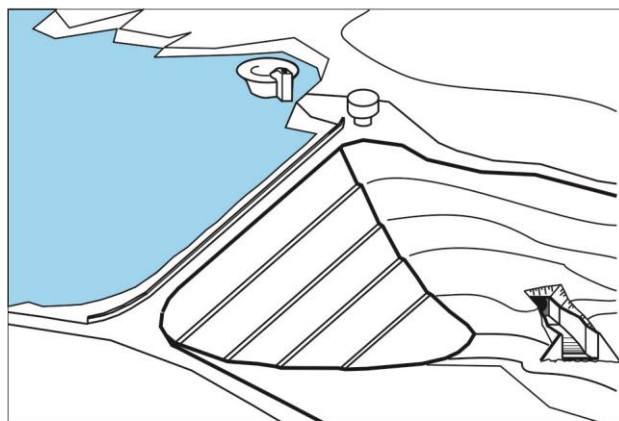
Постоји више подела брана, а навешће се само најважније:



а) Бетонска гравитациона



б) Лучна



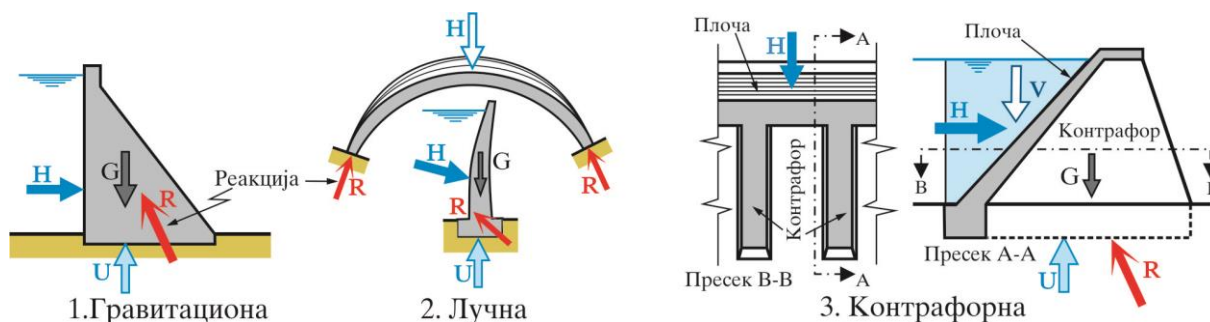
в) Насута

Сл.4.1 Типови брана

а) Према **начину преношења оптерећења**, бране се деле на (сл. 4.2):

- 1) **Гравитационе**, које се супротстављају оптерећењу *сопственом тежином*, коју заједно са осталим оптерећењима преносе у средину преко темељне спојнице.

- 2) **Лучне**, које прихватају оптерећење комбинованим деловањем лукова и конзола, преносећи га у бокове и дно долине.
 - 3) **Контрафорне**, које прихватају оптерећење преко “плоча” на узводном лицу и спроводе га на *зидове–контрафоре*, који га преносе у темељну средину. (Плоче могу бити армирано–бетонска платна, затварачи–уставе, или сводови–“лукови“.)
 - 4) **Комбиноване**, најчешће: **Олакшане** и **Лучно–гравитационе**.
- b) Према **материјалу** од кога се граде, бране могу бити:
- 1) **Бетонске** (од класичног хидротехничког бетона или од “ваљаног“ бетона (RCC–а, rollcrete–а).
 - 2) **Насуте земљане** бране.
 - 3) **Насуте камене бране** – (од каменог набачаја или “ваљаног“ камена).
 - 4) **Зидане бране** (од камена, везаног цементним малтером).
 - 5) **Дрвене бране**.
 - 6) **Металне бране**.



Сл.4.2 Преношење оптерећења код брана

Од претходно набројаних типова, најзаступљеније су *насуте бране* (земљане и од каменог набачаја), *бетонске гравитационе* и *бетонске лучне бране* (сл.4.1), па ће се оне проучавати у даљем излагању. Статистика показује (Novak, 1996) да је око 90 % брана у свету насутих, било од земље или каменог набачаја. Ово је последица добрих особина насутих брана, почев од малих захтева за носивошћу темеља, до обично лако доступног природног материјала за насип, који се ефикасно уграђује механизацијом великог учинка.

- c) Према конвенцији *Међународног удружења за високе бране ICOLD* (International Commission on Large Dams), бране се по **висини (величини)** могу сврстати у:
- 1) **Високе** бране.
 - 2) **Ниске** бране.

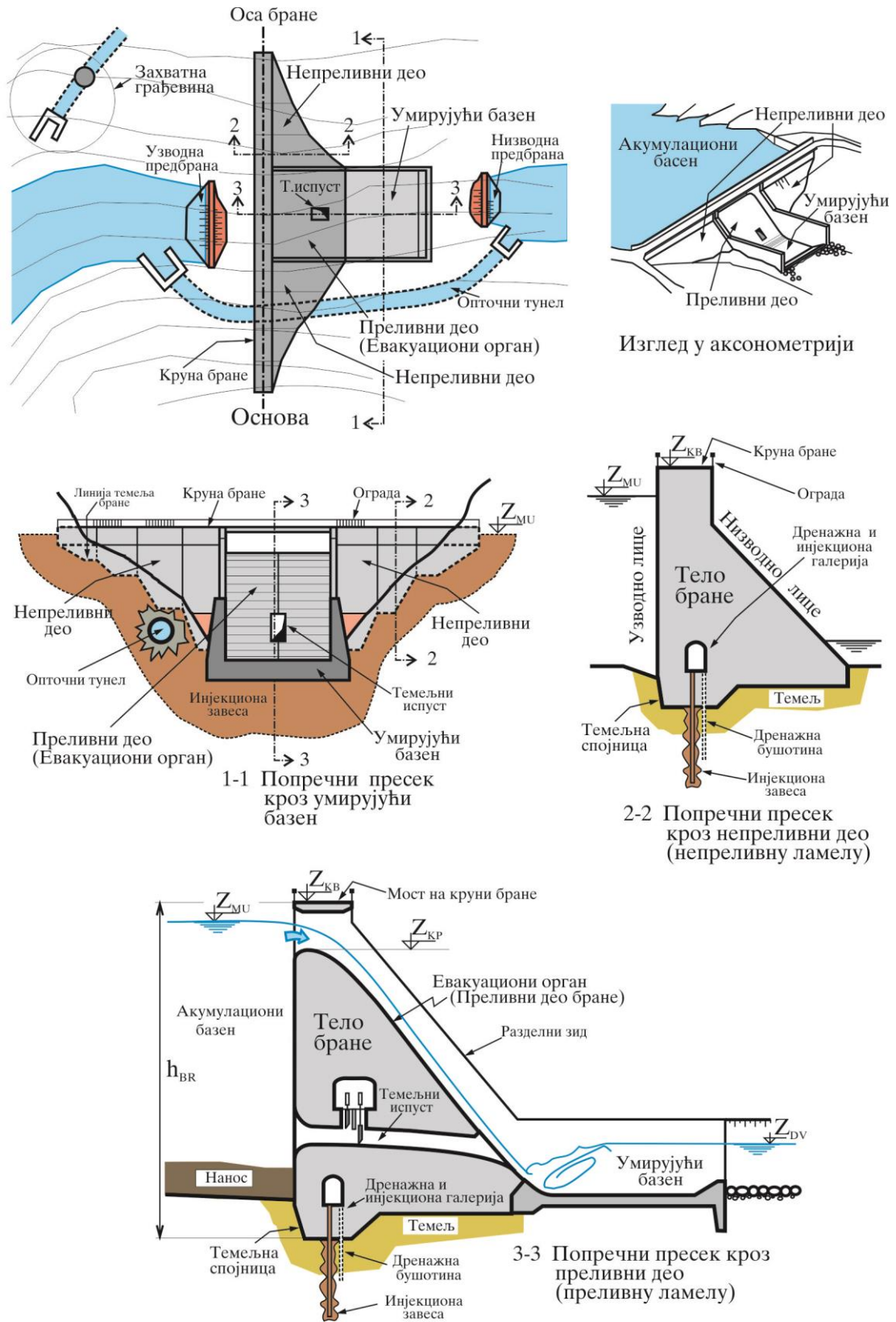
Под *високим* (великим), сматрају се бране чија грађевинска висина (од најниже коте темеља до круне) прелази 15 m. Високе бране могу бити и ниже (до 10 m), ако им је дужина у круни већа од 500 m, или стварају акумулацију већу од 1 000 000 m³, или им је укупни капацитет евакуационих органа већи од 1000 m³/s (Министарство грађевинарства, саобраћаја и инфраструктуре РС, 2005).

- d) Према **начину евакуације великих вода**, бране могу бити:
- 1) **Преливне**, код којих је прелив постављен по целој дужини бране.
 - 2) **Непреливне**, које нису предвиђене за преливање (насуते бране), па се за евакуацију великих вода користи засебан објекат (на пример, преливна бетонска брана).
 - 3) **Преливно – непреливне**, код којих је део бране преливан, док остатак конструкције, иако истог типа као преливни (исти материјал и сличан облик пресека), није предвиђен за преливање (на пример, бетонске бране комбиноване из преливног и непреливног дела).

IV.3 ОСНОВНИ ЕЛЕМЕНТИ БРАНЕ

У ужем смислу речи, брана је грађевина којом се преграђује речна долина. У ширем смислу, под браном се, поред грађевине за преграђивање, подразумевају и грађевине за *евакуацију великих вода*, за *захватање и испуштање* воде и друге, тзв., *пратеће грађевине*. Независно од типа, величине и намене, већина брана има одређене “обавезне” елементе, који су приказани на слици 4.3:

- 1) **Непреливни део** бране је непреливна преграда за стварање акумулације.
- 2) **Евакуациони орган (евакуациони објекат, ЕО)** је објекат који омогућава контролисану евакуацију великих вода. Може бити у склопу тела бране (као њен преливни део), или независтан објекат.
- 3) **Умиривач енергије** (умирујући базен, или ски одскок) је саставни део евакуационог органа, који служи да “умири” енергију преливене воде, да не би дошло до поткопавања темеља, и рушења бране.
- 4) **Темељни испуст** омогућава пражњење акумулације и испирање наноса.
- 5) **Захват** омогућава контролисано хватање воде за кориснике из акумулације (видети и сл. 11.12, 11.14, 11.15).
- 6) **Узводно лице бране** је узводна контура бране (преливног и непреливног дела), окренута према акумулацији. Код насutih брана, уобичајен је назив, **узводна косина**.
- 7) **Низводно лице бране** (односно, **низводна косина**, за насуте брана) је низводна контура бране.
- 8) **Темељ** сачињава *средина* (стена или тло) испод и око објекта, која је услед оптерећења и присуства воде, као и услед геотехничких радова (инјектирања, дренажања), променила напонско и физичко стање. **Темељна спојница (линија темеља)** је додирна површина конструкције и средине темеља.
- 9) **Круна бране** је хоризонтална “трака” на врху бране, којом је омогућен саобраћај дуж бране (са једне на другу обалу). Круна бране висински је одређена **Котом круне бране** (*ККВ*, или Z_{KB} на сл. 4.3).
- 10) **Кота круне прелива** (*ККР*, или Z_{KR}) је кота највише тачке контуре прелива.



Сл. 4.3 Основни елементи бране

- 11) **Дренажни систем** омогућава смањење узгона у брани и темељу, и контролисано одвођење провирне воде (из бране и темеља). Састоји се од дренажних *бушотина* и *галерија* са пумпама и осталом потребном опремом, или од *слојева туцаника* заштићеног филтром, зависно од типа бране и средине темеља.
- 12) **Инјекциона завеса** смањује ефективну површину провирања, чиме се смањује узгон на брану, као и провирни протицај кроз брану и темељ. (Код објеката фундираних на алувиону, уместо инјекционе завесе, обично се ради водонепропусни *застор*, који продужава пут провирној води (VII.6.2).

Поред набројаних елемената саме бране треба поменути и:

- 13) **Акумулациони басен** због кога се брана гради (са својим параметрима, сл. 2.1).
- 14) **Објекте за скретање реке** током грађења, који омогућавају да се вода контролисано скрене из корита у коме се налази темељна јама. Скретање реке за време грађења обрађено је у поглављу X.
- 15) **Командну (управну) зграду** за управљање браном и пратећим објектима (прегледности ради, није приказана на сл. 4.3).
- 16) **Нанос** који се, како је напред објашњено, не може избећи, и на који увек треба рачунати.

Корисно је још дефинисати и:

- 16) **Осу (осовину)** бране, као замишљену раван дуж круне бране.
- 17) **Грађевинску висину бране**, h_{BR} , као висинску разлику између коте круне бране и најниже коте у темељу.
- 18) **Хидрауличку висину бране**, као висинску разлику између коте максималног успора и коте дна реке у профилу бране пре изградње.
- 19) **Дужину бране у круни**, као растојање између обала, мерено дуж круне бране.

IV.4 ИЗБОР ПРЕГРАДНОГ ПРОФИЛА

Избор **преградног профила** (места бране) је први и уједно један од најважнијих задатака при пројектовању сваке бране. Положај бране одређује могућу *запремину акумулације*, *запремину тела бране* и захваћену *површину слива* (од које зависи хидролошки потенцијал расположив за могућу потрошњу), док геолошке и геомеханичке особености средине битно утичу на *услове фундирања* и на *вододрживост* преградног профила и акумулације.

Потребно је да *запремина акумулације* буде *што већа*, са *што мањом запремином бране*, да се искористи *што већа сливна површина*, а да се при томе осигура статичка *стабилност објекта*, *вододрживост преградног профила* и *акумулације*, као и лака доступност *грађевинских материјала*. Економским вредновањем свих изгледних профила, а на основу урађених техничких решења, долази се до оптималног преградног профила. Резултат економске анализе није увек меродаван за избор профила. Често одлучује утицај објекта на животну средину, као и друштвено – политички услови.

Према наведеном, најважнији чиниоци при *избору преградног профила* су:

- 1) Расположиве **количине воде на профилу – дотицаји**, који уз одговарајуће изравнање, треба да задовоље захтеве корисника. Ради тога су неопходни *поуздани хидролошки подаци*, којима се доказује постојање очекиваних протицаја – низ средњих месечних (недељних) протицаја за период од најмање 20 година (пожељно је 40 и више година). Поред количине битан је и **квалитет воде**, па се одговарајућим анализама мора утврдити да ли је вода *добра за коришћење* и да ли је *агресивна за конструкцију*.
- 2) **Топографија терена**, која одређује:
 - a) *Запремину акумулације, V* , зависно од висине бране h_{BR} , преко криве запремине акумулације (што већи однос V/h_{BR} то боље).
 - b) *Ширину и облик преградног профила* (дужину бране), од чега зависи запремина и коштање, а често и тип бране.
 - c) *Диспозицију* (распоред) и тип евакуационих органа, захвата и осталих објеката.Пошто је одређена макро локација, брана се најчешће пројектује нешто узводније од најужег пресека долине. Овим се омогућава боље упирање бокова конструкције о падине долине.
- 3) **Геолошки и Геомеханички услови** одређују:
 - a) Особине средине *темеља* бране и пратећих објеката: *чврстоће на притисак и на смицање* (који условљавају *дозвољене напоне*), *деформабилност* и *вододрживост*. (Поред великог утицаја при избору микролокације преградног профила, ове особине су често кључне и при избору најповољнијег *типа бране*.)
 - b) *Вододрживост акумулације* може потпуно компромитовати локацију бране, а такође се мора водити рачуна и о *стабилности бокова акумулације* (треба имати на уму акумулацију Вајонт, где је цело брдо склизнуло у акумулацију и изазвало катастрофални поплавни талас).
- 4) **Доступност грађевинских материјала**, одговарајуће количине и квалитета. Лака доступност одређеног материјала, утиче на цену и може да има пресудан утицај на избор преградног профила и типа бране.
- 5) **Трошкови експропријације земљишта** и измештања насеља, културно–историјских споменика, индустрије и саобраћајница.
- 6) **Еколошки, културни и политички чиниоци**.

IV.5 ИЗБОР ТИПА БРАНЕ

Избор **типа бране** тесно је повезан са избором преградног профила. За одређени профил (са својим хидролошким, топографским, геолошким и геомеханичким особинама), тражи се технички и економски најповољнији тип бране. (И овде понекад утичу друштвено-политички, или еколошки чиниоци, што може да измени економску одлуку.) Треба увек

настојати да се објекат прилагоди преградном профилу, а не обрнуто – по сваку цену прилагођавати профил одређеном “наметнутом“ типу бране.

Да би се могло говорити о *избору* типа бране, неопходно је кратко упознавање са *предностима* и *недостацима* најзаступљенијих типова брана (бетонске: лучне и гравитационе и насуте: земљане и од камена). О особинама појединих типова брана, биће више речи у наредним поглављима.

Предности насутих брана су:

- a) *Минимални захтеви за услове фундарања* (нарочито код земљаних брана), како са гледишта носивости, тако и са гледишта слегања. *Прилагодљивост готово свим врстама терена*, како *геолошким* тако и *топографским* (од стене до алувиона, од широке равничарске долине до клисуре).
- b) *Могућност коришћења разноврсног и хетерогеног материјала за насип*, често расположивог у непосредној близини преградног профила.
- c) *Јефтино и брзо уграђивање* механизацијом великог учинка, што заједно са претходним, омогућава мало коштање по јединици запремине бране.

Мане насутих брана су:

- a) *Велика осетљивост на преливање* (спољашњу ерозију).
- b) *Велика осетљивост на неконтролисано процуривање и испирање материјала* (унутрашњу ерозију).
- c) Као последица прве две мане, следи да су *за евакуацију великих вода*, као и за *темељни испуст* и *захват* потребни *посебни бетонски објекти ван тела насипа*, при чему се *евакуациони орган* мора димензионисати на већи протицај (протицај мање вероватноће појаве) него код бетонских брана.
- d) *Велики обим радова* услед благих косина узводног и низводног лица, што се често надокнађује ниском јединичном ценом.
- e) *Кратка сезона радова на уградњи глине*, код брана са глиновитим материјалима.

Предности бетонских брана су:

- a) *Значајна отпорност (“издржљивост“)* на *преливање*, што омогућава да се евакуациони органи и захвати граде у склопу саме бране, као и да се евакуациони органи димензионишу на мањи протицај него код насутих брана (што смањује коштање).
- b) *Утрошак мање количине материјала* у односу на насуте бране, с обзиром на далеко стрмији нагиб “косина“ (односно узводног и низводног лица бране), посебно код лучне бране.

Мане бетонских брана су:

- a) *Високи захтеви за услове фундарања* (потребна је велика чврстоћа – носивост и мала деформабилност средине у којој се брана темељи).
- b) *Висока јединична цена*, с обзиром на потребу набавке и допремања цемента, а понекад и агрегата, као и на *релативно дуготрајан процес* уграђивања при класичном бетонирању

у блоковима, који захтева и знатно бројнију радну снагу, него у случају насутих брана. (Ако се ради о брани од ваљаног – RCC бетона, отпада други део констатације.)

- с) Код лучних брана се, поред *стабилности и високе носивости бокова и дна долине*, захтева још и одговарајући *однос висине бране и ширине долине* (јер је због начина преношења оптерећења лучна брана подесна само за релативно уске долине).

Према горе наведеном може се закључити да ће за одређивање типа бране од великог утицаја бити:

- 1) **Механичке особине средине** у којој се брана фунда (чврстоћа, деформабилност и сл.), на основу којих се одређују дозвољена *напрезања* и дозвољене *деформације* темеља. Јасно је да се са повећањем висине бране повећавају напони и деформације у темељу, што за слабије носиве средине даје предност насутим (пре свега, земљаним) бранама. Са висином бране расте *хидраулички градијент провирне воде*, а тиме и опасност од *истирања тла из темеља* бране. Ово такође иде у прилог насутим бранама, с обзиром да је код њих хидраулички градијент у темељу мањи него код бетонских, јер је ширина темељне стопе, а тиме и дужина филтрационог пута, знатно већа.
- 2) **Дебљина наслага алувиона или дробине** у речном кориту може се разматрати надовезано на претходну тачку. Да би се бетонска брана фунда на стени, потребно је уклонити наслага, а то се често не исплати (поготову за дебљине алувиона од преко 5 ÷ 6 m), па предност опет има насута брана.
- 3) Близина и доступност потребних количина одговарајућих **грађевинских материјала**.
- 4) **Топографија терена**. Тако на пример, узане долине (од здраве стене добре носивости) често дају предност лучној брани, због малог утрошка материјала.
- 5) Услови за **евакуацију великих вода** фаворизују бетонске бране, посебно у узаним долинама, у којима је ограничен простор за развијање преливне ивице евакуационих органа насуте бране.
- 6) **Климатски чиниоци**. Ниске температуре и велики број кишних дана у току године дају предност бранама од камена (у односу на земљане и бетонске бране).
- 7) **Расположивост и цена радне снаге**, као и **искуство** потенцијалног **извођача**.

Детаљнија дискусија о избору типа бране може се наћи код Новака (1996).

IV.6 УЗРОЦИ РУШЕЊА БРАНА

Бране се могу срушити, и рушења су се, нажалост, дешавала у даљој и ближој прошлости. Најчешћи узроци рушења брана су:

- 1) **Преливање преко непреливног дела бране**. До преливања бране обично долази услед:
 - а) *Квара на уставама*.
 - б) *Блокирања преливних поља*.
 - с) *Грешке при управљању уставама*.

- d) *Недовољног капацитета евакуационих органа.*
- e) *Непредвиђеног слегања насипа бране.*
- f) *Поплавног таласа услед рушења узводне бране.*

Бетонске бране се у том случају могу *одломити и претурити*, или *смакнути и отклизати*, а насуте бране страдају од *прогресивне ерозије насипа*. Да би се избегло преливање непреливног дела бране неопходно је:

- a) *Обезбедити поуздане хидролошке подлоге и одабрати одговарајући рачунски протицај* (поглавље VIII).
 - b) *Исправно одредити тип и капацитет (пропусну способност) евакуационих органа, и такав капацитет постићи, правилним извођењем и одржавањем објекта.*
 - c) *Ако се за евакуацију великих вода користе преливи са уставама, обавезно је предвидети више погонских механизма и осигурати им безбедан прилаз, предвидети резервна преливна поља (за случај да нека од устава откаже, или ако преливно поље буде блокирано), као и одговарајући начин управљања уставама (за детаље видети поглавља VIII и IX).*
- 2) **Унутрашња ерозија материјала тела (насипа) бране или темеља.** Недовољно познавање особина средине у којој се брана фунда, или материјала од кога је брана изградњена, као и *неодговарајући третман темеља и тела бране* током изградње и погона, може довести до *неконтролисаног провирања* воде кроз темеље или тело бране, што изазива испирање (унутрашњу ерозију) материјала, и коначно рушење објекта. Често се јави “привилегован“ пут воде поред цеви темељних испуста, захвата или других “страних“ тела у насипу бране. Зато је неопходно:
- a) *Што потпуније познавање особина средине у којој се брана темељи, као и материјала од кога се брана гради.*
 - b) *Избегавати решења која би могла да изазову неконтролисано проциуривање (цеви у телу насипа бране, на пр.).*
 - c) *Исправно извођење, као и редовно осматрање и одржавање објекта, а посебно осетљивих места, где би могао да настане “привилегован“ пут провирне воде, (ако је већ “било неопходно“ да се пројектује решење које омогућава оваква потенцијална “жаришта“).*
- 3) **Клизање косина насипа бране.** До клизања косина насуте бране може доћи услед *јаких земљотреса, наглог обарања нивоа воде у акумулацији, испирања материјала из насипа, као и грешака при пројектовању, грађењу и одржавању насипа.*
- 4) **Неисправан статички прорачун приликом пројектовања бране.** Најчешће су у питању занемаривање или потцењивање неких од сила које нарушавају стабилност бране – *силе узгона* у првом реду, као и *прецењивање носивости средине темеља и материјала од кога се гради брана.*

* * *

На свим високим бранама уграђују се уређаји преко којих се *осматра понашање* бране, опреме, темеља, као и обала акумулације у току *грађења* и за време *погона* – експлоатације (уређаји за оскултацију). Поред *инструменталног*, незаменљиво је и *визуелно* осматрање. Прате се, бележе и анализирају *померања*, пре свега слегања бране, *деформације*, настанак и ширење *прстина* и *пукотина* у брани и темељу, *провирање*, *нивои* и *притисак* подземне воде, *нивои воде у акумулацији*, *догицаји у акумулацију*, протицаји преко *евакуационих органа* и *захвата*, температура ваздуха, воде и бетона и друге величине од интереса (Институт за водопривреду „Јарослав Черни“, 1982). Главним пројектом високе бране мора бити обухваћен и *пројекат техничког осматрања бране*, у коме се, поред осталог, дефинишу величине које се осматрају, одређује инструментација, начин визуелног осматрања и учесталост осматрања.

Праћење и анализа осмотрених величина омогућава да се на време *уоче* и по могућству отклоне *узроци оштећења* или рушења бране. Такође, поређењем стварног понашање бране и темеља са резултатима прорачуна из пројекта, стиче се драгоцено *искуство за будуће објекте*.

Да би се ублажиле последице евентуалног рушења, према прописима многих држава (укључујући и нашу), за сваку високу брану **обавезно** је предвидети (физичким или математичким моделом) *простирање поплавног таласа који би настао услед рушења бране*, (проценити брзину простирања таласа и нивое плављења угроженог низводног подручја). На основу ове процене, на терену је потребно *обележити границу угроженог подручја* и поставити и одржавати *систем обавештавања и узбуђивања*, како би се становништво могло благовремено евакуисати у случају опасности од рушења. Ова проблематика се, обрађује у посебном елаборату који чини саставни део главног пројекта сваке високе бране.

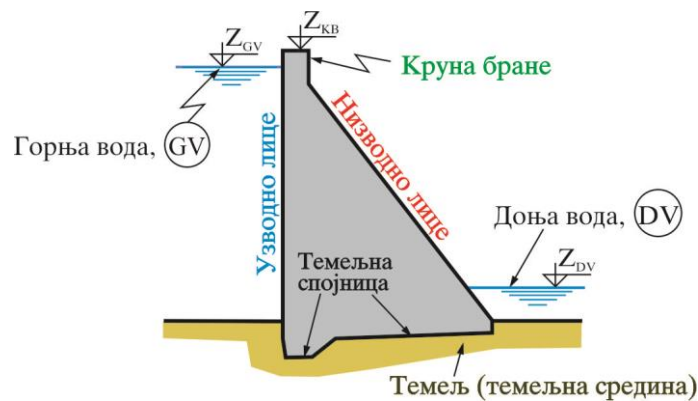
ЛИТЕРАТУРА:

- Creager, W.P et al.,(1961), “Engineering For Dams”, John Wiley and Sons.
Институт за водопривреду „Јарослав Черни“, (1982), „Упутства за техничко осматрање високих брана“, Завод за конструкције и геотехнику, Београд.
Linsley, R.K., Franzini J.B., (1979), “Water-Resources Engineering”, McGraw-Hill Book Company.
Министарство грађевинарства, саобраћаја и инфраструктуре РС, (2005), Закон о режиму вода, „Службени лист СРЈ“ бр. 59/98, „Службени гласник РС”, бр. 101/05
Novak, P. et al., (1996), “Hydraulic Structures”, E&FN SPON.
Петровић, П.С., (1992), “Хидротехничке конструкције”, I део, НАУКА, БЕОГРАД.
Пећинар, М., (1960), “Хидротехничке конструкције – бране“, Издање удружења студената Грађевинског факултета, БЕОГРАД.
USBR, (1987), UNITED STATES DEPARTMNET OF THE INTERIOR, BUREAU OF RECLAMATION, “Design Of Small Dams”, A Water Resources Technical Publication.
Хајдин Г., (1983), “Основе хидротехнике”, Научне књига, БЕОГРАД.

V

ГРАВИТАЦИОНЕ БЕТОНСКЕ БРАНЕ

Гравитациона бетонска брана супротставља се спољашњим оптерећењима сопственом тежином. Оптерећења (укључујући и тежину бране) се спроводе у средину темеља преко **темељне спојнице**. И насуте бране спадају у тип гравитационих брана, јер се оптерећењу супротстављају тежином, али је уобичајено да се назив *гравитационе бране* односи на бетонске (гравитационе) бране, па ће се тако и овде поступити.



Сл. 5.1 Попречни пресек непреливног дела бетонске гравитационе бране

Попречни пресек гравитационе бране има облик *приближно правоуглог троугла*, са дужом катетом као узводним лицем (сл. 5.1). Овакав облик произлази из услова стабилности, о чему ће бити речи касније. Брана је обично *уклештена* у средину темеља, чиме се постиже *конзолно дејство* и додатни отпор дестабилизујућим силама и моментима (у односу на брану која би била једноставно положена на подлогу)¹.

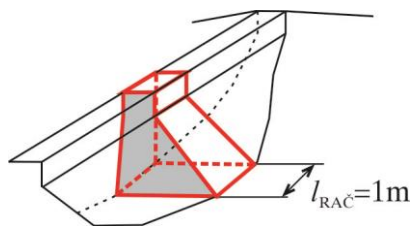
¹ На једном броју цртежа уклештење није приказано ради прегледности.

По правилу, гравитационе бране су *преливно–непреливне*, што значи да се један део бране (преливни део–евакуациони орган) обликује тако да се преко њега вода може контролисано преливати у низводно корито (сл. 5.4). Шта више, гравитационе бетонске бране се често користе као *евакуациони органи насутих брана*, с обзиром да су, због стабилности и могућности повољног хидрауличког обликовања, веома погодне за контролисано преливање (поглавље VIII).

Поред добрих услова преливања, масивна конструкција гравитационе бране омогућава постављање темељних испуста, захвата и других објеката и опреме у тело бране, чиме се постиже компактна и једноставна диспозиција објекта.

Највећа слабост гравитационих брана је велико оптерећење које темељ мора да прими преко релативно мале површине темељне спојнице. Недовољна носивост темељне средине (пре свега чврстоћа на притисак) је чинилац који често онемогућава подизање гравитационе бране на неком профилу (или ограничава њену висину). Високи трошкови бетонирања, који су раније претстављали битан недостатак гравитационих бетонских брана, знатно су смањени увођењем технологије *ваљаног бетона* (RCC), крајем 20-ог века.

Услед *термичких напрезања* и *напрезања услед неједнаке деформације темеља* дуж темељне спојнице, могу настати пукотине у конструкцији. Ради растерећења ових напрезања, гравитационе бране се граде као низ *вертикалних конзолних носача – ламела*, међусобно одвојених **разделницама** (сл. 5.2 и 5.42с). Свака ламела бране је независна и мора да буде за себе стабилна. С обзиром на релативно малу дужину ламела (обично $6 \div 16$ m), може се сматрати да је задатак *равански*, па се оптерећења и стабилност рачунају за 1 метар дужни бране ($l_{RAC} = 1$ m). Обично се статички прорачун ради за пресек са највећом висином, а по потреби се анализирају и други потенцијално осетљиви пресеци (у боковима, или на месту промене услова фундирања). Посебно се рачунају преливне, а посебно непреливне ламеле, с обзиром на разлике у облику пресека и у оптерећењу.



Сл. 5.2 Рачунски сегмент бране јединичне дужине

У оквиру овог поглавља прво ће се проучити *оптерећења* која делују на гравитациону бетонску брану, а затим ће се разматрати *стабилност* бране као крутог тела. Следи кратак опис *димензионисања* бране и других битних поступака при *пројектовању* бране, да би се на крају посветила пажња *извођењу* бране, у складу са претпоставкама и захтевима који су постављени приликом пројектовања.

V.1 ОПТЕРЕЋЕЊА КОЈА ДЕЛУЈУ НА ГРАВИТАЦИОНУ БРАНУ

Први задатак у статичком прорачуну је да се уоче и одреде (срачунају, или процене) *оптерећења* која делују на конструкцију, што се ради у оквиру **анализе оптерећења**. Најважнија оптерећења код бетонских брана су:

- 1) **Хидростатички притисак** (спољашњи притисак воде) на узводном и низводном лицу бране.
- 2) **Узгон** (порни – унутрашњи притисак воде).
- 3) **Динамички притисак** воде услед ветра и таласа.
- 4) **Притисак леда**.
- 5) **Притисак наноса**.
- 6) **Оптерећење услед земљотреса (сеизмичко оптерећење)**.
- 7) **Тежина бране, опреме (и дела темеља)**.

Обично се оптерећења **класификују**. За хидротехничке конструкције Петровић (1992) даје поделу оптерећења на:

- 1) **Основна** (сва наведена оптерећења при нормалним погонским условима, изузев сеизмичких).
- 2) **Допунска** (утицаји од температуре, од бубрења и скупљања бетона, од деформације темеља и сл.).
- 3) **Изузетна** (оптерећења која спадају у *основна*, али *изузетне јачине*) и *сеизмичко оптерећење*.
- 4) **У току грађења**.
- 5) **У току прегледа (ремонта) и поправки**.

Код гравитационе бетонске бране не јављају се додатна оптерећења за време грађења и ремонта, па остају само *основна*, *допунска* и *изузетна*. Слично Петровићу, Novak (1996) оптерећења дели на: а) *основна*, б) *секундарна* и с) *изузетна*.

Прегледности ради, уобичајено је да се свака од разматраних сила разложи на *хоризонталну* и *вертикалну* компоненту, одакле се добија хоризонтална и вертикална компонента **резултанте свих сила**. При анализи оптерећења погодно је “фигуре” којима се представљају притисци, тежине, или узгон изделити на просте геометријске облике (троугао, правоугаоник, део круга и сл.).

V.1.1 Хидростатички притисак

Хидростатички притисак је најзначајније оптерећење које делује на гравитациону бетонску брану. Ово је такозвани **спољни притисак** воде (а *унутрашњи притисак* воде је *узгон – порни притисак*).

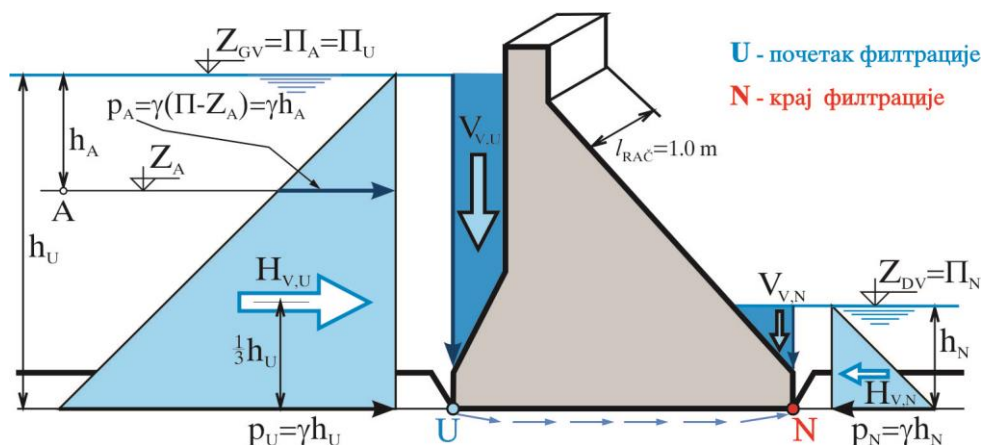
Према основној једначини хидростатике, *хидростатички притисак у некој тачки једнак је висинској разлици пијезометарске коте и положајне коте посматране тачке, помножене са специфичном тежином воде, $\gamma_V \equiv \gamma$* (сл.5.3). Када је вода у додиру са

атмосфером, као на слици 5.3, пијезометарска кота је уједно и кота слободне површине ($\Pi = Z_{GV}$), па је *хидростатички притисак једнак дубини воде у тачки, помножено са специфичном тежином* ($p = \gamma h$). Хидростатички притисак увек делује *управно на посматрану* (“оптерећену“) површину.

Треба имати на уму да се овде разматра тзв. *релативни притисак*, код кога се изоставља утицај атмосферског притиска (притиска слоја ваздуха из атмосфере), за разлику од *апсолутног притиска*, где се укључује и атмосферски притисак ($p^{ABS} = p + p^{ATM}$). У пракси се најчешће ради са релативним притиском, с обзиром да практично исти атмосферски притисак делује у свим тачкама конструкције.

Притисак интегрисан по површини на коју делује – *оптерећену површину*, даје *силу хидростатичког притиска – хидростатичку силу*, P_V (индекс “V“ означава да је у питању вода¹). Хидростатичка сила је једнака производу површине и притиска који влада у тежишту површине. Ова сила делује *управно на оптерећену површину* (као и хидростатички притисак), али је за прорачун погодно да се разложи на хоризонталну и вертикалну компоненту H_V и V_V .

Хидростатичка сила, односно њене компоненте, рачунају се по начелима хидростатике (Најдин 2002). **Хоризонтална компонента**, H_V , хидростатичке силе на оптерећену површину једнака је *хидростатичкој сили* (која би деловала) на вертикалну пројекцију те површине (прецизније, на пројекцију управну на правац дејства тражене хоризонталне компоненте). **Вертикална компонента**, V_V , хидростатичке силе на оптерећену површину једнака је тежини течности у запремини између разматране површине и хоризонталне пројекције површине у равни пијезометарске коте.



Сл.5.3 Хидростатичко оптерећење на непреливни део бране

С обзиром да се ради о *раванском задатку* (јер је оптерећење исто у свим вертикалним равнима управним на оптерећене површине узводног и низводног лица бране), довољно је одредити силу која делује на *један дужи метар* површине. Тако је хоризонтална компонента

¹ Хидростатичка сила се у хидрауличком прорачуну обично означава као P_H или P (поглавља VIII ÷ IX).

хидростатичке силе по јединици дужине на *узводном лицу* бране, $H_{V,U}$ ¹, (сл. 5.3), једнака површини троугла који представља распоред притиска по дубини:

$$(5.1): \quad H_{V,U} = \gamma h_U \frac{h_U}{2} = \gamma \frac{h_U^2}{2},$$

где дубина воде, h_U , представља висинску разлику *од нивоа воде* испред бране до тачке “U”, од које **почиње филтрација** у темељној спојници (тачка “U“ је почетак – *узводна ивица филтрације*). На сликама 5.3 и 5.8 претпостављено је да филтрација почиње у најнижој тачки темељне спојнице узводног лица бране, тако да хидростатичка сила делује по целој површини узводног лица, па се не јавља *хоризонтална компонента силе узгона*. С друге стране, у примерима на сликама 5.9 и 5.10 претпостављено је да филтрација почиње у тачки која је на нивоу дна акумулације непосредно испред бране, тако да низводно (испод) тачке “U“ делује *хоризонтална компонента узгона*, H_U , а не хидростатичка сила (видети део V.1.2).

Сила $H_{V,U}$ делује у *тежишту површине дијаграма оптерећења* које сила представља – замењује, тј., делује на растојању од $1/3 h_U$ од коте на којој почиње филтрација.

Хоризонтална компонента хидростатичке силе на *низводном лицу*, $H_{V,N}$, је:

$$(5.2): \quad H_{V,N} = \gamma \frac{h_N^2}{2},$$

а делује на растојању од $1/3 h_N$ изнад коте темељне спојнице на којој се **филтрација завршава** (тачка “N“ – *низводна ивица филтрације*, на сл.5.3).

Вертикална компонента хидростатичке силе (по јединици дужине) на *узводном лицу* бране је:

$$(5.3): \quad V_{V,U} = \gamma F_{V,U},$$

и делује у тежишту “запемине” – односно, површине, $F_{V,U}$, (у тежишту трапеца на сл. 5.3), а *вертикална сила* на *низводном лицу* је:

$$(5.4): \quad V_{V,N} = \gamma F_{V,N},$$

и делује у тежишту троугла (површине $F_{V,N}$) изнад низводног лица.

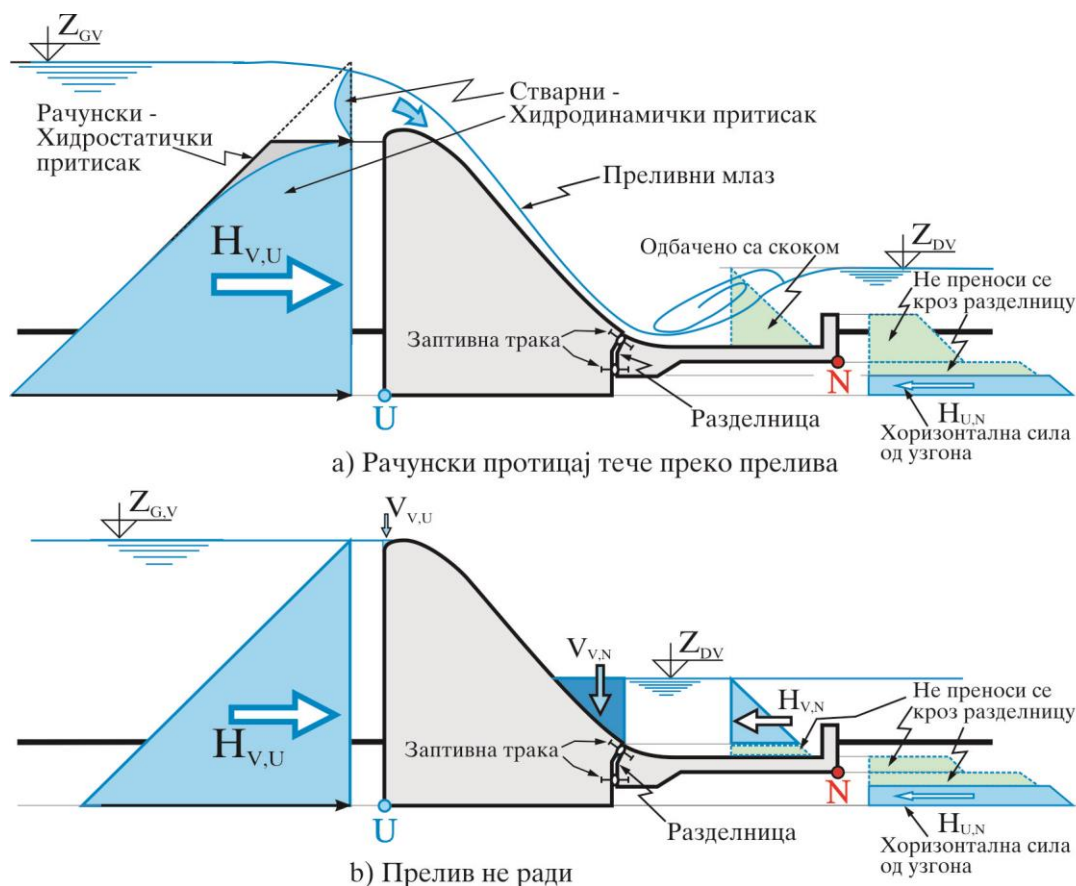
Хидростатичке силе на **преливни** део бране (сл. 5.4) рачунају се нешто другачије него код **непреливног** дела. Уз то, различито се рачунају силе у случају када *прелив ради са рачунским* протицајем (или протицајем блиским рачунском), од случаја када *нема преливања*, или је преливни протицај мали (знатно мањи од рачунског).

При преливању *рачунског протицаја* преко закривљеног дела *прелива практичног профила*, притисак на доњој (као и горњој) ивици преливног млаза је атмосферски (релативни притисак је једнак нули), па млаз *не належа* на закривљени део контуре – не притиска брану (VIII.4.1). У прорачуну се обично усваја да преливни млаз *не делује* на брану *по целој дужини* низводног лица. Ово је на страни сигурности, јер је стварни притисак на праволинијском делу

¹ Понекад се користи и индекс “GV”, као “сила од горње воде”, $H_{V,GV}$.

контуре прелива (на “брзотоку“) позитиван, што доприноси стабилности бране. На страни сигурности је и претпоставка о хидростатичком распореду притиска на *узводном лицу* бране, при прорачуну хоризонталне компоненте хидростатичке силе, јер је стварни – *хидродинамички* притисак мањи, с обзиром да вода тече, па се део енергије притиска претвара у кинетичку енергију (сл. 5.4а).

На *низводном лицу* се претпоставља да нема хидростатичке силе на брану од воде у *умирујућем базену*, јер ће бурни млаз испред хидрауличког скока одбацити воду из узводног дела базена (док је притисак у самом млазу занемарљив, услед мале дебљине). Такође, претпоставља се да нема ни силе *на контакту бране и плоче базена* (што је, такође, на страни сигурности), са образложењем да сила не може да се пренесе преко разделнице између плоче и бране, а да заптивне траке онемогућавају продирање воде (која би са собом “донела” и хидростатички притисак) у простор унутар саме разделнице. Треба запазити да се на најнижем делу низводног лица бране јавља *хоризонтална сила од узгона*, $H_{U,N}$ (видети део V.1.2), чији доњи део (пуна линија на слици) делује непосредно на низводно лице бране (не преноси се преко разделнице), па се стога не може изоставити.



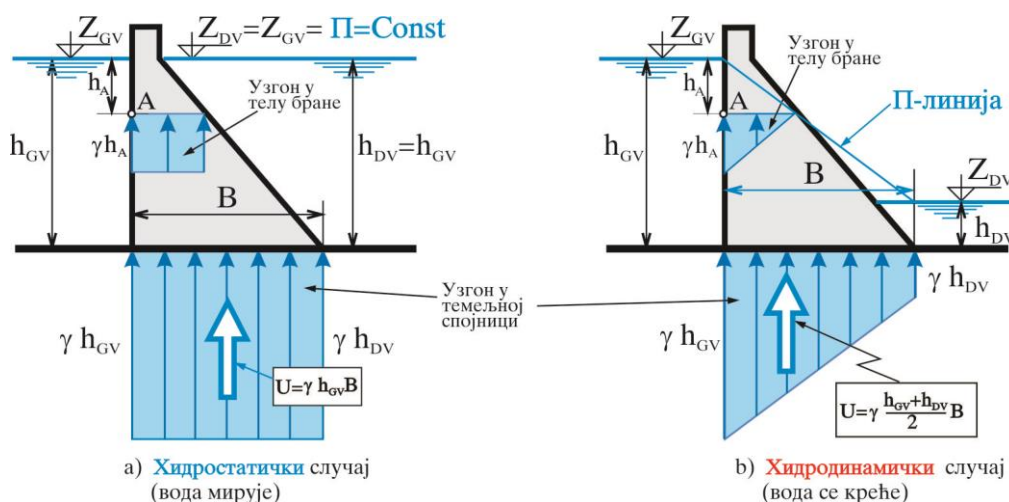
Сл. 5.4 Хидростатичко оптерећење на преливни део бране

Када прелив *не ради* (сл. 5.4b), вода на узводном лицу делује исто као и код непреливне ламеле. Једина разлика на низводном лицу је што код преливне ламеле изостаје део силе дуж

разделнице између бране и плоче базена, са истим образложењем као и у случају када прелив ради. Наравно, сада се јавља хидростатичка сила од воде у базену (изнад разделнице), јер нема хидрауличког скока у коме би бурни млаз одбацио воду низводно од контуре бране.

V.1.2 Узгон

Средина у којој се брана темељи (стеновита или нестеновита), као и бетон од кога се брана гради, су мање или више порозни, прожети мноштвом повезаних микро и макро шупљина (поре, прслине, пукотине) у које се вода завлачи и кроз које струји (провире, филтрира). **Узгон – порни (унутрашњи) притисак воде је хидромеханичко оптерећење којим вода у шупљинама темељне средине и бетона притиска конструкцију (или, део конструкције).** Под силом узгона се, поред *вертикалне силе* потискивања (према којој оптерећење носи име), може подразумевати и одговарајућа *хоризонтална компонента*, која може бити значајно оптерећење (сл. 5.9). Ипак, уобичајено је да се назив “сила узгона” користи за *вертикалну компоненту* силе порног притиска, па ће се тако и овде поступити, док ће се *хоризонтална компонента* називати “**хоризонтална сила од узгона**”¹.



Сл. 5.5 Узгон

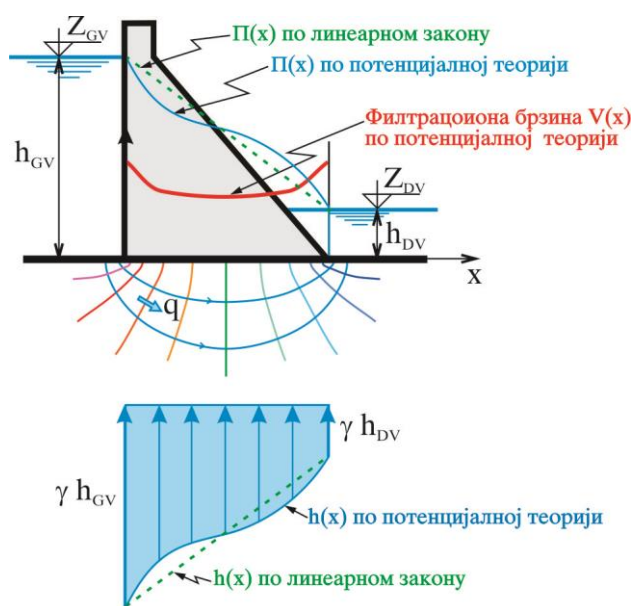
Узгон делује и при **хидростатичком** стању (када вода у шупљинама мирује), и при **хидродинамичком** (када се креће). При хидростатичким условима сила узгона је (као свака вертикална хидростатичка сила) једнака тежини воде између површине на коју делује (на пр., контакт бране и средине на сл. 5.5а) и хоризонталне пројекције разматране површине у равни пијезометарске коте. За равански задатак, тежина по јединици дужине је једнака *површини између линије “додира”, дуж које делује узгон, и пијезометарске линије*, помножене са специфичном тежином воде. Уобичајено је да се та површина, односно дијаграм оптерећења,

¹ Често се у анализи оптерећења, *хоризонталној компоненти хидростатичке силе*, H_V , придружује и *хоризонтална компонента силе узгона*, H_U (јер делују у истом смеру), па се добија тзв. укупна “*хоризонтална сила од воде*”. С друге стране, *вертикални узгон*, U , погодније је одвојити од *вертикалне компоненте хидростатичке силе*, V_V , (која се узима као “*вертикална сила од воде*”), јер обично делује

црта испод линије додира (контакта) и у смеру дејства оптерећења, као што је приказано на слици 5.5.

И при **хидродинамичким условима** (када се вода креће – провире, струји, филтрира) узгон се рачуна на исти начин – нема разлога да буде другачије. Једина разлика је у томе што сада пијезометарска линија више није хоризонтална, већ опада у смеру тока, јер се енергија троши при струјању – провирању воде (сл. 5.5b).

У филтрационо “*хомогеној и изотропној*“ средини, брзина провирања дуж додирне линије бране и темеља је приближно константна (сем у области промене правца струјања, као што је у близини узводне и низводне ивице на сл. 5.6). Зато се у приближним прорачунима често усваја да притисак, односно пијезометарска линија, опада **линеарно**. При процени стабилности *тела бране*, ова претпоставка је обично на страни сигурности, јер сила узгона рачуната по “**линеарном закону**”, U_{LIN} , даје већи моменат превртања око низводне ивице, од силе рачунате по теорији **потенцијалног** струјања, U_{POT} (јер је крак момента обртања “линеарног узгона“, r_{LIN} , већи од одговарајућег крака “потенцијалног узгона“, r_{POT} , сл.5.7). Међутим, применом линеарне претпоставке, потцениће се дејство узгона на део конструкције на низводном крају провирног пута, као што је плоча умирујућег базена на сл. 5.13 (или на само тело бране, ако се ради узводни хоризонтални застор, сл.5.12).



Сл. 5.6 Поређење потенцијалне теорије са линеарним законом

Треба приметити да за прорачун филтрације у *стеновитој* средини није (сасвим) прикладна примена потенцијалне теорије, с обзиром да вода тече кроз систем прслина и

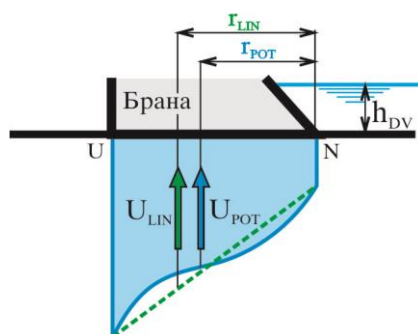
супротно од узгона. Такође, треба имати на уму да су ово само “*статичке*“ силе од воде, а да се *динамичке* силе (таласи, сеизмичке силе и др.) разматрају посебно.

пукотина, а не кроз квази–континуалну средину, као што се претпоставља у теорији потенцијалног струјања¹.

Ако се прихвати претпоставка о линеарној промени пијезометарске коте дуж сваке мање–више хомогене и изотропне деонице филтрационг пута, сила узгона, U , се може представити као површина многоугаоника помножена специфичном тежином воде. За случај са сл. 5.8, многоугаоник је трапез, па је:

$$(5.5): \quad U = \gamma B \frac{h_U + h_N}{2}.$$

Сила делује у тежишту површине која претставља оптерећење.



Сл. 5.7 Моменат превртања код “линеарног“ и “потенцијалног“ узгона

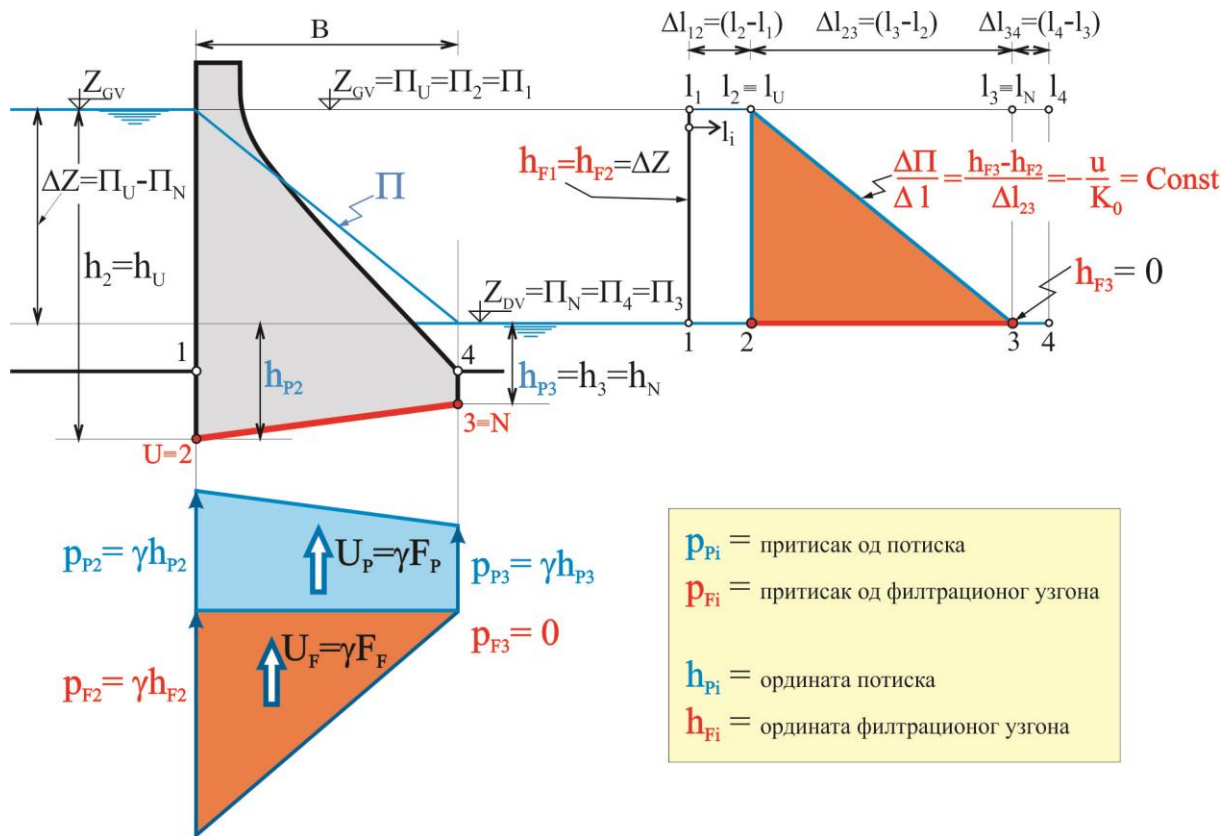
Сила узгона се обично “раздваја“ на два дела (сл.5.8):

$$(5.5a): \quad U = U_P + U_F = \gamma F_P + \gamma F_F,$$

где је:

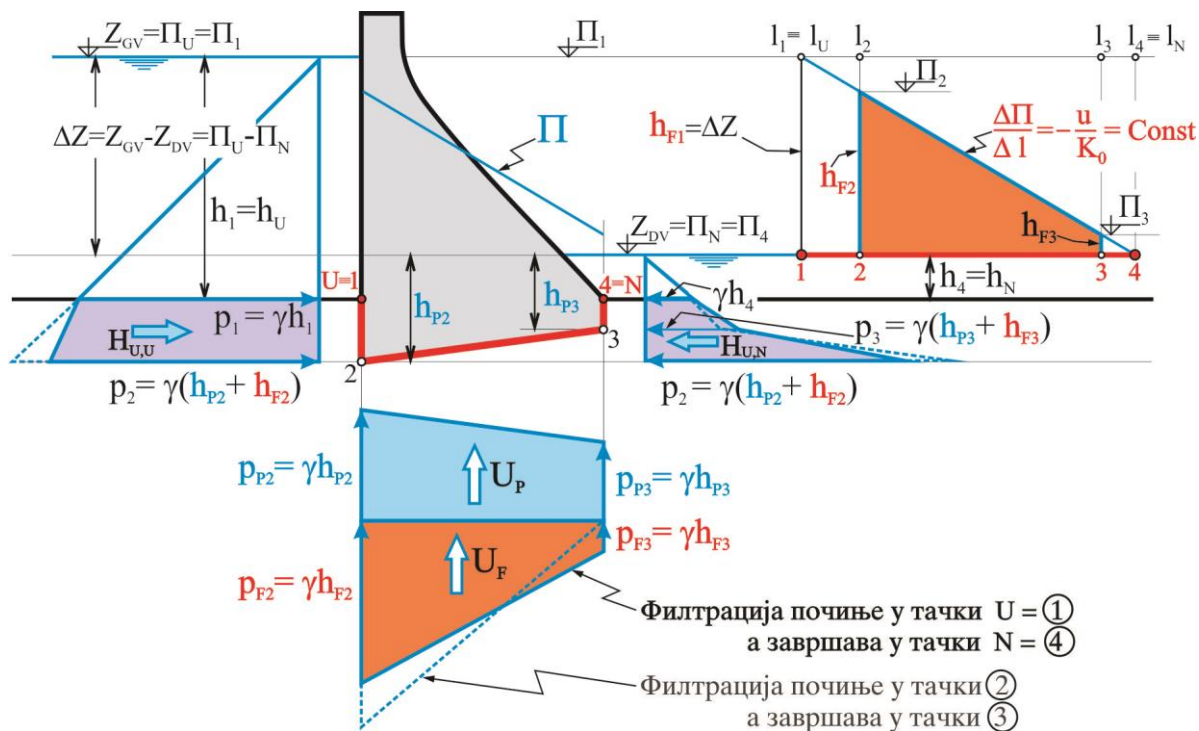
- Потисак–Базни узгон**, U_P , који одговара хидростатичком притиску доње воде, и рачуна се као површина многоугаоника, F_P , између оптерећене површине (темељне спојнице, у примеру на сл. 5.8) и њене пројекције у равни нивоа доње воде, помножена са специфичном тежином воде.
- Филтрациони–Диференцијални узгон**, U_F , који одговара пијезометарској разлици између горње и доње воде ($\Delta\Pi \equiv \Delta Z = Z_{GV} - Z_{DV}$) и рачуна се као површина, F_F , између пијезометарске линије и хоризонталног нивоа доње воде, помножена са специфичном тежином воде (сл. 5.8).

¹ Ако се, при процени филтрационе стабилности тла у темељу нестеновитих средина (алувион, глина), претпостави линеарни нагиб пијезометарске линије, треба водити рачуна да су филтрационе брзине у близини узводне и низводне ивице бране (сл. 5.6) значајно веће од просечне брзине (која се претпоставља при линеарном нагибу П–линије).



Сл. 5.8 Потисак и филтрациони део узгона за филтрационо хомогену и изотропну средину, за случај када филтрација почиње на најнижој коти темеља на узводном лицу, а завршава на најнижој коти темеља на низводном лицу

На слици 5.8 претпостављено је да филтрације почиње на *најнижој коти* темеља на узводном лицу, а да се завршава на *најнижој коти* темеља низводног лица (тачке “U” и “N”). Овакав случај настаје ако се не оствари веза између бране и темељне средине дуж вертикалних и стрмих линија додира, па настају широке пукотине у којима је отпор струјању занемарљив. (Због велике површине пресека пукотине, брзина струјања је знатно мања од брзине на делу где се остварује присан додир конструкције и темеља, па је мањи и отпор, односно енергетски губитак). Зато је овде оправдано сматрати да вода узводно од тачке “U” и низводно од тачке “N” “мирује” – да је стање притиска хидростатичко, а да се филтрација (уз губитак енергије и следствено опадање пијезометарске коте) одвија на потезу између тачака “U” и “N”, где није поремећена веза конструкције и темеља. С обзиром да се у тачакама “U” и “N” остварује хидростатички притисак, то на узводном и низводном лицу бране нема *хоризонталне силе од узгона*. Као „хоризонтална сила од воде“ овде делује сила хидростатичког притиска, док дуж темељне спонице (на потезу од “U” до “N”) делује хоризонтална сила од узгона, која није приказана ради прегледности цртежа.



Сл. 5.9 Слика узгона за филтрационо хомогену и изотропну средину, за случај када постоји добра веза између бране и темељне средине по целој дужици додира

Слика 5.9 приказује случај код кога је остварена добра (“присна”) веза између бране и темеља *дуж целе линије додира*, чиме се продужава филтрациони пут и мења слика узгона у односу на претходни случај. Сада се може претпоставити да филтрација почиње и завршава се у тачкама које су на вишим котама од најнижег нивоа темеља, па се, поред *вертикалне*, јавља и *хоризонтална сила од узгона*, H_U (хоризонтална сила притиска провирне воде), и то на свим вертикалним и косим (“не–хоризонталним“) контурама бране дуж филтрационог пута. У примеру на слици 5.9 усвојено је да филтрација почиње у тачки $U \equiv 1$, а завршава се у тачки $N \equiv 4$, као и да је *филтрациони протицај по јединици површине*, u (тзв., Дарсијева филтрациона брзина), непроменљив дуж провирног пута (као последица устаљености струјања). Уз то, претпоставља се да је средина филтрационо *изотропна* и *хомогена*, па је и *коэффициент филтрације*, K_0 , константан. Зато и пијезометарска линија равномерно опада дуж филтрационог пута – дуж линије додира 1-2-3-4 ($\frac{\Delta \Pi}{\Delta l} = \frac{\Delta h_F}{\Delta l} = -\frac{u}{K_0} = \text{const}$), па су ординате филтрационог (диференцијалног) дела узгона, h_F , сразмерне дужини филтрационог пута, и лако се рачунају преко пропорције:

$$(5.7): \quad h_{F2} = h_{F1} \frac{l_4 - l_2}{l_4 - l_1} \quad \text{и} \quad h_{F3} = h_{F1} \frac{l_4 - l_3}{l_4 - l_1}.$$

С обзиром да хидромеханички притисак делује *истим интензитетом у свим правцима*, то се и **хоризонтална** и **вертикална** компонента узгона рачунају са *истим вредностима ордината потиска и филтрационог узгона*, као што је приказано на сл. 5.9.

Са слике 5.9 се уочава да је, у случају хомогене и изотропне филтрације, оптерећење од узгона неповољније ако се претпостави да је филтрациони пут краћи (филтрација између тачака “2” и “3”, за коју важи тачкаста линија). Ипак, овакав случај се у нашој пројектантској пракси ређе користи при анализи оптерећења, иако је очигледно на страни сигурности; чешће се претпоставља “филтрациона слика” као на сл. 5.9.

На слици 5.10 разматран је случај код кога је, услед померања бране у низводном смеру, делимично испуцао контакт на *узводном лицу*, уз проширење пукотина и одговарајуће повећање вредности коефицијента филтрације и смањење губитка енергије, док је *низводно лице* бране притиснуто, па су се ту пукотине сузиле, чиме опада и вредност коефицијента филтрације, а расту губици енергије. Иако дуж филтрационог пута средина није филтрационо хомогена (слично би било и да је средина анизотропна), па нагиб (пад) пијезометарске линије није константан, ипак се претходно описани поступак (са константним нагибом П-линије) може и овде применити, уз незнатне измене.

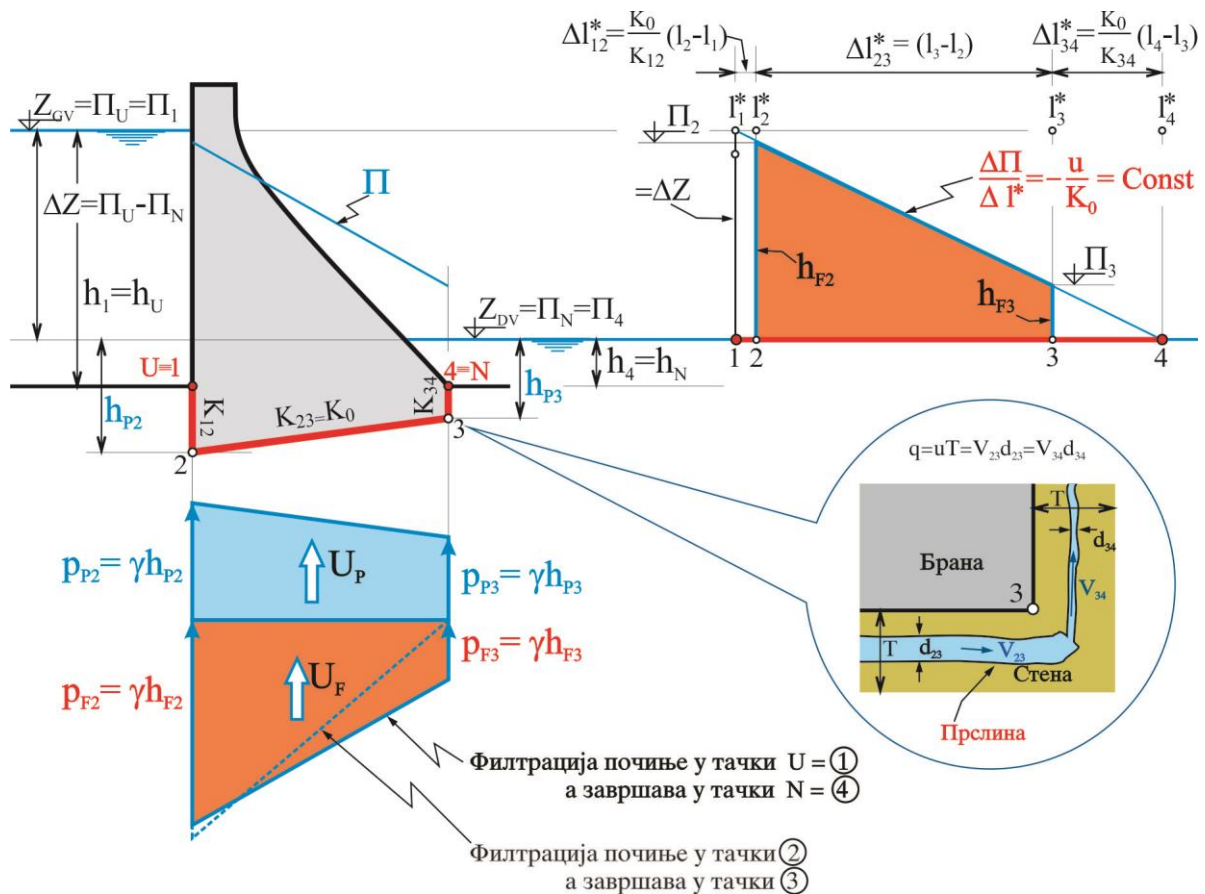
У примеру са сл. 5.10 претпоставља се да је филтрациони коефицијент (а тиме и отпор филтрацији и нагиб П-линије) различит на свакој од разматраних деоница филтрационог пута (1-2, 2-3 и 3-4), али да је и даље константан у оквиру сваке од деоница. С обзиром да је филтрациони протицај (по јединици површине), u , константан дуж целог филтрационог пута (јер је струјање устаљено), то се равномеран нагиб пијезометарске линије овде може “наметнути” само ако се сразмерно односу отпора, а то значи обрнуто сразмерно коефицијенту филтрације, “усклади” дужина филтрације за сваку деоницу:

$$\begin{aligned} \frac{\Pi_2 - \Pi_1}{l_2 - l_1} &\equiv \frac{\Delta\Pi_{12}}{\Delta l_{12}} = -\frac{u}{K_{12}} &\Rightarrow \frac{\frac{K_0}{K_{12}} \Delta\Pi_{12}}{\Delta l_{12}} &= \frac{\Delta\Pi_{12}}{\Delta l_{12}^*} = -\frac{u}{K_0} = const, \\ \frac{\Pi_3 - \Pi_2}{l_3 - l_2} &\equiv \frac{\Delta\Pi_{23}}{\Delta l_{23}} = -\frac{u}{K_{23}} &\Rightarrow \frac{\frac{K_0}{K_{23}} \Delta\Pi_{23}}{\Delta l_{23}} &= \frac{\Delta\Pi_{23}}{\Delta l_{23}^*} = -\frac{u}{K_0} = const, \\ \frac{\Pi_4 - \Pi_3}{l_4 - l_3} &\equiv \frac{\Delta\Pi_{34}}{\Delta l_{34}} = -\frac{u}{K_{34}} &\Rightarrow \frac{\frac{K_0}{K_{34}} \Delta\Pi_{34}}{\Delta l_{34}} &= \frac{\Delta\Pi_{34}}{\Delta l_{34}^*} = -\frac{u}{K_0} = const. \end{aligned}$$

Тако се добијају тзв. “фиктивне” дужине, l_i^* , при којима је нагиб пијезометарске линије константан дуж целог филтрационог пута, као и у случају изотропне и хомогене филтрације:

$$(5.7a): \quad h_{F2} = h_{F1} \frac{l_4^* - l_2^*}{l_4^* - l_1^*} \quad \text{и} \quad h_{F3} = h_{F1} \frac{l_4^* - l_3^*}{l_4^* - l_1^*}.$$

Наравно, положај пијезометарске линије, а тиме и ордината узгона, може се добити и без свођења на фиктивне дужине, из услова да је филтрациони протицај по јединици површине константан дуж целог филтрационог пута, а да је укупна денivelација горње и доње воде једнака збиру пијезометарских разлика свих деоница ($\Delta Z = \Delta\Pi_{12} + \Delta\Pi_{23} + \Delta\Pi_{34}$, односно $\Delta Z = -u/K_{12} \cdot \Delta l_{12} - u/K_{23} \cdot \Delta l_{23} - u/K_{34} \cdot \Delta l_{34}$).



Сл. 5.10 Слика узгона за филтрационо нехомогену (или анизотропну) средину

Занимљиво је упоредити оптерећења са хомогеном (сл. 5.9) и хетерогеном (сл. 5.10) филтрацијом. Већи отпори, и губици пијезометарске коте на низводном крају филтрационог пута, изазивају неповољну прераспodelу узгона, а с обзиром да је оваква прераспodelа могућа, корисно је, преко анализе осетљивости утврдити њен утицај на стабилност објекта. Такође, потребно је предвидети (извести и одржавати) одговарајуће антифилтрационе мере (дренажу и инјекциону завесу), којима ће се онемогућити овако неповољна слика узгона.

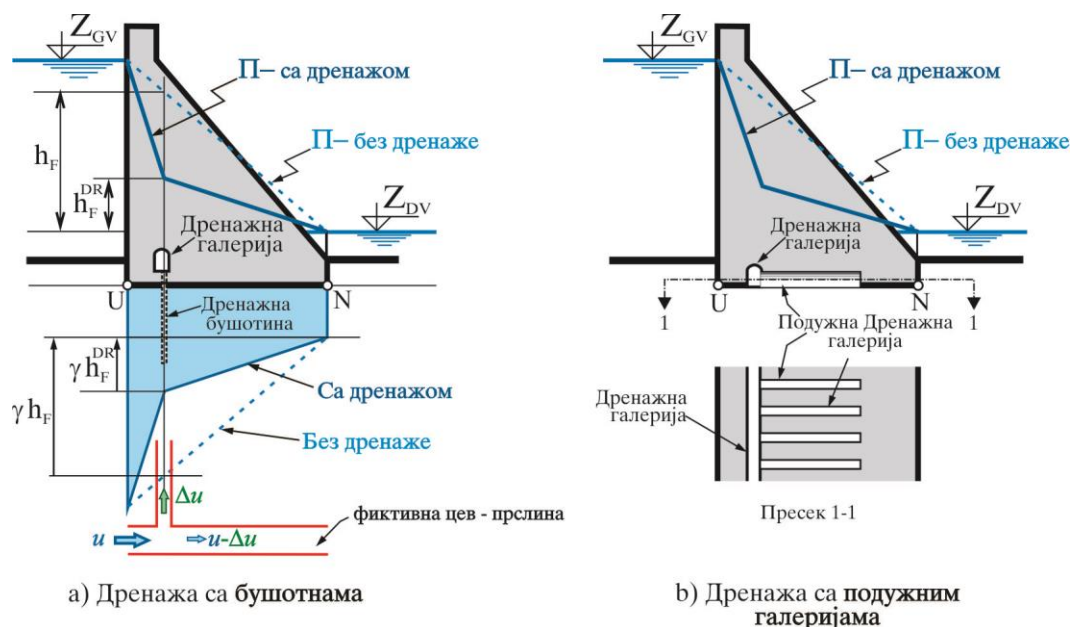
У области промене правца провирања се при потенцијалном струјању локално повећавају брзине, што се може квантификовати допунским губицима, уз незнатну измену претходно описаног поступка (тзв., модификација Чугајева – Петровић 1992). Оваква “исправка“ нема много оправдања за филтрацију у стеновитим срединама, где вода тече превасходно кроз мрежу прслина и пукотина (детал са слике 5.10), па нема оправдања ни за примену потенцијалног струјања. С друге стране, измена би донекле могла допринети реалнијем сагледавању узгона за случај филтрације у нестеновитим алувијалним темељима, где се може применити теорија потенцијалног струјања (VII.5.1).

* * *

Нема економичног начина да се елиминише *потисак* (базни узгон, U_P), али постоји неколико начина да се смањи *филтрациони* (диференцијални) узгон (U_F). У наставку ће се укратко описати најзначајније мере за смањење узгона – такозване **антифилтрационе мере**:

1) **Дренажањем (црпљењем) воде** смањује се филтрациони протицај, u , а тиме и брзина у прслинама и порам низводно од дренаже. Ово је шематски приказано на слици 5.11а, аналогично са течењем у фиктивној цеви константног попречног пресека. Са брзином воде у прслини („цеви“) опада и губитак енергије, односно *опада пијезометарска разлика на потезу од дренаже до низводног лица бране–прецизније, до низводног краја филтрације* (упоредити ординате узгона са дренажом, h_F^{DR} , и без дренаже, h_F , на сл. 5.11а). На овај начин дренажа “обара“ пијезометарски ниво, чиме се смањује притисак провирне воде–смањује се филтрациони узгон. У стеновитим темељима вода се често дренира “мрежом“ вертикалних, или косих дренажних бушотина. Ако би бушотине биле густо распоређене једна уз другу (у граничном случају би се кроз темељ образовао “ров“, по целој дужини бране), пијезометарски ниво филтрационе воде иза дренаже постао би веома близак нивоу доње воде, па филтрационог узгона (иза дренаже) не би ни било. Јасно је да би дренажне бушотине требало поставити што ближе узводном лицу бране, како би се део површине темељне спојнице на коме је притисак умањен, учинио што већим.

На делу темељне спојнице *узводно* од дренаже, градијент притиска (пад–нагиб пијезометарске линије) је већи него у случају да дренажа не постоји (сл. 5.11а), што повећава провирни протицај на потезу од узводног лица до дренаже (у односу на случај без дренаже)¹. Провирна вода се из дренажних бушотина одводи у доњу воду кроз канале и/или цеви у *дренажној галерији* (гравитацијом и/или пумпањем).



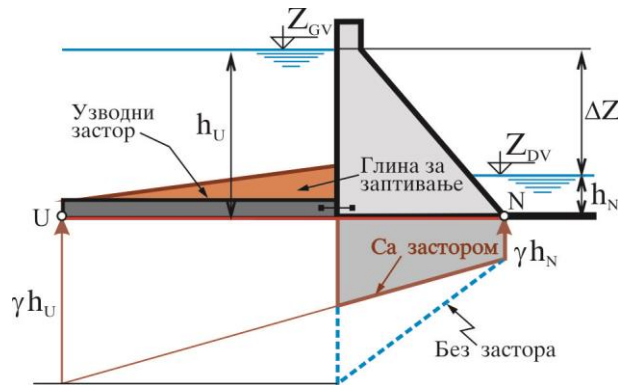
Сл.5.11 Смањивање узгона дренажом

¹ Провирни протицај се смањује инјекционом завесом (заптивним инјектирањем).

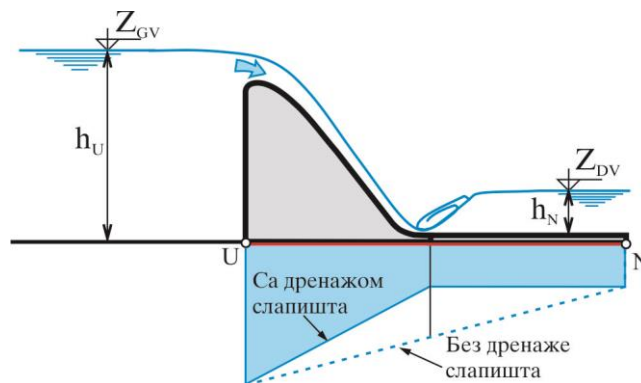
Брана се може дренирати и преко подужних *дренажних галерија* (сл.5.11b), које сакупљају провирну воду испод конструкције. Вода се, као и код дренажних бушотина, одводи у доњу воду кроз подужну галерију. Могуће је комбиновати решење са бушотинама и подужним галеријама (Румунски део бране ХЕ “Ђердап Г”, на пр.). О дренирању у нестеновитим срединама видети у поглављу VII, а за детаље дренажа код брана и пратећих објеката видети у USBR 2004.

2) Узгон испод бране се смањује када се *продужи пут* провирања воде *узводно* од темељне спојнице **хоризонталним** и/или **вертикалним застором** (сл. 5.12). Треба обезбедити да се у застору не јаве пукотине, иначе се учинак застора умањује, или сасвим изостаје (зависно од положаја и величине пукотине).

С друге стране, испод слапишта (умирујућег базена) се јавља нежељени ефекат “*низводног*” *застора* са повећаним узгоном (сл. 5.13). Дренирање слапишта је ризично, због могућности појаве опасних пулзационих хидродинамичких оптерећења (VIII.4.7.1), па се слапишне плоче обично осигуравају од испливавања анкерима.

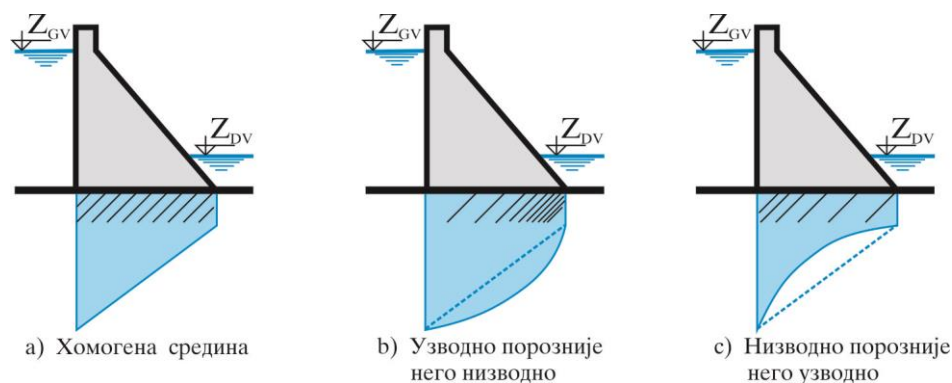


Сл. 5.12 Смањивање узгона узводним хоризонталним застором



Сл. 5.13 Узгон код преливног дела бране и слапишта

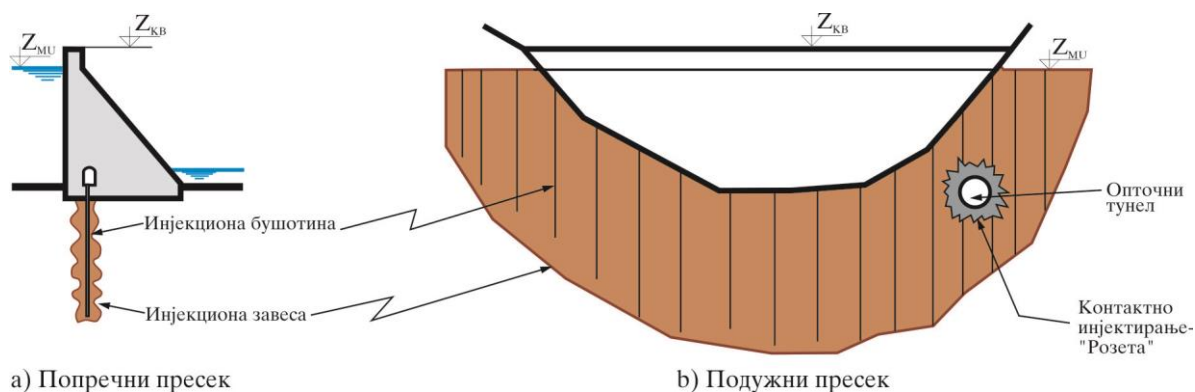
3) У досадашњем разматрању мера за смањење узгона се претпостављало да је средина кроз коју вода провире *хомогена*, па је вододрживост константна дуж целог филтрационог (провирног) пута од узводног до низводног лица бране. Међутим, средина може бити и филтрационо *хетерогена*, било у природном стању, било да се хомогеност “вештачки” наруши. Утицај хетерогености средине на узгон приказан је на сл. 5.10 и 5.14.



Сл. 5.14 Утицај хетерогености средине на узгон

Површина отвора (прслина, пора) кроз које вода провире је мала у области *велике вододрживости*, па су ту губици енергије већи и нагиб пијезометарске линије стрмији него у области *мале вододрживости*. Зато је корисно да се **средина у близини узводне ивице темеља учини што вододрживијом**, чиме се обара пијезометарска линија на почетку провирног пута, што као и код дренарања, смањује филтрациони део узгона (сл. 5.14с).

Код стеновитих средина вододрживост се повећава **инјектирањем**. Инјекциона маса се под притиском утискује у бушотине, одакле продире у пукотине и прслине које попуњава, стварајући преграду високе вододрживости – **инјекциону завесу** (сл.5.15)¹. У некохерентним (невезаним) срединама, као што је алувијон, често се користе **дијафрагме** и **прибоји** (видети поглавље VII). Код нестеновитих средина (кохерентних и некохерентних) вододрживост се може повећати и збијањем.



Сл. 5.15 Инјекциона завеса гравитационе бетонске бране

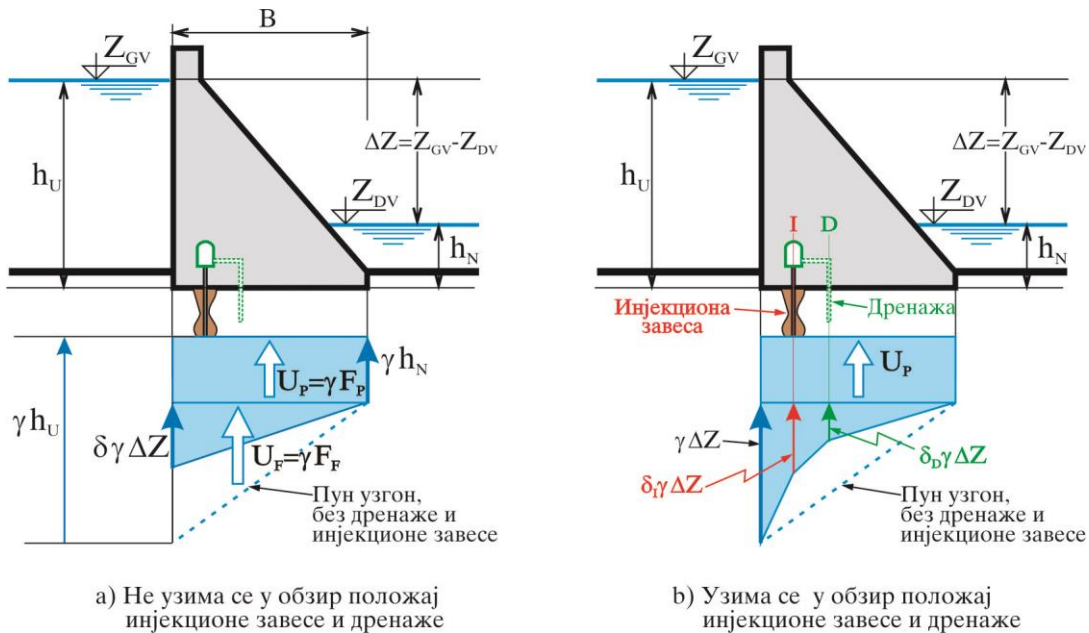
Треба запазити да **повећање отпора провирању инјектирањем (заптивањем) на узводном делу пресека, уз смањење отпора дренарањем низводно од инјекционе завесе ("заптивке")** ствара повољну хетерогеност темељне средине, као на слици 5.14с, чиме се

¹ О инјектирању ће бити више речи у делу V.4.2, у коме се обрађује припрема темеља.

постиже максимално смањење узгона. (Ако би дренажа била узводно од завесе, створила би се “неповољна“ хетерогеност, са повећањем узгона на низводном делу пресека.)

Утицај антифилтрационих мера (инјектирања и дренарања) на вредност филтрационог дела узгона, може се *квантификовати* на више начина. Smith (1995) препоручује једноставан израз, у коме не фигурише положај инјекционих и дренажних буштотина (сл. 5.16а), већ само денивелација горње и доње воде, ΔZ :

$$(5.56): \quad U = U_P + U_F = \gamma F_P + \gamma F_F = \gamma B h_N + \delta \frac{\gamma B}{2} \Delta Z,$$



Сл. 5.16 Квантификовање дејства антифилтрационих мера на смањење узгона

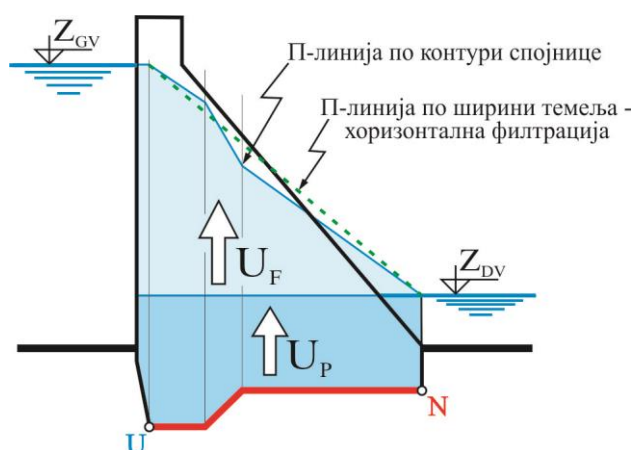
где коефицијент, δ , квантификује заједничко дејство дренарања и заптивања (инјектирања) на смањење филтрационог узгона ($0 < \delta < 1$). У идеалном случају, када су дренажа и инјекциона завеса максимално ефикасни, филтрационог узгона нема ($\delta = 0$), док се за случај без дренаже и инјектирања јавља пун филтрациони узгон ($\delta = 1$). Вредност коефицијента δ обично се узима у распону између $0.33 < \delta < 1.0$, с тим што је $\delta = 0.33$ само код здравих стена, и то када је предвиђено и дренарање и инјектирање¹; у осталим случајевима (оштећена стена, предвиђено само инјектирање, или само дренарање) Smith препоручује $0.5 < \delta < 0.67$.

Доследније је да се редукција ордината филтрационог дела узгона (односно, обарање пијезометарског нивоа дуж линије додира) рачуна на месту инјекционе, односно дренажне завесе (где ће се смањење и јавити), премда ова “прецизност” не може битно да поправи неизвесности у квантификовању утицаја антифилтрационих мера на смањење узгона. На основу

¹ Код неких новијих брана забележен је коефицијент δ знатно мањи од 0.33, али док време не покаже да се овако ниска вредност може одржати, не би требало рачунати са вредностима испод $\delta = 0.33$.

искустава угледних светских пројектантских институција (USBR, СНиП) и домаћих пројектаната (Петровић 1992), генерализован је дијаграм на слици 5.16b. На месту инјекционе завесе, ордината узгона се рачуна као производ денивелације, ΔZ , и коефицијента δ_l (и специфичне тежине воде), а на месту дренажне бушотине као производ денивелације и коефицијента δ_D . Вредности коефицијената δ_l и δ_D разликују се код различитих аутора, као и за различите комбинације оптерећења и за различит значај објекта. У нашој пракси се најчешће примењује *USBR критеријум*, према коме се коефицијент редукције од $\delta = 1/3$ успоставља *само у једној тачки* – на месту дренаже, или инјекционе завесе (зависно од тога која се мера сматра за важнију у разматраном случају). Оваква редукција узгона се примењује за све комбинације оптерећења, *осим за изузетно оптерећење од воде* (при коти максималног успора – тзв., трећа комбинација оптерећења, V.1.9), када се претпоставља да *антифилтрационе мере не делују*, па се остварује пун филтрациони узгон.

* * *



Сл. 5.17 Положај пијезометарске линије код темељне спојнице са узводним зубом

Често контура темељне спојнице није права линија (на пр., спојница са узводним зубом на сл. 5.17), па се поставља питање, како у том случају дефинисати положај пијезометарске линије, а тиме и вредност филтрационог дела узгона. Један приступ би био да се усвоји да П-линија опада линеарно дуж *стварне* контуре спојнице, што је приказано пуном линијом на слици 5.17. Ово би било сасвим доследно са напред изложеним поступком (сл. 5.8 ÷ 5.10). Други приступ је да се мање “неравнине“ занемаре (као за случај да је темељна спојница равна), што је приказано испрекиданом линијом на сл. 5.17 (где пијезометарска кота опада линеарно по ширини темеља између узводне и низводне границе филтрације). Овакав приступ се у нашој пракси често назива „хоризонтална филтрација“.

* * *

Узгон који се јавља у порамма и прслинама у **телу бране**, може се смањити узводним заптивањем и/или вертикалном дренажом (V.4.3). Рачуна се исто као и узгон у темељној спојници, а ефекат заптивања (или дренаже) најчешће се изражава кроз коефицијент $\delta = 0.3$ (V.4.3 и сл. 5.44).

Узгон је веома важно оптерећење, које карактерише многе хидротехничке објекте, па му је зато и посвећено оволико пажње и простора. Код свих високих брана стање узгона се прати (анализира) за време пробног пуњења акумулације, као и током погона (експлоатације) објекта. Ако се уочи неодговарајући учинак антифилтрационих мера, неопходно је узгон свести у прихватљиве оквире, применом накнадних антифилтрационих мера (накнадно инјектирање, на пр.).

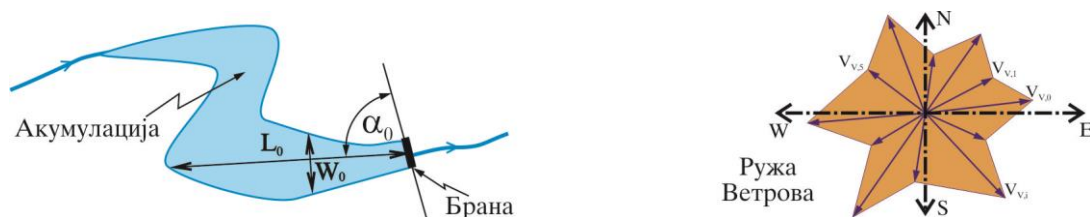
V.1.3 Динамички притисак воде услед таласа и ветра

Таласи претстављају осцилаторно периодично кретање, при коме делићи воде описују приближно затворене путање. Таласе побуђују различити узрочници: ветар, земљотрес, пловила и друго. Код брана су, по правилу најзначајнији таласи изазвани ветром, па ће се они даље и разматрати.

Таласи изазвани ветром значајни су при димензионисању бране, не толико због оптерећења које ударом изазивају (доста пројектаната занемарује динамичко дејство таласа на брану), колико због одређивања *коте круне бране* (сл. 5.19, 5.40 и 5.41). На коту успора у акумулацији треба додати и висину меродавног таласа који се пење уз узводно лице бране, уз обавезну резерву (тзв. зазор – “freeboard“, видети V.3.2).

Као меродавна висина за прорачун, обично се подразумева тзв. “значајна” висина таласа, h_T (Smith 1995, сл. 5.19). То је висина таласа који је виши од 87% таласа (а нижи од 13% таласа) при одређеној “таласној слици”, коју изазива ветар меродавне јачине (брзине) и правца на разматраној акумулацији, односно на разматраном делу акумулације са кога таласи долазе до бране.

Разумно је очекивати да висина таласа, h_T , буде сразмерна брзини ветра, V_V , и дужини водене површине у правцу вектора брзине ветра, L_0 (дужине на којој се ствара – развија талас, сл. 5.18).



Сл. 5.18 Величине које одређују висину таласа

Према искуственим подацима (Smith, 1995) значајна висина таласа, h_T , је:

$$(5.8): \quad h_T = 0.00513 V_V^{1.06} (K L_0)^{0.47},$$

а таласна дужина, L_T , је:

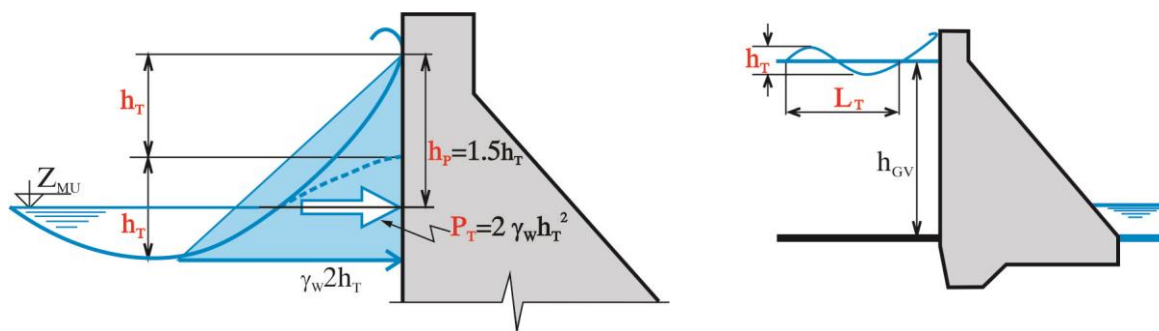
$$(5.9): \quad L_T = 0.187 V_V^{0.88} (K L_0)^{0.56},$$

где су: h_T и L_T изражени у метрима (m), брзина ветра, V_v , у километрима на час (km/h), а дужина правца, L_0 , у километрима (km). Коефицијент, K , зависи од односа средње ширине акумулације (на разматраном правцу), и дужине правца (W_0/L_0), а зависност је дата у табели 5.1. Једначине 5.8 и 5.9 важе уз услов да је вода узводно од бране довољно дубока, тј. ако је $h_{GV} > 1/4 L_T$ (сл. 5.19).

W_0/L_0	0.0	0.1	0.2	0.3	0.5	0.8	1.0	2.0
K	0.00	0.26	0.40	0.51	0.67	0.83	0.90	1.00

Таб. 5.1 Коефицијент, K , зависно од односа W_0/L_0

Меродавна брзина и правац ветра бирају се са **руже ветрова** (сл. 5.18). Таласе ствара *средња јачина ветра*, а не изразито јаки удари, па у прорачуну треба користити средњу брзину, а не максималну брзину удара. Обично се за *основно оптерећење* од таласа рачуна са ветром повратног периода од $5 \div 20$ година, а усваја се правац који даје највећу висину таласа у изразу 5.8. За *изузетно оптерећење* од таласа се узима повратни период од $50 \div 100$ година.



Сл. 5.19 Висина таласа, и сила од таласа на гравитациону брану

Треба имати на уму да се *талас који наиђе на препреку "пење"* изнад висине коју има талас у води удаљеној од препреке (обале). При удару о вертикалну препреку, талас достиже висину од $h_p \approx 1.5 h_T$ изнад нивоа мирне воде (сл. 5.19), па према овој висини треба и одредити коту круне бране (V.3.2). С обзиром да је дно таласа за $0.5 h_T$ испод нивоа мирне воде, то је укупна висина којом талас удара (притиска) *вертикалну препреку* (узводно лице гравитационе бетонске бране на слици):

$$(5.10): \quad h = 1.5h_T + 0.5h_T = 2h_T .$$

Ако се претпостави хидростатички распоред притисака у таласу, може се прихватити да је сила од таласа, на 1 метар дужине бране (Smith, 1995):

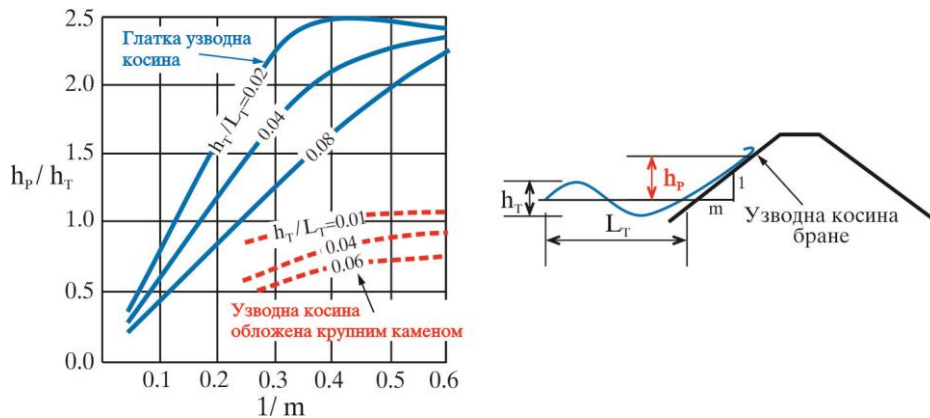
$$(5.11): \quad P_T = \frac{\gamma(2h_T)^2}{2} = 2\gamma h_T^2 .$$

Обично се узима да сила делује на коти нивоа мирне воде. За прецизније одређивање силе од таласа видети литературу (Петровић 2002).

Ако правац ветра заклапа угао α_0 са правцем осе бране, сила ће бити (сл.5.18):

$$(5.12): \quad P_T = 2\gamma h_T^2 \sin \alpha_0.$$

У случају *косог узводног лица* (код насипа), пењање таласа уз контуру може бити знатно више него код вертикалног лица. Утврђено је да однос висине пењања, h_p , према висини таласа, h_T , зависи од нагиба косине “ m ” (сл.5.20), храпавости подлоге, и односа висине таласа и таласне дужине, h_T/L_T (Roberson et al., 1988).



Сл. 5.20 Пењање таласа уз косину

Неки пројектанти не узимају у анализу оптерећења силу од таласа на брану, уз образложење да је: а) мала у односу на “главне силе”, и б) да се таласи неће једновремено јавити по целој дужини бране.

Сила од таласа обично се “додаје” на коту максималног успора, јер се може очекивати да таласи настану за време непогода које изазивају поплаве и подизање нивоа воде у акумулацији. Ипак, не додају се максимални таласи – таласи мале вероватноће појаве, с обзиром да би оваква коинциденција претстављала догађај изузетно мале вероватноће.

Уместо горе наведених образаца, могу се користити и други искуствени изрази, као на пр. образац Андријанова (Гришин 1954):

$$(5.8''): \quad h_T = 0.0208 V_V^{5/4} L_0^{1/3}, \text{ и}$$

$$(5.9''): \quad L_T = 0.304 V_V L_0^{1/2},$$

где је V_V у метрима у секунди (m/s), L_0 у километрима (km), а h_T и L_T у метрима (m).

* * *

Понекад се на коту максималног успора додаје и успор површине језера услед силе трења између воде и ваздуха (такозвани “*set-up*”, или “*успор од ветра*”), који може настати приликом јаког и дуготрајног ветра (Novak 1996, Smith 1995):

$$(5.9a): \quad S = \frac{V_V^2 L_0 \sin \alpha_0}{62000h},$$

где су: S = успор од ветра (m), V_V = брзина ветра (km/h), L_0 = највеће растојање на површини језера у правцу дејства меродавног ветра (km), α_0 = угао између правца ветра и правца осе бране, и h = просечна дубина акумулације (m).

Успор од ветра је, по правилу, значајно нижи од висине таласа, па се зато не узима као озбиљно оптерећење, осим код веома дугачких језера преко којих дувају изузетно снажни ветрови.

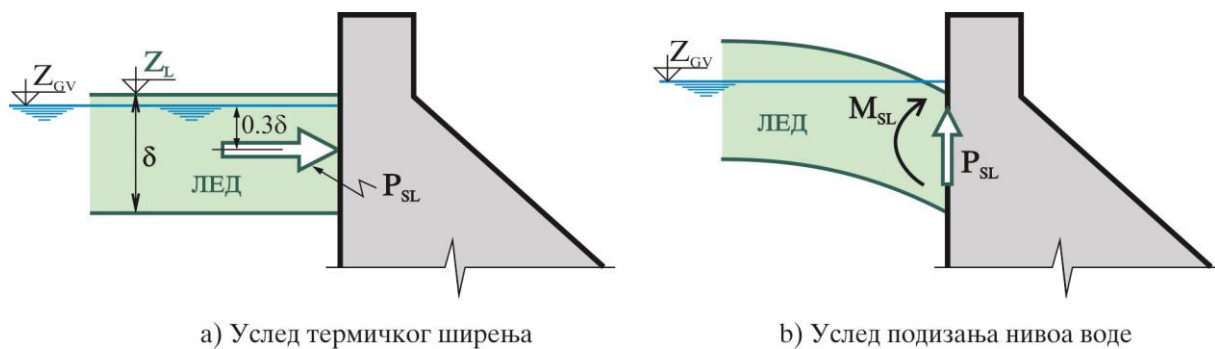
V.1.4 Притисак леда

Лед може деловати на брану:

- Притиском чврстог покривача – **статички притисак леда** и
- Силом коју изазива удар ледене санте – **динамички притисак леда**.

Статички притисак леда

Статички притисак леда обично настаје услед *ширења леденог покривача при наглом отопљењу* (Smith 1995, Пећинар 1961).



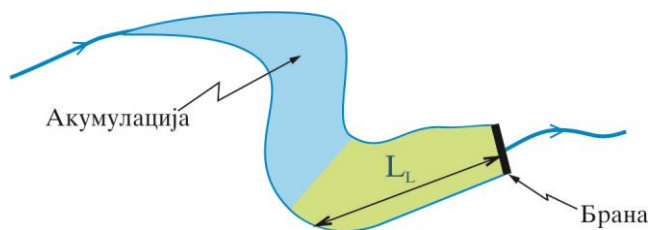
а) Услед термичког ширења

б) Услед подизања нивоа воде

Сл. 5.21 Статички притисак леда

Лед се понаша као сва чврста тела, па се при снижавању температуре скупља и отвара пукотине у покривачу у које продире вода и ствара нови – гушћи лед. Ако наступи нагло отопљење, лед се шири, и уколико нема слободног простора (ако је притешњен крутим – стеновитим обалама акумулације), почиње да притиска брану.

Статички притисак леда је пропорционалан *прирасту температуре* и *дебљини леда* (сл. 5.21a). У литератури постоје искуствене формуле и номограми за одређивање статичког притиска леда (Smith 1995, Гришин 1954), али се они заснивају на искуству везаном за одређену географску област, или се у њима користе подаци о величинама које се не мере у нашој земљи. За процену статичке силе леда, P_{SL} , при најнеповољнијим температурним условима, а зависно од дужине простирања леденог покривача између бране и “ослонца“ на супротној страни, L_L (сл. 5.22), и дебљине леда, δ , у нашој пракси се користе упутства на основу руске литературе, приказана у табели 5.2 (Грађевински календар 1981).



Сл. 5.22 Статички притисак леда - основа

Процењено је да у најоштријим климатским условима у нашим подручјима, дебљина леденог покривача не може прећи $\delta=0.4\div 0.6\text{ m}$ (са изузетком Дунава), па је максимална статичка сила леда с којом би требало рачунати $P_{SL} \cong 150\text{ kN/m}$ (Пећинар, 1961). Треба имати на уму да статичка сила леда *не може* деловати у исто време када и сила од таласа.

Дебљина леда (m)	Статичка сила леда P_{SL} (kN / m)			
	$L_L > 150\text{m}$	$L_L = 100\text{m}$	$L_L = 75\text{m}$	$L_L = 50\text{m}$
1.00	150	190	230	270
0.70	100	130	170	200
0.50	70	80	100	130

Таб. 5.2 Зависност статичке силе леда од дебљине и дужине покривача

Статички притисак од леда може настати и услед *подизања* (или спуштања) нивоа воде испод већ образованог леденог покривача (сл. 5.21b), као и услед *нагомилавања ледених санти* испред бране. Лед нагомилан непосредно испред устава, разбија се и пропушта у доњу воду редовним подизањем устава (за краћи период), што омогућава да се брана донекле растерети од статичког оптерећења леда.

Динамички притисак леда

Динамичка сила леда, P_{DL} , настаје услед удара санти леда у брану за време топљења и кретања леда (ледохода). И за прорачун динамичке силе леда користе се искуствени изрази. Овде се наводи образац Кузњецова (Грађевински календар 1981, Гришин 1954):

$$(5.13): \quad P_{DL} = K V_L \delta \sqrt{A_L},$$

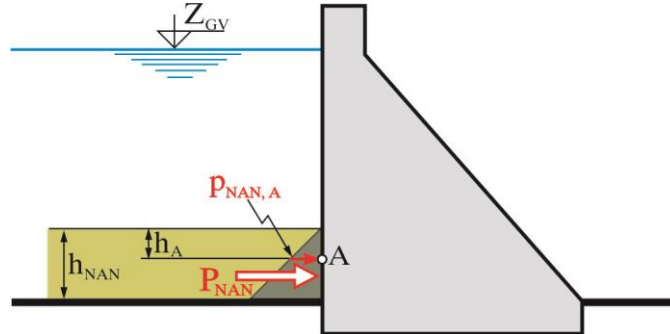
где су: P_{DL} = динамичка сила леда (kN), V_L = брзина кретања леда (m/s), δ = дебљина леда (m), A_L = површина основе карактеристичне сante леда (m^2), K = коефицијент који зависи од граничне чврстоће леда при дробљењу, дат у табели 5.3 преузетој из Грађевинског календара, (Грађевински календар 1981).

Гранична чврстоћа леда на дробљење (kN/m^2)	300	500	600	700
K (kNs/m^3)	23.6	30	33	43

Таб. 5.3 Коефицијент, K , зависно од граничне чврстоће леда на дробљење

V.1.5 Притисак наноса (муља)

Нанос исталожен испред узводног лица бране притиска брану, и доприноси њеној нестабилности.



Сл. 5.23 Сила од наноса

Притисак наноса у некој тачки на висини, h_A , од горње ивице слоја наноса (сл. 5.23) рачуна се као **активни притисак тла** (Novak 1996):

$$(5.14): \quad P_{NAN,A} = (\gamma_{NAN} - \gamma) h_A \operatorname{tg}^2\left(45 - \frac{\varphi}{2}\right),$$

где је : γ_{NAN} = запреминска тежина наноса у засићеном стању, а φ = угао унутрашњег трења наноса под водом $0 < \varphi < 30^\circ$ (најчешће је $\varphi = 20^\circ \div 30^\circ$, тј. угао унутрашњег трења приближно је исти као и у непотопљеном стању – Novak 1996, Creager 1961).

Хоризонтална сила од наноса по метру дужном бране добија се интегрисањем притиска по целој дебљини слоја, h_{NAN} , па износи:

$$(5.15): \quad P_{NAN} = \frac{(\gamma_{NAN} - \gamma) h_{NAN}^2}{2} \operatorname{tg}^2\left(45 - \frac{\varphi}{2}\right).$$

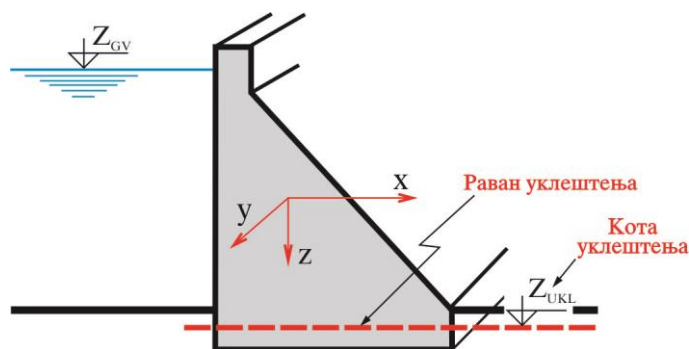
Треба имати на уму да **сила од наноса не умањује вредност хидростатичке силе, $H_{V,U}$** (сл. 5.3), с обзиром да вода продире кроз поре у наносу и “належе“ на површину узводног лица бране. (Према Smith-у, 1995, део контуре бране покривен наносом је са око 98% своје површине у непосредном додиру са водом, док нанос належе на свега 2% “брuto“ површине.)

Код закошеног узводног лица, сила од наноса се разлаже на хоризонталну и вертикалну компоненту. Вертикална сила се често не узима у разматрање, што је на страни сигурности.

V.1.6 Силе од земљотреса – сеизмичке силе

Земљотрес претставља снажно *осцилаторно померање* земљине коре које може значајно да угрози стабилност бране. Ово померање се преко темеља преноси на брану. Брана прима сеизмичко убрзање, a , које даје инерцијалну *сеизмичку силу*, S , сразмерну убрзању и маси *дела бране који осцилује*, M . Наиме, пошто се претпоставља да је брана круто уклештена у

срдину темеља (сл. 5.24), то се у прорачуну сматра да осцилују само делови бране изнад *равни уклештења* – (тј. изнад *коте уклештења*).



Сл. 5.24 Могући правци деловања земљотреса

Ако би се брана посматрала као *круто тело*, сеизмичка сила би била:

$$(5.16): \quad S = a M = a^* g M = a^* G,$$

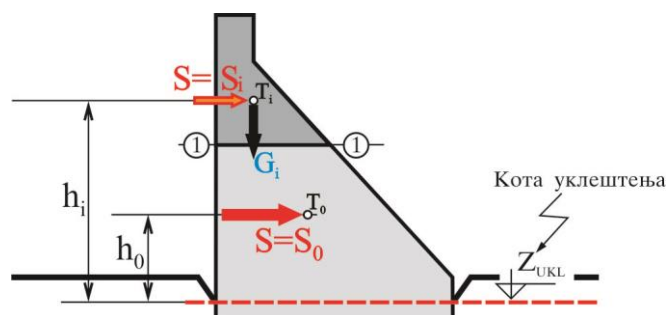
где су: g = убрзање земљине теже (гравитационо убрзање), G = тежина дела бране који осцилује, $a^* = a/g$ = *коэффициент убрзања* = однос сеизмичког убрзања и убрзања земљине теже. Међутим, с обзиром да претпоставка о понашању бране као крутог тела претставља превише велико упрошћење, у израз (5.16) се уводи коэффициент, μ , којим се апроксимира утицај дуктилности (“развлачљивости”), чиме се значајно пригушује сеизмичко дејство:

$$(5.16'): \quad S = a M / \mu = a^* / \mu G,$$

Обично се код гравитационих бетонских брана у приближним прорачунима претпоставља да је $\mu \approx 4$, па је:

$$(5.16''): \quad S = \frac{1}{4} a^* G = K_S G,$$

где је: $K_S = \frac{1}{4} a^* = \frac{1}{4} a/g$ = *коэффициент сеизмичности*.



Сл. 5.25 Метода коэффициентената

Вредност коефицијента сеизмичности, као мере сеизмичког убрзања, зависи од могуће сеизмичке активности разматраног подручја. У табели 5.4 дата је зависност коефицијента сеизмичности, K_S , од степена сеизмичности, према MKS скали (Меркали–Канкани–Зибберг скала)¹. Вредности из табеле 5.4 се могу користити за почетне фазе пројектовања, док је у идејном, а поготову главном пројекту, потребно обезбедити додатне сеизмичке подлоге за разматрано подручје и према њима, коришћењем статистичких метода, одредити тзв. *пројектне земљотресе*, слично одређивању поплавних таласа, при анализи великих вода. Наши пројектанти обично рачунају са земљотресима вероватноће појаве од 0.5% и 0.1%.

Степен	7°	8°	9°
K_S	0.0255	0.0510	0.1020

Таб. 5.4 Зависност коефицијента сеизмичности од степена сеизмичности према MKS скали

Најзад, треба приметити да се у једначини 5.16 претпоставља да сви делићи бране добијају једнако убрзање, што не одговара природи појаве, па се уводи додатни коефицијент којим се донекле компензује овај недостатак и апроксимира *динамичност* земљотреса (сл. 5.25). Сеизмичка сила сада се рачуна као:

$$(5.17): \quad S = \alpha K_S G,$$

тако да је коефицијент $\alpha = 1.5 \frac{h_i}{h_0}$ (сл. 5.25), где је h_i = растојање тежишта произвољно изабраног дела бране (шрафираног на сл. 5.25) до коте уклештења, а h_0 = растојање тежишта целе бране (односно, дела бране изнад коте уклештања) до коте уклештења. Очигледно, када се тражи сила за целу брану, $h_i = h_0$, па је $\alpha = 1.5$. Оваква апроксимација сеизмичке силе позната је као “*метода коефицијената*“ (Петровић 2002, Петровић и Радојевић 1997).

Тектонски покрет који ствара земљотрес може имати произвољан **правац деловања**. На слици 5.24 приказана су три основна правца у Декартовом координатном систему: x , y и z .

Покрет у правцу осе бране, тј. у *y-правцу*, неће имати много утицаја на стабилност гравитационе бетонске бране, с обзиром да се ламеле по потреби могу “наслотнити” једна на другу и да су бокови бране подупрти стенском масом долине на коју се наслањају. (За контрафорне бране и неке врсте олакшаних брана, мора се водити рачуна и о овом правцу деловања, због мале крутости објекта у бочном правцу.)

Покрет у вертикалном, *z-правцу*, може изазвати узлазну силу која “смањује” тежину бране, а тиме и њену стабилност². Убрзање у вертикалном правцу, a_v , обично је мање од

¹ Према МСК – 64 скали (Медведев-Спохнер-Карник) овај коефицијент је 4 пута већи од одговарајуће вредности по Меркалијевој скали и претставља реалну вредност коефицијента убрзања (без убалжавања преко коефицијента дуктилности).

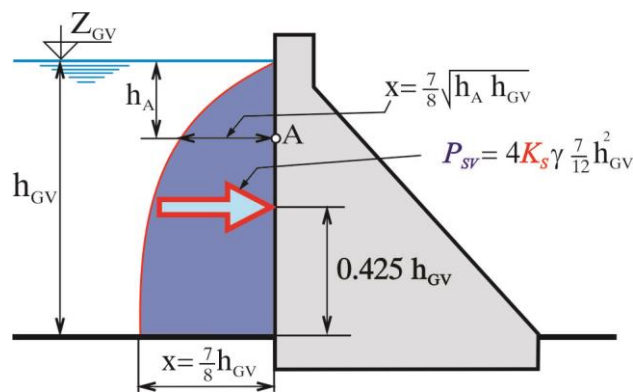
² Хоризонтални и вертикални удар се, по правилу, не узимају заједно у истој комбинацији оптерећења.

горизонталног убрзања, a . Коефицијент сеизмичности износи $K_{SV} \approx 0.5 \div 0.75 K_S$, а вертикална сила (која “смањује“ тежину бране) је:

$$S_V = \alpha K_{SV} g M = \alpha K_{SV} G.$$

Најопаснији је покрет у *горизонталном x-правцу*, јер поред инерцијалне сеизмичке силе од осциловања саме бране, $S = \alpha K_S G$, настаје и додатна инерцијална (динамичка) сила од осциловања воде у акумулационом басену узводно од бране. Оптерећење у хоризонталном x-правцу **увек се узима у анализу оптерећења**.

Сеизмичка сила од воде, P_{SV} , рачуна се применом Зангарове или Вестергардове методе (Петровић 2002, Петровић и Радојевић 1997, Novak 1996 и Creager 1961). Овде је описана Вестергардова метода, која важи само за вертикалну контуру узводног лица бране.



Сл. 5.26 Сеизмичка сила воде према Вестергарду

Према *Вестергарду* ширина водене масе “ x ”, која на дубини “ h_A ” осцилује заједно са браном може се апроксимирати једначином параболе:

$$(5.17): \quad x(h_A) = \frac{7}{8} \sqrt{h_A h_{GV}}, \text{ па је притисак воде од земљотреса:}$$

$$(5.18): \quad p(h_A) = a \rho \frac{x(h_A) dh}{dh} = 4K_S g \rho x(h_A) = 4K_S \gamma \frac{7}{8} \sqrt{h_A h_{GV}},$$

где су ρ и γ , густина, односно специфична тежина воде. Овде је узето пуно сеизмичко убрзање, $a = g 4 K_S$, с обзиром да вода нема дуктилности.

На дну акумулације (према једначини 5.18) сеизмички притисак је :

$$(5.19): \quad p(h_{GV}) = 4K_S \gamma \frac{7}{8} h_{GV},$$

па је укупна сеизмичка сила од воде једнака површини параболе :

$$(5.20): \quad P_{SV} = 4K_S \gamma \frac{2}{3} \cdot \frac{7}{8} h_{GV}^2 = 4K_S \gamma \frac{7}{12} h_{GV}^2,$$

а делује на растојању од $0.425 h_{GV}$ од дна акумулације (сл. 5.26).

Ако се претпостави земљотрес од 7° Меркалијеве скале, то јест, $K_S=0.025$, однос *сеизмичке хидродинамичке* силе на брану и хоризонталне компоненте *хидростатичке* силе је:

$$\frac{P_{SV}}{H_{v,u}} = \frac{0.10 \gamma \frac{7}{12} h_{GV}^2}{\frac{1}{2} \gamma h_{GV}^2} \approx 0.12, \text{ дакле око } 12 \%.$$

Код мањих објеката и за почетне фазе пројекта може се користити једноставна “метода коефицијената”, заснована на напред наведеним поставкама (Петровић и Радојевић 1997). Код високих брана постоји опасност од резонанце бране и средине темеља, па је у завршним фазама пројекта неопходно применити сложеније и тачније методе прорачуна – *методу спектралне анализе*, или *директну динамичу симулацију* (Петровић 2002, Петровић и Кузмановић 2000).

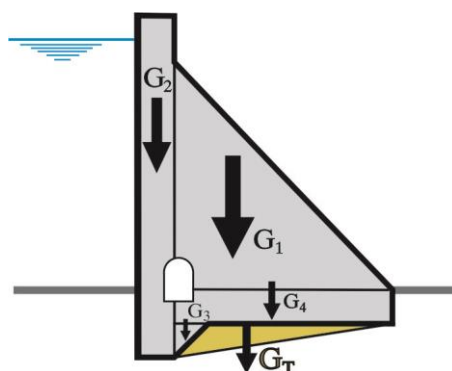
V.1.7 Тежина бране и темеља

Тежина бране, G , је најважнија *стабилизујућа сила* (повољно оптерећење) код гравитационих брана. Рачуна се као запремина (односно, површина попречног пресека на 1 m дужне бране), помножена са запреминском тежином бетона:

$$(5.21): \quad G = \gamma_B A \text{ [kN/m]},$$

где је A = површина попречног пресека бране, а γ_B = запреминска тежина бетона, обично $\gamma_B = 24 \text{ kN/m}^3$. Сила делује у тежишту пресека (сл. 5.27). Уколико је брана пројектована са хидромеханичком опремом, исту би требало урачунати у тежину бране.

Тежина *дела темеља* (средине испод или око бране), G_T , такође може бити узета у рачун при анализи стабилности (нпр., при прорачуну сигурности против клизања). Код неких објеката (слапишта, површинских захвата, канала и др.) чести су примери да се везивањем анкерима за средину темеља постиже жељена стабилност.



Сл. 5.27 Сила тежине

V.1.8 Реакција темеља

Према закону “акције и реакције”, свака сила која делује на објекат (на брану као целину, на темељ бране, или на неки део бране), изазваће реакцију исте јачине и правца, али са супротним смером. Реакција се *не узима* као оптерећење код бетонских гравитационих брана, јер се разматрају утицаји средине на објекат, а не обрнуто.

V.1.9 Комбинације оптерећења

Сва наведена оптерећења се не могу истовремено јавити. Не може у исто време деловати статички притисак леда, и сила од удара таласа. Исто тако, није разумно очекивати да ће се краткотрајна оптерећења мале вероватноће појаве јавити једновремено (на пример, поплавни талас максимално велике воде и катастрофални земљотрес максималне јачине за разматрано подручје). Такође не би требало очекивати да се при максималном нивоу воде у акумулацији јави и ветар максималне јачине.

Меродавне комбинације оптерећења требало би да обухвате све **најнеповољније комбинације** оптерећења које се *могу очекивати* за време грађења и коришћења објекта. У нашој земљи *не постоје* прописи за избор меродавних комбинација оптерећења. У наставку су укратко приказана упутства која препоручују наши пројектанти (Петровић и Радојевић, 1997), према којима се прорачуни најчешће раде применом следеће *четири* комбинације оптерећења:

- I. **Празна акумулација**, непосредно по завршетку грађења, а пре пуњења акумулације; делује само тежина бране (и опреме).
- II. **Нормално (погонско) оптерећење**: Ниво у акумулацији на коти *нормалног успора* (Z_{NU}); доња вода са максималним или минималним нивоом који се при томе може да јави, а који даје неповољније оптерећење; пун *притисак наноса и леда* или *таласа*; *антифилтрационе мере у погону*—дренажни систем ради (ако је предвиђен), а инјекциони радови су завршени (ако су предвиђени).
- III. **Изузетно оптерећење од воде (Ванредно оптерећење)**: Ниво у акумулацији на коти *максималног успора* (Z_{MU}); доња вода максимална или минимална (зависно шта је неповољније); пун *притисак наноса и таласа*; *антифилтрационе мере НЕ раде*.
- IV. **Изузетно оптерећење од сеизмике** (II-га комбинација уз сеизмичко оптерећење): Ниво у акумулацији на коти *нормалног успора*; доња вода као при нормалном оптерећењу; пун притисак наноса и леда; *антифилтрационе мере у погону*; делују *сеизмички утицаји* при меродавним земљотресима (вероватноће појаве 0.5% и 0.1%) за разматрано подручје.

Пројектант може да, по потреби, провери и неке друге комбинације оптерећења (тзв. “пројектантова меродавна комбинација”), као на пример:

- V. *Празна акумулација, са сеизмичким оптерећењем.*
- VI. *Нормално оптерећење (II-га комбинација), али без узгона.*
- VII. *Изузетно оптерећење од сеизмике, дренажни систем не ради, и друге.*

Детаљан преглед светских препорука и прописа у погледу одређивања меродавних комбинација оптерећења читалац може наћи код Петровића (1992).

V.2 СТАБИЛНОСТ ГРАВИТАЦИОНЕ БЕТОНСКЕ БРАНЕ

Гравитациона бетонска брана је **стабилна** ако се може одупрети оптерећењима које настоје да је помере. За велики број различитих типова бетонских хидротехничких објеката проверава се стабилност против **клизања (смицања), претуртања и испливавања** (сл. 5.28). (Код гравитационих брана, сигурност против испливавања је, по правилу, увек испуњена.) Уз то, неопходно је да напони и померања у брани и темељу буду у **дозвољеним границама**. (Одсуство напона затезања на узводном лицу је често меродаван услов при димензионисању гравитационе бетонске бране.)

Услови стабилности морају бити задовољени при **свим разматраним комбинацијама оптерећења**, и то са **захтеваним коефицијентима сигурности**. Захтеване (минималне) вредности коефицијената сигурности (против клизања, превртања, испливавања), као и вредности за дозвољене напоне у тлу и бетону, разликују се зависно од комбинације оптерећења. Тако се за изузетна оптерећења (III-ћа и IV-та комбинација) дозвољавају ниже вредности коефицијената, него при нормалном оптерећењу (Петровић, 1992).

У почентим фазама пројектовања, закључно са идејним пројектом, проверава се само тзв. "**општа стабилност**" бране, што подразумева одређивање *коефицијената сигурности* против *клизања, превртања и испливавања*, као и прорачун *напона и померања у темељној спојници*.

У главном пројекту је, поред провере опште стабилности, потребно одредити *напонско стање и померања* у конструкцији и темељу, за шта се код високих брана примењује *метода коначних елемената*. Брана и средина која чини темељ се изделе на елементе погодног облика. Затим се из услова равнотеже сила, и везе напона и деформација, за задате контурне услове одређују померања и напони за сваки елеменат бране и темеља. За прорачун напонског стања код мањих објеката се још увек често користи једноставна **метода хоризонталних пресека** (позната и као гравитациона метода), која третира брану, тј. сваку њену ламелу са припадајућим темељом, као *круто уклештен конзолни носач* од идеално еластичног, хомогеног и изотропног материјала. (Метода хоризонталних пресека може да послужи и за грубу проверу резултата добијених методом коначних елемената.)

* * *

У наставку су приказани најважнији кораци **прорачуна опште стабилности**. Прво је разматрана стабилност против *клизања, превртања и испливавања*, а затим је сажето описана *метода хоризонталних пресека*, преко које се одређује напонско стање у произвољном хоризонталном пресеку бране, односно у темељној спојници. За одређивање *померања*, којим се употпуњава прорачун опште стабилности, читалац се упућује на литературу (Петровић 2002, Петровић и Радојевић 1997).

V.2.1 Стабилност против клизања (смицања)

Стабилност против клизања (смицања) је често *најосетљивији* од услова опште стабилности код гравитационих бетонских брана. Сматра се да је брана стабилна против клизања ако се, *са захтеваним коефицијентом сигурности*, може одупрети силама које настоје да је помере по свакој клизној равни. Клизање (смицање) може настати: 1) на додиру бране и средине – у *темељној спојници*, 2) у средини – *темељу* и 3) у телу бране¹ (најпре на месту хоризонталних спојница, сл. 5.42). Потребно је проверити све потенцијално опасне равни клизања у темељу и брани (пукотине, прослојке глине, и сл.). У даљем тексту је описан поступак прорачуна за клизање у темељној спојници, а на исти начин може се проверити стабилност унутар темеља и у телу бране.

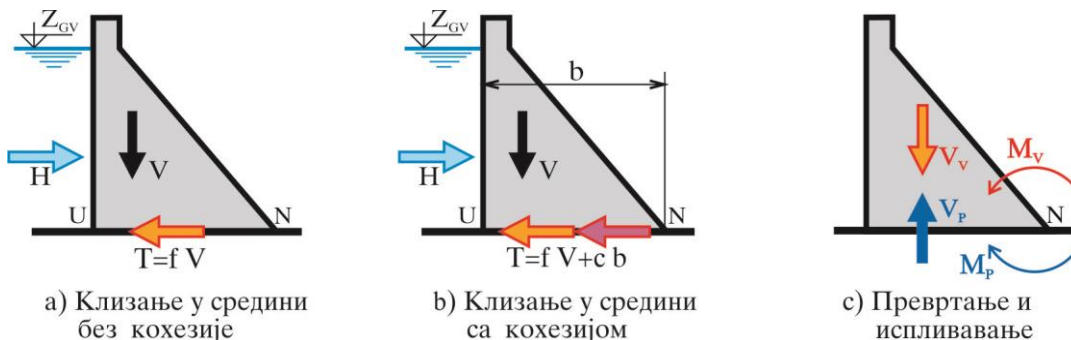
Разликују се услови клизања у темељној спојници код брана фундираних на стени, и код брана на некохерентном (невезаном) тлу.

а) Код **некохерентног–невезаног тла** нема отпора смицању услед кохезије унутар материјала, па се померању противи једино трење. До клизања не долази ако је смичућа–дестабилизујућа сила (за хоризонталну клизну раван, то је хоризонтална компонента резултанте сила на брану, H , сл. 5.28а), мања од силе трења, T –стабилизујуће силе, која је једнака производу нормалне силе (вертикалне компоненте резултанте, V , за хоризонталну раван клизања) и коефицијента трења, f :

$$(5.22): \quad T > H, \text{ односно: } f V > H.$$

Обично се услов равнотеже изражава преко такозваног **коефицијента (фактора) сигурности** против клизања (смицања), K_K , који претставља однос стабилизујућих и дестабилизујућих сила. Вредност коефицијента сигурности мора бити већа од захтеване – минималне вредности, која зависи од комбинације оптерећења ($K_{K,\min} = 1.05 \div 1.3$), па услов (5.22) постаје:

$$(5.23): \quad K_K = \frac{f V}{H} > K_{K,\min}.$$



Сл. 5.28 Стабилност против клизања (смицања), превртања и испливавања

¹ Смицање у телу бране не проверава се у прорачуну опште стабилности.

Коефицијент трења, f , зависи од угла унутрашњег трења материјала:

$$(5.24): \quad f = \operatorname{tg} \varphi,$$

где је φ = угао унутрашњег трења (угао при коме је “косина“ у тлу стабилна). За материјале који су погодни за фундаирање гравитационе бране $\varphi = 20 \div 35^\circ$.

б) У **кохерентним – везаним срединама** (стена, бетон) клизању се поред трења, супротставља и кохезија (отпор на смицање услед веза између честица средине). Сила кохезије, T_c , (по метру дужном бране) једнака је (сл. 5.28b):

$$(5.25): \quad T_c = c b,$$

где је c = кохезија материјала. Сада се услов стабилности против клизања у хоризонталном пресеку U–N описује као:

$$(5.26): \quad f V + c b > H.$$

Расположиви коефицијент сигурности против клизања се изражава као однос стабилизујућих и смичућих сила, слично као и код невезаног материјала:

$$(5.26a): \quad K_k = \frac{f V + c b}{H} > K_{k,\min},$$

где захтевана минимална вредност коефицијента сигурности, $K_{k,\min}$, зависи од комбинације оптерећења (табела 5.6).

Оријентационе вредности кохезије, c , и коефицијента трења, f , дате су у табели 5.5 (Петровић и Радојевић 1997, Новак 1996). Напомиње се да су вредности у табели *оријентационе*, и као такве их треба и користити – за почетне (ниже) фазе пројектовања. Стварне вредности за кохезију и коефицијент трења морају се одредити **истражним радовима**. Коефицијент трења, f , често се одређује на узорку глатких страница. Тада је $f \approx 0.7$ за контакте бетон–бетон, и бетон–стена (Пећинар 1960). Коришћење овако ниског коефицијента трења већ даје одређени степен сигурности, с обзиром да су површине дуж којих се смицање одвија у природи, по правилу, хрпаве.

Средина	Кохезија, c (МПа)	Коефицијент трења, f
Бетон	0.5 ÷ 3.5	0.70 ÷ 1.50
Нееродирана стена, чврстоће на притисак од 40 Мра	0.40	0.95
Слабо еродирана стена, средње испуцала, чврстоће на притисак од 40 Мра	0.30	0.85
Веома испуцала стена, чврстоће на притисак од 2.5 ÷ 20 Мра	0.10	0.60 ÷ 0.70
Шљунак – алувион	0.00	0.20 ÷ 0.30

Таб. 5.5 Оријентационе вредности кохезије и коефицијента трења

При провери стабилности против клизања (смицања) за кохерентни материјал уобичајен је следећи поступак:

1. Прво се провери стабилност *без кохезије* коришћењем обрасца (5.23а), с тим што се дозвољава мала вредност захтеваног коефицијента сигурности ($K_{K,\min} = 1.05 \div 1.3$, у табели 5.6). Ако се на овај начин задовољи стабилност, нема потребе за даљим проверавањем.
2. Ако услов стабилности није постигнут, уводи се у рачун и *кохезија*, па се примењује образац (5.26а). Сада се тражи да коефицијент сигурности буде знатно већи него за случај без кохезије (на пр., $K_{K,\min} = 3.0$ за нормално, до $K_{K,\min} = 1.4$ за изузетно оптерећење од земљотреса, табела 5.6).
3. Ако ни тада није постигнута захтевана сигурност против клизања, мора се повећати ширина темељне спојнице, или се примењује нека друга мера за повећање отпора клизању (смицању).

Коефицијент сигурности	Комбинација оптерећења			
	I	II	III	IV
$K_{K,\min}$, без кохезије	/	1.30	1.10	1.05
$K_{K,\min}$, са кохезијом	/	3.00	2.20	1.40
$K_{P,\min}$	/	1.50	1.30	1.10
$K_{I,\min}$	/	1.50	1.10	1.30
$K_{\sigma,\min}$	3.50	3.50	2.50	1.50

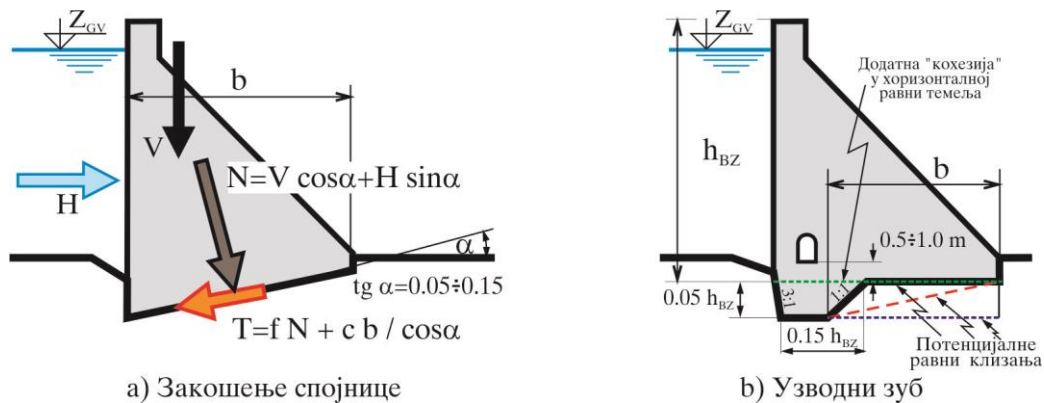
Таб. 5.6 Минималне (захтеване) вредности коефицијената сигурности за прорачун опште стабилности (Петровић 2002)

Један од начина да се повећа стабилност против клизања је и *закошавање темељне спојнице* (сл. 5.29а). Овим се повећава стабилизујућа сила трења, а смањује се дестабилизујућа смичућа сила (у односу на случај са хоризонталном спојницом, односно, хоризонталном клизном равни). Услов стабилности против клизања сада гласи:

$$(5.26b): \quad K_K = \frac{f(V \cos \alpha + H \sin \alpha) + c b / \cos \alpha}{H \cos \alpha - V \sin \alpha} = \frac{f(V + H \operatorname{tg} \alpha) + c b (1 + \operatorname{tg}^2 \alpha)}{H - V \operatorname{tg} \alpha} > K_{K,\min} .$$

Често се на узводном делу темеља поставља “зуб” (сл. 5.29b), који косу раван клизања “образује” у стенској маси, чиме се постижу значајне уштеде у односу на решење са закошењем по целој дужини спојнице (Milovanovic et al. 2011, Миловановић et al. 2011a). Овим се и у хоризонталној равни темеља добија додатна отпорност на клизање (смицање), како у висини горње ивице зуба (где “кохезију” даје смичућа чврстоћа бетона), тако и у нижим равнима, где се у отпор укључује и средина темеља. Код решења са узводним зубом, сигурност против клизања обавезно треба проверити по *косом клизној равни*, као и по *хоризонталним равнима* на нивоу *доње ивице* – најниже коте зуба и на нивоу *горње ивице* зуба (сл. 5.29b). Оријентационе

димензије зуба, добијене на основу услова да се са што мање материјала постигне што већа сигурност против клизања, приказане су на слици 5.29b.



Сл. 5.29 Коса раван клизања (смицања)

Треба приметити да се при прорачуну коефицијента сигурности против клизања не узима у обзир уклештење бране, тј., *не рачуна се са притиском средине темеља* на низводном крају конструкције, што је, свакако, на страни сигурности. Уз то, при прорачуну за *косу* клизну раван, претпоставља се да се услед деформације губи контакт, а тиме и кохезија по хоризонталном делу спојнице (на месту зуба), па се кохезија остварује само дуж косине (дужина $b / \cos \alpha$ на сл. 5.29b).

V.2.2 Стабилност против превртања и испливавања

Брана је стабилна **против превртања** (претурања) ако стабилизујући **моменат враћања**, M_v , око сваке тачке ослањања бране премашује дестабилизујући **моменат превртања**, M_p , и то са захтеваним степеном (тј. коефицијентом) сигурности:

$$(5.27): \quad K_p = \frac{M_v}{M_p} > K_{p,\min}$$

где је K_p = коефицијент сигурности против превртања. Најнеповољнији случај се јавља у *најнижој тачки низводне ивице* (тачка “N” на слици 5.28a). Захтеване (минималне) вредности коефицијента сигурности зависе од комбинације оптерећења и крећу се од 1.5 за нормално оптерећење (друга комбинација оптерећења) до 1.1 за сеизмичко (четврта комбинација, табела 5.6).

Слично, коефицијент стабилности против **испливавања**, K_I , изражава се преко односа стабилизујућих вертикалних сила, V_v , (које делују на доле и “спуштају–враћају“ објекат) и дестабилизујућих вертикалних сила, V_p , (које делују на горе и теже да објекат подигну):

$$(5.27a): \quad K_I = \frac{V_v}{V_p} > K_{I,\min}$$

V.2.3 Прорачун напонског стања методом хоризонталних пресека

Метода хоризонталних пресека (позната и као, гравитациона метода) користи се за приближно одређивање напонског стања у темељу и телу гравитационе бетонске бране. Најважније претпоставке ове методе су:

1. Брана је састављена од *међусобно одвојених конзолних носача* – ламела, *круто уклештених* у средину темеља, који “раде“ засебно, без међусобног садејства и преношења оптерећења са једне конзоле на другу (што производи равно стање деформација).
2. Брана је од *идеално еластичног, хомогеног и изотропног* материјала.
3. Веза *напона и деформација је линеарна*.
4. За сваку хоризонталну пресечну раван у брани и темељу влада *линеаран распоред нормалних напона, а параболни распоред смичућих напона*.

Гравитационе бетонске бране, издељене вертикалним разделницама на ламеле које међусобно не преносе оптерећење (видети V.4), углавном задовољавају услове ових претпоставки. Изузетак је претпоставка о *крутом уклештењу*, с обзиром да је ламела *еластично* уклештена у средину темеља, па вредности напона у темељној спојници и у нижим деловима бране (доњој трећини пресека) одступају од стварног стања (односно, од тачнијег решења, добијеног методом коначних елемента). Вредности које се добијају преко методе хоризонталних пресека су на страни сигурности, па се овај поступак редовно примењује при прорачуну напонског стања у темељу у оквиру *прорачуна опште стабилности*. Међутим, при димензионисању попречног пресека бране (у главном пројекту), рационалније је користити методу коначних елемената, коју не оптерећује претпоставка о крутом уклештењу.

Метода хоризонталних пресека састоји се из прорачуна напонског стања дуж неколико *хоризонталних пресека* разматране ламеле гравитационе бетонске бране. За сваки од изабраних *хоризонталних пресека* прво се одреде *силе у пресеку*, па се рачунају *вертикални нормални напони*, затим *хоризонтални нормални напони* и *напони смицања*, да би се на крају добиле вредности и правци (трајекторије) *главних напона*.

* * *

У прорачуну *опште стабилности*, проверавају се само *вертикални нормални напони* у темељној спојници и то за хоризонталну раван која пролази кроз најнижу коту темеља (тачкаста линија на слици 5.30а). Често се претпоставља да је, услед деформације при хидростатичком оптерећењу, дошло до одвајања бране од темеља по закошеној узводној ивици зуба (деоница 1-2), тако да се оптерећење преноси у средину темеља дуж линије 2-3-4 (на дужини b). У случају празне акумулације (прва комбинација оптерећења), нема хоризонталне деформације (јер не делује хидростатичка сила), па се брана ослања по целој дужини темеља b_0 (сл. 5.30а).

V.2.4 Вертикални нормални напони и одсуство напона затезања

Одређивање вертикалних нормалних напона у пресеку бране

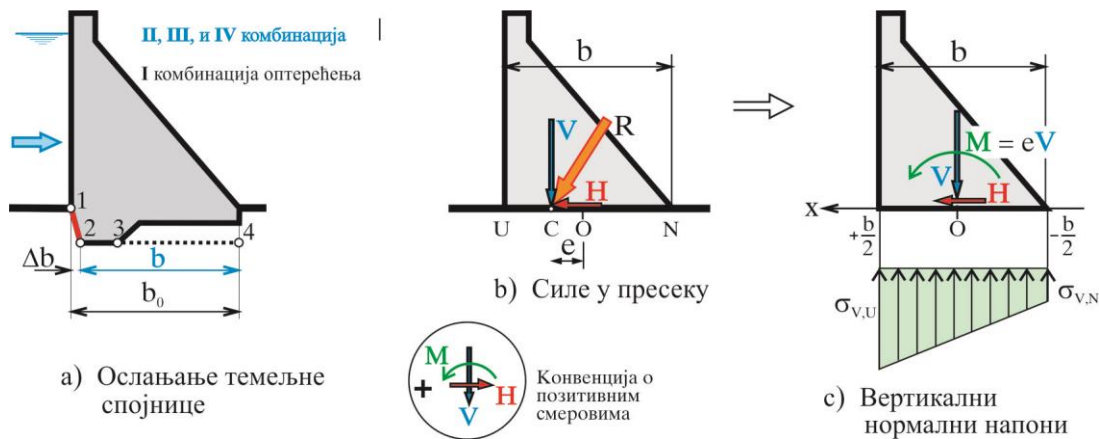
Траже се вредности вертикалних нормалних напона за хоризонтални пресек U–N, са средишном тачком “O” (сл. 5.30). Пресек може бити постављен кроз тело бране, или на додиру

броне и средине. Све силе које делују у пресеку U–N слажу се у резултанту, R , која делује у тачки “C”, на растојању “ e ” од средишта пресека (“ e ” је ексцентрицитет, сл. 5.30b). Резултанта се разлаже на *хоризонталну компоненту*, H , и *вертикалну компоненту*, V , која око средишта, “O”, даје *момент* $M = eV$ (хоризонтална компонента не даје момент јер лежи у равни пресека U–N).

Вертикална компонента, V , (са својим моментом M) ствара *вертикалне нормалне* напоне у пресеку, док хоризонтална компонента, H , изазва *смичуће* напоне.

Према претпоставци линеарне расподеле нормалних напона за еластични носач (Вг’ић 1978), вертикални нормални напон на растојању, x , од средишта пресека је (сл. 5.30c):

$$(5.28): \quad \sigma_v = \frac{V}{A} + \frac{M}{I} x^1,$$



Сл. 5.30 Вертикални нормални напони

где су: A = површина попречног пресека = $b \times 1m$, а I = момент инерције око тежишта пресека = $b^3 / 12 \times 1m$, па се може написати:

$$(5.29): \quad \sigma_v = \frac{V}{b} + 12 \frac{M}{b^3} x = \frac{V}{b} + 12 \frac{eV}{b^3} x,$$

с тим да су V и M сила, односно, момент по метру дужном бране.

¹ За линеарни распоред напона, $\sigma(x)=\alpha+\beta x$, коефицијенти α и β добијају се из услова равнотеже вертикалних сила, и момената око тежишта пресека:

$$V = \int_{-b/2}^{b/2} \sigma(x) dx = \alpha \int_{-b/2}^{b/2} dx + \beta \int_{-b/2}^{b/2} x dx = \alpha b, \text{ јер је } \int_{-b/2}^{b/2} x dx = 0, \text{ па је } \alpha = \frac{V}{b},$$

$$M = \int_{-b/2}^{b/2} x \sigma(x) dx = \alpha \int_{-b/2}^{b/2} x dx + \beta \int_{-b/2}^{b/2} x^2 dx = \beta \frac{x^3}{3} \Big|_{-b/2}^{b/2} = \beta \frac{b^3}{12}, \text{ па је: } \beta = \frac{M}{b^3/12} = \frac{M}{I}.$$

Највећа и најмања вредност напона оствариће се на ивицама пресека “U” и “N”, где је $x = \pm b/2$, па је:

$$(5.30): \quad \sigma_{v,U} = \frac{V}{b} + 6\frac{M}{b^2} = \frac{V}{b} + 6\frac{eV}{b^2} = \frac{V}{b} \left(1 + 6\frac{e}{b} \right),$$

за узводно лице, “U”, и:

$$(5.30a): \quad \sigma_{v,N} = \frac{V}{b} - 6\frac{M}{b^2} = \frac{V}{b} \left(1 - 6\frac{e}{b} \right),$$

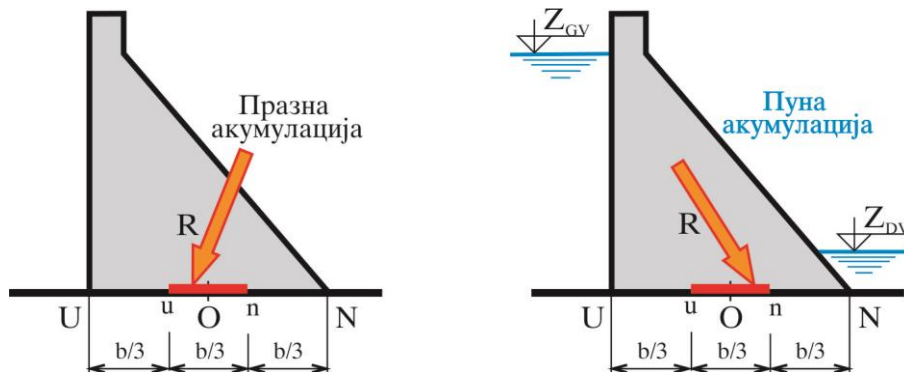
за низводно лице “N”.

Напони затезања. Језгро пресека

Према једначинама 5.30 и 5.30a, очигледно је да су нормални напони $\sigma_{v,U}$ и $\sigma_{v,N}$ позитивни све док је:

$$(5.31): \quad -\frac{b}{6} < e < \frac{b}{6},$$

односно док се резултанта, R , налази у оквиру средње трећине пресека, тј., унутар “**језгра пресека**” (сл. 5.31).



Сл. 5.31 Резултанта делује унутар језгра пресека

Понекад се услов (5.31) неправилно назива условом стабилности на “претурање”. Да би се брана претурила око своје низводне ивице (тачка “N” на сл. 5.31) потребно је да моменат превртања око тачке “N” буде већи од момента враћања, односно да укупни обртни моменат око тачке “N” буде негативан (тј., неопходно је да резултанта сила, R , изађе изван пресека бране, а не само изван језгра). Уз то треба приметити да, већ при знатно мањим вредностима обртног момента од критичног (“претурајућег”), на *узводном* лицу бране настају напони затезања, што може изазвати прслине, због мале отпорности бетона на затезање. Вода у прслини ће повећати силу узгона на узводном крају пресека (у скалду са дијаграмом узгона са сл. 5.14b), што додатно повећава напоне затезања, па се прслина шири ка низводном лицу. Уколико се прслина довољно прошири, хоризонтална сила може отклизати “олакшану”, и од темеља одвојену брану, пре него што моменат обртања постане довољно велики да је претури.

Због свега наведеног очигледна је потреба да се **спречи појава напона затезања**, пре свега *на узводном лицу* бране. Ипак, пројектанти дозвољавају незнатне напоне затезања у телу бране (не и у темељној спојници), и то *искључиво при сеизмичким утицајима* (IV-та комбинација оптерећења – видети “Услове димензионисања” у делу V.3.1). Сматра се да због кратког трајања сеизмичког оптерећења неће доћи до повећања узгона у прелинама које би се могле отворити услед затезања. Чак и тада, захтева се да остварени напони затезања буду мањи од допуштених вредности за пројектовану марку бетона.

Ширина пресека (U–N) може се одредити из услова да резултанта, R , падне у најнизводнију тачку језгра, “ n ” (сл. 5.31), за најнеповољнији случај оптерећења. Тиме се постиже најмања површина пресека, за који се не јавља затезање на узводном лицу бране (видети део V.3.1 о димензионисању попречног пресека бране).

V.2.5 Смичући напони и хоризонтални нормални напони

Поред услова о одсуству напона затезања, неопходно је обезбедити да напони притиска у бетону и темељу буду мањи од дозвољених, па је потребно срачунати вредности *главних напона* у изабраним хоризонталним пресецима, за све разматране комбинације оптерећења. Да би се дошло до главних напона, потребно је одредити напонско стање за два правца. Вертикални нормални напони, σ_V , одређени су у претходном кораку. Следи прорачун хоризонталних нормалних напона, σ_H , и смичућих напона, τ , у складу са наведеним претпоставкама методе хоризонталних пресека.

Хоризонтални нормални напони, σ_H , се рачунају према претпоставци о линеарној промени нормалних напона између узводног и низводног лица бране. Напони на узводном и низводном лицу (нормални $\sigma_{H,U}$ и $\sigma_{H,N}$, и смичући τ_U и τ_N) рачунају се из услова равнотеже хоризонталних и вертикалних сила за инфинитезималну призму на лицу бране. На низводној граници, “N”, биће (сл. 5.32):

$$(5.32): \quad \begin{cases} \sigma_{H,N} d \cos \alpha = \tau_N d \sin \alpha + p d \cos \alpha \\ \sigma_{V,N} d \sin \alpha = \tau_N d \cos \alpha + p d \sin \alpha \end{cases}$$

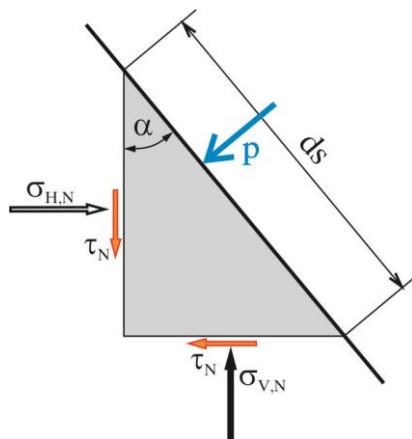
одакле је напон смицања на низводној контури:

$$(5.33): \quad \tau_N = (\sigma_{V,N} - p) \operatorname{tg} \alpha,$$

а хоризонтални нормални напон на низводној контури:

$$(5.34): \quad \sigma_{H,N} = p + \tau_N \operatorname{tg} \alpha = p(1 - \operatorname{tg}^2 \alpha) + \sigma_{V,N} \operatorname{tg}^2 \alpha.$$

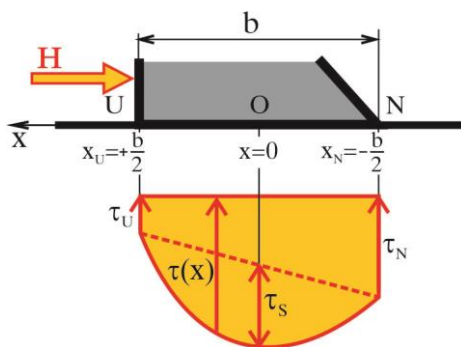
Ако је ниво доње воде испод разматраног пресека, изостаће хидростатички притисак, p . Слично се рачунају и напони на узводном лицу, при чему овде величина “ p ”, поред хидростатичког притиска, обухвата и остале утицаје који делују на узводној контури (притисак наноса, сеизмички притисак воде и др.).



Сл. 5.32 Одређивање компоненталних напона на граници

Дијаграм смичућих напона, $\tau(x)$, добија се из равнотеже хоризонталних сила, уз претпоставку о параболичном распореду τ -напона и за познате вредности на узводном и низводном лицу (τ_U и τ_N). Према слици 5.33, резултанта хоризонталних сила у пресеку, H , једнака је интегралу смичућих напона дуж пресека:

$$(5.35): \quad H = \int_U^N \tau(x) dx = \int_{-\frac{b}{2}}^{+\frac{b}{2}} (\alpha + \beta x + \gamma x^2) dx = b \frac{\tau_U + \tau_N}{2} + \frac{2}{3} b \tau_s.$$



Сл. 5.33 Расподела смичућих напона у пресеку

Стрела параболичног дела дијаграма, τ_s , добија се из једначине 5.35:

$$(5.36): \quad \tau_s = \frac{3}{2} \left(\frac{H}{b} - \frac{\tau_U + \tau_N}{2} \right),$$

па се распоред τ -напона описује као (сл 5.33):

$$(5.37): \quad \tau(x) = \frac{1}{2} (\tau_U + \tau_N) + \tau_s + (\tau_U - \tau_N) \frac{x}{b} - 4 \tau_s \left(\frac{x}{b} \right)^2.$$

V.2.6 Главни нормални напони и дозвољени (допуштени) напони

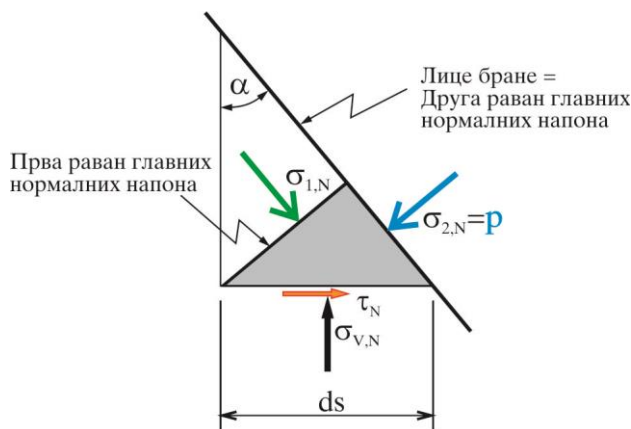
Главни напони рачунају се према познатом поступку за равно стање напона (Novak 1996, Vrčić 1978), а на основу већ срачунатих нормалних и смичућих напона:

$$(5.38): \quad \sigma_{1,2} = \frac{\sigma_V + \sigma_H}{2} \pm \sqrt{\left(\frac{\sigma_V - \sigma_H}{2}\right)^2 + \tau^2}.$$

Најчешће су *критични главни нормални напони на узводном и низводном лицу пресека*, па је за грубљу анализу довољно проверити само ове напоне (Smith 1995). Равни главних нормалних напона на лицу бране су сама равна контуре (лице бране), јер ту нема смичања и равна управна на њу, јер су главни напони међусобно управни (као и њихове равни).

На слици 5.34 приказане су равни главних нормалних напона и сами напони за случај низводног лица. Главни нормални напон за равна контуре је хидростатички притисак, $\sigma_{2,N} = p$.

Из услова равнотеже вертикалних сила за засенчену инфинитезималну призму (сл. 5.34) добија се други главни напон, σ_1 . (Сила тежине се занемарује као бесконачно мала величина вишег реда, а на површинама где делују главни нормални напони, смичућих напона, по дефиницији, нема.) Изведени су само изрази за главне нормалне напоне на низводном лицу, док се напони на узводном лицу добијају истим поступком:



Сл. 5.34 Главни нормални напони на низводном лицу бране

$$(\sigma_{1,N} ds \cos \alpha) \cos \alpha = \sigma_{V,N} ds - (p ds \sin \alpha) \sin \alpha, \text{ односно:}$$

$$(5.39): \quad \sigma_{1,N} = \frac{\sigma_{V,N}}{\cos^2 \alpha} - p \operatorname{tg}^2 \alpha = \sigma_{V,N} (1 + \operatorname{tg}^2 \alpha) - p \operatorname{tg}^2 \alpha.$$

а) Ако је кота нивоа воде испод посматраног пресека, нема хидростатичког притиска ($p = 0$), па је :

$$\sigma_{1,N} = \frac{\sigma_{V,N}}{\cos^2 \alpha} = \sigma_{V,N} (1 + \operatorname{tg}^2 \alpha).$$

б) За случај вертикалног лица ($\alpha=0^\circ$) добија се:

$$\sigma_{1,N} = \sigma_{v,N}.$$

Дозвољени напони (допуштени напони) за бетон и за средину у којој се темељи конструкција, одређују се на основу граничних чврстоћа на притисак. Код нас се вредности *дозвољених напона у бетону* прописују правилником (видети Петровић 2002). За процену дозвољеног напона притиска може се, при нормалном оптерећењу, узети 20% чврстоће бетона на притисак ($\approx 3 \div 6$ Мра, зависно од марке), док се при ванредном или изузетном оптерећењу може допустити и већи напон, поготову на ивицама пресека.

Дозвољени напон за стену се обично рачуна као $5 \div 10\%$ чврстоће монолита на притисак, подељено са фактором сигурности од $1.5 \div 3.5$, зависно од комбинације оптерећења (табела 5.6). Оријентационе вредности максималних чврстоћа монолита на притисак, као и дозвољених напона притиска за поједине врсте средина приказане су у Табели 5.7.

Тип средине	Чврстоћа на притисак (према Петровић, 1992) (МПа)	Дозвољени напон притиска (Smith, 1995) (МПа)
Здрав Гранит	до 300	$4 \div 6$
Здрав Кречњак	до 270	$3 \div 4$
Здрав Пешчар	до 320	$2 \div 3$
Дробина Стена	$15 \div 50$	$1 \div 1.5$
Шљунак	-	$0.3 \div 0.6$
Песак	-	$0.2 \div 0.4$
Тврда Глина	-	$0.2 \div 0.4$
Мека Глина	-	$0.05 \div 0.1$

Таб. 5.7 Оријентациони опсег вредности максималних чврстоћа монолита на притисак и дозвољених напона притиска

Вредности из табеле 5.7 требало би схватити као полазне и користити само за најниже фазе пројектовања, док се тачна вредност мора одредити истражним радовима *на терену* (не лабораторијски, Пећинар, 1960).

Вредности главних напона потребно је проверити при свим комбинацијама оптерећења (I до IV), а неки пројектанти, уз то, разматрају и другу и/или трећу комбинацију *без деловања узгона*. Овакав случај оптерећења може настати у периоду непосредно после пуњења акумулације (пре него што се узгон развије кроз прслине и поре), или ако мере за спречавање узгона (антифилтрационе мере) делују беспрекорно.

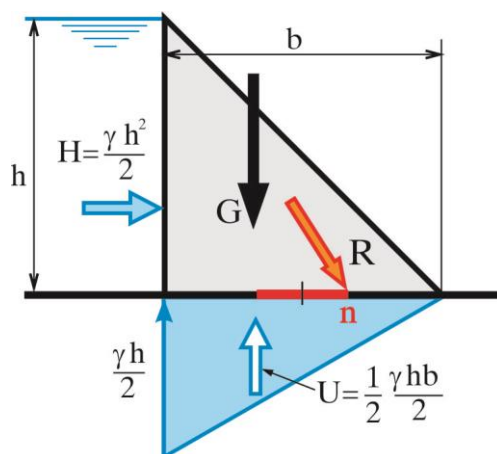
* * *

У наставку ће се упоредити и оценити *погодност различитих геометријских облика за попречни пресек гравитационе бетонске бране* (Smith 1995, Пећинар 1960). За четири

карактеристична облика пресека бране (сл.5.36), а при истим условима оптерећења (хидростатички притисак, узгон ређукован на половину пуног узгона, и тежина бране, сл. 5.35), разматраће се:

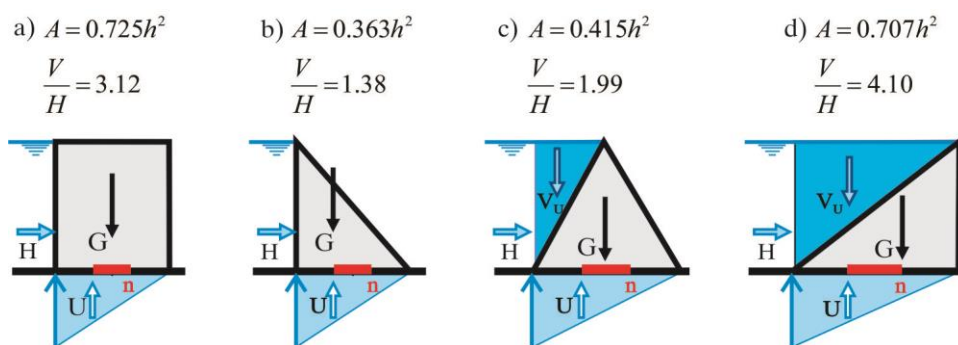
- 1) Напони затезања на узводном лицу и
- 2) Стабилност против клизања.

Ширина темелне спојнице, b , рачуна се из услова да се на узводном лицу не јави затезање ($\sigma_{V,U}=0$), односно да резултанта, R , делује у низводној ивици језгра “ n ” (сл. 5.35), па је моменат обртања око тачке “ n ”, $M_n=0$. За овако добијену ширину, срачуна се површина попречног пресека, A (запремина по јединици дужине), која одређује коштање бране.



Сл. 5.35 Оптерећење пресека

За пресек одређен из првог услова, рачуна се однос вертикалних и хоризонталних сила, V/H , као показатељ стабилности против клизања.



Сл. 5.36 Разматрани облици попречног пресека

Претпоставља се да је однос запреминске тежине бетона и специфичне тежине воде: $\gamma_B/\gamma=2.4$, а све силе изражене су по јединици тежине и на један метар дужни.

а) *Правоугаони* пресек (сл. 5.36а):

$$H = H_{v,u} = \frac{h^2}{2}, \quad U = \frac{1}{2} \frac{bh}{2}, \quad G = 2.4bh,$$

$$\sum M_n = 0 \Rightarrow \frac{h^2}{2} \frac{h}{3} + \frac{1}{2} \frac{bh}{2} \frac{b}{3} = 2.4bh \frac{b}{6} \Rightarrow b = 0.725h,$$

$$A = bh = 0.725h^2 \quad \text{и} \quad \frac{V}{H} = \frac{G-U}{H} = 3.12.$$

b) *Правоугли троугао са вертикалним узводним лицем* (сл. 5.36b):

$$H = \frac{h^2}{2}, \quad U = \frac{1}{2} \frac{bh}{2}, \quad G = 2.4 \frac{bh}{2},$$

$$\sum M_n = 0 \Rightarrow \frac{h^2}{2} \frac{h}{3} + \frac{1}{2} \frac{bh}{2} \frac{b}{3} = 2.4 \frac{bh}{2} \frac{b}{3} \Rightarrow b = 0.725h, \quad A = 0.363h^2, \quad \frac{V}{H} = 1.38.$$

c) *Једнакокраки троугао са косим узводним и низводним лицем* (сл. 5.36c):

$$G = 2.4 \frac{bh}{2}, \quad V_U = \frac{bh}{4},$$

$$\sum M_n = 0 \Rightarrow \frac{h^2}{2} \frac{h}{3} + \frac{bh}{4} \frac{b}{3} = 2.4 \frac{bh}{2} \frac{b}{6} + \frac{bh}{4} \frac{b}{2} \Rightarrow b = 0.83h,$$

$$A = 0.415h^2, \quad \frac{V}{H} = 1.99.$$

d) *Правоугли троугао са вертикалним низводним лицем* (сл. 5.36d):

$$b = 1.41h, \quad A = 0.707h^2, \quad \frac{V}{H} = 4.10.$$

Правоугаони пресек (сл. 5.36a) је најнеповољнији према услову напона затезања, јер захтева највећу површину (тј. запремину), што значи да је најскупљи. Једва нешто јефтинији је троугаони пресек са вертикалним низводним лицем (сл. 5.36d), који, међутим, има *најповољнији* однос $V/H = 4.10$, тј., најбоље се супротставља клизању (смицању).

Најповољнији пресек са гледишта напона затезања је *правоугли троугао са вертикалним узводним лицем* (сл. 5.36b), па се овај тип пресека најчешће примењује код гравитационих брана. С друге стране, показатељ стабилности против клизања (однос $V/H = 1.38$) је мали, па се код темеља слабе смичуће чврстоће примењују додатне мере за повећање стабилности, или се усваја други тип пресека (закошено узводно лице), или други тип бране.

Код троугаоног пресека са вертикалним низводним лицем (сл. 5.36d), *сила тежине бране не даје моменат* око ивице језгра “n”, па се брана може “олакшати” (ошупљити), што се примењује код *олакшаних гравитационих и контрафорних брана* (VI.2).

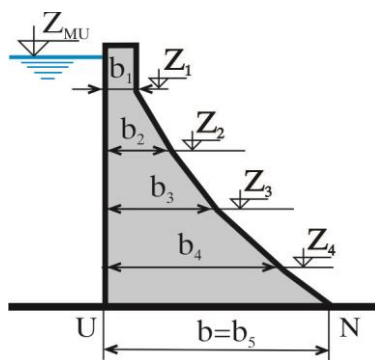
V.3 ДИМЕНЗИОНИСАЊЕ И ОДРЕЂИВАЊЕ ПОПРЕЧНОГ ПРЕСЕКА ГРАВИТАЦИОНЕ БРАНЕ

Као што је детаљније објашњено у делу III.3, поступак пројектовања брана је сложен и ради се у *фазама*. У фази *студије* прорачун се обично не ради, већ се решење даје на основу искуства, док се у фази *генералног пројекта* ради прорачун опште стабилности, који се по правилу не прилаже. У оквиру *идејног пројекта* обично се ради у две етапе. Прво се од неколико изгледних профила одабере најповољнији и одреди оптимална висина и тип бране. Затим се за усвојено решење, кроз прорачун опште стабилности срачунају, односно провере, основне димензије попречног пресека бране (нагиб узводног и низводног лица, облик круне, величина и положај зуба и сл.), раде одговарајући цртежи, предмер и предрачун радова и технички извештај. У фази *пројекта за извођење* поред прорачуна опште стабилности, у склопу статичког прорачуна ради се и *димензионисање*, где се одређују и проверавају све потребне димензије конструкције, рачунају се померања, описују технички услови грађења, раде цртежи, детаљан предмер и предрачун радова и технички извештај и др. (видети III.3).

V.3.1 Димензионисање попречног пресека бране

Приказаће се два начина за одређивање димензија попречног пресека бране – за одређивање нагиба лица бране (односно, за одређивање ширине пресека зависно од висинског положаја):

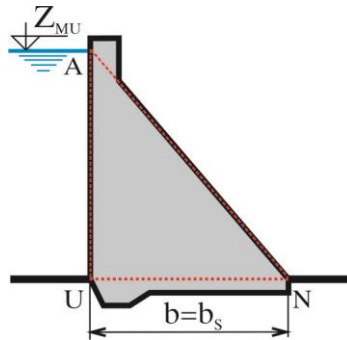
а) **Постепено димензионисање** (Multy–step design), где се *нагиб низводног (и, по потреби, узводног) лица мења зависно од висинског положаја* изнад темеља (сл. 5.37). Идући од круне бране ка темељу, из *услова димензионисања* се рачунају ширине пресека на међусобном растојању од $1/3 \div 1/10$ висне бране (Петровић и Радојевић 1997, Пећинар 1960).



Сл. 5.37 Постепено димензионисање

б) **Директно (једноступено) димензионисање** (Single–step design), где се усваја *константан нагиб* низводног лица бране (по целој висини бране). Нагиби низводног лица, односно ширина бране у основи, b_s , (сл.5.38) може се срачунати из услова стабилности “основног троугла” “AUN” при некој од разматраних комбинација оптерећења (најчешће се

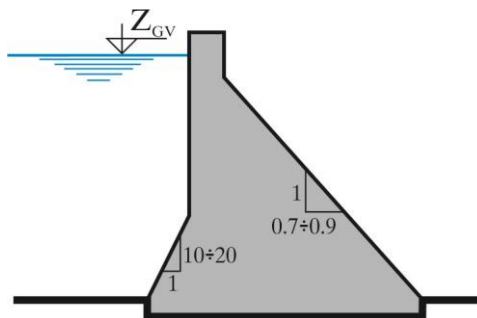
узима III-ћа комбинација, тј. изузетно оптерећење од воде). Тражи се ширина са којом се не јављају напони затезања у темељној спојници, остварује се захтевана сигурност против клизања, а напони притиска у спојници су мањи од дозвољених. Теме троугла, “А”, обично је у пресеку низводног лица бране и нивоа горње воде при коти максималног успора, Z_{MU} . Затим се основни троугао (AUN) допуни у комплетан профил бране (дода се круна, галерије, узводни зуб и сл.), па се за меродавне комбинације оптерећења провери општа стабилност и срачуна напонско стање у изабраним хоризонталним пресецима, на основу кога се проверавају *услови димензионисања* (који су описани на крају овог дела).



Сл. 5.38 Директно (једноступено) димензионисање

Иако је површина пресека добијеног *постепеним димензионисањем* мања (већа је уштеда у материјалу), предност *директног димензионисања* је једноставније извођење конструкције, па се овај поступак чешће примењује, посебно код нижих објеката.

У случају да се стабилност не може ефикасно постићи закошењем низводног лица, прибегава се благом *закошењу узводног лица*, чиме се, као стабилизујућа сила, уводи и *вертикална компонента хидростатичке силе на узводном лицу*. Узводни нагиби су обично стрми (10 : 1, 20 : 1) и додају се у доњој зони бране (сл. 5.39).



Сл. 5.39 Закошење узводног лица

Одговарајућим узводним закошењем избегавају се негативни напони који могу настати на низводном лицу у случају празне акумулације (прва комбинација оптерећења), а које ствара моменат од сандучастог пресека круне бране.

Услови димензионисања

Услови димензионисања у нашој пројектантској пракси за сада нису утврђени прописима, али се у већини пројектантских установа користе услови добијени на основу дугогодишњих светских (и домаћих) искустава. Према овим искуствима, за **тело гравитационе бетонске бране** потребно је да буду испуњени следећи услови:

- 1) При *II-ој* и *III-ој* комбинацији оптерећења не смеју се јавити напони затезања на *узводном лицу бране*.
- 2) При *I-ој* комбинацији оптерећења не сме се јавити затезање на *низводном лицу бране*.
- 3) При *било којој* комбинацији оптерећења главни напони притиска морају бити мањи од допуштених (дозвољених).
- 4) При *IV-ој* комбинацији оптерећења напони затезања морају бити мањи од допуштених.
- 5) Напони смицања морају бити мањи од допуштених.

За **темељну спојницу** бране важе следећи услови:

- 1) При *III-ој* комбинацији оптерећења не смеју се јавити напони затезања на *узводном лицу* у пресеку непосредно изнад темељне спојнице.
- 2) Вертикални нормални напони дуж целог пресека темељне спојнице морају бити мањи од допуштеног, и мањи од вредности при којој би настале недозвољене вредности деформација темеља (слегања и обртања).
- 3) Смичући напони морају бити мањи од вредности која би, уз садејство нормалних напона, изазвала смичућа померања (обртања, или хоризонтална померања) већа од дозвољених вредности.
- 4) При *IV-ој* комбинацији оптерећења напони затезања у пресеку непосредно изнад темељне спојнице, морају бити мањи од допуштеног.
- 5) Коефицијенти сигурности против клизања, превртања и испливавања морају бити већи од дозвољених, за сваку комбинацију оптерећења.

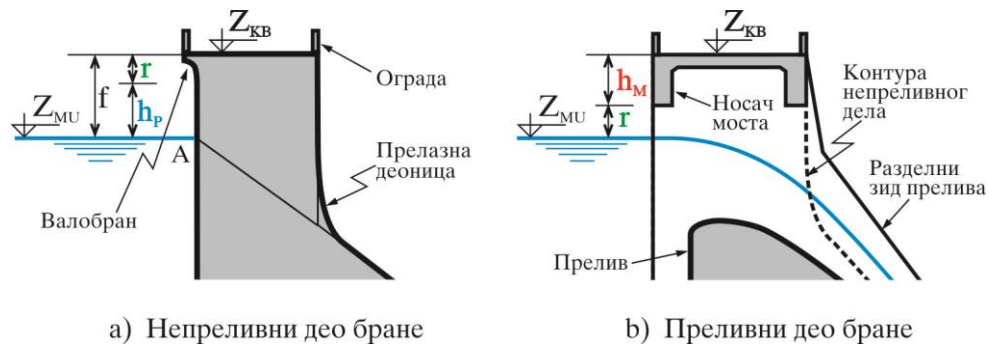
* * *

Поред исправног прорачуна, веома је важно правилно поставити – *уклопити објекат у терен*, сагледавајући све топографске и геолошке особине разматраног преградног места. Потребно је брану правилно поставити по осовини, тако да се добије објекат минималних димензија. Темелјну спојницу, по могућству, треба закопати до стене добрих геомеханичких својстава. Посебно је важно правилно постављање преливног дела бране, на који се надовезује умиривач енергије, односно низводно корито реке, а све скупа треба оптимално уклопити, заједно са осталим потребним објектима – захватом, испустима, хидроелектраном и др. За овај део посла потребно је доста искуства, стрпљења, као и добра сарадња између стручњака различитих специјалности, пре свега хидротехничара, конструктивца и геолога.

V.3.2 Круна бране

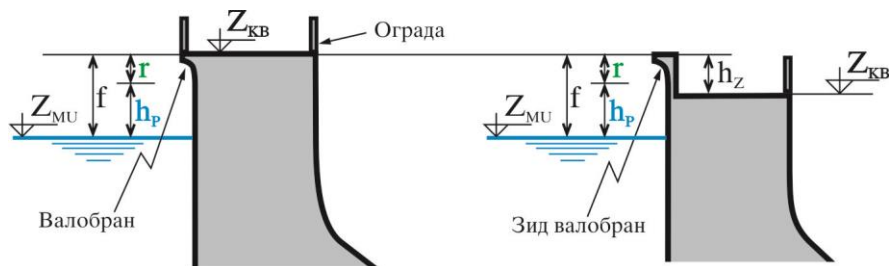
Правоугаона (сандучаста) круна (сл.5.40) омогућава саобраћај дуж бране. Ширина круне је обично $5\% \div 20\%$ од висине бране (додатна ширина се, по потреби, може обезбедити армирано-бетонским плочама на конзолним носачима).

Правоугаона круна и троугаоно тело бране повезују се кружном прелазницом на низводном лицу (сл.5.40а), што омогућава повољније напонско стање на месту прелаза, посебно при утицају земљотреса (Novak, 1996).



Сл. 5.40 Круна гравитационе бране

Кота круне бране, Z_{KB} , (сл. 5.40а) подигнута је изнад нивоа максималног успора, Z_{MU} , за висину зазора ("freeboard-a", $f = r + h_p$, где је h_p = висина пењања таласа (сл. 5.19), а r = резерва (обично је $r = 0.5 \div 1.0$ m). Валобран, у виду заобљене конзоле на круни, служи да скрене талас назад ка језеру (сл. 5.40а и 5.41). Уместо да се круна бране надвиси за пун зазор изнад максималног успора ($f = r + h_p$), често се прави армирано-бетонски парпетни зид (висине $h_z \approx 1$ m), што омогућава да се круна спусти за висину зида (сл. 5.41).



Сл. 5.41 Круна са парпетним зидом и валобраном

Понекад је висина подужног носача моста, h_M , на преливном делу бране (сл. 5.40b), већа од висине пењања таласа, h_p , па је меродаван услов за висину круне: $Z_{KB} = Z_{MU} + r + h_M$. Занимљиво је и одређивање меродавне јачине (брзине) ветра при одређивању коте круне бране. Као што је наведено у делу V.1.3, за основно оптерећење од таласа узима се ветар повратног периода од $5 \div 20$ година, а за изузетно оптерећење ветар са повратним периодом од $50 \div 100$

година. Због мале вероватноће да се једновремено јави максимални ниво у акумулацији и ветар максималне јачине, при одређивању коте круне бране се на коту максималног успора додаје висина пењања таласа повратног периода од $5 \div 20$ година. Алтернативни услов би био да се на коту *нормалног успора* дода талас повратног периода од $50 \div 100$ година. (Као меродаван за димензионисање узима се најнеповољнији од разматраних случајева.)

V.4 КОНСТРУКТИВНА ПРАВИЛА

Одређивање димензија је први корак у пројектовању бране. Даље треба посветити дужну пажњу детаљима, *да би се обезбедили услови под којима је урађен прорачун* (и одабране димензије бране), а водећи рачуна да изградња, одржавање и руковање објектом буду што једноставнији и безбеднији. Детаље за извођење и техничке услове грађења пројектант прописује у посебном делу пројекта.

Под **конструктивним правилима** овде ће се подразумевати поступци при пројектовању и извођењу којима се обезбеђују поменути услови и којима се отклањају или ублажавају штетни утицаји одређених чинилаца на брану. За случај бетонске гравитационе бране, као штетни чиниоци разматраће се:

- 1) **Температурни** утицаји.
- 2) **Узгон** у темељној спојници и у телу бране.
- 3) Напони у темељној спојници **проузроковани неједнаким условима слегања**.

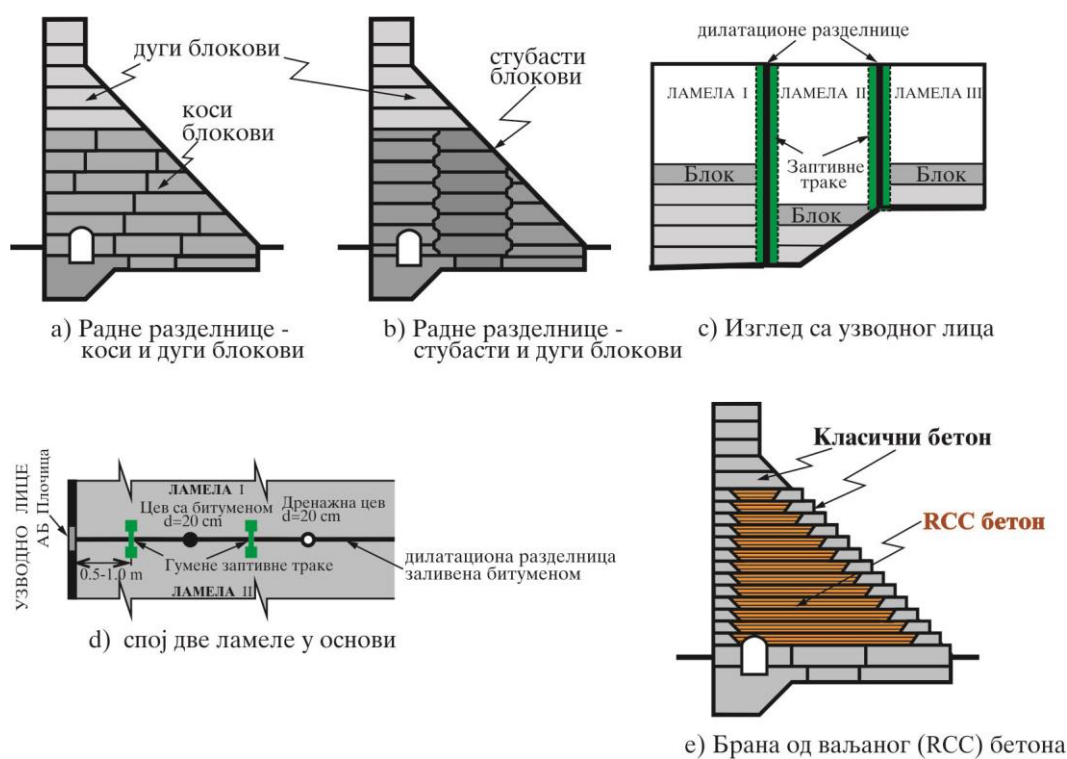
V.4.1 Температурни утицаји

Услед *неједнаког ширења и скупљања* поједних делова бетонске масе, у брани се јављају напони затезања који изазивају настанак прслина. Прслине се временом шире, *слабе отпорност бране на смицање*, и омогућавају провирање воде и стварање, односно повећавање *узгона*.

Температурни напони настају:

- a) Услед загревања и хлађења објекта *при промени спољашње температуре* (метеоролошки чиниоци). Ови утицаји се ублажавају грађењем у међусобно независним целинама – ламелама, одвојеним **дилатационим (конструктивним) разделницама**, које омогућавају скупљање и ширење конструкције без настанка већих прслина.
- b) Услед ослобађања велике количине топлоте *при везивању бетона*. На ову појаву се може утицати на више начина:
 - 1) Треба *користити споровезујуће цементе* код којих се процес везивања (и ослобађања топлоте) обавља спорије.
 - 2) Правити *бетон са мањом количином цемента* (а да се при том не угрози носивост и вододрживост бетона).

- 3) Омогућити *хлађење бетона после уграђивања* и/или снизити температуру бетонске мешавине коришћењем *хладне воде за справљање бетона*. Такође, агрегат за бетон не би требало да буде изложен сунцу, а понекад се хлади додавањем леда.
- 4) *Бетонирање не сме бити континуално*, јер се у великој маси бетона спољашњи слојеви хладе знатно брже од унутрашњих, што изазива затезање и пррлине. Морају се *правити прекиди бетонирања – радне разделнице*, како би се свеже бетонирани блок (целина која се бетонира у континуитету) приликом везивања равномерно хладио и скупљао, без већих пррлина. У извођачкој пракси се користи неколико начина распоређивања блокова унутар ламеле: *дуги, коси, стубасти блокови* (сл. 5.42, Петровић 2002). Најчешће је дужина блока једнака дужини ламеле, ширина зависи од начина бетонирања (обично до 25 m), а висина је између 0.5 и 3.0 m. Бетонирани блок се оставља “слободан” да се хлади најмање 3 дана.



Сл. 5.42 Разделнице код гравитационе бране

На почетку поглавља је речено да се гравитационе бране граде у **ламелама** (сл. 5.2 и 5.42c). Ламеле допуштају да бетон “дише” по ширини и дубини, јер зазор (отвор) између ламела–дилатациона (конструктивна) **разделница**–омогућава да се термички напони растерете и спречи настанак пррлина. Исправно постављеним дилатационим разделницама избегавају се и пррлине услед неједнаког слегања, које може настати као резултат топографских и/или геомеханичких услова (сл. 5.45). Дужина ламеле је обично између 6 и 16 m (максимално до 20 m), а одређује се из услова да пррлине у бетону буду у прихватљивим границама (Петровић 2002). Вододрживост бране се обезбеђује повезивањем ламела **заптивним тракама**, обично од бакарног лима, гуме, PVC-а, или неког другог еластичног

материјала за заптивање (сл. 5.42d). (За детаље видети литературу: Петровић 2002, USBR 1976 и USBR 1966).

За разлику од дилатационих разделница, вертикалне **радне разделнице** између блокова (“спојнице”¹) су привременог карактера и морају се *инјектирати* након што се бетон охлади, како би се добила монолитна конструкција ламеле. Хоризонталне *радне разделнице* између блокова (места на којима се наставља бетонирање) треба припремити за наношење наредног слоја, тако да се обезбеди добро пријањање новог и старог блока. Обично се површина старог блока “хаба” и чисти оштрим песком који се великом брзином избацује из “пиштоља” (пескарење), а пре бетонирања се на површину старог блока полаже слој цементног малтера од око 2 cm дебљине, чиме се спречава сегрегација новог бетона на месту спојнице (тзв. сунђераста места).

Код неких шема бетонирања хоризонталне радне разделнице не леже у истој равни, већ образују изломљене (зупчасте) површине (стубасти блокови на пр., сл. 5.42b), чиме се постиже већа отпорност на смицање у случају да се прлина јави у разделници (где ће се најпре и јавити, јер је то најслабије место у “околини”).

Начин **справљања и уграђивања** битно утиче на квалитет бетона, као и на коштање објекта. Бетон за брану мора да обезбеди *довољну чврстоћу, отпорност на мраз и потребну вододрживост* (део III.4.5), а да са друге стране има *ниску топлоту хидратације и ниску цену*. (Код нас се квалитет бетона прописује стандардима, JUS U.B3.010, 1987.) Према овим захтевима одређују се водоцементни фактор, количина цемента, адитиви и сл. С обзиром на велику количину бетона који се уграђује, на градилишту је неопходно обезбедити фабрику бетона, одговарајуће услове за складиштење цемента и агрегата и лабораторију за испитивање бетона. Бетон се до бране може транспортовати на различите начине (миксерима, камионима, конвејерима, крановима, кабл крановима и комбиновано), а за уграђивање се користе вибратори.

Код већих брана се често користи *зонирање*, па се на вишим котама, где је потребна мања чврстоћа бетона, ставља мање цемента него у нижим зонама. Узводно и низводно лице се “облажу” бетоном веће чврстоће, са више цемента и, по потреби са адитивима којима се поправља отпорност на мраз. Уз то, за преливне површине потребно је још повећати и отпорност на удар и хабање, коришћењем агрегата веће тврдоће. Обично се преливне површине, а понекад и остале контактне површине, конструктивно армирају, чиме се смањују отвори прлина у бетону. Ако је вода агресивна на бетон, неопходно је све површине које могу бити изложене додиру са водом одговарајуће заштитити.

Поред класичног начина бетонирања, за грађење гравитационих бетонских брана се све чешће користи и такозвани **ваљани бетон** (или “*ролкрит*”, или **RCC**, сл. 5.42а, Кузмановић et al. 2003, Кузмановић et al. 2003а). Ово је релативно нова технологија, која је се заснива на примени *механизације за насуте бране* за уграђивање бетонске мешавине релативно *круте конзистенције* и са *малом количином цемента* (и алтернативних везивних материјала, као што су пуцолани, или електрофилтарски пепео). RCC технологија је видно напредовала у

¹ У пракси се радне разделнице често називају спојницама.

последњих 20-ак година, тако да је потиснула класичан начин бетнонирања (поготову код брана веће запремине), с обзиром на знатно нижу цену радова, као и на краће време грађења (Кузмановић et al. 2003).

Бетонска RCC мешавина се *транспортује* од фабрике бетона до профила бране камионима или дамперима (такозвани, циклични транспорт), тракама – конвејерима (континуални транспорт), или комбиновано, зависно од количине бетона и теренских услова (Кузмановић и Савић 2016, Кузмановић et al. 2004 и Кузмановић et al. 2005). *Разастирање* се врши дозерима, обично у словјевима дебљине од ~30 см, по целој површини хоризонталног пресека (од обале до обале). Непосредно после разастирања следи *збијање* слојева виброваљцима. На узводном и низводном лицу, често се раде “*ивичњаци*“ од класичног хидротехничког бетона (сл. 5.42а), чиме се образује “оплата“ за ваљани бетон (RCC), премда се RCC може радити и са класичном оплатом. Дилатационе разделнице, с обзиром на знатно мању количину цемента у мешавини (односно, релативно малу топлоту хидратације), раде се на већем растојању него код брана од класичног бетона (Дужина “ламеле“ је овде 20÷25 m). Отвор разделнице се образује током извођења слојева, или накнадно – усецањем, или слабљењем пресека бушотинама на одговарајућем међусобном растојању (такозване “индуковане“ разделнице).

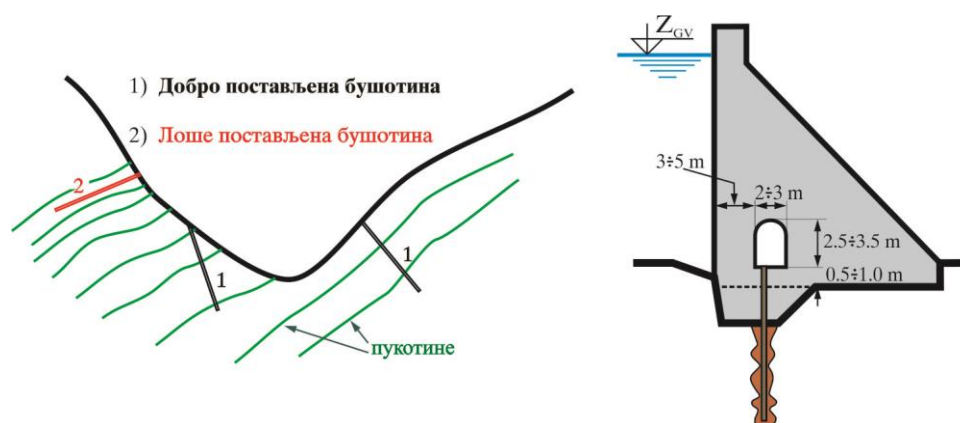
Степенаста низводна контура бране од RCC-а често се употребљава као брзоток такозваног *степенастог прелива* (сл. 8.104), којим се ефикасно расипа енергија преливене воде, што доприноси знатном смањењу димензија умирујућег базена (VIII.9.5). Ваљани бетон (RCC) се такође може користити при санацији оштећења умирујућих базена. Уз то, облога од RCC-а показала се као одлично средство за облагање и “појачавање“ отпорности на преливање круне и низводне косине насutih брана, за случај када је потребно обезбедити додатни прелив (помоћни евакуациони орган), због неодговарајућег капацитета главног евакуационог органа (VIII.9.5).

V.4.2 Узгон, инјектирање и дренажање темеља

У делу V.1.2 је показано да се узгон у темељној спојници може смањити вертикалним *застором* на узводном лицу и *дренажом* низводно од застора. (Ређе се користе хоризонтални застори узводно од бране за продужетак пута провирне воде). Ако се брана темељи у стеновитој средини, вертикални застор најчешће је у виду инјекционе завесе, док се код брана фундираних на алувијону обично користе дијафрагме или прибоји (видети поглавље VII). Поред смањење узгона, застор обезбеђује и *вододрживост* акумулације у профилу бране.

Дубина **инјекционе завесе** и распоред бушотина одређују се на основу геолошких истражних радова (USBR 1987, Creager 1961). Ако се не располаже теренским подацима, може се за најнижи ниво пројектовања усвојити да дубина завесе буде једнака висини бране, а да се инјекционе бушотине поставе на растојању од 1.5 ÷ 3 m. Инјекциону завесу, по правилу, треба извести и у боковима профила бране (сл.5.15), да би се смањило провирање воде из акумулације. Приликом инјектирања у бушотине у стени се под притиском утискује инјекциона маса која се састоји од цемента, воде, песка и, по потреби, бентонита. Треба обезбедити да

инјекционе *бушотине секу испуцале слојеве* у темељу, како би што већи број пукотина примио инјекциону масу, а не да се маса губи дуж само неколико пукотина (сл. 5.43, Пећинар 1960). Инјекциона завеса се обично изводи из инјекционе галерије (сл. 5.15), а може се радити и са површине терена, пре или за време бетонирања бране. Ако се инјектира са површине темеља, мора се претходно урадити бетонска плоча која ће онемогућити да инјекциона маса избија на површину терена. Инјекциона галерија се обично поставља на $3 \div 5$ m од узводног лица бране и најмање 0.5 m изнад темељне спојнице, како би се избегло слабо место на смицање. Димензије галерије (висина $2.5 \div 3.5$ m, ширина $2 \div 3$ m) требало би да омогуће несметан рад (при инјектирању).



Сл. 5.43 Постављање инјекционе галерије и инјекционих бушотина

Према намени инјектирање може бити:

- 1) **Заптивно** – којим се образује инјекциона завеса, ради *смањења провирања* кроз преградни профил и *смањења филтрационог дела узгона*.
- 2) **Консолидационо** – ради *повећања носивости* (чврстоће на притисак и на смицање) средине темеља. Обично су консолидационе бушотине дубоке до 5 m (знатно плиће од заптивних) и распоређују се на површини дела темељне спојнице на коме треба поправити носивост. За детаље видети USBR (1987) и USBR (1966).
- 3) **Везно** (контактно) – ради *повезивања конструкције* са околном (стеновитом) средином, уз спречавање испирања материјала на додиру (контакту) бране и средине. Везно инјектирање треба обавезно примењивати код свих хидротехничких објеката који се везују за стену (броне, тунели, подземне хале и слично, сл. 5.15). Бушотине за везно инјектирање су обично још плиће од консолидационих.

Стеновити материјал често се **дренира** мрежом вертикалних (понекад и косих) бушотина, или системом подужних галерија, или комбинацијом ова два решења, као што је објашњено у делу V.1.2 (сл. 5.11). За прву процену могу се усвојити бушотине пречника $10 \div 20$ cm, на растојању од $3 \div 5$ m, дубине од $1/4 \div 1/2$ висине бране (Creager 1961, Пећинар 1960). Вода се из бушотина улива у каналете по ободу *дренажне галерије*, одакле се гравитацијом или пумпањем одводи ван тела бране, најчешће у низводно корито. Дренажна

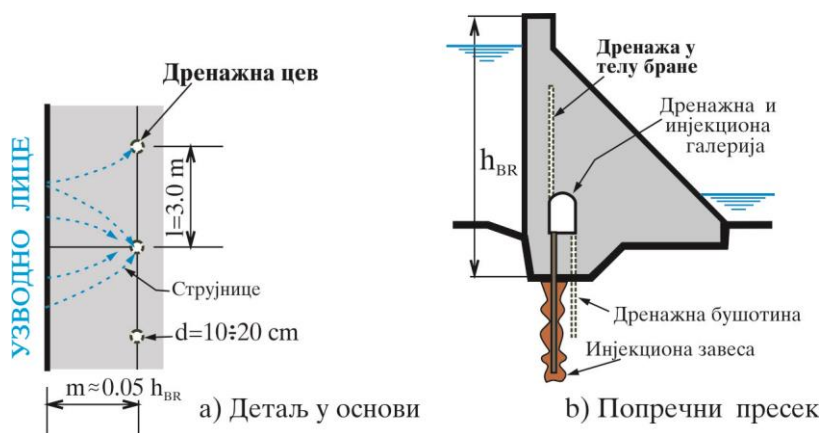
галерија може се користити и за осматрање (и инспекцију), а често се за потребе дренаже користи инјекциона галерија. Површина попречног пресека дренажне галерије мора бити довољна да омогући несметан приступ, вентилацију и осветљење (отвор не би требало да буде мањи од $2 \times 1.5 \text{ m}$). (Дренажа умирујућих базена је веома осетљива, због флукуација притиска у базену – видети део VIII.4.7.1.)

V.4.3 Смањење узгона у телу бране

Узгон у телу бране смањује се, као и код темеља, узводним заптивањем, и дренарањем. *Заптивање* (смањење водопрпусности) се у телу гравитационе бетонске бране може постићи на више начина:

- 1) Уграђивање *бетона мање водопрпусности на узводном делу* пресека бране ствара повољну слику узгона (сл. 5.14с).
- 2) *Битуменски премаз* или постављање водонепропусних фолија на узводном лицу даје сличан ефекат.
- 3) Одговарајућом *негом бетона* се спречава појава прлина кроз које вода доспева у брану и ствара узгон.
- 4) Заптивању помаже и мутна вода, која са собом носи веома ситне честице лебдећег наноса којима се попуњавају прлине у брани.

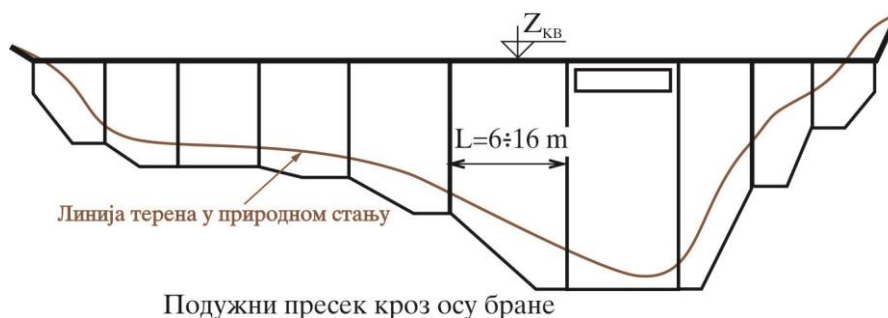
Заптивне мере могу бити недовољне, па се понекад врши и *дренирање* тела бране. За дренажу се обично користе перфориране бетонске цеви, постављене у вертикалне отворе у брани (сл. 5.44b) и распоређене тако да прихвате што више провирне воде (сл. 5.44a). Према критеријуму USBR (1987), за смањење узгона на 30% пуног узгона (коэффициент диференцијалног узгона $\delta=0.3$), потребно је перфориране цеви пречника $d \approx 10 \div 20 \text{ cm}$ поставити на међусобном растојању од $l \approx 3.0 \text{ m}$, а на растојању $m \approx 0.05 h_{BR}$ од узводног лица бране. Треба предвидети могућност да се цеви замене или прочисте, јер може доћи до зачепљивања услед калцификације. Вода из цеви се обично одводи у доњу воду хоризонталним галеријама у телу бране.



Сл. 5.44 Дренажа за смањење узгона у телу бране

V.4.4 Напони у темељним спојницама услед неједнаког слегања

Као што је објашњено у делу V.4.2, вертикалне дилатационе разделнице омогућавају самосталан рад сваке од ламела гравитационе бетонске бране, па се тиме омогућава и неједнако слегање истих, чеме се искључују напони и прслине који би могли настати због различитих геомеханичких својстава (модула деформабилности) стене, или наглог дисконтинуитета у облику долине (сл. 5.45).



Сл. 5.45 Ламеле гравитационе бране

У случају да се из одређених разлога разделнице морају инјектирати (тзв. гравитационе бетонске бране са инјектираним разделницама), изостаје “слобода” померања ламела, па брана ради (и рачуна се) као јединствена просторна конструкција.

V.4.5 Припрема темеља

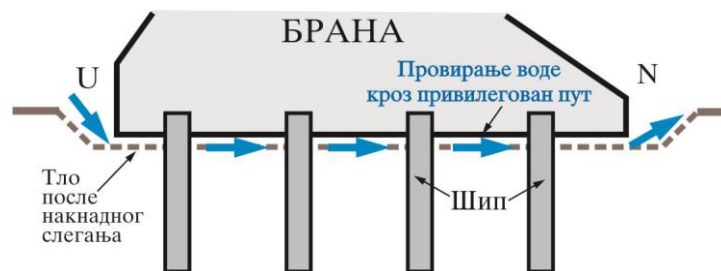
Бетонске гравитационе бране се, по правилу, граде на стеновитој подлози. Само ниске бетонске бране се могу фундирати на алувијону (шљунковитом и песковитом тлу), а и тада са великом ширином темељне спојнице и са обимним и сложеним антифилтрационим мерама. Бетонске бране се ретко граде на глиновитом тлу, због мале чврстоће и великих деформација.

Припрема темеља је изузетно значајан и осетљив задатак при изради сваке бране. Размотриће се три битна услова код припреме темеља (Пећинар,1960).

Први услов је **обезбедити максималну чврстоћу на притисак** – “носивост” темеља.

- а) У *стеновитој средини* потребно је уклонити површински слој земље, наноса и дробине (распаднуте стене), да би се брана фундирала на чврстој стени. Дробина се уклања минирањем, с тим да се последњих сса 50 см уклања компресорским бушењем, да би стена у темељу била што компактнија. Такође, потребно је да се слој стене *непосредно изнад коте темеља* уклони *непосредно пред бетонирање*, како стена на контакту са темељном спојницом бране не би била оштећена услед атмосферских и других утицаја. Ако је стена испуцала на већој дубини, па се уклањање дробине не исплати, темељ се ојачава *консолидационим инјектирањем*.

- б) Код фундирања у *нестеновитој средини – тлу*, чврстоћа се далеко теже поправља. Најчешће се примењује збијање. Оптерећење се може *шпировима* пренети дубље до носивог слоја (при томе се понекад може користити и трење између шпирова и околне масе збијеног тла), али се оваква решења ретко примењују, и то само код нижих објеката. При раду са шпировима треба користити посебну технологију (Пећинар, 1960), јер накнадно слегање тла на додиру са темељном спојницом бране (сл. 5.46) може да “отвори” пут води, што доводи до катастрофе због унутрашње ерозије темеља (контактнoг испирања). Обично се на “главу“ шипа поставља деформабилна метална “капа”, чија деформација прати слегање тла, па брана остаје у контакту са темељом.



Сл.5.46 Могући пут провирања код темеља на шпировима

Други услов је **обезбедити максималну отпорност против клизања (смицања)**.

Отпорност против клизања може се постићи на више начина:

- 1) Код *стеновитих темеља* површина се остави храпавом и “назупченом” после минирања, што повећава коефицијент трења.
- 2) Израдом *узводног зуба*, или дубљим фундирањем узводног дела темеља (сл.5.29), чиме се раван клизања помера на већу дубину.
- 3) Смањењем узгона.
- 4) Код неvezаног тла отпорност против клизања се повећава збијањем, или, много ређе, фундирањем на шпировима.

Трећи услов је **обезбедити филтрациону стабилност темеља**. Неопходно је спречити унутрашњу ерозију средине темеља. О овом услову ће се говорити у поглављу VII, о насутим бранама.

ЛИТЕРАТУРА:

- Vrčić, V., (1978), "Отпорност materijala", Građevinska knjiga, BEOGRAD.
- Грађевински календар (1981), Савез грађевинских инжењера и техничара Југославије.
- Гришин, М.М., (1954), "Гидротехнические Сооружения", Государственное Издательство Литератури по Строителству и Архитектури, МОСКВА.
- JUS U.E3.010, (1987), "Хидротехнички бетон. Услови за израду и употребу"
- Кузмановић В., Савић Љ. и Миловановић Б., (2003), "Примена ваљаног бетона у изградњи брана – I део", Водопривреда, Јануар-Децембар.
- Кузмановић В., Савић Љ. и Миловановић Б., (2003а), "Примена ваљаног бетона у изградњи брана – II део - компоненте и особине ваљаног бетона", Водопривреда, Септембар-Децембар.
- Кузмановић В., Савић Љ. и Миловановић Б., (2004), "Примена ваљаног бетона у изградњи брана – III део - пројектовање брана од ваљаног бетона", Водопривреда, Септембар-Децембар.
- Кузмановић В., Савић Љ. и Миловановић Б., (2005), "Примена ваљаног бетона у изградњи брана – IV део – грађење, контрола квалитета, економски аспекти", Водопривреда, Јануар-Јун.
- Кузмановић В. и Савић Љ., (2016), "Бране од ваљаног бетона", Универзитет у Београду Грађевински факултет, Београд.
- Milovanovic V., Kuzmanovic V. and. Savic Lj., (2011), "Stresses in the upstream cutoff zone of concrete gravity dams", Proceedings of 14th International Symposium of MASE, Struga, Macedonia.
- Миловановић Б., Кузмановић В. и Савић Љ., (2011а), "Напонско стање у зони узводног зуба гравитационе бетонске бране", Водопривреда, Јануар-Јун.
- Novak, P., Moffat, A.I.B., Nalluri, C. and Narayanan, R., (1996), "Hydraulic Structures", E&FN SPON.
- Петровић, П.С., (2002), "Хидротехничке конструкције", II део, Грађевински факултет Универзитета у Београду, БЕОГРАД.
- Петровић, П.С., (1992), "Хидротехничке конструкције", I део, НАУКА, БЕОГРАД.
- Петровић, П.С., и Кузмановић В.М., (2000), "Хидротехничке конструкције", Примери примене VI (са теоријом), Грађевински факултет Универзитета у Београду, БЕОГРАД.
- Петровић, П.С., и Радојевић Д.Д., (1997), "Хидротехничке конструкције", Примери примене I, Грађевински факултет Универзитета у Београду, БЕОГРАД.
- Пећинар, М., (1960), "Хидротехничке конструкције – бране", Издање удружења студената Грађевинског факултета, БЕОГРАД.
- Roberson J.A., Cassidy, J.J., Chaudhry, M.F., (1988), "Hydraulic Engineering", Houghton Mifflin Company.
- Smith, D.C, (1995), "Hydraulic Structures", University of Saskatchewan.
- Thomas, H.H. (1976), "The Engineering of Large Dams", Wiley, Chichester.
- USBR, (2004), UNITED STATES DEPARTMENT OF THE INTERIOR, BUREAU OF RECLAMATION, "Drainage for Dams and Associated Structures", A Water Resources Technical Publication.
- USBR, (1987), UNITED STATES DEPARTMENT OF THE INTERIOR, BUREAU OF RECLAMATION, "Design of Small Dams", A Water Resources Technical Publication.
- USBR, (1976), UNITED STATES DEPARTMENT OF THE INTERIOR, BUREAU OF RECLAMATION, "Design of Gravity Dams", A Water Resources Technical Publication.
- USBR, (1966), UNITED STATES DEPARTMENT OF THE INTERIOR, BUREAU OF RECLAMATION, "Design Standard No.2", CONCRETE DAMS.
- Hajdin, G., (2002), "Mehanika fluida, knjiga druga, Uvođenje u hidrauliku", BEOGRAD.
- Creager, W.P and Justin J.D.,(1955), "Hydroelectric Handbook", John Wiley and Sons.
- Creager, W.P et al.,(1961), "Engineering For Dams", John Wiley and Sons.

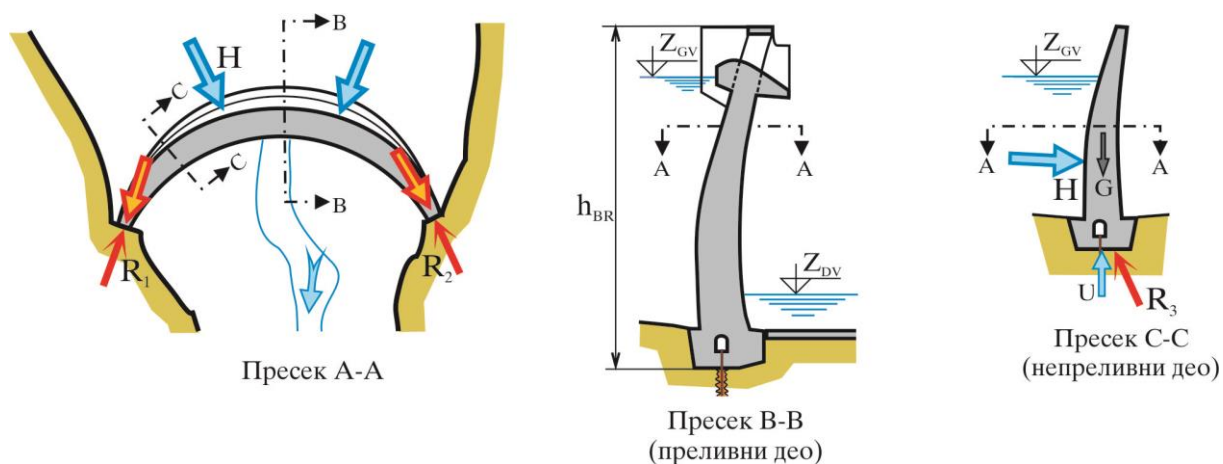
VI

ЛУЧНЕ, КОНТРАФОРНЕ И ОЛАКШАНЕ БРАНЕ

У овом поглављу навешће се основни појмови везани за лучне, контрафорне и олакшане бетонске бране. Заинтересовани читалац може наћи више информација у литератури (Петровић 2005, Novak 1996, U.S.A. Corps of Engineers 1994, Thomas 1977, USBR 1966, Creager 1961, Пећинар 1960).

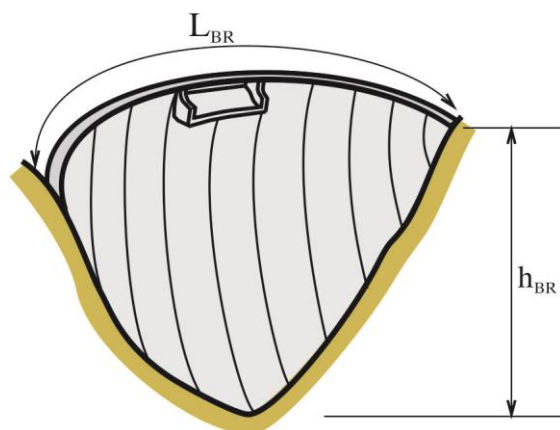
VI.1 ЛУЧНЕ БРАНЕ

Лучна брана користи *ефекат површинског носача* да оптерећења пренесе на *ослонце* у падинама (странама) и у дну речне долине (сл. 6.1). Део оптерећења се преноси “конзолно” у дно долине (слично као код гравитационе бране), а део “лучно” у падине. На овај начин су напони у бетону боље распоређени него код гравитационе бране, па се добија знатно мања запремина конструкције.



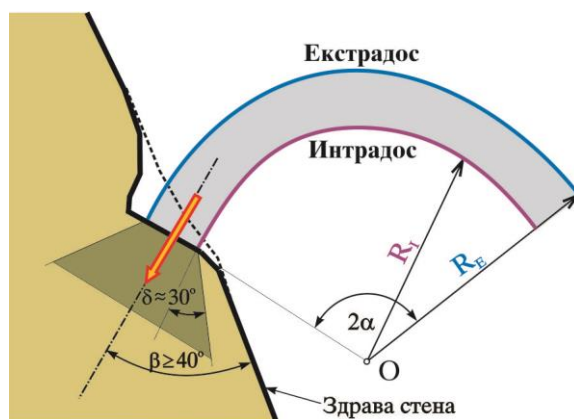
Сл. 6.1 Лучна брана

Да би се економично искористио ефекат лука, потребно је да однос висине бране, h_{BR} , и дужине бране у круни, L_{BR} , (сл. 6.2) буде већи од $h_{BR} : L_{BR} = 1 : 10$, а пожељно је да овај однос не буде мањи од $1 : 5$. За лучну брану су неопходни стабилни ослонци, тј. стена добрих механичких особина, јер свако веће померање бокова води рушењу бране. Такође, пожељно је да падине долине (бокови бране) буду глатке, како би се избегле концентрације напона које се јављају на избочинама и у удубљењима. С обзиром да се лукови пројектују тако да у њима делују само *позитивни нормални напони* (тј. притисци), лучне бране се, као и гравитационе, по правилу граде од неармираног бетона (мада у свету постоји и мањи број лучних брана од армираног бетона).



Сл. 6.2 Однос висине лучне бране и дужине бране у круни

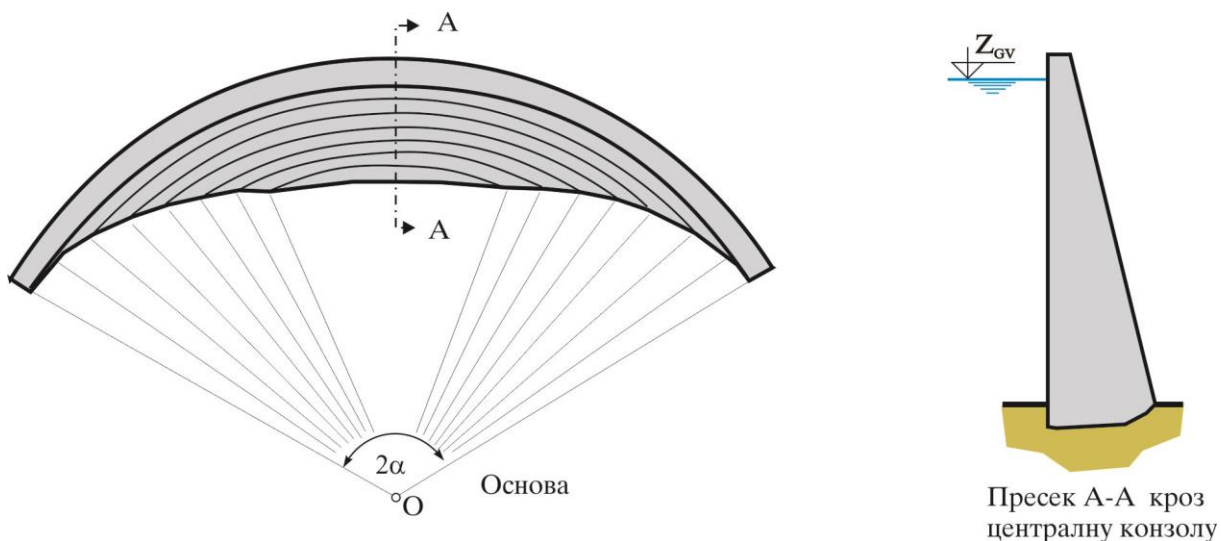
Лучна брана је просторни површински носач, који се у циљу једноставнијег прорачуна може посматрати као систем лукова и конзола. Узводна страна лука назива се *екстрадос*, а низводна страна *интрадос* (сл. 6.3) док се конзола “традиционално“ описује *узводним* и *низводним лицем* (као и код гравитационих брана).



Сл. 6.3 Карактеристике лука

На слици 6.3 уочава се да је ослонац лука укопан–усечен у односу на линију непоремећене (здраве) стене, да би лук имао потребну сигурност против клизања (“ишкољкавања”). Сила коју лук преноси на *ослонац–опорац* у падини долине мора бити усмерена под одговарајућим – “сигурним“ углом ($\beta \geq 40^\circ$, на сл. 6.3), како би притисак могао у потпуности да се пренесе од места контакта бране и ослонца дубље кроз стену у падини. (Сматра се да се притисак преноси кроз стену под углом од $\delta \approx 30^\circ$ у односу на правац тангенте лука.) Стога је увек потребно обрадити темељ тако да се постигне жељени угао и да при томе ослањање лука на стену буде по могућству “радијално”– управно на полупречник кривине лука.

Лучне бране могу бити *цилиндричне* (сл. 6.4) и *куполне* (сл. 6.5). Цилиндричне бране имају једноструку кривину (једноструко су закривљене), тако да у хоризонталним пресецима (луковима) постоји закривљеност, док вертикални пресеци – конзоле, имају вертикално узводно лице. Цилиндричне бране имају исте полупречнике узводних лукова (екстрадоса) по целој висини бране (сл. 6.4), док се унутрашњи полупречници мењају зависно од висине пресека (полупречник расте са висином пресека). Овакве бране су једноставне за извођење и пројектовање, али не користе све могућности површинског носача – конзолно деловање им је слабо, па им је зато запремина већа од брана које су двоструко закривљене – тзв. куполне бране. Стога се цилиндричне бране ретко користе у савременој пракси, и то углавном код узаних долина (клисуре) са тзв. “U“ профилем – тј., са приближно вертикалним падинама, где је повољно да лукови буду приближно истог полупречника по целој висини бране.



Сл. 6.4 Цилиндрична лучна брана

Поред кривине у хоризонталном пресеку, *куполне* бране (сл. 6.5) су закривљене и у вертикалној равни, то јест, закривљена је и конзола (и на узводном и на низводном лицу). Према веома упрошћеној анализи, заснованој на примени “котловске“ формуле, може се показати да би оптимални централни угао спољашњег лука (екстрадоса) по целој висини бране, требало да буде $2\alpha \approx 133^\circ$. Међутим, због услова при ослањању лукова (који су претходно образложени), обично није могуће постићи централни угао већи од $\sim 110^\circ$ – 120° (U.S.A. Corps of

Engineers 1994, USBR 1966). Није чак повољно ни одржавати исту вредност централног угла по целој висини бране, јер би то довело до непожељног контра–нагиба конзола бране у вишим деловима близу ослонаца (крајеви бране би били нагнути ка низводној страни, што, при нижим нивоима у акумулацији изазива неповољно оптерећење, а ствара проблеме и при изградњи бране). Зато се и централни угао и полупречници екстрадоса и интрадоса куполних брана мењају по висини бране (наравно, пратећи глатку криву линију, сл. 6.5).

Када је пресек долине несиметричан, често се морају леви и десни део лука пројектовати са различитим полупречницима и са две или три линија центара, што додатно усложњава облик, а тиме и пројектовање и извођење бране. Изразито асиметрични профили нису повољни за лучне бране, јер се услед концентрација напона добијају дебље, односно скупље конструкције. Ако је могуће (технички и економски исплативо), боље је брану поставити на неки други профил, или већим ископом и/или изградњом бетонских ослонаца на падини учинити профил што више симетричним.

Пројектовање лучне бране је сложен поступак, који се састоји у постављању – “уклапању“ бране (са пратећим објектима) у терен. Постављање лучне бране је неупоредиво захтевнији посао него постављање насуте или гравитационе бране, с обзиром на сложену геометрију коју намећу кривине лукова и конзола са својим полупречницима, централним угловима и центрима кривина. Све ово треба да се међусобно усклади у целину са глатким контурама и “усади“ на топографску подлогу, водећи рачуна и о дебљини распаднутог површинског слоја – дробине, који се уклања пре фундаирања бране. Упоредо са уклапањем у терен, рачуна се напонско стање, које треба да покаже који делови бране су превише, а који премало искоришћени, па се према томе одређени лукови тање или подебљавају, при чему се мењају и полупречници кривина и централни углови лукова. У итеративном поступку пројектовања положаја и облика бране и прорачуна, долази се до решења којим се *оптимално користе конструктивне могућности* које пружа разматрани профил – добија се облик бране за који су напони у прихватљивим границама за све комбинације оптерећења, уз минималну запремину бране.

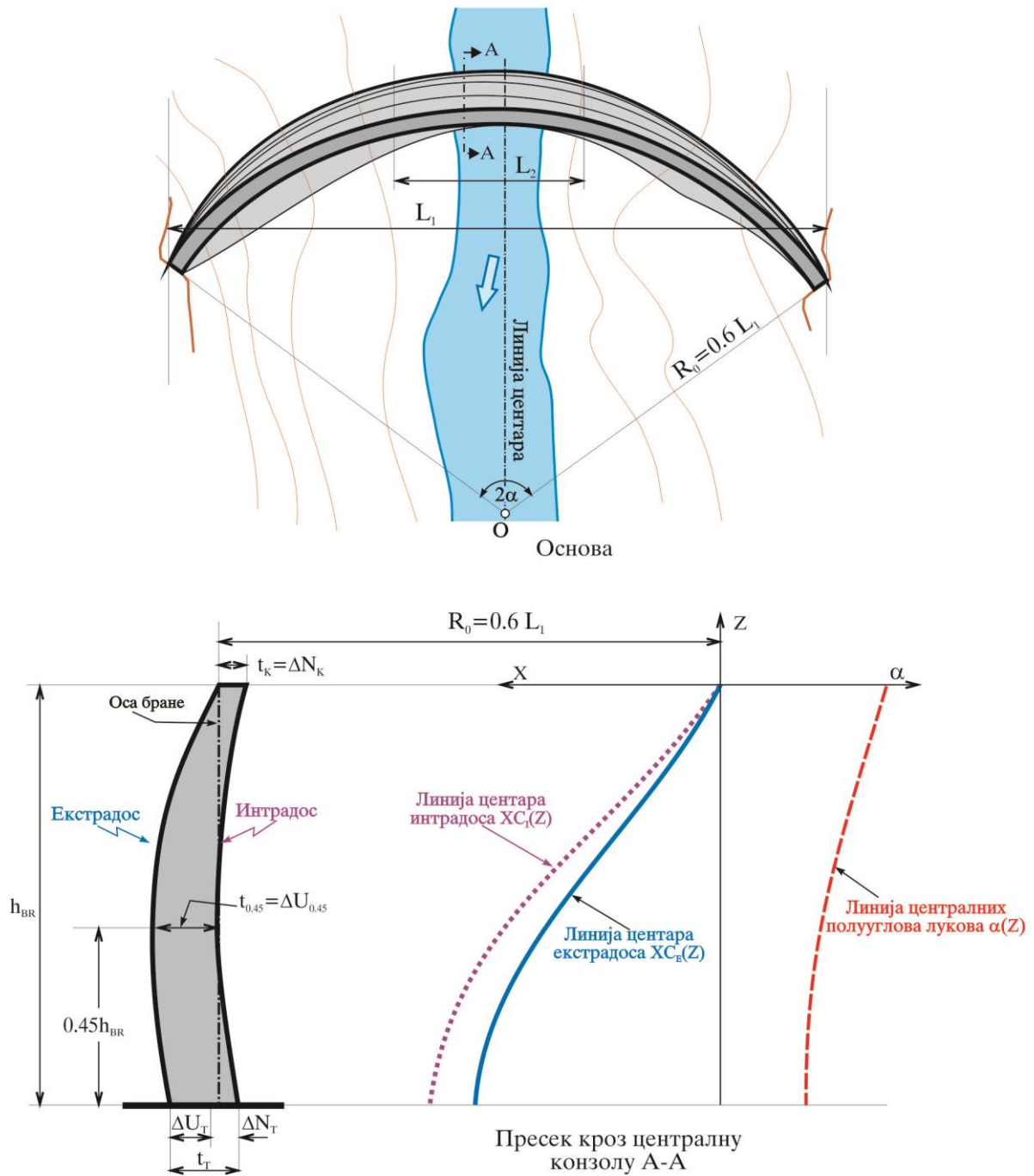
У почетним фазама пројектовања (генерални пројекат и прва фаза идејног пројекта), може се применити “*искуствена метода*“ за прелиминарну процену димензија и облика, као и за уклапање у терен лучне бране са једном линијом центара (U.S.A. Corps of Engineers 1994 и USBR–Boggs 1977). Ова метода може да послужи и као почетна “итерација“ при коначном обликовању и димензионисању бране. Прво се за разматрану висину бране, h_{BR} , са топографске подлоге преградног места (сл. 6.5) одреде ширина долине на коти круне бране, L_1 , и ширина L_2 на коти којој одговара 15 % висине бране ($0.15 h_{BR}$). На основу ове три “*основне*“ величине (L_1 , L_2 и h_{BR}), статистичком анализом великог броја изведених брана, развијене су искуствене једначине за процену *дебљине и облика централне конзоле* (највише конзоле, која се обично ослања у дно речног тока).

Дебљина централне конзоле рачуна се у круни, t_K , у темељу (основи), t_T , и у пресеку на висини од $0.45 h_{BR}$ изнад темеља, $t_{0.45}$:

$$(6.1a): \quad t_K = 0.01(h_{BR} + 1.2L_1),$$

(6.1b):
$$t_T = \sqrt[3]{0.0012 h_{BR} L_1 L_2 \left(\frac{h_{BR}}{122}\right)^{\left(\frac{h_{BR}}{122}\right)}}$$

(6.1c):
$$t_{0.45} = 0.95 t_T.$$



Сл. 6.5 Геометријски елементи куполне лучне бране

Оса бране је овде дефинисана као цилиндрична површ, која пролази по луку на узводном лицу – екстродосу дуж круне бране (сл. 6.5). Положај узводне и низводне ивице (лица) конзоле, у односу на осу бране одређује се као:

$$(6.2a): \quad \Delta U_K = 0.0 \quad \text{и} \quad \Delta N_K = t_K,$$

$$(6.2b): \quad \Delta U_T = 0.67 t_T \quad \text{и} \quad \Delta N_T = 0.33 t_T,$$

$$(6.2c): \quad \Delta U_{0.45} = t_{0.45} \quad \text{и} \quad \Delta N_{0.45} = 0,$$

док се као искуствена вредност за полупречник лука на круни препоручује:

$$(6.3): \quad R_0 = 0.6 L_1.$$

Приликом пројектовања, на ситуацији се прво уцрта лук у круни, а затим се одређују лукови на нижим kotaма. Потребно је одредити вредност полупречника, централног угла и положај центра за сваки од лукова, тако да лук додирује долину у тачкама ослонаца на одговарајућим изохипсама, као и да пролази кроз тачку централне конзоле (на разматраној коту). На крају се цртају линије полупречника, централних углова и центара за екстродос (узводно лице) и интрадос (низводно лице), па се све димензије и облици додатно дотерују, како би се добиле глатке линије. Свака неправилност – скоковитост у контури бране изазива и скоковитост у напонском стању (концентрације напона), па је треба “изгладити“. Детаљан опис целог поступка дат је у литератури (U.S.A. Corps of Engineers 1994 и USBR–Boggs 1977).

Треба приметити да су на ослонцима веће концентрације напона, него у “слободним“ деловима лука, па је зато често потребно и повећати дебљину лука у зони ослонаца. Могуће је и решење код кога су лукови на вишим kotaма, који су мање оптерећени, константне дебљине, док се лукови на нижим kotaма (који су више оптерећени) шире у зони ослонаца (USBR 1966).

* * *

Исправан прорачун лучних брана омогућава да се добије сигурна и економична конструкција. Зато је, упоредо са обликовањем бране, неопходно проверити да ли напони и померања (који проистичу из разматраног облика бране), задовољавају услове носивости и стабилности конструкције. Иста оптерећења која делују на гравитациону брану, делују и на лучну брану (хидростатичка, хидродинамичка, нанос, лед, земљотрес и сл.), само се другачије преносе кроз објекат до ослонаца. Уз то, овде је израженији утицај од температуре на напонско стање него код гравитационих брана (напони услед температурних утицаја додају се на напоне од “спољног“ оптерећења), а знатно мање је изражен утицај узгона. За прорачун напонско–деформацијског стања, у новије време се примењује метода *коначних елемената*. За почетне фазе пројектовања могу се користити и неке од приближних метода, као што су, метода *једне конзоле и више лукова*, или метода *више конзола и више лукова* (Петровић и Кузмановић 2000, Smith 1995). Код ових метода се претпоставља да од оптерећења делује само хидростатички притисак, што је у неким случајевима сасвим прихватљиво упрошћење. Један део оптерећења прихвата лук, а други део конзола (конзола, по правилу, “носи“ више оптерећења у доњим деловима бране – ближе темељу, док лукови прихватају више оптерећења у горњим деловима, ближе круни). Први услов из кога се рачунају напони и померања је да збир оптерећења

(притиска) које прима конзола и оптерећења које прима лук у *заједничкој (пресечној) тачки разматраног лука и конзоле* буде једнак хидростатичком притиску у тој тачки. На основу једнакости радијалног померања лука и конзоле у заједничкој тачки, долази се до другог услова, који, заједно са првим, омогућава да се образује систем једначина за решавање проблема. Занимљиво је напоменути да су многе лучне бране у првој половини прошлог века рачунате применом једноставне котловске формуле, уз корекциони фактор, дефинисан преко теорије еластичности (Smith 1995, Пећинар 1960). Код лучних брана се, уместо провере сигурности против клизања, ради много сложенији прорачун коефицијента сигурности против “ишкољкавања“, где се разматра смицање по сложеним клизним површинама у падинама долине у зони опораца лукова (Петровић 2002).

Као и у случају гравитационе бране, и код лучне бране се мора водити рачуна о термичком ширењу при везивању бетона, па се бетонира са прекидима, да би се омогућило расипање топлоте свеже избетонираног блока, без појаве прслина. Вертикалне разделнице (спојнице) између ламела остављају се незапуњене све до потпуног очвршћавања бетона. За разлику од гравитационих бетонских брана, ламеле лучних брана *морају* да пренесу оптерећење с једне на другу и тиме постигну лучно дејство, па се разделнице затварају – инјектирају цементним малтером. Заливање разделница се, по правилу, врши у време ниских температура, када се бетон у ламелама скупи што је могуће више, тако да накнадно ширење, када се температура повиси, може да изазове само напоне притиска (нека врста термичког преднапрезања). (Увек се тежи да се код неармираних конструкција избегне затезање и настанак прслина.)

Посебну пажњу треба посветити *обradi темеља*. Одговарајућим обликом и дужином ископа треба обезбедити да се брана правилно ослони на здраву стену и то под одговарајућим углом (сл. 6.3). Код лучних брана, готово увек се врши консолидационо инјектирање темеља, ради повећања чврстоће и ради попуњавања прслина, чиме се постижу мање деформације и онемогућава испирање материјала. Код извођења и одржавања лучних брана, неопходно је постићи и одржати захтевани квалитета бетона, с обзиром да је бетон у лучној брани много више “ангажован“ (искоришћен), него код гравитационих брана.

* * *

Лучне бране су најмање осетљиве на преливање, па се код њих евакуациони органи димензионишу на мањи протицај него код других типова брана (обично се димензионишу на 1000-годишњу велику воду). Ипак, треба водити рачуна да лучне бране нису најприкладније за евакуацију великих вода. На делу бране изнад преливне ивице (сл. 6.1 и 6.2) лук је прекинут, па тај део конструкције “ради“ као гравитациона брана. Ово значи да висина преливног млаза не сме бити велика, ако се жели економична конструкција, па се код витких лучних брана избегавају преливи са уставама. Понекад је немогуће постићи евакуацију рачунског протицаја на лучној брани (преградни профил може бити превише узан, а преливни млаз због наведених конструктивних услова мора да буде ограничене висине), па се у том случају мора размотрити решење са бочним или шахтним преливом (XIII), или са гравитационим типом бране. О евакуационим органима лучних брана говориће се опширније у поглављу XIII.

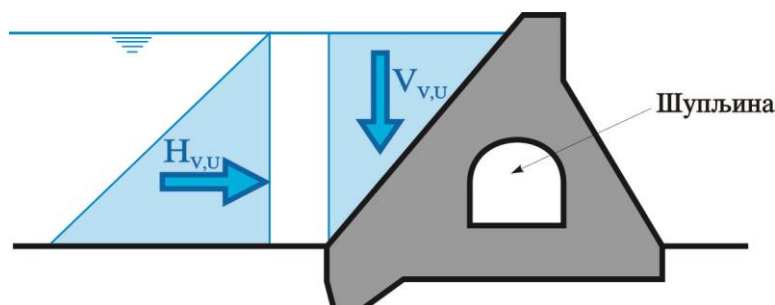
Кроз тело лучне бране често се постављају “отвори“, као што су галерије (инјекционе, дренажне, приступне), цевоводи довода за кориснике, цеви темељног испуста (сл. 11.13b) и испуста за гарантовани еколошки протицај (биолошки минимум). Положај и величина отвора не сме да изазове неповољно напонско стање у брани.

* * *

За лучну брану је потребно око пет пута мање бетона у односу на гравитациону брану исте висине, па је јасно да је у узаним долинама са “добром“ (чврстом и неиспуцалом) *стен*ом у *ослонцима*, лучна брана боље решење. Шта више, лучна брана је за узане долине чврстих падина често најјекономичније решење (и када се пореди са осталим типовима брана), премда треба напоменути да сложени облик куполе може значајно повећати трошкове при бетонирању, а посебно много може да кошта *стабилизација* (или санација) *бокова* долине, уколико се за тим укаже потреба.

VI.2 КОНТРАФОРНЕ И ОЛАКШАНЕ БРАНЕ

Поред сопствене тежине, G_B , код **олакшаних** (сл. 6.6) и **контрафорних** брана (сл. 6.7), клизању и претурању се супротставља и *вертикална компонента хидростатичке силе* – тежина воде изнад закошеног узводног лица, $V_{v,u}$ (видети дискусију о типу пресека гравитационих бетонских брана и сл. 5.36). Због те заједничке особине се ова два типа брана понекад сврставају у исту групу.

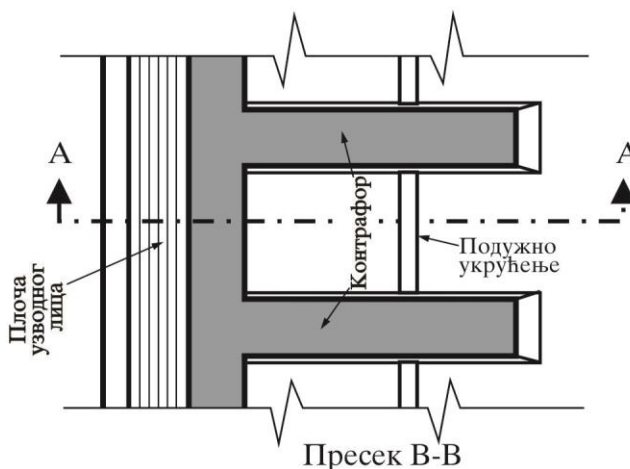
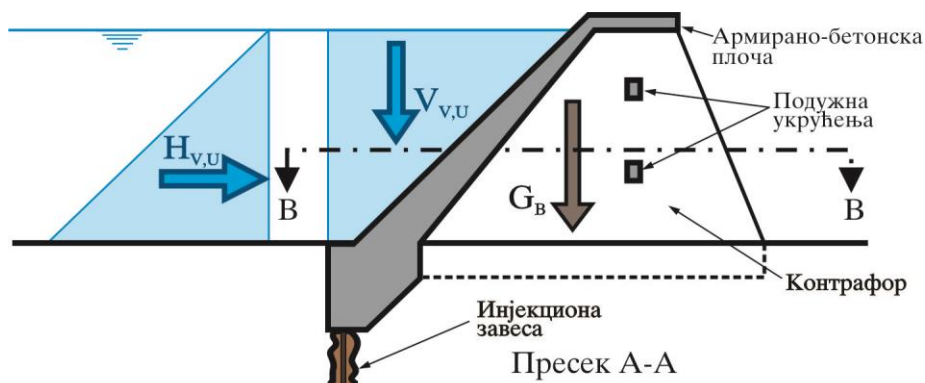


Сл. 6.6 Олакшана брана

Како и сам назив говори, из тела олакшане бране је “изостављена“ знатна количина материјала (сл. 6.6)¹. И контрафорна брана се може замислити као “олакшана”. Од масивне гравитационе бране остали су контрафори – зидни носачи и армирано бетонске плоче узводног лица (сл. 6.7), чиме је укупна маса бране знатно смањена (у просеку око три пута у односу на одговарајућу гравитациону брану). Понекад и контрафори могу бити шупљи (сл. 6.10).

Велику предност олакшаних брана у односу на гравитационе представљају *мањи напони у темељу*, јер је смањено оптерећење, а повећана ширина темељне спојнице. Код контрафорних брана објекат се може фундирати на темељима контрафора, чиме се битно смањује површина оптерећена узгоном, али се зато повећавају напони у темељној спојници.

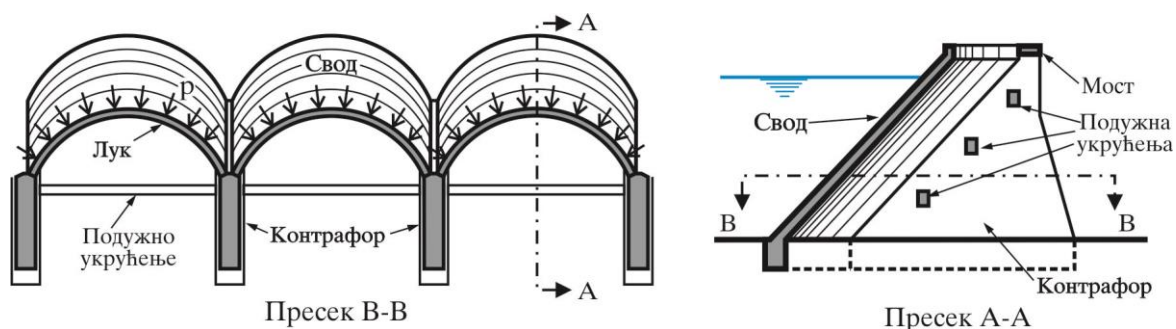
¹ Свака већа брана има у себи галерије и шахтове, али су то релативно мали отвори у односу на запремину целе бране.



Сл. 6.7 Контрафорна брана

Поред наведених добрих страна, олакшане и контрафорне бране имају и доста недостатака:

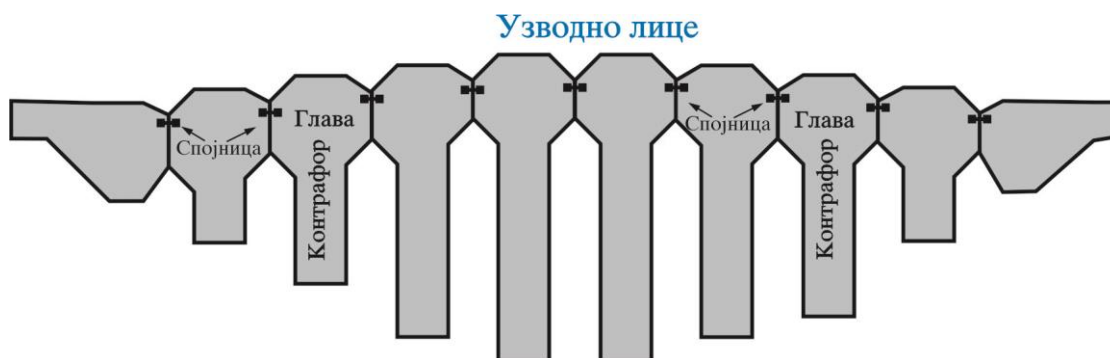
- 1) Иако је укупна маса бетона знатно мања него за класичну гравитациону брану, *радови по кубичку бетона су скупљи*, јер је потребна сложена оплата (и армирање код контрафорних брана), што условљава веће трошкове, као и бројнију и квалификованију радну снагу.
- 2) Бране са армирано бетонским платнима су *осетљивије и краћега века* од гравитационих брана, с обзиром на тип конструкције и опасност од корозије арматуре.



Сл. 6.8 Вишелучна брана

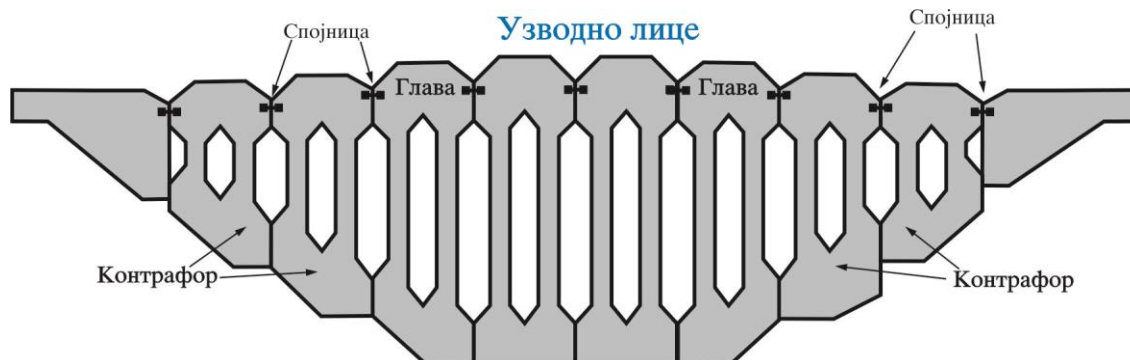
Код **вишелучних брана** (сл. 6.8), уместо армирано–бетонског платна између контрафора се постављају сводови, што значајно смањује количину арматуре, али повећава сложеност изградње.

Масивне контрафорне бране, код којих је узводно лице образовано од задебљања самих контрафора (тзв. “главе” контрафора, сл. 6.9) лишене су затежућих напона (на узводном лицу), па се “главе” граде од неармираног бетона (што је значајна предност у односу бране са равним застором, сл. 6.7), али се на овај начин повећава тежина бране. Тежина се може смањити “ошупљавањем” контрафора (тзв., Марчело тип бране, сл. 6.10), чиме се, с друге стране, додатно усложњава извођење радова на бетонирању.



Сл. 6.9 Основа контрафорне бране са појачаном узводном главом

Контрафорним бранама потребна су *подужна укрућења* између контрафора (сл. 6.7 и 6.8), да би се обезбедиле од оптерећења у подужном правцу (сеизмичке силе, на пр.).



Сл. 6.10 Основа контрафорне бране са ошупљеним контрафорима – Марчело типа

ЛИТЕРАТУРА:

- Novak, P. et al., (1996), "Hydraulic Structures", E&FN SPON.
- Петровић, П.С., (2005), "Хидротехничке конструкције", Трећи део – Бране, Грађевински факултет Универзитета у Београду, БЕОГРАД.
- Петровић, П.С. и Кузмановић, В.М., (2000), "Хидротехничке конструкције, примери примене VI (са теоријом)", Грађевински факултет Универзитета у Београду, БЕОГРАД.
- Пећинар, М., (1960), "Хидротехничке конструкције – бране", Издање удружења студената Грађевинског факултета, БЕОГРАД.
- Smith, D.C, (1995), "Hydraulic Structures", University of Saskatchewan.
- Thomas, H.H. (1976), "The Engineering of Large Dams", Wiley, Chichester.
- USBR - Boggs, H.L., (1977), UNITED STATES DEPARTMENT OF THE INTERIOR, BUREAU OF RECLAMATION, "Guide for Preliminary Design of Arch dams", Engineering Monograph No.36.
- USBR, (1966), UNITED STATES DEPARTMENT OF THE INTERIOR, BUREAU OF RECLAMATION, "Concrete Dams CHAPTER 1, Arch dams", Design standard No.2.
- U.S.A. Corps of Engineers, (1994), "Arch Dam Design", Engineering Manual EM 1110-2-2201.
- Creager, W.P et al.,(1961), "Engineering For Dams", John Wiley and Sons.

VII

НАСУТЕ БРАНЕ

Насуте бране, представљају најраспрострањенији тип брана. Граде се *контролисаним насипањем и збијањем* локално доступног материјала, а спољним силама се одупиру сопственом тежином. Насуте бране могу се схватити као *високи насипи* који су стално у додиру са акумулисаном водом, са свим допунским конструктивним особеностима које висина и стални додир са водом намећу.

Предности и мане насutih брана назначене су у поглављу IV. Велика предност насutih брана у односу на бетонске је што се граде од *локално доступних материјала*, уз потпуно *механизовано уграђивање*, па су трошкови по јединици запремине бране знатно нижи у односу на бетонске бране. С друге стране, запремина насуте бране је већа од запремине алтернативне бетонске бране. (Запремина земљане бране је $6 \div 8$ пута већа, а камене $4 \div 5$ пута већа од запремине одговарајуће гравитационе бетонске бране.) Друга предност је што насуте бране *преносе оптерећење на тло преко знатно веће површине* него бетонске, *чиме се значајно смањују напони у тлу*. Уз то, насуте бране су и *мање осетљиве на слегање темеља* од бетонских брана. Зато су насуте бране често једино решење за слабо носиво и стишљиво тло у темељу.

Највећа мана насutih брана је велика *осетљивост на ерозију услед деловања воде*.

Основна подела насutih брана је на:

- 1) **Земљане** бране и
- 2) Бране од **камена** (каменог набачаја).

Насуте бране су се највише градиле, али и најчешће рушиле. Три најчешћа узрока рушења су:

- 1) **Преливање**, праћено спољашњом ерозијом низводне косине и круне насипа.
- 2) **Испирање** материјала тела (насипа) и/или темеља—унутрашња ерозија, која у коначном стадијуму образује велики отвор (тзв., “пробој” или “продор”) кроз тело,

односно темељ конструкције. Испирање се најчешће јавља дуж такозваних “привилегованих” путева провирања, који се обично образују на контакту насипа и бетонске конструкције или темеља, или кроз попречне пукотине које се отварају услед неједнаког слегања појединих делова насипа.

- 3) **Клизање низводне косине**¹, које најчешће настаје због неподвижено високог порног притиска у насипу или темељу (до чега може доћи услед неподвиженог провирања, или уграђивања материјала насипа при влажности која је већа од оптималне), а понекад и због сеизмичког удара.

При пројектовању, изградњи и одржавању насутих брана морају се применити све расположиве мере и поступци за отклањање наведених узрока.

VII.1 ПРЕЛИВАЊЕ И ПОВРШИНСКА ЕРОЗИЈА

Никакве мере ни правила не помажу у случају да се брана прелије. Уколико је преливање довољно дуготрајно, настаје ерозија косина и круне, па је рушење бране неминовно². Једина делотворна мера је да се преливање спречи, а то се постиже:

- 1) *Исправном проценом меродавног таласа велике воде* – таласа од кога се објекат брани и према коме се димензионишу евакуациони органи (објекти).
- 2) *Правилним избором, димензионисањем и обликовањем, изградом, управљањем и одржавањем евакуационих органа.*

О избору меродавног таласа, и димензионисању евакуационих органа говориће се у наредном поглављу. Овде се наводе најважније поставке:

- 1) Ако је подручје низводно од високе насуте бране *насељено*, обавезно треба *димензионисати евакуационе органе на максималну велику воду* (PMF³). Ако је низводно подручје *ненасељено*, па талас изазван рушењем бране не може да угрози људске животе, обично се за меродаван талас усваја 10 000–годишња велика вода, или чак 1000–годишња вода, *ако је то економски оправдано*. У сваком случају је корисно да се између максималног нивоа воде и круне бране остави довољно велики зазор (“freeboard”) и да се на круни подигне висок валобран (слично као код бетонских гравитационих брана). Нашим прописима је предвиђена висина зазора, зависно од висине бране и меродавног таласа (СРПС У.Ц5.020, 1980).
- 2) Због *могућности хаварије устава и уређаја за руковање уставама*, доста пројектаната избегава преливе са уставама (контролисане преливе) код насутих брана и опредељује се за *слободне преливе* (без устава). Ако се уставе користе, морају имати више алтернативних погона и резервна преливна поља, премда ни то не гарантује да ће евакуациони објекат увек бити у оперативном стању. Пројектовање дубинских испуста

¹ Клизање узводне косине ствара озбиљно оштећење, али обично не доводи до рушења, с обзиром да, по правилу настаје при пражњењу акумулције, па нема воде која би изазвала рушење целог насипа.

² Изузимају се бране чија је круна и низводна косина (накнадно) обложена бетонском заштитом, са умирујућим базеном на низводном крају (сл. 8.104).

³ PMF је уобичајена скраћеница према енглеском називу Probable Maximum Flood.

за евакуацију великих вода је изузетно ризично решење и код високих насутих брана се *не препоручује* ни под којим условима.

- 3) Додатни капацитет за евакуацију великих вода може се постићи и помоћним – емергенционим преливом (“fuse–pluge”), као што је објашњено у VIII.9.4, као и облагањем (дела) круне и низводне косине бетонском заштитом (VIII.9.5).

Највећи број рушења високих насутих брана услед преливања догодио се у првој половини 20-ог века, док је број хаварија услед преливања знатно опао у блиској прошлости, с обзиром на све боље познавање хидрологије, као и на придржавање горе наведених правила.

VII.2 УНУТРАШЊА ЕРОЗИЈА

Најчешћи узрок рушења или оштећења “савремених“ насутих брана је **унутрашња ерозија**. Унутрашња ерозија је посебно опасна код земљаних брана. Ерозија настаје *одношењем честица некохерентног (невезаног) материјала које не могу да се одупру хидродинамичкој сили провирне воде*¹. Испирањем се образују отвори – “пролази“ кроз тело или темељ бране. (Ови “пролази“ могу настати и услед пукотина у насипу.) Пролазе вода временом проширује, док коначно не дође до “пробоја“ и рушења (дела) конструкције. Унутрашња ерозија обично се јавља као:

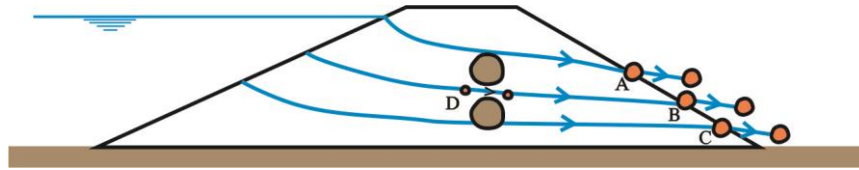
- 1) *Испирање* (суфозија) и
- 2) *Подизање* (флуидизација).

VII.2.1 Испирање – суфозија

Провирна вода односи (из насипа или темеља бране) честице тла које *немају ослоњаца иза себе*, а својом тежином се не могу одупрети сили тока која их гура низводно. Ова појава се назива *испирање – суфозија*. Може бити испрана честица на низводној косини, иза које нема честица да је подупру (честице А, В, и С на сл. 7.1), или честица из унутрашњости насипа или темеља (честица D), која је сувише ситна да би је околне крупније честице могле заклонити и задржати (тј., она може да се креће кроз простор – поре између суседних честица). Овај други вид испирања се редовно јавља на додиру слојева ситнозрног и крупнозрног материјала (наравно, уколико је смер филтрације ка крупнозрном слоју).

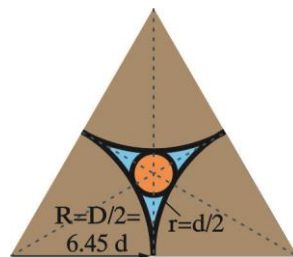
Испирање једне фракције честица из бране или темеља не мора увек да буде опасно. Ситније честице могу бити испране из хетерогене мешавине без нарушавања стабилности објекта, *ако преостале честице нису угрожене резултујућим повећањем брзине провирања воде и ако су одржале подупрт систем* (тј., ако честице налажу једне на другу). У оваквом случају, *првобитно мутна провирна вода ће се избистрити* кад све ситне честице буду испране. Напротив, *повећање мутноће и провирног протицаја*, значи да је ерозија добила на интензитету (да се испира све већи број честица), па ће, ако се нешто не предузме, доћи до потпуног испирања тла, и рушења објекта.

¹ Унутрашња ерозија може настати и код везаног материјала ако постоји могућност да кохезионе силе ослабе, услед дисперзивности.



Сл. 7.1 Суфозија кроз насип бране

На слици 7.2 је приказан “критични“ однос пречника честица (зрна) при коме може да настане суфозија у хетерогеном тлу. Претпостављено је да су честице сферичног облика, па ситнија честица пречника $d=2r$ може да се ослони на суседне крупније честице пречника $D=2R$ само ако је $D \leq 6.45 d$. У противном ће ситнија честица бити испрана (наравно, уколико је хидродинамичка сила довољно велика да је покрене). Наведена “процена“ је оријентациона, с обзиром да у реалном тлу честице (зрна) нису сферичне, па је и поменути однос другачији и у многоме зависи, како од облика, тако и од положаја (оријентације) зрна у односу на правац провирања (филтрације).



Сл. 7.2 Испирање сферичних честица

Да би дошло до померања честице унутар разматраног тла, **хидродинамичка сила** која делује на честицу мора бити способна да је *помери и понесе*. Хидродинамичка сила сразмерна је градијенту филтрације, I , који, према Дарсијевом закону, одређује филтрациону брзину, u ¹. Градијент филтрације представља пад (нагиб) пијезометарске линије дуж провирног пута, а у пракси се често апроксимира количником пијезометарске разлике, $h = -\Delta\Pi$, и дужине провирног пута, $L = \Delta l$, на коме се разлика h оствари (сл. 7.4):

$$(7.1): \quad \frac{u}{K} = I = -\frac{d\Pi}{dl} \approx \frac{-\Delta\Pi}{\Delta l} = \frac{h}{L},$$

где је K , коефицијент филтрације (водопрпусности), а знак “-“ испред извода означава да пијезометарски ниво, $\Pi(l)$, опада у смеру течења.

¹ Дарсијева филтрациона брзина, u , у једначини 7.1 је фиктивна брзина. Стварна брзина је $V = u/p$, где је “ p ” порозност. За порозност $p \approx 0.2$, стварна брзина провирне воде у порама је око пет пута већа од фиктивне филтрационе брзине, $V \approx 5u$.

Опасност да честица одређене крупноће буде испрана расте са повећањем градијента, I , а вредност градијента при којој долази до суфозије разматраног тла назива се **критични градијент филтрације против суфозије**, I_{KR}^S . Критични градијент зависи од особина тла и одређује се лабораторијски, а оријентационе вредности (као и оријентационе вредности коефицијента филтрације) према америчком истраживачу Лејну, дате су у табели 7.1 (Novak 1996, Пећинар 1960).

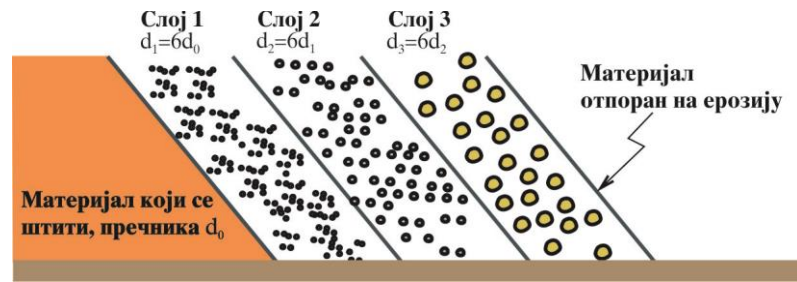
Материјал	$I_{KR}^S = h / L$	K (m / s)
Прашина и ситан песак	1 / 8.5	$10^{-3} \div 10^{-4}$
Средњи песак	1 / 6.0	$10^{-2} \div 10^{-3}$
Средњи шљунак	1 / 3.5	$10^{-1} \div 10^{-2}$
Шљунак са облацима	1 / 2.5	$> 10^{-1}$
Мека глина	1 / 3.0	$10^{-6} \div 10^{-8}$
Тврда глина	1 / 2.0	$< 10^{-8}$

Таб. 7.1 Оријентационе вредности критичног градијента филтрације на испирање (суфозију) и коефицијента филтрације

Да би се избегла суфозија, неопходно је да вредност *оствареног* (стварног) *градијента* филтрације буде мања од *критичне вредности*, у свим условима експлоатације и изградње ($I < I_{KR}^S$). Уз то, на сличан начин као и код процене стабилности бетонских брана, и овде се уводи додатна сигурност, која се изражава преко захтеваног коефицијента сигурности, $K_{S,min}$. Потребно је да остварени коефицијент сигурности буде већи од захтеваног ($K_S = I / I_{KR}^S > K_{S,min}$). О мерама за смањење градијента провирања, I , биће речи касније, у делу VII.6.

Опасност од суфозије тла опада са повећањем збијености (смањењем порозности). Збијањем се зрна тла међусобно примичу, а постиже се и слојевита оријентација зрна плочастог облика, чиме се смањује простор кроз који могу да се провуку ситније честице између крупнијих.

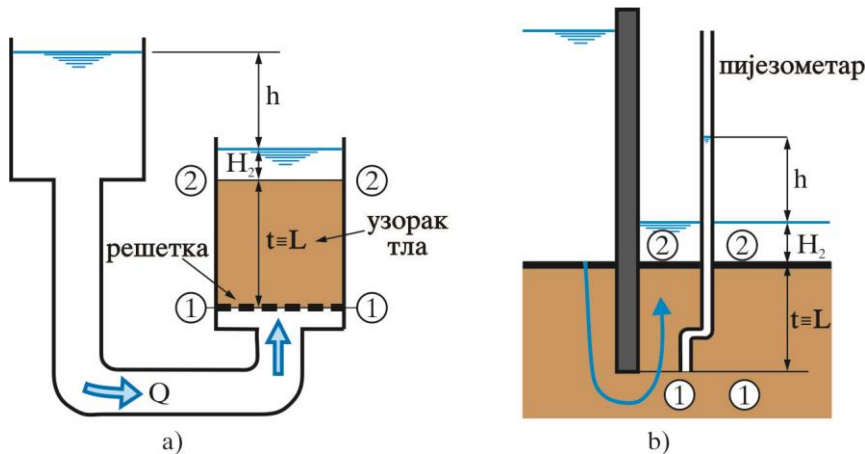
Збијање, по правилу, није довољно, па се угрожени материјал насипа редовно штити **филтрима**. Филтар служи да онемогући испирање ситних честица кроз поре између крупних честица у суседној зони – слоју. Филтар чине слојеви различите крупноће зрна. Крупноћа зрна расте идући у смеру тока воде, тако да материјал из претходног (узводног) слоја не може бити испран кроз наредни (низводни). Најузводнији слој филтра (од најситнијег зрна) обезбеђује непосредну потпору за материјал који се штити (сл. 7.3), следећи слој штити претходни и тако редом до филтрационо стабилног слоја, где је уграђен материјал коме крупноћа обезбеђује стабилност за разматране услове течења ($I = h/L < I_{KR}^S / K_{S,min}$). О филтрима ће се детаљније говорити у делу VII.6.1.



Сл. 7.3 Принцип филтарске заштите

VII.2.2 Флуидизација – подизање

Флуидизација (подизање, ликвифакција, “кључање”, “течење”) тла настаје када хидродинамичка сила воде која се креће навише постане већа од тежине тла (односно, када ефективни напон у тлу постане једнак нули). Тло у потпуности губи носивост – долази до раздвајања честица тла.



Сл. 7.4 Флуидизација тла

Услови за настанак флуидизације могу се сагледати са слике 7.4. На слици 7.4а је експериментална апаратура за процену **критичног градијента филтрације против флуидизације**, I_{KR}^F , док слика 7.4b приказује флуидизацију тла низводно од прибоја. Дебљина узорка, t , (сл. 7.4a), односно дубина прибоја (t , на сл. 7.4b) представља филтрациони пут воде кроз тло између пресека “1” и “2” ($t \equiv L$, из једначине 7.1). Пијезометарска разлика, h , између ових пресека омогућава води да савлада отпор течењу дуж филтрационог пута, t , а уједно ствара и хидродинамичку силу која ће, ако постане довољно велика, покренути – подићи честице тла. Вредност пијезометарске разлике при којој почиње флуидизација је критична разлика, $h = h_{KR}$, а одговарајућа вредност хидрауличког градијента је критични градијент против флуидизације, I_{KR}^F .

Критична пијезометарска разлика и критични градијент на флуидизацију се одређују из услова равнотеже сила које делују на масу тла и воде унутар запремине између пресека “1” и “2” у тренутку подизања тла ($h = h_{KR}$). Када хидродинамичка сила покрене честице тла, ове више неће налегати на решетку на коју је узорак (био) ослоњен (сл. 7.4a), па ће изостати

реакција којом решетка делује на узорак. Зато ће при флуидизацији, на масу узорка између пресека “1” и “2” деловати само сила тежине узорка и силе притиска воде:

$$(7.2): \quad A \gamma_V H_2 + A \gamma_Z t = A \gamma_V (h_{KR} + H_2 + t), \text{ одакле је:}$$

$$(7.3): \quad (\gamma_Z - \gamma_V) t = \gamma_V h_{KR},$$

где је: γ_Z = запреминска тежина тла у засићеном стању, а A = површина попречног пресека кроз који провире вода. Према јед. (7.3), флуидизација (подизање честица тла) настаје ако је:

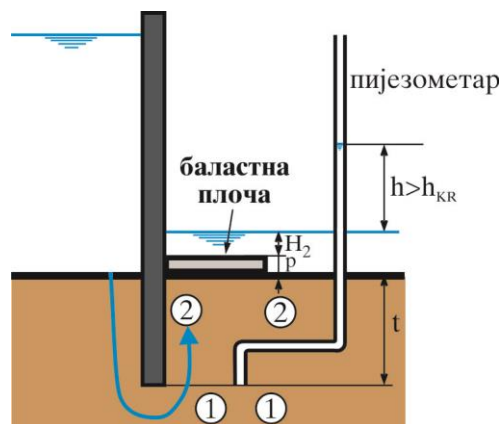
$$(7.4): \quad h \geq h_{KR} = \frac{\gamma_Z - \gamma_V}{\gamma_V} t,$$

односно, ако је достигнут *критични градијент* против фуидизације:

$$(7.5): \quad I \geq I_{KR}^F = \frac{h_{KR}}{t} = \frac{\gamma_Z - \gamma_V}{\gamma_V}.$$

Једначина (7.5) претставља апроксимацију, која у случају значајније неуједначености пречника зрна тла, може битно потценити стварни критични градијент (Капор 2011, Вуковић и Пушић 1986), па је за више фазе пројектовања неопходно користити експеримент. Уз то, треба имати на уму да при сложенем струјању у нехомогеној и/или анизотропној средини, локално може доћи до појаве знатно већих градијената од вредности које се добијају прорачуном. Зато се филтрациона стабилност често обезбеђују захтевањем високих вредности коефицијента сигурности ($K_F = I_{KR}^F / I > K_{F,min}$). Нонвајлер препоручује минималне вредности коефицијента сигурности у опсегу од $K_{F,min} = 4 \div 7$ (мање вредности за шљунак, а веће за ситан песек).

Да би се подизање спречило, неопходно је угрожено тло заштити баластном облогом која ће неутралисати “вишак” пијезометарске разлике, $h - h_{KR}$ (сл. 7.5).



Сл. 7.5 Баласт

Минимална дебљина баластне облоге (слоја), p (потребна да се спречи флуидизација), добија се из равнотеже сила (сл. 7.5):

$$(7.6): \quad A \gamma_V H_2 + A \gamma_Z t + A \gamma_P p = A \gamma_V (h + H_2 + t + p),$$

односно:

$$(7.7): \quad p = \frac{\gamma_v h - (\gamma_z - \gamma_v) t}{\gamma_p - \gamma_v},$$

где је γ_p = запреминска тежина баластног слоја у засићеном стању. С обзиром да је:

$$h_{KR} \gamma_v = (\gamma_z - \gamma_v) t,$$

(према једначини 7.4) добија се:

$$(7.7a): \quad p = \frac{\gamma_v (h - h_{KR})}{\gamma_p - \gamma_v}.$$

Ако се за баластну облогу користи *бетонска плоча*, иста мора бити *порозна* или *перфорирана*, иначе се притисак воде испод плоче (узгон) додатно повећава, што може да доведе до испливавања плоче. (Ово повећање притиска обезбеђује енергију за савладавање отпора при опструјавању испод плоче.) Испирање ситнијих честица тла кроз отворе бетонске плоче треба спречити одговарајућом филтарском заштитом између плоче и тла које се штити. Обично се код насутих брана, за осигурање ножице, уместо баластне бетонске плоче, користи баластна облога у виду каменог набачаја са филтром (сл. 7.29).

Понекад је корисно проверити сигурности на испливавање и за *хоризонталне дренаже* фундиране на алувиону у низовдој косини (сл. 7.26 и 7.29).

* * *

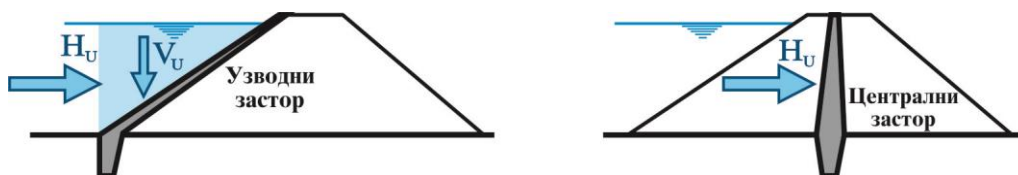
Значајно повећање притиска настаје ако се изнад водопрпусног слоја налази слабопропусни “покривни” слој. Слично, као и код баластне плоче, и овде се на додиру пропусног и непропусног (односно, слабопропусног) слоја јавља допунски “надпритисак”, потребан да омогући филтрацију кроз слабопропусни слој, услед чега може доћи до подизања покривног слоја – тзв. издизања, испливавања тла (сл. 7.20).

VII.3 АНАЛИЗА СПОЉНИХ СИЛА

Насуте бране трпе иста спољна оптерећања као и бетонске бране, само их преносе на другачији начин. Битне разлике у односу на бетонске бране су:

- 1) **Хидростатички притисак** не делује на спољну површину бране као целине. Притисак делује на сваку *честицу* тела бране појединачно, *смањујући јој запреминску тежину* (према Архимедовом закону). Ако постоји вододрживи застор, онда на њега делује сила хидростатичког притиска, као и на сваку другу вододрживу површину (сл. 7.6).
Услед неподвиженог провирања, или уграђивања (збијања) материјала при влажности која је већа од оптималне, у појединим деловима насипа (најчешће глиеном језгру) може настати знатно виши **порни притисак** од предвиђеног, чиме се умањује стабилност насипа.

- 2) **Филтрационе хидродинамичке силе** са тенденцијом испирања (суфозије) и подизања (флуидизације), *битно утичу на стабилност* бране и темеља, како је објашњено у претходном делу.
- 3) Површинска ерозија услед **деловања таласа** може да оштети насип, па се *не сме дозволити да таласи преливају круну бране*. Зато се на круни гради валобран, а део површине узводне косине који може бити угрожен ударима таласа (у распону од минималног радног нивоа, Z_{min} , до круне бране), мора се заштитити (бетонским плочама или крупном каменом наслагом, на пр.).



Сл. 7.6 Хидростатички притисак на застор насуте бране

- 4) **Сеизмичке** инерцијалне силе су опасне као додатни подстицај за појаву клизања косина и темеља.
- 5) Нема статичке силе од **леда**, јер је брана довољно деформабилна да амортизује оптерећење од ширења леда, а пошто се санте крећу ка преливној грађевини (која је увек посебна бетонска конструкција), изостаје и динамички утицај леда на тело насипа бране. Лед једино може неповољно да делује на заштитну облогу косине.
- 6) **Тежина** доприноси стабилности бране, тако што ствара *силу трења* и тиме се одупире клизању–смицању. Присуство воде у телу бране смањује ефективну тежину, па је корисно *што више спустити ниво воде у телу бране*–што више оборити положај провирне линије.

VII.4 ПРОВИРАЊЕ КРОЗ БРАНУ И ПРОВИРНА ЛИНИЈА

Провирна линија (филтрациона линија, фреатичка линија) представља линију слободне површине воде у насипу (телу бране). Познавање положаја провирне линије омогућава да се:

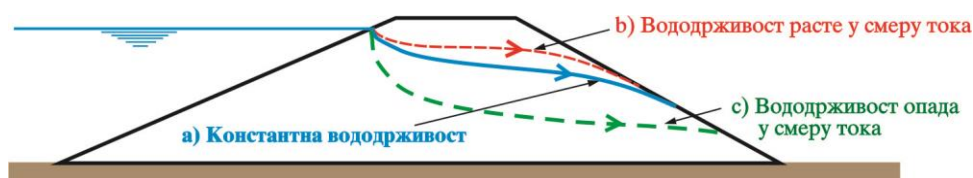
- 1) Утврди ефективна тежина свих делова тела бране.
- 2) Одреди оптимално место за дренажу и филтре.
- 3) Процени протицај провирне воде (филтрациони протицај), и сл.

Положај провирне линије добија се решавањем једначина филтрације, које се у произвољном случају, не могу аналитички решити. За познате параметре тла и граничне услове, решење се може добити нумеричким моделом, или електричним аналогом (Pinder 1977).

За почетне фазе пројекта користе се приближни поступци, где се, уз одређена упрошћења, примењују *модификована аналитичка решења* једноставних проблема.

Модификације аналитичких решења често омогућавају да се урачуна и утицај *анизотропије* и *нехомогености* (хетерогености) делова – зона бране и темеља.

Хетерогеност насипа одређује положај провирне линије (сл. 7.7) исто као што хетерогеност темеља одређује положај пијезометарске линије испод темеља бетонске гравитационе бране (сл. 5.14). Случај хомогене и изотропне бране на вододрживом темељу приказан је провирном линијом “а” на сл. 7.7.



Сл. 7.7 Утицај хетерогености материјала на положај провирне линије у насипу

Ако вододрживост материјала *расте у смеру тока*, провирна линија ће бити *виша* него код хомогене бране, јер се највећи део енергије губи на низводном делу бране, где је највећа брзина, с обзиром да је најмања површина пора кроз које вода провире (линија “b”). Ако вододрживост *опада у смеру тока*, провирна линија је *нижа*, јер су губици енергије доминантни на узводном делу насипа, где су брзине веће (линија “c”).

У наставку су описане две једноставне методе за одређивање положаја провирне линије: “Касаграндеов поступак” и “Линеарна апроксимација” (Максимовић 1995, Smith 1995, Борели 1980 и Пећинар 1960).

VII.4.1 Касаграндеов поступак за одређивање провирне линије на основу Козенијевог решења

Касаграндеов поступак заснива се на Козенијевом аналитичком решењу, са провирном линијом у виду квадратне параболе (изузев најузводнијег дела где је крива прилагођена граничном услову).

Козенијево аналитичко решење

На слици 7.8 приказано је Козенијево аналитичко решење положаја провирне линије за хомогену брану (брану од хомогеног материјала) фундирану на водонепропустљивом (вододрживом) темељу са хоризонталним дренажом (дренажним тепихом) на низводном крају.

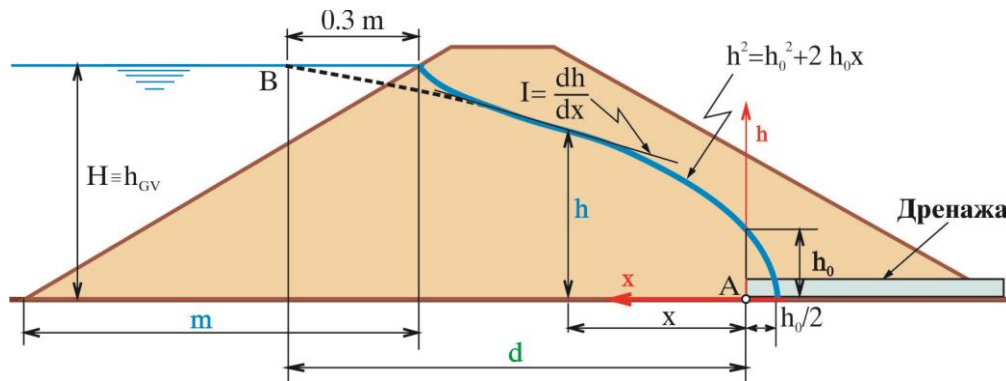
Претпоставља се равански задатак, па је струјање истоветно у свакој попречној пресечној равни управној на осу бране. Провирна линија одређена је преко координата, x и h (сл. 7.8), где је x = хоризонтално растојање, мерено од узводне ивице дрена у смеру ка узводној косини бране, а h = висина провирне линије (формално, пијезометарска разлика тачке на провирној линији и нивоа у дренажу низводно од провирне линије).

Козени је показао (Капор 2011, Батинић 1994, Борели 1980) да је линија провирвања *квадратна парабола* са жижом у тачки “А” на узводној ивици дрена:

$$(7.8): \quad x = \frac{h^2 - h_0^2}{2h_0}.$$

Парабола сече линију слободне површине воде у тачки “В”, удаљеној 0.3 m од пресека слободне површине са узводном косином бране (сл. 7.8). Заменом, $x=d$, и $h=H$, за тачку пресека параболе и нивоа у језеру, добија се:

$$(7.9): \quad h_0 = \sqrt{H^2 + d^2} - d,$$



Сл. 7.8 Козенијево аналитичко решење

Од једначине параболе (јед. 7.8) одступа једино најузводнији део провирне линије.

На основу једначине (7.8) може се проценити протицај провирне воде (филтрациони протицај) по метру дужном насипа, q . Према Дарсијевој једначини (и уз прихватање Дипијево претпоставке) је:

$$(7.10): \quad q = h K I = K h \frac{dh}{dx},$$

а из једначине параболе (7.8) је:

$$(7.11): \quad h = \sqrt{2xh_0 + h_0^2}, \text{ што диференцирањем по } x \text{ даје:}$$

$$(7.12): \quad \frac{dh}{dx} = \frac{h_0}{\sqrt{2xh_0 + h_0^2}} = \frac{h_0}{h}, \text{ па је протицај једнак:}$$

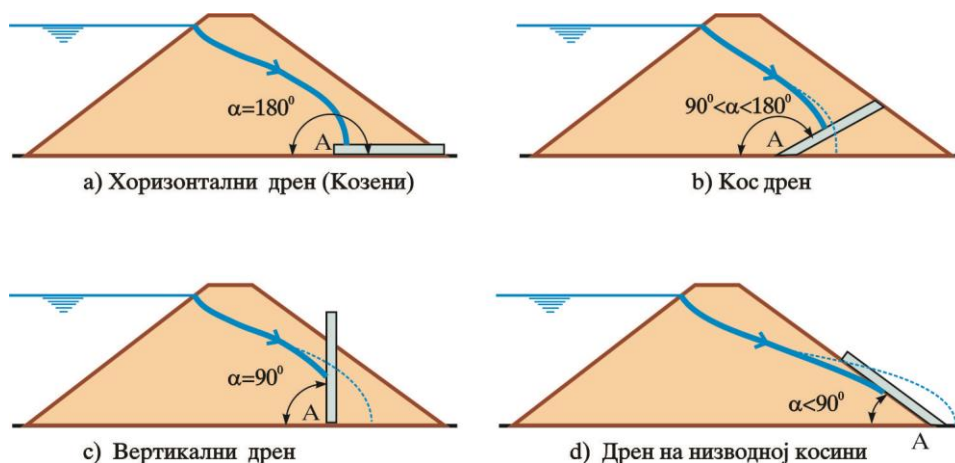
$$(7.13): \quad q = K h_0 = K (\sqrt{H^2 + d^2} - d).$$

Са слике 7.8 је очигледно да се провирна линија спушта (“обара“) померањем дренаже узводно. Овим се повећава стабилност бране против клизања, јер је повећан непотопљен део насипа (који није олакшан порним притиском). Међутим, једначина 7.13 показује да се истовремено повећава и провирни протицај, сразмерно повећању градијента dh/dx , односно повећању висине h_0 , која расте са померањем дренаже узводно (ако $d \rightarrow 0$, онда $h_0 \rightarrow H$, ако

$d \rightarrow \infty$, онда $h_0 \rightarrow 0$). (Да би се смањио протицај провирне воде, дренажу треба померити низводно.)

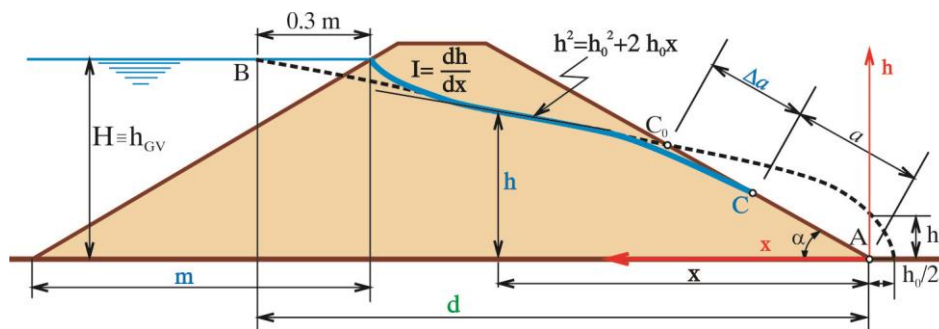
* * *

Касагранде је проширио Козенијево решење за прорачун провирне линије (са хоризонталним дренажом) на случајеве са “произвољним” положајем дрена. Дрен се ротира око тачке “А” за угао α (сл. 7.9).



Сл. 7.9 Могући положаји дрена код Касаграндеовог поступка

Случај d) на слици 7.9 (и 7.10), где је фиктивна дренажа на низводној косини, представља *провирање кроз насип без дрена*. На слици 7.10 уочава се разлика у односу на Козенијево решење. Тачка “С”, где провирна линија излази на низводну косину насипа спуштена је у односу на тачку “С₀”, у којој Козенијева парабола (јед. 7.8) сече низводну косину.



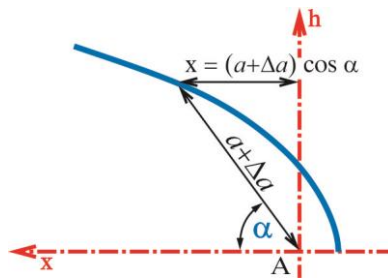
Сл. 7.10 Провирна линија за насип без дрена

Положај тачке С₀ (сл. 7.10) се одређује из пресека једначине Козенијева параболе и праве која пролази кроз координатни почетак “А” под углом α (сл. 7.11):

$$(7.14): \quad a + \Delta a = \sqrt{x^2 + h^2} = \sqrt{x^2 + h_0^2 + 2h_0x} = \\ = x + h_0 = (a + \Delta a) \cos \alpha + h_0,$$

одакле је:

$$(7.15): \quad a + \Delta a = h_0 / (1 - \cos \alpha).$$



Сл.7.11 Једначина параболе у поларним координатама

Положај тачке “С”, односно растојања $a = \overline{AC}$, зависи од угла α и добија се преко искуственог дијаграма из табеле 7.2 (Creager 1961), или се апроксимира формулом (Linsley et al., 1979):

α	30	60	90	120	180
$\Delta a / (a + \Delta a)$	0.36	0.32	0.25	0.17	0.00

$$\Delta a / (a + \Delta a) = (180 - \alpha) / 400,$$

где је угао, α , у степенима.

Таб. 7.2 Зависност односа $\Delta a / (a + \Delta a)$ од угла α

За провирни протицај важи иста формула (7.13) као и код Козенијевог решења:

$$q = K h_0 = K (\sqrt{H^2 + d^2} - d).$$

Описани поступак је применљив само ако су темељи вододрживи. У противном се мора укључити и протицај кроз темељ. (О филтрацији кроз темеље говориће се у делу VII.5.)

Анизотропна средина $K_x \neq K_y$

До сада је разматрана изотропна средина. Међутим, обично је водопропусност (коэффициент филтрације, K) значајно већа у хоризонталном (K_x) него у вертикалном правцу (K_y), било да се ради о насипу тела бране, који се набија у слојевима, или о природно депонованим материјалима у темељу. Зато је потребно претходно описани поступак прилагодити условима анизотропне филтрације.

За прорачун провирне линије у условима анизотропне водопропусности примењује се трансформација дужина у хоризонталном правцу, чиме се *струјање у анизотропној средини*

прсликава (трансформише) у струјање у изотропној средини, на које се могу применити претходно показана решења. Даље ће се назначити природа овакве трансформације.

Проблем је равански. Једначина одржања масе за елементарну запремину јединичне дужине ($dV = dx \times dy \times 1$), при устаљеној филтрацији према Дарсијевим претпоставкама, а при оријентацији оса и брзина као на сл. 7.12, гласи (Капор 2011):

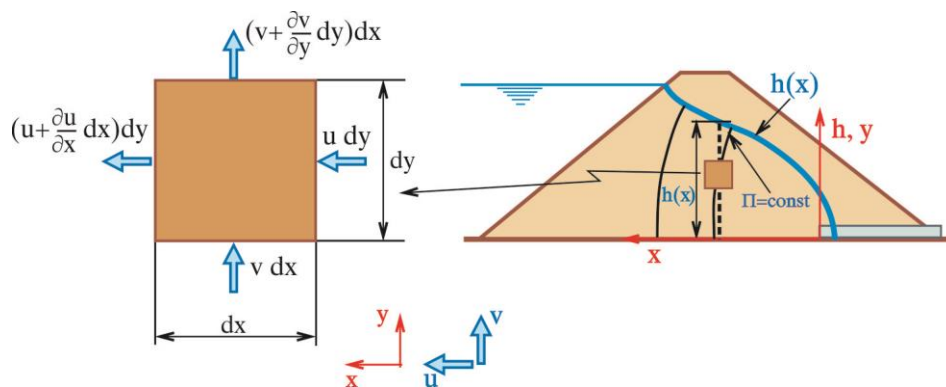
$$(7.16): \quad \frac{\partial u}{\partial x} + \frac{\partial v}{\partial y} = 0,$$

где су: u и v компоненте “Дарсијеве” филтрационе брзине за правце “ x ” и “ y ”:

$$(7.17): \quad u = K_x \frac{\partial \Pi}{\partial x},$$

$$(7.18): \quad v = K_y \frac{\partial \Pi}{\partial y},$$

где је Π = пијезометарска висина – “потенцијал” провирања (сл. 7.12).



Сл. 7.12 Једначина одржања масе за равански проблем

Увођењем потенцијала преко Дарсијевих брзина, u , и v , (јед. 7.17 и 7.18) у једначину одржања масе (7.16) добија се:

$$(7.19): \quad \frac{\partial}{\partial x} \left(K_x \frac{\partial \Pi}{\partial x} \right) + \frac{\partial}{\partial y} \left(K_y \frac{\partial \Pi}{\partial y} \right) = 0,$$

што за хомогену средину ($K_x = \text{const}$ и $K_y = \text{const}$) даје:

$$(7.20): \quad K_x \frac{\partial^2 \Pi}{\partial x^2} + K_y \frac{\partial^2 \Pi}{\partial y^2} = 0.$$

Ако је средина изотропна ($K_x = K_y$) добија се Лапласова једначина по пијезометарској висини, Π :

$$(7.21): \quad \frac{\partial^2 \Pi}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 \Pi}{\partial y^2} = 0, \text{ за коју важи Козенијево решење.}$$

За *анизотропну* средину једначина (7.20) може се преписати као:

$$(7.22): \quad \frac{\partial^2 \Pi}{\frac{K_y}{K_x} \partial x^2} + \frac{\partial^2 \Pi}{\partial y^2} = 0, \text{ односно:}$$

$$(7.21a): \quad \frac{\partial^2 \Pi}{\partial x_*^2} + \frac{\partial^2 \Pi}{\partial y^2} = 0,$$

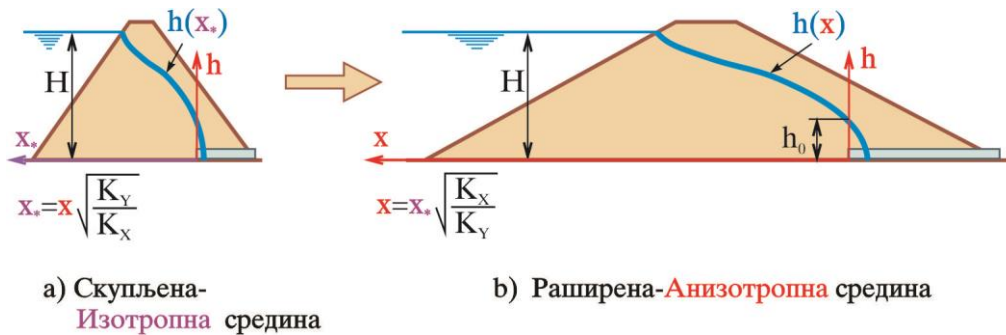
што претставља једначину за *изотропну* средину (јед.7.21), само са *новом независно променљивом* (са новом дужином) у хоризонталном правцу, $x_* = x \sqrt{\frac{K_y}{K_x}}$, уместо првобитне променљиве, x (сл. 7.13).

Линија провирања $h(x_*) = h\left(x \sqrt{\frac{K_y}{K_x}}\right)$ рачуна се по већ описаном Козенијевом решењу:

$$(7.23): \quad h = \sqrt{2x_* h_0 + h_0^2} = \sqrt{2x \sqrt{\frac{K_y}{K_x}} h_0 + h_0^2},$$

с тим што је:

$$(7.23a): \quad h_0 = \sqrt{\frac{K_y}{K_x} d^2 + H^2} - \sqrt{\frac{K_y}{K_x}} d.$$



Сл. 7.13 Трансформација x -координате

Филтрациони протицај, q , процењује се као и у претходном разматрању:

$$(7.10a): \quad q = h K_x I = K_x h \frac{dh}{dx},$$

где се извод dh/dx рачуна из трансформисане Козенијеве параболе (јед. 7.23):

$$(7.24): \quad \frac{dh}{dx} = \sqrt{\frac{K_y}{K_x}} \frac{h_0}{\sqrt{2x\sqrt{\frac{K_y}{K_x}}h_0 + h_0^2}}, \text{ па је протицај једнак:}$$

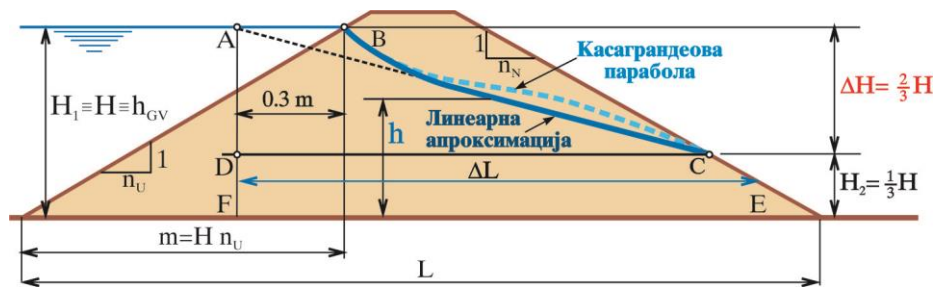
$$(7.25): \quad q = K_x \sqrt{\frac{K_y}{K_x}} h_0 = \sqrt{K_y K_x} h_0 = K' h_0,$$

где је $K' = \sqrt{K_y K_x}$.

VII.4.2 Линеарна апроксимација

Понекад се провирна линија кроз насип без дрена апроксимира правом линијом уместо параболом. Грешка која се при томе чини обично није значајна, па је у доста случајева сасвим оправдано користити ову претпоставку, поготову у почетним фазама пројектовања (Creager et al. 1961).

Разматра се филтрација кроз хомогену изотропну насуту брану на вододрживој подлози (сл. 7.14). Треба проценити *положај провирне линије* и *филтрациони протицај* (по метру дужном бране).



Сл. 7.14 Линеарна апроксимација провирне линије

Искуство са великог броја објеката показује:

- 1) Да провирна линија сече низводну косину (у тачки С) на растојању $H/3$ од темеља.
- 2) Да се провирна линија (већим делом дужине) може апроксимирати правом линијом која спаја тачку С на низводној косини са тачком А, на растојању од $0.3 m$ од тачке пресека нивоа горње воде и узводне косине бране (сл. 7.14).

Протицај, q , се одређује из Дарсијевој једначини:

$$(7.106): \quad q = h K I = h K \frac{\Delta H}{\Delta L}.$$

Са слике 7.14 је очигледно да пијезометарска разлика износи $\Delta H = 2/3 H$. Висина протицајног пресека, h (површина по јединици ширине) се узима као средња висина провирне

линије: $h = \frac{H_1 + H_2}{2} = \frac{1}{2} \left(H + \frac{H}{3} \right) = \frac{2}{3} H$, а дужина провирања, ΔL , као средишна линија трапеза DCEF (Creager 1961):

$$(7.26): \quad \Delta L = L - \left(0.7n_U + \frac{n_N}{6} \right) H .$$

Израз за протицај сада постаје:

$$(7.27): \quad q = K \frac{2}{3} H \frac{\frac{2}{3} H}{\Delta L} = K \frac{4}{9} \frac{H^2}{\Delta L} .$$

Ако су у *анизотропној средини* са коефицијентима филтрације K_x у хоризонталном и K_y у вертикалном правцу, једнако значајне обе компоненте провирне брзине (u и v), за коефицијент K у једначини (7.27) предлаже се, слично као и код израза (7.25):

$$(7.28): \quad K = \sqrt{K_x K_y} ,$$

премда је у том случају поузданије применити Касаграндеову методу (са параболичном провирном линијом).

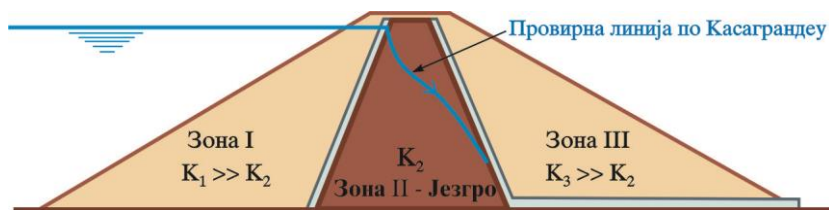
Напомиње се да је овакво осредњавање непотребно (чак и погрешно) ако је доминантан правац струјања хоризонталан. Тада је много боља процена $K \approx K_x$.

VII.4.3 Провирање кроз брану са сложеним – зонираним пресеком

Велика разлика у водопропусности зона

Бране и насипи виши од 15 m најчешће се *не* граде као хомогени објекти (од једне врсте материјала), већ се материјал у насипу **зонира** на погодан начин (део VII.9). Обично се вододржив материјал користи као заптивна преграда – **језгро** за смањење провирања, а око њега се насипа крупнозрнији материјал – **потпора** (са већим углом унутрашњег трења), који је знатно стабилнији на клизање од материјала у језгру, али и знатно мање вододржив.

На сл. 7.15 приказана је филтрација кроз брану са глиненем језгром. Протицај кроз брану диктира уско грло (“контролни пресек”), а то је највододрживија зона (зона са најмањим коефицијентом филтрације), односно језгро (зона II). Ту су отпори течењу велики, па се са расположивом денивелацијом може пропустити релативно мали протицај, што и јесте улога језгра. Тако мали протицај, према једначини континуитета, тече и кроз водопропусне зоне I и III узводно и низводно од језгра, где ствара мале губитке енергије (потенцијала) због великог коефицијента филтрације. Зато је провирна линија у зони I хоризонтална, док зона III практично представља дрен којим провирна вода отиче изван бране (наравно, некад је потребно низводну ножицу заштити од суфозије одговарајућом заштитом – филтар и камени набачај или камена стопа, сл. 7.27 и 7.29).



Сл. 7.15 Линија провирања кроз брану са глиненим језгром

Положај провирне линије и провирни протицај кроз језгро (зону II) може се проценити истим поступком као за случај хомогене бране (било по Касаграндеовој методи, било по линеарној апроксимацији), премда постоје и сложенији поступци (Nonveiller 1983). Најпоузданију процену пружа одговарајући нумерички модел, наравно, уз поуздане податке о геометрији бране и филтрационим особинама материјала (што је обично доступно тек у завршним фазама пројекта).

Мала разлика у водопрпусности зона

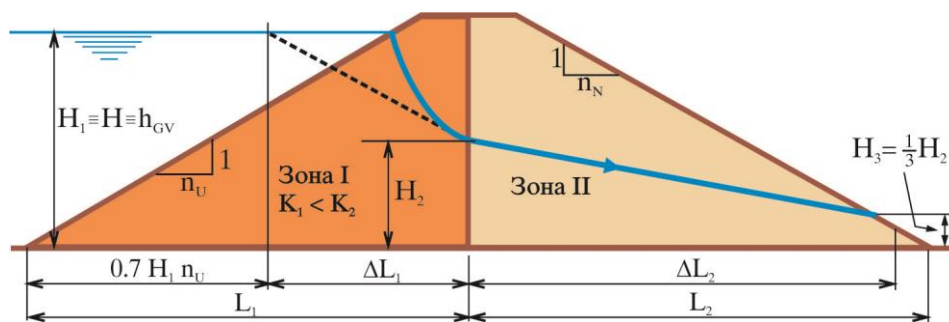
Ако је водопрпусност зона у брани истог реда величине, онда се протицај и положај провирне линије не могу одредити само на основу течења кроз једну зону (“контролни пресек”), као у претходном случају. Као и код течења у цевима или каналима, морају се обрачунати губитци енергије (пада) дуж целе области течења (филтрације), водећи рачуна да је, према једначини континуитета, протицај исти у свакој зони.

На слици 7.16 приказана је брана са две зоне, где је узводна зона вододрживија од низводне ($K_1 < K_2$). Према линеарној апроксимацији, Дарсијева једначина за зону I гласи:

$$(7.29): \quad q = K_1 \frac{H_1 + H_2}{2} \frac{H_1 - H_2}{\Delta L_1} = \frac{K_1}{2} \frac{H_1^2 - H_2^2}{\Delta L_1},$$

а за зону II:

$$(7.30): \quad q = K_2 \frac{H_2 + H_3}{2} \frac{H_2 - H_3}{\Delta L_2} = \frac{K_2}{2} \frac{H_2^2 - H_3^2}{\Delta L_2}.$$



Сл. 7.16 Филтрација кроз суседне слојеве различите вододрживости

Ако се, према линеарној апроксимацији, претпостави да је:

$$(7.31): \quad H_3 = \frac{H_2}{3}, \quad \Delta L_1 = L_1 - 0.7n_U H_1, \quad \text{и}$$

$$\Delta L_2 = L_2 - \frac{1}{2}n_N H_3 = L_2 - \frac{n_N}{6} H_2,$$

и изједначе протоци у једначинама (7.29) и (7.30) добија се:

$$(7.32): \quad \frac{K_1}{2} \frac{H_1^2 - H_2^2}{\Delta L_1} = \frac{4K_2}{9} \frac{H_2^2}{L_2 - \frac{n_N}{6} H_2}.$$

Једначина (7.32) је нелинеарна алгебарска једначина по H_2 и може се лако решити постепеним приближавањем (итерацијама). Међутим, с обзиром на сва горе наведена упрошћења, недоследно је захтевати велику прецизност у одређивању дужине ΔL_2 . Може се претпоставити да је $\Delta L_2 \approx L_2$, па се H_2 добија експлицитно:

$$(7.33): \quad H_2 = \frac{H_1}{\sqrt{1 + \frac{8}{9} \frac{K_2}{K_1} \frac{\Delta L_1}{L_2}}}.$$

VII.5 ПРОВИРАЊЕ У ТЕМЕЉИМА

Насуте бране се често фундирају на водопрпусном тлу (алувиону – речном наносу), па је потребно проценити *протицај провирања* кроз темељ и *градијенте* (градијенте пијезометарске линије) на месту где вода напушта тло (или се смењују слојеви различите крупноће). Исто важи и за темеље бетонских објеката, фундираних на алувиону, где још треба одредити и *силу узгона*.

За сложеније случајеве (изразита хетерогеност, неправилне контуре) користе се нумерички модели или електроаналогон. Ипак, доста практичних задатака може се успешно апроксимирати модификованим аналитичким решењима (без примене нумеричких метода), пре свега у почетним фазама пројектовања. Кроз неколико примера ће се показати како се долази до приближног решења код једноставних проблема провирања у темељима. Циљ је да се објасне идеје на којима се заснивају апроксимације и решења, а не да се дају рецепти. За детаљнију анализу читалац се упућује на одговарајућу литературу (Капор 2011, Петровић, 1997, Батинић 1994, Вуковић 1984, Nonveiller 1983, Борели 1980, Беар 1977 и 1979, Reznicek 1978, СССР 1955, Creager 1961). Треба имати на уму, да је готово сваки хидротехнички објекат специфичан, па *није препоручљиво некритички пресликавати решења са, по нечему, “сличних” објеката.*

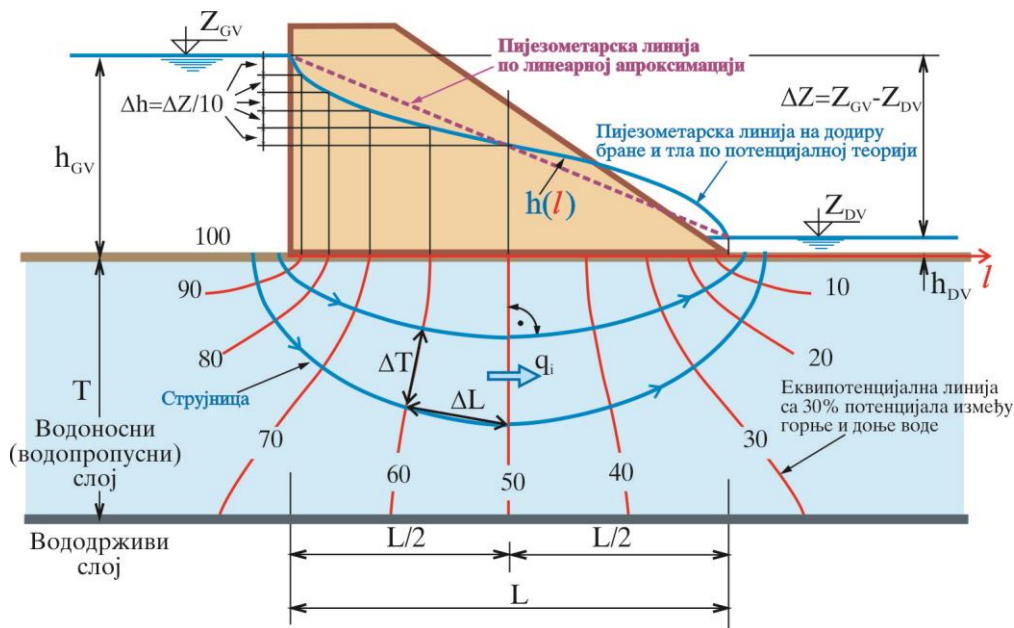
VII.5.1 Провирање испод бетонске бране у хомогеном нестеновитом тлу ограничено дебљине

Хоризонтална темељна плоча без прибоја

Прво ће се размотрити провирање у темељу бетонске конструкције (на пр. гравитационе бетонске бране, или плоче загата), с обзиром да нема филтрације кроз саму конструкцију, па су границе провирне средине јасно одређене. Претпоставља се да је тло изотропно $K_x = K_y$, и да је темељна плоча хоризонтална, без “зуба” и прибоја. На овакво струјање може се лако применити *потенцијална теорија* (Капор 2011, Батинић 1994, Борели 1980, Веар 1979) и образовати струјна мрежа међусобно управних струјница и екипотенцијалних линија (сл. 7.17). Струјница је линија која у свакој својој тачки има тангенту у правцу брзине струјања. Ако је струјање устаљено, струјница се поклапа са путањом (трајекторијом), тако да се вода креће дуж струјнице. Екипотенцијалне линије су линије истих пијезометарских нивоа (линије истих потенцијала). Струјнице су управне на екипотенцијалне линије, јер се струјање обавља у правцу градијента – у правцу највећег нагиба („пада“) екипотенцијалне (у овом случају, пијезометарске) линије. (Највећи пад између две екипотенцијалне линије је дуж њиховог најкраћег растојања, а растојање је најкраће по нормали, сл. 7.17).

Ако се изабере да растојање између две суседне екипотенцијалне линије, ΔL , буде једнако растојању две суседне струјнице, ΔT (сл. 7.17), добија се квадратна струјна мрежа, са које се лако одређују притисци на темељну плочу (одакле се добија сила узгона), градијенти притиска (за процену филтрационе стабилности), а може се брзо проценити и филтрациони протицај, као:

$$(7.34): \quad q = \sum_{i=1}^{i=N} q_i .$$



Сл. 7.17 Филтрација испод темеља бетонске бране

Индекс, N , означава број “струјних канала” (проточних површина између две струјнице), а q_i је протицај (по јединици дужине) између две струјнице:

$$(7.35): \quad q_i = K \frac{\Delta h}{\Delta L} \Delta T = K \Delta h,$$

где је: $\Delta h = \Delta Z/M$ = пијезометарска разлика две суседне еквипотенцијалне линије, док је $M+1$ број еквипотенцијалних линија ($M=10$, у случају са сл. 7.17). Према једначини 7.34 укупни филтрациони протицај кроз темељ је:

$$(7.36): \quad q = N K \Delta h = \frac{N}{M} K \Delta Z.$$

Струјање није увек једноставно као на сл. 7.17. Средина је често хетерогена и анизотропна, а контуре сложене, па конструкција струјне мреже постаје, у најбољем случају, приметан и сложен посао.

Извесно упрошћење се понекад може постићи *линеаризацијом пијезометарске линије* дуж контакта бране и темеља (као код брана фундираних у стеновитој средини – видети V.1.2). Овим се много не утиче на тачност процене *узгона*, али се значајно потцењује *излазни градијент* (упоредити линеарну и “потенцијалну” пијезометарску линију на сл. 7.17), што свакако треба надокнадити одговарајућим коефицијентом сигурности при провери филтрационе стабилности темеља (на суфозију и флуидизацију).

Филтрациони протицај за линеарну апроксимацију се рачуна као:

$$(7.37): \quad q \approx K T \frac{\Delta Z}{L}.$$

Овако се добија нешто већа вредност протицаја него применом потенцијалне теорије (јед. 7.36), јер је “потенцијални” градијент $(-dh/dl)_{50}$ на средини темељне плоче (где је протицајни пресек, T , исти за обе методе), мањи од просечног градијента, $\Delta Z/L$ (упоредити нагиб тачкасте и пуне пијезометарске линије на сл. 7.17).

Хоризонтална темељна плоча са прибојем

Ради смањења *узгона*, *филтрационог протицаја* и *излазног градијента*, понекад се у темељ побијају вертикални застори – **прибоји** – којима се продужава филтрациони пут воде (сл. 7.18). Филтрациона дужина, L , може се рачунати као збир *свих* додирних “површина” (дужина) између објекта и тла:

$$(7.38): \quad L_{(o)} = 2 p + L_{BR},$$

где је: p = дубина прибоја (застора), а $L_{BR} \equiv B$ = ширина темеља.

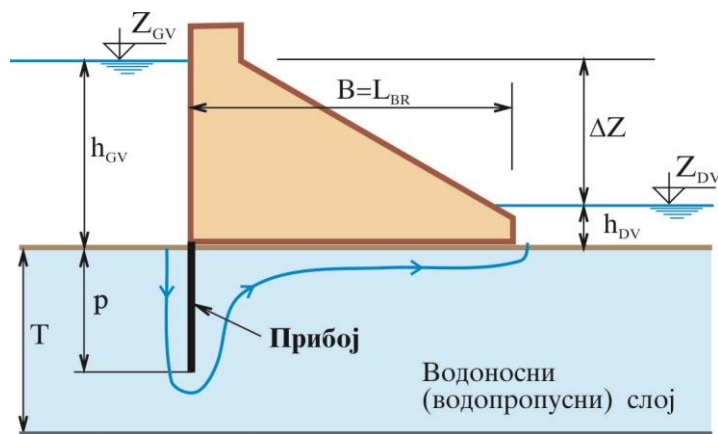
Узимајући у обзир *анизотропност коефицијента филтрације* ($K_x \gg K_y$) и могућност *локалних слегања дуж хоризонталног дела темељне спојнице*, амерички инжењер Лејн (Smith 1995) је предложио да се дужина филтрације у темељима умањи (редукује) у односу на једначину (7.38), и рачуна као збир:

- 1) *Пуних (не редукованих) дужина по свим вертикалним контактима објекта и темеља, и по свим косим контактима са нагибом стрмијим од 45° .*
- 2) *Дужина редукованих на једну трећину стварне дужине за хоризонталне контакте и за косе контакте са нагибом блажим од 45° ¹.*

По Лејну се овако добијен збир дужина (пуних и редукованих) пореди са двоструком ширином темеља, $2 \times L_{BR}$, (или двоструким растојањем узмеђу низводног и узводног прибоја, ако постоји низводни прибој), па се за филтрациону дужину, $L_{(L)}$, усваја мања од те две вредности. У пракси се понекад примењују и друге приближне методе, на пр., метода Чугајева (Петровић, 1992).

а) За *прорачун градијента провирања* (са циљем да се процени опасност од суфозије и флуидизације тла на контакту бране и темеља, као и непосредно низводно од бране), треба користити Лејнову редуковану дужину провирања $L_{(L)}$, јер је краћа, па даје већи градијент. (Лејн је на основу осматрања великог броја брана, направио табелу дозвољеног излазног градијента, зависно од врсте материјала у темељу – табела 7.1).

б) За *прорачун узгона* треба користити “обичну” дужину провирања, одређену једначином 7.38, са *нередукованим* хоризонталним дужинама, јер се тако добија већи узгон. (Овај поступак се понегде назива “Блајова” метода – Smith 1995.) *Узгон* (за детаље видети V.1.2) је вертикална компонента хидромеханичке силе која делује на додиру конструкције и средине темеља (или у прслинама унутар саме конструкције). Код раванског задатка узгон се рачуна као површина (запремина по јединици дужине) између *линије додира (контакта) дуж које делује узгон и пијезометарске линије*, помножена са специфичном тежином воде.

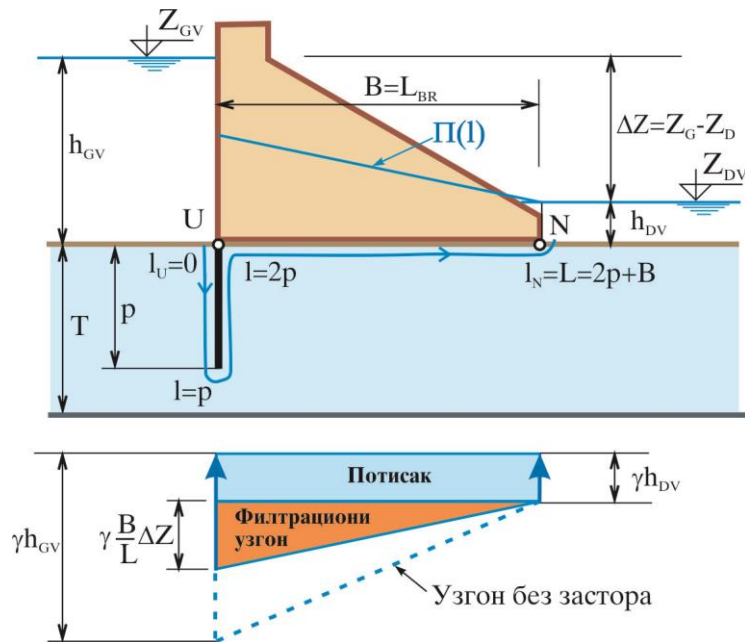


Сл. 7.18 Филтрација за темељ са прибојем

Положај пијезометарске линије, $\Pi(l)$, може се апроксимирати тако што се денивелација горње и доње воде, $\Delta Z = Z_{GV} - Z_{DV}$, линеарно распореди дуж линије додира (као у V.1.2). Ако се растојање дуж линије додира, мерено од најузводније тачке “U”, означи са, l , (сл. 7.19), а укупна дужина линије додира (филтрациона дужина) са, $l_N = L$, линеарном интерполацијом се добија:

¹ Са истим начелом је развијен поступак фиктивних дужина (јед. 5.7а, сл. 5.10)

$$(7.39): \quad \Pi(l) = Z_{DV} + \frac{L-l}{L} \Delta Z.$$



Сл. 7.19 Узгон испод бране са прибојем

Филтрациони протицај у темељу, q , не може се добити директно из Дарсијеве једначине. Прибој се, хидраулички гледано, понаша као затварач на средини цеви – ствара губитке енергије, али не одређује контролни пресек (за разлику од затварача на слободном крају цеви, Creager 1961, IX.3).

У табели 7.3 дата је искуствена зависност, бездимензионалног филтрационог протицаја, $\varphi_q = q/q_0$ (q_0 је протицај без прибоја), од односа дубине прибоја и дебљине водоносног слоја, p/T . Филтрациони протицај, q , се одатле рачуна као:

$$(7.40): \quad q = \varphi_q(p/T) q_0 = \varphi_q(p/T) K T \frac{\Delta Z}{L_{BR}}.$$

p/T	1.00	0.95	0.85	0.80	0.60	0.20	0.00
φ_q	0.00	0.26	0.43	0.48	0.66	0.90	1.00

$$\varphi_q = \left(1 - \frac{p}{T}\right)^{0.45}$$

Таб. 7.3 Зависност бездимензионалног филтрационог протицаја од односа дубине прибоја и дебљине водоносног слоја

За тачнија разматрања може се користити струјна мрежа (мрежа струјница и еквипотенцијалних линија), нумерички модел, или електроаналогон.

VII.5.2 Темељ из два слоја (“нивоа”) – покровни слој и водоносни слој

Поред фундаирања насутих брана, овај проблем се јавља и код насипа за заштиту од поплава (Резничек 1978). Горњи, покровни слој је мале водопрпусности, а испод њега је водопрпусни (водоносни) слој, обично знатно веће дебљине (сл. 7.20).

С обзиром на велику разлику у водопрпусности слојева, претпоставља се да је филтрациони протицај у хоризонталном правцу кроз водоносни слој, q_1 , знатно већи од хоризонталног протицаја у покровном слоју, $q_2 \ll q_1$, па се укупни протицај може апроксимирати као (сл. 7.20):

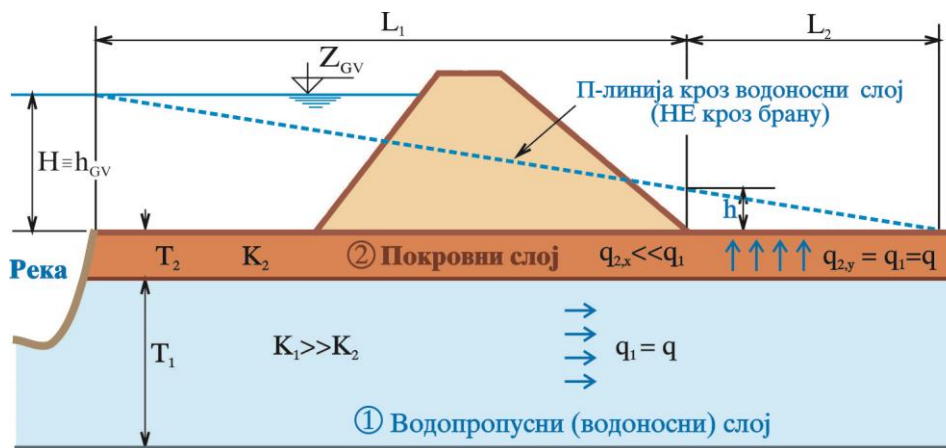
$$(7.41): \quad q \approx q_1 = T_1 K_1 \frac{H-h}{L_1}.$$

Протицај, q , мора да избије на површину на низводној страни насипа и то кроз покровни слој:

$$(7.42): \quad q = q_{2,y} = L_2 K_{2,y} \frac{\frac{1}{2}h}{T_2}.$$

У условима устаљене филтрације, два протицаја (јед. 7.41 и 7.42) су једнака:

$$T_1 K_1 \frac{H-h}{L_1} = L_2 K_{2,y} \frac{\frac{1}{2}h}{T_2}.$$



Сл. 7.20 Темељ из два слоја различите водопрпусности

Увођењем односа:

$$(7.42a): \quad \frac{h}{L_2} = \frac{H-h}{L_1},$$

елиминисаће се непозната дужина L_2 , па је:

$$(7.43): \quad h = \frac{H}{1 + L_1 \sqrt{\frac{K_{2,y}}{2K_1 T_1 T_2}}}$$

Заменом у једначини (7.41), или једначини (7.42), добија се протицај провирања испод насипа, q , а максимални градијент провирања кроз покровни слој је:

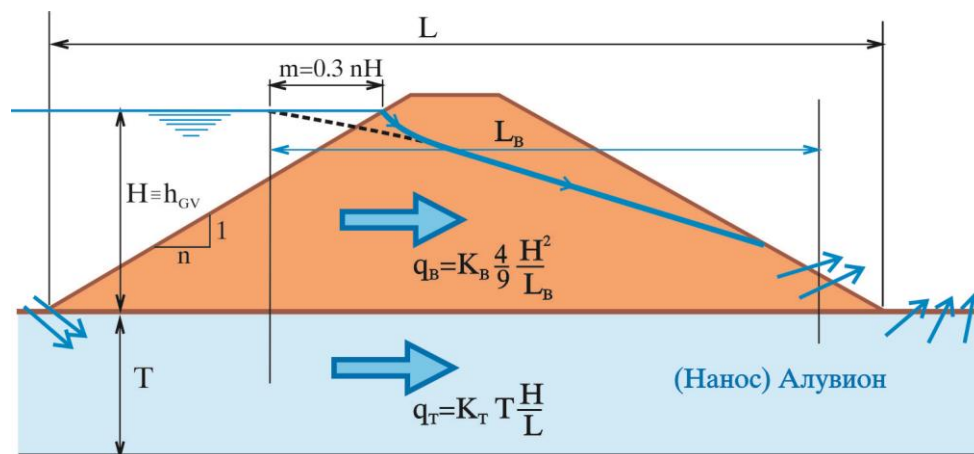
$$(7.44): \quad I = \frac{h}{T_2}$$

Ова “остварена“ вредност градијента треба да буде мања од критичне (са одговарајућим коефицијентом сигурности), како не би дошло до подизања покровног слоја – “издизања на контакту”.

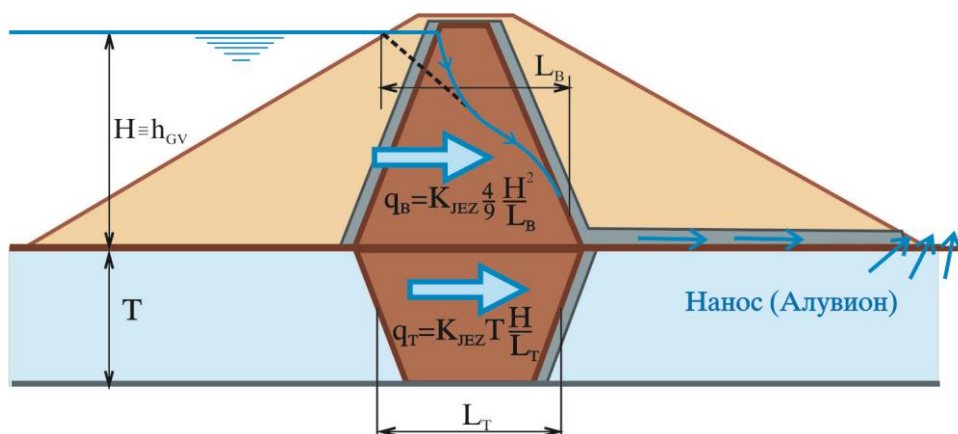
Треба приметити да се преко пропорције 7.42а претпоставља константан нагиб пијезометарске линије, што у разматраном случају није исправно, с обзиром да протицај у водоносном слоју опада дуж тока, па стога нагиб П–линије постаје све блажи. И овде се напомиње, да је за поуздану процену излазног градијента и филтрационог протицаја (посебно код филтрационо сложених средина), потребно применити проверен нумерички модел са поузданим геометријским и филтрационим подацима.

VII.5.3 Насуте бране на водопропусном темељу

За случај насутих брана које су фундирание на водопропусном темељу, прва – најгрубља апроксимација је да се посебно процени провирање *кроз брану*, а посебно *кроз темељ* (сл. 7.21 и 7.22). Боља процена добиће се конструкцијом струјне мреже, а постоје и други сложенији поступци за приближни прорачун филтрације кроз тело и темељ бране (Nonveiller 1983, Sherard 1963). Најпоузданију процену омогућава *нумерички модел* или *електроаналогон*.



Сл. 7.21 Провирање кроз темељ хомогене насуте бране



Сл. 7.22 Провирање кроз темељ насуте бране са глиеним језгром

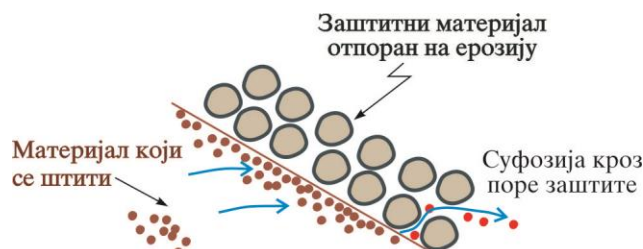
VII.6 ЗАШТИТА ОД УНУТРАШЊЕ ЕРОЗИЈЕ

Провирање – процуривање кроз тело (насип) и темељ конструкције се не може у потпуности избећи економски оправданим поступцима, али се може смањити и контролисати одговарајућим мерама, чиме се значајно умањује опасност од унутрашње ерозије тела бране и / или темеља.

VII.6.1 Заштита тела бране

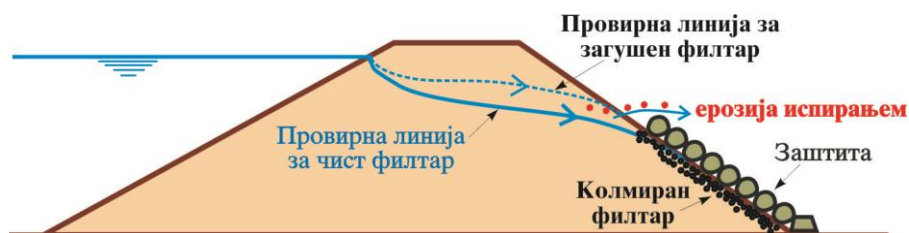
Као што је речено у делу VII.2.1, суфозија (испирање) настаје:

- 1) Када се честице *на месту процеђивања* воде из насипа не могу својом тежином одупрети хидродинамичкој сили провирне воде. Угрожене честице потребно је заштитити – прекрити крупнијим (тежим) честицама, које неће бити однете (такозваном, *баластном облогом*).
- 2) Када вода однесе (испере) ситније честице кроз отворе (поре) између крупних честица (обично на граници између две зоне различите крупноће – на пр., између глиеног језгра и узводне, или низводне потпоре на сл. 7.40).



Сл. 7.23 Испирање материјала који се штити кроз заштитни материјал

Први случај може “прерасти” у други, ако су поре заштитног материјала – баластне облоге веће од честица материјала који се штити (сл. 7.23). Зато је неопходно између зона различите крупноће (као и између штићеног–ситнијег материјала и облоге) поставити филтарски слој који ће спречити испирање штићеног материјала. Уједно, неопходно је онемогућити загушење (колмирање) самог филтра. Загушени филтар не може да пропусти предвиђени протицај провирне воде, што изазива подизање провирне линије, уз смањење статичке стабилности бране и суфозију у зони где нема заштите (сл. 7.24).



Сл. 7.24 Загушење филтра

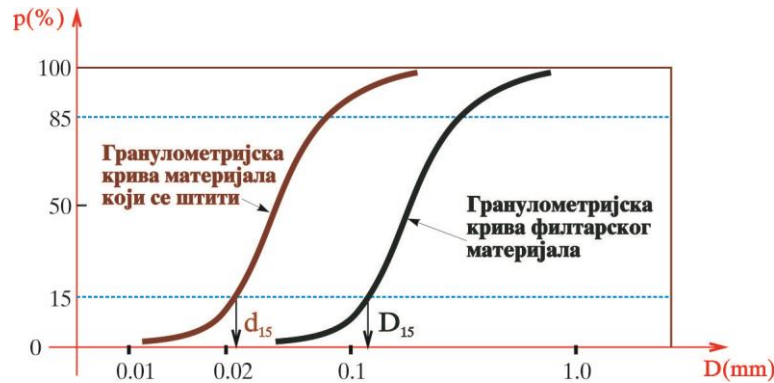
Из наведеног се може извести општи закључак :

Неопходно је поставити *ефикасну филтарску заштиту на сваком месту где вода може испрати честице* материјала (тела бране или тла у темељу).

На слици 7.3 (у делу VII.2.1) приказна је “идеална” филтарска заштита, где је зрно слоја који се штити веће од пора у слоју који га штити ($d_i > 0.155 d_{i+1}$). Гранулација материјала са сл. 7.3 захтевала би обиман посао око просејавања и уграђивања. Велики број фракција природног материјала (од ког се гради филтар) морао би се одбацити, а често расположиви материјал нема све фракције захтеване крупноће. Зато се, према искуству са постојећих објеката, примењују једноставније “рецептуре” за израду филтара. Већина рецептура користи само један, два, или највише три филтарска слоја (US Corps of Engineers 2004, USBR 1987, Вуковић и Пушић 1986, Грађевински календар 1981, JUS U.C5.020 1980, Sherard 1963, Пећинар 1960).

На основу већ поменутих захтева, које филтар треба да испуни, могу се поставити *три основна услова* при пројектовању филтра (Вуковић, Пушић 1986):

- 1) Филтар мора бити **геометријски непроходан**: честице материјала *који се штити* морају бити крупније од пора материјала у филтру *којим се штити* (иначе ће вода испрати штићене честице кроз поре заштите).
- 2) Филтар мора бити **филтрационо стабилан**: градијент филтрације у најнизводнијем слоју мора да буде мањи од дозвољеног, чиме се онемогућава одношење филтра.
- 3) Филтар **не сме да се загуши** (“колмира”) и изгуби капацитет – пропусну способност.



Сл. 7.25 Гранулометријска крива филтра

Наведене критеријуме задовољавају разне *филтарске рецептуре*. На пример, USBR (1987), препоручује следећа правила:

- 1) Однос зрна D_{15} филтра, и зрна d_{15} материјала који се штити, (или претходног слоја филтра) треба да буде $D_{15}/d_{15} \geq 5$, чиме се *онемогућава зачепљење филтра* (пречник D_{15} одговара зрну од кога је 15 % зрна ситније, а 85 % зрна крупније).
- 2) Однос зрна D_{15} филтра, и зрна d_{85} материјала који се штити, (или претходног слоја филтра) треба да буде $D_{15}/d_{85} \leq 5$, чиме се *онемогућава испирање*.
- 3) Уколико се вода филтрира у дренажне цеви, зрно D_{85} филтарског слоја који је непосредно уз цев мора бити бар два пута веће од отвора (перфорације) дренажне цеви.
- 4) Пожељно је да филтар има *што уједначенији гранулометријски састав*, како би се остварила жељена водопропусност и избегла сегрегација при чувању, транспорту и уграђивању.

Нешто једноставније услове за израду филтра даје Creager (1961):

- 1) Однос зрна D_{15} филтра, и зрна d_{15} материјала који се штити (или следећег слоја филтра), треба да буде $D_{15}/d_{15} \leq 9$.
- 2) Пожељно је да гранулометријске криве материјала који се штити и свих филтарских слојева буду приближно „паралелне“ (сл. 7.25).

Минимална дебљина *хоризонталног* филтарског слоја је 30 cm, или 50 пречника зрна D_{15} (шта је од та два веће), док дебљина *вертикалног* или *закошеног* филтра (уз глинено језгро, или вертикалан или кос дрен) не би требало да буде мања од $2 \div 3$ m.

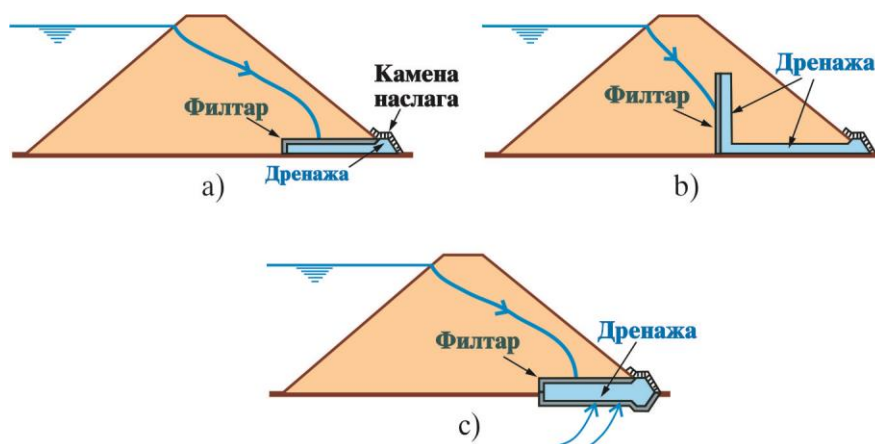
У нашој земљи су пројектовање и израда филтара прописани у оквиру стандарда JUS U.C5.020 1980. Детаљан преглед искустава из области филтара може се наћи у литератури (US Corps of Engineers 2004, Вуковић и Пушић 1986, Nonveiller 1983).

* * *

Код *хомогених земљаних брана* филтарска заштита (укључујући спољашњу облогу) може бити постављена на самој низводној косини (сл. 7.24 и 7.29a), али се много чешће изводи

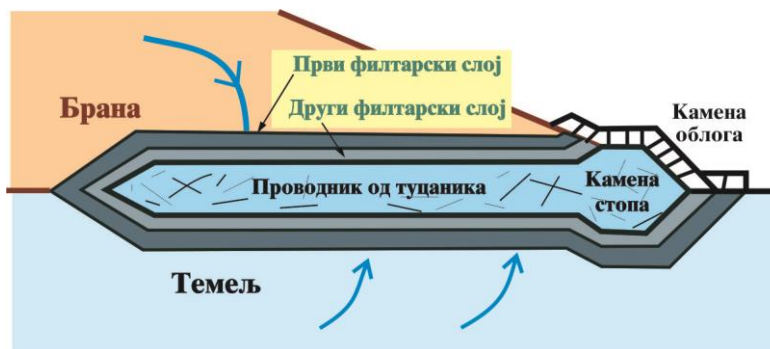
као саставни део *хоризонталног* или *косог* дрена у телу бране (сл. 7.26), поготову код високих брана. Наиме, као што је објашњено у делу VII.3, са гледишта статичке *стабилности насипа* је повољно да површина испод провирне линије буде што мања, да би што мањи део насипа био изложен порном притиску – “узгону”, који му “смањује” тежину. Зато је потребно што више оборити провирну линију, односно одмаћи је што даље од низводне ножице, што се постиже хоризонталним, вертикалним и косим дренажама у виду тепиха или шлицева (сл. 7.8, 7.9 и 7.26).

Ако је темељ водопропустан и еродибилан, филтарска заштита је неопходна и са доње стране дренажног слоја (сл. 7.26с).



Сл. 7.26 Типови дренаже код хомогених земљаних брана

Дренажу (водопроводник, колектор, дрен) обично чини тепих од туцаника, или камене дробине. Материјал насипа око дренаже – проводника се од испирања штити филтром (сл. 7.26 ÷ 7.30). Дебљина дренаже мора бити довољна да прими протицај воде која се у њу слива (из тела бране или / и из темеља).

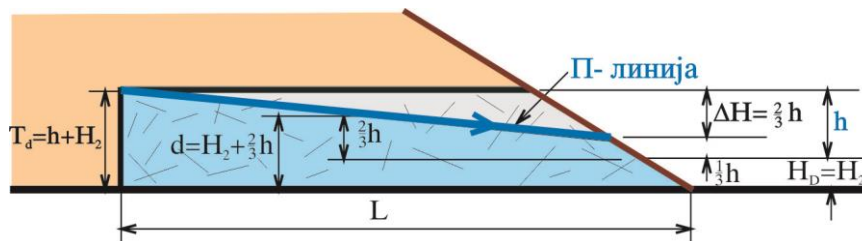


Сл. 7.27 Дренажа код водопрпусног темеља

Капацитет дренаже се (слично провирању кроз насип бране) може проценити преко Дарсијеве једначине, уз линеарну апроксимацију пијезометарске линије (сл. 7.28):

$$(7.45): \quad q = K d \frac{\Delta H}{L} = K \left(H_2 + \frac{2}{3} h \right) \frac{\frac{2}{3} h}{L} = \frac{2}{9} K (3H_2 + 2h) \frac{h}{L},$$

где су: H_2 = дубина доње воде низводно од дренаже, а L = дужина дренаже. При одређивању дебљине дренаже, T_d , обично се, сигурности ради, за рачунски протицај, q , узима *двострука вредност* филтрационог протицаја који дренажа треба да прихвати.

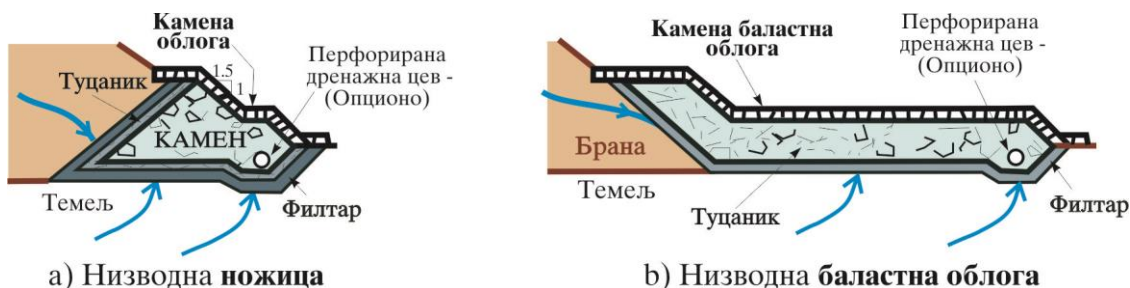


Сл. 7.28 Апроксимација течења у дренажи

Уместо туцаника или дробине понекад се за веће протицаје користе перфориране цеви, са обавезном филтарском заштитом.

Када је потребно умањити провирни протицај (па дренажу треба примаћи низводној косини), дренажа се може поставити у склопу низводне ножице бране (сл. 7.29а).

Ако се процени да излазни градијент низводно од бране може изазвати *флуидизацију тла*, заштита – баластна облога се продужава докле год је низводно тло угрожено (сл. 7.5 и 7.29б).



Сл. 7.29 Низводна ножица, и низводна заштита од флуидизације

Код брана са глиеним језгром (сл. 7.40 и 7.41), филтарска заштита се поставља између језгра и крупнијег материјала у косинама (потпорним зонама).

Занимљиво је напоменути да се, ради убрзавања консолидације глиеног материјала, понекад постављају хоризонтални дренажи у више нивоа унутар косине насипа, на висинском размаку од 3 ÷ 5 m (Novak 1996).

Уместо класичне дренажне и филтарске заштите, у савременој геотехничкој пракси све више се примењују различити типови **геотекстила**. Код насутих брана геотекстили се могу примењивати код привремених (делова) конструкција, док се у сталним конструкцијама препоручују само са облагање дренажних цеви, и раздвајање (разграничавање) филтарских слојева (ICOLD 1986). Геотекстиле *не би требало примењивати* као основни материјал при

изради филтара насутих брана, с обзиром на малу дебљину и недовољно поуздану трајност (US Corps of Engineers 2004, ICOLD 1986).

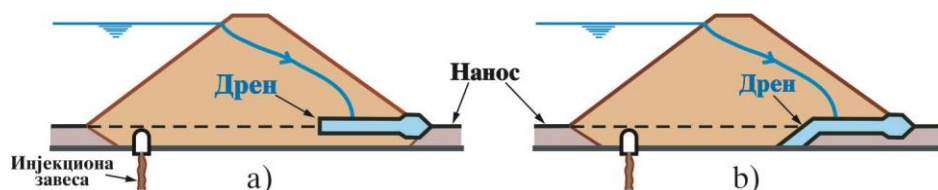
VII.6.2 Заштита темеља

Уместо да се флуидизација низводно од бране спречава баластном заштитом (као на сл. 7.29), често је сигурније и јефтиније смањити излазни градијент, h/L (односно, провирну брзину) у темељу, што се постиже:

- 1) *Преграђивањем (дела) филтрационог пута* вододрживим застором, у коме се, услед мале водопрпусности, губи велики део енергије – “потроши“ се највећи део “пада“, h .
- 2) *Продужењем филтрационог пута, L .*

Уз то, често је неопходно да се *губици воде која провире кроз темељ* што више смање. У наставку су приказане неке од мера за заштиту темеља у речном алувиону *од унутрашње ерозије* и за *смањење провирног протицаја*. (Уколико се брана фунда на стени примењује се заптивно инјектирање – већ описано у V.4.2.)

а) Најефикаснија заштита се постиже **уклањањем алувијалног и еродибилног тла из темеља**, тако да се брана (или њен највећи део) фунда на стени, која се импрегнира инјекционом завесом (сл. 7.30). Ово је могуће само када је слој речног наноса – алувиона релативно танак (до ~ 5 m).



Сл. 7.30 Уклањање алувиона (наноса) из темеља

Материјал из темеља испод дрена (дренаже) може се задржати (сл. 7.30b), ако по саставу одговара дренажном слоју, и ако има одговарајућу смичућу чврстоћу и стишљивост.

б) Често је слој наноса (алувиона) сувише дебео да би се исплатило уклањати га по целој ширини темеља, али је корисно на једном делу темеља нанос заменити **широком вододрживом преградом**, обично од материјала од кога се гради вододржива зона насипа. Преграда се са горње стране везује за вододрживу зону насипа (на пример, за глинено језгро), а са доње стране се везује за инјекциону завесу у стени (сл. 7.31, 7.40 ÷ 7.42). Овим се вододрживост темеља (односно, целе конструкције) значајно повећава – провирни протицај може се смањити 100 ÷ 1000 пута у односу на протицај без преграде. Уједно се смањује градијент испирања и флуидизације низводно од бране.

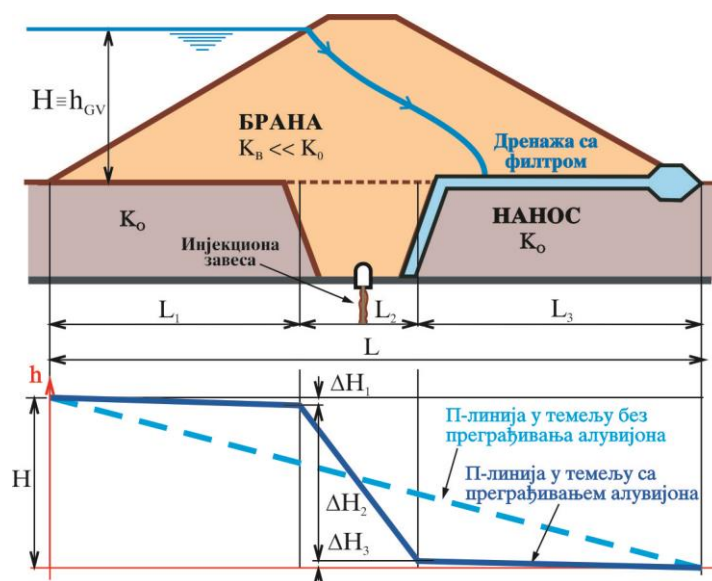
Излазни градијент без преграђивања темеља вододрживом преградом (језгром) може се грубо проценити као:

$$(7.46): \quad I_0 = \frac{H}{L} = \frac{H}{L_1 + L_2 + L_3},$$

док је излазни градијент ca преграђивањем једнак:

$$I_3 = \frac{\Delta H_3}{L_3} = \frac{u}{K_0} = \frac{H}{K_0 \left(\frac{L_1}{K_0} + \frac{L_2}{K_B} + \frac{L_3}{K_0} \right)}, \text{ односно:}$$

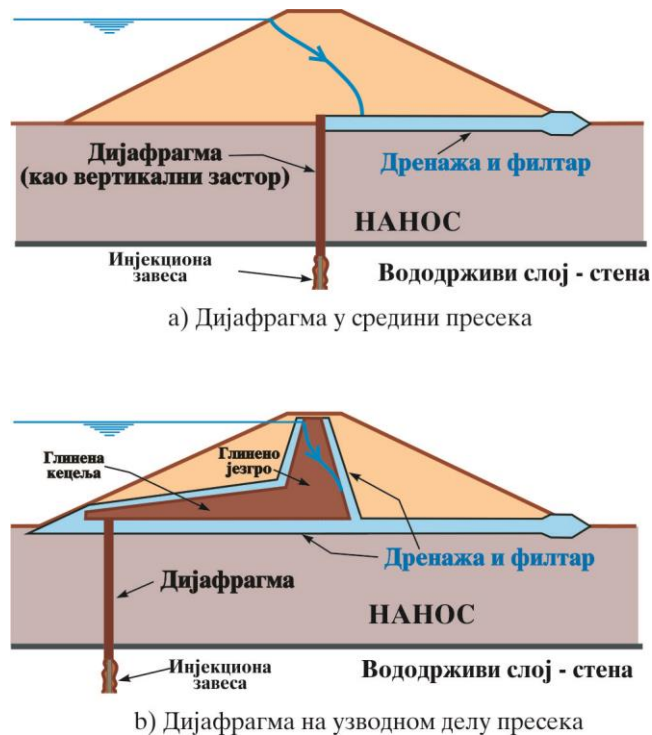
$$(7.47): \quad I_3 = \frac{H}{L_1 + L_3 + \frac{K_0}{K_B} L_2}.$$



Сл. 7.31 Преграђивање алувиона широком вододрживом преградом

Широка преграда се примењује ако слој наноса није дебљи од $10 \div 20$ m, с обзиром да се при већим дубинама јављају велике тешкоће око дренарања темељне јаме. (Темељна јаме се обезбеђује од провирних вода иглофилтрима и/или бунарима – за детаље видети DSD 1987 и Shearard 1963).

с) За веће дебљине наноса (алувиона), вододржива преграда се сужава – примењују се **узани вододрживи застори – преграде** (сл. 7.32). Ефикасност овакве заштите зависи од врсте и дубине застора.



Сл. 7.32 Заштита вертикалним застором (дијафрагмом)

Најпотпунију заштиту омогућава заптивање *по целој дебљини алувиона* – до вододрживе стеновите средине – такозвани “**потпуни ров**” (ICOLD 2005, USBR 1987). Овакво заптивање постиже се израдом **преграде – дијафрагме** (по целој дебљини алувиона), или **инјектирањем** (такође по целој дубини).

Савремена специјализована опрема омогућава да се застори у виду **дијафрагме** граде до дубине од преко 100 m. Ископ за дијафрагму се обично ради у виду узаног рова (ширине 0.5 ÷ 2.0 m) специјалним ровокопачима, под заштитом бентонитске исплаке, која омогућава статичку и филтрациону стабилност рова. Пошто је ров стабилизован, исплака се замењује мешавином цемента, агрегата и бентонита. Обично се бетонира у кампадама (па је потребно обезбедити вододрживе спојеве), премда постоји и технологија за континуално извођење радова. У САД се, код плићих преграда (до 25 m дебљине), мешавина за дијафрагму обично справља од бентонита и одабраних фракција (ископаног) тла, чиме се поред ниже цене постиже и велика флексибилност застора (мање је диференцијално слегање у односу на околну средину, чиме се смањује и опасност од прскања застора).

Преграда се може остварити и као низ–ред међусобно повезаних „шипова“ („*дијафрагма од шипова*“). Овакво решење је скупо, али омогућава постављање застора (дубине до преко 50 m) у срединама које су непогодне за класичне дијафрагме (алувион са крупним самцима, слојевите средине, распаднуте стеновите средине, карстификоване средине и сл., ICOLD 2005). Шипови, пречника 0.5 ÷ 1.0 m, се најчешће изводе бушењем и упумпавањем бетонске мешавине једновремено са подизањем бушеће опреме. Преграда се изводи или као једноредна, или у два или три реда, тако што се шипови међусобно додирују, чиме се

обезбеђује вододрживији застор. Код песковитих темеља, шипови за дијафрагму се понекад раде тако што се цемент “утискује” и меша са песком у самом тлу темеља, посебно конструисаном опремом (тзв. “дубинско мешање” и “млазно инјектирање” ICOLD 2005, USBR 1987). Оваква преграда нема хомогеност класичне конструкције, а веза између појединачних “шипови” не може се прецизно утврдити и контролисати, што значајно умањује вододрживост, тако да се овакав застор може сврстати и у тзв. “непотпуне ровове”.

Кроз дијафрагму се, по потреби, постављају бушотине за формирање инјекционе завесе у стени испод дијафрагме (сл. 7.32).

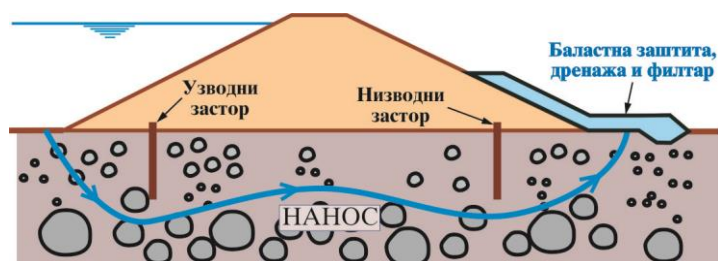
Инјектирање алувиона се понекад примењује на некохерентне материјале, пре свега, крупније гранулације (песак, шљунак). Ради се неколико редова бушотина на размаку од $2 \div 3$ m (ICOLD 2005, Novak 1996, USBR 1987).

Веома је важно да се успостави добра *веза* између дијафрагме и језгра бране, како се у зони контакта не би остварила концентрација напона и настале пукотине које могу да изазову опасна процуривања. Због тога се дијафрагма понекад поставља на узводном делу конструкције, а са језгром се повезује хоризонтланом глинеом “кецељом” (сл. 7.32b). Овакво решење је посебно погодно ако је дијафрагма предвиђена само на делу темеља који пролази преко речног корита (где је највећа дебљина алувијалних наслага). На овај начин се повећава приступачност застору и отклања могућност процуривања око језгра (услед поменути везе са дијафрагмом). Такође, треба напоменути, да је за израду квалитетне преграде *неопходан квалификован и искусан извођач* који располаже одговарајућом опремом за извођење овако осетљивих радова.

Постоји и техника тзв. “*вибрирајућих зидова*” (ICOLD 2005) за израду *веома* танких застора ($5 \div 15$ cm дебљине, дубине до 20 m), који се примењују само за привремене објекте (предбране) и мање насипе. (Мала дебљина застора не пружа довољну заштиту од високих притисака и великих филтрационих градијената, који се јављају код високих брана.)

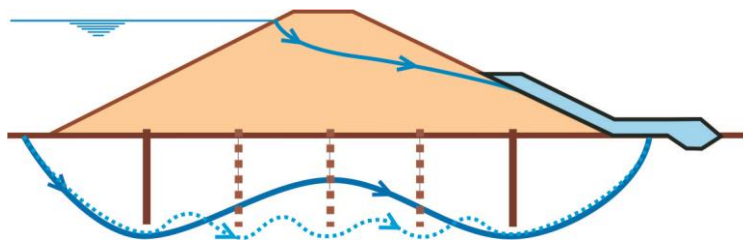
Вертикални застор се може образовати и побијањем **талпи** (прибоја) кроз алувион. Овим се провирни протицај смањује свега $2 \div 10$ пута у односу на случај без заштите, што је знатно мањи учинак од дијафрагме или инјекционе завесе. Талпе су обично и скупље, па их је оправдано применити само у случају да су алтернативна решења из неког разлога неповољна (на пр., захтевају превише времена за извођење).

d) Понекад се не исплати радити застор до вододрживог слоја (“потпуни ров”), већ само до одређене дубине алувиона – тзв. “**непотпуни ров**” (сл. 7.33). Такође, под непотпуним ровом, може се сматрати и напред описани застор од “шипова” који се добија мешањем тла са утиснутим цементом (“дубинско мешање”), као и техника “*млазног инјектирања*”, где се са површине терена путем ротирајућег млаза у тло утискује и са њим меша одговарајућа везивна маса. У оба случаја не може се остварити хомогена преграда, нити се могу предвидети границе појединих “стубова” (“шипова”, колона). Код ових техника се провирни протицај (табела 7.3) и излазни градијент знатно слабије умањују него код техника са “потпуним ровом”, па је често потребно урадити заштиту тла низводно од бране баластним материјалом (сл. 7.29b и 7.33).



Сл. 7.33 Непотпуни ров

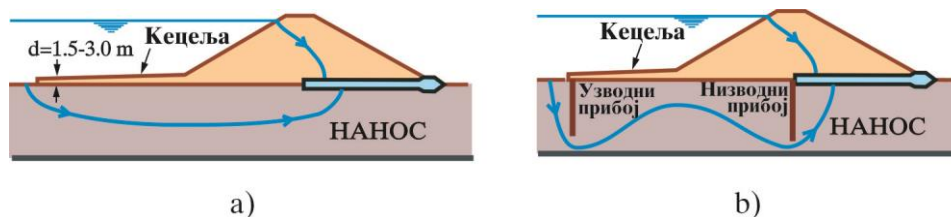
С обзиром да се код насутих брана не поставља проблем узгона у темељима (као код бетонских брана), за продужење филтрационог пута може се користити и вертикални низводни застор (сл. 7.33). Ретко се поставља више од два застора, јер то не би имало већег утицаја на продужетак пута воде (сл. 7.34).



Сл. 7.34 Постављање више застора

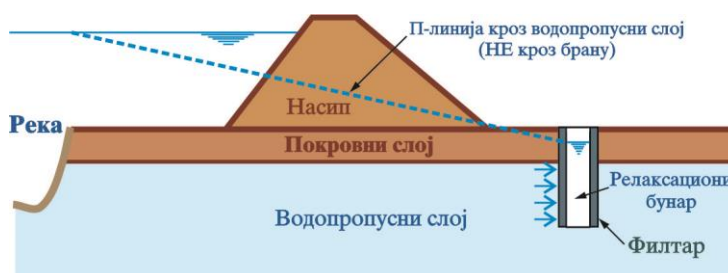
е) Вертикални застори користе се чешће него хоризонтални, због нижег коефицијента филтрације (већег отпора) у вертикалном правцу, као и због опасности од накнадног слегања тла испод хоризонталних застора. Ипак, код насипа мале висине, понекад је економичније користити **хоризонтални застор** – “кецељу” (сл. 7.35а), или се два типа застора, хоризонтални и вертикални, комбинују (сл. 7.35б). Хоризонтални застор се обично поставља на делу речне долине који је прекривен алувионом (у кориту реке), премда се у неким случајевима јавља потреба за проширењем застора на део бока (падине) долине.

ф) Уколико постоји опасност од флуидизације – подизања слабо пропусног покровног слоја који покрива водопрпусни слој (тзв., “покривена средина”, сл. 7.20 и 7.36), често се примењују **релаксациони бунари** са филтарском заштитом. Бунарима се ослобађа нагомилани притисак у водоносном слоју, чиме се смањује оптерећење (и опасност од флуидизације) на покровни вододрживи слој (USBR 1987, Sherard, et al. 1963). Растерећење покровног слоја расте са дужином бунара, па је идеално да бунар пролази целом дужином водоносног слоја. (Уколико је покровни слој танак примењује се дренажни ров.)



Сл. 7.35 Хоризонтални и комбиновани застор

С друге стране, треба имати на уму да бунари повећавају филтрациони протицај, јер се повећава градијент филтрације (нагиб пијзеометарске линије) у водоносном слоју. Искуство на постојећим објектима показује да бунаре треба поставити на међусобном растојању од $15 \div 30 \text{ m}$, а да унутрашњи пречник бунара треба да буде бар $15 \div 20 \text{ cm}$ (Sherard, et al. 1963).



Сл 7.36 Релаксациони бунар

* * *

Поред заштите темеља од провирања, често је потребно **побољшати механичке карактеристике тла** (чврстоћу на смицање, чврстоћу на притисак и стишљивост), било по целој површини темеља, било у појединим зонама. Алувијални материјал се обично обрађује *збијањем* (најчешће динамичким), или *виброфлотацијом* (вибрирањем из бушотина), уз дренарање. Збијање се може остварити и помоћу тзв. “*компактног ињектирања*“, где се у тло утискује ињекциона маса са циљем да се истисне вода. Сличан ефекат може се постићи и већ описаним “*дубинским мешањем*“ и “*млазним ињектирањем*“. Темеље (као и насипе) од униформног песка обавезно треба збијати због опасности од *ликвифакције*, при којој услед повећаног порног притиска, зрна губе међусобни контакт који обезбеђује трење, односно тло губи смичућу чврстоћу.

Земљане бране се могу фундирати и на глиновитом терену уз, одговарајућу припрему темеља (оцеђивање, збијање и сл.) ради повећања чврстоће и смањења стишљивости (односно слегања). Овде нема тешкоћа са вододрживошћу, као код алувиона.

О обради темеља у *стеновитим материјалима* било је речи у поглављу V. За детаље третмана темеља видети литературу (ICOLD 2005, USBR 1987, JUS U.C5.020/1980, Nonveiller 1983 и Sherard 1963).

VII.7 ПРОРАЧУН СТАБИЛНОСТИ КОСИНА И ТЕМЕЉА НАСУТИХ БРАНА

Стабилност насутих брана обухвата значајан део геотехничке праксе. Овде ће се укратко назначити најважнији проблеми везани за прорачун стабилности насутих брана и методе за решавање, а заинтересовани читалац се упућује на литературу (Novak 1996, Максимовић 1995, Nonveiller 1983, Sherard 1963).

Јасно је да до *претурања* насутих брана не може доћи, јер се објекат од некохерентног материјала не може обртати као круто тело.

До *клизања (смицања)*, међутим, може доћи било у темељу или у самом телу бране, и то по хоризонталној, косој, кружној или произвољно обликованој клизној површини. Поред клизања, у брани се могу јавити пукотине, које могу постати узрок рушењу било као “подлога” за клизање, било као привилегован пут провирне воде. Најчешћи узрок за настанак пукотина је неравномерно слегање појединих делова насипа.

Постоји више метода за прорачун стабилности насутих брана. С обзиром да се ради о примењеној механици тла, овај део посла треба препустити за то квалификованим стручњацима – геомеханичарима, а у даљем тексту ће се набројати и укратко описати неке од метода за прорачун стабилности.

Најпростија је *метода смицања по хоризонталним клизним равнима*, заснована на радovima Ранкина и Кулона (Пећинар, 1960). С обзиром да се смицање (клизање) највероватније неће јавити по хоризонталним равнима, за ову врсту метода захтевају се високи коефицијенти сигурности (2 или више).

Знатно тачнија, али и сложенија за анализу, је група метода такозваних *критичних клизних кругова*, где се претпоставља да се клизање одвија по кружно-цилиндричним површинама. За ову врсту метода препоручују се коефицијенти сигурности од ~1.5, изузетно и 1.3 и 1.1, зависно од типа оптерећења и врсте објекта (JUS U.C5.020/1980).

Независно од методе која се користи, неопходно је размотрити различите случајеве оптерећења који се могу јавити у току изградње, експлоатације и одржавања бране (пуна и празна акумулација, нагло пражњење акумулације и сл., Novak 1996, Максимовић 1995, USBR 1987).

VII.7.1 Ранкинова метода - Клизање по хоризонталним равнима

Ово је метода која се може применити за грубу процену нагиба косина, у почетним фазама пројектовања (Creager et al. 1961).

Посматра се стабилност, прво низводног, а затим узводног дела бране (и припадајућег темеља, ако је брана фундирана на нестеновитом материјалу), а под дејством “спољних” сила – практично сила које производи суседна половина бране. (Може се показати да је ово неповољнији случај оптерећења него када се посматра клизање целе бране.)

У наредном примеру разматраће се стабилност *низводног* дела бране при пуној акумулацији (сл. 7.37). Претпоставља се да су темељи бране од чврстог стеновитог материјала.

Смичуће силе, које теже да смакну брану по темељној спојници, су:

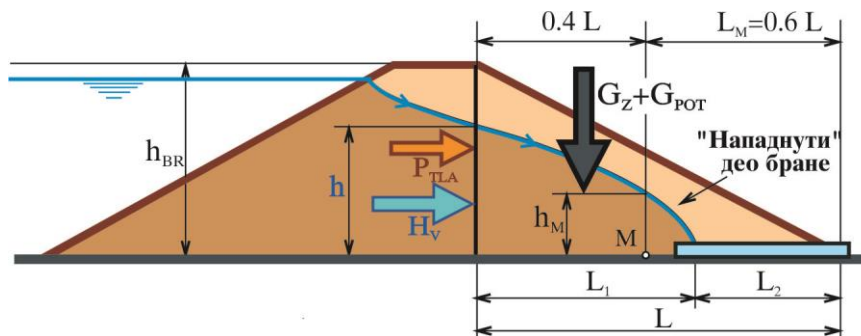
- 1) Хидростатичка сила: $H_V = \gamma_V \frac{h^2}{2}$ и
- 2) Сила притиска тла: $P_{TLA} = \gamma_{SR} \frac{h_{BR}^2}{2} \operatorname{tg}^2(45 - \frac{\varphi}{2})$,

где су: “просечна запреминска тежина” $\gamma_{SR} = (\gamma_Z - \gamma_V) h / h_{BR} + \gamma_Z (h_{BR} - h) / h_{BR}$, φ = угао унутрашњег трења материјала, γ_Z = запреминска тежина насутог материјала, а γ_V = специфична тежина воде.

Стабилизујуће силе, које се одупиру смицању, су:

- 3) Сила трења: $T = (G_Z + G_{POT}) \operatorname{tg} \varphi$ и
- 4) Сила кохезије: $T_C = c_1 L_1 + c_2 L_2$,

где је G_Z = тежина низводног дела бране изнад провирне линије (са запреминском тежином γ_Z), G_{POT} = тежина бране испод провирне линије (са потопљеном тежином $\gamma_Z - \gamma_V$), c_1 = кохезија између бране и темеља, c_2 = кохезија између дренаже и темеља, а L_1 и L_2 одговарајуће дужине (сл. 7.37).



Сл. 7.37 Смицање (клизање) по хоризонталној равни

Однос стабилизујућих сила и сила смицања (клизања) – **коэффициент** (фактор) **сигурности против клизања**, K_K , мора бити већи од захтеване (минималне) вредности, $K_{K,\min}$:

$$(7.48): \quad K_K = \frac{(G_Z + G_{POT}) \operatorname{tg} \varphi + c_1 L_1 + c_2 L_2}{\gamma_{SR} \frac{h_{BR}^2}{2} \operatorname{tg}^2(45 - \frac{\varphi}{2}) + \gamma_V \frac{h^2}{2}} > K_{K,\min} \approx 2.0.$$

Ако је коефицијент сигурности мањи од захтеваног, требало би смањити нагиб косине и/или (додатно) оборити провирну линију.

Експерименталним истраживањима је утврђено да се највећи смичући напон, τ_{MAX} , јавља у тачки M на растојању $L_M \approx 0.6 L$ од ножице бране (сл. 7.37), и да износи (Creager, 1961):

$$(7.49): \quad \tau_{MAX} \approx 1.5 \bar{\tau} ,$$

где је $\bar{\tau}$ = средњи (просечни) напон смичућих сила у темељној спојници:

$$(7.50): \quad \bar{\tau} = \frac{\gamma_{SR} \frac{h_{BR}^2}{2} \operatorname{tg}^2(45 - \frac{\varphi}{2}) + \gamma_V \frac{h^2}{2}}{L} .$$

Максималном напону смицања супроставља се напон од стабилизујућих сила, који у тачки M (сл. 7.37) износи:

$$(7.51): \quad \tau_S = [h_M (\gamma_Z - \gamma_V) + (0.6 h_{BR} - h_M) \gamma_Z] \operatorname{tg} \varphi + c .$$

Да би се избегло локално смицање у тачки M , препоручују се да однос *стабилизујућег* и *максималног смичућег напона* буде већи од $\tau_S / \tau_{MAX} > 1.5$. Међутим, чак и ако је $\tau_{MAX} > \tau_S$, не мора доћи до клизања косине (уколико је задовољен услов опште стабилности – јед. 7.48), јер се у случају локалног лома косина одупире смицању на преосталој дужини (површини) смичуће равни.

На сличан начин се испитује и стабилност узводне половине бране, с тим што је искуство показало да је овде најопаснији (а тиме и меродаван) случај наглог пражњења акумулације. Тада ће изостати стабилизујући (хоризонтални и вертикални) хидростатички притисак са узводне стране, а тло испод провирне линије ће и даље бити у потопљеном стању (деловаће порни притисак воде), јер вода не може тренутно да се оцеди из насипа (Creager 1961).

VII.7.2 Методе критичних клизних кругова

Искуство је показало да ће у великом броју случајева косина бране *склизнути по површини кружно – цилиндричног облика* (сл. 7.38).

Методе **критичних клизних кругова** (Шведска, Бишопова и сл.) пореде обртни *момент смицања са стабилизујућим моментом* око центра клизног круга, чији исечак АВ претставља потенцијалну површину смицања (клизања) косине. Код *Шведске* (Феленијусове) методе занемарују се међусобне силе између елемената – ламела клизне површине, па се рачуна да смицање изазива тангенцијална компонента тежине – сила T_i на сл. 7.38, док стабилност дају нормална компонента тежине (умањена за порни притисак), N_i , и кохезија $L_i c_i$. С обзиром да све разматране силе имају исти крак (полупречник клизног круга, r), однос стабилизујућег и смичућег момента ће бити:

$$(7.52): K_K = \frac{\sum_{i=1}^n (N_i \operatorname{tg} \varphi_i + L_i c_i)}{\sum_{i=1}^n T_i} = \frac{\sum_{i=1}^n [(G_i \cos \alpha_i - u_i L_i) \operatorname{tg} \varphi_i + L_i c_i]}{\sum_{i=1}^n G_i \sin \alpha_i},$$

где су: $G_i = G_{Z,i} + G_{POT,i}$ = тежина ламеле “i” ($G_{Z,i}$ = део у сувом, $G_{POT,i}$ = део под водом), α_i = угао између вертикале и нормале кроз средину клизне површине ламеле “i”, u_i = порни притисак на клизној (граничној) површини ламеле “i”, L_i = дужина ламеле “i”, c_i = кохезија за ефективне напоне (привидна кохезија) ламеле “i”, φ_i = угао унутрашњег трења за ефективне напоне (угао смичуће чврстоће) ламеле “i”, n = број елемената у разматраном кружном одсечку и K_K = коефицијент сигурности¹.

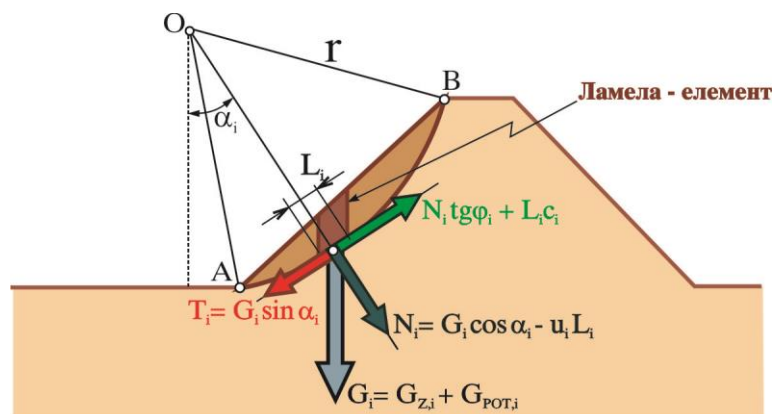
Неузимање у обзир сила између ламела, даје неповољнију процену стабилности, па је Шведска метода (често и превише) на страни сигурности (Максимовић 1995). Ипак, ова метода се и данас примењује, пре свега при пројектовању мањих брана и насипа (USBR 1987).

Бишопова “рутинска” метода уводи у анализу и силе између ламела, чиме се битно поправља тачност прорачуна (Максимовић 1995). Ова метода захтева итеративно решавање, јер се коефицијент сигурности, K_K , изражава имплицитном једначином:

$$(7.52)': K_K = \frac{\sum_{i=1}^n [(G_i - u_i L_i \cos \alpha_i) \operatorname{tg} \varphi_i + L_i \cos \alpha_i c_i] m_{\alpha_i}}{\sum_{i=1}^n G_i \sin \alpha_i},$$

где је:

$$m_{\alpha_i} = \frac{1}{\cos \alpha_i + \frac{\sin \alpha_i}{K_K} \operatorname{tg} \alpha_i}.$$



Сл. 7.38 Шведска (Феленијусова) метода критичних клизних кругова

¹ У литератури се користе и друге ознаке, на пр., $K_K \equiv F_S$, $c \equiv c'$ и $\varphi \equiv \varphi'$, али су овде задржане ознаке из дела V о гравитационим бетонским бранама.

Одређивање параметара (полупречника и положаја – координата центра) *критичног клизног круга* (круга за који је вредност коефицијента сигурности најмања) врши се по некој од оптимизационих метода (Novak 1996, Максимовић 1995, Nonveiller 1983). Најједноставније, али и најдуготрајније је применити једноставну методу претраживања, где се положај центра критичног круга тражи претраживањем у процењеној области решења, где се у свакој (разматраној) тачки прво одреди полупречник који даје најмању вредност за коефицијент K_K (такође претраживањем по некој области). Ова “метода“ се може убрзати тако што ће се, првобитно ретка мрежа потенцијалних координата центара, сукцесивно прогушћивати (Максимовић 1995).

Уколико се процени да критична клизна површина битно отступа од кружног цилиндра, примењују се сложеније методе (Максимовић 1995, Nonveiller 1983).

* * *

Меродавне комбинације оптерећења за које треба спровести анализу стабилности требало би да обухвате све **најнеповољније комбинације** оптерећења које се *могу очекивати* за време грађења и експлоатације бране. Nonveiller (1983), сматра да је потребно проверити:

- 1) Стабилност темеља и косина за *време грађења* бране, као и непосредно *пре пуњења акумулације*.
- 2) Стабилност низводне косине (и темеља) при коти *нормалног успора*.
- 3) Стабилност низводне косине (и темеља) при коти *максималног успора*.
- 4) Стабилност низводне косине (и темеља) при коти *нормалног успора* и при дејству *земљотреса*.
- 5) Стабилност узводне косине (и темеља) при *наглом пражњењу* акумулације.

* * *

Поред прорачуна стабилности, у вишим фазама пројектовања је неопходно прорачунати и померања, пре свега слегања бране (Nonveiller 1983, JUS U.C5.020/1980). Такође, потребно је проценити и могућност настанка (и положај и димензије) пукотина и одговарајућим мерама спречити њихове неповољне последице на функционисање и стабилност бране.

VII.8 РЕЗИМЕ О ОСНОВНИМ ПРАВИЛИМА ЗА ПРОЈЕКТОВАЊЕ НАСУТИХ БРАНА

Према до сада изложеном, издвојиће се *најважнија правила* везана за стабилност насутих брана (Creager 1961, Пећинар 1960):

- 1) *Не сме се дозволити преливање преко насипа бране.*
- 2) *Не сме се дозволити неконтролисано провирање воде кроз брану.*
- 3) Провирна линија мора се увек *пресећи филтарским дренам* (хоризонталним, косим или на низводној косини).

- 4) Брзина (градијент притиска) воде која излази из тела и темеља бране, *не сме да изазове покретање честица* тела бране и/ или тла у темељу.
- 5) *Нагиби узводне и низводне косине морају бити стабилни*, са довољним коефицијентом сигурности, за све разматране случајеве оптерећења (укључујући и сеизмичка). Анализа стабилности мора да обухвати и темеље ако су од материјала подложног смицању (клизању).

Уз то:

- 6) Узводна косина бране мора се заштитити од разорног *дејства таласа*, а низводна од *спирања кишом*.

VII.9 ТИПОВИ НАСУТИХ БРАНА

Основна подела насутих брана је на:

- 1) Земљане бране и
- 2) Бране од каменог набачаја.

VII.9.1 Земљане бране

Земљане бране се граде од материјала мање крупноће (глине, песка, ситног шљунка). Високе бране од сасвим хомогеног материјала су реткост, јер су расположиви материјали мање или више хетерогени, па се не исплати да се из “смеше” користи само једна фракција.

Ако је материјал у насипу *приближно хомогеног састава*, сматра се да је брана **хомогена** (сл. 7.39а). Хомогена брана се штити од суфозије (испирања) низводном дренажом. Обично се вертикални или коси дрен – тзв., “димњак” повезује хоризонталним дренажним тепихом са низводном ножицом (сл. 7.26b и 7.39а). Овим се обезбеђује ефикасно спуштање провирне линије, поготову код изразито анизотропних материјала¹.

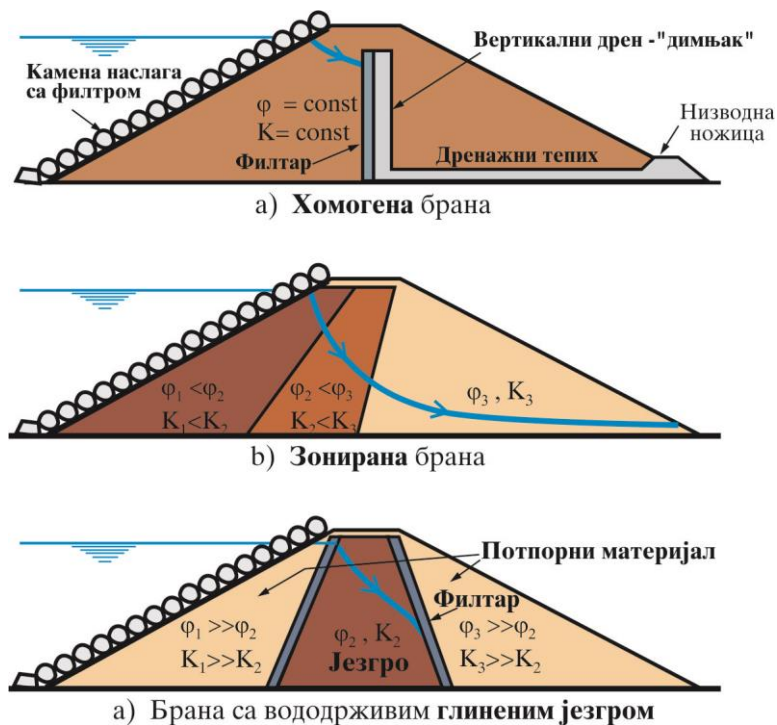
Хомогене бране се граде од материјала знатне вододрживости, како би се смањио губитак воде. С друге стране, овакав материјал има мању чврстоћу, што захтева релативно благ нагиб косина и велику запремину насипа. Због тога су хомогене бране обично мале висине (до 15 ÷ 20 m).

Крупнозрни материјали (песак и шљунак) имају велики угао унутрашњег трења, чиме се постижу стрмије косине, а тиме и мања запремина насипа него код брана од ситнозрних вододрживих материјала. С друге стране, крупнозрни материјали су, због великих пора, најчешће недопустиво водопропусни. Ово намеће идеју о *зонирању пресека бране*.

Зониране бране се граде од материјала различитих карактеристика. Ако се *вододржив ситнозрни* материјал уграђује на *узводном делу пресека*, а према *низводном* крају се ређају зоне *мање вододрживости* (и веће чврстоће, као на сл. 7.39b), постиже се ефикасно обарање

¹ Сасвим ниски насипи (до ~ 5 m висине), могу се радити само са низводном ножицом (сл. 7.29а), без додатне дренаже у телу бране.

провирне линије (сл. 7.7), па је већи део насипа ослобођен порног притиска. Међутим, узводни део насипа је мале чврстоће, што захтева блажу узводну косину. Очиглено, потребно је пронаћи *оптимални распоред локално доступних материјала*, што је задатак који се решава за сваки случај (за сваку брану) посебно – нема унапред припремљених универзалних рецепата.



Сл. 7.39 Земљане бране различитог степена хетерогености

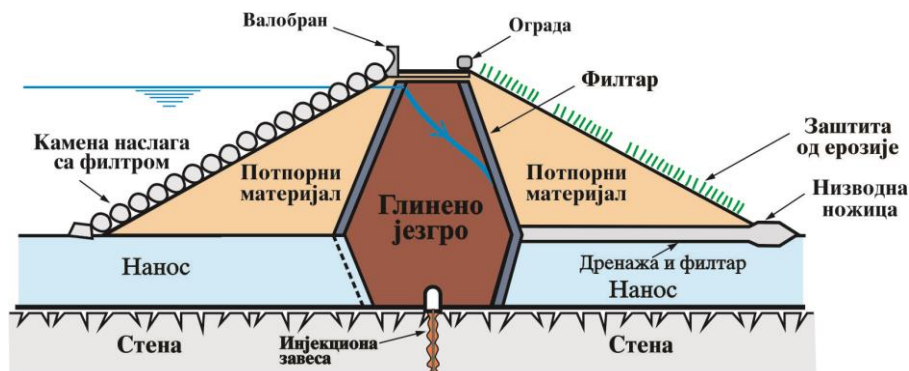
У савременој пракси најчешће су зониране земљане бране са **вододрживим глиненим језгром**. Косине (“потпорне зоне”) се граде од стабилног крупнозрног материјала, који штити вододржив материјал мале чврстоће у језгру бране (сл.7.39с). Обично се овако постиже стабилност са мањом запремином насипа него за случај са слике 7.39б. За језгро је, поред велике вододрживости, потребна и висока пластичност, чиме се смањује ризик од настанка пукотина при евентуалним деформацијама у темљу или телу бране.

С обзиром да разлика у крупноћи материјала омогућава испирање честица језгра кроз поре честица косина (потпорне зоне), на контакту језгра и косина се мора поставити *филтарска заштита* (сл.7.40). *Низводни филтар* је потребан ради заштите у нормалном погону, док *узводни филтар* штити језгро од испирања при повратном течењу из језгра ка узводној потпори, у време наглог пражњења акумулације, када се вода из крупнозрне потпорне зоне брзо оцеди, а остаје у вододрживом језгру (одакле се цеди много спорије). Обично се сматра да при повратном струјању неће доћи до суфозије у темљу, јер се не могу јавити довољно велики градијенти између воде у језгру и суседном алувијалном материјалу, па на том делу нема потребе за филтром. Ипак, доста пројектаната задржава филтар и на овом месту (тачкаста

линија на сл. 7.40 и 7.41). Обично се између језгра и материјала у потпори поставља један до два филтарска слоја, укупне дебљине од 2 ÷ 3 m (сл. 7.48).

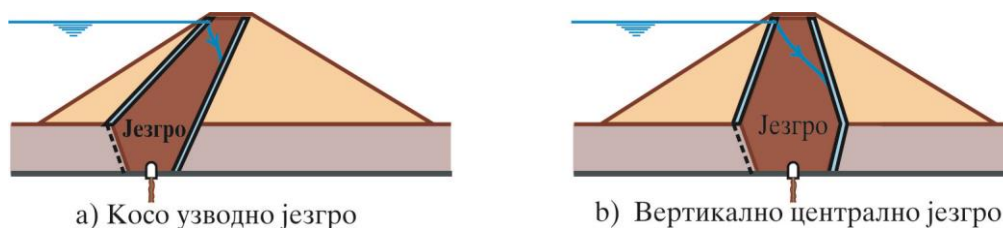
Дебљина језгра, у односу на косине, одређује се зависно од особина и расположивости материјала. Оријентационе вредности дате су у делу VII.10.1.

По положају језгро може бити **косо – узводно**, или **вертикално – централно**.



Сл. 7.40 Брана са глиненим језгром фундирана на алувиону

Предност косог узводног језгра у односу на централно вертикално (сл.7.41) је ефикасније обарање провирне линије. Овим се омогућава да нешто већи део низводног дела бране буде ослобођен порног притиска (“узгона“), чиме се постиже стрмији нагиб низводне косине (мањи утрошак материјала). Уз то, код брана са косим језгром, често је могуће прво уградити низводну потпору (косину), па тек затим уграђивати језгро, што је значајно у подручјима где је, због климатских услова, сезона уграђивања глине кратка. *Предност бране са вертикалним језгром је већи притисак на контактної површини између језгра и стене у темељу, због веће дебљине насипа изнад контакта, па је и мања опасност од процуривања на овом потенцијално осетљивом месту (Sherard 1963).*



Сл. 7.41 Положај језгра код земљаних брана

Поред хомогених и зонираних брана, у савременој светској пракси се примењује (додуше, доста ређе) још један тип брана – бране са **мембраном – дијафрагмом**. Најчешће су дијафрагме од такозваних **геомембрана** – танких водонепропусних фолија, посебно обрађених како би издржале оптерећења која се захтевају код конструкција као што су бране. До сада је у свету урађено неколико стотина оваквих брана (ICOLD 2005a). Геомембране се најчешће уграђују на *узводном лицу* бране (обично између одговарајућих заштитних слојева од малтера, бетона или асфалта, комбиновано са другим материјалима). Нешто ређе примењује се решење

са мембраном *унутар насипа*, где је недоступна за преглед и поправке, премда има мању површину (него за варијанту са уградњом на узводном лицу) и боље је заштићена од спољашњих утицаја. Геомембране су релативно јефтине, лако се допремају и уграђују при такорећи свим климатским условима. С друге стране мала дебљина мембране претставља и недостатак, јер знатно повећава ризик од оштећења вододрживе преграде. Уз то, треба имати на уму да бране са геомембранама још увек нису прошле “тест времена“, па се као и бране од каменог набачаја са крутим екраном, препоручују само у случају недостатка бољег решења за одговарајући профил.

VII.9.2 Бране од каменог набачаја

Бране од **каменог набачаја** се граде насипањем и збијањем¹ ломљеног камена. С обзиром на велику водопропусност каменог набачаја, ове бране се увек граде са вододрживим застором. То може бити:

- 1) **Глинено језгро.**
- 2) **Крути застор**, обично **армирано-бетонски**, или **асфалт-бетонски екран**.

У оба случаја дренажа у телу бране је сувишна, с обзиром на порозност материјала. Наравно, неопходна је филтарска заштита између глиненог језгра и каменог набачаја (са узводне и са низводне стране, како је раније објашњено).

Бране од каменог набачаја се граде у подручјима са лако доступним – јефтиним каменом за насип, ако је материјал за земљану брану недоступан или скуп. Бране од каменог набачаја су такође у предности у влажним и хладним климатским условима, где би грађевинска сезона за насипање земљане бране била недопустиво кратка. Уз то, бране од каменог набачаја су отпорније од земљаних на ерозију, а услед великог угла унутрашњег трења дозвољавају и стрмије нагибе косина. С друге стране, бране од каменог набачаја су захтевније у погледу фундарања у односу на земљане бране (али су у том погледу знатно повољније од бетонских). Потребна је већа чврстоћа (носивост) темељног тла него код земљаних брана, јер је мања површина темељне стопе и неопходно је ограничити слегање темеља због опасности од пуцања застора. Ово не претставља проблем код фундарања на здравој стени.

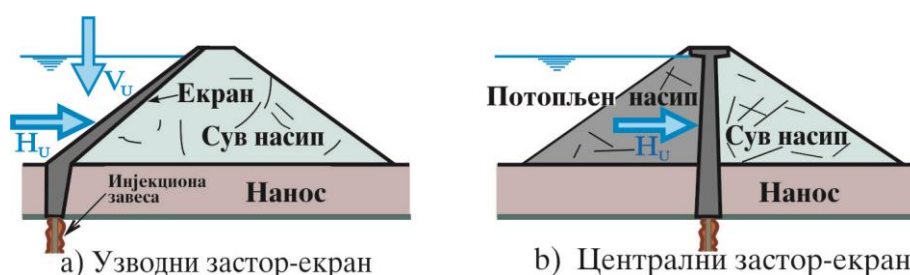
Бране са *глиненим језгром* су описане у претходом делу, па ће се у наставку говорити само о бранама са *крутим засторима*.

Крути застори, као и глинене језгра, могу бити **коси узводни**, или **централни вертикални** (сл. 7.42). Застор се укопава до стеновитог материјала у темељу, где се везује са инјекционом завесом, а филтарска заштита у телу бране му није потребна.

Узводни екран је застор на самом узводном лицу бране. Најчешће се ради од *армираног бетона* или *асфалт–бетона*, премда се може радити и од других материјала (метала, на пр.). Армирано–бетонски екран се понекад облаже асфалтним слојевима,

¹ Камен се може уграђивати и без збијања (“природно збијен набачај“), премда је код већине савремених брана вршено “класично“ збијање.

епокситним премазима, или се примењује нека друга заштита против процуривања (геомембране испод екрана, на пр.).



Сл. 7.42 Бране са армирано-бетонским екраном

Са гледишта *стабилности*, узводни екран је повољнији од вертикалног, јер је цела брана у “сувом”, а клизању се супротставља и *вертикална компонента хидростатичке силе* (сл. 7.42а), што омогућава стрмије нагибе косина него код вертикалног екрана (или вертикалног глиненог језгра). У прилог узводном екрану иде и *приступачност за одржавање*, што је практично немогуће код решења са вертикалним екраном. Уз то, узводни екран обезбеђује заштиту од таласа и омогућава једноставније надвишење бране, ако се за то укаже потреба током експлоатације. Мана узводног екрана је *велика осетљивост на слегање* темеља и набачаја испод екрана, услед чега може доћи до деформација екрана и пуцања. Предност *вертикалног екрана* је што се уз њега (са узводне стране) може поставити вододржив глинени слој, који умањује опасност од провирања у случају појаве пукотина у бетону.

Досадашња искустава показују да су бране са крутим екранима стварале знатно више проблема у експлоатацији од брана са глиненим језгром (Nonveiller 1983). US COE (U.S.A Corps of Engineers, 2004) препоручује да се предност укаже решењу са глиненим језгром, када год постоји могућност да се овакав тип бране уради (на располагању довољно квалитетне глине, повољни климатски услови и сл.).

VII.10 КОНСТРУКТИВНА ПРАВИЛА И ОРИЈЕНТАЦИОНЕ ДИМЕНЗИЈЕ

VII.10.1 Земљане бране

Земљане бране се граде:

- 1) Механичким насипањем и набијањем, или
- 2) Хидрауличким насипањем.

Механичко насипање и набијање

Материјал за насипање се узима са позајмишта, где му се откопавањем значајно *повећава запремина*, па се при уграђивању мора *збијати*, да би се избегло (смањило) *накнадно слегање*. Поред тога, збијањем се *повећава вододрживост* материјала, јер се смањује запремина пора, а *расте отпорност на суфозију (испирање)*, као и *чврстоћа на смицање*. (Збијање не

треба заменити са консолидацијом. При збијању се из пора истискује ваздух, и то је брз процес, док је консолидација (глиновитих материјала) дуготрајан процес који подразумева смањење запремине на рачун постепеног истискивања воде под дејством оптерећења, обично од тежине самог објекта.)

Позајмишта материјала за насип требало би да буде што ближе градилишту и да обезбеде довољну количину квалитетног материјала за израду насипа. Најповољније је да се позајмиште налази унутар будуће акумулације, чиме се избегавају додатни трошкови експропријације и не нарушава се изглед околног терена (слично је и код каменолома за брану од каменог набачаја). Материјал се из позајмишта обично довози тешким теретним возилима, а понекад се извођач опредељује за транспортне траке.

Разастирање истовареног материјала у слојеве пројектоване дебљине обавља се булдозерима. Збијање глине се врши тешким ваљцима и жежевима у слојевима дебљине од 20 ÷ 30 см. Збијање је најефикасније при *оптималној влажности* – то је обично природна влажност материјала, или влажност нешто мања од природне. Превише влажан материјал се, због присуства воде, не може збити до потребне мере и лепи се на оруђа за уграђивање. Зато се глина не сме уграђивати по киши, па је временски период (у току године) погодан за грађење земљаних брана краћи него код бетонских. (Не сме се насипати ни у време мрза). Према томе, метеоролошки услови на градилишту су веома битни за процену трајања радова.

Уградња насута материјала који није глиновит (песак, шљунак) такође захтева збијање, а динамичко набијање даје боље резултате од статичког. Оваквом материјалу погодну је већа влажност при збијању. *Што је материјал крупнији, то се за збијање додаје више воде* – крупан песак и шљунак се поливају пре набијања, а при уграђивању крупног камена се понекад користе млазеви под притиском. Филтарски материјал се набија у слојевима од ~30 см дебљине.

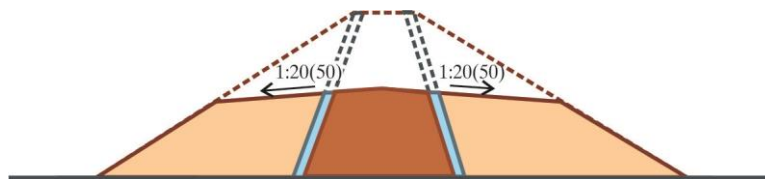
Пре почетка насипања темељ се *чисти од органског материјала* (пањева, корења), да након трулења не би остајале шупљине у земљаној маси, што може да изазове неравномерно слегање бране. (Према Steager–у, 1961, у насипу бране дозвољено је највише 5 ÷ 6% органског материјала).

Дијафрагме и/или прибоје (ако су предвиђени) треба урадити пре почетка насипања, док се инјектирање стенске масе може урадити и касније кроз инјекциону галерију (или, понекад, кроз глинено језгро). Да би се постигло заптивање по целој површини преградног пресека, потребно је да *инјекциона завеса* буде изведена као *наставак вододрживе преграде у телу бране* (глиненог језгра или бетонског екрана).

Неопходно је *обезбедити добру везу између суседних слојева* насипа, посебно између темеља и првог слоја, како би се избегло клизање по равни споја, и спречило стварање привилегованог пута провирне воде између слојева. Ово се постиже храпављењем доњег (старог) слоја, непосредно пре почетка насипања новог слоја.

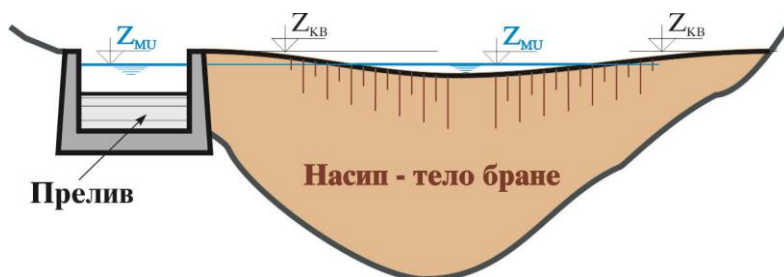
Када се рад на насипању привремено прекида (киша, мраз), потребно је збијање глине завршити глатким ваљцима да би се добила глатка, *оцедна површина са које киша отекне пре*

него што се упије у насип. Из истог разлога слојеве треба радити са *попречним падом* (1 : 20 ÷ 1 : 50) од језгра према косинама (сл. 7.43).



Сл. 7.43 Нагиб материјала при прекиду насипања

Висински положај круне насипа (земљане или бране од каменог набачаја) одређује се слично као код бетонских брана (V.3.2). Постоји, међутим, и једна важна разлика. И поред свих мера за смањење слегања, код насутих брана *треба рачунати са 1 ÷ 3 % слегања*, па према томе и изводити насип (обезбедити одговарајуће “надвишење” насипа). *Неузимање у обзир слегања насипа може да буде кобно*, јер се прелив (бетонски евакуациони објекат), који је фундиран на стени, далеко мање слеже од насипа бране, па ће насип остати снижен у односу на прелив (сл. 7.44). Ово значи да се на преливу може јавити *ниво воде виши од круне насипа*, па ће насип бити преливен, са катастрофалним последицама.

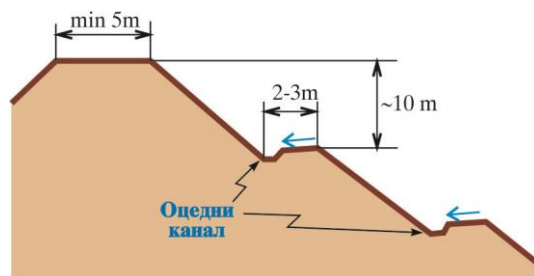


Сл. 7.44 Неједнако слегање прелива и насипа бране

На узводној ивици круне обично се гради валобран, а на низводној ограда (сл. 7.49, за детаље видети USBR 1987 и Nonveiller 1983).

Узводна косина мора бити *заштићена од удара таласа*, што се најчешће постиже слојем *каменог набачаја*. За рачунску висину таласа од $h_T \approx 1.0 \text{ m}$, потребна је заштита од камена крупноће $d \approx 0.3 \text{ m}$ у слоју дебљине од $t \approx 1.0 \text{ m}$ (Nonveiller, 1983). Поред каменог набачаја, за заштиту од таласа могу се користити и облога од армирано-бетонских плоча (ливених на лицу места, или префабрикованих), облога од асфалт-бетона, облога од руком положеног камена (“камена наслага”), или се отпорност површинског слоја косине повећава мешањем уграђеног материјала насипа са цементним везивом (USBR 1987, ICOLD 1986, Nonveiller 1983). Заштита од таласа мора бити постављена у распону од круне бране до најнижег радног нивоа воде у акумулацији. Између насипа и заштитног слоја уграђује се филтарски слој, који штити материјал насипа од испирања приликом пражњења акумулације, као и од испирања приликом удара таласа.

Низводна косина се мора заштити од ерозионог дејства кише. Заштита се постиже каменим набачајем, или каменом наслагом, или затрављивањем косине погодним густо растућим травама. Уколико нема опасности од процирувања кроз низводну косину (тј. ако је провирна линија пресечена дренажним филтром), отпада и потреба за филтарском заштитом испод камене облоге.



Сл. 7.45 Берме на низводној косини

Код брана високих преко 15 ÷ 20 метара често се раде проширења – *берме* на сваких ~ 10 m висине, у циљу смањења ерозионе енергије кише која отиче косином. Берме су широке 2 ÷ 3 м, са попречним падом према косини и са подужним оцедним каналима (сл. 7.45), којима се вода одводи, обично до колектора на боковима, а одатле контролисано до доње воде.

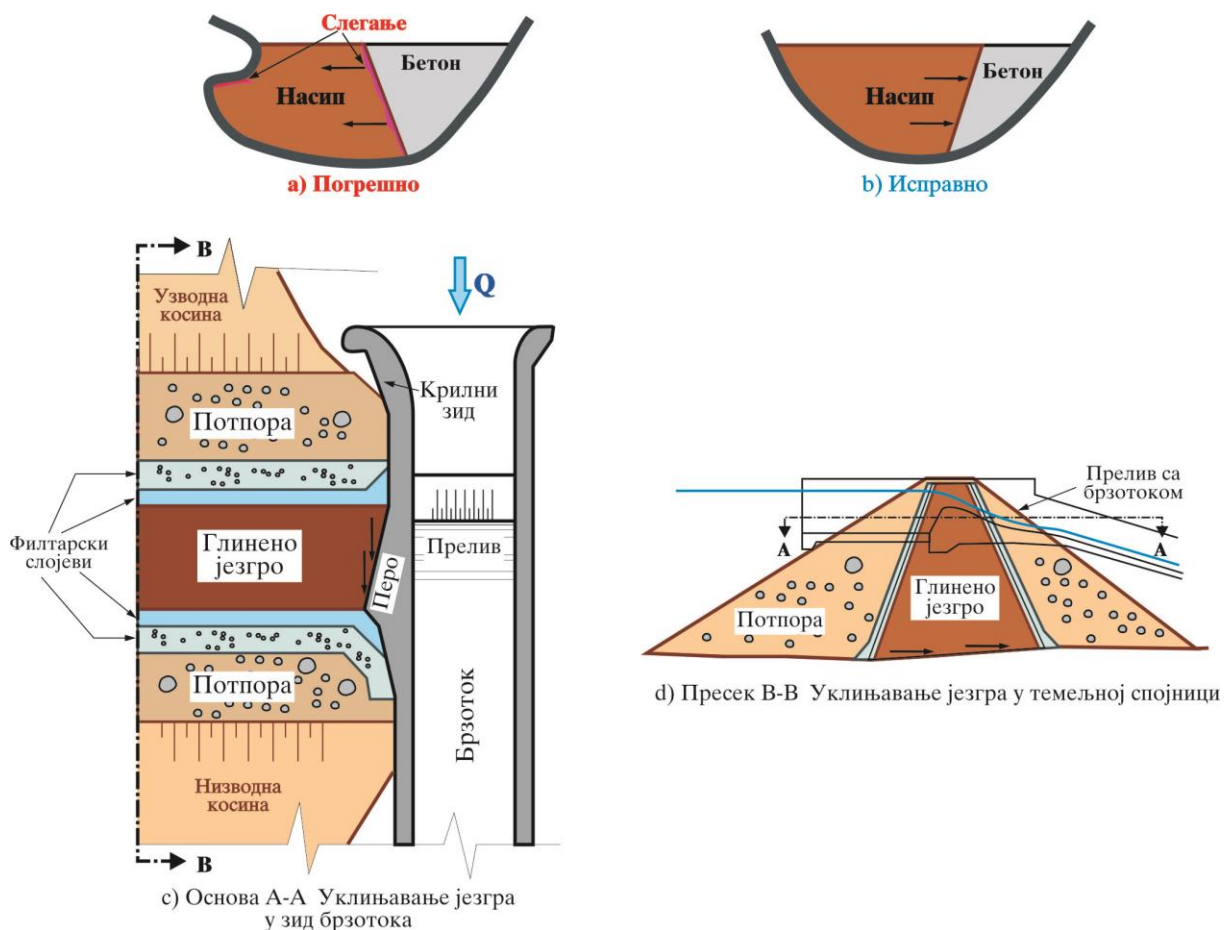
При насипању и збијању посебну пажњу треба обратити на *места споја насутог материјала са деловима бетонске конструкције и са боковима и дном долина*, где најлакше долази до стварања пукотина и неконтролисаног провирања.

1) Не сме се дозволити да бетонска конструкција или део бока долине буду изнад збијеног материјала, јер то редовно доводи до појаве шупљина на месту додира услед накнадног слегања насипа (сл. 7.46а). Гранични бетонски зидови треба да буду *нагнути од насипа* (сл. 7.46б), а никако ка насипу (материјал насипа треба да належе на зидове). Сагласно са овим, прво треба урадити бетонски део конструкције, па затим насипати.

2) Зидови којима се насип повезује са бетонском конструкцијом се понекад поребрују (сл. 7.47а), чиме се донекле продужава пут провирања воде на споју (смањује се градијент провирања). Међутим, овакви делови насипа око бетонског објекта нису приступачни за велике машине, па се збијање мора вршити специјалним набијачима, што често може да изазове неповољније стање него да се градила глатка контура. Уместо поребривања, може се у зони контакта проширити језгро и филтарска заштита (сл. 7.46с), а на спољној страни бетонског зида урадити избочина (“перо“), којим се језгро током хоризонталне деформације притиска на бетонску конструкцију.

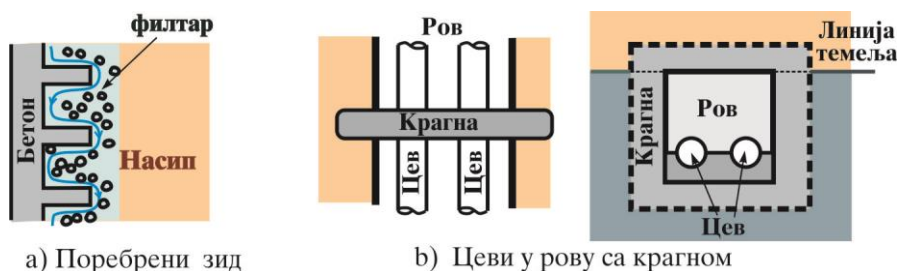
3) Испод језгра и филтара се код фундарања на испуцалој стеновитој средини поставља слој мршаваог бетона, а ако је испуцалост стене велика, лије се бетонска плоча (дебљине 20 ÷ 30 cm). На овај начин се уклања опасност од испирања честица језгра кроз пукотине у стенској маси. Такође, корисно је да се први слој језгра гради од глине високе пластичности,

како би се по слегању остварио што приснији контакт између језгра и темеља. Уз то, код распаднуте темељне стене, по потреби се ради консолидационо инјектирање, а између бетонске плоче и стене обавезно се ради везно (контактно) инјектирање.



Сл. 7.46 Веза бетонске конструкције и насипа

4) Цеви, по правилу, не би требало постављати кроз насип бране, нити кроз еродибилне темеље (најсигурније је поставити цев кроз бок долине у стеновитом материјалу). Ако је неопходно да цеви прођу кроз брану, онда се могу поставити једино у ровове у темељу, и то само ако темељ има одговарајућу чврстоћу и малу деформабилност, како не би дошло до неравномерног слегања и пуцања цеви. Ровови се понекад пресецају бетонским “крагнама” за продужење пута провирне воде (сл. 7.47b). Слично поребравању зидова, и ова мера може да буде неефикасна услед неодговарајућег збијања насипа око ребара. Уместо “крагне” цеви се могу уградити у бетонске блокове, обликоване тако да омогућавају што тешњи контакт са насипом. Неопходно је обезбедити затварачницу и на узводном крају цеви, да би се омогућио приступ по целој дужини цеви у случају хаварије цеви. Детаље о пројектовању, извођењу и одржавању цеви кроз насуте бране видети у литератури (FEMA 2005).



Сл. 7.47 Веза насипа са зидом и постављање цеви испод насипа

Хидрауличко насипање

Хидрауличко насипање је ређе примењиван поступак за израду брана, с обзиром да се обично исплати само за изузетно велике количине насипања. Код нас је примењивано при изради једног броја насипа у хидросистему ДТД.

Земљани материјал се суспендује у води, па се специјалним црпама транспортује и депонује – одлаже на место насипања (Милованов 1972, Creager et al. 1961, Пећинар 1960).

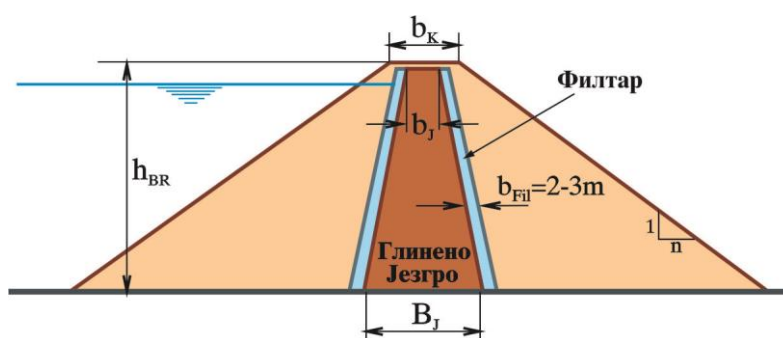
Оријентационе димензије

У почетним фазама пројектовања, неке од димензија насутих брана (ширина круне, ширина језгра, нагиби косина) се искуствено процењују. Ширина насипа бране у круни, b_K , (сл. 7.48) може се рачунати као (Nonveiller 1983):

$$(7.53): \quad b_K = 1 + A\sqrt{h_{BR}},$$

где је $A = 1.1 \div 1.65$, с тим да је $b_K > 4 \text{ m}$.

Ширина глинеог језгра у круни, b_J , обично није мања од 3 m (мада постоје бране са $b_J = 1 \text{ m}$), док се за ширину у основи, B_J , може претпоставити $B_J = \frac{1}{4} \div \frac{1}{2} h_{BR}$. (Постоје бране са знатно тањим језгром, $B_J < \frac{1}{10} h_{BR}$, али оне претстављају изузетак).



Сл. 7.48 Оријентационе димензије земљаних брана

Нагиби спољних косина зависе од материјала насипа и услова фундарања. На здравом стеновитом тлу се обично усваја нагиб од 1 : 2.5 ÷ 1 : 3.5 за глиновите и прашинасте материјале и 1 : 2 ÷ 1 : 3 за пескове и шљункове. За теже услове фундарања повећава се и нагиб косина.

Низводна косина је обично са већим нагибом од узводне (због неповољних услова стабилности на узводној косини при нагом прањњењу акумулације, VII.7.1).

VII.10.2 Бране од каменог набачаја

Камен се збија у влажном стању коришћењем вибровалака (понекад уз водене млазеве). Слојеви набачаја су дебљине од $0.3 \div 2.0$ m (најчешће ~ 1 m), зависно од типа бране и места уграђивања (код бране са глиним језгром слојеви су тањи, нарочито у близини језгра). Уградња каменог набачаја обавља се по, такорећи, свим временским условима, што је велика предност овог типа брана.

Највећа мана брана са узводним армирано–бетонским екраном је *деформисање и пуцање екрана услед неједнаког слегања материјала испод екрана*, па се екран поставља тек пошто је завршено збијање материјала у насипу.

Обично се бране од каменог набачаја раде зонирано (USBR 1987). Код брана са екраном, низводна зона, која даје стабилност – потпору, је од најбољег и најкрупнијег камена (зона С на сл. 7.49). Узводна зона (А) је од добро збијеног шљунка и ситнијег туцаника, па обезбеђује стабилну основу за екран који се преко ње полаже. (Понекад се поставља и слој од камене наслаге са истом улогом.) Средишња зона (В) је обично од камена слабијег квалитета и чини попуну између зона (А) и (С).



Сл. 7.49 Зонирање материјала у брани од каменог набачаја

Утицај неравномерног слегања екрана се смањује коришћењем *плоча мањих димензија* (ретко се користе плоче веће од 10×10 m), а спојнице се раде са флексибилним заптивкама. Екран се обавезно анкерује у бокове долине и темеље (за детаље видети USBR 1987 и Sherard 1963).

Армирање екрана штити плоче од прскања услед неравномерног слегања. Ако се и јаве, прелине у бетону ће услед повезујућег дејства арматуре бити знатно уже него код неармираних плоча, чиме се постиже боља вододрживост екрана.

Оријентационе димензије

Нагиб косина каменог набачаја при фундирању на стеновитом темељу креће се од 1 : 1.5 до 1 : 1.3 (и стрмије). За прву процену, може се узети да је дебљина екрана – застора у круни око 30 cm и да идући низ косину расте за 1 cm на сваки метар дубине воде. Дебљина асфалта, односно асфалт-бетонске заштите износи ~30÷50 cm и обично се ради у неколико слојева различитог састава. У последње време често се испод армирано-бетонске, односно, асфалт-бетонске заштите уграђују геомембране (слично, као и код земљаних брана), ради постизања бољег заптивања (U.S.A Corps of Engineers, 2004).

О изради и димензијама глиненог језгра већ је било говора у делу VII.10.1.

ЛИТЕРАТУРА:

- Батинић,Б., (1994), “Хидраулика”, Грађевински факултет универзитета у Београду, Београд.
- Bear,J., (1979), “Hydraulics of groundwater”, McGraw-Hill Book Company.
- Bear,J., (1988), “Dynamics of Fluids in Porous Media”, Dover.
- Борели, М., (1980), “Хидраулика”, БЕОГРАД.
- Вуковић, М. и Пушић, М., (1986), “Филтрационе деформације и стабилност тла”, Институт за водопривреду “Јарослав Черни”, БЕОГРАД.
- Вуковић, М. и Соро, А., (1984), “Динамика подземних вода”, Институт за водопривреду “Јарослав Черни”, БЕОГРАД.
- Creager, W.P et al.,(1961), “Engineering For Dams”, John Wiley and Sons.
- FEMA (2005), “Technical Manual:Conduits through Embankment Dams”.
- Грађевински календар (1981).
- Гришин, М.М., (1954), “Гидротехническије Сооруженија”, Государственноје Издательство Литератури по Строительству и Архитектури, МОСКВА.
- ICOLD (1985), “Filling Materials for Watertight Cut-off Walls“, Bulletin No. 51.
- ICOLD (1986), “Soil-Cements“, Bulletin No. 54.
- ICOLD (1986), “GEOTEXTILES as Filters and Transitions in Fill Dams“, Bulletin No. 55.
- ICOLD (2005), “DAM FOUNDATIONS – Geological considerations. Investigation. Methods. Treatment Monitoring“, Bulletin No. 129.
- ICOLD (2005a), “GEOMEMBRANE SEALING SYSTEMS FOR DAMS“, Draft.
- Капор, Р., (2011), “Хидраулика“ – друго измењено и допуњено издање, Грађевински факултет.
- Linsley, R.K., Franzini J.B., (1979), “Water-Resources Engineering”, McGraw-Hill Book Company.
- Максимовић, М., (1995), “Механика тла”, Гроскњига, Београд.
- Милованов, Д., 1972, “Хидросистем Дунав-Тиса-Дунав”, Нови Сад.
- Nonveiller, E., 1983, “ Nasute brane”, ŠKOLSKA KNJIGA – ZAGREB.
- Novak, P. at al., (1996), “Hydraulic Structures”, E&FN SPON.
- Петровић, П.С., (1992), “Хидротехничке конструкције”, I део, НАУКА, БЕОГРАД.

- Пећинар, М., (1960), “Хидротехничке конструкције – бране“, Издање удружења студената Грађевинског факултета, БЕОГРАД.
- Pinder, J., F. i Gray, W.,G., (1977), “Finite Element Simulation In Surface and Subsurface Hydrology”, Academic Press.
- Rezniček, K., (1978), “Odbrana od poplava u ravničarskim predelima”, NOVI SAD.
- Sherard, J.L., et al., (1963), “ Earth and Earth-Rock Dams – Engineering Problems of Design and Construction”, Wiley, New York.
- Smith, D.C, (1995), “Hydraulic Structures”, University of Saskatchewan.
- СРПС У.Ц5.020, 1980 “Пројектовање насутих брана и хидротехничких насипа – технички услови”.
- СССР Министарство Строителства (1955), “Справочник по Гидротехники”, МОСКВА.
- Thomas, H.H. (1976), “The Engineering of Large Dams”, Wiley, Chichester.
- USBR, (1987), UNITED STATES DEPARTMNET OF THE INTERIOR, BUREAU OF RECLAMATION, “Design Of Small Dams”, A Water Resources Technical Publication.
- U.S.A Corps of Engineers, (2004), “General Design and Construction Consideration for Earth and Rock-fill Dams “, EM 1110-2-2300.

VIII

ЕВАКУАЦИЈА ВЕЛИКИХ ВОДА И ЕВАКУАЦИОНИ ОРГАНИ

Евакуациони органи, или евакуациони објекти, или евакуатори (скраћено ЕО) служе да *вишак воде*, која се не може искористити, нити задржати у акумулацији, *безбедно и контролисано спроведу* из акумулације у *низводно корито*. Под овим се подразумева да испуштена вода *не угрожава брану*, као и сам евакуациони објекат, околне објекте и подручје низводно од бране. ЕО се често називају и *преливима*, мада је прелив најчешће само један део евакуационог органа. Поред *главног евакуационог органа*, који је предвиђен за евакуацију вода поплавних таласа мале вероватноће појаве, брана је опремљена и *темељним испустом*, чија је основана намена *пражњење акумулације*. Капацитет темељног испуста је знатно мањи од капацитета главног ЕО, премда се помоћу испуста могу евакуисати мањи поплавни таласи (таласи веће вероватноће појаве). Уз то, испуст омогућава предпражњење акумулације уочи наиласка таласа. У овом поглављу проучаваће се *главни евакуациони органи*, док ће о темељним испустима бити речи у поглављу XI.

Зависно од врсте и значаја објекта, топографије терена, геолошке грађе, и количине воде која се евакуише, постоји такорећи “неограничено“ много, мање или више, различитих решења ЕО (Khatsuria 2005). Према најопштијој подели ЕО могу пропуштати воду:

- 1) **Преко** преливног дела бране.
- 2) **Кроз** тело бране.
- 3) **Око** бране, као независан објекат (обично тунелски).

Највећи број евакуационих органа састоји се из три основна дела (сл. 8.1):

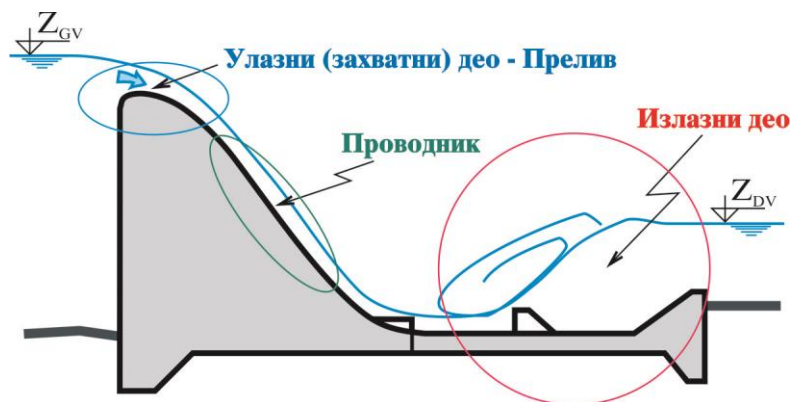
- 1) **Улазни (захватни) део** је обично *прелив* (са или без устава), којим се мирна вода из акумулације покреће (убрзава) и уводи у:
- 2) **Проводник** (најчешће брзоток или тунел), који одводи воду до:
- 3) **Излазног дела**, који омогућава да се вода пре упуштања у низводно корито умири (да јој се одузме енергија), како не би поткопавала темеље објекта. Обично је излазни део нека врста *умиривача* (расипача) енергије.

Као и остали хидротехнички објекти, евакуациони органи морају да буду:

- 1) Исправно *хидраулички димензионисани и обликовани*, како би ефикасно и безбедно захватили и одводили вишак воде из акумулације у низводно корито. При томе треба остварити што је могуће *једноставније облике* конструкције и ускладити положај ЕО са осталим објектима у оквиру расположивих топографских и геолошких услова.
- 2) *Статички стабилни*.
- 3) *Што јефтинији и лакши за изградњу и монтажу опреме, коришћење и одржавање*.

На исправно обликованом и хидраулички димензионисаном евакуационом објекту остварује се *једнозначна веза између протицаја и нивоа воде у акумулацији*¹. **Контролни пресек евакуационог органа је пресек који једнозначно одређује (физички и математички) вредност протицаја зависно од нивоа воде у акумулацији.**

Контролни пресек је најчешће на улазном делу ЕО (преливу), премда се код неких врста ЕО може поставити и на погодном месту у проводнику, а има објеката где се контролни пресек премешта дуж објекта, зависно од вредности протицаја (на пример, шахтни прелив).



Сл. 8.1 Делови евакуационог органа

Пројектовање евакуационог објекта обично обухвата следећи поступак:

- 1) Прикупљање и израда одговарајућих хидролошких, топографских и геолошких *подлога* (за генерални, идејни пројекат и главни пројекат).
- 2) Избор *рачунског* (пројектног) *протицаја* (процењује се у генералном, а требало би да се коначно утврди у идејном пројекту).
- 3) Избор *типа* евакуационог објекта (ради се у идејном пројекту).

¹ Ово важи само ако је преливање непотопљено, тј. ако низводни услови не утичу на преливање.

- 4) Постављање – *уклапање објекта у терен* у оквиру диспозиције целокупног решења бране и пратећих објеката, водећи рачуна о геолошкој грађи и хидролошким карактеристикама (ради се у идејном пројекту).
- 5) *Хидрауличко димензионисање и обликовање* ЕО (ради се у идејном пројекту, а ако измене у подлогама налажу, дорађује се у главном пројекту).
- 6) *Хидрауличка моделска испитивања* (раде се, по потреби, после, или у току, идејног пројекта, као подлога за главни пројекат).
- 7) *Статичко димензионисање* објекта (идејни пројекат и главни пројекат).
- 8) Израда одговарајућих цртежа, технички опис и остала неопходна документација (генерални, идејни и главни пројекат).

У прелиминарним фазама пројектовања, све до разраде изабраног решења у другом делу идејног пројекта, нема потребе за детаљним прорачунима. Није потребно користити сложене изразе и поступке који обухватају мноштво утицаја, а који занемарљиво утичу на главне димензије конструкције. С друге стране, при разради изабраног решења у идејном пројекту и наредним фазама пројекта, треба користити сво расположиво знање и искуство, како би се пројектовао објекат према напред изложеним захтевима. У ту сврху често су од непроцењиве вредности и резултати који се могу добити добро осмишљеним и савесно урађеним хидрауличким моделским испитивањима.

VIII.1 ИЗБОР МЕРОДАВНОГ – РАЧУНСКОГ ПРОТИЦАЈА

Избор **рачунског (меродавног, пројектног) протицаја**, Q_R , је један од најостељивијих и најзначајнијих корака у пројектовању евакуационих органа. Као рачунски протицај обично се усваја врх *излазног* (трансформисаног, ублаженог) поплавног таласа *мале вероватноће (превазилажења) појаве* (на пример, таласа 1000-годишње, $Q_{0.1\%}$, или 10 000-годишње велике воде, $Q_{0.01\%}$), или врх *излазног* таласа *максималне вероватне воде* (PMF^1), Q_{PMF} .

Често се (за исти евакуациони објекат) користи *више различитих рачунских протицаја*, од којих је сваки меродаван за *одређени део објекта*. Тако, захватни део (прелив) обично има капацитет који, при коти максималног успора у акумулацији, омогућава прихватање максималног протицаја који треба евакуисати (рецимо, Q_{PMF} , или $Q_{0.01\%}$). Брзоток (прелазни део ЕО на сл.8.1) се понекад може димензионисати на нешто мањи протицај (на пр. $Q_{0.1\%}$, или $0.3 \times Q_{PMF}$), с тим што ће при максималном протицају (за који је димензионисан прелив) доћи до мањег изливања воде ван корита брзотока и евентуално до мањих оштећења, која *не смеју да угрозе стабилност самог објекта*. Излазни део (умиривач енергије) обично се може димензионисати на још мањи протицај (на пр., $Q_{0.5\%}$, или $Q_{1\%}$), уз ризик да се при већем протицају овај део објекта знатно оштети (или чак потпуно уништи), али уз услов да *стабилност бране и осталих виталних објеката тиме не буде угрожена*.

Сагласно претходно описаном расуђивању, у пројектним критеријумима појединих пројектантских кућа, или институција, разликују се појмови *рачунског протицаја ЕО*, и *рачунског протицаја меродавног за стабилност бране*, као и одговарајућих нивоа воде у

¹ PMF је скраћеница од *Probable Maximum Flood*, тј., максимална вероватна вода.

акумулацији (Ерчић 2002). *Рачунски протицај ЕО* (или дела ЕО) је максимални протицај који ЕО (или део ЕО) може да прихвати при нормалним условима рада, *без опасности од оштећења* (услед изливања воде из корита, појаве вакуума, вибрација и осталих непожељних појава). *Рачунски протицај меродаван за стабилност бране* је највећи протицај при коме *брана није угрожена* од дејства поплавног таласа – то је највећи протицај од кога се *штити брана*. При овом протицају не сме доћи до оштећења на брани и пратећим објектима која би угрозила стабилност бране. Обично је то врх излазног таласа РМФ (Q_{PMF}), или таласа 10 000-годишње велике воде ($Q_{0.01\%}$), или неки протицај између ова два. Очигледно, *рачунски протицај ЕО* је увек мањи или једнак *рачунском протицају меродавном за стабилност бране*. У складу са протицајима, јављају се и одговарајући “максимални” нивои воде у акумулацији: максимални ниво воде при нормалном раду евакуационих органа, као и максимални ниво меродаван за стабилност бране – *кота максималног успора* (на сл. 2.1).

Не постоји свеобухватни “рецепт” за одређивање рачунског протицаја. На избор утичу бројни чиниоци, од којих су најважнији:

- 1) Тип бране.
- 2) Угроженост низводног подручја.
- 3) Значај самог објекта (бране са пратећим објектима).
- 4) Тип Евакуационог органа.
- 5) Поузданост хидролошких података.
- 6) Ретензионе могућности акумулације.

Критеријуми за избор *рачунског протицаја ЕО* су се мењали – развијали током времена. Некада је као једини меродавни чинилац прихватан тип бране (такозвана “*Прва генерација критеријума*“, Ерчић 2002). Преливање преко тела (насипа) *насутих брана* готово увек доводи до делимичног или потпуног рушења објекта, па је зато за насуте бране усвајан талас $Q_{0.01\%}$, а за бетонске бране, које су мање осетљиве на преливање, узиман је талас веће вероватноће (превазилажења) појаве, обично $Q_{0.1\%}$. У то време се при разматрању великих вода углавном ослањало само на статистику, а примена поступака за процену физички максималног протицаја није била уобичајена.

Савременији, и тренутно најзаступљенији начин избора рачунског протицаја ЕО (“*Друга генерација критеријума*“), поред типа бране, пажњу посвећује и угрожености низводног подручја. Тако, на пример, ако је низводно од *насуте бране* насељено подручје, рушење услед преливања бране би изазвало људске жртве и велике материјалне штете, па се *прелив* (захватни део) и, по потреби, *проводник ЕО* димензионишу на врх излазног (трансформисаног) таласа *максимално велике воде* – РМФ (ублажавање поплавног таласа је обрађено у делу II.8). Излазни део ЕО (умиривач енергије) се обично димензионише на мањи протицај (узима се 1000-годишња, $Q_{0.1\%}$, или 200-годишња, $Q_{0.5\%}$, или чак 100-годишња, $Q_{1\%}$, велика вода), наравно, ако се процени да евентуално оштећење и привремени излазак умиривача из погона, уз појачану али краткотрајну ерозију низводног корита, не би угрозили стабилност бране и осталих виталних објеката. Као што је претходно речено, проводник ЕО се, такође може димензионисати на мању воду ($Q_{0.01\%}$, или $Q_{0.1\%}$), уз услов да његова евентуална оштећења не могу угрозити брану и виталне објекте око бране. Евакуациони органи *бетонских*

брана по правилу се димензионишу на талас веће вероватноће појаве (него код насутих брана), с обзиром да преливање бетонских брана обично не доводи до катастрофалних последица. Често се за *лучне* и *гравитационе* бетонске бране узима врх излазног хидрограма 1000-годишње велике воде ($Q_{0.1\%}$). За бетонске бране са преливима који су контролисани уставама, могу се разматрати два рачунска протицаја: (1) *пројектни* протицај $Q_{0.1\%}$, када једно преливно поље није у функцији и (2) *контролни* протицај $Q_{0.01\%}$, када су сва поља функционална. Прорачуном опште стабилности би требало показати да ће са овако димензионисаним ЕО брана остати стабилна и при наиласку максимално вероватне воде (PMF), са евентуалним преливањем преко непреливног дела бране, уз допуштена мања оштећења. (Понекад се уместо хидрограма таласа 1000-годишње велике воде, рачуна са таласом чији протицаји износе 30% вредности таласа PMF¹, док се уместо хидрограма 10000-годишње велике воде, рачуна са протицајима који износе 50% вредности PMF таласа.)

За мале објекте, чија оштећења (хаварије), или потпуно рушење, не би изазвали жртве и знатне низводне штете, рачунски протицај за евакуацију великих вода одређује се економском анализом. На пример, за малу насуту брану (висине 5 ÷ 10 m, и дужине од 50-ак метара) у ненасељеном подручју, обично је економски неоправдано димензионисање евакуационих органа на 10000-годишњу велику воду (или PMF), јер би коштање ЕО вишеструко надмашило коштање саме бране. Овакав објекат ће се највероватније димензионисати на 100-годишњу велику воду, или чак на 50-годишњу воду, ако тако покаже економска рачуница и зависно од жеље наручиоца (инвеститора).

Последњих година, упоредо са “класичним приступом”, као помоћна метода, у многим пројектантским кућама и институцијама се примењује и поступак заснован на *управљању ризиком* (односно *анализи ризика*, Савић Љ. и Савић Д. 2003 и Ерчић 2002). (Овај поступак би се могао схватити, као кандидат за назив “Треће генерације критеријума”.) У поступку управљања ризиком се сагледавају могући *хазарди* по разматрану брану (поплавни талас, земљотрес, отказивање устава, рушење узводне бране и сл.), утврђују могући механизми рушења разматране бране изазвани наведеним хазардима (ерозија насипа услед преливања, клизање косине насипа услед сеизмичког удара, клизање бетонске ламеле услед повећања узгона и сл.) и процењује вероватноћа сваког од догађаја у ланцу механизма рушења, како би се проценила укупна *вероватноћа рушења бране*. Затим се, на основу параметара поплавног таласа који би настао услед рушења бране процењује *штета*, па се као „производ“, штете и вероватноће рушења добија *ризик*. Овај ризик би требало да буде мањи од онога што је заједница на угроженом терену (низводно од бране) спремна да прихвати.

Поједине државе и организације дају прописе и/или препоруке према којима се одређује меродавни рачунски талас за димензионисање евакуационих органа, пре свега код високих брана (ICE 1996, Novak 1996, ICOLD 1992, USBR 1987). Такође, многе државе (међу којима и наша) законски прописују да се за сваку високу брану уради *прорачун “хидрауличких последица рушења бране”*, у оквиру кога се процењују брзина кретања поплавног таласа у низводном кориту, и нивои до којих би вода стигла у случају рушења бране (Vischer & Hager

¹ Вредности PMF таласа помноже се са 0.3.

1998). На основу резултата прорачуна се припрема систем узбуњивања становништва на угроженом подручју. На терену се обележава граница зоне која је безбедна – изнад које би се становништво (и покретна добра) требало да евакуишу у случају опасности од рушења бране и постављају сирене којима се оглашава опасност.

Увек треба имати на уму да се у току живота објекта *може јавити и протицај већи од рачунског*, па је стога корисно да капацитет евакуационог органа брзо расте при малим прираштајима нивоа преко коте максималног успора. Овим се додатно смањује ризик од преливања бране, чак и у случају да је рачунски протицај потцењен. Додатна сигурност бране при евакуацији великих вода се може обезбедити израдом сигурносних прелива (део VIII.9.4, ICOLD 1987).

Одређивање протицаја великих вода није предмет ове књиге, па се читалац упућује на одговарајућу литературу (Ерчић 2002, Зеленхасић и Руски 1991, ICOLD 1992, ACER 1988, Linsley 1975). Ипак, мора се истаћи велики значај квалитета хидролошких података за сигурност објекта, па стога треба посветити довољно времена и средстава да би се обезбедили што поузданији подаци. Не би требало штедети на мерењима у току пројектовања, а и касније у току експлоатације објекта, када се могу добити корисни податци за разматрани објекат, као и за објекте који ће се у будућности градити у блиским подручјима.

VIII.2 ОДРЕЂИВАЊЕ КРИВЕ ПРОТИЦАЈА **ДОЊЕ ВОДЕ**

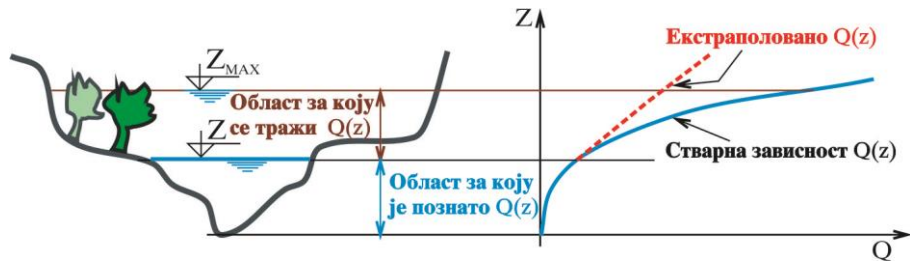
Крива протицаја доње воде – скраћено **крива доње воде**¹ – представља зависност протицаја, Q , од нивоа воде, Z , у попречном пресеку речног корита на месту бране (односно, на месту излазног дела ЕО). То је неопходна подлога за пројектовање ЕО, као и свих осталих грађевина које имају везе са водотоком низводно од бране (темељни испуст, хидроелектрана, обезбеђивање темељне јаме за време грађења и сл.). Веома често се не располаже мерењима на основу којих би се образовала крива протицаја, или се у најбољем случају располаже само подацима за мале (“нормалне”) протицаје, а за димензионисање објекта битни су баш они велики (“ненормални”). Вредности нивоа при великим протицајима могу се проценити на више начина:

1) Зависност $Q(Z)$ се за велике протицаје може **екстраполовати** на основу мањих протицаја за које постоје резултати мерења. Међутим, екстраполацију треба избегавати као *непоуздан* поступак, поготово ако резултати мерења одговарају протицајима за које је ниво воде *унутар главног корита*, а екстраполација се односи на протицаје за које се вода *излива у инундацију*, где се услови течења битно разликују (сл. 8.2).

2) Крива протицаја се може добити (допунити) и **рачунски**, тако што се за изабране вредности протицаја, Q , израчунавају *линије нивоа* воде, почевши од погодног *низводног граничног услова*, а закључно са пресеком за који се тражи крива (сл.8.3). (Овакав поступак важи за мирно течење; ако је режим буран, зависност $Q(Z)$ одређује узводни гранични услов –

¹ Понегде се може наићи и на назив “конзумциона крива”.

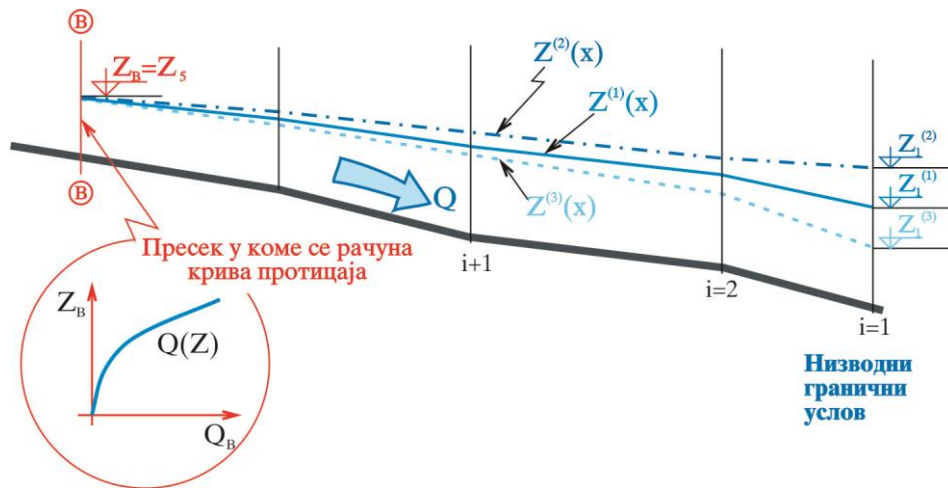
сам објекат.) Рачунско одређивање криве протицаја омогућава и да се процене утицаји промена у кориту (услед ерозије, или услед радова у кориту) на везу $Q(Z)$.



Сл. 8.2 Крива доње воде за сложено корито

Ниво у најнизоводнијем пресеку (где је потребно задати гранични услов) најчешће се мора претпоставити. Обично се претпоставља нормална дубина, осим ако услови течења не захтевају критичну, или неку другу дубину.

Обично се линија нивоа рачуна у $3 \div 5$ пресека низводно од места у коме се тражи крива протицаја (пресек “В” на сл. 8.3). Може се узети и мањи број пресека, ако постоји крива протицаја за релативно близак низводни пресек, која ће представљати поуздан гранични услов. Не треба претеривати са бројем пресека. Ако се за највећи разматрани протицај срачунају линије нивоа $Z^{(1)}(x)$, $Z^{(2)}(x)$ и $Z^{(3)}(x)$ за различите вредности *низводног граничног услова*, $Z_1^{(1)}$, $Z_1^{(2)}$ и $Z_1^{(3)}$ (сл. 8.3), и ако све (три) линије конвергирају истој вредности Z_B у *најузводнијем пресеку*, тада нема потребе да се линија нивоа продужава даље низводно, тј. не треба уводити додатне низводне пресеке.



Сл. 8.3 Конвергенција линија нивоа за различите вредности граничног услова

Линија нивоа у непризматичном кориту произвољног попречног пресека рачуна се применом енергетске једначине за течење између два пресека (Јовановић 2002, Henderson 1966). С обзиром да се претпоставља миран режим, ниво воде је *познат* у *низводном* пресеку “1” (односно “i”), а *рачуна се* у *узводном* пресеку “2” (односно “i+1”). Према слици 8.4, енергетска кота у узводном пресеку “2”, E_2 , једнака је коти енергије у низводном пресеку “1”, E_1 , увећаној за губитке на деоници између два пресека, ΔE_{1-2} , па се може написати:

$$(8.1): \quad E_2 = E_1 + \Delta E_{1-2}, \text{ односно:}$$

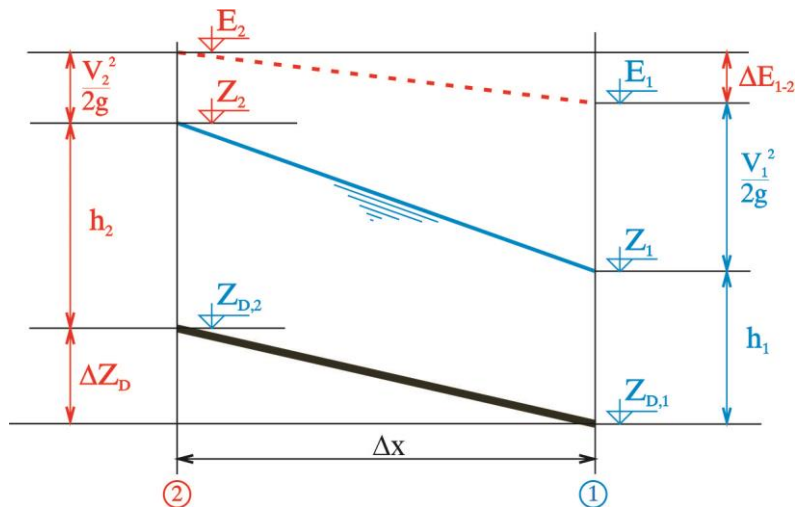
$$(8.2): \quad Z_{D,2} + h_2 + \frac{V_2^2}{2g} = Z_{D,1} + h_1 + \frac{V_1^2}{2g} + \frac{1}{2} \Delta x \left(\frac{Q^2 n^2}{A_1^2 R_1^{4/3}} + \frac{Q^2 n^2}{A_2^2 R_2^{4/3}} \right),$$

где је R = хидраулички радијус ($R = \frac{A}{O}$), а n = Манингов коефицијент храпавости, који се обично процењује на основу прегледа – рекогносцирања терена. Линејски губитак енергије, ΔE_{1-2} , изражен је преко Шези-Манингове једначине, осредњавањем нагиба (пада) трења између два рачунска пресека¹, а по потреби се слично обрачунавају и локални губици.

Површина и хидраулички радијус су *геометријске функције дубине у пресеку*, а брзина се може изразити преко површине, односно дубине, кроз једначину континуитета:

$$(8.3): \quad A = A(h), \quad R = R(h) = \frac{A(h)}{O(h)}, \quad \text{и} \quad V = \frac{Q}{A(h)},$$

што значи да је енергетска једначина (8.2) *имплицитна једначина* по променљивој h_2 (дубина у узводном пресеку "2"), и решава се неком од нумеричких метода. У већини практичних случајева може се применити *поступак постепеног приближавања (метода простих итерација)*, где се претпостави почетна вредност за дубину h_2 , па се преко једначине (8.2) претпостављена вредност "поправља", док се не постигне жељена тачност.



Сл. 8.4 Прорачун линије нивоа између два пресека

У наставку ће се описати поступак решавања једначине (8.2) постепеним приближавањем ("итерацијама"). Енергетска једначина (8.2) ће се преписати као:

$$(8.4): \quad h_2 + \frac{V_2^2}{2g} - \frac{1}{2} \Delta x \frac{Q^2 n^2}{A_2^2 R_2^{4/3}} = h_1 + \frac{V_1^2}{2g} + \frac{1}{2} \Delta x \frac{Q^2 n^2}{A_1^2 R_1^{4/3}} - \Delta Z_D = C_1.$$

¹ Осредњавање губитака на трење се може и другачије апроксимирати (Henderson 1966).

Вредност десне стране једначине (8.4), C_1 , је позната, јер су све променљиве величине функције познате дубине у низводном пресеку, h_1 (преко израза 8.3).

При мирном режиму течења, утицај дубине h_2 , која претставља потенцијалну енергију пресека “2”, доминантан је у односу на брзинску висину и (ако је деоница релативно кратка) на линијске губитке, због чега се енергетска једначина (8.4) “решава” (односно изражава) по променљивој h_2 . На почетку итеративног поступка (почетна претпоставка, или “прва итерација”), занемариће се утицај осталих чланова везаних за пресек “2”, па се може написати:

$$(8.5): \quad {}^{(1)}h_2 = C_1 - \frac{V_2^2}{2g} + \frac{1}{2} \Delta x \frac{Q^2 n^2}{A_2^2 R_2^{4/3}} \approx C_1,$$

где префикс “(1)” означава редни број итерације (понављања).

Са претпостављеном дужином ${}^{(1)}h_2$ добијају се површина пресека ${}^{(1)}A_2$, хидраулички радијус ${}^{(1)}R_2$, и брзина ${}^{(1)}V_2$:

$$(8.6): \quad {}^{(1)}A_2 = A_2({}^{(1)}h_2), \quad {}^{(1)}R_2 = R_2({}^{(1)}h_2), \quad {}^{(1)}V_2 = \frac{Q}{A_2({}^{(1)}h_2)},$$

са којима се рачуна “поправљена” дубина ${}^{(2)}h_2$ у другој итерацији (у другом кораку приближавања):

$$(8.7): \quad {}^{(2)}h_2 = C_1 - \frac{{}^{(1)}V_2^2}{2g} + \frac{1}{2} \Delta x \frac{Q^2 n^2}{{}^{(1)}A_2^2 {}^{(1)}R_2^{4/3}}.$$

Затим се са дужином ${}^{(2)}h_2$ рачунају површина ${}^{(2)}A_2$, радијус ${}^{(2)}R_2$, и брзина ${}^{(2)}V_2$, према јед.(8.6), па се “нова” – поправљена вредност дубине, ${}^{(3)}h_2$, рачуна према јед.(8.7). Поступак се понавља све док релативна разлика (грешка) вредности дубине између две узастопне итерације (на пример итерација (m) и $(m+1)$) не постане мања од унапред захтеване тачности:

$$(8.8): \quad \frac{|{}^{(m+1)}h_2 - {}^{(m)}h_2|}{{}^{(m)}h_2} \leq \varepsilon.$$

Бржа конвергенција постиже се применом Њутн-Рафсон (Newton-Raphson) методе, где се за рачунање “поправке” решења из претходне итерације, поред саме функције користи и њен извод. У обзир долази и метода сечице или нека комбинована метода за решавање корена имплицитне једначине (Acton, 1970). У ту сврху једначину (8.4) прегледније је написати као:

$$(8.9): \quad F(h_2) = h_2 + \frac{[V_2(h_2)]^2}{2g} - \frac{1}{2} \Delta x \frac{Q^2 n^2}{[A_2(h_2)]^2 [R_2(h_2)]^{4/3}} - C_1 = 0.$$

Понекад ниједан од описаних поступака не конвергира решењу. Ово може бити резултат *погрешне претпоставке режима течења* на разматраној деоници, или је пак узета *предугачка деоница* између два пресека. У случају да је деоница предугачка треба интерполовати међупресеке, или користити “*грубу али издржљиву*” методу претраживања, или методу половљења интервала, којима ће се свакако наћи решење, уколико постоји (тј., ако је претпоставка о мирном режиму исправна).

За прорачун линије нивоа у такозваном сложеном кориту (где се води рачуна о особеностима течења у главном кориту и у инундацијама) видети одговарајућу литературу (на пр. Henderson, 1966). На тржишту софтвера постоји неколико програма за прорачун линије нивоа, од којих се тренутно најчешће користи HEC-RAS. Треба, међутим, увек водити рачуна да је за примену оваквих програма неопходно добро познавање основних закона хидраулике, и да непромишљено и аутоматско коришћење истих може довести до значајних грешака.

У случају да се, за нижи ниво пројектовања, не располаже са снимљеним попречним пресецима за прорачун линије нивоа, може се за криву протицаја $Q(Z)$ усвојити веза између протицаја и *нормалне дубине* у траженом пресеку (пресек В на сл. 8.3). Нормална дубина ће се рачунати уз претпоставку трапезног корита са константним нагибом дна, тако што ће се ширина и нагиб дна корита на деоници низводно од разматраног пресека проценити на основу расположивих топографских подлога.

VIII.3 ОСНОВНИ ТИПОВИ И ДИСПОЗИЦИЈЕ ЕО

Зависно од начина на који се вода *захвата* из акумулације, пута којим се вода *спроводи* кроз, или око бране и излазног дела којим се вода *предаје* низводном кориту пројектант се може одредити за велики број алтернативних типова и диспозиција¹ евакуационих органа.

Сагласно са реченим на почетку поглавља, вода се из акумулације може евакуисати:

- 1) Преко **преливног дела бране** (или преливног прага).
- 2) **Истицањем кроз тело бране** – испусти и дубински преливи.
- 3) Независним **преливним објектом** са проводником (брзотоком или тунелом), **око бране**.
- 4) **Дубинским тунелским испустом** или преливом, којим се вода спроводи **око бране**.

Најчешћи су, а уједно и *најпоузданији*, први и трећи начин евакуације, па ће се о њима највише и говорити. У оба случаја улазни (захватни) део евакуационог органа је **површински прелив**, код кога мали прираст нивоа у акумулацији омогућава велики прираст протицаја (јер протицај расте са дубином на три половине, $Q \sim h^{3/2}$). Због тога се у случају наилазка протицаја који је нешто већи од рачунског (пројектованог), ниво у акумулацији неће битно повећати, па се неће значајније угрозити безбедност бране. Поред класичне *преливне бране* (сл. 4.1а, 4.1б, 8.6, и 8.7) и преливне бране са *степенастим преливом* (сл. 8.104), у савременој хидротехничкој пракси највише се примењују *чеони прелив са брзотоком* (сл. 8.68а), *бочни прелив са брзотоком* (сл. 8.68б и 8.76, или, ређе, са тунелом, сл. 8.82) и *шахтни преливи* (сл. 4.1с и 8.83). Површински преливи могу бити контролисани *уставама*, а могу бити *слободни*.

Дубински прелив (или испуст) са истицањем кроз тело бране, или кроз тунел око бране, захтева значајно повишење нивоа у акумулацији за мали прираштај протицаја, с обзиром да овде протицај расте са дубином на једну половину ($Q \sim h^{1/2}$). Због тога и мало повећање протицаја изнад рачунског, може да изазове знатно повишење нивоа у акумулацији, са

¹ Под диспозицијом се подразумева распоред објеката или њихових делова (компоненти) у основи.

опасношћу од преливања непреливног дела бране. Уз то, као што ће се видети у наредним поглављима, решење са дубинским захватањем је мање поуздано од површинског захватања због теже приступачности, веће могућности квара на затварачу, опасности од кавитационе ерозије и веће осетљивости на грешке при руковању опремом, па се у највећем броју случајева *не препоручује* за *главне евакуационе органе* брана. С друге стране, дубински евакуатор често се користи као **темељни испуст** (поглавље XI), где обавља другачије функције (не користи се као главни евакуациони орган).

Које ће се од могућих решења разматрати и/или усвојити, зависи од много чиниоца, од којих су најважнији:

- 1) **Топографске карактеристике терена** на профилу бране и/или на још неком погодном месту (обично "седлу" – превоју, где се може поставити прелив).
- 2) **Хидролошки услови на профилу бране** – *количина воде* која се евакуише (рачунски протицај), и *трајање* поплавног таласа.
- 3) **Геолошки услови** – услови фундарања, сеизмички услови, стабилност корита у које се вода упушта.
- 4) **Тип бране и висина бране** (односно, денивелација горње и доње воде).
- 5) **Распоред и тип осталих објеката** (ХЕ, захватне грађевине и сл.).
- 6) **Начин евакуације воде за време грађења.**
- 7) **Значај објекта.**
- 8) **Поузданост прогнозе** дотицаја поплавног таласа.
- 9) **Поузданост управљања** објектом.
- 10) **Низводна насељеност** и изграђеност.
- 11) **Економски ефекти**, који су увек мање, или више присутни.

Детаљније ће се објаснити утицај неких од набројаних чиниоца, односно комбинације чиниоца:

Топографија терена често намеће, или елиминише одређена решења, с обзиром на расположиви простор за распоред ЕО у склопу *разматране диспозиције*. Топографски услови у великој мери одређују обим земљаних радова (на пр., усецање конструкције шахтног, или бочног прелива у косину долине), што може бити пресудно за *економско вредновање*. Неповољна конфигурација терена за уклапање ЕО може дисквалификовати изгледан попречни профил за изградњу бране.

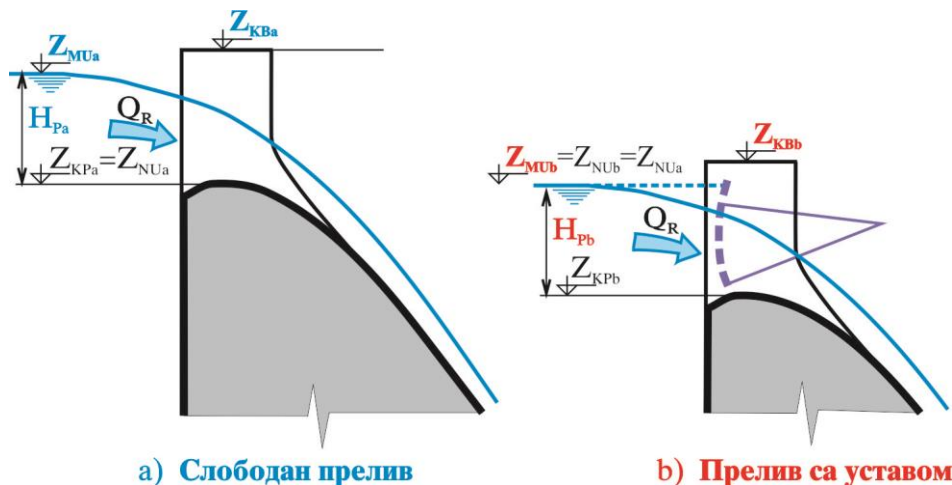
Хидролошки утицај често се комбинује са другим чиниоцима, као што су топографија терена, низводна насељеност, поузданост прогнозе, тип бране и др. Тако, велика вредност рачунског протицаја може да услови одређена решења, пре свега у уским долинама, где је тешко постићи довољно дугачку преливну ивицу, па су шахтни прелив и бочни прелив са сабирним каналом обично једини избор за захватање великих вода. Нагли прираст нивоа воде у акумулацију услед велике запремине поплавног таласа и релативно малог акумулационог простора за прихватање таласа често елиминише прелив с уставама као безбедно решење код насутих брана. Интензитет кавитационе ерозије и абразије, између осталог, зависи и од трајања поплаве (односно, од трајања преливања воде).

Тип и распоред евакуационих органа, као и свих других бетонских конструкција битно зависе од услова фундирања. Уз то, избор типа и димензија излазног дела (умиривача енергије) зависи од стабилности низводног корита, односно стабилности бокова долине низводно од бране. Зато је потребно обавити све потребне геолошке и геофизичке истражне радове, проучити расположиве резултате истражних радова, па тек онда почети са детаљним пројектовањем и на крају са рачуницом. Поступак истраге – идеја – пројекат – вредновање се неминовно мора понављати док се не стигне до жељеног решења за ефикасну и безбедну евакуацију великих вода.

Тип бране и значај низводног подручја већ су спомињани у вези са избором рачунског протицаја. Неће се постављати исти услови код евакуације воде за 200 метара високу насуту брану, низводно од које се налази густо насељено подручје, и за 20 метара високу лучну брану иза које нема насеља, с обзиром да је прва много осетљивија на преливање и да њено рушење доводи до катастрофе великих размера. Такође се не дозвољава да евакуациони објекат буде у телу (насипу) насуте бране, док је то могуће код бетонских брана. Уз то, поузданост прогнозе дотицаја, поузданост управљања објектом и руковања опремом, као и значај самог објекта и низводног подручја битно ће утицати на избор или елиминацију прелива са уставама.

* * *

Преливни – улазни (захватни) део евакуатора (евакуационог органа) може бити слободан – без устава, или контролисан уставама. Преливи бетонских брана често су контролисани уставама, јер се тиме омогућава мања висина бране.



Сл. 8.5 Поређење слободног и контролисаног прелива

На сл. 8.5а приказан је слободан прелив са круном на коти нормалног успора ($Z_{KP a} = Z_{NU a}$). Кота максималног успора, $Z_{MU a}$, која одређује висину бране ($Z_{KB a} = Z_{MU a} +$ висина пењања таласа + зазор, сл. 5.40), виша је од нормалног успора за дебљину преливног млаза, $H_{P a}$. На сл. 8.5b дато је алтернативно решење са уставом која за време поплавног таласа одржава ниво у акумулацији на коти нормалног успора, која је овде уједно и кота максималног успора

$(Z_{MUb} = Z_{NUb} = Z_{NUa})^1$. Вишак воде се испушта из акумулације одговарајућим подизањем устава, тако да се ниво одржава на коти максималног успора (односно на коти нормалног успора). При наиласку максималног (рачунског) протицаја, Q_R , устава ће бити сасвим подигнута, и преко прелива ће се остварити слободно преливање.

Јасно је да ће брана b) са уставама бити нижа од бране a) са слободним преливом, и то за висину преливног млаза, H_{Pa} . Такође, очигледно је да ће варијанта са уставама бити економски оправдана, ако је њено коштање ниже од коштања варијанте без устава:

$$(8.10): \quad K_b < K_a.$$

При вредновању варијанти треба урачунати и коштање експропријације узводног земљишта и, по потреби, измештања насеља и саобраћајница, што може додатно оптеретити решење без устава. Уз то, димензије умиривача енергије зависе од денивелације (пада) између горње и доње воде, па решење са уставама смањује и коштање умирујућег басена, о чему би такође требало водити рачуна.

За диспозиције са релативно узаним преливом (мала дужина преливне ивице) и великим протицајем, често се решење са уставама намеће као економски повољније. С друге стране, устава се, очигледно *не исплате*, ако се при рачунском протицају може постићи мала висина преливног млаза, H_{Pa} .

Економски показатељ не сме бити кључни чинилац при избору контроле прелива (слободан или са уставама). **Сигурност** (безбедност) објекта мора бити важнија. Треба имати на уму да увек постоји могућност да систем за управљање уставама откаже, ма колико био поуздан. И у случају да постоји више алтернативних погона за покретање, може се десити да се устава оштети или заглави, посебно у трусним подручјима. Распоживост поуздане радне снаге за управљање објектом такође утиче на избор. Зато треба бити крајње обазрив при пројектовању, грађењу и одржавању прелива са уставама *код насутих брана* (с обзиром на велику осетљивост на преливање), поготову ако је подручје низводно од бране насељено, па би преливање и рушење бране довело до катастрофе.

Код прелива са уставама, обавезно треба предвидети могућност да *једно или више преливних поља буде ван погона при наиласку рачунског поплавног таласа*. Прелив са уставама захтева поуздану прогнозу дотицаја у акумулацију, да би се омогућило оптимално управљање уставама у време наиласка, односно пред наилазак таласа (претпражњење акумулације). Са претпражњењем треба бити посебно опрезан, јер услед лоше прогнозе или неодговарајућег управљања може доћи до непотребно великог испуштања воде из акумулације, што с једне стране може непотребно изазвати поплаву низводног подручја, а са друге стране мањак воде за потрошача у периоду који следи. Међународна комисија за високе бране (ICOLD) препоручује да преливе са уставама треба избегавати ако се очекује нагли прираштај нивоа у акумулацији, тачније ако је брзина подизање нивоа у акумулацији већа од $1 \div 2$ метра на час (ICOLD, 1986).

¹ Премда је обично у пракси кота максималног успора нешто виша од коте нормалног успора.

Постоје и комбиновани преливи који се састоје из дела контролисаног уставама, и дела са слободним преливом. Прелив са уставама омогућава да се вода контролисано евакуише при значајнијим поплавама, када је потребно испуштати велике протицаје, док се слободни прелив, са круном на коти нормалног успора користи код малих протицаја, када би подизање устава могло да изазове непотребан губитак воде, или непотребно низводно плављење.

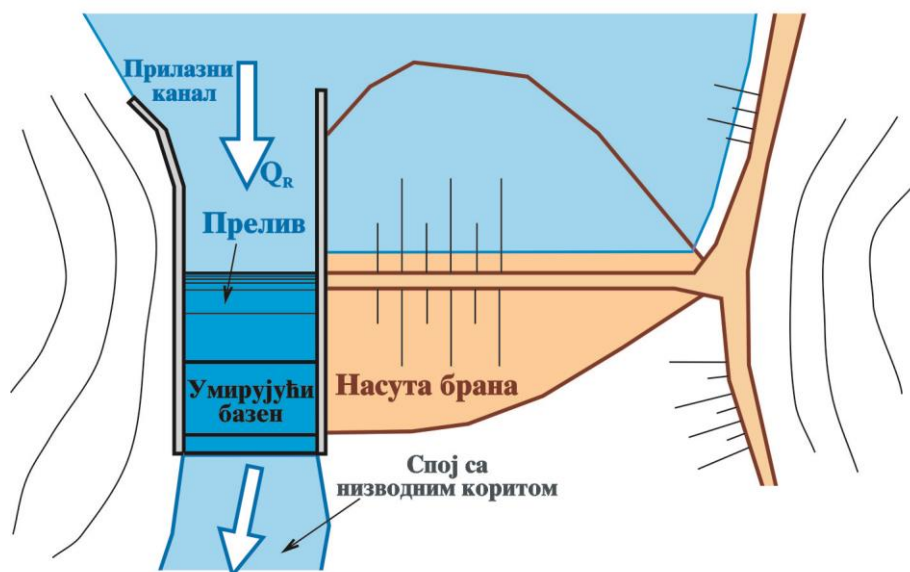
VIII.4 ПРЕЛИВНЕ БРАНЕ

Под **преливним бранама** ће се подразумевати преливни делови (преливне ламеле) бетонских брана (гравитационих, лучних, олакшаних). Бетонске гравитационе преливне бране често се користе и као *евакуациони органи насутих брана* (сл. 8.6).

Преливне бране су, уз прелив са брзотоком, најчешћи тип евакуационих органа. Могу бити контролисане уставама, или са слободним преливом.

Најважнији делови преливне бране су (сл. 8.1, 8.6 и 8.7):

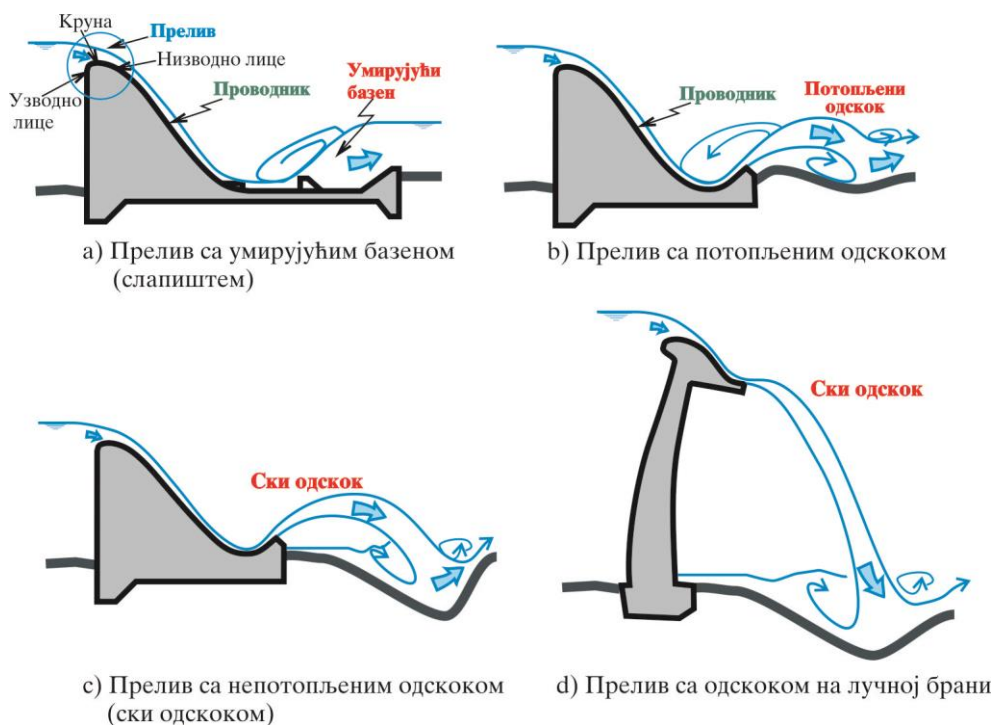
- 1) Улазни (захватни) део – **прелив**, најчешће *Кригер–Официеровог* (“практичног”) профила. Прелив може бити слободан, или контролисан уставама.
- 2) Прелазни део – **проводник**, у виду стрмог брзотока на низводном лицу преливне бране. Прелазни део се може изоставити код лучних брана (сл.8.7d), или код ниских гравитационих прагова где се умирујући базен надовезује директно на прелив (сл. 8.16).
- 3) Излазни део – за **спајање са низводним коритом** (са доњом водом).



Сл. 8.6 Насута брана комбинована са преливном бетонском гравитационом браном

Излазни део треба да обезбеди *контролисано* расипање (“умирење“) енергије преливене воде, чиме се спречава разарање речног корита и поткопавање темеља објекта. Најчешће се за спој са доњом водом користи **умирујући базен** – слапиште (сл. 8.7a), где се енергија расипа у

вртложном “ваљку“ хидрауличког скока – најбољег расипача енергије. Ако је ниво доње воде приближно константан и довољно висок може се употребити и јефтинији објекат – **потопљени одскок** (сл. 8.7b). Најјефтиније решење за спој са доњом водом, **непотопљени ски одскок** (ски скок, сл. 8.7c и d) се користи када је могуће одбацити млаз довољно далеко, тако да ерозија корита не угрози темељ објекта.



Сл. 8.7 Основни типови преливних брана

VIII.4.1 Улазни део – прелив

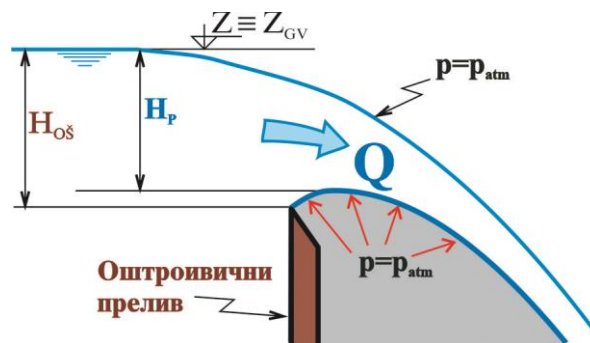
Прелив је хидраулички обликован део евакуационог органа, преко кога се вода захвата из акумулације и усмерава ка проводнику, или директно ка низводном кориту. Прелив би требало да буде једноставног облика, с тим да омогући *што мању висину преливног млаза при рачунском протицају*, као и струјање без вртлога, стојећих таласа, вакуума, и других поремећаја који би могли да угрозе прелив, или брзоток, или умирујући базен. Прелив може бити слободан, или са уставама за регулацију нивоа и протицаја. Прво ће се разматрати слободан прелив (без устава).

Прелив сачињавају *круна* (теме, врх) и *узводно* и *низводно* лице (сл. 8.7a). Уз то, бочне контуре струјања образују *разделни зидови*, а *мост* преко прелива носе *стубови* (сл. 8.22). Најчешћи облик попречног пресека прелива (или, како се то обично каже, “облика преливне ивице“) је такозвани прелив “Кригер–Офицера” (прелив “практичног профила”, прелив “прилагођен млазу”), који се добија када се простор испод доње ивице млаза правоугаоног оштроивичног прелива испуни бетоном (сл.8.8). Овакав објекат обједињује добре услове преливања које нуди оштроивични прелив, и *статичку стабилност* коју даје масивна

творевина у виду гравитационе бетонске бране. Бетонском испуном се такође постиже и *хидрауличка стабилност* млаза у односу на оштроивични прелив, код кога турбуленција може да “покупи” ваздух између зида и доње ивице млаза и створи вакуум, што, ако се не спречи одговарајућом аерацијом, доводи до периодичног одлепљивања млаза и опасности од вибрација.

При пројектовању прелива увек је потребно: одредити *облик и димензије преливне контуре* (преливне ивице), проценити *коэффициент преливања* и одредити *криву протицаја прелива*.

Крива протицаја прелива је једнозначна зависност *протицаја* преко прелива, Q , од *непоремећене висине* воде испред прелива H_p , односно од *коте* *непоремећеног нивоа* у акумулацији, Z . Под *непоремећеном* *висином* (нивоом) подразумева се висина у пресеку довољно удаљеном од прелива, да би се избегао утицај депресионе линије која настаје убрзавањем воде низ контуру прелива (сл. 8.8). Крива протицаја се везује за место **контролног пресека** (с обзиром да се у контролном пресеку остварује једнозначна веза протицаја и нивоа¹), а то је овде круна прелива. Ту вода прелази преко препреке, што се према општем начелу физике увек остварује са *минимумом енергије*, при чему је веза између *нивоа и протицаја* једнозначна. (Низводно од круне прелива успоставља се буран режим течења, при коме поремећаји – утицаји могу да се преносе *само у низводном* смеру. Због тога услови на круни *једини* одређују ниво потребан да се преко круне пропусти разматрани протицај – тј., *низводни* утицаји се ту не могу осетити.)



Сл. 8.8 Прелив практичног профила (Кригеров прелив)

Протицај је једнак производу средње брзине преливног млаза, V , и површине попречног пресека млаза управне на правац брзине, A :

$$Q = A V = B h V,$$

где су B и h ширина и дебљина млаза. С обзиром да је дебљина млаза сразмерна висини (нивоу) испред прелива, H_p , а брзина корену из H_p , следи да је протицај, Q , сразмеран са $H_p^{\frac{3}{2}}$:

¹ Ово важи само за случај *непотопљеног* прелива, када низводни ниво нема утицаја на преливање.

$$(8.11): \quad Q = B C H_P^{\frac{3}{2}} = B C_p \sqrt{2g} H_P^{\frac{3}{2}},$$

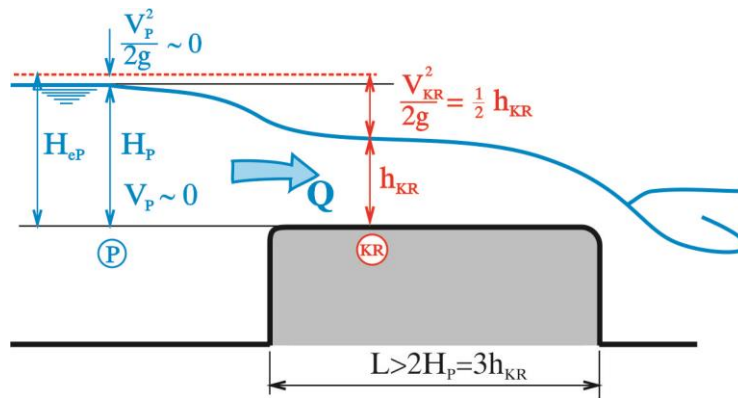
где су: C_p = бездимензионални коефицијент преливања¹, и g = убрзање Земљине теже (гравитационо убрзање).

На преливу типа *широког прага* (сл.8.9) остварује се критична дубина, h_{KR} , према начелу минимума специфичне енергије, па је могуће теоријски одредити зависност 8.11, односно коефицијент преливања, C_p . Праг мора бити довољно широк, $L > 2 H_P$ (L је ширина прага), да би се на њему остварило паралелно праволинијско струјање са (приближно) хидростатичким распоредом притиска по дубини, премда не сме бити ни преширок, да би линијски губици (губици на трење) били занемарљиви. (Обликовање широког прага је приказано у поглављу XIII.) Користећи ознаке са сл.8.9 написаће се енергетска једначина између пресека “P” узводно од прага, и пресека “KR” на коме се јавља критична дубина на прагу:

$$(8.12): \quad H_{eP} = H_P + \frac{V_P^2}{2g} = h_{KR} + \frac{V_{KR}^2}{2g} + \Delta E_{P-KR}.$$

У критичном пресеку, “KR”, Фрудов број је једнак јединици ($F_R = 1$), па је $g h_{KR} = V_{KR}^2$. Ако се претпостави да је брзина у пресеку “P” (испред прелива) мала, брзинска висина, $V_P^2 / 2g$, се може занемарити. Ако се још занемари губитак енергије између два пресека, ΔE_{P-KR} (због мале дужине деонице P–KR и доброг обликовања прага) једначина 8.12 постаје:

$$(8.13): \quad H_P = \frac{3}{2} h_{KR}, \text{ односно, } h_{KR} = \frac{2}{3} H_P, \text{ и } V_{KR} = \sqrt{2g \frac{H_P}{3}},$$



Сл. 8.9 Преливање преко “широког прага”

па је протицај једнак:

$$(8.14): \quad Q = B \frac{2}{3} H_P \sqrt{2g \frac{H_P}{3}} = 0.385 B \sqrt{2g} H_P^{\frac{3}{2}} = B C_p \sqrt{2g} H_P^{\frac{3}{2}},$$

где је $C_p = 0.385$ = коефицијент преливања из једначине (8.11). Ако се у енергетској једначини (8.12) задржи брзинска висина, $V_p^2/2g$, тада ће се уместо висине H_p у једначини (8.14) појавити “енергетска” висина $H_{ep} = H_p + V_p^2/2g$, па израз за протицај постаје :

$$(8.15): \quad Q = B \frac{2}{3} H_{ep} \sqrt{2g \frac{H_{ep}}{3}} = 0.385B \sqrt{2g} H_{ep}^{\frac{3}{2}}.$$

Неки аутори сажимају бездимензионални коефицијент преливања, C_p , и гравитационо убрзање у један димензионални коефицијент. Ако се гравитационо убрзање изрази у јединицама SI система ($g = 9.81 \text{ m/s}^2$) израз (8.14) постаје:

$$(8.16): \quad Q = 1.705 B H_p^{\frac{3}{2}}.$$

* * *

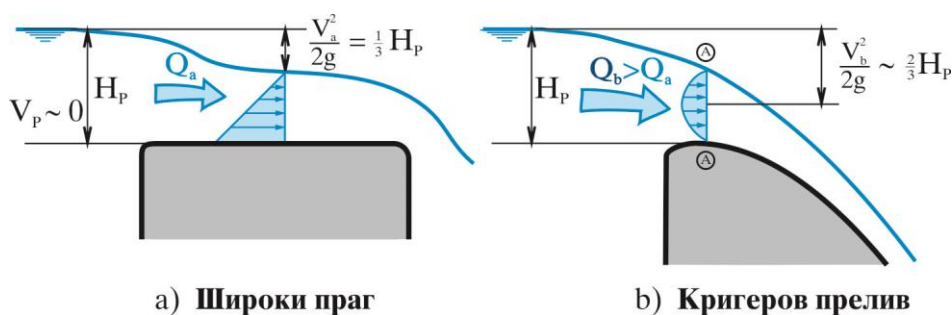
Ако се упореди преливање преко широког прага, са преливањем преко Кригеровог прелива (сл. 8.10) уочиће се битна разлика. И на доњој, као и на горњој контури млаза Кригеровог прелива, апсолутни притисак је једнак атмосферском, тј. релативни *притисак је једнак нули* (сл.8.8), па је очигледно да *не важи хидростатички распоред* притиска по дубини као код широког прага. Код *Кригеровог прелива* (као и код одговарајућег оштроивичног прелива) млаз није наслоњен на објекат, па сила тежине изазива скретање млаза наниже (закривљеност млаза). Свако скретање претставља уједно и убрзавање масе – овде се ради о *центрифугалном убрзању*, које делује ка центру кривине коју описује путања млаза. Према Њутновом закону силе, убрзање посматране масе у неком правцу (овде је то правац управан на ток) сразмерно је збиру свих сила које делују на масу у разматраном правцу. С обзиром да се сила тежине “троши” на центрифугално убрзање млаза, то мање остаје за притисак. Зато је овде притисак у млазу мањи него при паралелном праволинијском струјању, где влада хидростатички распоред притиска (јер нема убрзања у правцу управном на ток које би “потрошило” силу тежине). Другим речима, код прелива са конвексно закривљеном контуром (као што је Кригеров прелив), сила тежине је превише ангажована на скретању млаза, па остаје мало за одржавање притиска у млазу.

Према Бернулијевој једначини, *снижење притиска условљава повећање брзине*, па је разумно очекивати да, при истом нивоу испред прелива, протицај преко Кригеровог прелива буде већи него протицај преко широког прага (сл. 8.10). Ако се претпостави да се на круни Кригеровог прелива, јавља дубина блиска критичној, и ако се, према аналогiji са истицањем из отвора, претпостави да је репрезентативна пијезометарска кота на средини дебљине млаза (сл. 8.10b), брзина се може проценити као:

$$(8.17): \quad V = \sqrt{2g \frac{2}{3} H_p}, \text{ па једначина (8.11) постаје :}$$

$$(8.18): \quad Q = B h V = B \frac{2}{3} H_p \sqrt{2g \frac{2}{3} H_p} = 0.544B \sqrt{2g} H_p^{\frac{3}{2}}.$$

¹ У литератури се коефицијент преливања понекад обележава симболом “*m*” или “*C*”.

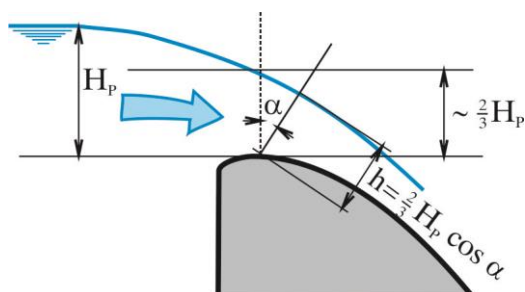


а) Широки праг

б) Кригеров прелив

Сл. 8.10 Распоред притисака у преливном млазу

Овако процењен протицај је већи од стварног (добијеног мерењем), јер протицајни пресек А-А (на сл. 8.10b) услед закривљености струјница није управан на правац вектора брзине, што значи да се рачунало са протицајном површином која је већа од стварне (сл. 8.11).



Сл. 8.11 Протицајни пресек код Кригеровог прелива

Ако се претпостави да је угао између вертикале и протицајног пресека $\alpha \approx 20^\circ$ (сл. 8.11), онда је $h \approx \frac{2}{3} H_p \cos \alpha \approx 0.627 H_p$, па је:

$$(8.19): \quad Q = 0.511B \sqrt{2g} H_p^{\frac{3}{2}},$$

што се доста добро слаже са експерименталним вредностима, где је:

$$(8.20): \quad Q = 0.496B \sqrt{2g} H_p^{\frac{3}{2}}.$$

Ако брзина (брзинска висина) испред прелива није занемарљива, уместо висине H_p , треба користити “енергетску” висину, H_{eP} :

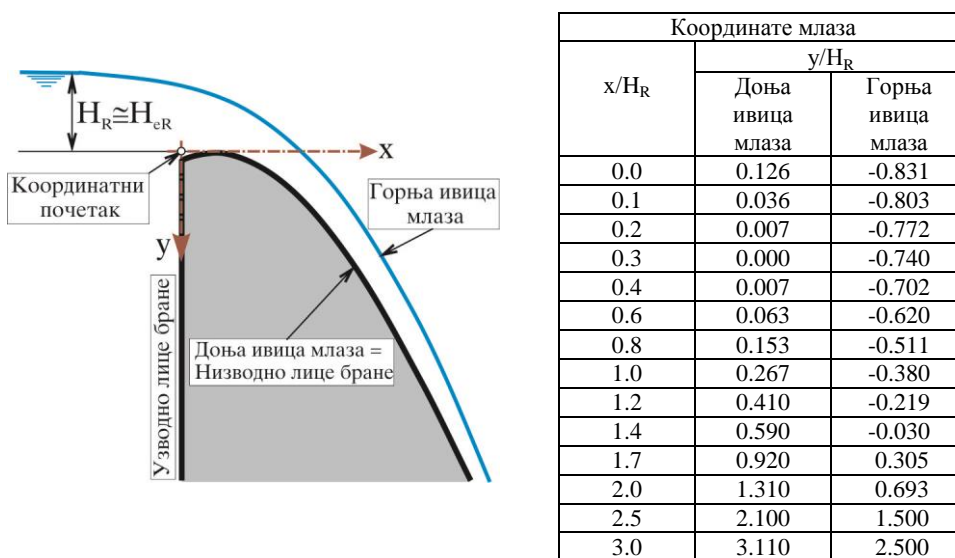
$$(8.20a): \quad Q = 0.496B \sqrt{2g} H_{eP}^{\frac{3}{2}}.$$

* * *

Да би се искористила описана својства Кригер–Офицеровог прелива неопходно је исправно обликовати преливну контуру (преливну ивицу). Облик преливне ивице може се дефинисати на више начина, и за различите услове течења (зависно од односа висине преливног прага и висине преливног млаза, закошености узводног лица, низводних утицаја и сл., Vischer i Hager 1998, Smith 1995, USBR 1987, USA Corps of Engineers 1977, Creager 1961).

Поступци који се користе у пракси (табеле, обрасци и дијаграми) добијени су на основу мерења *положаја млаза оштроивичног прелива*.

На слици 8.12а табеларно су приказане бездимензионалне “Кригерове криве” (Creager 1961) које описују горњу и доњу ивицу млаза оштроивичног прелива за случај када је висина прелива (преливног прага), P , довољна да омогући *неометано развијање млаза* (тј., да се оствари струјање као код оштроивичног прелива са зидом довољне висине, тако да се омогући неометано развијање млаза испред и иза прелива). Искуство показује да је овај услов испуњен већ за $P \geq 0.5 H_R$, где је H_R , рачунска (пројектована) висина млаза Кригеровог прелива која се остварује при рачунском (пројектованом) протицају (сл.8.12а). Доња ивица млаза оштроивичног прелива уједно представља и контуру Кригеровог прелива.



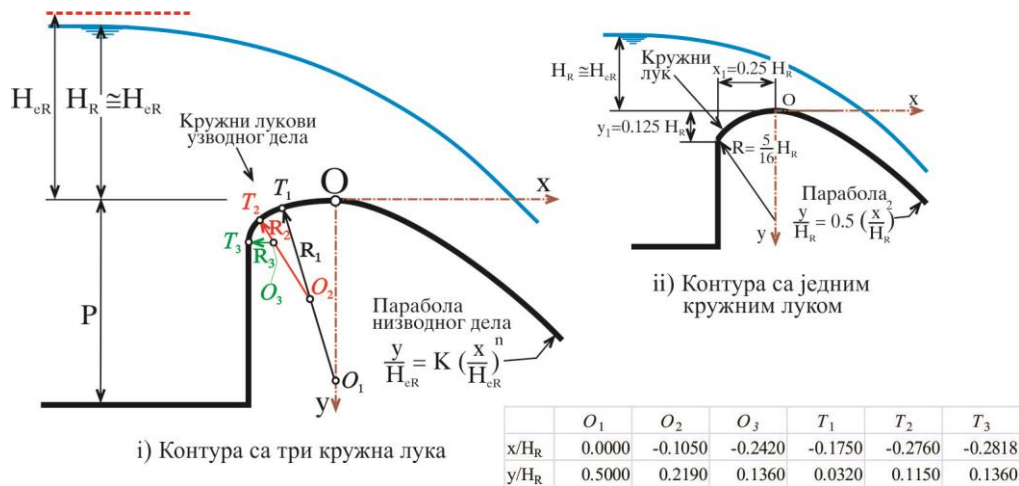
Сл. 8.12а) Бездимензионалне координате млаза оштроивичног прелива према Кригеру

Код прелива високих брана долазна брзина је често мала, па је брзинска висина занемарљива у односу на висину (дебљину) преливног млаза ($H_R \approx H_{eR}$, на сл.8.12). Због тога ће се надаље користити висина H_R уместо енергетске висине H_{eR} , сем у случају ниских прагова ($P < 0.5 H_R$), где брзинска висина постаје значајна.

Контура прелива се може описати и комбинацијом кружних лукова и параболе, као што је приказано на сл.8.12b (према USA Corps of Engineers 1977). Узводни део контуре (од узводног лица прелива до круне) описан је са три кружна лука, полупречника R_1 , R_2 и R_3 , који имају заједничке тангенте у тачкама T_1 и T_2 (сл.8.12b-i). Најузводнији лук тангира контуру узводног лица у тачки T_3 . (Неки аутори узимају само прва два лука, Novak 1996, USBR 1987, док други уместо кружних лукова користе елипсу, Khatsuria 2005). Низводно од круне контура се описује параболом облика:

$$\frac{y}{H_R} = K \left(\frac{x}{H_R} \right)^n,$$

где су, K и n параметри који зависе од односа P/H_R , закошености узводног лица и од других чиниоца (USBR 1987). Очигледно је да се овим поступком може дефинисати преливна контура за много шири опсег геометријских и топографских услова него „Кригеровом“ кривом (са сл. 8.12a).



Сл. 8.12 b) Одређивање контуре Кригеровог прелива помоћу кружних лукова и параболе према USA Corps of Engineers

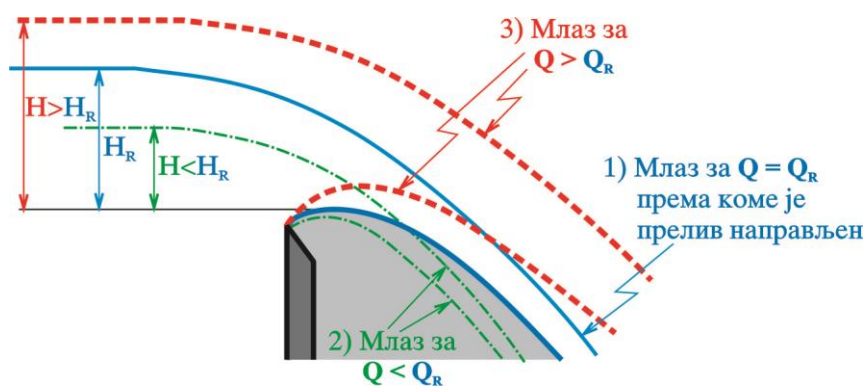
За вертикално узводно дела и за однос $P/H_R \geq 0.5$, препоручују се следеће вредности параметара контуре прелива: $K = 0.5$, $n = 1.85$, $R_1 = 0.5 H_R$, $R_2 = 0.2 H_R$, $R_3 = 0.04 H_R$. Координате центара лукова, O_i , и спојних (тангентних) тачака T_i су приказане у оквиру сл. 8.12b-i. (Треба запазити да је овде координатни систем постављен кроз круну прелива, за разлику од Кригерових координата, сл.8.12a, које се везују за уводно лице.) За косо узводно лице и за вредности $P/H_R < 0.5$, параметри контуре прелива се могу одредити преко дијаграма из литературе (USBR 1987, USA Corps of Engineers 1977).

Искуство на постојећим објектима и на моделима указује на могућност појаве потпритисака (негативних притисака) на делу између узводног лица и круне прелива, уколико се *значајније одступи од претходно описаног облика контуре*. Код прелива са малом рачунском висином млаза, међутим, ови потпритисци су мали (па нису опасни), тако да се може користити једноставан облик контуре са једним кружним луком и параболом (сл. 8.12b-ii).

Кригеров прелив се обликује према **једној вредности протицаја** – то је обично *рачунски (пројектовани) протицај*, Q_R (при коме би евакуациони орган требало да ради безбедно – видети део VIII.1). Рачунском протицају одговара *рачунска висина* испред прелива, H_R (сл.8.13). Доња ивица преливног млаза одговарајућег оштроивичног прелива (сл. 8.8) поклапа се са контуром Кригеровог прелива *само при рачунском протицају* Q_R , и само тада је

притисак на контури прелива једнак атмосферском (односно релативни притисак је једнак нули).

Када су висина испред прелива, H ,¹ и протицај, Q , мањи од рачунског, млаз притиска контуру прелива, јер је домет млаза замишљеног оштроивичног прелива (тачкаста линија “2” на сл. 8.13) мањи од домета млаза при рачунском протицају (према коме је прелив обликован). Повећањем притиска у млазу смањује се брзина, а тиме и протицај у односу на одговарајући оштроивични прелив, па се смањује и вредност коефицијента преливања, C_p . Ако је протицај, Q , већи од рачунског (испрекидана линија “3” на сл. 8.13) млаз тежи да се “одлепи” (одвоји) од контуре прелива, јер је доња ивица млаза замишљеног оштроивичног прелива изнад контуре (пројектованог Кригеровог прелива). Уколико не дође до „одлепљивања“, на преливу ће се јавити потпритисак, што ће додатно повећати брзину и протицај млаза у односу на одговарајући оштроивични прелив, па расте и вредност коефицијента преливања.



Сл. 8.13 Положај млаза при различитим висинама испред прелива

Овакво повећање протицаја назива се “вакуумизирање” прелива, и може бити корисно, јер се протицај при истој висини (при истом нивоу у акумулацији) додатно повећава у односу на одговарајући “безвакуумски” прелив (прелив код кога преливна ивица прати доњу контуру млаза оштроивичног прелива). Иако релативни притисак теоријски може пасти на $p/\gamma = -10m$, у пракси се не препоручује снижење притиска испод $p/\gamma = -2m$, због могућности периодичног одлепљивања млаза, праћеног вибрацијама, као и због могућности настанка кавитације². Зависност релативног коефицијента преливања, C_p/C_{p0} (где је C_{p0} коефицијент преливања за рачунски протицај), и релативног потпритиска, $(p/\gamma)/H_R$, од односа H/H_R дата је у табели 8.1 (USBR, 1987):

H/H_R	0.1	0.4	0.6	0.8	1.0	1.2	1.4	1.5
C_p/C_{p0}	0.82	0.88	0.94	0.97	1.00	1.03	1.05	1.07
$(p/\gamma)/H_R$	--	--	--	--	0.00	-0.31	-0.65	-0.83

Таб. 8.1 Зависност релативног коефицијента преливања и релативног потпритиска од односа H/H_R

¹ Где прегледност налаже, преливна висина ће се означавати са H , уместо са H_p .

² Неки пројектанти, међутим, допуштају потпритисаке до $-6 m$ (Khatsuria 2005), с тим што се ови редовно јављају на стубовима прелива (сл. 8.22), а не по дну преливне контуре за које важи табела 8.1.

Минимални притисак се јавља узводно од круне прелива (зато и треба обратити пажњу на исправно обликовање овог дела, како је напред речено), као и уз стубове, где може бити знатно нижи него по дну преливне контуре (Khatsuria 2005 i USA Corps of Engineers 1977).

Уместо табеле 8.1, за израчунавање вредности коефицијента преливања се може применити и регресиони образац:

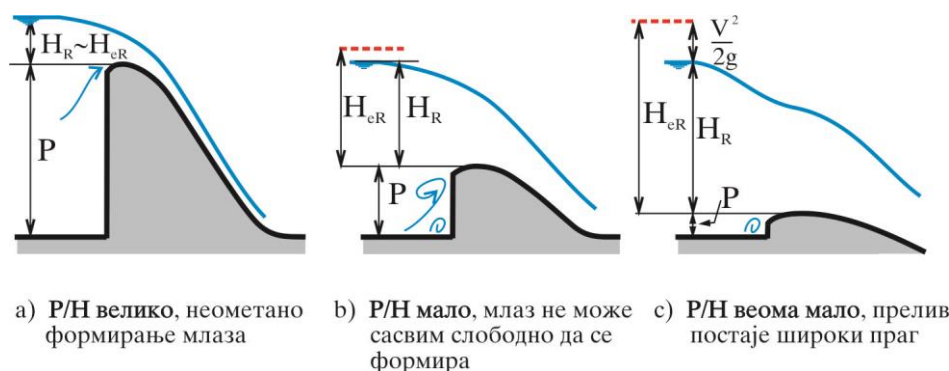
$$(8.21a) : \frac{C_P}{C_{P0}} = 0.777 + \frac{2.96 \left(\frac{H}{H_R} \right)^{0.76}}{10.69 + 2.58 \left(\frac{H}{H_R} \right)^{0.76}}, \text{ за } 0 \leq \frac{H}{H_R} \leq 3.$$

У пракси се користе и други, једноставнији образци који се добро слажу са изразом (8.21a) (Хајдин 2002):

$$(8.21b) : \frac{C_P}{C_{P0}} = \left(\frac{H}{H_R} \right)^{\frac{1}{8}}, \text{ у границама од } 0.25 < \frac{H}{H_R} < 2.5.$$

* * *

Из претходног се закључује да свака промена услова преливања, у односу на услове при којима се образује млаз замишљеног оштроивичног прелива, изазива промену притиска у млазу стварног (бетонског) прелива, а тиме и промену вредности коефицијента преливања. Зато може бити корисно да се облик бетонске контуре прелива прилагоди облику “оштроивичног млаза” који би настао *при стварним условима* преливања на разматраном објекту. Khatsuria (2005) и USA Corps of Engineers (1977) дају дијаграме према којима се облик преливне ивице може добро прилагодити различитим условима преливања. Начела оваквог „прилагођавања“ показале се у неколико карактеристичних примера.



Сл. 8.14 Утицај узводне висине прага на преливање

Уколико је висина узводног лица преливног прага, P , мала у односу на рачунску висину преливања, H_R , (сл. 8.14b и 8.14c), млаз не може да се неометано развије, као у случају када је дубина испред прага довољна (сл. 8.14a). Закривљеност струјница је мања него при неометаном преливању (сл. 8.15a) – мања је центрифугална сила, па се у млазу повећава притисак, чиме се смањују брзина и протицај (у односу на непоремећено струјање). При изузетно малим

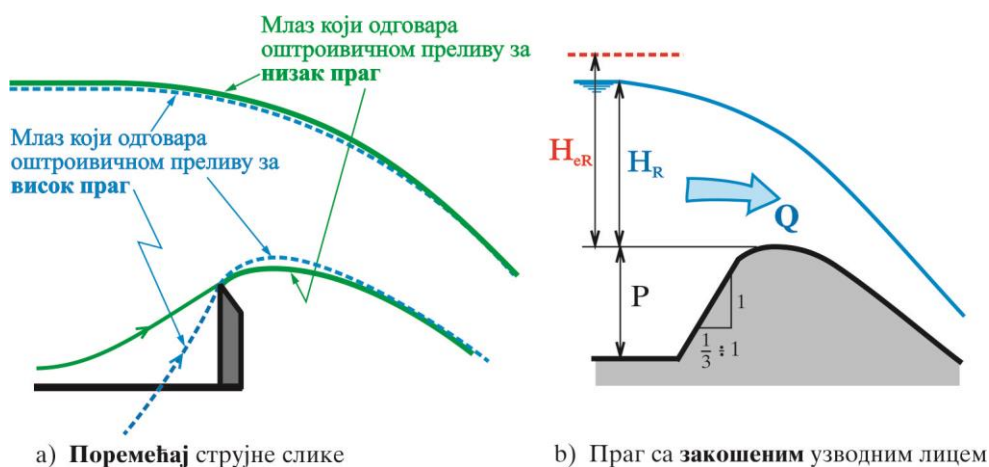
вредностима односа P/H , на круни се остварује приближно праволинијско и паралелно струјање, уз пун хидростатички притисак, па се прелив понаша као широки праг (сл. 8.14с). На ово указује и експериментална зависност релативног коефицијента преливања, C_P/C_{P0} , од односа P/H_{eR} , дата у табели 8.2 према USBR (1987), где је C_{P0} коефицијент преливања за непоремећено преливање (када вредност односа P/H_{eR} тежи бесконачном).

P/H_{eR}	0.0	0.1	0.5	1.0	1.5	3.0
C_P/C_{P0}	0.78	0.86	0.96	0.98	0.99	1.00

$$\frac{C_P}{C_{P0}} = 0.777 + \frac{1.77(P/H_{eR})^{1.35}}{0.73 + 7.89(P/H_{eR})^{1.35}}$$

Таб. 8.2 Зависност релативног коефицијента преливања од односа P/H_{eR}

За вредности односа $P/H_{eR} > 1.5$, висина прага не утиче на коефицијент преливања, а већ при $P/H_{eR} > 0.5$, постиже се задовољавајуће висока вредност за C_P .



Сл. 8.15 Преливни прагови са малим вредностима односа P/H_{eR}

Код ниских прагова, за које су вредности $P/H_{eR} < 0.5$, може се постићи извесно побољшање услова преливања ако се узводно лице прелива закоси (сл. 8.15b). Закошење омогућава правилније формирање улазног дела млаза, па се донекле смањује притисак у млазу, односно повећава брзина и протицај (USBR 1987). Најбољи учинци (повећање протицаја за 2 ÷ 4 %) постижу се са нагибима 1 : 1/3, до 1 : 1 (сл. 8.15b).

Закошења се често примењују код ниских објеката (прагова), чиме се повећава и статичка стабилност прага.

* * *

До сада је било речи о “деформацији” преливног млаза (у односу на замишљени млаз непоремећеног оштроивичног прелива) за случај да је висина узводне стране прага мала у односу на дебљину млаза. Слично, ако је висина низводног дела прага мала, млаз може бити притиснут – “стешњен” са низводне стране, што опет за последицу има “деформацију” млаза, чиме се смањује вредност коефицијента преливања.

Коефицијент преливања опада ако је денивелација круне прелива и дна низводног корита, $Z_P - Z_{D,DV}$, превише мала у односу на енергетску висину преливања, H_{eP} (где је

$H_{eP} = H_p + V_p^2/2g$, сл. 8.16а). Чим “прекорачи” преко круне прелива, млаз належе на контуру низводног корита која му онемогућава да прати закривљену контуру “оштроивичног” (неометаног) млаза. Као одговор на смањење закривљености, опада и центрифугална сила, па се у млазу повећава притисак, што доводи до смањења брзине и протицаја (односно коефицијента преливања, C_p). Што је круна прелива, Z_p , ближа коти дна низводног корита, $Z_{D,DV}$, притисак у млазу све више расте, а протицај опада, све док за $Z_p = Z_{D,DV}$ распоред притиска не постане хидростатички – тада прелив постаје широки праг.

У табели 8.3 приказана је зависност релативног коефицијента преливања, C_p/C_{p0} , (C_{p0} је коефицијент преливања при струјању које не зависи од висине прага), од односа $(Z_p - Z_{D,DV})/H_{eP}$, или односа $(\Delta H + h_{DV})/H_{eP}$, како је оригинално дато у USBR, 1987 (сл. 8.16а).

$(Z_p - Z_{D,DV}) / H_{eP}$	0.0	0.1	0.2	0.3	0.4	0.5	0.6	0.7
$(h_{DV} + \Delta H) / H_{eP}$	1.0	1.1	1.2	1.3	1.4	1.5	1.6	1.7
C_p / C_{p0}	0.77	0.85	0.90	0.94	0.96	0.98	0.99	1.00

Таб. 8.3 Зависност релативног коефицијента преливања од денивелације круне прага и дна низводног корита

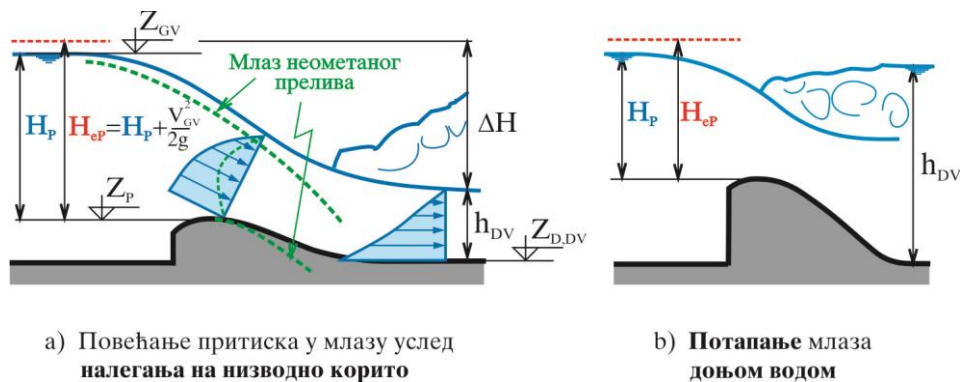
Из табеле се види да је утицај налегања млаза на коефицијент преливања безначајан за вредности односа $(Z_p - Z_{D,DV})/H_{eP} > 0.5$. Поређењем вредности из табела 8.2 и 8.3 примећује се да се утицај висине прага на коефицијент преливања не мења значајно, зависно од тога да ли је млаз стешњен са *узводне*, или са *низводне* стране прага. При обрачунавању коефицијента преливања за преливе ниских брана, код којих је млаз стешњен и са узводне и са низводне стране, треба користити само једну од ове две табеле (а не обе истовремено), иначе ће се добити нереално ниске вредности.

Коефицијент преливања срачунат на основу напред приказаних емпиријских зависности може се значајно разликовати од стварне вредности, поготову када су у питању ниски прагови са сложеним граничним условима, па је за значајније објекте веома корисно предвидети хидрауличка моделска испитивања.

VIII.4.2 Преливи код ниских брана, низводни утицаји, потопљено преливање

За разлику од прелива високих брана, где је течење у брзотоку низводно од прелива бурно, па не утиче на услове преливања, код *ниских брана – прагова* – чест је случај да низводни услови значајно ометају преливање, умањујући протицај, односно коефицијент преливања. Два узрока ометају преливање код ниских брана:

- 1) *Повећање притиска у млазу услед налегања млаза на дно низводног корита, како је већ објашњено у претходном излагању (сл. 8.16а).*
- 2) *Потапање млаза доњом водом – смањивање пада преливања (тј. смањивање денивелације горње и доње воде, сл. 8.16б).*



Сл. 8.16 Утицај низводних услова на преливање

Повећање притиска услед потапања млаза доњом водом

Под **потопљеним преливањем** се подразумева течење код кога *низводни ниво* утиче на вредност протицаја преко прелива. На слици 8.17 приказано је преливање преко ниског преливног прага, где је доња вода довољно висока да потопи хидраулички скок иза прелива. При потопљеном преливању притисак у преливном млазу се повећава услед тежине слоја доње воде која лежи изнад млаза (притиска млаз), што смањује брзину млаза, односно протицај.

Резултати испитивања показују (USBR, 1987) да је преливање преко Кригеровог прелива **непотопљено** (тј. да ниво доње воде *не утиче битно* на услове преливања) уколико “енергетска висина” доње воде, H_{eDV} , није већа од $\frac{2}{3}$ ”енергетске висине” горње воде, H_{eP} (сл. 8.17 и табела 8.4)¹:

$$(8.22): \quad H_{eDV} \leq \frac{2}{3} H_{eP},$$

тј. ако је *степен потопљености*, H_{eDV}/H_{eP} , мањи (или једнак) $\frac{2}{3}$. Код непотопљеног преливања при *константном протицају*, ниво горње воде (ниво испред прелива) неће се мењати услед промене нивоа доње воде.

Преливање је **потопљено** ако је $H_{eDV} > \frac{2}{3} H_{eP}$, односно када је степен потопљености већи од $\frac{2}{3}$. Тада утицај доње воде постаје значајан чинилац преливања, па се ниво горње воде мора повећати ако расте ниво доње воде, како би се преко прелива одржао константан протицај.

Често се услов потопљености везује за коте нивоа воде (или преливне висине), уместо за енергетске висине: тако је течење **непотопљено** ако је (сл.8.17):

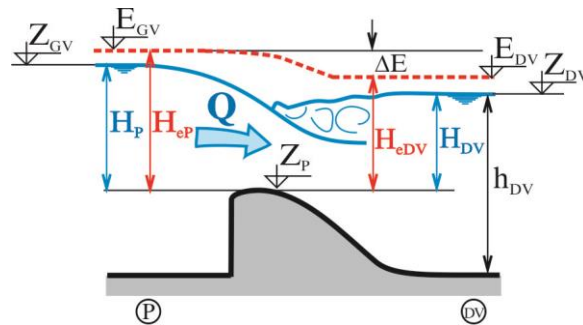
$$(8.22a): \quad H_{DV} \leq \frac{2}{3} H_p, \text{ односно:}$$

$$(8.22b): \quad Z_{DV} \leq \frac{2}{3} H_p + Z_p.$$

У табели 8.4 приказана је експериментална зависност *степенa потопљености*, H_{eDV}/H_{eP} (односа “енергетских висина”, сл.8.17), и *кофицијента потопљености*, $C_{POT} = C_{P,POT}/C_P$, код Кригеровог прелива ($C_{P,POT}$ је коефицијент преливања за потопљено течење, док је C_P

¹ Понекад је овај услов строжији. Код бочног прелива се затева да $H_{eDV} \leq \frac{1}{2} H_{eP}$ (сл. 8.80).

одговарајући коефицијент преливања за непотопљено течење, USBR 1987). (Као апроксимација се уместо “енергетских висина”, H_{eDV} и H_{eP} , често користе висине H_{DV} и H_P).



Сл. 8.17 Услови “потопљености” прелива

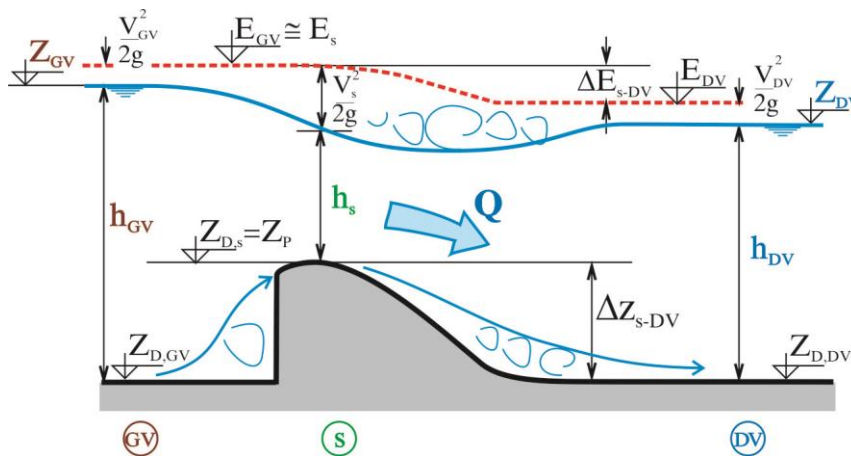
H_{eDV}/H_{eP}	0.00	0.30	0.60	0.70	0.90	0.95	1.00
C_{POT}	1.00	1.00	0.96	0.94	0.65	0.45	0.00

$$C_{POT} = 1 - \frac{3.23(H_{eDV}/H_{eP})^{4.95}}{9.3 - 6.1(H_{eDV}/H_{eP})^{4.95}}$$

Таб. 8.4 Зависност коефицијента потопљености од степена потопљености за Кригеров прелив

* * *

“Провера” криве протикаја (добијене преко зависности из табеле 8.4) може послужити као занимљива вежба за примену основних начела хидраулике отворених токова. За изабрану вредност протикаја, Q , и нивоа доње воде, Z_{DV} (сл.8.18), тражи се ниво испред прелива, Z_{GV} .



Сл. 8.18 Примена енергетске једначине на потопљено преливање

Прво се рачунају брзина и дубина (V_s и h_s) у суженом пресеку “s” на круни прелива применом енергетске једначине између пресека, “s”, и пресека доње воде, “DV”:

$$(8.23): \quad Z_{D,s} + h_s + \frac{V_s^2}{2g} = Z_{D,DV} + h_{DV} + \frac{V_{DV}^2}{2g} + \Delta E_{s-DV},$$

где је ΔE_{s-DV} = губитак енергије између пресека “s” и “DV” у вртложном “ваљку” изнад и испод млаза, а апроксимираће се према Бординој теореме (формули) са:

$$(8.24): \quad \Delta E_{s-DV} = \frac{(V_s - V_{DV})^2}{2g}.$$

Користећи једначину континуитета ($Q = V h B$), енергетска једначина 8.23 се може написати као (сл.8.18):

$$(8.25): \quad h_s + \frac{Q^2}{2g h_s^2 B_s^2} - \frac{Q^2}{2g} \left(\frac{1}{h_s B_s} - \frac{1}{h_{DV} B_{DV}} \right)^2 = h_{DV} + \frac{V_{DV}^2}{2g} - \Delta z_{s-DV}.$$

Десна страна јед. 8.25 је позната, и може се означити као C_{DV} (константа доње воде), па се коначно може написати:

$$(8.26): \quad h_s + \frac{Q^2}{2g} \frac{1}{h_s^2 B_s^2} \left[1 - \left(1 - \frac{h_s B_s}{h_{DV} B_{DV}} \right)^2 \right] = C_{DV}.$$

Једначина (8.26) се решава итеративно (за прву итерацију може се претпоставити да је $^{(1)}h_s = C_{DV}$), или неком другом нумеричком методом.

Ако за задати протицај, Q , и дубину доње воде, h_{DV} , нема *реалног решења* једначине (8.26), значи да *утицај доње воде не постоји*, и да је *контролни пресек* управо пресек “s”, где влада слободно преливање, па се ниво у пресеку “GV” испред прелива одређује преко једначине непотопљеног преливања (8.11).

Ако постоји *реално решење* једначине 8.26 (може се наћи дубина h_s у пресеку “s”) у мирном режиму, онда се користи енергетска једначина између пресека “s” и “GV” да се срачуна ниво у пресеку “GV” испред прелива:

$$(8.27): \quad Z_{D,GV} + h_{GV} + \frac{V_{GV}^2}{2g} = Z_{D,s} + h_s + \frac{V_s^2}{2g} + \Delta E_{GV-s},$$

где се губици енергије између пресека “GV” и “s” могу занемарити, или обрачунати као $\xi \frac{V_s^2}{2g}$ ($\xi = 0.00 \div 0.10$).

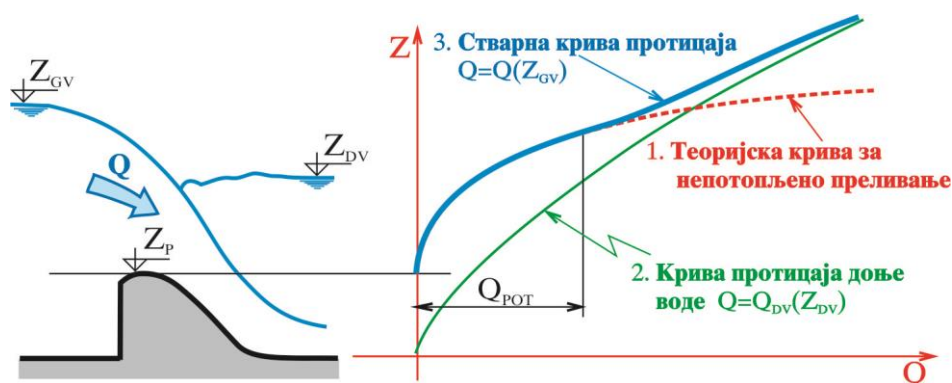
* * *

Занимљиво је упоредити *криву протицаја ниског преливног прага*, са *кривом протицаја доње воде* (тј. са кривом протицаја доње воде *природног корита*, за случај да објекат не постоји). Претпоставља се да је у кориту реке течење мирно. Поређење је приказано на слици (8.19) (Smith, 1995).

“Теоријска крива” протицаја, означена као крива “1” на сл.8.19, приказује *неопотопљено преливање* преко Кригеровог прелива (јед. 8.11). У преливном млазу влада притисак близак атмосферском, па је млаз бржи и повлачи већи протицај него за случај где влада хидростатички распоред притиска, као код течења у кориту доње воде (крива “2”). Зато је разумно очекивати да протицај преко прелива брже расте са повећањем узводног нивоа, Z_{GV} ,

него што протицај доње воде расте са повећањем низводног нивоа, Z_{DV} . Другим речима, крива протицаја доње воде (“2”) стрмија је од “Кригерове” криве (“1”).

При малим протицајима ниво доње воде, Z_{DV} , је низак, па не утиче на преливање, тако да се на преливу остварује *непотопљено* преливање са Кригеровом кривом “1”. Са повећањем протицаја, нивои доње и горње воде, Z_{DV} и Z_{GV} , се постепено приближавају (јер је крива доње воде стрмија од Кригерове, сл.8.19), да би при одређеном протицају, Q_{POT} , ниво доње воде почео да омета преливни млаз, условљавајући *потопљено* преливање, што је приказано стварном кривом протицаја – кривом “3”. Даљим повећањем протицаја, криве “2” и “3” постају све ближе, да би при изузетно великим протицајима, денивелација $Z_{GV}-Z_{DV}$ представљала само локални губитак енергије, који настаје опструјавањем преливног прага.



Сл. 8.19 Крива протицаја ниског преливног прага

Са слике 8.19 се види, а и пређашња дискусија то потврђује, да се највећа денивелација горње и доње воде, $Z_{GV} - Z_{DV}$, јавља при минималним протоцима, па за тај случај треба контролисати и филтрацију испод бране.

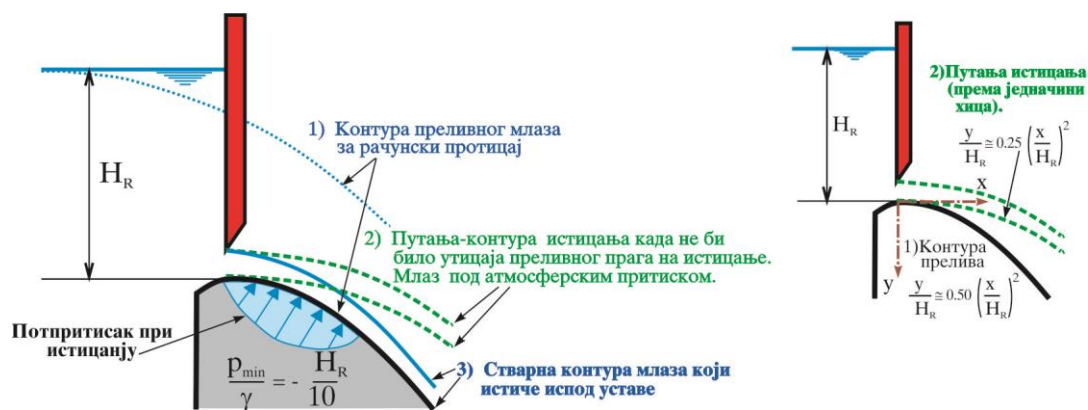
* * *

Поред Кригеровог прелива у пракси се користе и преливи другачијих попречних пресека (широки праг, кружни, троугаони и сл.). Овакви преливи се највише примењују код мерних објеката, па им је више пажње посвећено у делу XIII.4.

VIII.4.3 Преливи контролисани уставама

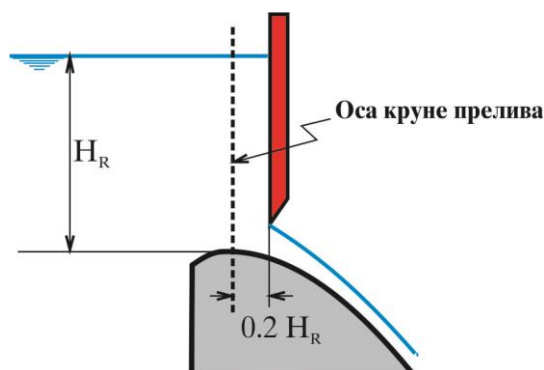
О уставама, затварачима и кривама протицаја за течење испод устава биће речи у поглављу IX. Овде ће се размотрити однос облика и положаја трајекторије млаза који истиче испод устава и облика преливне контуре на којој је устава постављена. При *рачунском протицају* устава се сасвим подигне да би се омогућило *слободно преливање*. Облик прелива, како је раније објашњено, усвојен је тако да прати контуру преливног млаза замишљеног оштроивичног прелива при рачунском (пројектном) протицају. С друге стране, при *истицању испод устава*, постављене изнад круне прелива, облик млаза није усклађен са обликом преливне контуре (сл. 8.20). Када би млаз истицао слободно, неометан од преливне контуре (као путања “2” на сл. 8.20), у њему би владао атмосферски притисак, исто као и у преливном

млазу при рачунском протицају (за који је дефинисана контура прелива "1"). Пошто млаз испод уставе има већу просечну брзину од преливног млаза (јер је већи "просечни пад" који ствара брзину), то му је и домет већи од домета преливања, односно, путања *истицања* "2" би прескочила путању *преливања* "1". При реалном истицању, међутим, млаз најчешће остаје "прилепљен" уз контуру прелива (путања "3"), што изазива потпритисак. Према USBR (1987) овај потпритисак одговара једној десетини рачунске висине испред прелива ($p_{\min} / \gamma \approx -H_R / 10$). Пожељно је умањити потпритисак (тј., повећати притисак), како би се онемогућило евентуално периодично одлепљивање млаза, које може изазвати неугодне и опасне вибрације затварача и целе конструкције, а у неким случајевима и настанак кавитације. У ту сврху се може:



Сл. 8.20 Преливање и истицање

- Контура прелива прилагодити путањи млаза који истиче испод уставе, уместо путањи при слободном преливању. Положај "рачунског" млаза одређује се за протицај који ће се најчешће испуштати. (Овим се смањује коефицијент преливања за максимални протицај, при потпуно подигнутој устави).*
- Осу уставе померити низводно од круне прелива за дужину $0.2 H_R$ (сл.8.21), чиме се правац млаза још на почетку закоси наниже, тако да боље прати контуру прелива, што смањује потпритиске и могућност одлепљивања (Novak 1996, USBR 1987).*

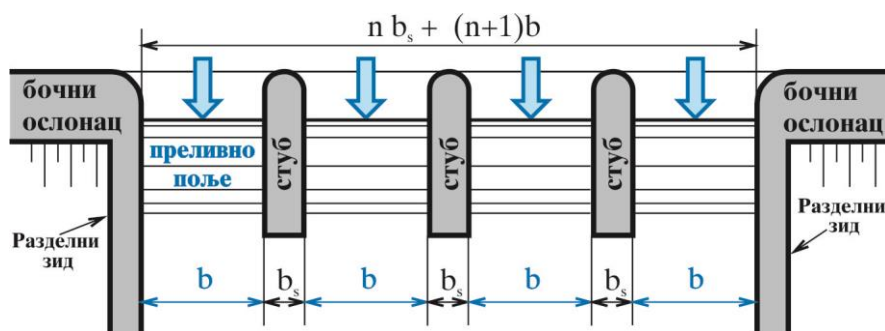


Сл.8.21 Положај уставе у односу на круну прелива

VIII.4.4 Утицај мостовских стубова на преливање

Стубови омогућавају ослањање *устава* и *саобраћај* преко прелива. Уз то, стубови могу повољно утицати на равномеран распоред протикаја дуж прелива. С друге стране, стубови смањују ширину преливања (дужину преливне ивице). Прво и очигледно, стуб одузима део ширине преко које би вода преливала. Друго, услед постојања стуба, као препреке течењу, јавља се сужење (контракција) по ширини преливног млаза. *Ефективна ширина прелива*, B , (тј. ширина преливног млаза) се рачуна преко искуствених формула. Овде је наведена формула коју препоручује USBR¹ (USBR 1987, Creager 1961):

$$(8.28): \quad B = B_0 - 2H_e(n K_S + K_B) = (n+1)b - 2H_e(n K_S + K_B),$$



Сл. 8.22 Прелив са стубовима (основа)

где су (сл. 8.22) : $B_0 = (n + 1)b$ = ширина прелива без стубова²; n = број стубова, b = ширина једног преливног поља, K_S = коефицијент сужења од стуба, K_B = коефицијент сужења од бочног ослонаца, H_e = енергетска висина испред прелива (= висина преливања + брзинска висина), која је при малим долазним брзинама приближно једнака висини преливања.

Вредност коефицијента K_S зависи од облика улазне главе стуба :

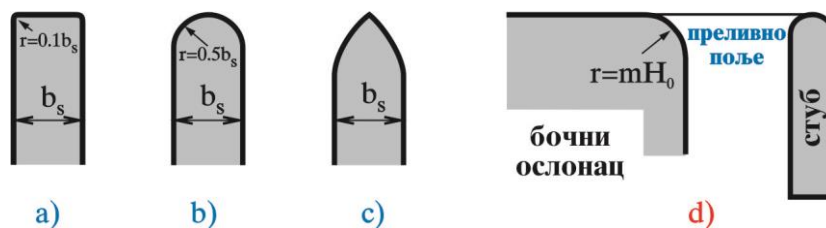
- 1) $K_S = 0.02$ за стуб улазне главе квадратног облика, са заобљеним ивицама (сл. 8.23а).
- 2) $K_S = 0.01$ за заобљен стуб, са полупречником заобљености $r = b_s / 2$ (сл. 8.23б).
- 3) $K_S = 0.00$ за хидраулички обликован стуб (сл. 8.23с).

Најчешће се примењује заобљен стуб типа б) који се лакше изводи, а и мање је осетљив на удар трупаца и леда од стуба типа с).

Коефицијент сужења од бочног ослонаца, K_B , зависи од облика “прилазног канала“ и закривљености ослонаца (сл. 8.23д, USBR 1987). Ако је полупречник закривљености ослонаца, R , довољне дужине ($0.15 H < R < 0.5 H$), може се узети да је $K_B = 0.1$.

¹ Понекад се користи и појам коефицијента контракције $\varepsilon = B / B_0$.

² У литератури се за ширину прелива често користи и ознака “ L “, као “дужина преливне ивице“.



Сл. 8.23 Главе стуба и бoчног ослонаца

С обзиром да је течење низводно од прелива бурно, иза низводне ивице стуба створиће се стојећи таласи, али ће они код стрмих брзотока преливних брана бити мање висине и обима него код класичних брзотока (VIII.6.2) и неће имати битног утицаја на ток низводно од стубова. Зато се хидрауличко обликовање низводног дела (низводне ивице) стубова преливних брана не исплати, и не ради се – они се завршавају “равно“ (сл. 8.22). Код брзотока са блажим падом, стрми таласи могу изазвати знатно локално повећање нивоа, па их треба сузбијати одговарајућим мерама (Vischer i Hager, 1998).

Ширина стубова, b_s , може се проценити на основу искуственог обрасца (Smith 1995):

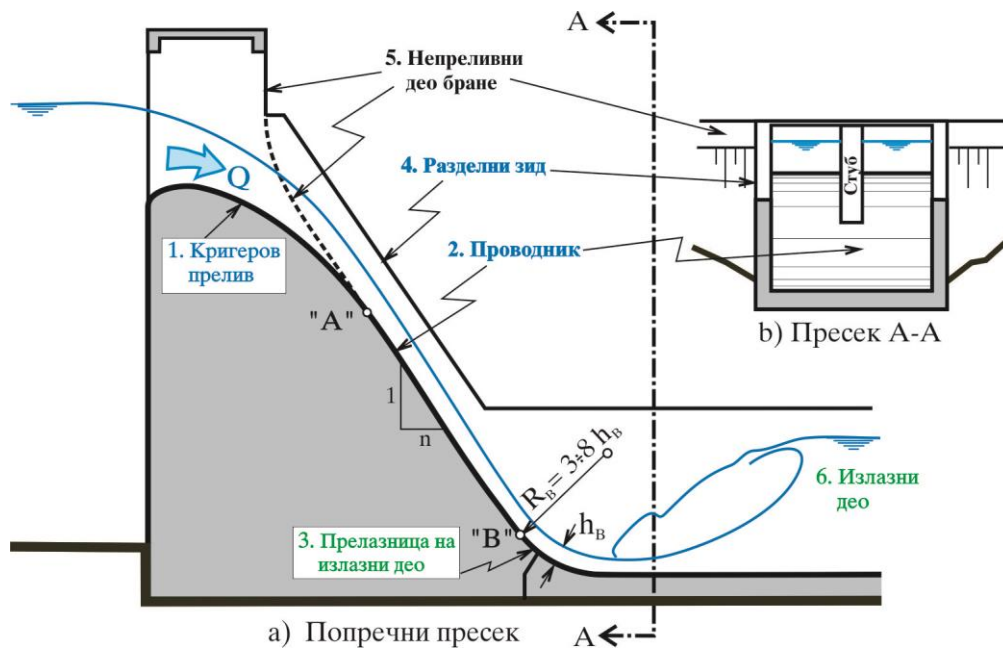
$$(8.29): \quad b_s = K b \sqrt{H_R},$$

где је K = коефицијент, чија се вредност у највећем броју случајева креће у опсегу $0.05 \div 0.08$. Дебљина стуба је чето већа него што је потребно са становишта статичке стабилности. Овим се постиже масивност конструкције, која онемогућава евентуалну појаву вибрација и обезбеђује отпорност стуба на ударе леда и трупаца, као и довољно “меса” за нише табластих и/или гредних затварача.

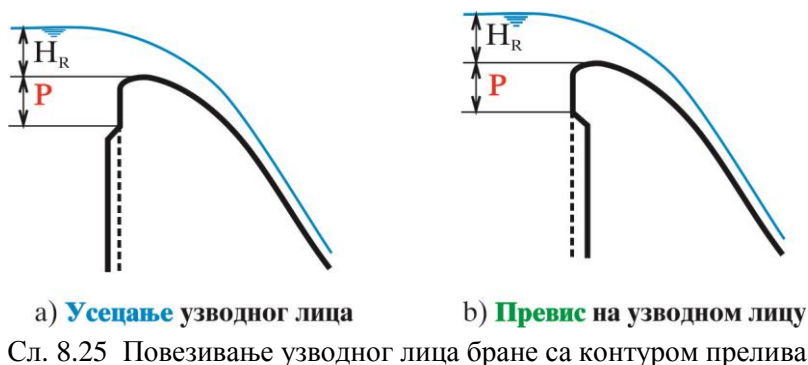
VIII.4.5 Проводник – преливно лице бране

Проводник је део евакуационог органа којим се преливена вода одводи од улазног – захватног дела (самог прелива) до излазног дела, одакле се упушта у низводно корито (“спаја се са доњом водом”). Код преливних брана проводник је **брзоток** – канал веома стрмог подужног нагиба, чије корито образују низводно лице преливног дела бране (које представља дно) и разделни зидови (сл. 8.24). Дно брзотока тангира контуру Кригеровог прелива у тачки “А”. Нагиб проводника, тј. нагиб преливног дела бране, одређује се статичком анализом (обично износи од $1 : 0.7$ до $1 : 1$). Брзоток се са излазним делом најчешће спаја кружном прелазницом, полупречника $R_B = 3 \div 8 h_B$, где је h_B = дубина воде (дебљина млаза) пре изласка из проводника у тачки “В” (сл. 8.24).

Приликом повезивања (уклапања) контуре прелива са косином *низводног лица* бране (брзотока), може се десити да *узводна ивица* прелива не лежи у равни *узводног лица* бране (сл. 8.25). Тада се узводно лице, према потреби, а) усеца, или се б) прелив допуњава *превисом* (препустом). Треба водити рачуна о висини усека/препуста, P . Због утицаја висине преливног прага на услове преливања (односно на коефицијент преливања, сл. 8.14 и табела 8.2), висина, P , би требало да износи најмање $0.5 H_R$, а по могућству, $P \geq 1.5 H_R$.



Сл. 8.24 Преливна брана



Сл. 8.25 Повезивање узводног лица бране са контуром прелива

* * *

Код преливне бране, за разлику од *класичног брзотока*,¹ ширина корита најчешће је једнака ширини прелива и умирујућег базена, с обзиром да овде брзоток знатно мање утиче на коштање целог евакуационог објекта од преливног дела и базена. Зато се обично не ради оптимизација ширине корита, па је при димензионисању брзотока довољно (само) одредити висину *разделних зидова*, којима се преливена вода каналише низ преливни део бране (сл. 8.24). Изузетак су брзотоци преливних брана у кањонима, где решење са постепеним сужавањем корита (од прелива до умирујућег базена) може бити повољније од призматичног брзотока. Да би се одредила висина разделних зидова потребно је срачунати дубину воде дуж брзотока –

¹ Под класичним брзотоком се подразумева канал – проводник за прелив који није у склопу тела бране; класичан брзоток је мањег подужног нагиба, од нагиба низводног лица преливне бране.

линију нивоа. Уз то су дубина и брзина млаза на крају брзотока потребни за димензионисање излазног дела евакуатора.

Струјање у брзотоку је сложеније од струјања у “обичном” каналу са малим подужним нагибом (падом) дна и мирним режимом течења.

Прво, при сваком значајнијем поремећају контуре канала (нагло проширење или сужење, на пр.) код бурног тока се јављају **стојећи коси таласи** (стојећи стрми таласи). Стојећи таласи настају сударом дела млаза који се одбио од зида канала и тока који наилази на одбијени млаз и пење се на њега (Батинић и Милановић 1997, Henderson 1966). Стојећи коси таласи могу локално да изазову знатно веће дубине од претпостављених (за случај када нема поремећаја), па може доћи до преливања преко разделних зидова. Уз то, поремећаји се простиру низводно и угрожавају рад умирујућег базена, а могу бити и извор вибрација. Да би се избегли стојећи таласи, потребно је да *проширења* и *сужења* у кориту брзотока буду *што блажа*. Као што је објашњено, разделни зидови брзотока преливних брана су обично паралелни (чиме се отклања и опасност од настанка стојећих таласа), а проширење тока иза стубова прелива обично не изазива веће поремећаје. Промена ширине корита чешће се примењује код прелива са *класичним брзотоком* (део VIII.5).

Друга појава везана за брзотоке је **оваздушење (бубрење) млаза – самооваздушење**. Услед снажне турбуленције на површини воде, долази до откидања капљица у атмосферу. Капљице заробљавају мехуре ваздуха, повлачећи их за собом када падну натраг у воду. На овај начин, велика количина ваздуха може да буде увучена у водени ток, па настаје дебљање (бубрење) млаза (“бела вода”). Због тога висину разделног зида треба димензионисати за одебљали (оваздушени) млаз.

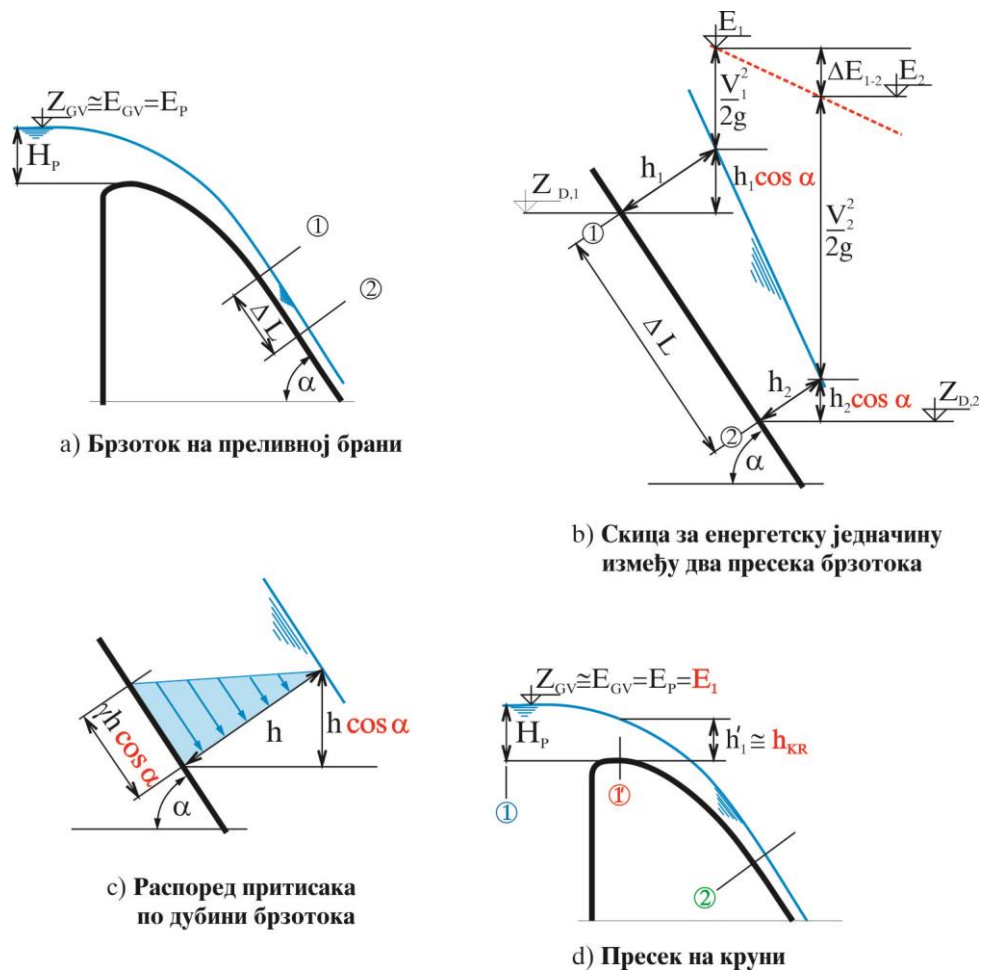
Уобичајени *поступак за одређивање висине разделних зидова је:*

- 1) Прво срачунати линију нивоа у брзотоку *претпостављајући да нема оваздушења* тока и бубрења млаза (срачунати тзв. “*неаерисане*” дубине).
- 2) Затим проценити *да ли ће се јавити оваздушење – бубрење* млаза и, ако се оцени да ће се јавити, *одредити место одакле бубрење почиње*.
- 3) Проценити *количину увученог ваздуха и дубину оваздушеног (“аерисаног”) тока*, ако се оваздушење јавља.
- 4) Додати на срачунате “аерисане” дубине *одређену резерву висине – зазор* (freeboard), и тако добити висину разделних зидова.

Прорачун линија нивоа – прорачун неаерисаних дубина

Линија нивоа се рачуна применом *енергетске једначине* на струјање између пресека “1” и “2” (сл. 8.26). Поступак је сличан прорачуну линије успора код одређивања криве доње воде, премда постоје и разлике. Притисак у пресеку више *није хидростатички*, као код канала са благим нагибом (падом) дна. Услед великог нагиба низводног лица бране (тј. нагиба дна брзотока), опада компонента силе тежине управно на правац тока, па ће притисак на дубини h бити $p = \gamma h \cos \alpha$. (Код канала са подужним нагибом мањим од 5% узима се да је $\cos \alpha \approx 1$, па је

притисак $p = \gamma h$.) С обзиром да је режим течења у брзотоку буран, *рачун се спроводи у низводном смеру* – у смеру простирања поремећаја.



Сл. 8.26 Прорачун линије нивоа код брзотока

Енергетска једначина између пресека “1” и “2” гласи:

$$(8.30): \quad E_1 = E_2 + \Delta E_{1-2}, \text{ односно:}$$

$$(8.31): \quad Z_{D,2} + h_2 \cos \alpha + \frac{V_2^2}{2g} = E_1 - \frac{\Delta L}{2} \left(\frac{Q^2}{K_1^2} + \frac{Q^2}{K_2^2} \right),$$

где се губитак на трење апроксимира Манинговом једначином, с тим што је, прегледности ради, уведен модуо протицаја, K ($K = \frac{1}{n} AR^{\frac{2}{3}}$).

У узводном пресеку “1” познате су све величине (дубина, h_1 , модуо протицаја K_1 , и брзина, V_1). Непознате величине из пресека “2” пребациће се на леву страну једначине, а познате на десну, па се добија:

$$(8.32): \quad h_2 \cos \alpha + \frac{V_2^2}{2g} + \frac{1}{2} \Delta L \frac{Q^2}{K_2^2} = E_1 - Z_{D,2} - \frac{1}{2} \Delta L \frac{Q^2}{K_1^2} = C_1.$$

Једначина (8.32) може се схватити као имплицитна једначина по брзини V_2 (дубина, h_2 , одређује се из једначине континуитета, а геометријске величине A , R , и K су функције дубине) и решава се постепеним приближавањем. У бурном режиму ће се имплицитна енергетска једначина решавати *по брзини* (за разлику од мирног режима, где се решава по дубини), јер овде преовладава утицај *кинетичке енергије* (видети расправу уз једначину 8.4). У првој итерацији (почетној претпоставци) може се узети да је:

$$(8.33): \quad {}^{(1)}V_2 = \sqrt{2g C_1}.$$

Дубина, ${}^{(1)}h_2$, се добија из једначине континуитета: ${}^{(1)}h_2 = \frac{Q}{{}^{(1)}V_2 B}$, а површина ${}^{(1)}A_2$ и радијус

${}^{(1)}R_2$, односно модуо ${}^{(1)}K_2$, су функције дубине ${}^{(1)}h_2$.

У следећој итерацији, брзина се рачуна из једначине 8.32, као:

$$(8.34): \quad {}^{(2)}V_2 = \sqrt{2g \left(C_1 - {}^{(1)}h_2 \cos \alpha - \frac{1}{2} \Delta L \frac{Q^2}{({}^{(1)}K_2)^2} \right)}.$$

Поступак се понавља све док разлика вредности између две узастопне итерације, ${}^{(m)}V_2$ и ${}^{(m+1)}V_2$, не постане задовољавајуће мала:

$$(8.35): \quad \frac{|{}^{(m+1)}V_2 - {}^{(m)}V_2|}{{}^{(m)}V_2} < \varepsilon_v.$$

Почетни пресек (узводни гранични услов, одакле започиње прорачун) треба *поставити у област* (приближно) *праволинијског и паралелног струјања*, чиме се омогућава примена *енергетске једначине између два пресека*. Такви услови владају узводно од прелива, где је позната енергетска висина $E_P = E_{GV} \cong Z_{GV}$ (сл. 8.26d), али не и на круни прелива (која физички претставља гранични услов за бурно течење), где су струјнице закривљене, па центрифугално убрзање значајно нарушава хидростатички распоред притисака управно на ток. При прорачуну линије нивоа између почетног пресека (пресек “1” на сл. 8.26d) и наредног рачунског пресека (пресек “2”), губици енергије се могу занемарити на делу узводно од круне прелива (јер су ту брзине мале). Рачуна се само са губицима од круне (пресек “1’”) до пресека “2”, с тим што се на круни модул протицаја може обрачунати са критичном дубином, $h_P \cong h_{KR}$ (видети расправу уз сл. 8.10), или се према табели са сл. 8.12а узима да је $h_P \cong 0.74 H_P$ (где је H_P дебљина преливног млаза, сл. 8.26а).

Турбулентни ток није сасвим развијен на делу брзотока у близини круне прелива (отпори су ограничени на гранични слој), па ни апроксимација Манинговом једначном ту није исправна, али с обзиром на малу дужину деонице и на релативно мале брзине (мале губитке), грешка која се овим уноси обично није од већег значаја. Линија нивоа преко круне прелива

може се тачније проценити на основу табеле 8.12а, или преко приближних образаца и дијаграма из литературе (Khatsuria 2005, Vischer i Hager 1998 и USA Corps of Engineers 1977).

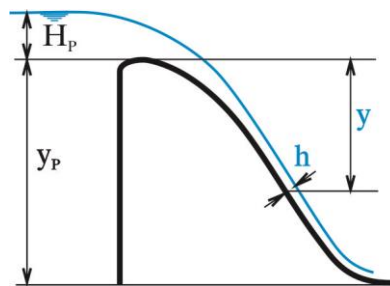
* * *

За процену линије нивоа дуж брзотока може се користити и поједностављени поступак, без експлицитног обрачунавања губитака. Ако се занемаре губици на брзотоку, “теоријска” брзина воде, V_T , при денивелацији, y , (сл. 8.27) рачуна се из енергетске једначине као:

$$(8.36): \quad V_T(y) = \sqrt{2g(H_p + y)} .$$

Теоријска брзина на крају брзотока, при денивелацији y_p , је (сл. 8.27):

$$(8.37): \quad V_T(y_p) = \sqrt{2g(H_p + y_p)} .$$



Сл. 8.27 Поједностављени поступак за прорачун линије нивоа

Стварна брзина, V_{STV} , је мања од теоријске, V_T , због губитка на трење који расте са дужином брзотока (која је пропорционална денивелацији, y , сл. 8.27), а опада са дебелином преливног млаза, H_p , јер је пад (нагиб) трења обрнуто пропорционалан дубини

$$(I_{TR} = \frac{Q^2 n^2}{A^2(h) R^{\frac{4}{3}}(h)} \sim \frac{(H_p^{\frac{3}{2}})^2}{H_p^2 H_p^{\frac{4}{3}}} \sim \frac{1}{H_p^{\frac{1}{3}}}).$$

Зато се претпоставља да је $V_{STV} = C_V V_T$, где је коефицијент

брзине, C_V , дат зависно од односа $(H_p + y) / H_p$ у табели 8.5 (на основу USBR 1987), а дубина (неаерисана) се рачуна из једначине континуитета:

$$(8.38): \quad h = Q / BV_{STV} .$$

$(H_p + y) / H_p$	200	100	20	10	5	1
C_V	0.30	0.40	0.80	0.90	0.95	1.00

$$C_V = \frac{1}{0.014 \frac{H_p + y}{H_p} + 0.986}$$

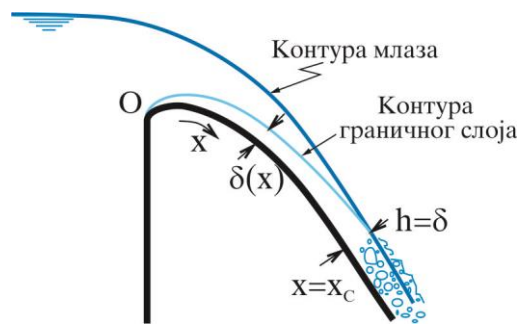
Таб. 8.5 Зависност коефицијента брзине од односа $(H_p + y) / H_p$ (сл. 8.27)

Оваздушјење - дебљање млаза

Снажна турбуленција на површини воде изазива увлачење ваздуха у водену масу тока – **аерацију млаза**, па настаје двофазно течење воде и ваздуха, и **дебљање – бубрење** – млаза. Намећу се следећа питања:

- Да ли ће доћи до аерације?
- Где ће аерација почети?
- Колико ће ваздуха бити увучено – колико ће млаз набубрети?

Услов за настанак турбуленције на површини воде је да тзв. *турбулентни гранични слој* "избије" на површину, тј. да дебљина турбулентног граничног слоја достигне дубину воде у брзотоку ($h = \delta$, на сл. 8.28). Све док је гранични слој тањи од дубине воде у брзотоку ($h > \delta$), нема изражене турбуленције на додирној површини вода – ваздух, па нема ни увлачења ваздуха. Уз то, да би дошло до увлачења ваздуха, неопходно је и да површински вртлози расположу са довољно кинетичке енергије, како би инерцијалне силе вртлога надвладале капиларне силе (површински напон) воде и избациле капљице у атмосферу¹. Капљице увлаче мехуриће ваздуха када падну назад у воду, а турбуленција их потискује у дубину, према дну.



Сл. 8.28 Турбулентни гранични слој и увлачење ваздуха

Идући низводно од места на коме почиње аерација, вода је све богатија ваздухом, што се може и визуелно пратити – вода постаје пенушава – тзв. *бела вода*. Концентрација ваздуха не може да расте неограничено, јер са друге стране – одоздо навише – делује *сила притиска* (Архимедова сила потиска) која *тежи да ваздух врати натраг на површину*. Тако, после извесног растојања дуж кога концентрација ваздуха расте, настаје равнотежа: иста количина ваздуха бива увучена турбуленцијом и избачена потиском. Треба имати на уму да сила потиска опада са повећањем (подужног) нагиба канала, с обзиром да је $p/\gamma = h \cos\alpha$ (сл. 8.26с), што омогућава (инерцијалним) силама турбуленције да задрже више ваздуха; *већи нагиб омогућава веће увлачење ваздуха*, односно *веће дебљање млаза*.

Место на коме гранични слој избија на површину (и где почиње аерација), може се проценити преко Хикоксове једначине (Novak, 1996):

$$(8.39): \quad L = 14.7 q^{0.53} \approx 15 \sqrt{q},$$

¹ Ово се редовно догађа код великих хидротехничких објеката, али не и код модела ситне размере, где *капиларне силе доминирају у односу на инерцијалне*, о чему се мора водити рачуна при испитивању увлачења ваздуха на физичким хидрауличким моделима.

где су: L = растојање од круне прелива до места на коме почиње аерација (m), а q = јединични протицај (протицај по метру ширине брзотока, $m^3/s/m$). Из једначине (8.39) произилази да се повећањем јединичног протицаја повећава и растојање од круне до места на коме почиње аерација, с обзиром да је дубина воде већа, па је потребна и већа дужина да гранични слој довољно одебља, како би избио на слободну површину.

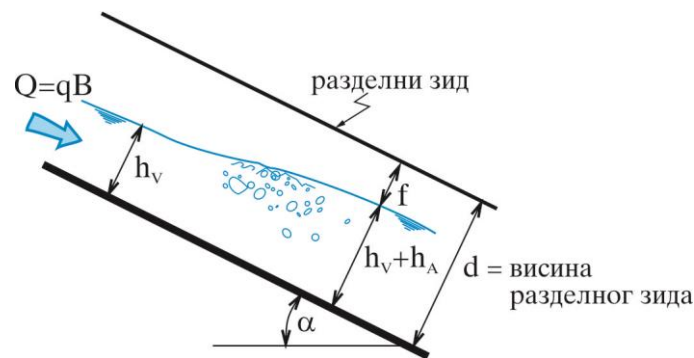
Зависност дебљине турбулентног граничног слоја, δ , од растојања (дужине), X , за тзв. хидраулички храпаво дно може се тачније срачунати према Bauer-у (Smith 1995) или Wood-у (Vischer i Hager 1998, Wood et.al 1983). Проучавајући гранични слој на стрмим каналима, Bauer је закључио да је:

$$(8.39a): \quad \frac{\delta}{X} = 0.0175 - 0.0025 \log_{10} \left(\frac{X}{k} \right),$$

где су: δ = дебљина граничног слоја, X = дужина, мерена од најузводније ивице прелива (тачка "0" на слици 8.28) и k = апсолутна храпавост (0.001÷0.003 m). Са повећањем храпавости расте и дебљина граничног слоја. У литератури постоје и други искуствени обрасци који обрађују ову проблематику (Novak, 1996).

Концентрација ваздуха у води изражава се као однос протицаја ваздуха и протицаја мешавине (воде и ваздуха), или, уз претпоставку да се вода и ваздух крећу истом брзином, као однос "дубине ваздуха", h_A , и укупне дубине мешавине, $h_V + h_A$ (сл. 8.29):

$$(8.40): \quad C = \frac{Q_A}{Q_A + Q_V} = \frac{h_A}{h_A + h_V}.$$



Сл. 8.29 Течење мешавине воде и ваздуха у брзотоку

Из једначине (8.40) добија се "дубина ваздуха":

$$h_A = \frac{C}{1-C} h_V, \text{ односно дубина мешавине:}$$

$$(8.41): \quad h_A + h_V = \frac{1}{1-C} h_V.$$

Остаје још да се процени концентрација ваздуха, C . Концентрација зависи од протицаја воде и од нагиба косине брзотока – угла α (сл. 8.29). Емпиријска једначина, добијена на основу резултата US Corps-а ово квантификује у облику (Smith, 1995):

$$(8.42): \quad C = 0.826 + 0.7 \log_{10} \left(\frac{\sin \alpha}{q^{0.2}} \right),$$

где је: α = угао који косина дна корита брзотока заклапа са хоризонталом (сл. 8.29), а q = јединични протицај ($\text{m}^3/\text{s}/\text{m}$). (На пример, за $\alpha = 60^\circ$ и $q = 10 \text{ m}^3/\text{s}/\text{m}$, добија се концентрација од $C = 0.642$). Што је већи нагиб брзотока (већи угао α), мања је сила притиска (потиска) која избацује увучени ваздух, па је већа и концентрација. C друге стране, већи јединични протицај (q) повећава дубину односно потисак, чиме се смањује концентрацију ваздуха.

Једначина (8.42) важи за углове до 60° ($\alpha \leq 60^\circ$), што је опсег у коме се крећу уобичајене вредности нагиба низводног лица преливних брана (угао од 55° , одговара нагибу од 1 : 0.7).

За процену концентрације ваздуха, C , и дубине бубрења, $h_A + h_V$, могу се користити и нешто другачије формуле (Vischer и Hager 1998, и Novak 1996).

Експерименти показују (Smith 1995) да се за концентрације до 40% ($C < 0.4$) отпори трења не мењају битно у односу на течење са водом без ваздуха, па су и брзине воде (са и без ваздуха) практично исте. При даљем повећању концентрације ваздуха, отпори се смањују. Сматра се да велика количина ваздуха пригушује трење између делића воде, што смањује губитке енергије и повећава брзину у односу на течење воде без ваздуха. При концентрацији ваздуха од $C = 0.7$ забележено је повећање брзине и до 30% у односу на течење без увученог ваздуха. Према истраживањима Ackers-а и Priestley-а (Novak 1996), Дарси – Вајсбахов фактор трења у аерисаном току, λ_A , мења се зависно од концентрације ваздуха, C , према следећој емпиријској зависности:

$$(8.43): \quad \begin{aligned} \frac{\lambda_A}{\lambda} &= 1 - 1.9 C^2, \quad \text{за } C \leq 0.65, \\ \frac{\lambda_A}{\lambda} &= 0.2 \quad \quad \quad \text{за } C > 0.65, \end{aligned}$$

где је, λ , Дарси – Вајсбахов фактор трења за неаерисан ток $\lambda = \frac{8g n^2}{R^{\frac{1}{3}}}$.

Ово може имати значаја при димензионисању умирујућих базена. При високим концентрацијама ваздуха, у *прорачуну умирујућих базена* треба узети теоријску брзину према једначини (8.37), или користити зависност (8.43) при одређивању отпора за потребе прорачуна линије нивоа. Тиме се добијају веће излазне брзине, па су резултати прорачуна на страни сигурности.

Разделни зид брзотока (сл. 8.29) треба да буде виши од оваздушене дубине, $h_A + h_V$, за вредност зазора (freeboard-а) од $f = 0.5 \div 0.7 \text{ m}$. USBR (1987) препоручује формулу за висину зазора у облику (USBR, 1987):

$$(8.44): \quad f = 0.6 + 0.005 V \sqrt[3]{h_A + h_V},$$

где су све величине у јединицама SI система. При димензионисању зидова брзотока, неаерисана дубина, h_V , рачуна се са “конзервативном” (већом) вредношћу отпора, јер је овде то на страни сигурности (не уважава се утицај ваздуха преко једначине 8.43, за разлику од прорачуна улазне брзине и дубине за умирујући базен).

Кавитација код брзотока

Кавитација настаје услед кључања воде при сниженом притиску, а при “нормалној” температури (за разлику од “нормалног” кључања при атмосферском – “нормалном” притиску и повишеној температури). Када ток уђе у област притисака који су једнаки или нижи од притиска *засићене водене паре*, p_V , вода почиње да кључа. Мехуриће паре ток носи са собом, у област повишених притисака (виших од притиска засићене водене паре), где пара поново прелази у течно стање, при чему се нагло смањује запремина честица (мехур “колабира”), па око њих настаје вакуум. Течност која се налази по ободу колабираног мехура се обрушава да испуни вакуум, што локално изазива талас високог притиска – **имплозиони** талас. Уз то, вакуум изазива и нагли “опоравак” мехура паре, па се циклус понавља. Овај силовити периодични процес ослобађа велику количину енергије у виду таласа изузетно високог притиска, који се простиру брзином звука.

Кавитација је појава која се код хидротехничких објеката најчешће везује, а често и поистовећује, са појмом кавитационе ерозије. **Кавитациона ерозија** је оштећење на контури објекта (или машине), које настаје услед таласа високог притиска приликом имплозије, уколико се имплозија одвија довољно близу контуре објекта.

Детаљан опис и анализа кавитације и кавитационе ерозије може се наћи у одговарајућој литератури (Vischer и Hager 1998, USBR 1991, Слискиј 1979, Knapp et al. 1970).



Сл. 8.30 Настанак кавитације

Кавитација настаје ако се јави довољно низак притисак. Имајући на уму начело одржања енергије, разумно је очекивати да у отвореним токовима, као што су брзотоци, ниски притисци најпре настају тамо где су велике брзине, што се може описати Бернулијевом једначином дуж струјнице идеалног флуида (сл. 8.30):

$$(8.45): \quad Z_0 + \frac{P_0}{\gamma} + \frac{V_0^2}{2g} = Z_C + \frac{P_C}{\gamma} + \frac{V_C^2}{2g},$$

где су индексом “0” означене величине у непоремећеној тачки тока, док су индексом “С” обележене величине у тачки у којој је услед поремећаја на контури дошло до повећања брзине. Прегледности ради, а не умањујући општост излагања, разматраће се тачке са истом положајном котом (тј., претпоставиће се да је $Z_0 = Z_C$), па једначина (8.45) постаје:

$$(8.46): \quad \frac{p_0}{\gamma} + \frac{V_0^2}{2g} = \frac{p_C}{\gamma} + \frac{V_C^2}{2g}.$$

Притисак и брзина у непоремећеној тачки “0” су познати (из прорачуна, или мерења), а тражи се притисак у тачки поремећаја “С”, p_C , који ће се упоредити са притиском zasiћене паре, p_V , како би се утврдила могућност настанка кавитације. Према једначини (8.46), притисак p_C може се изразити у облику:

$$(8.47): \quad p_C = p_0 + \rho \frac{V_0^2}{2} - \rho \frac{V_C^2}{2} = p_0 - \rho \frac{V_0^2}{2} \left[\left(\frac{V_C}{V_0} \right)^2 - 1 \right], \text{ односно:}$$

$$(8.48): \quad p_C = p_0 - \rho \frac{V_0^2}{2} \sigma_C,$$

где је σ_C = **критични кавитациони број** (критични кавитациони индекс):

$$(8.49): \quad \sigma_C \equiv \left[\left(\frac{V_C}{V_0} \right)^2 - 1 \right] = \frac{p_0 - p_C}{\rho \frac{V_0^2}{2}}.$$

Ако је, према једначини (8.48), притисак p_C једнак, или мањи од притиска zasiћене водене паре, p_V (при претпостављеној температури), доћи ће до кавитације у тачки “С”, па се јавља опасност од кавитационе ерозије низводно, у зони где се притисак повећава и где долази до имплозије. Ако је притисак p_C у једначини 8.48 већи од притиска zasiћене водене паре, до кавитације неће доћи.

Занимљиво је приметити да је критични кавитациони број, σ_C , једнак коефицијенту притиска, C_P , у тачки “С” са промењеним знаком :

$$\sigma_C = -C_P = - \frac{p_C - p_0}{\rho \frac{V_0^2}{2}}.$$

У инжењерској пракси понекад се користи појам **кавитационог броја** (кавитационог индекса), σ , који је по облику сличан *критичном кавитационом броју*, σ_C , с тим што се уместо стварног притиска, p_C , узима притисак zasiћене водене паре, p_V (Слискиј 1979):

$$(8.50): \quad \sigma = \frac{p_0 - p_V}{\rho \frac{V_0^2}{2}}.$$

Ако се упореди израз (8.50) за кавитациони број, σ , са изразом (8.49) за критични кавитациони број, σ_c , запажа се да је:

- а) За $\sigma \leq \sigma_c$, притисак $p_c \leq p_v$, што значи да ће доћи до кавитације.
- б) За $\sigma > \sigma_c$, притисак $p_c > p_v$, што значи да неће доћи до кавитације.

Притисак засићене водене паре, p_v , зависи од температуре и чистоће воде. Тако при температури од 30°C, притисак засићене паре чисте воде по јединици тежине износи $p_v/\gamma \approx 0.5$ метара воденог стуба. Међутим, присуство нечистоћа и растворених гасова може повећати притисак засићене паре, док турбулентне флукуације могу додатно смањити притисак у угроженом пресеку, па би требало избегавати да (временски осредњена) вредност притиска буде испод $p_c^{Abs}/\gamma = 4 \text{ mvs}$ (апсолутног притиска, односно $p_c/\gamma = -6 \text{ mvs}$, релативног притиска).

Локални пад притиска који доводи до кавитације настаје због локалног повећања брзине, а промена брзине настаје као резултат промене геометрије контуре (сл. 8.30). С обзиром да критични кавитациони број, σ_c , описује локалну промену брзине, разумно је очекивати да ће геометрија контуре имати велики утицај на његову вредност. Геометријски слични облици, дају исте вредности критичног кавитационог броја. Тако се, мерењем на једном објекту (или моделу), може добити критични кавитациони број за све геометријски сличне објекте. У неким случајевима, критични кавитациони број се може добити и рачунски (решавањем једначина потенцијалног струјања), с тим што обавезно треба (статистички) урачунати и утицај флукуација брзина на промену притиска (Слискиј, 1979). Све ово важи ако је утицај вискозности мали, тј., ако су велики Рејнолдсови бројеви, што је редовно случај код хидротехничких објеката. Уколико би утицај вискозности био значајан, критични кавитациони број би, поред геометрије, зависио и од Рејнолдсовог броја.

За геометријске облике који најчешће изазивају локално повећање брзина, одређене су вредности критичног кавитационог броја, σ_c , на основу моделских испитивања (USBR 1991, Слискиј 1979). Уколико се ради о облику (препреци) који није претходно испитиван, а на објекту се може очекивати појава кавитационе ерозије, корисно је (а за значајне објекте и неопходно) урадити моделска испитивања, да би се утврдила опасност од кавитације, и предложиле мере за заштиту.

Код брзотока је посебно значајно утврдити како отпор трења облоге утиче на могућност локалног повећања брзина и настанка кавитације. За случај изражене турбуленције (која се редовно јавља код брзотока), критични кавитациони број за уједначену храпавост зависи искључиво од неравнина – од вредности апсолутне храпавости бетона (нема утицаја вискозности). На основу мерења у лабораторијским условима и на објектима, уочена је директна зависност критичног кавитационог броја, σ_c , од Дарси-Вајсбаховог фактора трења, λ . Предложена је веза облика: $\sigma_c = C \lambda$, где вредност константе, C , варира у широком опсегу $C = 4 \div 20$, зависно од степена очуваности материјала (USBR, 1991). За глатке бетонске површине у добром стању, Novak (1996) предлаже вредност критичног кавитационог броја од $\sigma_c = 0.25$, док

ACI Committee (1987) за неоштећене бетонске површине предлаже $\sigma_c = 0.4$, а за еродиране површине $\sigma_c = 0.6$.

* * *

Појава кавитације *не значи увек* и кавитациону ерозију.

Прво, за настанак ерозије, неопходно је да се имплозија јави у **близини контуре** објекта (или машине). Дакле, истраживаће се само случајеви где се локално повећање брзине (са резултујућим падом притиска) дешава близу контуре објекта. Нажалост, то и јесте најчешћи случај (изузетак представља расплињавање млаза у мирној струји).

Друго, потребно је да кавитација буде **довољног интензитета**. Интензитет кавитације огледа се у броју кавитационих мехурића – у величини “кавитационог облака” – што се, понекад, може установити и посматрањем на моделу (много ређе и на објекту због неприступачности). Сасвим мали број кавитационих мехурића одговара почетној фази кавитације. Даљим опадањем притиска кавитациони облак постаје све гушћи (развијена кавитација), да би се на крају, у фази која се назива “суперкавитација”, створиле велике шупљине (каверне). Интензитет кавитације се може приближно одредити преко различитих емпиријских образаца, увођењем такозваног индекса штете, који је сразмеран односу критичног кавитационог броја, σ_c , и кавитационог броја, σ (USBR 1991, Слискиј 1979). Разумно је очекивати да ће штета бити сразмерна интензитету кавитације (ако су сви остали параметри исти).

На крају, неопходно је да кавитација **довољно дуго траје**, да би дошло до штете услед замора материјала. Време трајања неопходно за настанак ерозије зависи од врсте материјала и од интензитета кавитације.

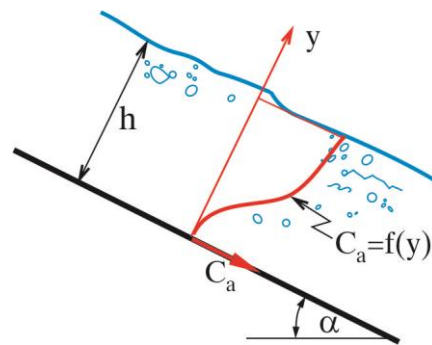
* * *

Премда искуство показује да се за одређене препреке у воденом току кавитација може јавити и при брзинама од 10 m/s, реална опасност од кавитационе ерозије **код брзотока** настаје кад средње брзине пређу 25 ÷ 30 m/s, што одговара паду (денивелацији) од око 35 ÷ 50 m. При брзинама већим од 35 m/s кавитациона ерозија се неминовно јавља, уколико се не предузму мере за сузбијање ерозије. Штета која настаје услед кавитационе ерозије може бити катастрофална. Понекад стабилност целог објекта може бити доведена у питање (пример прелива бране Yellowtail, Borden et al. 1971). Да би се избегле штете, неопходно је применити одговарајуће мере против кавитационе ерозије :

- 1) *Повећање притиска, преко смањења брзина, у пресеку* где се очекује кавитација – тзв. “**пригушење**” пресека (ово је уобичајено код заштите ниша затварача, поглавље IX.2, али сасвим неприкладно код брзотока).
- 2) Примена **глатких** и /или високо **отпорних материјала** (епоксидних премаза, полиуретанских смола, челичних облога) на месту где се очекује кавитациона ерозија.
- 3) **Аерација** – оваздушјење тока узводно од потенцијалног места ерозије, јер присуство ваздуха у води значајно смањује брзину простирања, а тиме и интензитет имплозионих таласа.

Најефикаснији начин за спречавање кавитационе ерозије код брзотока је **аерација**. Остали “лекови”, пре свега премазивање или облагање заштитним материјама (да би се умањила храпавост и/или поправила отпорност подлоге), нису се показали успешним. Процес је тиме само постајао нешто дуготрајнији – ерозија се јављала нешто касније него у случају када није било заштитног слоја.

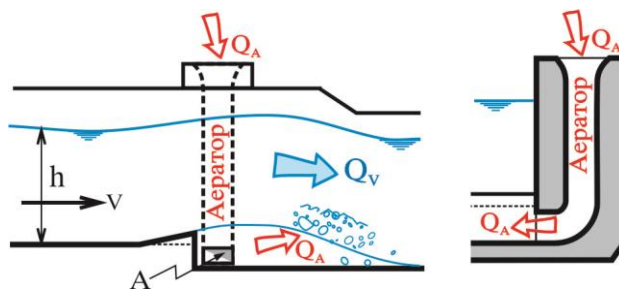
С друге стране, аерација се доказала као потпуно поуздана мера заштите. Показано је да се при концентрацији ваздуха у води од $C=5\div 10\%$ на месту где се јавља кавитација, елиминише свака штета од кавитационе ерозије. Много је хипотетичких објашњења за ову појаву. Тренутно се уважава претпоставка да присуство ваздуха у води смањује брзину простирања имплозионих таласа, а тиме и интензитет удара – имплозиони таласи сабијају мехуриће ваздуха као опруге.



Сл. 8.31 Концентрација ваздуха по дубини, за брзоток са малим подужним нагибом

Успешна аерација подразумева да се ваздух доведе до места кавитације. То значи да ваздуха мора бити на додиру воде и чврсте границе (контуре) објекта, а то је код брзотока, пре свега дно корита. Нажалост, самоаерација брзотока (о којој је било речи у претходном делу) не доприноси битно оваздушењу тока близу дна. Концентрација ваздуха при дну, за подужне нагибе мање од 1:2 ($\alpha \leq 25^\circ$), је практично безначајна (сл. 8.31), јер је ту турбуленција која повлачи ваздух у дубину најмања (најмање су брзине), а сила потиска која га избацује на површину највећа (Vischer и Nager 1998).

Зато се мора прибећи *вештачкој аерацији тока* при дну брзотока (сл. 8.32). Нешто узводније од места где се очекује ерозија, млаз воде се одвоји од дна брзотока рампом–одскоком, или степеницом–каскадом, или комбиновано, а испод млаза се доводи ваздух, најчешће кроз отворе у зиду брзотока–**аераторе**. На доњој ивици одвојеног млаза турбуленција увлачи ваздух који се налази између млаза и дна брзотока, на исти начин као и код самоаерације на површини брзотока. Услед увлачења ваздуха у млаз ствара се вакуум, који се отклања надокнађивањем (усисавањем) ваздуха кроз цев аератора. Поред решења са слике 8.32, постоји још много начина да се обезбеди увлачење потребне количине ваздуха. Обликовање и димензионисање аератора детаљно су описани у литератури (USBR 1991, Pinto 1991).



Сл. 8.32 Аерација брзотока

На основу искуства са модела и објеката, Pinto (1991) даје везу димензија аератора, основних параметара тока, и протицаја ваздуха и воде:

$$(8.51): \quad \beta = \frac{Q_A}{Q_V} = 0.29 \left(\sqrt{F_R} - 1 \right)^{0.62} \left(\frac{D}{h} \right)^{0.59},$$

где су: $\beta = Q_A/Q_V$ = релативни протицај ваздуха, (Q_A = протицај ваздуха, Q_V = протицај воде), $F_R = \frac{V^2}{g h}$ = Фрудов број у пресеку испред аератора, $D = C_{QA} \frac{A}{b}$ = параметар цеви аератора, A = површина попречног пресека на излазу цеви за довод ваздуха (контролни пресек), C_{QA} = коефицијент протицаја довода ваздуха, и b = ширина брзотока. Из јед.(8.51) се може срачунати површина контролног пресека доводне цеви, A :

$$(8.52): \quad A = \frac{h b}{C_{QA}} \left[\frac{\beta}{0.29 \left(\sqrt{F_R} - 1 \right)^{0.62}} \right]^{1.69}.$$

Треба проверити да ли овако добијена површина аераторске цеви обезбеђује довољан притисак испод аерисаног млаза. Релативни притисак испод млаза треба да буде већи од -2 метра, ($\Delta p / \gamma_V > -2m$), да би се избегао нестабилан пулзирајући ток са опасним вибрацијама. Притисак (потпритисак) се може проценити коришћењем енергетске једначине за ваздух који струји кроз аераторску цев, занемарујући утицај стишљивости ваздуха:

$$(8.53): \quad \frac{\Delta p}{\gamma_V} \cong \frac{\gamma_A}{\gamma_V} \frac{C_{QA}^{-2}}{2g} \left(\frac{Q_A}{A} \right)^2,$$

где су γ_A и γ_V , специфичне тежине ваздуха и воде. Ако се према једначини 8.53 добије притисак мањи од -2 m, површину пресека (A) треба одредити према јед. 8.53. Уз то, искуство са веома непријатном буком при раду аератора, налаже да брзина ваздуха у аерационој цеви не би требало да прелази 50 m/s, што такође може да наметне већи попречни пресек цеви.

Аераторе би требало постављати на сваких $50 \div 100$ m по дужини брзотока. Новак препоручује да растојање између два аератора у метрима буде $1 \div 2$ пута средња брзина воде у брзотоку (брзина изражена у m/s).

Абразија код брзотока

Абразија је ерозија која настаје хабањем контуре објекта (или опреме) наносом, пливајућим предметима, или ледом. Најчешће је изазива вучени нанос, али може настати и од крупнијег суспендованог наноса (ситан песак, па чак и прашина). Абразија од наноса на преливу и брзотоку јавља се само код ниских брана (прагова), где велика брзина тока испред прелива и низак положај круне прага омогућавају да нанос пређе преко прелива. Код високих брана проблем са наносом је обично везан за дубинске испусте који, између осталог, и служе за испирање наноса (део XI.2).

Код прагова где се очекује велико оптерећење наносом и брзине воде преко $V = 10 \text{ m/s}$, треба водити рачуна да објекат буде што једноставнији (што мање стубова, кривина) и, по могућству, што шири, како би се смањило оптерећење (наносом и водом чија енергија носи нанос) по јединици ширине прелива. Препоручује се израда завршног слоја бетона са већом количином цемента (600 kg/m^3), и са агрегатом велике отпорности на хабање (кварцитни песак и шљунак). Код још већих брзина могу се применити и епокситни премази, а посебно добро се показао премаз од *полиуретанске смоле* (ICOLD 1987).

VIII.4.6 Умирење – расипање енергије

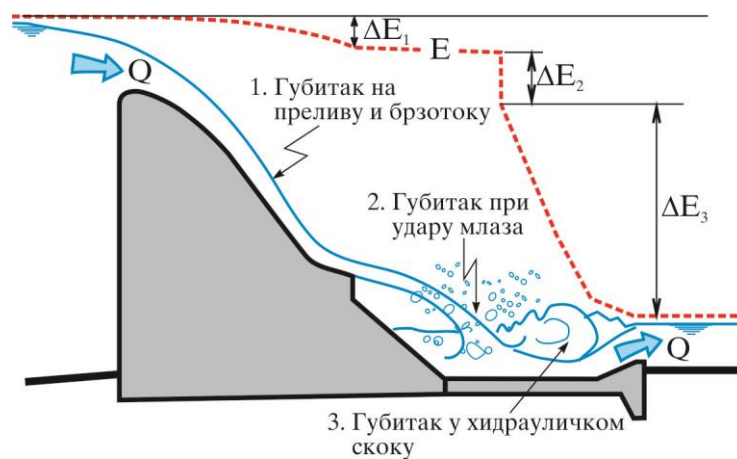
Завршни (најнизовнији) део евакуационог објекта је излазни део, преко кога се преливена вода предаје кориту реке низводно од бране. Задатак излазног дела је да распе (“потроши”), или “одбаци” што даље, енергију воде концентрисану узводно од бране, како би се избегла ерозија тла непосредно низводно од бране, што би могло да доведе до рушење бране или околних објеката. Треба се подсетити да је изградњом бране река успорена, па се већи део енергије, која се у природном стању (пре изградње бране) трошила на стварање и одржавање турбуленције, ерозију, покретање и пронос наноса, сада акумулише испред бране. Сву ту енергију, која се прикупљала дуж успореног тока реке, треба потрошити на малом простору низводно од бране (ако се уз брану налази хидроелектрана, треба утрошити “вишак” енергије који се не може претворити у електричну енергију). Колика је енергија у питању, може се видети на примеру бране и хидроелектране ХЕ Бајина Башта. Инсталисана снага хидроелектране износи $N_{HE} = 348 \text{ MW}$, док је снага која се ослобађа при евакуацији рачунског протицаја $N_{EV} = 5500 \text{ MW}$, дакле, преко 15 пута већа.

На слици 8.33 приказани су основни видови расипања енергије код евакуационог органа:

- 1) Само мали део енергије се утроши кроз отпор “**трења**“ дуж брзотока (губитак ΔE_1 на сл. 8.33). (Изузатак су степенести преливи, описани у делу VIII.9.5.)
- 2) Ако се преливни млаз одбаци у ваздух, где се делимично распрши и оваздуши, један део енергије се утроши на **сабијање мехура увученог ваздуха** при удару млаза у водену површину низводног тока, а други део енергије се троши на **отпор ваздуха** дуж путање млаза (и то само у случају да је млаз разбијен на капљице које су подложне кочењу у ваздушној маси). Губитак оваздушеног млаза означен је са ΔE_2 на слици 8.33.

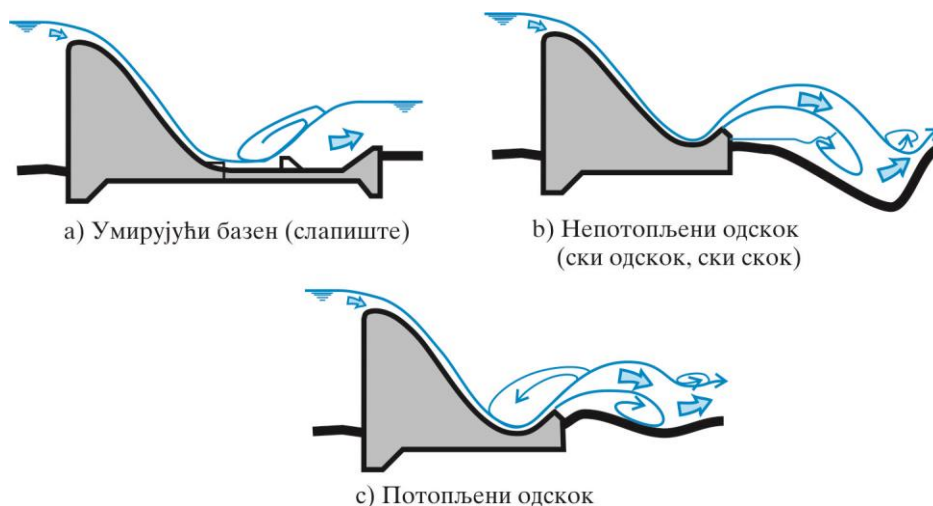
- 3) Највећи део енергије троши се у **вртлозима** (турбуленцији) хидрауличког скока који настају приликом кочења млаза на прелазу из бурног у мирно течење (губитак ΔE_3 на слици 8.33).

Треба имати на уму да се *сва енергија, не може расути* у умиривачу. Нешто “неумирена” енергије остаће у вртлозима - турбуленцији тока и низводно од хидрауличког скока. Не сме се допустити да “неумирена” вода поткопава објекат па, према потреби, низводно од излазног дела треба предвидети додатну заштиту корита (обично камену наслагу или габионе – видети VIII.4.8).



Сл.8.33 Расипање енергије дуж преливне бране

Најчешће примењивани типови умиривача енергије (како за преливне бране, тако и за остале врсте евакуационих органа) приказани су на слици 8.34.



Сл. 8.34 Карактеристични типови умиривача енергије

За случај да је брана фундирана на стени, а да положај и величина ерозионе јаме (коју ће млаз створити низводно од бране) не могу да угрозе стабилност бране и околних објеката, често се, као најјефтиније решење, примењује **ски одскок** (сл. 8.34b), познат и као **ски-скок**, или **непотопљени одскок**. Млаз се, преко одговарајуће обликованог низводног краја брзотока (“кашике” одскока) одбацује што даље од бране. Оваздушен при проласку кроз атмосферу, млаз удара у површину водотока, при чему се један део кинетичке енергије троши на сабијање мехурића заробљеног ваздуха. Остатак енергије се утроши на разарање корита и одношење ископаног материјала. Временом ће млаз ископати **ерозиону јаму** (ерозиони левак) у коме се кроз вртложно струјање утроши највећи део енергије. Ски одскок је одлично решење код великих падова ($H > 50 \text{ m}$), односно при великим брзинама, које одбаце млаз довољно далеко од објекта, док би у умирујућем базену могле да изазову кавитацију, вибрације и динамичка оптерећења.

Непотопљени ски одскок се не сме користити када ерозиона јама може да угрози стабилност објеката. Тада се мора обезбедити да силовити млаз буде раширен и успорен, како би се успоставио хидраулички миран режим течења пре уласка воде у низводно корито. Искуство је показало, да овај задатак најбоље обавља **умирујући базен** (слапиште сл. 8.34a), у коме се преко хидрауличког скока буран млаз са великом кинетичком енергијом претвара у миран ток са знатно мањом енергијом, односно мањом ерозионом способношћу.

Потопљени одскок (сл. 8.34c) је једноставно и јефтино решење, које се често користи код брана фундираних на стени, у случају да је доња вода довољно висока да омогући ефикасан рад оваквог умиривача.

Постоје и комбинације горе описаних умиривача, као што је решење приказано на сл. 8.33. Исцрпан преглед објеката и поступака за умирење енергије приказан је у литератури (Vischer и Hager, 1995). О примењивости различитих типова умиривача енергије, зависно од падова и протикања воде која се умирује, видети дискусију на крају дела VIII.4.

VIII.4.7 Умирујући базен – слапиште

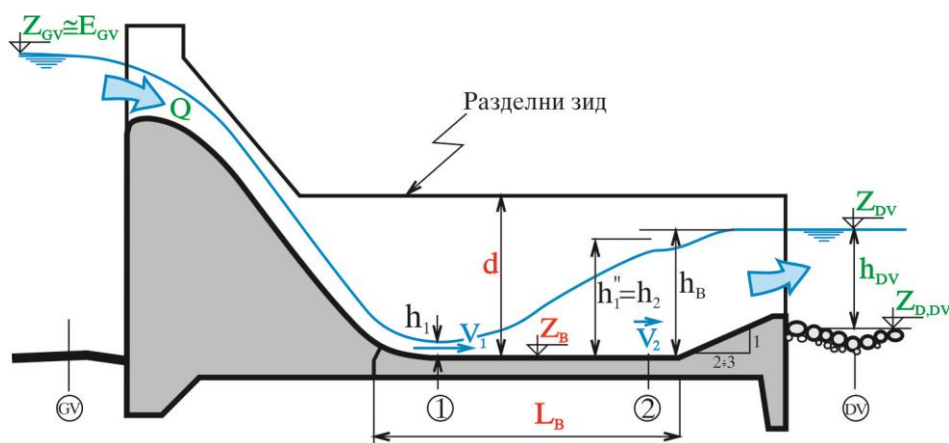
Умирујући базен (слапиште¹), у коме се ствара *вртложни ваљак хидрауличког скока*, је најчешће коришћени тип умиривача енергије, нарочито при падовима (денивелацијама горње и доње воде) до 50 m ². Обично се изводи као хоризонтални, призматични, правоугаони “канал”, са или без додатних елемената за разбијање, усмеравање и стабилизовање млаза, (зупци, блокови, излазни праг и сл.).

Млаз се у бурном режиму течења обрушава преко прелива и брзотока бране (сл. 8.35), тако да улази у умирујући базен са великом брзином, V_1 , и са великом количином кретања, односно великом “инерцијалном силом”, ρQV_1 , а са малом дубином, h_1 . У базену, млаз удара у

¹ Назив “*слапиште*” се понекад у нашој стручној литератури користи за базен који није укопан у односу на дно низводног корита, док се за укопан базен, у том случају, користи назив “*бучница*”. У даљем тексту овде ће се слапиште и умирујући базен користити као синоними.

² Процењује се да умирујући базени чине око 90% од свих умиривача енергије у свету (Vischer и Hager 1995).

масу воде у мирном режиму, која се креће знатно мањом брзином, V_2 , и располаже мањом количином кретања, али и већом дужином, h_2 , која ствара силу притиска за “кочење” млаза. Прелаз из бурног течења испред скока (пресек “1” на сл. 8.35), у мирно течење иза скока (пресек “2”) није гладак. Напротив, под дејством смичућих напона између “брзог” улазног млаза и “споре–мирне” воде кроз коју млаз продира, јавља се снажна турбуленција која доводи до повратног течења и стварања вртложног ваљка хидрауличког скока (сл. 8.36). У овом турбулентном ваљку највећи део енергије млаза неповратно одлази у стварање и одржавање вртлога (који се временом уситњавају, па на крају радом вискозних напона “изгубљена” енергија одлази у топлоту, Хајдин 1983). Млаз, који губи кинетичку енергију се шири и прилагођава облику пресека на излазу из базена.



Сл. 8.35 Умирујући базен – слапиште

Да би умирујући базен добро и безбедно вршио своју улогу, неопходно је (али не и довољно) да се **хидраулички скок оствари у базену** (да силовити млаз не одбаци вртложни ваљак скока ван базена) **при рачунском протицају и свим нижим протицајима**. Ово значи да, при сваком разматраном протицају, дубина воде у базену, h_B (сл. 8.35), мора бити једнака, или нешто већа од спрегнуте (коњуговане) дубине, $h''_1 \equiv h_2$, која одговара дубини h_1 и брзини V_1 улазног млаза ($h_B \geq h''_1$). Такође, дужина базена мора бити довољна да прими ваљак скока (или макар његов најтурбулентнији део).

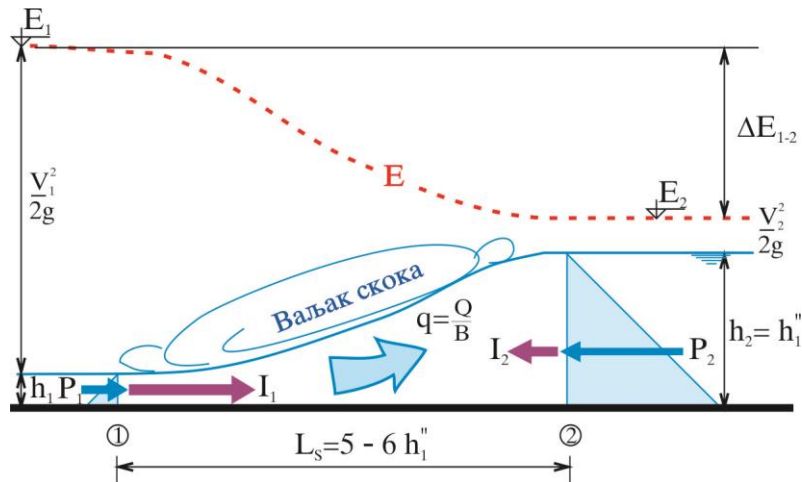
Однос дубине улазног (узводног) млаза, и његове спрегнуте (коњуговане) дубине за правоугаони хоризонтални призматични канал (корито), добија се аналитички, применом *једначине одржања количине кретања* на масу воде у запремини између пресека “1” и “2” узводно и низводно од скока (сл. 8.36). *Једначина одржања енергије* овде не би била од користи, јер се не може унапред проценити вредност губитка енергије у скоку, а како ће се видети (табела 8.6), губитак енергије је веома значајан члан у билансу енергије хидрауличког скока.

Основни став одржања количине кретања (други Њутнов закон кретања), примењен на масу флуида која у посматраном временском тренутку испуњава непокретну и непроменљиву запремину (у овом случају ограничену пресецима “1” и “2”) гласи:

Интеграл производа убрзања, a , и масе дељића флуида, dm у запремини између пресека “1” и “2”, једнак је силама које делују на масу у правцу убрзања (и изазивају убрзање),

или у облику који је погоднији за решавање хидрауличких задатака:

Промена количине кретања масе флуида између пресека “1” и “2” у јединици времена, једнака је силама које на масу делују (и које изазивају промену).



Сл. 8.36 Хидраулички скок

С обзиром на релативно малу дужину деонице на којој се одвија скок (експерименти показују да је дужина скока $L_B \cong 6 h_2$), занемарује се сила трења, а сила тежине отпада, јер је канал хоризонталан, па нема компоненте тежине у правцу тока. Тако промену количине кретања (тј., “кочење” – успоравање силовитог млаза) изазивају само силе притиска у пресецима “1” и “2”¹:

$$(8.54): \quad P_1 - P_2 = \int a \, dm = \frac{V_2 - V_1}{\Delta t} \rho Q \Delta t = \rho Q V_2 - \rho Q V_1,$$

где су: P_1 и P_2 силе притиска у пресецима “1” и “2”, а $\rho Q V_2$ и $\rho Q V_1$ количине кретања које маса воде између пресека “1” и “2” добије, односно изгуби у јединици времена. (Промена количине кретања по времену често се фиктивно изражава као инерцијална сила, $I_2 = \rho Q V_2$ и $I_1 = \rho Q V_1$.)

За правоугаоно корито једначина 8.54 постаје:

$$\rho g B \frac{h_1^2}{2} - \rho g B \frac{h_2^2}{2} = \rho V_2^2 B h_2 - \rho V_1^2 B h_1, \text{ или:}$$

$$(8.55): \quad \frac{h_1^2}{2} - \frac{h_2^2}{2} = \frac{V_2^2}{g} h_2 - \frac{V_1^2}{g} h_1.$$

¹ Ако би базен био непризматичан, укључила би се и компонента силе од контуре (зидова канала) у правцу тока (сл. 8.48а).

Увођењем једначине одржања масе ($V_1 h_1 = V_2 h_2$), и уз елементарна скраћивања и груписања, добија се :

$$\frac{1}{2}(h_1 + h_2) = \frac{V_1^2}{g} \frac{h_1}{h_2}, \text{ или:}$$

$$\frac{h_2}{h_1} + \left(\frac{h_2}{h_1}\right)^2 = 2 \frac{V_1^2}{g h_1} = 2F_{R1}.$$

Горња једначина се решава по “променљивој“ h_2/h_1 , па се добија познати израз за спрегнуте (коњуговане) дубине хидрауличког скока за призматично правоугаоно корито с хоризонталним дном:

$$(8.56): \quad \frac{h_2}{h_1} = \frac{h_1''}{h_1} = \frac{1}{2}(\sqrt{8F_{R1} + 1} - 1),$$

где је Фрудов број улазног млаза $F_{R1} = \frac{V_1^2}{g h_1}$.

Занимљиво је изразити релативни губитак енергије у скоку, $\Delta E/E_1$ (ефикасност хидрауличког скока), зависно од вредности улазног Фрудовога броја, F_{R1} , који претставља меру силовитости улазног млаза. Користиће се следеће везе:

$$(8.57): \quad E_1 = h_1 + \frac{V_1^2}{2g} = h_1 + h_1 \frac{F_{R1}}{2} = \frac{h_1}{2}(2 + F_{R1}),$$

$$(8.58): \quad E_2 = h_2 + \frac{V_2^2}{2g} = h_2 + \frac{h_1^2}{h_2^2} \frac{V_1^2}{2g} = h_2 + \frac{h_1^3}{h_2^2} \frac{F_{R1}}{2},$$

$$(8.59): \quad \frac{E_2}{E_1} = \frac{h_2 + \frac{h_1^3}{h_2^2} \frac{F_{R1}}{2}}{\frac{h_1}{2}(2 + F_{R1})} = \frac{2 \frac{h_2}{h_1} + \left(\frac{h_1}{h_2}\right)^2 F_{R1}}{2 + F_{R1}}, \text{ односно:}$$

$$(8.60): \quad \frac{\Delta E}{E_1} = \frac{E_1 - E_2}{E_1} = 1 - \frac{2 \frac{h_2}{h_1} + \left(\frac{h_1}{h_2}\right)^2 F_{R1}}{2 + F_{R1}}.$$

Ако се однос h_2/h_1 обрачуна преко једначине 8.56, добија се жељена функција ефикасности скока за правоугаоно корито:

$$(8.61): \quad \frac{\Delta E}{E_1} = f(F_{R1}).$$

У табели 8.6 дате су вредности срачунате из једначине (8.61):

$F_{R1} = \frac{V_1^2}{gh_1}$	$\frac{h_2}{h_1}$	$\frac{E_2}{E_1}$	$\frac{\Delta E}{E_1}$
1	1.00	1.00	0.00
16	5.18	0.61	0.39
100	13.65	0.27	0.73
196	19.31	0.20	0.80
324	24.96	0.16	0.84

Таб. 8.6 Ефикасност скока зависно од Фрудовога броја улазног млаза

Из табеле се види да се расипање енергије повећава са порастом улазног Фрудовога броја, F_{R1} , односно да је **скок ефикаснији уколико је улазни млаз силовитији**. (Мада табела 8.6 важи само за правоугаоно корито, исти закључак би се добио и за корито произвољног пресека, само би вредности биле нешто другачије.)

Губитак енергије у скоку за корито правоугаоног пресека може се изразити преко спрегнутих дубина, комбиновањем једначине скока (8.56) и једначине 8.60:

$$(8.62): \quad \Delta E = E_1 - E_2 = \frac{(h_2 - h_1)^3}{4h_1h_2}.$$

Поред ефикасног расипања енергије, хидраулички скок са већим Фрудовим бројем улазног млаза је и *стабилнији* – не помера се напред–назад дуж базена и изазива знатно мање поремећаје тока низводно од базена, него скок са малим Фрудовим бројем (Vischer и Hager 1995, Peterka 1958). При сасвим малим вредностима улазног Фрудовога броја, $1 < F_{R1} < 6$, не јавља се карактеристично ширење млаза са израженим вртложним ваљком као код “нормалног” хидрауличког скока, већ је површина воде наборана, а таласи се простиру у низводном кориту на великој дужини иза скока, па је овакав хидраулички скок сасвим непогодан за умирење улазног млаза.

При вредностима улазног Фрудовога броја од $6 < F_{R1} < 20$, млаз је нестабилан, па се периодични таласни поремећаји простиру далеко иза скока (односно изван базена), што може да изазове ерозију низводног корита. Ако се при рачунском и блиским протицајима не може избећи овај опсег Фрудовога броја, треба користити посебан тип умирујућег базена (USBR базен тип IV, USBR 1987). Таласе је могуће пригушити и неком од конструкција за сузбијање таласа (Peterka 1958).

Искуство на моделима и објектима је показало да се најстабилнији рад постиже у базенима код којих је улазни Фрудов број $20 < F_{R1} < 80$. Тада је скок стабилан, не јављају се таласи изван базена и губитак енергије је задовољавајуће велики. За вредности улазног Фрудовог броја преко 80, скок постаје веома “усковитлан”, део поремећаја се преноси у низводно корито, па је неопходно обезбедити га од ерозије (видети VIII.4.8).

VIII.4.7.1 Хидраулички прорачун умирујућег базена

Хидраулички прорачун умирујућег базена (слапишта) се користи за *хидраулично димензионисање* базена. Прорачун омогућава да се за претпостављену вредност ширине и/или коте дна базена, израчунају спрегнуте дубине и брзине воде, а на основу њих остале димензије базена, као и да се процени положај и стабилност хидрауличног скока у базену. Прорачун се своди на симултано решавање: *једначине енергије* дуж брзотока (између пресека “GV” испред прелива и пресека “1” на улазу у базен, сл. 8.35), *једначине одржања количине кретања* у самом базену (једначина 8.56 између пресека “1” и “2”) и *једначине енергије* на крају базена (између пресека “2” и “DV”).

Енергетска једначина дуж брзотока се може написати као (сл. 8.35):

$$(8.63): \quad V_1 = \sqrt{2g \left[E_{GV} - \left(\frac{Q}{BV_1} + \Delta E_{GV-1} + Z_B \right) \right]},$$

где је: E_{GV} = енергетска кота горње воде (узводно од прелива), ΔE_{GV-1} = губитак енергије дуж брзотока, а Z_B = кота дна базена.

Обично се претпоставља да је ниво воде на крају базена приближно једнак нивоу у низводном кориту, па се *једначина енергије* између пресека “2” и “DV” може написати као:

$$(8.63a): \quad Z_B = Z_{DV} - \sigma h_1'',$$

где је σ = коефицијент потопљености ($\sigma = 1.05 \div 1.25$).

Систем нелинеарних једначина (8.56, 8.63 и 8.63a) се решава постепеним приближавањем (итеративним поступком). Код димензионисања умирујућег базена понекад се може занемарити губитак енергије на брзотоку, чиме се добијају неповољнији услови за образовање скока, што је на страни сигурности. У наставку ће се овај губитак енергије изоставити ради прегледности, не реметећи при томе општост излагања.

У првој итерацији ће се претпоставити да је кота дна слапишта једнака коти дна низводног корита, ${}^{(1)}Z_B = Z_{D,DV}$. Занемариће се дубина у једначини (8.63), па је

$${}^{(1)}V_1 = \sqrt{2g (E_{GV} - {}^{(1)}Z_B)}. \text{ Затим се из једначине континуитета добије дубина } {}^{(1)}h_1 = \frac{Q}{{}^{(1)}V_1 B}, \text{ а из}$$

једначине одржања количине кретања (једначине скока 8.56) спрегнута дубина ${}^{(1)}h_1''$. На крају се из једначине (8.63a) израчуна “поправљена” вредност коте дна базена у другој итерацији ${}^{(2)}Z_B = Z_{DV} - \sigma {}^{(1)}h_1''$. Поступак се понавља док се не постигне жељена тачност. За случај

правоугаоног хоризонталног призматичног канала, уз занемаривање губитка енергије, систем једначина (8.56, 8.63 и 8.63а) може се решити аналитички (Петровић и Радојевић 1997).

VIII.4.7.2 Хидрауличко димензионисање умирујућег базена

Под **хидрауличким димензионисањем** базена се подразумева одређивање “спољних” димензија и кота, док се статичким димензионисањем одређују дебљине плоча и зидова базена и потребна арматура. При хидрауличком димензионисању умирујућег базена треба одредити (сл. 8.35):

- 1) Ширину базена, B .
- 2) Дужину базена, L_B .
- 3) Коту дна базена, Z_B .
- 4) Висину разделних зидова базена, d .
- 5) Димензије и распоред додатних **елемената за умирење енергије** (зупци, блокови, прагови), ако су предвиђени.

Уз то, потребно је проценити силе које делују на плоче, зидове и елементе за умирење енергије, ради статичког димензионисања, као и одредити тип и димензије заштите речног корита низводно од базена (VIII.4.8).

Ширина базена (слапишта), B , одређује остале величине, с обзиром да је спрегнута дубина, h''_1 , функција ширине B (преко дубине h_1 и Фрудовог броја F_{R1}), а за h''_1 се вежу све остале величине:

- 1) Кота дна износи $Z_B = Z_{DV} - \sigma h''_1$.
- 2) Дужина базена обично је једнака $L_B = K h''_1$ (где је $K = 2.5 \div 5.5$, зависно од типа базена, и силовитости улазног млаза).
- 3) Висина разделних зидова је $d = h''_1 + f$, где је f = зазор (freeboard).

Широки базен је хидраулички повољнији, јер је јединични протицај мањи него код узаног базена, па је *мања и енергија по јединици ширине коју треба потрошити*. Димензије вртлога и таласа који настају у ваљку скока, сразмерне су спрегнутој дубини, h''_1 , односно обрнуто сразмерне ширини, B , па је *вода по изласку из ширег базена мирнија*. Мања спрегнута дубина захтева и *краћи базен*. Уз то, *шири базен омогућава плиће укопавање* (вишу коту дна, Z_B), што је посебно захвално код темељења у срединама у којима је ископ тежак и скуп (тешкоће око обарања нивоа подземне воде). Плићим укопавањем се смањује и сила узгона на дно и зидове умирујућег базена.

С друге стране, широки умирујући базен захтева *ширу темељну плочу* него дубљи, а ужи базен, па је често потребно економски упоредити неколико варијанти са различитим ширинама да би се одредило најповољније решење.

Одређени услови могу унапред да сузе област могућих решења:

- 1) **Топографија** терена (ширина и нагиби падина речне долине, правац пружања водотока низводно од бране) и **диспозиција** осталих сталних и привремених објеката (хидроелектране, оптичног тунела, низводне помоћне бране и слично).

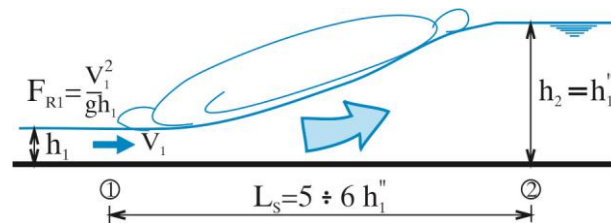
- 2) Облик криве протицаја доње воде.
- 3) Геолошка грађа и особине средине у којој се темељи базен и еродибилност низводног корита.

Код преливних брана уобичајено је да се усвоји иста ширина пресека за сваки од делова евакуационих органа (прелив, проводник и слапиште), изузев у узаним кањонским долинама. Поред једноставнијег извођења објекта, овим се избегавају дугачке прелазне деонице, које су потребне за сузбијање стојећих косих таласа код непризматичних токова у бурном режиму. Често су инвестиције за умирујући базен толико значајне, да ширина базена одређује ширину целог проточног дела (проточног тракта) евакуационог органа.

Прелиминарна вредност ширине базена (ако ширину не намеће неки од напред наведених услова), може се проценити из искуственог израза (Smith 1995):

$$(8.64) : \quad B = 1.8\sqrt{Q} .$$

Зависност (8.64) указује да је протицај, Q , најважнији хидраулички чинилац за одређивање ширине умирујућег базена.



Сл. 8.37 Дужина хидрауличког скока

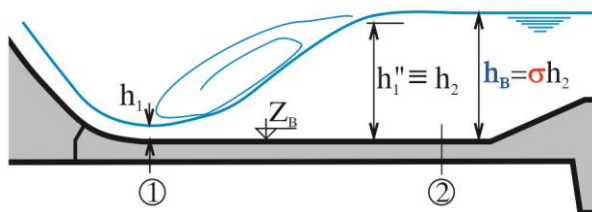
Дужина базена, L_B , треба да обезбеди да се *ширење млаза оствари унутар базена*. Експерименти показују (Novak и Šebelka 1981, и Peterka 1958) да дужина хидрауличког скока, L_S (дужина на којој се млаз потпуно прошири од сужене дубине h_1 до спрегнуте дубине $h_1'' \equiv h_2$) износи $L_S \approx 5 \div 6 h_1''$. Често се дозвољава да базен буде нешто краћи од дужине скока, с тим да се корито иза базена заштити од ерозије (на пр., каменом заштитом – видети VIII.4.8). Novak и Šebelka (1981) препоручују да дужина базена буде $L_B = 4.5 (h_1'' - h_1)$, ако је Фрудов број улазног млаза већи од $F_{R1} > 100$, а да за мале вредности Фрудовог броја, $F_{R1} \leq 9$, дужина буде нешто већа, $L_B = 5.5 (h_1'' - h_1)$, због нестабилности скока која се редовно јавља при оваквим условима (Peterka 1958).

Искуство на постојећим објектима показује да дужина умирујућег базена, L_B , може бити и знатно мања од дужине “класичног” скока, L_S , али се тада морају користити одговарајући елементи за разбијање целовитости млаза, односно за подстицање ширења и стабиловања положаја млаза (зупци, блокови, прагови), а мора се на излазу из базена допустити и повећана турбуленција (која са собом носи и повећани ерозиони потенцијал). Постоји више стандардних типова базена са елементима за умирење енергије, обликованим за одговарајуће услове течења. У пракси се најчешће користе базени USBR, типа II и III (Peterka 1958), који омогућавају да се базен “скрати” на $2.5 \div 4$ спрегнуте дубине, зависно од типа базена и вредности улазног

Фрудовог броја (који описује силовитост улазног млаза). Облик и основне димензије USBR базена, типа II и III, приказани су на сликама 8.40 и 8.41, а детаљни подаци могу се наћи у литератури (Peterka 1958, и Smith 1995).

Кота дна базена, Z_B , мора да обезбеди дубину потребну за стварање хидрауличког скока у базену (сл.8.38). Ако је дубина у базену, h_B , мања од спрегнуте дубине улазног млаза, h''_1 , скок ће бити одбачен из базена у низводно корито, па базен не испуњава своју улогу (млаз силовитог режима ће својом енергијом поткопати корито реке, а затим и сам објекат).

С друге стране, није добро ни да млаз буде превише потопљен, јер ће тада задржати велики део разорне моћи (ефикасност скока знатно опада ако је $h_B > 1.4 h''_1$, Vischer и Hager 1995). Код *непотопљеног* (стандардног) скока вртложни ваљак је са горње стране у додиру са ваздухом, па се повратно струјање у ваљку неометано развија, што омогућава ефикасно одузимање енергије преливном млазу. Ако је вртложни ваљак потопљен (тако да је $h_B > 1.4 h''_1$), слој “сувишне” воде изнад ваљка ће кочити повратно *струјање у вртложима*, чиме ће се смањити способност скока да успорава млаз и одузима му енергију.



Сл. 8.38 Однос спрегнуте дубине и дубине у базену

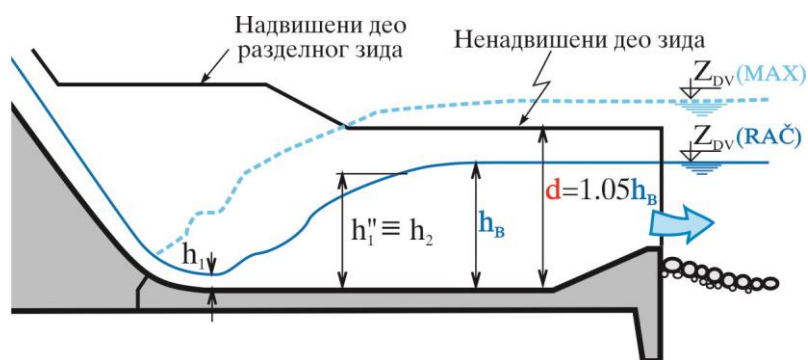
Уобичајено је да се при рачунском протицају, у базену обезбеди дубина воде, h_B , која је једнака спрегнутој дубини, помножено са коефицијентом потопљености – сигурности, σ ($h_B = \sigma h_2$, сл.8.38). Када се на низводном потезу реке очекује спуштање дна корита услед ерозије, па је могуће обарање нивоа доње воде, упутно је спустити и коту дна слапишта, односно узети већи коефицијент потопљености $\sigma = 1.2 \div 1.25$ (Novak и Čebelka, 1981). Ако се сматра да нема опасности од обарања нивоа доње воде, или када ниво обезбеђује низводни праг на крају базена, нема потребе за великим коефицијентом потопљености, па се узима $\sigma = 1.05 \div 1.10$.

Ако се у умирујућем базену користе *срединни блокови* (USBR базен типа III, сл. 8.41), као и код базена који се шире у правцу тока (сл. 8.48), појачава се **сила кочења млаза**, па опада “спрегнута” дубина. Смањење може бити и до 20% спрегнуте дубине која би настала у призматичном базену без блокова, ${}^{(0)}h_2$, па се тада довољна сигурност постиже ако се усвоји да је $h_B = {}^{(0)}h_2$, односно $\sigma = 1$.

Разделни зидови умирујућег базена онемогућавају да доња вода прелије у базен и потопи скок, што би умањило ефикасност скока у погледу расипања енергије (код потопљеног скока, као што је већ објашњено, расипање енергије у базену је непотпуно – млаз се “измигољи” неумиран). Сматра се да је довољно да **висина разделног зида базена, d** (сл. 8.35)

буде нешто већа од дубине воде у базену, h_B , при рачунском протицају ($d \geq 1.05 h_B$, Smith 1995). Уколико се не дозвољава прскање воде из базена у околно подручје, висина разделних зидова може бити и већа. Ако постоји опасност да је ниво доње воде потцењен (или је током рада објекта могуће подизање доње воде зависно од измене низводних услова), није неопходно повећати висину зида *по целој дужини* базена. Експерименти показују (Smith 1995) да је за задовољавајући рад базена довољно онемогућити потапање скока на месту прелаза из брзотока у базен, па је довољно надвисити разделне зидове само у најузводнијем делу базена (сл. 8.39).

Такозвани *крилни зидови* се користе код неких типова умиривача енергије ради спречавања бочне ерозије која може да настане услед снажног попречног и повратног струјања на излазу из умиривача (сл. 8.62). Искуство на постојећим објектима и моделима (Smith 1995) показује да се код умирујућих базена најчешће не јавља потреба за крилним зидовима, сем за изузетно кратке базене где би повратно струјање могло да угрози стабилност објеката (самог умиривача или бране).



Сл. 8.39 Разделни зид умирујућег базена

USBR базени и додатни елементи за умирење енергије

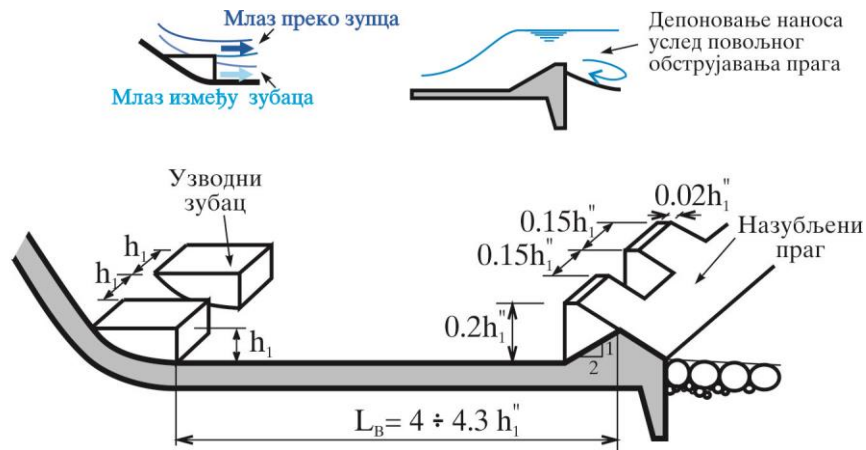
USBR базени су већ дуго времена стандард при пројектовању умирујућих базена. Њихова ефикасност, проверена у лабораторијским условима и на великом броју изведених објеката, заснива се на примени три елемента за разбијање млаза и повећање отпора (Peterka 1958):

1. **Узводни зупци** (сл. 8.40 и 8.41) на улазу у базен превасходно служе за разбијање млаза на већи број узаних млазева, који наизменично струје између зубаца и преко зубаца. Уз то, као препрека току, зупци стварају силу отпора која донекле доприноси стабилизацији млаза и смањењу спрегнуте дубине.

2. **Средишни блокови (ступци, зуби)** служе за задржавање (стабилизацију) скока у базену, независно од флукуације брзина и притисака (у млазу и вртложном ваљку), чиме се омогућава знатно краћи базен него код осталих типова. Уз то, сила контуре блокова омогућава скок са мањом спрегнутом дубином, него код базена без блокова (тј., добија се плићи базен).

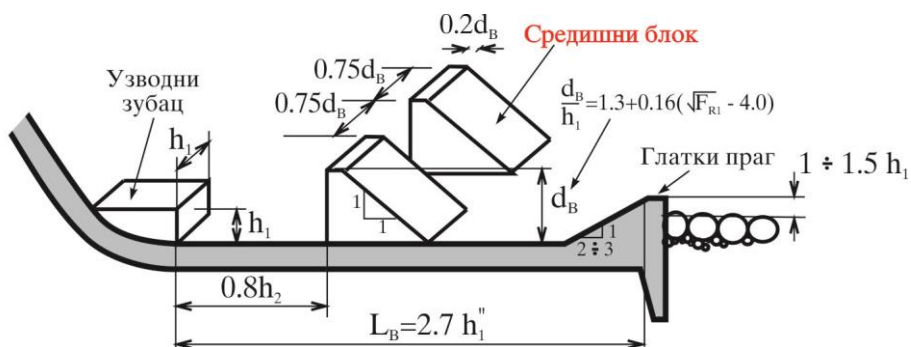
3. **Низводни праг**, који може бити назубљен (базен типа II, сл. 8.40), или гладак (тип III, сл. 8.41), усмерава млаз навише при изласку из базена. Овим се у речном кориту низводно од

прага базена омогућава повратно струјање, са наношењем (депоновањем, сл. 8.40) материјала са дна корита ка прагу – објекту (а не са одношењем од објекта и поткопавањем темеља – *ретроградном ерозијом*). С друге стране, није пожељно ни уношење наноса из низводног корита у базен, због опасности од абразије, због чега је праг благо издигнут изнад дна низводног корита. Према искуству са модела и објеката, оптималан нагиб косине (рампе), која спаја дно слапишта са низводним прагом износи $1 : 2 \div 1 : 3$ (Novak 1996, Peterka 1958).



Сл. 8.40 USBR базен, типа II

Назубљеност прага код базена типа II, који нема средишне блокове (сл. 8.40), доприноси стабилизацији скока. Назубљени праг “имитира” блокове USBR III базена, али због удаљености од места ширења млаза, не може постићи ефекат блокова, који задиру директно у силовити млаз који се још није раширио.



Сл. 8.41 USBR базен типа III

* * *

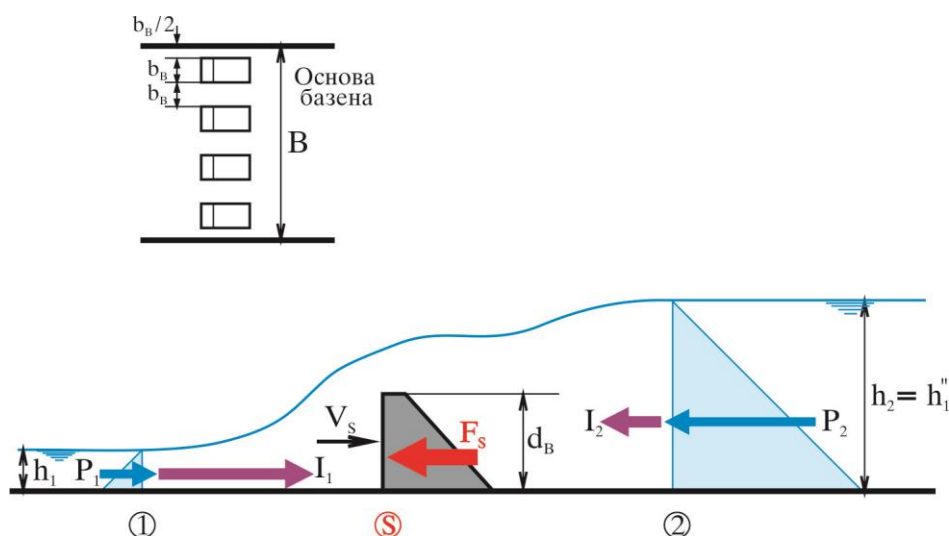
Утицај блокова (и зубаца) на снижење спрегнуте дубине и стабилизацију скока сагледаће се из једначине одржања количине кретања (сл. 8.42). У односу на “обичан” базен без блокова и зубаца, овде се јавља и контурна сила (сила “кочења”, сила отпора облика). Контурна сила, F_S , којом средишни блок (или зубац) делује на флуид сразмерна је квадрату брзине млаза

који удара у блок, V_s (односно, кинетичкој енергији млаза), и пројекцији “нападнуге” површине блока, управно на правац дејства млаза, A_s , а мера сразмерности је коефицијент силе, C_s ¹:

$$(8.65): \quad F_s = C_s A_s \rho \frac{V_s^2}{2} = C_s b_B d_B \rho \frac{V_s^2}{2},$$

где су: b_B = ширина блока (зупца), d_B = висина блока и V_s = брзина млаза испред блока.

Ако се, прегледности ради, разматрају само средишни блокови, који дају око 70% укупне силе “кочења” код USBR III базена, једначина одржања количине кретања може се написати као (сл. 8.42):



Сл. 8.42 Силе у базену са средишним блоком

$$(8.66): \quad P_1 - P_2 - n F_s = \rho Q V_2 - \rho Q V_1, \quad \text{односно:}$$

$$(8.67): \quad \rho g B \frac{h_1^2}{2} + \rho Q V_1 - n C_s b_B d_B \rho \frac{V_s^2}{2} = \rho g B \frac{h_2^2}{2} + \rho Q V_2,$$

где је: B = ширина базена, а n = број блокова.

С обзиром да је $n b_B \cong B/2$ (сл. 8.42), следи:

$$(8.68): \quad \frac{h_1^2}{2} + \frac{V_1^2}{g} h_1 - \frac{1}{4} C_s \frac{V_s^2}{g} d_B = \frac{h_2^2}{2} + \frac{V_2^2}{g} h_2.$$

Трећи члан са леве стране једначине 8.68 претставља *силу “кочења”*, без које јед. 8.68 постаје једначина “обичног – класичног” хидрауличког скока (јед. 8.55), чије је решење “обична – класична” спрегнута дубина (према јед. 8.56). Сила кочења смањује вредност леве стране једначине 8.68, што повлачи и смањење вредности на десној страни, односно смањење спрегнуте дубине h_2 у односу на класичан скок.

¹ За процену вредности коефицијента C_s видети литературу (Vischer и Hager 1995).

Једначина 8.68 показује и утицај блокова на *стабилизовање* скока. Ако (због опадања доње воде) скок почне да се повлачи низводно (ка излазу из базена) смањиће се ширење млаза испред блока па ће порастати брзина V_S , што повећава силу кочења ($F_S = \frac{1}{4} C_S \frac{V_S^2}{g} d_B$). Према једначини 8.68, већа сила кочења тражи мању спрегнуту дубину, што ће омогућити да се скок задржи у базену (наравно, ако поремећај доње воде није превише велики). Ако пак, вртложни ваљак скока крене у узводном смеру (ка брзотоку), ток испред блока ће се додатно раширити, што ће смањити брзину V_S , односно силу кочења F_S , тако да ће улазни млаз одгурати скок низводно на “старо” место.

* * *

Опструјавање млаза око страница блока изазива локално повећање брзина и стварање потпритиска, што може довести до кавитационе ерозије (USBR 1987). Зато се умирујући базен типа III (са средишњим блоковима) не препоручује при брзинама улазног млаза већим $15 \div 20 \text{ m/s}$, поготову ако се очекује да ће прелив радити дуже времена непрекидно. Што прелив дуже ради, повећава се угроженост нападнутих површина (повећава се број кавитационих удара на површину), а уз то је ономогућен преглед и поправка штете док је још у почетном стању. Vishser и Hager (1995) препоручују да се блокови раде са обореним ивицама (сл. 8.43b), ако су брзине у распону од $20 \div 30 \text{ m/s}$.

При *статичком* димензионисању блокова и зубаца неопходно је водити рачуна о *хидродинамичким оптерећењима* (силе и моменти савијања), како у правцу тока, тако и у правцу управно на ток (управно на бокове блока сл. 8.43a). Попречна оптерећења изазвана су *флукуацијама притиска и брзина*, иако не постоји “временски осредњено” струјање у правцу управном на блокове. Потребно је да се блокови просторно армирају, како би се избегао прелом у бочном правцу. Флукуације притиска настају услед периодичног премештања млаза, и снажне турбуленције (Слискиј 1979). Тренутна вредност флукуације притиска у базену може достићи $p'_{MAX}/\gamma = 0.4V_1^2/2g$ (где је V_1 = брзина улазног млаза), док је вредност меродавна за димензионисање између $0.1 \div 0.12 V_1^2/2g$ (ICOLD 1987, видети и дискусију у делу VIII.4.7.4).



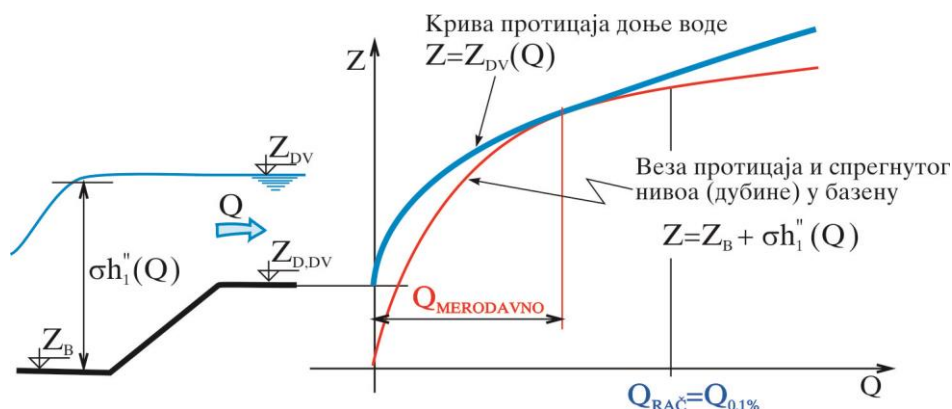
Сл. 8.43 Блокови у умирујућем базену

* * *

VIII.4.7.3 Избор меродавног протицаја за димензионисање базена

Као што је речено у делу VIII.1 о избору рачунског протицаја, није неопходно, нити је увек економски оправдано, димензионисати све делове евакуационог органа на исти рачунски

протицај. Често се умирујући базен димензионише на протицај који је (знатно) мањи од протицаја на који се димензионишу прелив и брзоток, чиме се добија мањи и јефтинији објекат. (На пример, прелив се димензионише на максимално велику воду, РМФ, а умирујући базен на 1000–годишњу велику воду). Овим се дозвољава да при екстремним поплавама скок буде одбачен из базена, што може довести до низводне ерозије, па чак и до хаварије базена. Наравно, не сме се допустити да хаварија базена угрози брану и остале виталне објекте. Одмах по проласку поплаве, базен се мора поправити, да би се спречило ширење ерозије у узводном смеру ка брани (такозвана *ретроградна ерозија*).



Сл. 8.44 Критични услови за образовање скока у базену

Треба имати на уму да се критични услови за образовање скока у базену (услед облика криве протицаја доње воде) понекад могу остварити и при протицају мањем од унапред изабраног рачунског протицаја, па треба проверити потопљеност скока за *цео распон протицаја при којима ће базен да ради* (сл. 8.44 и сл. 13.58). Тако је на примеру приказаном на слици 8.44, *меродавни протицај* за димензионисање базена, $Q_{\text{MERODAVNO}}$, мањи од протицаја хиљадугодишње велике воде, $Q_{\text{RAC}} = Q_{0.1\%}$, који је био унапред одређен као рачунски протицај за димензионисање.

* * *

VIII.4.7.4 Динамичка оптерећења у умирујућем базену

Код умирујућег базена обично није тешко постићи добро расипање енергије. Већи је проблем пројектовати и изградити базен који ће бити отпоран на **динамичке утицаје**, поготову код већих падова (преко 50 m), где се остварују велике брзине. Искуство на постојећим објектима, посебно онима који *дуже времена раде при великим протицајима*, указује на три велике невоље везане за рад умирујућих базена:

- 1) Динамички узгон.
- 2) Кавитација.
- 3) Вибрације.

Поред ова три проблема понекад може доћи и до *абразије* базена, мада се ова појава пре може очекивати код слапишта дубинских испуста.

Динамички Узгон

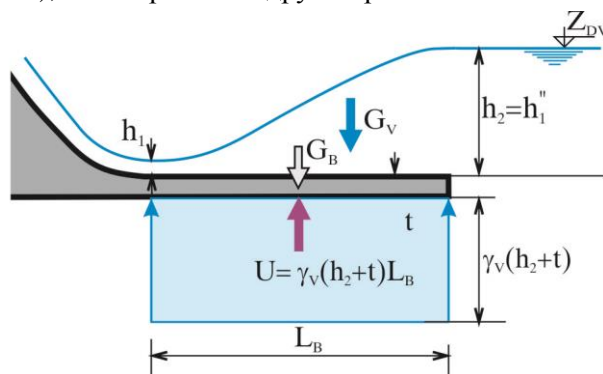
Најзначајнији од наведених проблема је тзв. **динамички узгон**, услед кога је оштећено, или уништено највише умирујућих базена (ICOLD 1987). Испод плоче базена делује *узгон* (притисак провирне воде усмерен навише), који је у свакој тачки плоче једнак производу запреминске тежине воде и висинске разлике између пијезометарске коте провирне воде и положајне коте на доњој страни плоче (сл. 5.11). У даљем излагању је, прегледности ради, изостављен филтрациони (диференцијални) део узгона (сл. 8.45). Када нема преливања (или је протицај знатно мањи од рачунског), ниво у базену је хоризонталан, па су тежина воде изнад плоче, G_V , и тежина плоче, G_B , као стабилизујуће силе, већи од узгона испод плоче, U . Међутим, при рачунском протицају, скок ће избацити део воде из базена, што ће смањити силу тежине воде, па *сила узгона* може да преовлада. Разматра се равнотежа вертикалних сила по јединици ширине плоче. Дужина плоче је L_B , а дебљина t . До подизања плоче *неће* доћи ако је резултанта свих вертикалних сила усмерена наниже, то јест када је (сл. 8.45):

$$(8.69): \quad G_V + G_B - U = \frac{\gamma_V}{2}(h_1 + h_2)L_B + \gamma_B t L_B - \gamma_V(h_2 + t)L_B > 0,$$

односно, када је:

$$(8.70): \quad (\gamma_B - \gamma_V)t > \frac{\gamma_V}{2}(h_2 - h_1).$$

Ако је, на пример, разлика спрегнутих дубина, $h_2 - h_1 = 16.0 - 1.0 = 15.0$ m, а запреминска тежина армираног бетона $\gamma_B \cong 25$ kN/m³, потребно је да плоча буде бар 5 метра дебљине, да не би дошло до испливавања (подизања). Ово је најчешће економски неприхватљиво (дебљина плоче ретко прелази 1.5 ÷ 2.5 m), па се прибегава другим решењима:



Сл.8.45 Узгон у умирујућем базену

- 1) Причвршћивању плоче за стеновиту подлогу **анкерима** (сл. 8.47). (Код фундаирања на глиновитом тлу могу се користити посебни типови шипова, Smith 1995).
- 2) **Дренарању** површине испод плоче (сл. 8.46), чиме се смањује сила узгона.

Досад је разматрано само оптерећење *осредњено по времену*. Наиме, све разматране величине (брзине, притисци, силе) су осредњаване по времену (Хајдин, 1983), па се даље рачунало са тим осредњеним вредностима, док су занемарена одступања од осредњене вредности – флукуације (пулзације). Међутим, у струјањима са изразито развијеном турбуленцијом, као што је хидраулички скок, флукуације могу бити истог реда величине као и

сама осредњена вредност. До флукуација притиска у посматраној тачки базена долази услед сталног померања млаза и вртложног ваљка хидрауличног скока. Ако се осредњеном оптерећењу, додају и ови флукуациони утицаји, јасно је да ће се добити још неповољније стање.

Према истраживањима са постојећих објеката и мерењима у лабораторији (Novak 1996, ICOLD 1987), *максимални флукуациони додатак* притиска у некој тачки умирујућег базена може достићи и до 40% брзинске висине (кинетичке енергије) улазног млаза

$$\left(\frac{\Delta p}{\gamma} \right)_{\text{MAX}} \equiv \frac{p'}{\gamma} \Big|_{\text{MAX}} = 0.4 \frac{V_1^2}{2g}, \text{ док средње квадратно одступање износи } 10 \div 12\% \text{ брзинске висине.}$$

Срећна је околност што се *флукуације притиска не јављају једновремено у свим тачкама базена*. Шта више, корелација флукуација између две тачке у базену (односно, једновремена појава флукуација истог реда величине и знака) опада са повећањем растојања између тачака, па се повећањем димензија плоча базена смањује могућност појаве максималног флукуационог оптерећења по целој плочи истовремено (ICOLD 1987). Стога је битно да *слапшине плоче буду што већих димензија* (у основи), *посебно у правцу тока воде*, дуж кога је корелација флукуационих притисака знатно слабија него у правцу управном на ток.

Најнеповољније флукуационо оптерећење настаје ако се, уз пун хидростатички притисак (узгон) испод плоче, *јаве негативне пулзације* притиска на *горњој страни* плоче, а *позитивне пулзације* на *доњој страни* (испод плоче). “Завлачење” пулзационих притисака испод плоче је могуће само ако постоје отвори у плочи кроз које се може пренети поремећај (талас) високог притиска из базена. Зато се не смеју остављати отвори између плоча базена, нити отвори у плочама (на пример, дренажни), а на сваки начин треба смањити могућност настанка пукотина у плочама за време израде или при раду базена. (Ово се постиже пажљивим армирањем и бетонирањем, везивањем плоча по систему “перо и жљеб”, обавезном израдом дилатационих спојница и другим одговарајућим конструктивним мерама.)

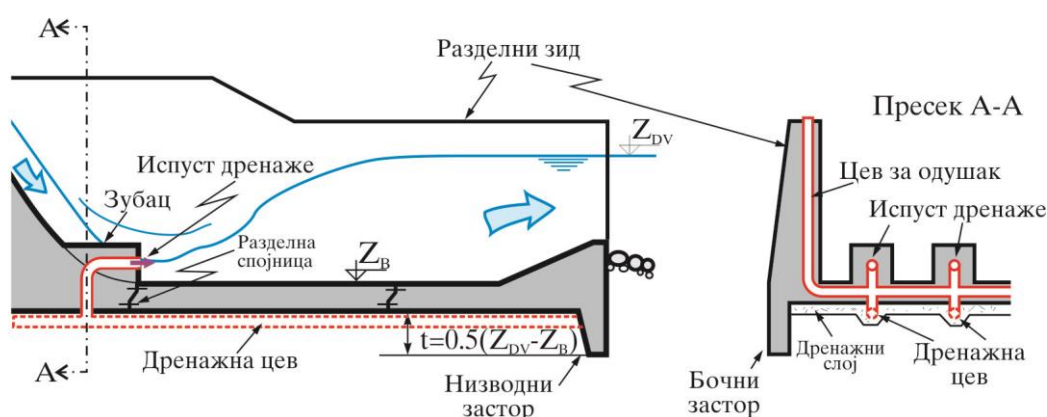
Ако је предвиђена, *дренажа* се обично ради у виду дренажног тепиха са перфорираним дренажним цевима. *Отворе дренажних испуста* (кроз које се празни дренажни систем, сл. 8.46) треба поставити на местима где не постоји опасност од увлачења таласа повишеног притиска испод плоче. Сматрало се да је такво место *низводна страна узводних зубаца*, где се услед опструјавања ствара потпритисак (Novak 1996, Smith 1995, ICOLD 1987). Искуство је показало да ни овај начин пражњења дренажног система није сасвим безбедан. Наиме, ако хидраулички скок са својим турбулентним ваљком, крене узводно уз косину брзотока, постоји опасност да се (кроз отворе у зупцима) у дренажни систем увуче поремећај високог притиска (Smith 1995, Bowers 1988, Bowers 1985), што може довести до подизања плоче и рушења базена. (Такође, постоји и опасност од исисавања честица филтра и зачепљивања дренаже уколико је сисајуће дејство млаза прејак.) Зато се у новије време овако изведени дренажни испусти понекад повезују са атмосфером преко цеви за одушак, која ради на принципу “водостана” (сл. 8.46). Цев се обично води кроз темељну плочу и даље кроз разделни зид базена, до његове горње стране где се повезује са атмосферским притиском. Овим је омогућено да се кроз цев “избаци” (амортизује) талас повишеног притиска, када ваљак скока крене уз брзоток и донесе позитивну

флуктуацију притиска. Такође, дренажни испуст се снабдева ваздухом са атмосферским притиском кад се јави претерано низак притисак на низводној страни зупца, уз опасност од исисавања материјала дренаже. Шематски приказ решења дат је на слици 8.46¹.

Око дренажних цеви треба поставити филтар који штити околни материјал од испирања. Низводни бетонски застор, и евентуално бочни застори (сл. 8.46) продужавају пут провирања воде, чиме се смањују брзине филтрације и протицај који се мора евакуисати кроз дренажне отворе (Smith 1995). Бочни застори нису потребни ако се не ради дренажа базена, док је низводни застор у виду темељног зуба увек корисна мера за заштиту темеља од ерозије.

Уместо дренажног тепиха, понекад се користе плитке дренажне бушотинама у стени темеља, равномерно распоређене испод плоче, обично не дуже од дубине воде у базену (Пећинар 1961). И овде треба водити рачуна да се не створе услови за већ објашњено “завлачење” таласа натпритиска испод темељене плоче и даље кроз бушотине у стенску масу. Дренажни отвори кроз плоче могу се допустити само код базена ниских преливних прагова, с обзиром на мале брзине млаза, а тиме и мале флуктуације брзина и притиска.

Умирујући базен (слапиште) увек треба обложити бетоном. Ма колико био добар материјал темеља, увек ће се наћи пукотина кроз коју ће се пробити талас натпритиска, и изазвати разарање стенске масе, а затим и поткопавање бране.



Сл. 8.46 Пажњење дренаже кроз отвор у узводном зупцу

Према препорукама Међународног Комитета за Високе Бране (ICOLD 1987), плоче и анкере умирујућег базена треба димензионисати на неповољнији од следећа два услова оптерећења:

- 1) Пун узгон од меродавне доње воде, претпостављајући да је базен потпуно празан.
- 2) Пун узгон + флуктуациони додаток узгона који делује испод целе површине темељне плоче са вредношћу од $\frac{\Delta p}{\gamma} = 0.12 \frac{V_1^2}{2g}$, претпостављајући да је базен пун воде (при коти меродавне доње воде).

¹ Овакав начин дренаже треба схватити као могућу корективну меру за постојеће базене, а не као решење које се препоручује при пројектовању нових објеката.

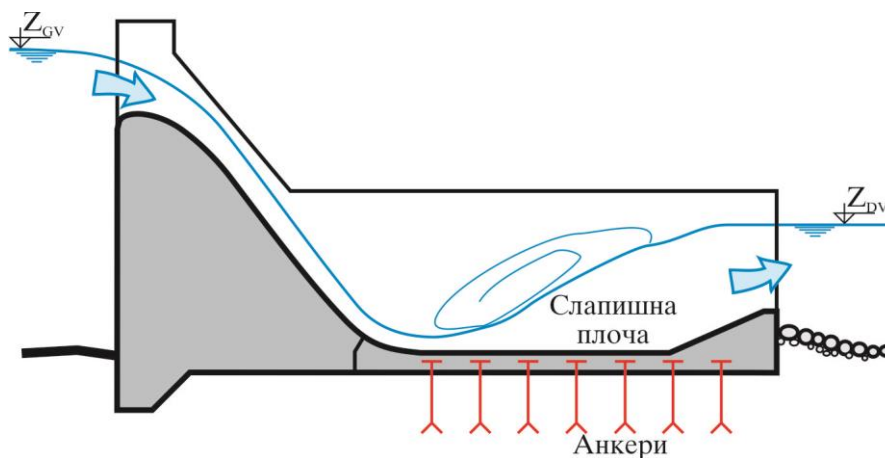
Детаљи о карактеристикама турбуленције хидрауличног скока и процени динамичких оптерећења на плочу и зидове базена могу се наћи у литератури (Khatsuria 2005).

Вибрације, кавитација и абразија

Вибрације и кавитација у умирујућем базену такође су последица флукуација брзина и притисака у млазу и вртложном ваљку, а обично тесно “сарађују” са динамичким узгоном на оштећењу и рушењу базена.

Вибрације у умирујућем базену настају ако фреквенца периодичног померања (шетања) млаза, или периодичних флукуација у турбулентном ваљку скока уђе у резонанцу плоче, зида, блока или зупца базена (Khatsuria 2005). Вибрације тада могу да изазову мала померања и/или пукотине, чиме се ствара пролаз за преношење (“завлачење”) таласа високог притиска испод плоче и евентуално подизање плоче.

Масивне плоче и анкерисање, потребни ради супротстављања динамичком узгону, добра су заштита и против вибрација.



Сл. 8.47 Анкерисање плоче базена

Кавитација је у умирујућим базенима нарочито изражена око ивица које опструјава силовити млаз. Најугроженији су средишни блокови, на којима се кавитациона ерозија може јавити при брзинама преко $15 \div 20 \text{ m/s}$. До кавитације може доћи и на другим местима у базену где постоје (предвиђене или непредвиђене) неравнине, па чак и на равним (и глатким) површинама, где у зони јаке турбуленције, флукуације могу изазвати локални пад притиска испод притиска засићене водене паре. (Пример процене опасности од кавитационе ерозије у умирујућем базену приказали су Fattor et al. 2001 и Novak, 1996.) Пулзациони притисци лако се провлаче кроз отворе које ствара кавитациона ерозија на блоковима или на плочи, чиме се знатно убрзава процес рушења базена.

Да би се смањила опасност од кавитационе ерозије, у базенима (односно, угроженим зонама базена) код којих се јављају велике брзине ($V_1 \geq 25 \div 30 \text{ m/s}$), треба избегавати све

неправилности на облози (плочама и зидовима). Истраживања на физичком моделу могу указати на места где настају опасни потпритисци, а могу се испитати и мере да се опасност уклони или смањи.

Абразија може настати ако се вучени нанос нађе у базену, било да је унет преко дубинског испуста, или да је доспео у базен повратним струјањем из низводног корита, или је убачен у базен током градње или експлоатације. Према искуственим подацима (ICOLD 1987), абразионо дејство осетиће се при брзинама већим од $V = 10 \text{ m/s}$. Неравнине настале абразијом могу изазвати кавитациону ерозију, која ствара нови материјал за појачавање абразије, и тако у круг. Затим се пулзациони притисци завлаче у створене отворе и пукотине, и са своје стране обилато доприносе рушењу базена.

Зато је потребно онемогућити, или макар максимално ограничити, приступ вученог наноса у умирујући базен. Треба, одговарајућим обликовањем излазне рампе (косине) и низводног прага, спречити да повратно струјање из низводног корита довлачи крупан вучени нанос у базен (сл. 8.40 и 8.41). Уколико постоји опасност да нанос преко испуста доспе у базен, треба предвидети посебан умирујући базен за испуст. Базен треба очистити пре пуштања у погон и онемогућити посетиоцима да бацају камење у базен.

Из наведеног се види, а искуство потврђује, да треба *предвидети преглед и, по потреби, поправку базена*. Приступ се омогућава привременим преграђивањем и испумпавањем воде из базена. Постављење гредних затварача на низводном крају разделног зида обично је економски неоправдано, због великог распона затварача (ширине базена) и тешког приступа. Понекад је згодно широке базене поделити у неколико (подужних) поља, чиме се омогућава поправка и преглед једног поља, док је остатак базена оперативан. Често је пумпањем по ободу базена потребно оборити ниво подземне воде, тј. смањити узгон испод базена, како не би дошло до испливавања плоча када је, приликом прегледа и поправки, базен празан.

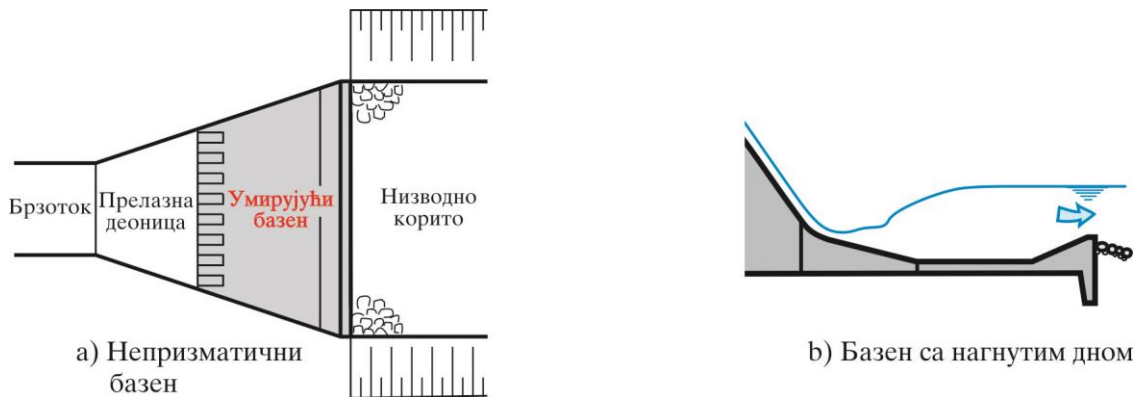
VIII.4.7.5 Базени са нагнутим дном и непризматични базени

Поред призматичног базена са хоризонталним дном, постоје и други типови умирујућег базена (сл. 8.48). Овде ће се поменути две групе:

- 1) Базени који се **шире у правцу тока** ($dB/dx > 0$, сл. 8.48а и 8.97), чиме се повећава сила притиска на низводном крају у односу на базен који се не шири (призматични базен). Овим се постиже мања спрегнута дубина (јед. 8.151) и боља стабилност скока него код призматичног базена, јер сила притиска у низводном пресеку и сила контуре разделног зида (која код непризматичног базена има компоненту у правцу тока) зависе од положаја скока (слично сили на блокове, Smith 1995). Постоје и базени код којих се обједињује дејство средишних блокова и ширења корита (тзв. SAF базени, Henderson 1966 и Blaisdell 1949). Непризматични базени се ретко примењују код преливних брана, с обзиром на већ поменути предност примене призматичног корита дуж целокупног проточног тракта код овог типа евакуационих органа. С друге стране, овакво решење се радо примењују на објектима код којих је проводник сужен у односу на захватни део (на пр., бочни и чеони прелив са брзотоком, шахтни прелив, темељни испуст и слично), па је често неопходно ширити умирујући базен да би се добио објекат прихватљивих

димензија (прихватљиве дужине и дубине укопавања). Треба имати на уму да ширење базена мора да буде постепено (јед. 8.112). У противном, млаз не може да се прилагоди контури, тј., неће се проширити као што је замишљено, па ће остати (делимично) неумирен.

- 2) Базени са **нагнутим дном** (сл. 8.48b) омогућавају *непотопљен хидраулички скок* за велики опсег протицаја (и/или нивоа доње воде). Скок се по потреби помера уз/низ косину базена (Novak 1996, Smith 1995, Peterka 1958).



Сл. 8.48 Варијанте умирујућих базена

VIII.4.7.6 Двостепени умирујући базен

Уколико технички и економски услови не дозвољавају да се дно базена спусти до нивоа који је потребан да би се остварила спрегнута дубина, може се применити **двостепени базен** (сл. 8.49). Двостепени базен се често користи при великим падовима и протицајима у уским долинама, где је ширина базена ограничена, или код тешких услова фундарања (Smith 1995).

Начин рада двостепеног базена приказан је на слици 8.49. У узводном – првостепеном базену неопходно је обезбедити дубину већу од спрегнуте дубине h_1'' , да би се образовао хидраулички скок и умирио улазни млаз. Како је спрегнута дубина знатно већа од дубине доње воде, $h_1'' > h_{DV}$, (и ако је решење са укопавањем базена неповољно), тада се потребна дубина (h_1'') може обезбедити подизањем разделног прага на крају узводног (првостепеног) базена. Вода, умирена у првостепеном базену, прелива у низводни (другостепени) базен са знатно мањом енергијом (од енергије улазног млаза у првостепеном базену). Зато је и спрегнута дубина другостепеног базена, h_2'' , знатно мања од спрегнуте дубине у првостепеном базену, што омогућава стварање скока уз знатно плиће фундарање него код одговарајућег једностепеног решења. Наравно, ништа није бесплатно, па је дужина оваквог базена, како ће се видети, понекад и двоструко већа од дужине одговарајућег једностепеног базена.

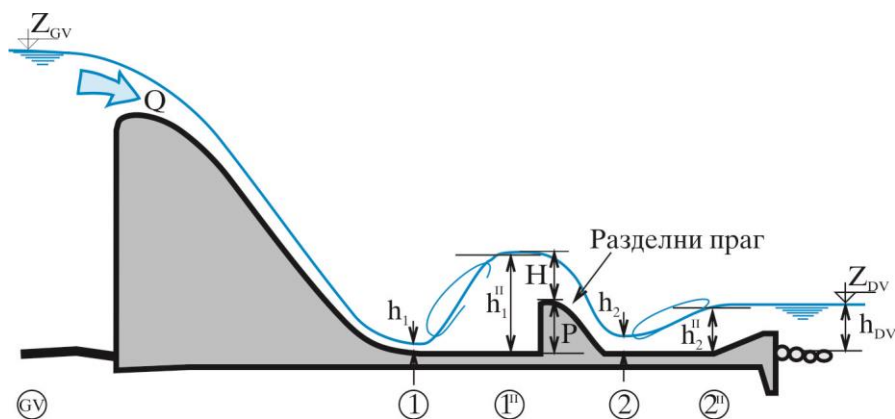
Прорачун је сличан као и за случај “обичног” – једностепеног базена.

Прво се преко енергетске једначине између пресека испред прелива, “GV” и суженог пресека “1” одреде дубина, h_1 , и брзина, V_1 , на улазу у првостепени базен. Кота дна базена се усваја према условима фундарања, или је предмет оптимизације. Преко једначине скока (8.56)

одреди се спрегнута дубина првостепеног базена, h_1'' . Затим се срачуна дебљина преливног млаза преко разделног прага, H , из једначине преливања (8.11), па се одреди висина прага, P , као:

$$(8.71): \quad P = 1.02 \left[h_1'' + \frac{(V_1'')^2}{2g} \right] - H.$$

Надвишење од 2% у односу на спрегнуту дубину h_1'' се додаје као сигурност, да не би дошло до одбацивања скока, односно “прескакања” млаза у низводни базен (отуда коефицијент 1.02 у једначини 8.71).



Сл. 8.49 Двостепени умирујући базен

Дужина првостепеног базена требало би да буде најмање $L_1 = 6 h_1''$, да би се остварило потпуно умирење млаза и омогућили нормални услови преливања преко разделног прага.

Низводни (другостепени) базен се најчешће пројектује као USBR базен типа III, са средишним блоковима и излазним прагом. Димензије базена се одређују уобичајеним поступком. Другостепени базен не мора имати исти правац (у основи) као и првостепени (Hayde 2000). У том случају струјање постаје знатно сложеније, па је потребно урадити испитивања на физичком моделу.

VIII.4.8 Заштита корита низводно од базена

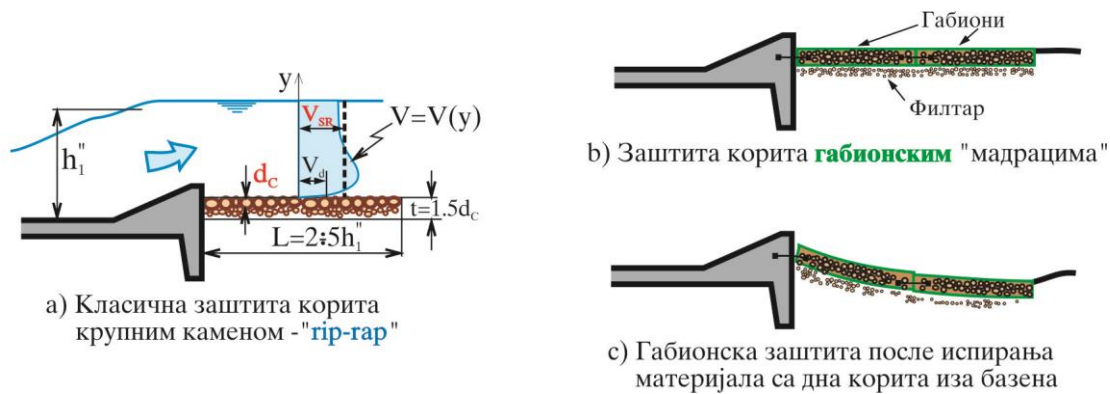
Умирујући базен који би потпуно “смирио” воду пре испуштања у низводно корито био би предугачак и економски неприхватљив. Зато се допушта да по изласку из базена вода и даље располаже извесном енергијом која може да у мањој мери еродира дно и косине корита. Уз још “неугашене” вртлоге (остатак од ваљка хидрауличног скока), јавља се и неравномеран распоред брзина по дубини тока (брзине су знатно веће при дну), што додатно појачава ерозиону моћ воде (Novak 1996). Новак процењује да, зависно од ефикасности скока, дубина ерозионе јаме иза умирујућег базена може достићи и до 50% дубине коју би ископао млаз ски одскока (VIII.4.9), што може довести и до поткопавања самог базена.

Корито низводно од базена може се заштитити на више начина. Најчешће се примењује **камена заштита** (камена облога, rip-rap), сл. 8.50а.

При пројектовању камене заштите потребно је одредити пречник меродавног – карактеристичног зрна, d_c , гранулометријски састав камене заштите, дебљину заштитног слоја, t и дужину заштите, L .

Кључни параметар за избор пречника камена је брзина воде која опструјава камен (Smith 1995, Peterka 1958). Вода делује на камен преко:

- Силе динамичког узгона, која настаје због знатно већих брзина на горњем него на доњем делу површине камена.
- Силе вучења, услед опструјавања око камена.
- Силе трења на додиру воде и камена.



Сл. 8.50 Заштита иза умирујућег базена

Свака од наведених дестабилизујућих сила сразмерна је површини камена ($\sim d_c^2$) и квадрату брзине воде која делује на камен ($\sim V^2$). Једина стабилизујућа сила је тежина камена ($\sim d_c^3$), која се противи подизању и обезбеђује силу трења међу камењем у облози (супротстављајући се померању у хоризонталном правцу). Равнотежа сила које теже да помере камен и стабилизујућих сила, које покушавају да га задрже на месту, може се описати као:

$$(8.72): \quad d_c^2 V^2 \sim d_c^3, \text{ односно:}$$

$$(8.73): \quad d_c = C V^2,$$

где су: d_c = пречник (карактеристичног) зрна – камена, V = брзина воде која делује на камен и C = коефицијент који зависи од облика, специфичне тежине и гранулометријског састава камене заштите, као и од облика и интензитета турбуленције тока.

Ако се претпостави да је камење приближно сферичног облика (или бар није пљоснато) и да је специфична тежина камена $\gamma_K = 26 \div 27 \text{ kN/m}^3$, Peterka (1958) предлаже да се за пречник карактеристичног зрна заштите узме:

$$(8.74): \quad d_c = 0.041 V_d^2,$$

где је: $d_C = d_{50}$ = пречник карактеристичног зрна (у метрима), од кога је лакше 50% зрна у јединици запремине заштите, а V_d = брзина воде при дну (m/s).

Уколико није позната брзина воде при дну, V_d , Peterka предлаже да се користи средња брзина на излазу из базена, V_{SR} . Smith (1995) дозвољава нижи коефицијент, C , ако се користи средња брзина, премда треба бити опрезан када се овако ниска вредност коефицијента примењује за важне објекте:

$$(8.75): \quad d_C = 0.020 V_{SR}^2.$$

Дебљина камене заштите, t , према Peterk-и (1958), требало би да буде најмање:

$$(8.76): \quad t = 1.5 d_C,$$

а уколико у кориту има ситнијег материјала, обавезно га треба *филтарским слојем* заштитити од испирања.

Дужина облоге, L , зависи од степена заштите који се жели постићи. За потпуну “обезбеђеност” корита, заштиту треба спровести све док се сасвим не умири турбуленција из вртложног ваљка. Као оријентациона вредност може се узети:

$$(8.77): \quad L = (2 \div 5) h_1'',$$

где је: h_1'' = спрегнута дубина у базену. (Додатна искуства о пројектовању камене заштите могу се наћи у делу XIII.2.1 о каскадама.)

Уместо камене наслаге често се користе **габиони** (Novak 1997 и Smith 1995). Габиони су жичане мреже у облику *кутија*, *матраца* (сл. 8.50b) или *врећа*, испуњених каменом. Крупноћа камена за испуну габиона је знатно мања од камена за одговарајућу класичну заштиту (наслагу), с обзиром да се тежина, односно отпорност на хидродинамичку силу, постижу “удруживањем” у мрежи. (Крупноћа потребна да онемогући пролазак камена кроз отворе у мрежи обично није већа од $d_{КАМЕНА} \cong 100 \div 200$ mm.)

Поред могућности да се користи ситнији камен за заштиту, што смањује цену набавке и уградње, предност габиона је и велика *флексибилност*. Као и код “класичне” наслаге, потребно је онемогућити испирање (суфозију) темеља постављањем филтарског слоја између габиона и материјала који се штити. Ако, упркос филтарској заштити, због снажне турбуленције, праћене великим потпритисцима, ситнији материјал испод облоге временом буде испран (исисан), или ако услед ерозионих процеса низводно од бране дође до спуштања – слегања облоге, базен може бити поткопан (сл. 8.50c). Искуства у таквим случајевима показују да је компактна, а флексибилна облога од габионских матраца, причвршћених за низводну слапишну плочу знатно боља заштита од класичне камене облоге (Novak 1996).

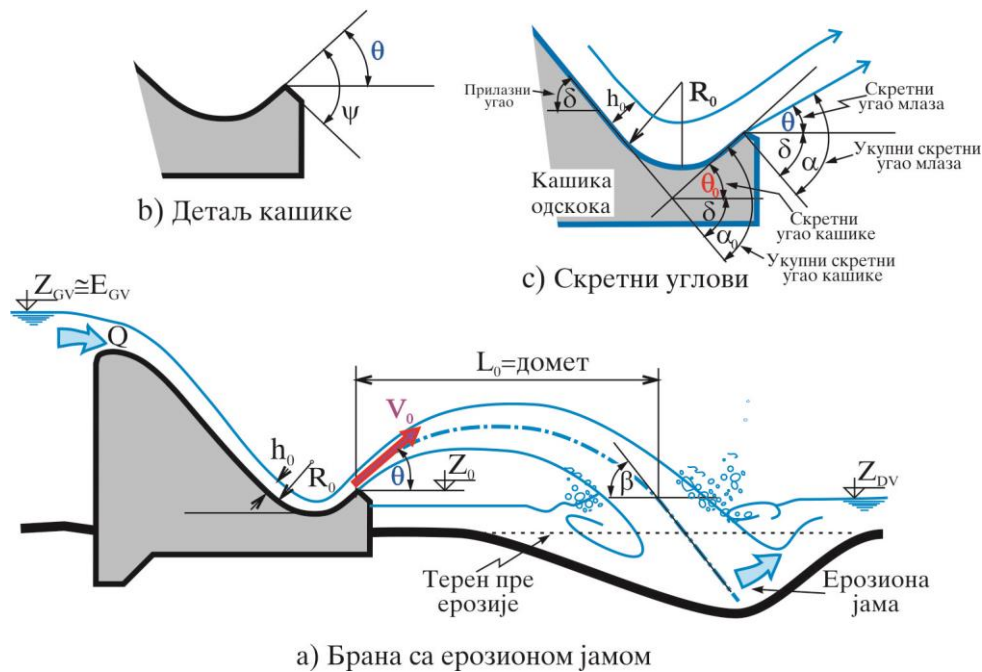
Слаба тачка габиона је жица за мрежу, која може да се прекине услед корозије, удара наноса, пловених предмета или леда, па је неопходна стална инспекција и одржавање. Као одговор на ову слабост може се понудити решење са **флексибилним бетонским “матрацима” – простиркама**. Флексибилна простирка је сачињена од префабрикованих армирано–бетонских блокова, међусобно повезаних сајлама, што омогућава прилагођавање

заштите ерозионим процесима у кориту, а да при томе сама заштита није угрожена од ерозије (за разлику од габионске заштите).

Која ће се од наведених мера за заштиту низводног корита применити, зависи од степена заштите који се тражи, од дужине времена за које се претпоставља да ће базен радити, од економских чинилаца, а често и од наклоности пројектанта.

VIII.4.9 Ски одскок

Ски одскоком се млаз који се обрушава низ брзоток одбацује што даље од бране, у низводно речно корито. Једноставан и јефтин, **ски одскок (ски-скок, или слободни–непотопљени одскок**, сл. 8.51) се све чешће примењује као излазни део евакуационих органа, поготову код високих брана, где велике брзине стварају нерешиве проблеме у умирујућем базену (динамичка оптерећења, кавитација). Код решења са ски одскоком захтева се да *брана буде фундирана на стени*. Уз то, неопходно је показати да *ерозиона јама* коју млаз ископа у кориту реке, *неће поткопати темеље околних објеката* (бране, брзотока, тунела) и угрозити њихову стабилност. Ски одскок је први пут примењен код једне преливне прибранске хидроелектране у Француској, почетком тридесетих година двадесетог века. Отада се користи у разним, више или мање, “сродним” облицима, када то услови дозвољавају.



Сл. 8.51 Ски одскок (ски-скок)

Као што се види са слике 8.51, ски одскок, као објекат, представља закривљени наставак брзотока – “кашику” (која омогућава одбацивање млаза), тако да је обим земљаних и бетонских радова неупоредиво мањи него код одговарајућег умирујућег базена. Раније је ски одскок примењиван само ако је низводно корито у које млаз удара било сачињено од релативно

здраве стене. Искуством се дошло до закључка да обим ерозије не зависи (или веома мало зависи) од особина средине коју млаз разара; једино се разликује време за које ће млаз ископати јаму – брже ће еродирати неvezане или слабије vezане средине. Наравно, сам објекат – брана, брзоток, или тунел са одскоком – треба да буде фундиран на здравој стени. Такође, треба имати на уму да у уским долинама, услед ерозије корита, може доћи до значајног обрушавања страна – бокова долине (ICOLD 1987), поготову ако се ради о великим вредностима јединичног протицаја.

Улога *кашике* одскока је да млаз одбаци што даље, како ерозиона јама не би захватила темељ објекта. Млаз, који се убрзава низ брзоток (сл.8.51), кашика скреће и усмерава у атмосферу. Одбачени млаз се успут мање или више распрши и оваздуши, да би на крају путање (која приближно следи путању косог хица) ударио у површину воде низводног корита. Део енергије губи се при удару, на сабијање заробљеног ваздуха. По уласку у доњу воду, млаз наставља приближно праволинијском путањом (сл.8.51 и 8.54), удара о дно ерозијоне јаме, одакле се шири кроз сложено вртложно струјање, па релативно умирен напушта јаму. Ерозиона јама, коју млаз временом ископа, претставља један облик умирујућег базена – ту се у вртлозима потроши највећи део енергије млаза.

При **хидрауличком димензионисању** ски одскока треба одредити (сл. 8.51):

- 1) Висински положај **темена** (врха) ски одскока, Z_0 .
- 2) **Полупречник кашике** одскока, R_0 .
- 3) **Скретни Угао млаза**, θ , односно **скретни угао кашике** одскока, θ_0 .
- 4) **Дужину – домет** млаза одскока, L_0 , и угао удара млаза у доњу воду, β .
- 5) **Максималне димензије** (дубину, дужину, ширину, нагиб косина) **ерозионе јаме**.

Висински положај темена ски одскока, Z_0

Што је нижа кота темена одскока, Z_0 , то је већа почетна брзина на месту одскока, V_0 , а тиме и дужина (домет) одскока (чиме се ерозиона јама помера даље од објекта). Уз то, мања је и количина бетона уграђеног у кашику. С друге стране, не би требало дозволити да млаз буде потопљен (доњом водом), јер то изазива пулзирање млаза, уз снажну ерозију *непосредно* иза кашике и поткопавање темеља. Потапање млаза може да проузрокује и кавитациону ерозију на засеку темена кашике (детал на сл.8.51)¹. Зато се теме одскока поставља нешто изнад максималног нивоа доње воде ($Z_0 > Z_{DV}$). При одређивању меродавне коте доње воде, Z_{DV} , треба имати на уму да се, услед засипања еродираниог материјала на деоници низводно од јаме, може створити спруд који ће изазвати успор (подизање) нивоа доње воде.

Полупречник кашике ски одскока, R_0

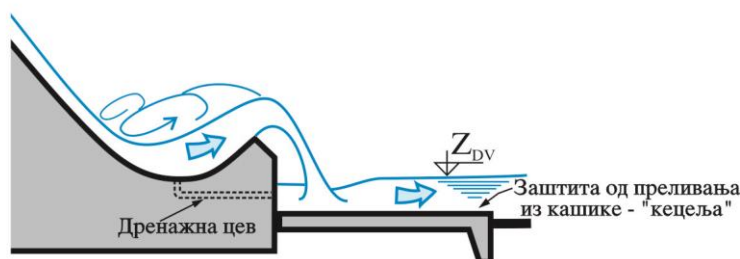
Кашика за скретање млаза најчешће представља кружни исечак константног пречника, мада се понекад користе и сложеније криве.

Према искуству са постојећих објеката (Smith 1995, Mason 1994), полупречник кашике одскока требало би да буде у распону од $3h_0 \leq R_0 \leq 8h_0$ (најчешће $R_0 = 4 \div 5 h_0$), где је h_0 = дубина

воде у брзотоку непосредно пре уласка у кашику (урачунавши и надувавање млаза због аерације).

Полупречници мањи од $3h_0$ онемогућавају ефикасно скретање млаза (угао под којим млаз напушта кашику, θ , знатно је мањи од угла који образује бетонска контура одскока, θ_0), а услед превелике закривљености струјница могу настати велики смичући напони унутар млаза, што изазива нестабилност млаза и опасност од вибрација (Novak 1996).

С друге стране, превелики полупречник кашике, изискује непотребно продужење објекта и повећање трошкова. Али не само то. При малим протицајима ($Q < 0.05 \div 0.15 Q_{RAC}$), унутар кашике настаје *хидраулички скок*, јер млаз нема довољно снаге (количине кретања) да избаци вртложни ваљак хидрауличног скока из кашике. Иза хидрауличног скока, на темену ски одскока, ствара се преливни млаз који пада у низводно корито непосредно иза објекта (сл. 8.52), па може изазвати ерозију уколико се корито, односно темељ, прописно не заштите (обично бетонском плочом – “кецељом”). За мањи полупречник кривине (R_0), дубина воде у кашици је мања, па ће хидраулички скок бити одбачен из кашике (а млаз, преко ски одскока, одбачен далеко од објекта) при мањем протицају него за случај кашике већег полупречника. Ово значи да је за мањи полупречник кашике, темељ објекта потребно заштитити од мањег протицаја, што омогућава да заштита буде јефтинија.



Сл. 8.52 Преливање – “цурење” из кашике при малим протицајима

Кривина кашике изазива центрифугално убрзање, па се јавља додатни динамички притисак (изнад хидростатичког притиска) на дно кашике, $\Delta p_0/\gamma$. Вредност додатног хидродинамичког притиска може се проценити поједностављеном анализом динамичке једначине у правцу управном на ток (у правцу полупречника кашике, Henderson 1966) као:

$$(8.78): \quad \frac{\Delta p_0}{\gamma} = \frac{h_0 V_0^2}{g R_0},$$

где је: h_0 = дубина млаза испред кривине (сл. 8.51с), а V_0 = средња брзина у пресеку млаза пре кривине. (У литератури се могу наћи и прецизније формуле за прорачун $\Delta p_0/\gamma$, Khatsuria 2005). Динамички део притиска треба додати хидростатичком, па је укупан притисак на дно кашике:

¹ У изузетно неповољним условима (превисока доња вода, на пр.) потапање се мора прихватити, али је тада потребно одговарајуће прилагођавање и обликовање (Khatsuria 2005).

$$(8.79): \quad \frac{p_0}{\gamma_{MAX}} = \frac{h_0 V_0^2}{g R_0} + h_0.$$

Оволики притисак неће се јавити целом дужином кашике. Према лабораторијским мерењима (Mason 1993, Peterka 1958), притисак на почетку кривине (заједно, динамички и хидростатички) износи $0.4 \div 0.6$ максималног притиска. Максимум притиска се јавља негде на средини кашике, а минимум на темену (врху) одскока. Повећани притисак преноси се и узводно од кривине кашике, па би у тој зони требало избегавати постављање спојница на брзотоку, због опасности да се кроз њих “провуче” талас натпритиска и изазове подизање плоче и хаварију објекта (Mason 1993, Bowers et al. 1988, Bowers et al. 1985).

Минимални притисак (на темену одскока) зависи од угла ψ између излазне тангенте одскока и засека излаза кашике (детал са сл. 8.51 b). Ако је простор између доње ивице млаза и засека кашике сувише “тесан”, долази до делимичног исисавања ваздуха и стварања потпритиска, праћеног пулзацијама. Зато је неопходно да угао, ψ (сл. 8.51b), буде *већи* од 40° .

Такође треба водити рачуна да се хидродинамички притисак преноси и на разделне (бочне) зидове кашике, па се хидродинамичке силе и моменти морају узети као важно оптерећење при статичком димензионисању зидова (Mason 1993).

Понекад се (углавном код ски одскока са мањим падовима, односно мањим брзинама) на самом излазу из кашике постављају зупци за разбијање млаза и подстицање аерације (што већа аерација, то се више енергије губи на сабијању увученог ваздуха при удару млаза о површину воде).

У дну кашике обично се оставља отвор кроз који се вода дренира (сл. 8.52), чиме се омогућава приступачност за преглед и поправке по престанку рада прелива.

Скретни угао кашике ски одскока, θ_0

Скретни угао кашике ски одскока, θ_0 , треба да омогући *одбацивање млаза што даље од објекта*. Такође, скретни угао одређује и упадни угао млаза у површину доње воде, β , који не би смео да буде мањи од $\beta = 15^\circ$, да би се избегло “проклизавање” млаза и неконтролисана низводна ерозија. Како ће се показати, оба услова су задовољена за углове од $30^\circ < \theta_0 < 45^\circ$.

На слици 8.51c уочава се да је *скретни угао млаза, θ* , мањи од *скретног угла кашике ски одскока, θ_0* , с обзиром да, по инерцији, млаз “одбија” да се сасвим прилагоди геометрији контуре која мења правац тока (Khatsuria 2005). Разумно је очекивати да ће степен одступања млаза од контуре зависити од *закривљености* кашике (односа дубине млаза и полупречника кривине), од *нагиба корита брзотока* испред кашике, као и од вредности самог *скретног угла кашике одскока, θ_0* . На слици су приказани скретни углови између хоризонтале и контуре кашике, односно млаза, θ_0 и θ , као и *укупни скретни углови* између правца косине брзотока и контуре кашике, односно млаза, α_0 и α . Одступање млаза сразмерно је *закривљености*, а обрнуто сразмерно *нагибу брзотока* (односно, вредности укупног скретног угла), с обзиром да

се са повећањем нагиба продужава деоница контуре на којој млаз мења правац (што омогућава да се млаз боље прилагоди промени правца).

Код брзотока *преливних брана* код којих је укупни скретни угао кашике већи од 45° , а за опсег закривљености од $0.15 \leq \frac{h_0}{R_0} \leq 0.40$, однос укупног скретног угла млаза и скретног угла кашике ски одскока може се проценити преко израза (Savic et al. 2010 и Савић et al. 2006):

$$(8.80): \quad \frac{\alpha}{\alpha_0} = 1 - \frac{6 \left(\frac{h_0}{R_0} \right)^{4.2} \left(\frac{\alpha_0}{90} \right)^{-0.2}}{9 \left(\frac{h_0}{R_0} \right)^{3.5} + \left(\frac{\alpha_0}{90} \right)^{3.5}},$$

док се за брзотоке (и тунеле) са хоризонталним прилазом, може користити израз (Heller et al. 2005):

$$(8.80a): \quad \frac{\theta}{\theta_0} = \frac{\alpha}{\alpha_0} = \frac{1}{2} \left(\frac{\theta_0}{70} \right)^{\frac{1}{6}} \left[1 + e^{-8 \left(\frac{h_0}{R_0} \right)^2} \right]$$

где се углови уносе у степенима.

* * *

Размотриће се утицај скретног угла на домет млаза. *Путања млаза* кроз атмосферу (путања осовине – језгра млаза) апроксимира се једначином косог хица за круто тело (сл. 8.51, 8.53 и 8.54):

$$(8.81): \quad x = V_0 t \cos \theta, \text{ и } y = V_0 t \sin \theta - \frac{1}{2} g t^2.$$

Елиминацијом времена, t , добија се:

$$(8.81a): \quad y = x \operatorname{tg} \theta - \frac{g x^2}{2 V_0^2 \cos^2 \theta},$$

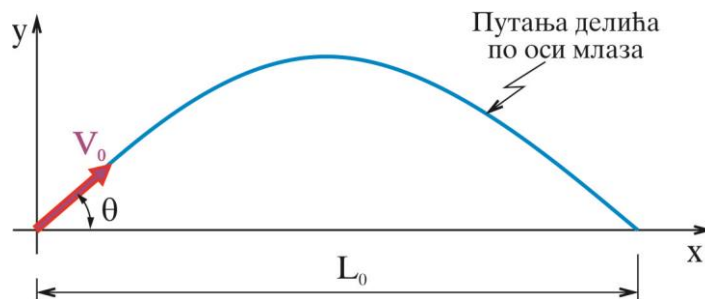
где су: висина, y , и хоризонтално растојање, x , координате путање хица (сл. 8.53).

Прегледности ради, за тренутак ће се претпоставити да су коте осовине млаза на почетку и на крају хица (одскока) једнаке, па је:

$$(8.82): \quad x = L_0 \text{ за } y = 0,$$

односно из једначине (8.81a):

$$(8.83): \quad L_0 = 2 \cos \theta \sin \theta \frac{V_0^2}{g} = \sin(2\theta) \frac{V_0^2}{g}.$$



Сл. 8.53 Пућања косог хица

Горњи израз ће имати максималну вредност за $2\theta = \pi/2$, односно ако је излазни угао одскока $\theta = \pi/4 = 45^\circ$. Тада је домет млаза:

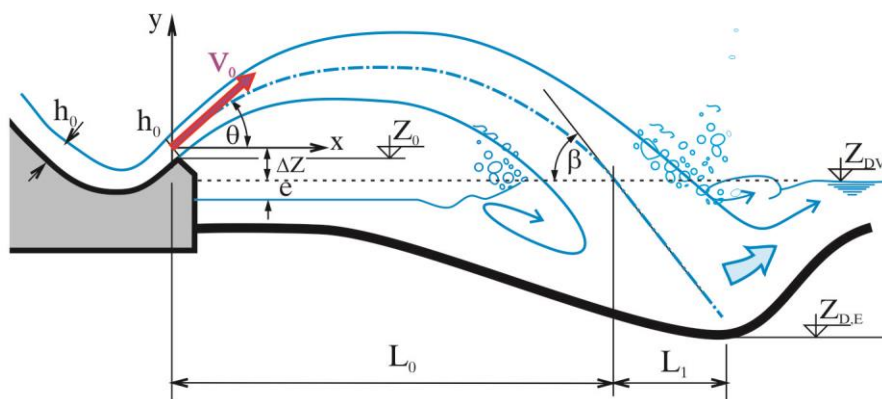
$$(8.84): \quad L_0 = \frac{V_0^2}{g}.$$

У пракси се обично користи нешто мањи угао одскока, чиме се смањује запремина кашике што, како је напред речено, има доста предности. Mason (1993) препоручује да скретни угао кашике ски одскока буде у распону од $30^\circ < \theta < 35^\circ$, USBR (1987) препоручује углове од $15^\circ < \theta < 35^\circ$ (Peterka 1958), Smith (1995) напомиње да је код већег броја објеката $\theta \cong 30^\circ$; и руски аутори (Слискиј 1979), такође, препоручују угао од $\theta = 30^\circ$. (За $\theta = 30^\circ$, домет млаза је за 13% краћи од теоријског максимума при $\theta = 45^\circ$).

Домет млаза ски одскока, L_0

Дужина одскока, односно домет млаза ски одскока, L_0 , рачуна се преко већ коришћене једначине косог хица за делић течности у осовини млаза (јед. 8.81а и сл. 8.51, 8.53 и 8.54). Једначина 8.81а решиће се по растојању, x , као:

$$(8.85): \quad x = \frac{V_0^2 \cos \theta}{g} \left(\sin \theta + \sqrt{\sin^2 \theta - \frac{2g y}{V_0^2}} \right)$$



Сл. 8.54 Домет млаза

Млаз удара у површину воде низводног корита на коти Z_{DV} , при чему је вредност координате $y = -\Delta Z$, где је (сл. 8.54):

$$(8.86): \quad \Delta Z = (Z_0 - Z_{DV}) + \frac{1}{2} h_0 \cos \theta,$$

па се увођењем једначине (8.86) у јед. (8.85) добија *теоријски домет* (дужина) одскока млаза, L_{0T} :

$$(8.87): \quad L_{0T} = \frac{V_0^2 \cos \theta}{g} \left(\sin \theta + \sqrt{\sin^2 \theta + \frac{2g \Delta Z}{V_0^2}} \right).$$

Једначина (8.87), потврђена је у потпуности моделским испитивањима (Petřka 1958). На објекту, међутим, домет одскока може бити мањи од теоријског, због отпора ваздуха. Отпор ваздуха је већи на објекту него на моделу, јер је распршивање млаза на објекту веће (зато што је однос вискозних и инерцијалних сила, као и однос капиларних и инерцијалних сила, на објекту много мањи него на моделу). Мерења су показала да отпор ваздуха не утиче на успоравање млаза (односно на домет), ако је брзина воде мања од $V_0 < 20 \text{ m/s}$ (Novak 1996, Слискиј 1979). Са повећањем брзине, “трење” између воде и ваздуха почиње да кочи млаз, па се при брзинама од $V_0 \cong 40 \text{ m/s}$ може очекивати скраћење домета на $70 \div 80\%$ вредности теоријске дужине одскока, тј:

$$(8.87'): \quad L_0 = K_a \frac{V_0^2 \cos \theta}{g} \left(\sin \theta + \sqrt{\sin^2 \theta + \frac{2g \Delta Z}{V_0^2}} \right),$$

где је K_a = коефицијент скраћења млаза услед отпора ваздуха. Коефицијент скраћења млаза може се проценити преко приближне искуствене формуле (Savic et al. 2010 и Савић et al. 2006):

$$(8.87a): \quad K_a = \frac{L_0}{L_{0,T}} = 1 - \frac{\left(\frac{V_0}{30}\right)^{4.45}}{2.25 \left(\frac{V_0}{30}\right)^{3.7} + 4} \left(\frac{\theta}{40}\right)^{0.5},$$

где је скретни угао млаза, θ , у степенима.

* * *

Када удари у воду низводног корита, млаз наставља кретање по приближно правој линији под улазним – упадним углом, β , у односу на хоризонталу (сл. 8.54). Тангенс угла β је једнак нагибу путање млаза, $y(x)$ (јед. 8.81a), на месту удара млаза у воду (за $x = L_0$, односно $y = -\Delta Z$):

$$\operatorname{tg} \beta = \left. \frac{dy}{dx} \right|_{x=L_0} = -\frac{1}{K_a} \operatorname{tg} \theta + \frac{1}{K_a^2} \frac{gL_0}{V_0^2 \cos^2 \theta}.$$

Може се користити и инверзна функција:

$$\frac{1}{\operatorname{tg} \beta} = \left. \frac{dx}{dy} \right|_{y=-\Delta Z} = \left. \frac{-K_a \cos \theta}{\sqrt{\sin^2 \theta - \frac{2g y}{V_0^2}}} \right|_{y=-\Delta Z},$$

одакле се добија тангенс улазног угла, као:

$$(8.88): \quad \operatorname{tg} \beta = \frac{1}{K_a} \sqrt{\operatorname{tg}^2 \theta + \frac{2g \Delta Z}{\cos^2 \theta V_0^2}}.$$

Дужина путање млаза од уласка у доњу воду, па до места удара о дно корита, L_1 , једнака је (сл. 8.54):

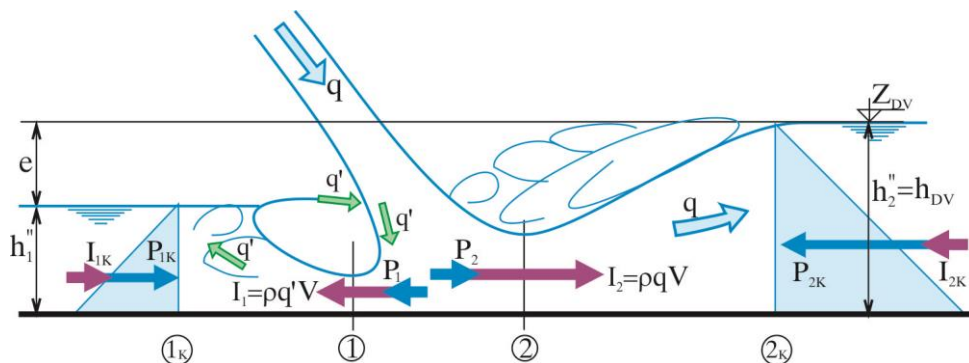
$$(8.89): \quad L_1 = \frac{Z_{DV} - Z_{D,E}}{\operatorname{tg} \beta}.$$

* * *

На слици 8.54 запажа се денивелација, e , између нивоа доње воде *испред* и *иза* места удара млаза. Ово је последица сложеног струјања које се јавља у зони удара млаза у дно корита.

На слици 8.55 приказана је поједностављена шема течења, са равним дном корита. По удару у дно млаз наставља да се креће у низводном смеру (од пресека “2” према пресеку “2_к”) са протицајем q по јединици ширине корита. Мањи део протицаја, $q' \ll q$, креће у супротном смеру, да би се касније “околним” путем, по ободу корита, вратио у главни ток.

Посматра се равнотежа сила између пресека “1” и “1_к” на узводној деоници, и између пресека “2” и “2_к” на низводној деоници. Уочава се да је у пресеку “1” узводне деонице знатно мања “инерцијална сила” него у пресеку “2” низводне деонице ($\rho q' V \ll \rho q V$), па је са низводне стране потребна и знатно мања сила притиска, односно мања спрегнута дубина ($h''_1 < h''_2$) да уравнотежи инерцијалну силу.



Сл. 8.55 Настанак денивелације при удару млаза у дно корита

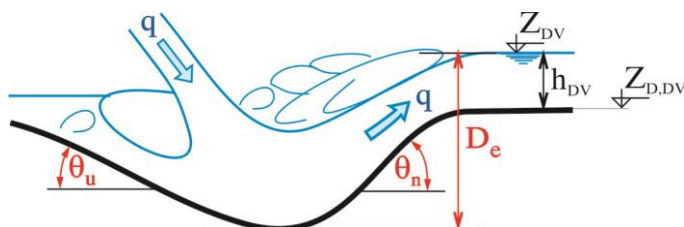
Описано снижење нивоа, e , при рачунском протицају може износити 50 ÷ 60 % укупне дубине доње воде, h_{DV} , мада је забележен и случај са 80% снижења (Peterka 1958). Уколико се

процени да снижење може неповољно да утиче на рад хидроелектране, или неког другог објекта у зони доње воде, корисно је тачније проценити његову вредност на физичком моделу, па према томе прописати начин рада ХЕ при условима евакуације великих вода. Физички модел такође може да укаже на опасност од ерозије по околне објекте (ножице насуте бране на пр.), изазване описаним повратним струјањем.

Ерозиона јама

Млаз током времена разара корито у које удара, стварајући **ерозиону јаму** – **ерозиони левак**¹. Како је на почетку речено, неопходно је проценити димензије јаме (пре свих дубину, D_e , и нагиб узводне косине θ_u), да би се сагледала безбедност објеката које ерозија може да угрози.

Основна величина која се тражи је **дубина јаме** D_e , која се обично мери од коте нивоа доње воде до дна јаме (сл. 8.56).



Сл. 8.56 Ерозиона јама

Стварање ерозионе јаме је сложена појава, за коју (у овом тренутку) не постоји задовољавајући математички модел, па се дубина D_e процењује преко искуствених формула, као функција бројних чинилаца:

$$(8.90): \quad D_e = f(q, H, d_{50}, h_{DV}, g, \beta, K_a, \dots),$$

где су: q = јединични протицај меродавне велике воде (обично врх ублаженог таласа 100–годишње ÷ 500–годишње велике воде, Schleiss 2002), $H = Z_{GV} - Z_{DV}$ = бруто пад између горње и доње воде (сл. 8.51), d_{50} = пречник средњег зрна материјала дна низводног корита, h_{DV} = дубина доње воде у непоремећеном стању (пре ерозије), g = убрзање земљине теже, β = улазни угао млаза, K_a = коефицијент аерације.

На основу опсежне анализе коришћених формула и података са више десетина брана и модела, Mason и Aruguman (1985) су предложили формулу типа:

$$(8.91): \quad D_e = K \frac{q^x H^y h_{DV}^w}{g^v d_{50}^z},$$

са јединицама: $q = [\text{m}^3/\text{s}/\text{m}]$, $H = [\text{m}]$, $h_{DV} = [\text{m}]$, $g = [\text{m}/\text{s}^2]$ и $d_{50} = [\text{m}]$. Као оптималне вредности коефицијента и експонената (Mason 1993) предлаже:

¹ Механизам настанка ерозионе јаме је описан у литератури (Schleiss 2002).

$K = 3.27$, $X = 0.60$, $Y = 0.15$, $W = 0.15$, $V = 0.30$ и $Z = 0.10$.

Ако је речно корито низводно од бране у стеновитој средини (нема појединачних зрна), треба узети да је у формули 8.91 пречник $d_{50} = 0.25$ m (премда је сам аутор користио и зрно знатно већег пречника, када је то било погодно, Mason 2002).

Према истим ауторима (Mason и Aruguman), као и према већини осталих истакнутих истраживача у овој области, сасвим задовољавајуће резултате дају и много једноставније формуле, као на пример:

1) формула Veronese-a:

$$(8.92): \quad D_e = 1.9 q^{0.54} H^{0.225} \quad \text{и}$$

2) формула Daudle-a:

$$(8.93): \quad D_e = 0.652 q^{0.50} H^{0.50}.$$

Из формула (8.91) ÷ (8.93) уочава се да су јединични протицај, q , а затим и денivelација, H , најзначајнији чиниоци за одређивање дубине ерозионе јаме. Поједини истраживачи (Yildiz и Uzusek, 1994) сматрају да наведене формуле пружају добру процену дубине ерозионе јаме само ако млаз удара у површину доње воде под приближно правим углом ($\beta \approx 90^\circ$ на сл. 8.54), док су за мање вредности упадног угла вредности прецењене, па предлажу модификацију Веронезеове формуле у облику:

$$(8.92)': \quad D_e = 1.9 q^{0.54} H^{0.225} \sin \beta.$$

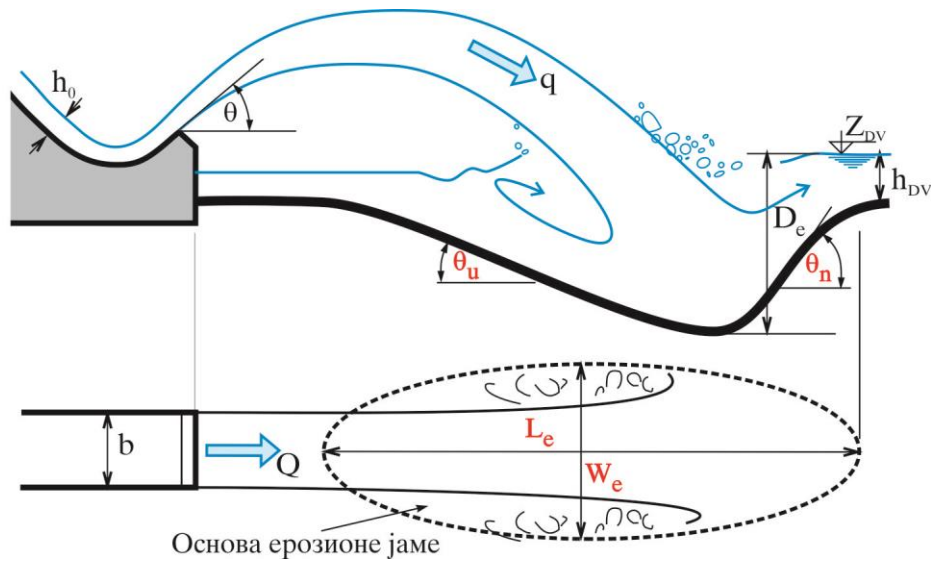
Ипак, док се временом не потврди исправност овакве претпоставке, чини се да је разумно држати се конзервативнијег облика једначине 8.92.

Поред дубине јаме треба проценити и обим ерозије, тј. *дужину и ширину јаме*, L_e , и W_e , и *угао нагиба узводне и низводне косине јаме*, θ_u и θ_n (сл. 8.57). Посебно је, са практичне стране, значајно *што поузданије предвидети нагиб узводне косине*, с обзиром да она одређује положај јаме у односу на брану. За одређивање дужине и ширине јаме, Mason (1993) предлаже модификоване формуле Блејздала и Андерсона:

$$(8.94): \quad L_e = D_e \left(3 + \frac{0.67Q}{g^{0.5} \varphi^{2.5}} \right),$$

$$(8.95): \quad W_e = D_e \left(3 + \frac{0.30Q}{g^{0.5} \varphi^{2.5}} \right),$$

где је: $\varphi = \left(\frac{4 b h_0}{\pi} \right)^{0.5}$ "еквивалентни пречник цеви", b = ширина кашике одскока, а h_0 = дубина испред одскока. Ови изрази су развијени за испусте кружног попречног пресека, са концентрисаним млазом, што треба имати на уму када се примењују на објекте са широким проводником (и млазом), као што је преливна брана.



Сл. 8.57 Процена димензија ерозионе јаме

За прорачун углова нагиба косина јаме могу се користити обрасци Тарајмовича (Mason 1993), према којима је:

$$(8.96): \quad \begin{aligned} \theta_u &= 10.5 + 0.30 \theta \quad \text{и} \\ \theta_n &= 6.9 + 0.64 \theta, \end{aligned}$$

где су сви углови у степенима ($^{\circ}$). И са применом ове формуле треба бити опрезан, с обзиром да искуства показују да може знатно да прецени нагиб косине (Mason 2002), чиме се потцењује утицај ерозије на узводне објекте (превасходно на саму брану).

Према другој искуственој процени (Mason 1993), ширина јаме требало би да буде најмање $2 \div 2.5$ већа од ширине млаза (на месту одскока из кашике).

Ако се процени да би ерозиона јама могла да угрози брану или друге околне објекте, остаје могућност да се део јаме унапред ископа, а затим делимично обложи и анкерује (Schleiss 2002). Овим се сужава обим (простирање) ерозионе јаме и смањује количина материјала депонованог низводно од јаме у спруд који би могао да непланирано и неугодно подигне ниво доње воде.

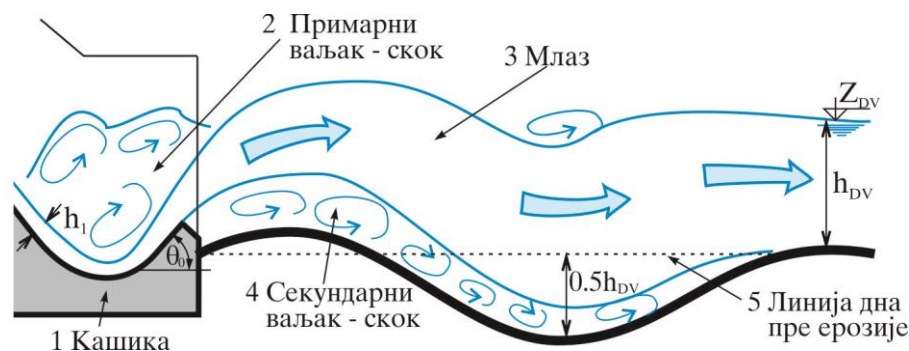
Уколико се током експлоатације објекта покаже да су димензије јаме биле потцењене и ерозија почне опасно да се шири према објекту или боковима речне долине, неопходно је *стабилизovati* косине јаме. На подлози од здраве стене поставља се и анкерује армирано-бетонска облога, док се за слабију подлогу обично постављају армирано-бетонски блокови погодног облика, или крупан камени набачај (ICOLD 1987).

VIII.4.10 Потопљени одскок

Потопљени одскок је умиривач енергије код кога се млаз не одбацује у атмосферу, већ се контролисано потапа доњом водом. Може се користити код брана *фундираних на стени*, ако је *доња вода довољно висока* (за широки распон протицаја) да омогући ефикасан рад оваквог умиривача. Наиме, за потопљени одскок *потребна је већа дубина доње воде* него за класичан хидраулички скок у умирујућем базену.

Предности потопљеног одскока у односу на *умирујући базен* су мања и једноставнија конструкција (мање коштање објекта), и мања осетљивост на динамичке утицаје. *Недостатак* је потреба за већом дужином доње воде h_{DV} , и осетљивост на промену нивоа доње воде – при мањим дубинама млаз избацује скок из кашике, а при већим се "измигољи" из кашике недовољно умирен. Код потопљеног одскока јавља се и знатна ерозија низводног корита, чега нема код добро изведеног умирујућег базена.

Предност потопљеног одскока у односу на *непотопљени ски одскок* је знатно мања низводна ерозија. Уколико ерозија не представља проблем, онда ће врсту одскока (потопљени или непотопљени) одредити коштање, а по правилу је непотопљени одскок мањи објекат, па је и јефтиније решење. Због набројаних ограничења потопљени одскок се далеко мање среће у пракси од ски одскока и умирујућег базена.



Сл. 8.58 Потопљени одскок

Потопљени одскок је комбинација класичног хидрауличког скока, и непотопљеног ски одскока (сл. 8.58). Примарни хидраулички скок у кашици одскока одузима силовитом млазу значајан део енергије. Овако "ослабљен" млаз скреће ка површини тока уз излазну рампу на крају кашике, чиме се избегава директан ударац у корито непосредно иза објекта. Штавише, млаз изазива повратни секундарни ваљак који набацује материјал са дна корита ка објекту, чиме се избегава поткопавање објекта. (Набацивање наноса у кашичу одскока је непожељно због опасности од абразије). Преостали вишак енергије млаз оставља у ваљку секундарног скока и у вртлозима у ерозионој јами иза скока.

Дубина ерозионе јаме која настаје радом потопљеног одскока обично није већа од $0.5 h_{DV}$, где је h_{DV} дубина доње воде у кориту (Smith 1995). Дубина доње воде, h_{DV} , требало би да

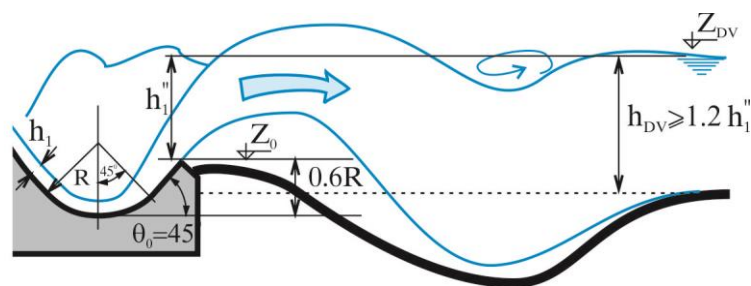
буде за око 20% већа од дубине коју би захтевао класичан умирујући базен са хидрауличким скоком (Peterka 1958).

Основне димензије

Најважније димензије потопљеног одскока су (сл. 8.59):

- Полупречник кривине** кашике одскока $R \geq 4h_1$.
- Скретни угао кашике одскока** према хоризонталу $\theta_0 = 45^\circ$.
- Кота темна кашике одскока** $Z_0 \cong Z_{DV} - h_1''$, где је h_1'' = спрегнута дубина, рачуната као код класичног скока (Smith 1995).

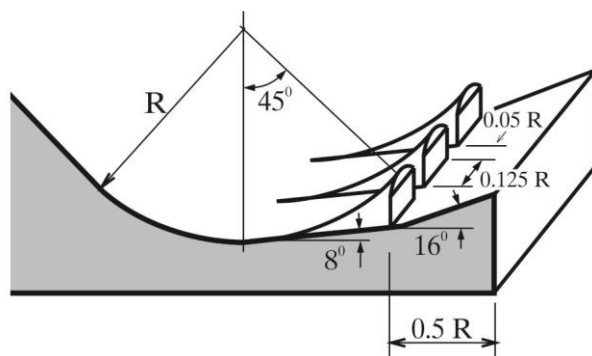
За тачније димензионисање потопљеног одскока (за ниво главног пројекта) треба користити специјализовану литературу (Khatsuria 2005, Mason 1993, Peterka 1958), или испитивања на физичком моделу.



Сл. 8.59 Димензије потопљеног одскока

Олакшани – шупљи одскок

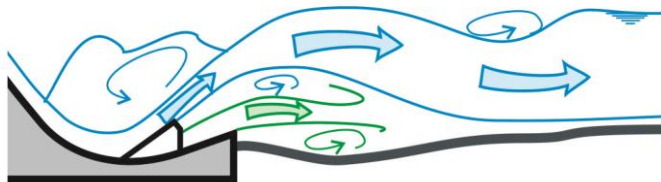
У циљу смањења дубине ерозионе јаме и абразионог дејства депонованог материјала на конструкцију, USBR је развио *олакшани – шупљи одскок* (сл. 8.60).



Сл. 8.60 Олакшани – шупљи одскок – скица и основне димензије

Искуство на моделу и објектима је показало да шупљи одскок производи мирније течење у низводном кориту, као и мању ерозиону јаму, али је много осетљивији од класичног (пуног) одскока на промену нивоа доње воде. Млаз лако одбаци примарни ваљак ван кашике, или се "измигољи" неумиран испод примарног ваљка, што изазива јаку ерозију низводно.

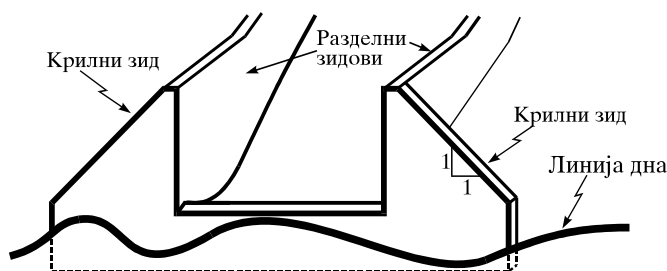
Такође, при већим брзинама ($V \geq 25 \text{ m/s}$) зупци постају осетљиви на кавитациону ерозију. Предност пуног (класичног) одскока је и знатно лакше извођење, па класичан одскок може да буде јефтинији од шупљег иако захтева већу количину бетона.



Сл. 8.61 Олакшани – шупљи одскок у раду

Код нас је класични потопљени одскок примењен на брани Ђердап, док је шупљи коришћен на брани Потпећ.

Да би се сузбила, или барем смањила, ерозија услед попречног секундарног струјања које се, посебно код узаних прелива, јавља на крајевима одскока, корисно је разделне зидове потопљеног одскока наставити *крилним зидовима* (Smith 1995, сл. 8.62).



Сл. 8.62 Крилни зидови за сузбијање бочне ерозије

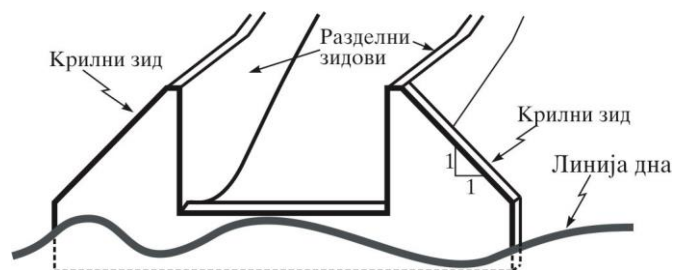
* * *

На основу искуства са великог броја испитиваних објеката, Mason (1982) даје препоруке за коришћење *умирујућих базена* и (непотопљеног) *ски одскока*, зависно од бруто пада, H (између горње и доње воде), и рачунског протицаја, Q (сл. 8.63). Потопљени одскок овде није приказан, с обзиром на додатне чиниоце који карактеришу његов рад, али се (према Mason-у) не препоручује коришћење овог умиривача енергије на падовима од преко 30 m.

За падове до 10 m ($H < 10 \text{ m}$) треба користити “*класичне*” *умирујуће базене*, без *елемената за умирење енергије* (блокови, зупци, и сл.). Елементи за умиривање овде не дају пун ефекат, због мале силовитости тока.

За падове између 10 и 30 m ($10 < H < 30 \text{ m}$) могу се користити *базени са елементима за умирење* (зона лево од тачкасте линије на слици 8.63), или, при мањим протицајим, *ски одскок* (зона десно од тачкасте линије).

За падове између 30 и 50 m ($30 < H < 50$ m) треба користити *ски одскок*, или, при већим протицајима *умирујући базен без елемента за умирење* (јер су ови подложни кавитацији при великим брзинама, односно падовима).



Сл. 8.63 Опсег коришћења објеката за умирење енергије

За падове веће од 50 m (по Mason-у), не би требало користити умирујуће базене, јер искуство показује да кавитација, абразија, и динамички притисци значајно погоршавају услове рада (мада су умирујући базени коришћени и на падовима од преко 100 m). За веће падове препоручује се коришћење *непотопљеног ски одскока*.

VIII.5 ЕВАКУАЦИОНИ ОРГАНИ ЛУЧНИХ БРАНА

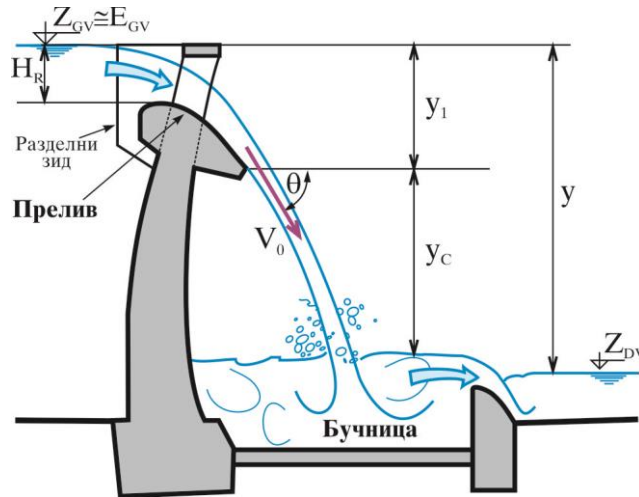
Код евакуационих органа лучних брана обично *изостаје проводник*, па остају само прелив и излазни део – умирујући базен, тј., *бучница*. Често се не гради ни базен, него се допушта да вода сама ископа бучницу – ерозиону јаму.

Понекад се евакуација великих вода код лучних брана у потпуности обавља дубинским испустима, мада се испусти много чешће примењује као допуна преливу, него као једини евакуациони орган. О испустима ће бити речи у поглављу XI.

Прелив

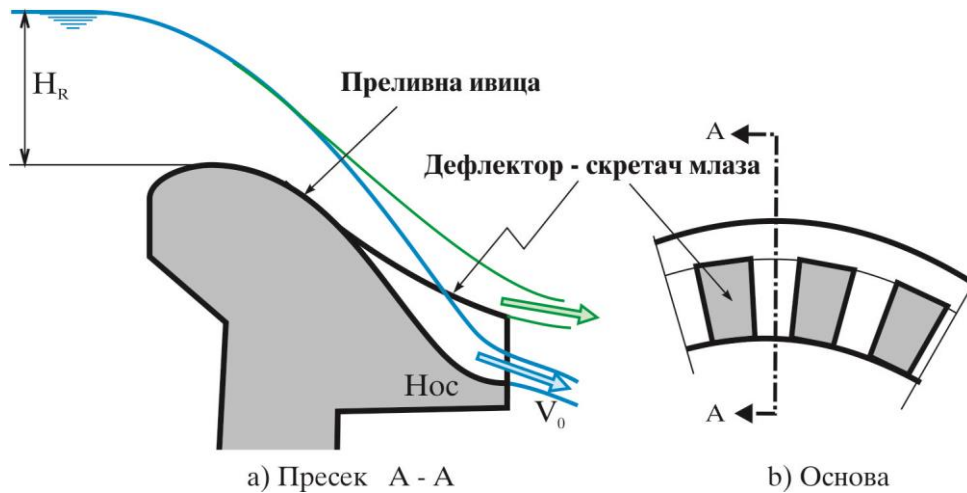
За улазни део обично се користи Кригеров прелив у виду проширења (преливне “капе”) на круни бране (сл. 8.64 и 8.65). Уместо Кригеровог, може се применити и вакуумски прелив кружног или елиптичног пресека (Слискиј 1979).

Закошени “нос” на врху капе (сл. 8.65a) често се поставља да би се повећао угао одскока и тиме продужио домет млаза (Khatsuria 2005), премда треба имати на уму, да се због мале излазне брзине, V_0 , овим скретањем не може много постићи (једначине 8.82 и 8.83). Дефлектори (скретачи) млаза, различитог облика и положаја, користе се за разбијање млаза пре одбацивања у атмосферу, чиме се постиже боља аерација, уз већи губитак енергије при удару млаза у доњу воду. Оптималан облик и положај дефлектора треба одредити моделским испитивањима, док се за прелиминарну анализу могу користити и искуства са постојећих објеката (за детаље видети литературу, Khatsuria 2005). По правилу се ефикасан рад дефлектора постиже при брзинама воде већим од $V_0 > 10$ m/s (ICOLD 1987).



Сл. 8.64 Типичан евакуатор лучне бране

С обзиром да је преливна ивица у основи кружна (сл. 8.65b), долази до конвергенције струјница које притискају једна другу, па се протицај смањује у односу на протицај са праволинијском преливном ивицом (већи притисак у млазу, према енергетском принципу, даје мању брзину, односно мањи протицај). Слискиј (1979) препоручује следећи образац за рачунање коефицијента преливања лучних брана:



Сл 8.65 Преливни део (преливна капа) лучне бране

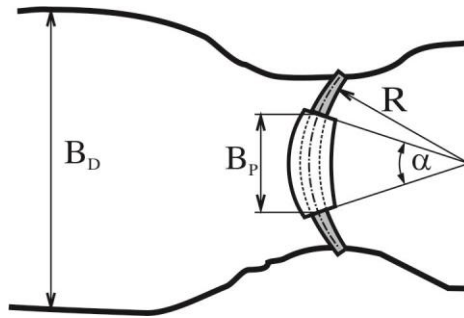
$$(8.97): \quad C_P = C_{HR\alpha} C_B C_{P0},$$

где су (сл. 8.64 и 8.66): $C_{HR\alpha}$ = коефицијент који зависи од односа H_R/R и централног угла α (вредности коефицијента $C_{HR\alpha}$ за $\alpha=90^\circ$ и $\alpha=180^\circ$ дати су у табели 8.7), C_B = коефицијент који зависи од односа ширине долине B_D и ширине преливног дела бране B_P и C_{P0} = коефицијент преливања за “стандардни прелив” са правом ивицом у основи.

Коефицијент C_B рачуна се као:

$$(8.98): \quad C_B = 1 \quad \text{за} \quad \frac{B_D}{B_P} \geq 1.2$$

$$C_B = 1.5 \frac{B_D}{B_P} - 0.8 \quad \text{за} \quad \frac{B_D}{B_P} < 1.2.$$



Сл. 8.66 Параметри који одређују коефицијент преливања

H_R/R	0.0	0.1	0.2	0.5
$C_{HR\alpha}(\alpha=90^\circ)$	1.000	0.970	0.950	0.925
$C_{HR\alpha}(\alpha=180^\circ)$	1.000	0.960	0.925	0.880

Таб. 8.7 Зависност коефицијента преливања од односа H_R/R и угла α

Домет и ширина млаза

Домет млаза се рачуна преко једначине непотопљеног ски одскока:

$$(8.99): \quad L_0 = K_a \frac{V_0^2 \cos \theta}{g} \left(\sin \theta + \sqrt{\sin^2 \theta + 2g \frac{\Delta Z}{V_0^2}} \right),$$

с тим што треба водити рачуна да је овде угао θ *негативан* (упоредити сл. 8.51 са сл. 8.64 и 8.67).

Често је за димензионисање излазног дела, поред домета одскока, L_0 , неопходно проценити и *ширину млаза при удару у доњу воду*, b_2 , и *брзину воде при удару*, V_2 . У наставку се дају једноставне искуствене формуле за прорачун ових величина према препорукама руских аутора (Слискиј 1979). За тачније димензије млаза, и излазног дела неопходно је испитивање на физичком моделу.

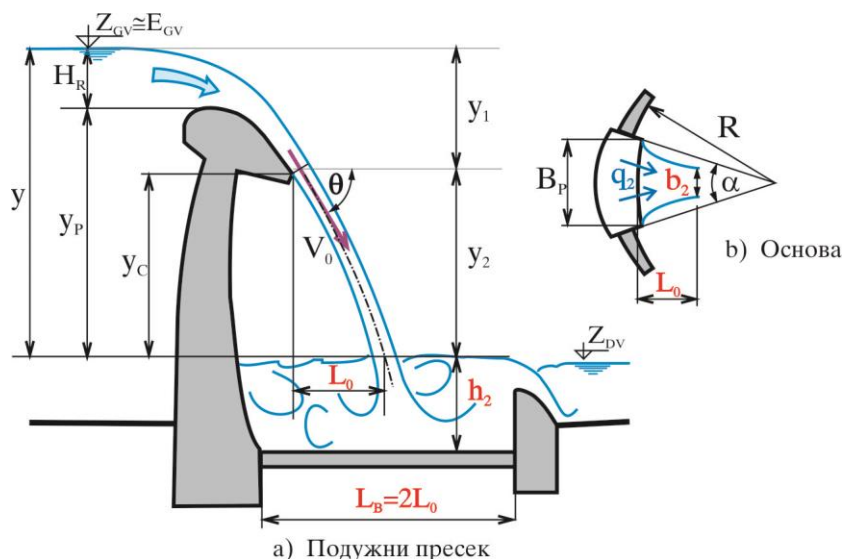
Према Слиском ширина млаза при удару у доњу воду, b_2 , може се проценити као:

$$(8.100): \quad b_2 = \frac{\varepsilon B_P}{\text{tg}^2 \theta + 2N y_c} \Phi^{\frac{2}{3}},$$

где су: B_p = ширина прелива (сл. 8.67b), $\varepsilon = 1 - 0.2 H_R/B_p$ = коефицијент контракције млаза, θ = угао скретања млаза (сл. 8.65a), $N = g / (V_0^2 \cos^2 \theta)$, y_c = денивелација дефинисана на сл. 8.67a, а Φ = параметар:

$$(8.101): \quad \Phi = \frac{R - L_0}{\varepsilon B_p} (N L_0 + t g \theta)^2 \frac{V_0}{V_2} 2 \sin \frac{\alpha}{2},$$

где је V_2 = брзина млаза при удару у доњу воду $V_2 \approx 0.92 \sqrt{2gy}$ (сл. 8.67a).



Сл. 8.67 Одскок и бучница

За овако процењену ширину млаза, b_2 , може се одредити јединични протицај, $q_2 = Q/b_2$, и проценити дубина ерозионе јаме према једначинама 8.91 ÷ 8.96 уз слику 8.57. Треба напоменути да изрази (8.100) и (8.101) претстављају само прву процену ширине млаза. За неке односе димензија и брзина могу се добити нереалне вредности, па се за поузданију процену препоручује израда нумеричког, или још боље, физичког хидрауличког модела.

Бучница

Ако се због стабилности објекта ерозиона јаме не може оставити незаштићена (необложена), неопходно је изградити бучницу – базен који прима удар млаза, и у коме се млаз донекле умири пре упуштања у низводно корито.

Треба имати на уму да вредност динамичког притиска (по јединици тежине¹) на месту удара млаза може бити једнака целокупном паду између доње и горње воде, па према томе треба и димензионисати плочу дна бучнице. Притисак опада са повећањем дубине воде у бучници, h_2 , мада битније смањење не треба очекивати за дубине испод $h_2 = 0.2 y$ (ICOLD, 1987).

¹ У хидротехници се притисак често изражава са еквивалентном висином воденог стуба, као притисак по јединици тежине воде (p/γ).

Директан ударац млаза у плочу није сам по себи опасан, с обзиром да ће одговарајуће димензионисана и армирана плоча, фундирана на здравој стени издржати притисак. Проблем је, као и код класичног умирујућег базена, *динамички узгон*. Талас високог притиска из зоне удара млаза може продрети кроз прелину у плочи у простор између плоче и стене, кроз који се бочно шири до зоне у којој изнад плоче нема натпритиска који би га уравнотежио (компензовао), што може да изазове испливавање бучнице. За сузбијање динамичког узгона, кавитације и вибрација користе се сличне мере као и код класичних умирујућих базена.

Димензије бучнице се за нижи ниво пројектовања могу проценити на основу искуствених података (Khatsuria 2005, Ervine 1997, ICOLD 1987 и Слискиј 1979). Према Слиском дубина воде у бучници, h_2 , треба да буде (сл. 8.67):

$$(8.102): \quad h_2 \geq 2 \div 3 h_{KR} \sqrt{\frac{h_{KR}}{h_1}},$$

где је: h_{KR} = критична дубина доње воде, а:

$$(8.103): \quad h_1 = \frac{Q}{b_2 V}.$$

Према ICOLD -овим упутствима дубина воде у бучници би требало да износи најмање 20 % бруто пада (тј. $h_2 \geq 0.2$ у, према слици 8.67). Дужина бучнице може се проценити као $L_B = 2L_0$, а облик се мора прилагодити терену. За сваку важнију лучну брану са бучницом, корисно је обавити испитивања на физичком моделу.

VIII.6 ПРЕЛИВ СА БРЗОТОКОМ

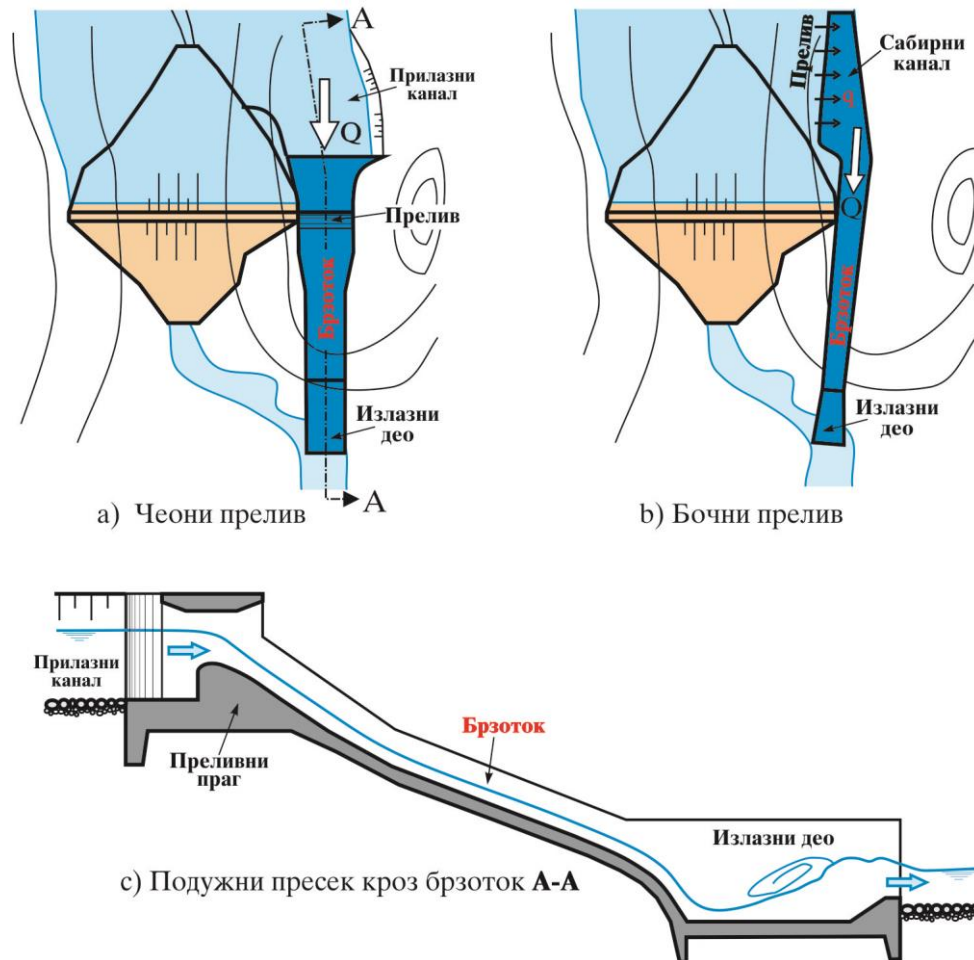
Прелив са брзотоком је евакуациони орган који се састоји из ниског *преливног прага* као улазног дела, *брзотока* (канала стрмог пада) као проводника, и *умирујућег базена* или *ски одскока* као излазног дела. Овај тип евакуационог органа најчешће се користи код насутих брана, када евакуатор није погодан постављати на месту речног корита због недовољне носивости средине, или због распореда осталих објеката (диспозиције), или због економских разлога. Прелив са брзотоком се поставља на падини уз брану (сл. 8.68), или као сасвим одвојена грађевина на погодном месту (обично на седлу – превоју).

Преливни (захватни) део може бити :

1. **Чеони прелив** (са прилазним каналом), код кога вода директно (са чела), преко преливног прага, улази у брзоток (сл. 8.68а), или
2. **Бочни прелив са сабирним каналом** и прилазним каналом (сл. 8.68б), ако нема довољно простора да се са чела развије преливна ивица потребне дужине.

Прелив може бити са, или без устава. Обично је бочни прелив слободан (без устава), а чеони може (али не мора) бити регулисан уставама. Важе иста начела “за и против“ устава као и код преливне бране:

- 1) Најпре је потребно сагледати **сигурност**, односно **ризик**, увек имајући на уму катастрофалне последице рушења бране.
- 2) На другом месту је **економско вредновање**, којим треба обухватити све објекте и опрему на које утиче постављање или изостављање устава.



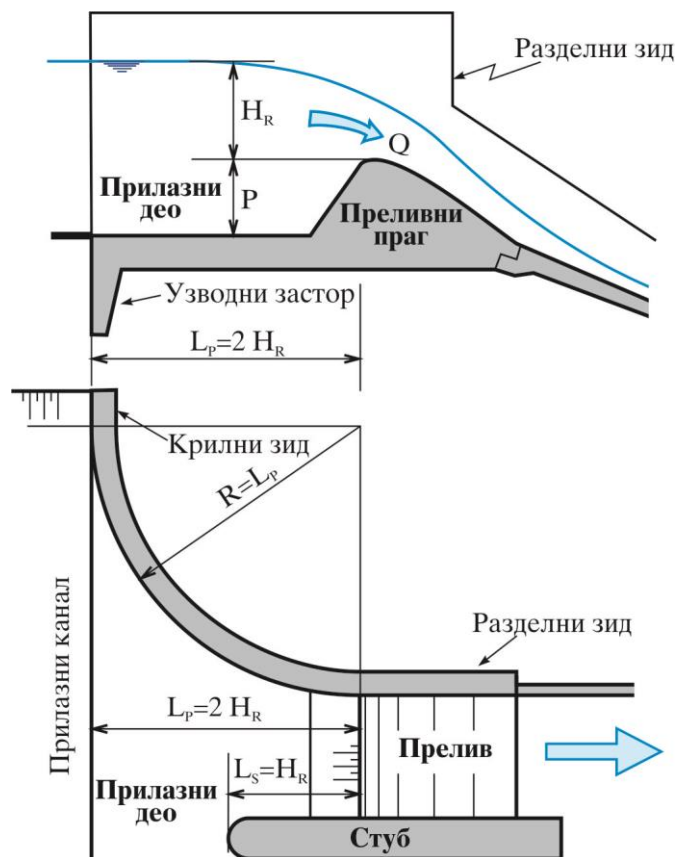
Сл. 8.68 Прелив са брзотоком

VIII.6.1 Чеони прелив

Чеони прелив је преливни праг, обично практичног профила, који се разликује од класичне преливне бране у неколико појединости (сл. 8.69):

С обзиром да је, по правилу, у питању ниска грађевина, усечена у падину, долазне брзине су значајне, па је потребно направити **прилазни део**, дуж кога ће се ток постепено убрзати и правилно и равномерно усмерити по целој дужини преливне ивице. Моделска испитивања и искуства са изграђених објеката показују да би дужина прилазног дела требало да буде најмање $L_P = 2 H_R$, где је H_R пројектована (рачунска) висина преливног млаза (сл. 8.69). Да би се обезбедила добра хидрауличка слика (и тиме смањили губици и контракција млаза) потребно је узводне разделне зидове повезати са **крилним зидовима** кружном кривином

полупречника $R = L_p$ (уколико то не изискује преобимне земљане радове). Разделни и крилни зид постављен уз брану, уједно ће заштитити косину бране од евентуалне ерозије млаза који дотиче ка преливу. Стубове на преливу треба поставити узводно од преливне ивице на растојању од $L_s = H_R$ (сл. 8.69).



Сл. 8.69 Преливни праг чеоног прелива

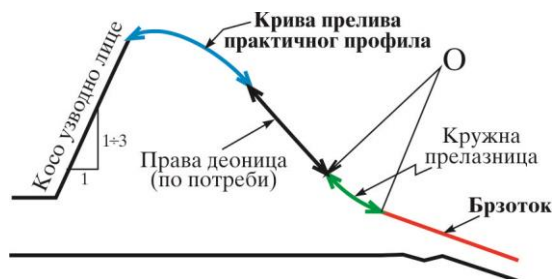
Испред *прилазног дела*, који обично претставља део конструкције преливног прага (сл. 8.69), често је потребно усећи и **прилазни канал**, како би се обезбедио дотицај воде и/или постигло што правилније струјање ка преливу. Ако се у прилазном каналу може очекивати ерозија дна и обала, корисно је обложити га каменом наслагом или габионима.

На узводном крају темеља често се поставља вертикални **узводни застор** (сл. 8.69), којим се смањује процуривање, узгон испод преливног прага и омогућава ефикаснији рад дренаже која штити низводни брзоток од штетног дејства провирних вода.

Облик преливне ивице добија се комбинацијом прелива практичног профила (видети део VIII.4.1) и прелазнице (обично кружног лука), којом се прелив повезује са брзотоком (сл. 8.69 и 8.70).

С обзиром да је преливни праг низак, то је однос H_R/P обично већи од 1 (понекад већи и од 2). Препоручује се да однос H_R/P буде мањи од 4, да се, услед ниског коефицијента

преливања, не би изгубила предност коју даје прелив практичног профила (видети табелу 8.2). Најчешће се ради косо узводно лице прага (нагиба 1 : 1/3 до 1 : 1), што омогућава нешто већи коефицијент преливања (за $H_R/P > 2$), а такође доприноси и стабилности конструкције.



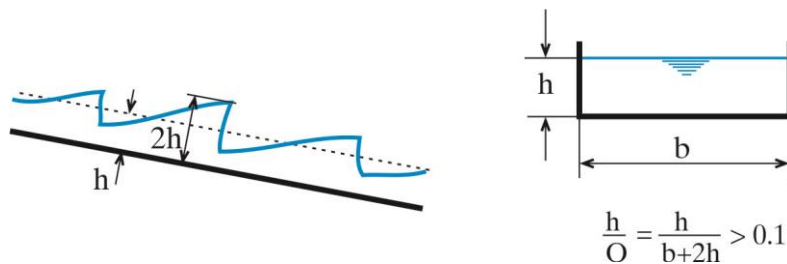
Сл. 8.70 Веза преливног дела са брзотоком

VIII.6.2 Брзоток

Брзоток је обложен канал стрмог пада, са бурним режимом течења, којим се вода захваћена преко прелива одводи до излазног дела евакуационог органа (одакле се упушта у низводно корито реке). За разлику од “брзотока” *преливне бране*, који је део конструкције саме бране, *класични брзоток* је конструктивно независан објекат.

Услови течења у “брзотоку” преливних брана описани су у делу VIII.4.5. Поред **самоаерације** и **стојећих таласа**, код класичног брзотока са нагибом дна мањим од 35 % ($I_D < 0.35$), могу настати и **транслаторни таласи** (Novak 1996, USBR 1987, Henderson 1966). Транслаторни таласи (сл.8.71) представљају низ наглих (“стрмих”) поремећаја нивоа и протицаја који се у правилним размацима крећу низ брзоток. Поред повишења нивоа (које достиже двоструку дубину воде при непоремећеном течењу), транслаторни таласи могу да изазову и нестабилност рада умирујућег базена, а тиме и низводну ерозију. Транслаторни таласи настају услед велике осетљивости (нестабилности) плитких токова у кориту правоугаоног попречног пресека (Henderson 1966). Могу се избећи ако се усвоји попречни пресек са односом дубине и оквашеног обима већим од 10 % ($h/O > 0.1$, сл.8.71). Обично се захтева да овај услов буде задовољен при рачунском протицају, или при опсегу протицаја у коме ће канал најчешће радити, док се за мање протицаје дозвољава појава таласа.

Као што је напоменуто у делу VIII.4.5, иза преливних стубова настају *коси стрми таласи* мањег интензитета, чија суперпозиција изазива поремећаје у струјној слици. Ови таласи се могу сузбити одговарајућим обликовањем (Khatsuria 2005 и Vischer и Hager 1995), а *разделне зидове брзотока* требало би димензионисати на дубину 25 % већу од рачунске. Испитивања на физичком моделу омогућавају да се значајно побољша рад разматраног брзотока. Између осталог, могу се испробати мере за сузбијање таласа (косих и транслаторних).



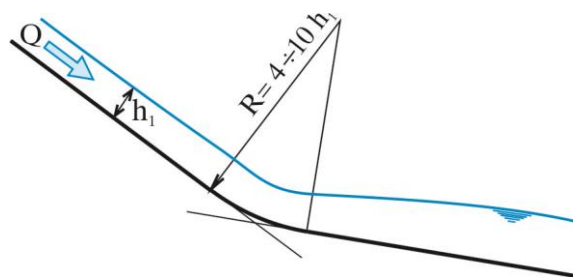
Сл. 8.71 Транслаторни таласи

Као и сваки обложени канал, брзоток се састоји од *плоче дна* и (најчешће вертикалних) *зидова*, који одређују протицајни пресек, као и *дренаже*, која обезбеђује стабилност конструкције против испливавања и испирања темеља (сл. 8.75).

Траса и подужни профил брзотока одређује се на основу *топографских* и *геолошких* услова, као и *диспозиције осталих објеката*. Обично се тежи да подужни нагиб буде *што стрмији*, чиме се скраћује траса и донекле смањује попречни пресек корита. Обим земљаних радова (пре свега ископа у стени) требало би да буде што мањи, с тим да се конструкција целом дужином ослања на стеновиту подлогу. Уз то, пожељно је да се вода при изласку из евакуатора што је могуће више усмери у правцу пружања низводног корита (чиме се омогућава повољније струјање и мања ерозија), па према томе треба ускладити и правац трасе брзотока.

Траса брзотока у основи је, по правилу, *права линија – без кривина*. Кривине у бурном току најчешће изазивају косе стрме таласе. Ако се кривина ипак примени, требало би користити физички модел да би се одредио оптимални положај и облик корита, за који се коси таласи неће јавити при меродавном протицају (или опсегу протицаја). Постоје и теоријска решења за једноставније случајеве струјања у кривини (Слискиј 1979, Henderson 1966 и Rouse 1960), препоруке на основу искуствених података (USBR 2014), као и нумерички модели (Будински и Савић 2005, Будински и Савић 2005а), али физички модел засада има преимућство, јер омогућава да се уочи и понешто од онога што се није очекивало.

За разлику од хоризонталних кривина, **преломи у вертикалној равни** су дозвољени. Штавише, брзоток обично *прати конфигурацију терена*, како би обим земљаних радова био минималан. Ако је *улазни* (узводни) нагиб прелома *стрмији од излазног* (низводног сл. 8.72), користи се кружна прелазница полупречника $R = 4 \div 10 h_1$. У случају благог прелома, прелазница се може и изоставити.



Сл. 8.72 Улазни нагиб прелома стрмији од излазног

Прелом *са блажег ка стрмијем* нагибу треба обезбедити од потпритиска (са пратећом кавитацијом и неконтролисаним одлепљивањем млаза) прелазницом одговарајућег облика (сл. 8.73), или на месту прелома треба поставити аерацију. Прелазница се обликује поступком сличним обликовању преливне ивице практичног профила (Кригеровог прелива). Као што контура прелива практичног профила прати доњу ивицу млаза оштроивичног прелива, тако дно прелазнице брзотока прати доњу ивицу млаза који напушта *узводну деоницу* путањом косог хица, све док ова не налегне (тангира) на дно *низводне деонице* (сл. 8.73).

Често се у једначини хица рачуна са вертикалним убрзањем које је *мање од стварног убрзања земљине теже* (обично $2/3 g \div 1/2 g$). Тиме се домет замишљеног хица вештачки продужава, што обезбеђује пријањање *стварног* млаза на дно брзотока (тј., течење без потпритиска), чак и у случају да су брзине потцењене.

Ако се у почетној тачки замишљеног млаза (тачка “А” на слици 8.73) напише једначина хица за координатни систем x, y , добиће се:

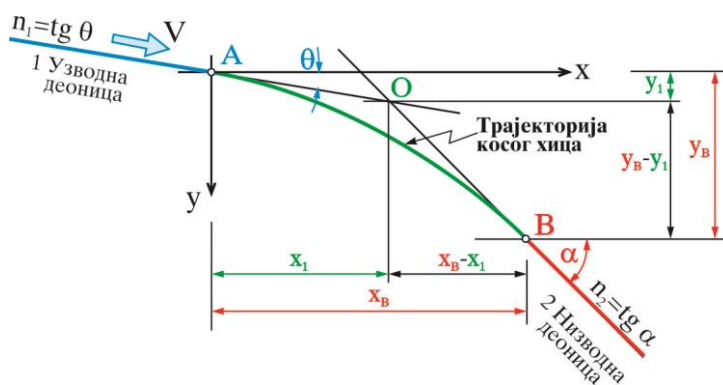
$$(8.104): \quad y = x \operatorname{tg} \theta + \frac{1}{2} g \frac{x^2}{V^2 \cos^2 \theta} .$$

(Једначина 8.104 одговара једначини косог хица 8.81, изведеној за ски одскок, с тим што је овде другачија оријентација оса и углова.)

Нагиб дна узводне деонице, n_1 , једнак је $\operatorname{tg} \theta$ ($n_1 = \operatorname{tg} \theta$). Ако се уместо убрзања земљине теже, g , усвоји убрзање од $2/3 g$, једначина 8.104 постаје:

$$(8.105): \quad y = x n_1 + \frac{1}{3} g \frac{x^2}{V^2} (1 + n_1^2) .$$

У крајњој тачки хица (тачка “В”) захтева се да нагиб путање хица, dy/dx , буде једнак нагибу низводне деонице брзотока, n_2 , тј. да млаз тангира низводну деоницу:



Сл. 8.73 Улазни нагиб прелома блажи од излазног

$$(8.106): \quad \left. \frac{dy}{dx} \right|_B = n_1 + \frac{2}{3} g \frac{x_B}{V^2} (1 + n_1^2) = n_2 ,$$

одакле се добија дужина путање млаза (дужина прелазнице), x_B :

$$(8.107): \quad x_B = 3 \frac{n_2 - n_1}{1 + n_1^2} \frac{V^2}{2g},$$

док се висина путање, y_B , рачуна из једначине 8.105.

Дужина x_B и висина y_B описују *међусобно растојање крајњих тачака прелазнице* (путање хица) “А” и “В” за претпостављену брзину млаза, V . Да би се прелазница *тачно одредила у простору*, потребно је одредити *брзину млаза, V* , као и тачан положај тачака “А” и “В”, тј., потребно је срачунати растојање (у x и у правцу) између почетка прелазнице (почетне тачке хица) “А” и тачке пресека праваца узводне и низводне деонице – тачке “О”. Примениће се следећи поступак:

1) За брзину V усваја се вредност која би се јавила у тачки пресека праваца, тј. у тачки “О” (сл. 8.73).

2) Са претпостављеном брзином срачунају се релативна растојања x_B и y_B преко једначина 8.107 и 8.105. Имајући на уму да је (сл. 8.73):

$$(8.108): \quad y_1 = n_1 x_1, \text{ и}$$

$$(8.109): \quad y_B - y_1 = n_2 (x_B - x_1), \text{ добија се:}$$

$$(8.110): \quad y_B = n_1 x_1 + n_2 (x_B - x_1), \text{ односно:}$$

$$(8.111): \quad x_1 = \frac{y_B - n_2 x_B}{n_1 - n_2}.$$

Координата y_1 рачуна се из једначине 8.108.

* * *

Уколико се дугачак брзоток малог нагиба дна завршава умирујућим базеном, корисно је да се нагиб дна брзотока непосредно испред базена учини стрмијим (сл. 8.68с). Овим се битно смањује неравномерност брзине у пресеку млаза који улази у базен (која настаје услед већег отпора уз зидове, него у средишњем делу корита брзотока), чиме се омогућава бољи рад умирујућег базена (Khatsuria 2005).

* * *

Ширина брзотока одређује се економском анализом. Разматра се неколико алтернативних ширина (b_1, b_2, b_3), па се за њих одреде коштања брзотока (и умиривача енергије, ако се оптимизују заједно) и изабере решење (ширина) које даје најмање коштање (уважавајући све ограничавајуће чиниоце).

Код краћих брзотока, обично се усваја константна ширина целог проточног тракта (прелив + брзоток + излазни део), која се најчешће одређује на основу коштања умирујућег базена или преливног прага. Код дугачких брзотока, међутим, често је оптимална ширина брзотока знатно мања од ширине прелива и умирујућег базена, па се граде *прелазне деонице*.

(Уз то, сужавање брзотока доприноси спречавању настанка трансаторних таласа). Ако нису добро обликоване (ако ширење или сужавање није довољно постепено), прелазне деонице у бурном режиму изазивају *косе стрме таласе* са свим последицама које иду уз њих (значајно надвишење нивоа воде, вибрације, неравномеран распоред протицаја) и које се простиру низводно све до излазног дела и низводног корита. Коси стрми таласи су посебно изражени код брзотока са малим нагибом дна (Vishcer и Hager 1998).

Према критеријуму USBR (1987), степен *ширења* и *сужења* који омогућава повољне хидрауличке услове (одсуство косих стрмих таласа) постиже се ако је (сл. 8.74):

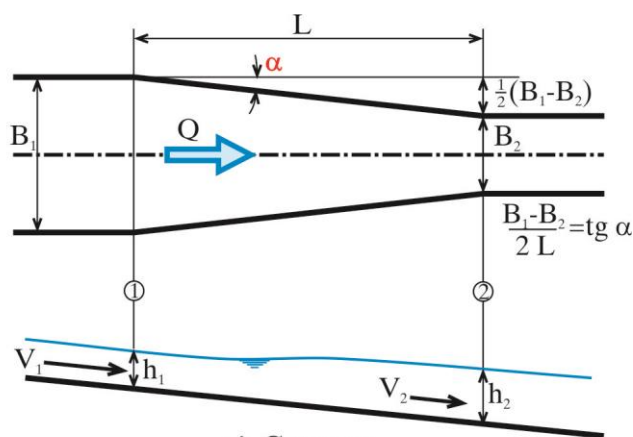
$$(8.112): \quad \operatorname{tg} \alpha \leq \frac{1}{3\sqrt{F_{R1}}},$$

где је α = угао између зида прелазнице и средишне линије канала, а $F_{R1} = \frac{V_1^2}{gh_1}$ = Фрудов број у узводном пресеку.

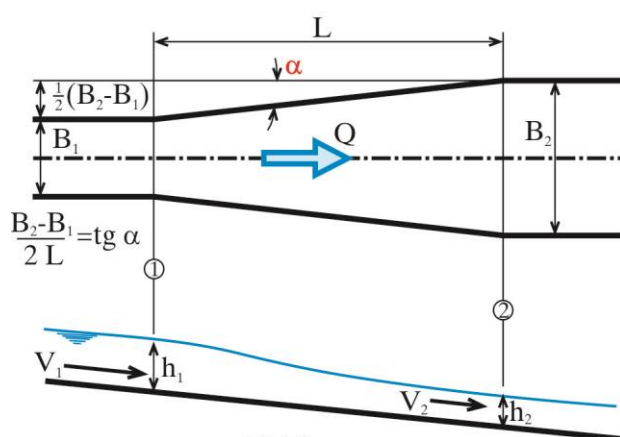
За *проширења* Smith (1995) препоручује нешто блажи критеријум:

$$(8.112a): \quad \operatorname{tg} \alpha = \frac{\left(\frac{B_2}{B_1} - 1\right)^{\frac{1}{3}}}{4.5 + 2\sqrt{F_{R1}}}.$$

У брзотоку се постиже равномерније струјање, ако сужење корита не почне непосредно иза прелива, него се удаљи, за најмање једну дужину преливне ивице, низводно од прелива (Khatsuria 2005). Да би се обезбедило што повољније течење у прелазници и низводно од ње корисно је, посебно за веће и значајније објекте, урадити испитивања на физичком моделу.



а) Суужење



б) Проширење

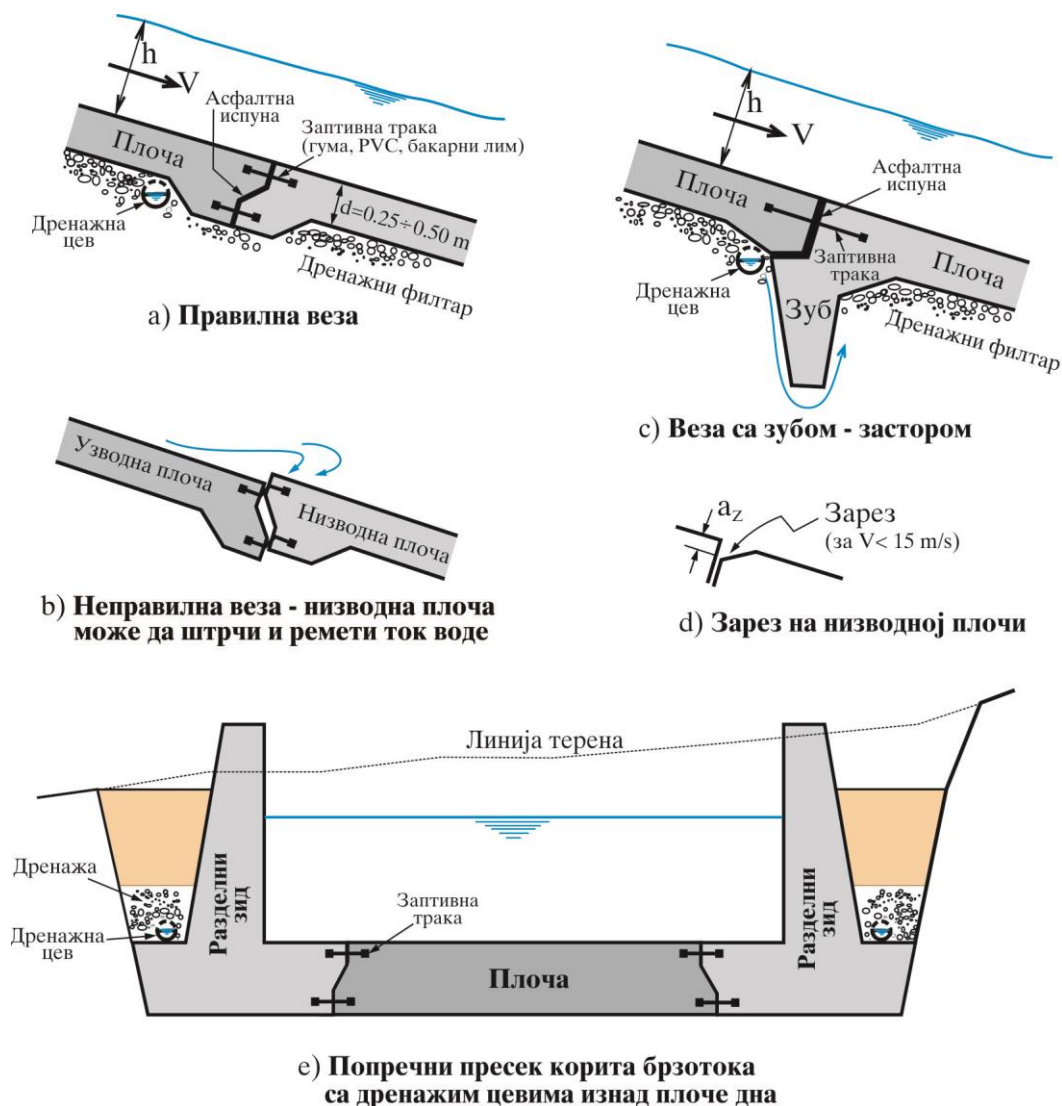
Сл. 8.74 Прелазна деоница у кориту брзотока

Детаљи у вези облика, положаја и димензија косих стрмих таласа, као и мере за ублажавања њиховог интензитета дати су у литератури (Vischer и Hager 1998).

Линију нивоа дуж брзотока потребно је срачунати због димензионисања бочних зидова и одређивања услова течења на почетку излазне деонице (умирујућег базена или ски одскока). За прорачун се користи поступак објашњен у делу VIII.4 (због самоаерације треба узети у обзир и надувавање – бубрење млаза).

* * *

Процуривањем испод преливног прага, као и између лоше изведених спојница брзотока вода доспева у темељ испод плоче дна корита. Неопходно је обезбедити одговарајућу дренажу темеља да би се избегла суфозија, као и узгон који може довести до подизања плоче (Smith 1995). Неколико брзотока је оштећено динамичким узгоном, који настаје ако се део струје бурног млаза из корита брзотока „завуче“ у простор испод плоче, стварајући зауставни притисак (USBR 2014, USBR 2004).



Сл. 8.75 Повезивање плоча и дренажа брзотока

Процедна вода прикупља се кроз филтарски слој (од песка и шљунка) у перфориране дренажне цеви (сл. 8.75), одакле се директно (бочним испустом) избацује ван објекта, или се цевима са спољне стране бочних зидова одводи до испуста, било у сам брзоток или у умирујући базен. Треба водити рачуна да излаз дренажног одвода не представља препреку за струјање у брзотоку или слапишту, јер то може да створи услове за појаву кавитације, динамичких притисака или вибрација. Дренажне цеви се могу поставити изнад “препуста“ плоче дна брзотока (сл. 8.75e), чиме се омогућава једноставно одржавање и замена, али се донекле умањује учинак дренаже.

Брзоток би, ако је могуће, требало фундирати на стеновитој подлози, па према томе треба прилагодити и дубину укопавања – усецања у терен. Плоче се често **анкерују** (сидре) у средину (која се обично претходно инјектира јер је површински слој стене по правилу испуцао), због опасности од узгона и вибрација. Ако је стена испуцала на већој дубини, на

спојницама плоча се ради застор (зуб, сл. 8.75c) који продужава пут провирној води, чиме се смањује процуривање и узгон. Обично се кроз зуб застора поставља и анкер.

Дно и зидови брзотока бетонирају се у деоницама – *кампадама* од $5 \div 10$ m дужине. Кампаде се међусобно повезују еластичним заптивним тракама – спојницама, које омогућавају вододрживост и безболно примање термичких деформација (сл. 8.75). *Узводна* плоча дна би увек требало да належе *на низводну* (сл. 8.75a). У супротном (ако би низводна плоча налегала на узводну, сл. 8.75b), могло би, услед неравномерног слегања плоча, да дође до подизања низводне плоче, што би створило неугодну препреку струјању и услове за настанак кавитације.

У северно–америчкој пракси се понекад на низводној плочи поставља “зарез” (сл. 8.75d), који би требало да онемогући да се, услед оштећења, низводна плоча подигне изнад узводне и створи препреку течењу (Smith 1995). Међутим, чак и сасвим мали зарез висине $a_z = 1$ cm (какав се обично ради), изазива локално смањење притиска од $\Delta p / \gamma = 0.05 V^2 / 2g$, што може довести до кавитације при већим брзинама (зарез се *не примењује* при брзинама већим од $15 \div 20$ m/s).

VIII.7 БОЧНИ ПРЕЛИВ

Бочни прелив је евакуациони објекат код кога вода прелива *управно на правац тока* у **сабирном каналу** постављеном дуж падине речне долине, што омогућава *велику дужину преливне ивице* (сл. 8.76 и 8.77). Бочни прелив се користи када нема довољно простора да се чеоним преливом обезбеди потребна дужина преливне ивице, обично код насутих брана у уским кањонима.

И код бочног прелива постоје (сл. 8.76): улазни (захватни) део, проводник и излазни део.

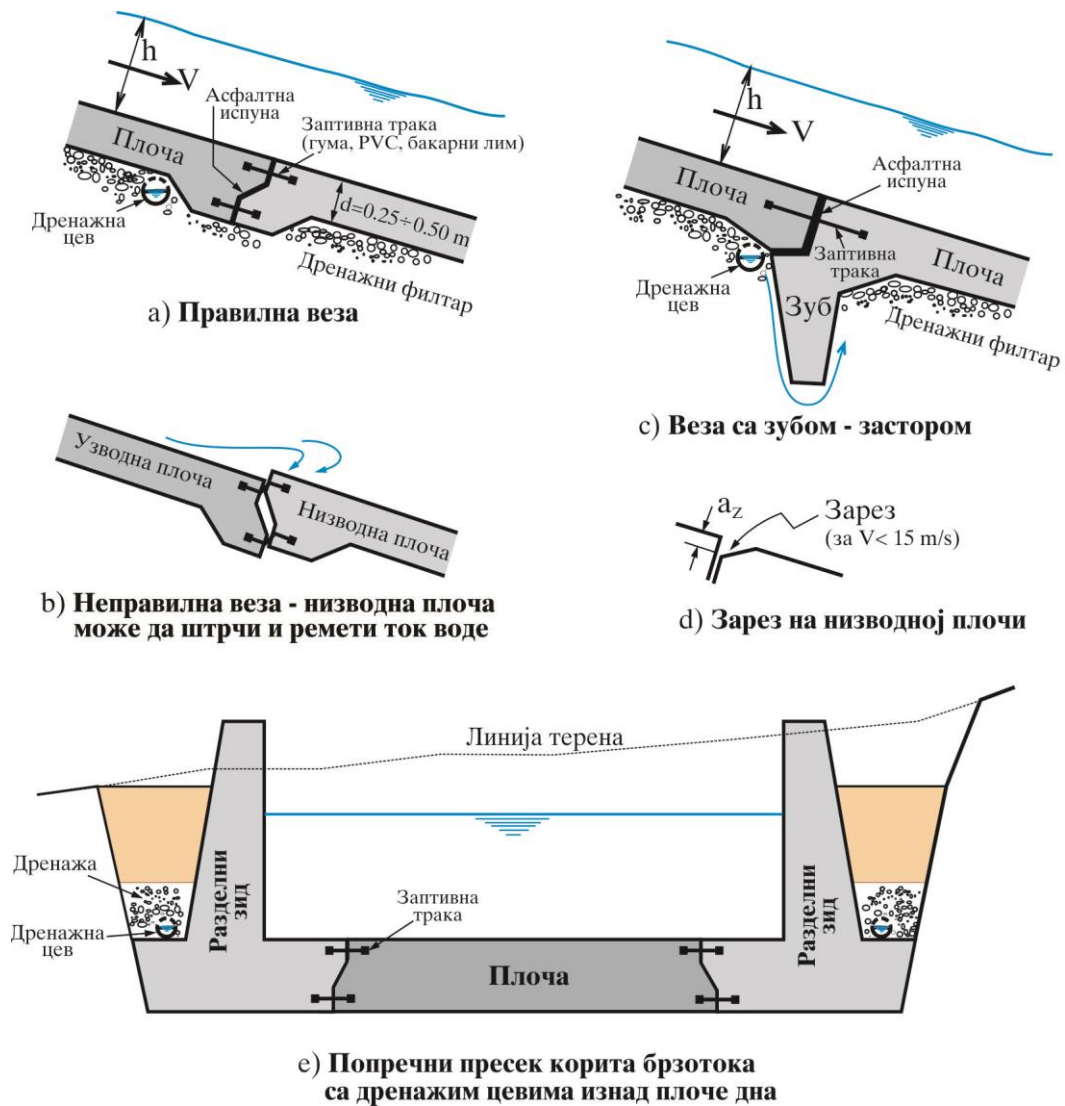
Улазни део је 1) *прелив*, за који важе иста правила као и за чеони прелив.

Проводник сачињавају:

- 2) *сабирни канал* са бочним дотицајем (о коме ће бити речи касније),
- 3) *прелазна деоница*, и
- 4) *брзоток*.

Дуж прелазне деонице се турбулентни ток из сабирног канала донекле умири пре но што се упусти у брзоток. (Прелазна деоница је погодна и за савладавање кривина у траси, с обзиром на миран режим течења. Понекад се може изоставити, зависно од топографије и диспозиције објекта.) Прелазна деоница завршава се са:

- 5) *контролним пресеком* на ком се успоставља *критична дубина*.
- 6) **Излазни део**, може бити умирујући базен или ски одскок.



Сл. 8.76 Типична диспозиција са бочним преливом

VIII.7.1 Сабирни канал

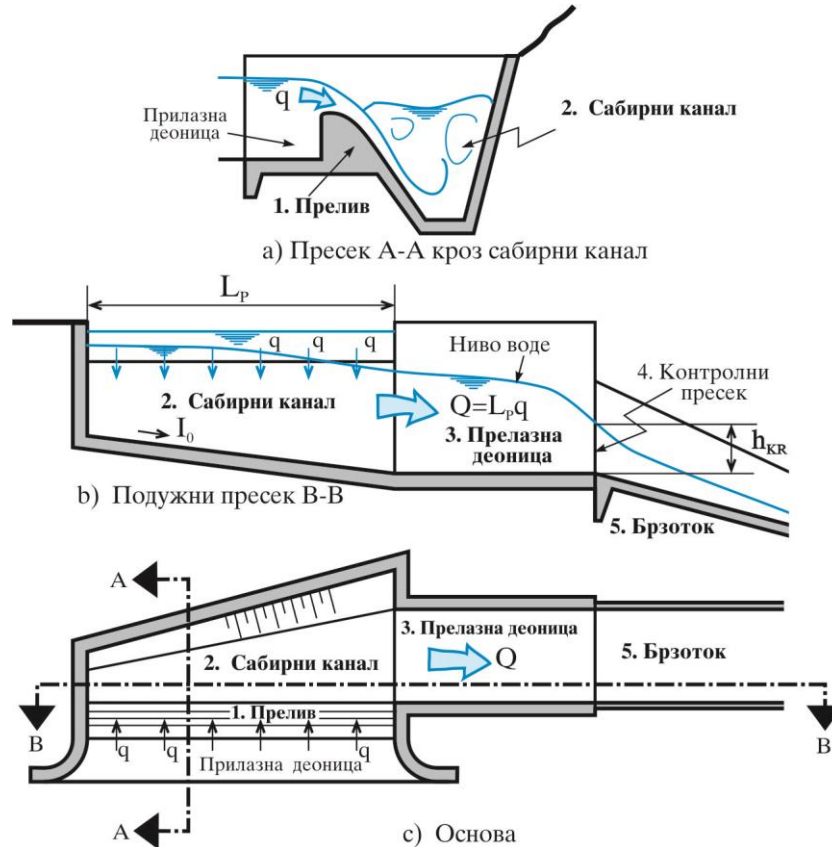
Сабирни канал је уобичајен назив за канал са успутним бочним дотицајем. Вода дотиче *управно* на осу канала (сл. 8.77а), па не располаже са количином кретања у правцу тока *дуж канала*. Ову количину кретања стварају силе притиска и тежине – оне дају убрзање делићима приспелим у сабирни канал.

При димензионисању сабирног канала потребно је срачунати линију нивоа у каналу, применом одговарајућег физичког закона, односно, применом одговарајућих једначина течења у отвореним токовима. За течење у каналу *без успутне промене протицаја* и *без дисконтинуитета* (хидрауличког скока), где једини отпор ствара треће контуре, једначина одржања количине кретања (по јединици тежине) је идентична енергетској једначини:

$$(8.113) : \frac{d}{dx} \left(\frac{V^2}{2g} + h + Z_D \right) + I_{TR} = 0,$$

где је: V = средња брзина у пресеку, h = дубина, Z_D = кота дна, и I_{TR} = пад (нагиб линије) трења.

На основу закона о *одржању енергије*, може се рећи да се енергија тока троши на савладавање отпора од трења, док су, према закону *одржања количине кретања*, “инерцијалне” силе (тј., промена количине кретања по времену) у равнотежи са силама притиска, тежине и трења.



Сл. 8.77 Елементи бочног прелива

У случају *сабирног канала*, поред савладавања трења, мора се обезбедити и енергија за покретање бочног дотицаја, q , који стиже са прелива, а део енергије се губи у снажној турбуленцији услед дотицања воде у канал. Нажалост, није могуће унапред проценити наведени утрошак енергије, па се, као и код хидрауличког скока не може применити закон о одржању енергије. Мора се применити закон о *одржању количине кретања*, (односно, једначина одржања количине кретања).

Количина кретања коју вода, доспела преко бочног прелива, добија у сабирном каналу на елементарној дужини канала dx и у јединици времена dt (сл. 8.78) износи:

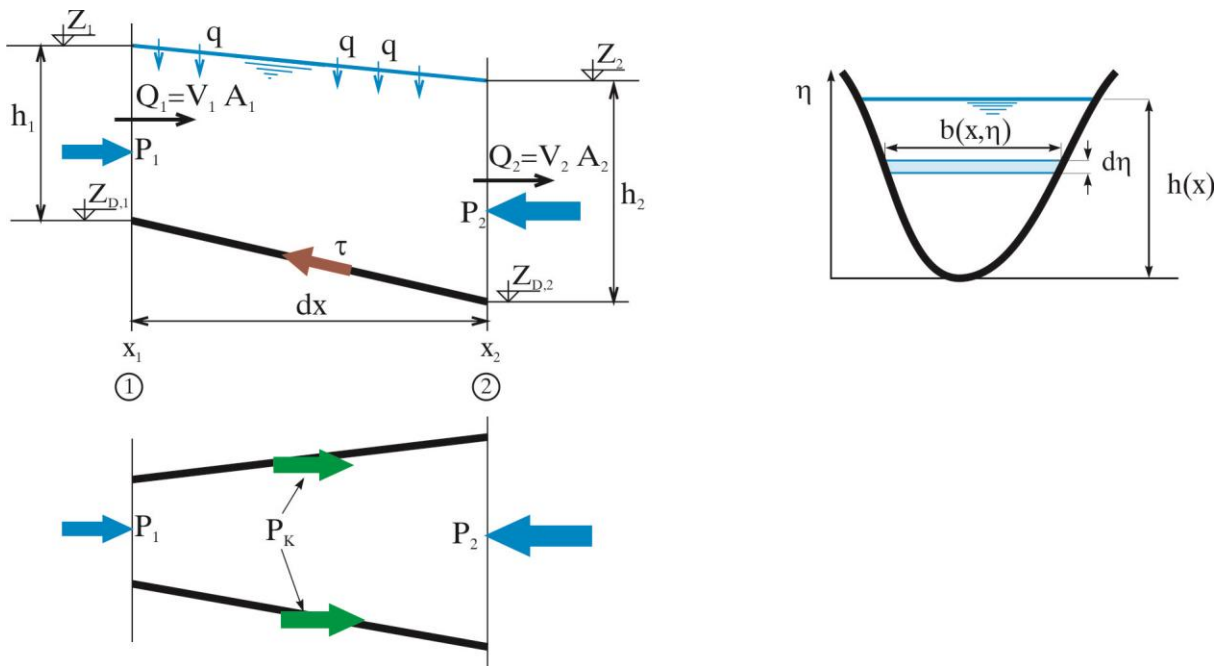
$$(8.114): \quad \rho(q dx)V ,$$

а по јединици тежине (поделено са тежином воде у елементарној запремини канала, $\rho g A dx$) то износи:

$$(8.115): \quad qV / g A .$$

Када се израз 8.115 уврсти у једначину 8.113, добија се једначина одржања количине кретања за канал са бочним дотицајем:

$$(8.116): \quad \frac{d}{dx} \left(\frac{V^2}{2g} + h + Z_D \right) + \frac{Vq}{gA} + I_{TR} = 0 .$$



Сл. 8.78 Елементарна запремина сабирног канала

Једначина 8.116 може се добити и непосредном применом закона одржања количине кретања на масу воде у запремини између пресека “1” и “2” на елементарном растојању dx (сл.8.78). Према начелу одржања количине кретања (који представља погодно уобличен Њутнов закон силе):

“Промена количине кретања масе флуида у јединици времена једнака је силама које на масу делују (и које су изазвале промену, тј. убрзање или успорење масе)”.

Претпостављајући устаљено течење и узимајући да је (сл. 8.78) :

$$(8.117): \begin{cases} x_1 \equiv x, & x_2 = x + dx \\ Q_1 \equiv Q, & Q_2 = Q + dQ \\ A_1 \equiv A, & A_2 = A + dA \\ \vdots \end{cases}$$

наведени став се може написати као:

$$(8.118): \begin{aligned} & \rho(Q + dQ)(V + dV) - \rho QV - \rho q dx V_q = \\ & \rho g \int_0^{h(x)} [h(x) - \eta] b(x, \eta) d\eta - \rho g \int_0^{h(x+dx)} [h(x+dx) - \eta] b(x+dx, \eta) d\eta + \\ & \rho g \int_x^{x+dx} \int_0^{h(x)} [h(x) - \eta] \frac{\partial b(x, \eta)}{\partial x} d\eta dx + \\ & \rho g \left(A + \frac{1}{2} dA \right) dx \left(- \frac{dZ_D}{dx} \right) - \left(\tau + \frac{1}{2} d\tau \right) \left(O + \frac{1}{2} dO \right) dx, \end{aligned}$$

где су: V_q = компонента брзине бочног дотицаја у правцу главног тока, τ = напон смицања по контури канала и O = оквашени обим (остале величине приказане су на сл. 8.78).

Лева страна једначине 8.118 описује *промену количине кретања* масе воде која се у тренутку посматрања налази у запремини између пресека “1” и “2”. Прва два члана представљају отицај и дотицај количине кретања у запремину кроз попречне пресеке “1” и “2”, а трећи члан је протицај количине кретања којим располаже бочни дотицај са прелива. С обзиром да је дотицај обично управан на правац главног тока у сабирном каналу (брзина $V_q = 0$), то је и трећи члан обично једнак нули.

Десна страна једначине описује *силе које делују на масу* (у тренутку док је ова у посматраној запремини). Прва два члана су компоненте *силе притиска* у пресецима “1” и “2” у правцу тока. Трећи члан је *сила контуре*, и резултат је непризматичности корита канала – то је реакција којом зид канала притиска воду у правцу кретања воде. Четврти члан је компонента *силе тежине* у правцу тока. Пети члан, *сила трења*, добија се интегрисањем смичућег напона ($\tau = \gamma R I_{TR}$) по оквашеном обиму корита.

Силе притиска у пресецима и сила контуре могу се написати као:

$$- \frac{\partial}{\partial x} \left\{ \rho g \int_0^{h(x)} [h(x) - \eta] b(x, \eta) d\eta \right\} dx + \rho g \int_0^{h(x)} [h(x) - \eta] \frac{\partial b(x, \eta)}{\partial x} d\eta dx,$$

па ако се на први члан примени Лајбницово правило, остаје:

$$(8.119): \begin{aligned} & - \left(\rho g \frac{dh}{dx} A dx + \rho g \int_0^{h(x)} [h(x) - \eta] \frac{\partial b(x, \eta)}{\partial x} d\eta dx \right) + \rho g \int_0^{h(x)} [h(x) - \eta] \frac{\partial b(x, \eta)}{\partial x} d\eta dx = \\ & - \rho g dh A. \end{aligned}$$

Узимајући у обзир израз 8.119 и занемаривањем производа бесконачно малих величина вишег реда у једначини 8.118 добија се:

$$(8.120): \quad \rho Q dV + \rho dQV = -A(\rho g dh + \rho g dZ_D) - \rho g R I_{TR} O dx,$$

односно, по јединици тежине ($\rho g A dx$):

$$(8.121): \quad \frac{V}{g} \frac{dV}{dx} + \frac{V}{g A} \frac{dQ}{dx} + \frac{d}{dx} (h + Z_D) + I_{TR} = 0.$$

Груписањем првог и трећег члана јед. 8.121, и имајући у виду да је $\frac{dQ}{dx} = q$, добија се:

$$\frac{d}{dx} \left(\frac{V^2}{2g} + h + Z_D \right) + \frac{V q}{g A} + I_{TR} = 0,$$

што је идентично са једначином (8.116).

* * *

Нагиб (пад) трења у једначини 8.121 је обично знатно мањи од инерцијалног члана који доприноси укључивању бочног дотицаја (Vq/gA). Ово ће се показати на примеру призматичног правоугаоног канала, дужине $L=40$ m, ширине $B=5$ m, са коефицијентом храпавости по Манингу од $n=0.014$ m^{-1/3} s. Ако се претпостави да је просечна дубина у каналу $h=5$ m, при протицају од $Q=100$ m³/s (па је $q=2.5$ m³/s/m), онда се средња вредност инерцијалног члана бочног дотицаја може апроксимирати са:

$$(a): \quad \frac{q \bar{V}}{gA} = \frac{q \left(\frac{1}{2} \frac{Q}{A} \right)}{gA} = \frac{2.5 \times 2}{9.81 \times 25} \approx 0.0204,$$

док је пад трења за “пуни” протицај од $Q=100$ m³/s једнак:

$$(b): \quad I_{TR} = \frac{Q^2 n^2}{A^2 R^{\frac{4}{3}}} = \frac{100^2 \times 0.014^2}{25^2 \times 1.67^{\frac{4}{3}}} \approx 0.0016,$$

што је за ред величине мање од инерцијалног члана, $\frac{q \bar{V}}{gA} \approx 12.85$.

Закључак је да се код сабирног канала може занемарити члан трења, што донекле упрошћава једначину одржања количине кретања:

$$(8.122): \quad \frac{d}{dx} \left(\frac{V^2}{2g} + Z \right) + \frac{V q}{g A} = 0.$$

Ако се диференцијална једначина 8.122 апроксимира (дискретизује) коначним разликама, и примени на случај са сл. 8.78, на деоници између пресека “1” и “2”, добија се:

$$(8.123): \quad \left(Z_2 + \frac{V_2^2}{2g} \right) - \left(Z_1 + \frac{V_1^2}{2g} \right) + \frac{\frac{1}{2}(V_1 + V_2)q \Delta x}{\frac{1}{2}(A_1 + A_2)g} = 0,$$

односно:

$$(8.124): \quad Z_1 + \frac{V_1^2}{2g} - \frac{V_1 + V_2}{A_1 + A_2} \frac{q\Delta x}{g} - E_2 = 0,$$

где је $E_2 = Z_2 + \frac{V_2^2}{2g}$.

Имајући на уму да је: $V_1 = \frac{Q_1}{A_1}$, $V_2 = \frac{Q_2}{A_2}$, $A_1 = A_1(Z_1)$, $A_2 = A_2(Z_2)$, нелинеарна алгебарска једначина 8.124 се лако решава применом неке од нумеричких метода за имплицитне једначине. Често може да послужи, раније описана метода постепеног приближавања (метода “простих итерација“), за коју се јед. 8.124 пише као:

$$(8.125): \quad Z_1 = E_2 - \frac{V_1^2}{2g} + \frac{V_1 + V_2}{A_1 + A_2} \frac{q\Delta x}{g}.$$

У првој итерацији се претпоставља да је $^{(1)}A_1 = A_2$, односно да је $^{(1)}V_1 = Q_1/A_2$, па се из јед.(8.125) добија $^{(1)}Z_1 = E_2 - \frac{^{(1)}V_1^2}{2g} + \frac{^{(1)}V_1 + V_2}{^{(1)}A_1 + A_2} \frac{q\Delta x}{g}$. Затим се рачуна $^{(2)}A_1 = A_1(^{(1)}Z_1)$ и $^{(2)}V_1 = Q_1/^{(2)}A_1$. Поступак се понавља све док се не постигне жељена тачност:

$$\left| \frac{^{(m)}Z_1 - ^{(m-1)}Z_1}{^{(m)}Z_1} \right| < \varepsilon_z.$$

С обзиром да у сабирном каналу влада миран режим течења, *контролни пресек* је на низводном крају. Тако је на слици 8.77b контролни пресек критична дубина на граници прелазне деонице и брзотока, одакле и почиње прорачун линије нивоа. Линија нивоа дуж прелазне деонице рачуна се помоћу енергетске једначине 8.113, без успутног дотицаја (и без занемаривања отпора услед трења).

* * *

При пројектовању сабирног канала за бочни прелив треба водити рачуна о следећем:

1) Целом дужином сабирног канала потребно је успоставити **миран режим течења**, иначе ће, услед судара два међусобно управна бурна тока (бочног дотицаја преко прелива и главног тока у самом каналу) настати коси стрми таласи, који ће се простирати преко брзотока и умирујућег базена до низводног корита (са свим већ описаним неприликама)¹. Хидраулички миран режим у сабирном каналу није тешко постићи, с обзиром на “умирујуће“ дејство инерцијалног члана бочног дотицаја, qV/gA . (Миран режим у сабирном каналу остварује се и при нагибу дна корита од неколико процената.)

2) Такође, треба што више **умирити турбуленцију** тока коју изазива бочни дотицај (када се упусти у сабирни канал), како би вода доспела у брзоток са што мање поремећаја.

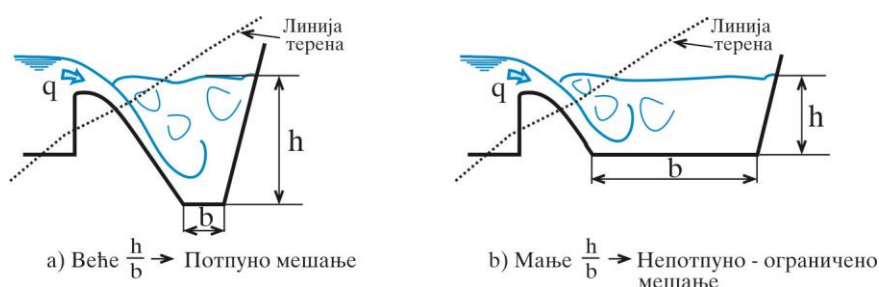
¹ Ово важи за рачунски протицај и протицаје блиске рачунском. При малим протицајима се може допустити буран режим у сабирном каналу, обично без негативних последица.

Према Хајдину (2006), бочни дотицај неће ометати течење у сабирном каналу, ако је у сваком пресеку канала испуњен услов:

$$(8.126): \quad q \frac{h_p}{\sqrt{g A h^3}} < 0.15 ,$$

где је A = површина попречног пресека тока у сабирном каналу, док су дубине, h и h_p , приказане на сл. 8.80.

Умирење турбуленције (вртлога) је боље – ефикасније ако се користи попречни пресек сабирног канала са *већом дужином у односу на ширину* (већим односом h/b , сл.8.79), чиме се постиже потпуније мешање бочног дотицаја са подужним током у каналу, него код плићих а ширих корита (USBR 1987). Као што се уочава са сл. 8.79, већим односом h/b омогућава се и знатно мањи обим земљаних радова (ископа за корито канала).

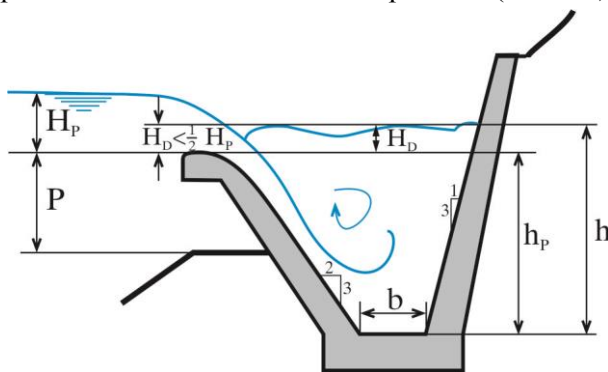


Сл. 8.79 Утицај дубине канала на смиривање турбуленције

3) Дуж преливне ивице треба обезбедити **слободно (непотопљено) преливање** при рачунском протицају. Искуство на постојећим објектима је показало да, с обзиром на велику турбуленцију у сабирном каналу, однос дубина иза и испред прага (сл. 8.80) при слободном преливању треба да буде:

$$(8.127): \quad H_D / H_p \leq \frac{1}{2} ,$$

што претставља мању вредност него код “класичних прелива” (VIII.4.2).



Сл. 8.80 Непотопљено преливање у сабирном каналу

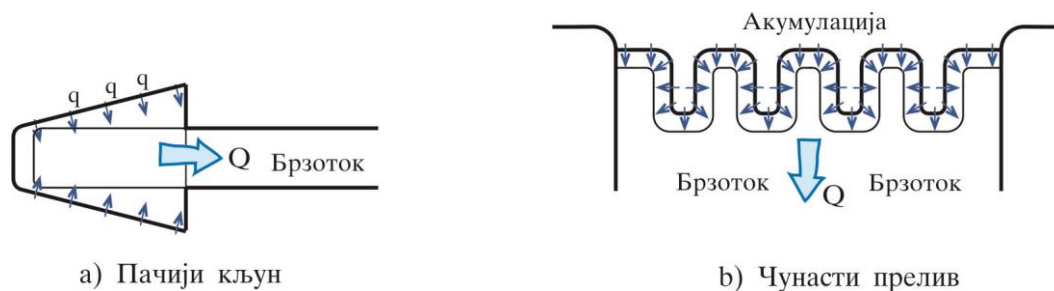
4) У одређеним условима (на пр., кота горње воде на нивоу круне прелива, а канал празан) може се јавити велики узгон на корито, па је потребно применити мере којима ће се **спречити испливање канала**. Поред *дренаже* (дренажног филтра и система дренажних

цеви са испустом – одушком), треба, као и код умирујућих базена, застором продужити пут провирној води, а по потреби, користити *анкере* и везно инјектирање.

5) **Вибрације**, које могу настати услед флукуационих (пулзационих) динамичких оптерећења, додатно угрожавају стабилност објекта, нарочито ако је сабирни канал фундиран на слабо носивом тлу (USBR 1987). Анкеревање је ефикасна мера против вибрација.

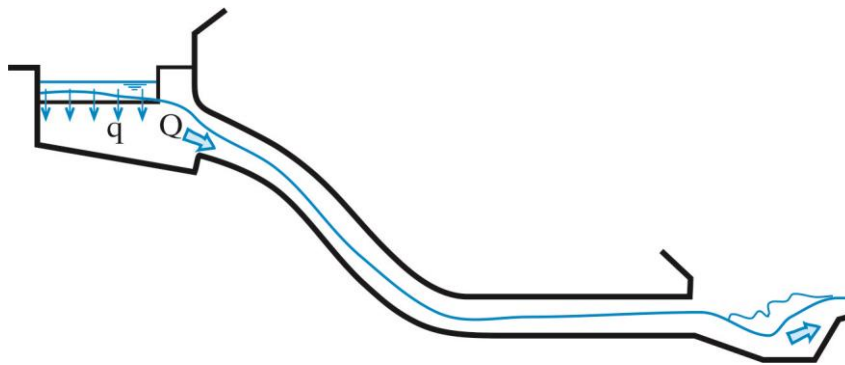
Димензије и положај сабирног канала се одређују на основу топографских и геолошких услова на терену, поштујући напред наведена начела. Површина попречног пресека канала је предмет оптимизације, а за прву процену се може претпоставити да је брзина воде у низводном пресеку канала $\sim 5\div 8$ m/s, као и да се канал сужава у узводном смеру. Према искуству са великог броја модела и изведених објеката, Хајдин (2006) препоручује да преливна косина трапезног пресека буде у нагибу 2:3, а непреливна у нагибу 1:3 (сл. 8.80). Обично се разматра неколико варијанти сабирног канала (може се варирати дужина канала, L , однос h/b , нагиб косина, подужни нагиб дна, положај пресека у односу на линију терена – “дубина“ усецања у терен, степен сужавања дна канала у узводном смеру и сл.), па се изабере најповољније решење. Канал се усеца у падину долине, толико да се обезбеди неометан дотицај воде ка преливу, прихватљиво мала вредност узгона и што мањи обим земљаних радова. У првој итерацији се сабирни канал може димензионисати независно од положаја преливне ивице, да би се затим „подигао“ таман толико да ниво у каналу не потапа преливни млаз (услов 8.127).

Постоји неколико типова *модификованих* бочних прелива (са сабирним каналом и брзотоком). Модификације обично омогућавају или намећу топографски и/или геолошки услови. Тако се понекад, ради продужења преливне ивице, користи тзв. “пачји кљун” (сл. 8.81а), код кога су обе стране сабирног канала преливне. Додатно продужење преливне ивице може се постићи “набирањем” страница бочног или чеоног прелива – тако настаје “чунасти” (“лабиринт”) прелив (сл. 8.81б).



Сл. 8.81 Варијанте бочног прелива

Понекад се уместо брзотока користи тунелски проводник са косим шахтом (сл. 8.82), премда је, када топографски услови дозвољавају, тунелско решење обично боље везати за “класични” шахтни прелив, са вертикалним шахтом и левкастим преливом (VIII.8). Прво, израда косог шахта је по правилу знатно тежа (и скупља) од вертикалног шахта, какав се користи за шахтни прелив. Друго, шахтни прелив је хидраулички ефикаснији јер је течење у шахту под притиском. Уз то, кружни прелив обезбеђује већу дужину преливне ивице на мањем простору.



Сл. 8.82. Бочни прелив са тунелским проводником

VIII.8 ШАХТНИ ПРЕЛИВ

Шахтни прелив (сл.8.83) је евакуациони објекат са *левкастим преливом*, који се наставља проводником у виду *вертикалног шахта* и *тунела благог подужног нагиба (пада)*, а завршава умирујућим базеном или ски одскоком. Шахтни прелив се често примењује као алтернатива бочном преливу са брзотоком (и/или чеоном преливу), поготову када се за евакуацију воде током грађења користи *опточни тунел*, који се адаптира у тунел шахтног прелива. Левкасти облик прелива омогућава дугачку преливну ивицу и хидраулички (а и конструктивно) добар прелаз ка вертикалном шахту.

Улазни (захватни) део шахтног прелива је: 1) *преливни левак (кружни–левкасти прелив)*, обликован истим поступком као и “класични” (Кригеров) прелив практичног профила.

Захваћена вода се упушта у:

Проводник, који се састоји из: 2) *вертикалног шахта*, на чијем крају се поставља 3) *дефлектор* (скретач млаза), који контролисано одваја млаз од зида шахта, чиме се омогућава течење са слободном површином низводно од (испод) пресека дефлектора, 4) *аератора*, којим се доводи ваздух и спречава вакуум који би настао када турбулентни млаз испод дефлектора “покупи” сав ваздух дуж вертикалне кривине (колена) и 5) *тунела*, у коме се обезбеђује течење са слободном површином и којим се вода одводи у:

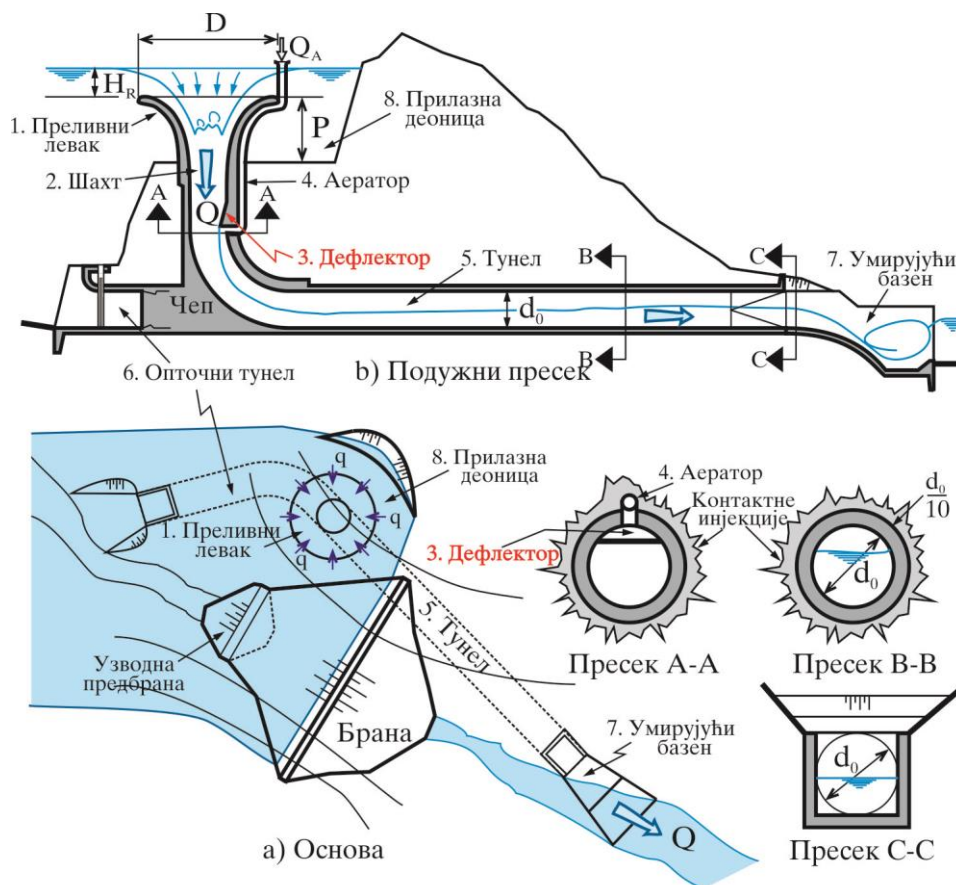
Излазни део 7) који може бити *умирујући базен* или *ски одскок*, одакле се вода предаје низводном речном кориту.

За време грађења, тунел шахтног прелива обично служи као опточни тунел за скретање реке. Пред завршетак радова, када почне пуњење акумулације, тунел се преграђује са узводне стране гредним затварачима, а затим се уграђује “чеп”, који трајно затвара тунел и уједно представља контуру вертикалне кривине, која повезује вертикални шахт са (приближно) хоризонталним тунелом шахтног прелива (сл.8.83). (Наравно, пре ових завршних радова, преливни левак и шахт су изведени и спремни за коришћење.)

* * *

Димензије и облик шахтног прелива треба да омогуће пропуштање рачунског протицаја, тако да се у сваком делу (преливни левак, шахт, дефлектор и тунел) оствари течење без вибрација, кавитације, увлачења ваздуха, косих стрмих таласа и осталих непожељних

појава, а да при томе ништа не буде предимензионисано. Другим речима, треба ускладити све контролне пресеке, да би се рачунски протицај безбедно евакуисао са најмањим могућим димензијама прелива.



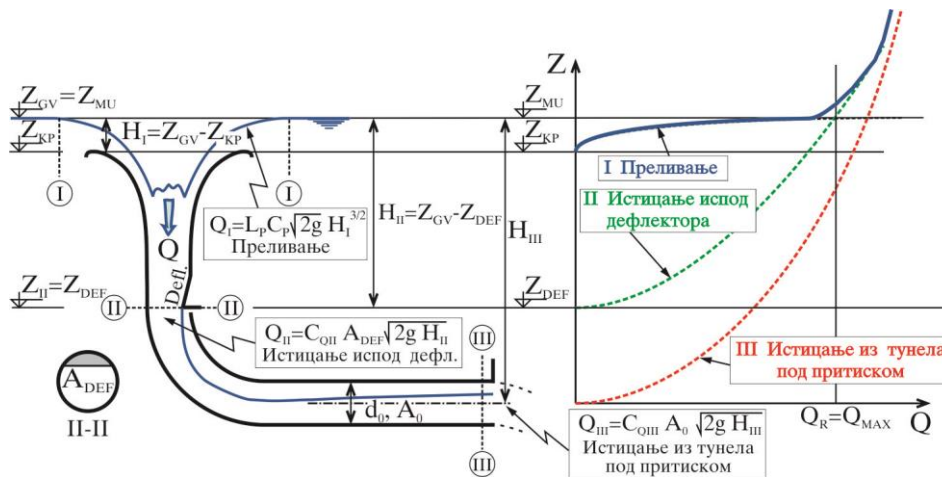
Сл. 8.83 Шахтни прелив

Код шахтног прелива теоријски су могућа три контролна пресека (који одређују везу протицаја, Q , и нивоа воде у акумулацији, $Z \equiv Z_{GV}$, сл. 8.84):

I) **Преливна ивица** левкастог прелива, где се јавља слободно преливање, као на праволинијском преливу Кригер – Офицера.

II) **Пресек дефлектора**, где се млаз сужава и одваја од контуре скретачем – дефлектором. При рачунском протицају (и протицајима који су блиски рачунском), овде се успоставља граница између течења под притиском, које влада изнад дефлектора (у вертикалном шахту, или бар у његовом најнижем делу), и течење са слободном површином дуж “колена” и тунела.

III) Уколико се изостави (или запуши) аератор испод дефлектора, у целом тунелу настаје течење под притиском и **излазни пресек тунела** (пресек III на сл. 8.84) постаје контролни пресек.

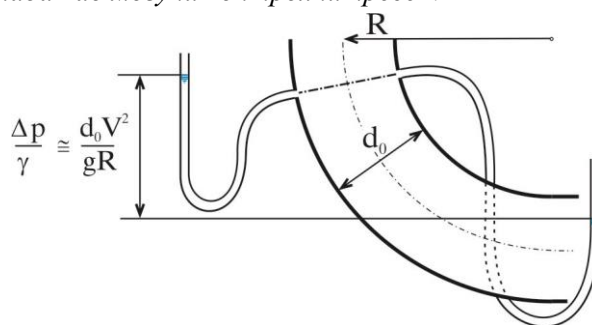


Сл. 8.84 Крива протицаја и контролни пресеци код шахтног прелива

Код већих падова (денивелација), течење под притиском у тунелу је хидраулички неприхватљиво, због великог потпритиска који се јавља на унутрашњој (конвексној) страни вертикалне кривине услед центрифугалног убрзања. Ако је, на пример (сл. 8.85), средња брзина у кривини $V = 25 \text{ m/s}$ (што одговара паду од $\approx 35 \div 40 \text{ m}$) и ако је однос полупречника кривине и пречника тунела $R/d_0 = 3$, између унутрашње и спољашње стране кривине настаје разлика

притиска од $\frac{\Delta p}{\gamma} \approx \frac{d_0 V^2}{gR} = 21.34 \text{ m}$. Осим што ствара услове за кавитацију, вакуум увлачи ваздух

са површине акумулације стварајући ваздушне “цепове” који се периодично проносе кроз тунел, одузимајући део пресека за течење воде, чиме се знатно смањује пропусна способност објекта. Периодичност стварања и кретања ваздушних цепова изазива изразито нестабилно течење, које може довести до опасних вибрација у тунелу и умирујућем базену. Јасно је да се овакви услови течења не смеју допустити, па се у тунелу (иза вертикалне кривине) не дозвољава течење под притиском (сем за објекте са малим падовима и протицајима, VIII.9.2). Тако излазни пресек отпада као могући контролни пресек.



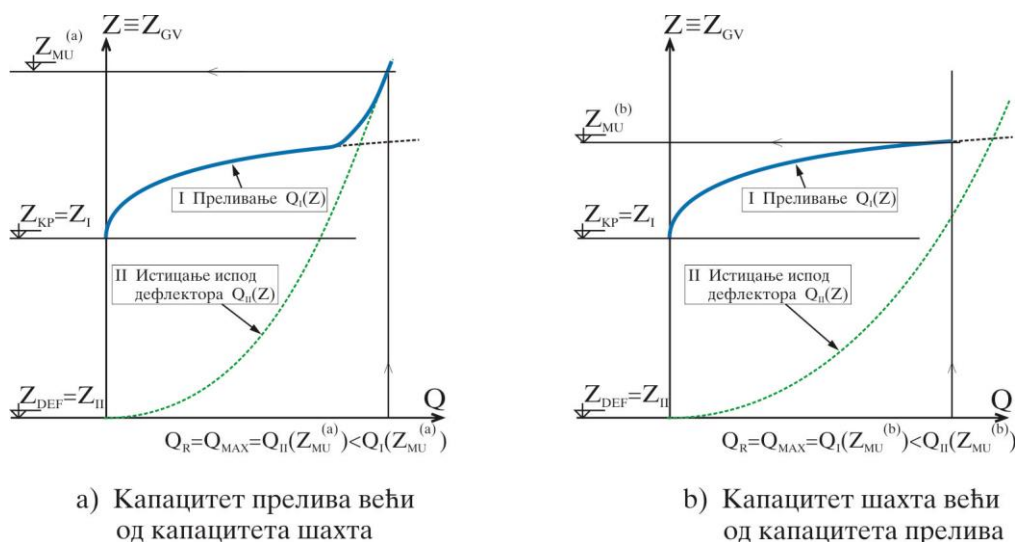
Сл. 8.85 Разлика притисака у пресеку вертикалне кривине

* * *

Важно питање које се намеће при хидрауличком димензионисању шахтног прелива је усклађивање капацитета (пропусне моћи) контролних пресека: 1) капацитета левкастог

прелива (преливног левка) и 2) капацитета сужења – дефлектора у шахту. У даљем тексту ће се под **капацитетом** подразумевати протицај који се оствари на контролном пресеку при меродавном нивоу (меродавној коти), у овом случају, при максималном нивоу у акумулацији, Z_{MU} .

Са криве протицаја на сл. 8.84 закључило би се да капацитет прелива, Q_I , и капацитет шахта (у пресеку дефлектора), Q_{II} , треба да буду једнаки при коти максималног успора, Z_{MU} , односно при рачунском (максималном) протицају евакуационог органа $Q_R = Q_{MAX}$. Међутим, треба уочити да протицај *преливања* (сл. 8.84) расте са нивоом воде у акумулацији са експонентом од *три половине* ($Q_I = L_p C_{QI} \sqrt{2g} H_I^{\frac{3}{2}} = L_p C_{QI} \sqrt{2g} (Z_{GV} - Z_{KP})^{\frac{3}{2}}$), док протицај *истицања* у пресеку дефлектора расте знатно блаже – са квадратним кореном денивелације ($Q_{II} = C_{QII} A_{DEF} \sqrt{2g} H_{II}^{\frac{1}{2}} = C_{QII} A_{DEF} \sqrt{2g} (Z_{GV} - Z_{DEF})^{\frac{1}{2}}$). Зато би се добила непотребно висока кота максималног успора, Z_{MU} , односно неразумно висока брана, ако би капацитет прелива био већи од капацитета шахта ($Q_I(Z_{MU}) > Q_{II}(Z_{MU}) = Q_R$ као на сл. 8.86a). Шта више, повољно је да капацитет шахта буде *нешто* већи од капацитета прелива (сл. 8.86b), чиме се повећава сигурност објекта, јер би, у случају наиласка протицаја већег од рачунског, ниво у акумулацији само незнатно порастао. Уз то, прелазак са слободног преливања на течење под притиском праћен је снажним пулзационим променама брзина и притисака у гротлу преливног левка (тзв. прелазни режим), услед чега настају веома непријатна динамичка оптерећења конструкције, што је додатни разлог да се капацитет шахта учини комотнијим и “контрола“ на преливној ивици удаљи од прелазног режима. Ово је пример исправног усклађивања два контролна пресека.

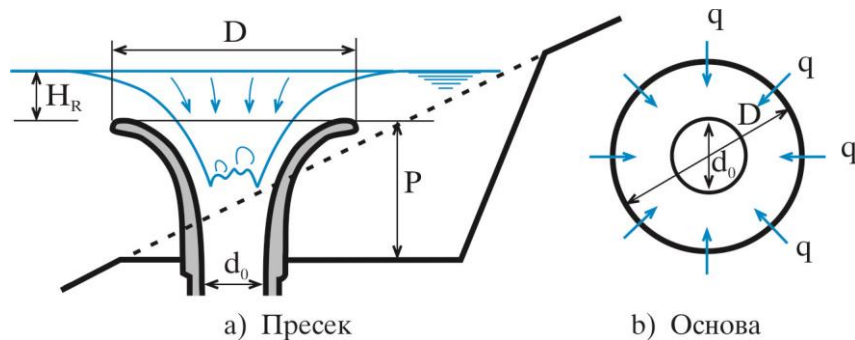


Сл. 8.86 Усклађеност капацитета шахта и преливног левка

Треба напоменути да се шахтни прелив може и другачије решити – конципирати (Khatsuria 2005, Novak 1995, VIII.9.2), зависно од висине бране, протицаја, топографских услова и наклоњености пројектанта.

VIII.8.1 Преливни левак и прилазна деоница

Преливну ивицу чини спољашњи обод преливног левка, па је капацитет прелива сразмеран пречнику левка, D ($L_p = \pi D$). Већи пречник, D , омогућава нижу коту максималног успора у акумулацији, а тиме и нижу и јефтинију брану. С друге стране, са повећањем пречника левка повећава се коштање прелива, као и тешкоће у извођењу, па пречници обично не прелазе $D = 40 \div 50$ m.



Сл. 8.87 Преливни левак са прилазном деоницом

Слично као код праволинијског прелива практичног профила (прелива Кригер – Офицера), контуру преливне ивице левкастог прелива чини доња ивица млаза *цилиндричног* оштроивичног прелива (сл. 8.88).

Код тродимензионалног левкастог млаза цилиндричног оштроивичног прелива струјнице се међусобно “притискају”, услед закривљености преливне ивице, потискујући млаз наниже и уназад, у односу на дводимензионални млаз праволинијског прелива (сл. 8.87b и 8.88). *Закривљеност преливне ивице* описује се односом дебљине млаза при рачунском (пројектованом) протицају, H_R , и пречника прелива, D . Са повећањем закривљености расте и одступање “тродимензионалног” кружног млаза од млаза праволинијског прелива (сл. 8.88).



Сл. 8.88 Одступања кружног млаза од млаза праволинијског прелива

Због збијености струјница, повећава се притисак у млазу, услед чега опада коефицијент преливања, C_p (табела 8.8). Облик преливног млаза левкастог прелива за широк опсег односа H_R/D и P/D (сл. 8.87), као и одговарајуће вредности коефицијента преливања $C_p(H_R/D, P/D)$ детаљно су приказани у USBR (1987). Не препоручује се да однос H_R/D буде већи од 0.25, јер тада почиње потапање прелива. Потапање додатно смањује коефицијент преливања, па се добија још већа дебљина преливног млаза и виша кота нивоа у акумулацији. Уз то, код кружног прелива (на супрот праволинијском преливу), при протицају мањем од рачунског може доћи до појаве потпритиска у млазу, јер се смањивањем дебљине млаза смањује закривљеност, па струјнице постају мање збијене, па мање потискују млаз наниже ка контури него за случај рачунског протицаја (упоредити сл. 8.13 и сл. 8.88).

Протицај преко прелива се рачуна према уобичајеној једначини преливања:

$$(8.128): \quad Q = L_p C_p \sqrt{2g} H^{3/2},$$

где су: $L_p = D\pi$ = дужина преливне ивице, мерено по спољном ободу левка, а C_p = коефицијент преливања. Вредности коефицијента преливања при рачунском протицају (односно, при рачунској висини преливног млаза $H=H_R$), $C_p = C_{p0}$, у зависности од односа H_R/D , а за однос $P/D \cong 0.5$ дате су у табели 8.8, према USBR 1987. Уочава се да коефицијент C_p расте ако опада вредност односа H_R/D , јер опада закривљеност преливне ивице.

H_R/D	0.1	0.2	0.3
C_{p0}	0.485	0.455	0.395

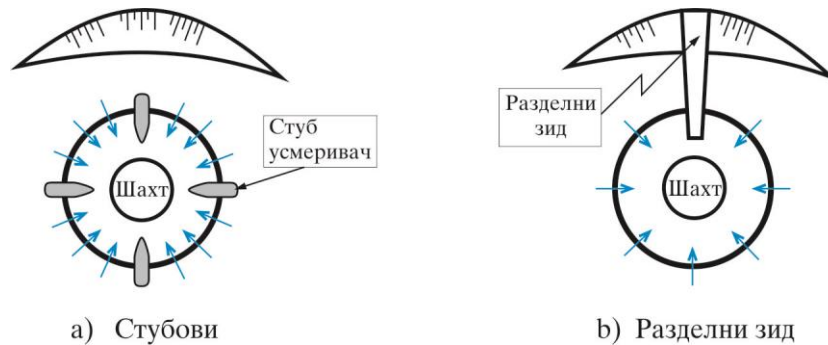
Таб. 8.8 Зависност коефицијента преливања од односа H_R/D , за $P/D \cong 0.5$

Утицај односа *дебљине млаза и рачунске дебљине млаза*, H/H_R , на вредност коефицијента преливања, $C_p/C_{p0} = f(H/H_R)$, као и утицај односа P/D , такође су описани у USBR 1987.

Све наведено важи само у случају да је струјање ка преливу “идеално”, тако да струјнице неометано и под правим углом доспевају на преливну ивицу (сл. 8.87b). С обзиром на положај тунела, као и на сеизмичку осетљивост надземног дела конструкције, левак прелива се најчешће поставља – усеца у падини долине. Ту се идеално струјање не може остварити због несиметричних, неправилних и “стешњених” топографских услова, али се исправним обликовањем **прилазне деонице** (прилазног “канала” између левка прелива и падине речне долине), вода може усмерити у жељеном правцу (сл. 8.89 и 8.90).

Ако се *прилазна деоница* изостави, настаће вртлог по ободу прелива (као на одливку каде), који ће трошити енергију на кружно кретање уместо на радијално струјање ка шахту, што ће смањити капацитет прелива и подићи ниво у акумулацији. Поред прилазне деонице, често се као додатни “лек” постављају и *стубови усмеривачи* на преливу (обично је довољно 4 ÷ 8

стубова, сл. 8.89а), а понекад се ободни вртлог “пресеца” *разделним зидом*, који повезује прелив са падином долине (сл. 8.89б).

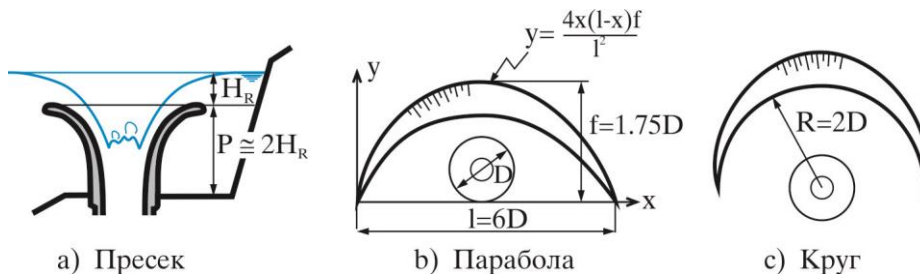


Сл. 8.89 Мере за спречавање ободног струјања

Постоји више упутстава – “рецепата” за обликовање прилазне деонице (Слискиј 1979). Обично је висина усецања $P = 2H_R$ (сл.8.90а). Као што је објашњено код прелива са праволинијском ивицом, усецање дубље од $2H_R$ није хидраулички “добитак”, а знатно поскупљује конструкцију левка, као и осетљивост на сеизмичке утицаје. Облик прилазне деонице у основи је најчешће парабола (сл. 8.90б):

$$(8.129): \quad y = \frac{4x(l-x)f}{l^2}, \quad f = 1.75D, \quad l = 6D,$$

или кружна кривина полупречника $R = 2D$ (сл.8.87с). Димензије на сл. 8.87б се односе на хоризонтални пресек на koti круне прелива, Z_{KP} (сл. 8.87а).



Сл. 8.90 Димензије прилазне деонице

Ма колико добро била обликована прилазна деоница, увек остаје извесна несиметричност струјања, па је и ефикасност преливања, односно коефицијент преливања, мањи него за идеалан случај, код кога би обала била довољно далеко да не омета преливање. Вредности коефицијента преливања у таб.8.8 дате су за случај “неометаног” преливања, а искуство показује да ове вредности треба умањити за $3 \div 5 \%$, како би се обрачунао утицај (добро пројектоване) прилазне деонице:

$$(8.130): \quad C_{PSTVARNO} = 0.95 \div 0.97 C_{PNEOMETANO}$$

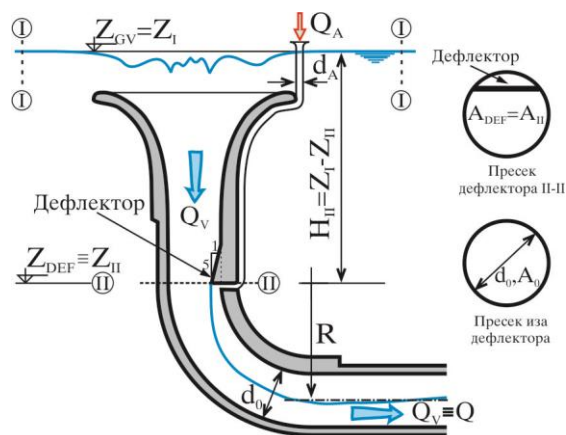
Наравно, ако су на преливу предвиђени стубови усмеривачи или разделни зид, дужина преливне ивице мора се смањити за ширину стубова (зида) и за контракцију коју ови проузрокују (видети VIII.4.4).

Треба поменути да се шахтни преливи понекад раде са преливном ивицом која није кружног облика (чунасти–“лабиринт“ шахтни прелив, полукружни шахтни прелив и сл.), а постоје и решења шахтног прелива са уставама (Khatsuria 2005, Слискиј 1979).

VIII.8.2 Вертикални шахт, дефлектор и аерација

Капацитет шахта одређује се преко контролног пресека истицања, на месту сужења са *дефлектором* – скретачем млаза (сл. 8.83, 8.84 и 8.86). Као што је претходно објашњено, погодније је да *капацитет шахта* буде нешто *већи од капацитета прелива* (сл. 8.86b), како би се располагало резервом у случају наиласка протицаја већег од рачунског (на пр., ако је поплавни талас потцењен).

Протицај у пресеку дефлектора (односно, крива протицаја на дефлектору), одређује се преко једначине истицања са експериментално процењеним коефицијентом протицаја (јед. 8.133-134). У даљем тексту ће се пресек испред прелива (замишљени цилиндрични пресек око преливне ивице), означити као пресек “I”, а пресек на месту истицања (пресек дефлектора) као пресек “II” (сл. 8.91). Енергетска једначина за деоницу између пресека испред прелива и пресека дефлектора гласи:



Сл. 8.91 Пресек дефлектора и вертикално колено (кривина)

$$(8.131): \quad Z_I = Z_{II} + \frac{p_{II}}{\gamma} + \frac{V_{II}^2}{2g} + \Delta E_{I-II} .$$

Важно је запазити да притисак p_{II} није атмосферски по целом ободу млаза, због вертикалне кривине испод дефлектора, која притиска млаз и не дозвољава слободно истицање¹

¹ Притисак би постао једнак атмосферском само ако би се уклонили кривина и дефлектор, па би вода неометано истицала у атмосферу.

(сл. 8.91). Притисак у млазу расте са закривљеношћу (d_0/R), а распоред притисака у пресеку дефлектора очигледно није хидростатички, па строго узевши, није испуњен услов за примену енергетске једначине између два пресека (Хајдин 2002).

Ако се изгубљена енергија обрачуна користећи брзинску висину у пресеку дефлектора ($\Delta E_{I-II} = \xi V_{II}^2 / 2g$), може се написати (сл. 8.91 и 8.84):

$$Z_I - Z_{II} = H_{II} = \frac{V_{II}^2}{2g} \left(1 + \xi + \frac{p_{II}}{\rho \frac{V_{II}^2}{2}} \right),$$

па се увођењем “коэффициента притиска”, $C_{PR} = \frac{p_{II}}{\rho \frac{V_{II}^2}{2}} = C_{PR} \left(\frac{R}{d_0} \right)$, добија брзина V_{II} :

$$(8.132): \quad V_{II} = C_V \sqrt{2gH_{II}}, \text{ где је:}$$

$$C_V = C_V \left(\frac{R}{d_0} \right) = \frac{1}{\sqrt{1 + \xi + C_{PR}}}.$$

Протицај истицања на дефлектору је:

$$(8.133): \quad Q = A_{II} V_{II} = C_A A_{DEF} C_V \sqrt{2gH_{II}} = C_Q A_{DEF} \sqrt{2gH_{II}}, \text{ где је:}$$

$$(8.133a): \quad C_Q = C_A C_V = \frac{C_A}{\sqrt{1 + \xi + C_{PR}}} = C_Q \left(\frac{R}{d_0} \right).$$

Коефицијент протицаја, C_Q , из једначине истицања 8.133, одређује се помоћу експерименталне зависности (Хајдин 1979):

$$(8.134): \quad C_Q = 0.92 - 0.2 d_0/R.$$

Закривљеност вертикалне кривине, R/d_0 (сл. 8.91), требало би да буде најмање 2.5, а никако се не препоручује да R буде мање од $2 d_0$, јер би то могло да изазове нестабилно течење при скретању млаза у кривини. С друге стране, са превеликим полупречником, смањује се пад истицања на дефлектору (дефлектор се помера навише), па је закривљеност R/d_0 ретко кад већа од 3.5 ($3.5 \geq R/d_0 \geq 2.5$).

Одговарајући положај, облик и димензије дефлектора треба да обезбеде да се млаз контролисано одвоји (“одлепи“) од зида на изабраном месту, без периодичног померања и вибрација. Најзгодније место је *почетак вертикалне кривине*, пре него што дође до раније описане прерасподеле притисака по пресеку, са појавом вакуума и пулзација, који могу да дестабилизују млаз. Упркос томе, у пракси се могу наћи и другачија решења, код којих се сужење и аератор постављају на низводном крају кривине (Слискиј 1979).

Експерименти су показали да однос протицајног (“живог”) пресека на месту дефлектора, A_{II} , и пресека испред (изнад) дефлектора, A_0 , треба да буде $A_{II}/A_0 \leq 0.85$, а косина дефлектора (сл. 8.91 и 8.92) у нагибу 5 : 1 (1 хоризонтално, према 5 вертикално).

Да би се низводно од дефлектора (у кривини и у тунелу) омогућило течење са слободном површином, потребно је, кроз аерациону цев, надокнадити ваздух који захвата и одводи турбуленција са површине низводног тока (сл. 8.92). Протицај ваздуха, Q_A , потребан да обезбеди течење са слободном површином, може се проценити као:

$$(8.135): \quad Q_A = K_A Q,$$

где је: K_A коефицијент оваздушења, који зависи од интензитета турбуленције млаза, односно од силовитости тока, и добија се експериментално. USA Corps of Engineers (1977) предлаже искуствену зависност за аерацију тока иза затварача темељних испуста, која може да послужи и за процену аерације иза дефлектора шахтног прелива:

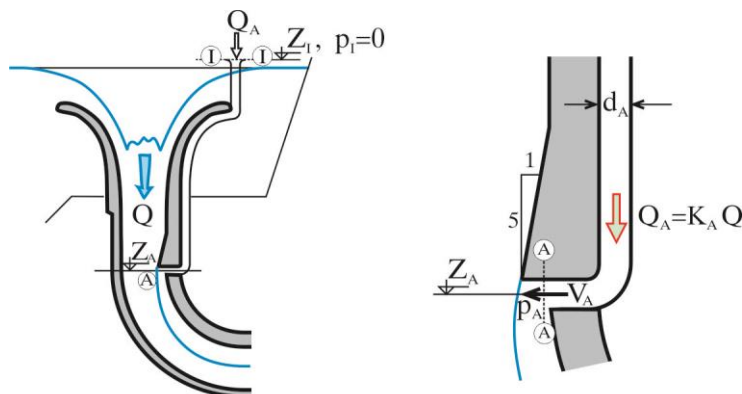
$$(8.136): \quad K_A = 0.03 (\sqrt{F_R} - 1)^{1.06}, \text{ где је } F_R = \text{Фрудов број} = \frac{V_{II}^2}{gd_0}.$$

Да би се одредио пречник аерационе цеви, d_A , (сл. 8.91 и 8.92), потребно је проценити и брзину ваздуха у цеви, V_A . Обично се, као и за аераторе брзотока, дозвољава брзина ваздуха до 50 m/s. Веће брзине се избегавају, због непријатног звука и опасности од вибрација.

За усвојени пречник цеви, корисно је проверити и вредност притиска који ће се остварити на излазу цеви – у пресеку “А” испод дефлектора. Притисак ваздуха у пресеку “А”, може се проценити преко енергетске једначине за “нестисљив” флуид (ваздух) између пресека “Т” и “А” (сл. 8.92):

$$(8.137): \quad Z_T = Z_A + \frac{p_A}{\gamma_A} + \frac{V_A^2}{2g} + \left(\sum \xi + \frac{\lambda L_A}{d_A} \right) \frac{V_A^2}{2g},$$

где су: L_A = дужина аерационе цеви, γ_A = запреминска тежина ваздуха = $g \rho_A$ (може се претпоставити да је $\rho_A \cong 1.2 \text{ kg/m}^3$), а ξ = локални губитак.



Сл. 8.92 Аерација дефлектора

Из једначине 8.137 добија се притисак ваздуха по јединици тежине воде, p_A/γ (где је $\gamma =$ специфична тежина воде):

$$(8.138): \quad \frac{p_A}{\gamma} = \left[Z_I - Z_A - \frac{V_A^2}{2g} \left(1 + \sum \xi + \frac{\lambda L_A}{d_A} \right) \right] \frac{\gamma_A}{\gamma} .$$

Ако се преко једначине 8.138 добије да је вредност притиска p_A/γ мања од $-0.5 \div -1.0$ m воденог стуба, пречник аерационе цеви, d_A , би требало повећати.

Димензионисање пречника шахта изнад дефлектора

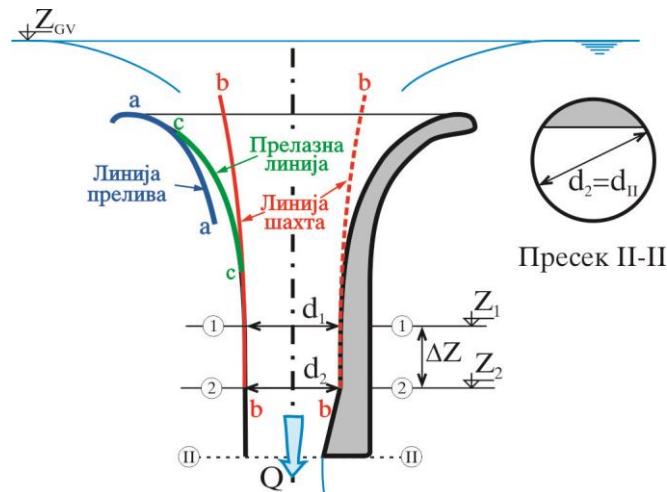
Облик и димензије шахта изнад дефлектора (крива b–b на сл.8.93), треба да омогуће течење *без вакуума* (који може да изазове кавитацију, увлачење ваздуха и смањење капацитета прелива) и *без локалних губитака енергије*. Ово захтева постепено ширење шахта, од дефлектора према преливном левку, јер би за константан пресек шахта, притисак опадао идући навише, што се уочава из енергетске једначине између пресека “1” и “2” на слици 8.93:

$$(8.139): \quad Z_1 + \frac{p_1}{\gamma} + \frac{V_1^2}{2g} = Z_2 + \frac{p_2}{\gamma} + \frac{V_2^2}{2g} + \Delta E_{1-2} .$$

Ако је $d_1 = d_2$, онда је и $V_1 = V_2$ па је, уз занемаривање губитака енергије (због мале дужине деонице):

$$(8.140): \quad \frac{p_1}{\gamma} = \frac{p_2}{\gamma} - (Z_1 - Z_2) = \frac{p_2}{\gamma} - \Delta Z ,$$

што значи да ће за довољно велику денивелацију, ΔZ , притисак p_1 постати негативан, тј. настаће вакуум у пресеку “1” (тим пре што је и притисак p_2 мали, јер се пресек “2” налази близу пресека истицања “II” где је притисак близак нули).



Сл. 8.93 Димензионисање вертикалног шахта изнад дефлектора

С друге стране, није добро ни превише ширити шахт, јер се тиме непотребно повећава конструкција, као и сила узгона на прелив. Оптимална контура шахта, без потпритисака, постиже се из услова да је по *целој контури шахта* у једначини 8.139 *притисак једнак нули*.

Најнижи део шахта, почевши од доње ивице дефлектора (пресек “II” на сл. 8.93), па до краја косине дефлектора (пресек “2”), увек је цилиндричан из конструктивних разлога, што значи да је пречник $d_2 = d_{II}$. Површина (односно пречник) у пресеку “1”, или на ма коме вишем нивоу дуж линије b–b (сл. 8.93), рачуна се као:

$$(8.141): \quad A_1 = \frac{Q}{V_1}, \text{ односно, } d_1 = \sqrt{\frac{Q}{V_1} \frac{4}{\pi}},$$

где се брзина V_1 може проценити из енергетске једначине (8.139), или једноставније, из енергетске једначине између пресека узводно од прелива и пресека “1”, уз услов да је $p_1 = 0$:

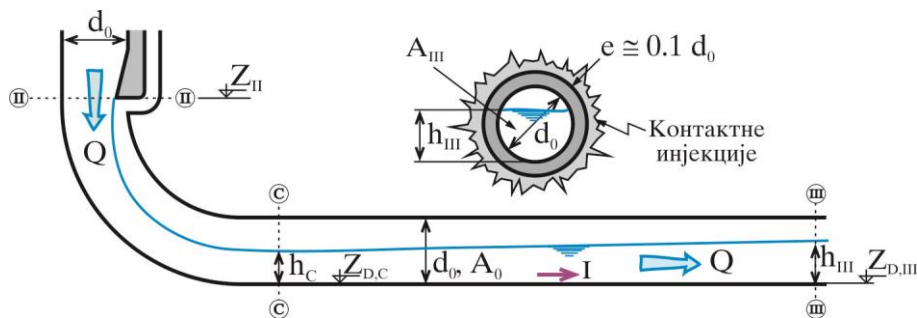
$$(8.142): \quad Z_{GV} = Z_1 + \frac{V_1^2}{2g} + \Delta E_{GV-1} = Z_1 + (1 + \xi) \frac{V_1^2}{2g}, \text{ одакле је: } V_1 = \frac{1}{\sqrt{1 + \xi}} \sqrt{2g(Z_{GV} - Z_1)},$$

где је, $\xi \approx 0.1$, коефицијент губитака (Khatsuria 2005).

Да би се обезбедио континуалан и гладак прелаз, између контуре шахта b–b и контуре преливног левка a–a, поставља се прелазница c–c, која додирује обе криве (сл. 8.93, а за детаље видети Савић et al. 2010).

VIII.8.3 Вертикална Кривина и Тунел

По изласку из пресека дефлектора (пресек II на сл. 8.94), вода кроз вертикалну кривину (колена) улази у приближно хоризонтални тунел, одакле наставља течење са слободном површином до изласка из тунела у пресеку III.



Сл. 8.94 Течење у колену и тунелу прелива

Да би се омогућило да течење у тунелу буде са слободном површином и стабилно (без пулзација улсед делимичног или повремениог преласка у режим под притиском), потребно је дуж целог тунела, закључно са излазним пресеком “III”, обезбедити довољно велику површину протицајног пресека за “набубрелу” мешавину воде и ваздуха. Такође се мора оставити простор (при врху калоте тунела), кроз који се надокнађује ваздух који је површинска турбуленција дуж

тунела увукла у ток воде. (Тунел је обично превише дугачак да би увучени ваздух могао да се надокнади само преко дефлекторског аератора са узводног краја). Искуство са постојећих објеката (USBR 1987) налаже да се на излазном пресеку (где је дубина највећа, с обзиром на благ подужни нагиб тунела), а при рачунском протицају, мора оставити макар 20 ÷ 25 % празног простора (ззора, “freeboard-a”) у односу на простор испуњен водом. Другим речима, испуњеност пресека III водом, не сме бити већа од 75 ÷ 80 %, односно:

$$(8.143): \quad A_{III}/A_0 \leq 0.80,$$

где је: A_{III} = протицајни (живи) пресек, а A_0 = пресек светлог отвора тунела.

Обично је из конструктивних разлога пречник цилиндричног дела шахта једнак пречнику тунела.

* * *

Прорачун линије нивоа у тунелу

При прорачуну линије нивоа прво се рачуна гранични услов – дубина, h_C , у пресеку сужења “С” на крају вертикалне кривине (односно на почетку тунела, сл. 8.94).

Сужени пресек “С” може се “повезати” са пресеком дефлектора (пресек II) енергетском једначином, па се уз обрачун губитка на кривини, итеративно добија тражена дубина h_C . Тешкоћу представља процена губитка на кривини, а такође није сасвим јасно ни са којим притиском треба рачунати у пресеку дефлектора (мада се овај може проценити на основу једначина 8.133а и 8.134, одакле се добија коефицијент притиска C_p).

Једноставнији (а ништа мање поуздан) начин је да се укупни губици енергије од пресека “Г” (од нивоа горње воде, $Z_{GV} \equiv Z_b$, сл. 8.84), до пресека сужења, “С”, обједине у коефицијент брзине C_V , па се на основу енергетске једначине (итеративно) рачуна брзина:

$$(8.144): \quad V_C = C_V \sqrt{2g(Z_{GV} - Z_{D,C} - h_C)},$$

а из једначине континуитета се добија дубина h_C (као: $h_C = h^{-1}(Q/V_C)$). Према расположивим подацима са моделских испитивања (Savic et al. 2014), за коефицијент брзине, C_V , може се узети константна вредности од $C_V = 0.85$. Итеративни поступак је сличан поступку за прорачун линије нивоа, који је описан у наставку.

* * *

Линија нивоа у тунелу рачуна се применом енергетске једначине и једначине одржања масе (једначине континуитета) на течење са слободном површином на деоници између два пресека у кружној цеви (сл. 8.95).

Енергетска једначина гласи:

$$(8.145): \quad E_1 = Z_{D,1} + h_1 + \frac{V_1^2}{2g} = Z_{D,2} + h_2 + \frac{V_2^2}{2g} + \Delta E_{1-2},$$

где се губитак на трење апроксимира као: $\Delta E_{1-2} = \frac{\Delta x}{2} \left(\frac{Q^2 n^2}{A_1^2 R_1^4} + \frac{Q^2 n^2}{A_2^2 R_2^4} \right)$.

Једначина 8.145 може се решити по брзини V_2 као¹:

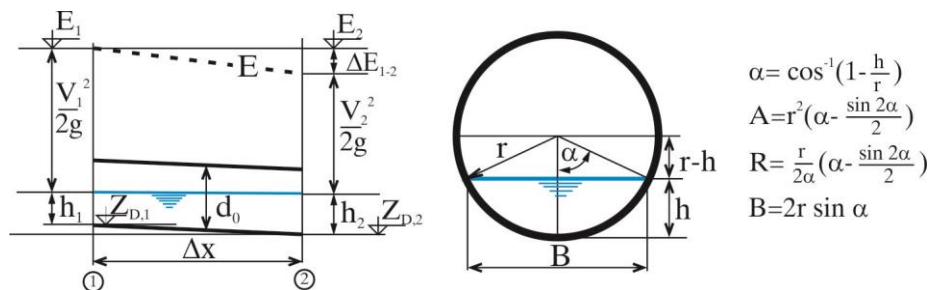
$$(8.146): \quad V_2 = \sqrt{2g \left(C_1 - h_2 - \frac{\Delta x}{2} \frac{Q^2 n^2}{A_2^2 R_2^4} \right)},$$

где је константа $C_1 = E_1 - Z_{D,2} - \frac{\Delta x}{2} \frac{Q^2 n^2}{A_1^2 R_1^4}$, па се дубина, h_2 , добија преко једначине континуитета, као инверзна функција површине пресека A_2 :

$$(8.147): \quad A_2(h_2) = \frac{Q}{V_2} \Rightarrow h_2 = h_2^{-1}(A_2).$$

Систем једначина 8.146 и 8.147 решава се постепеним приближавањем (итеративно). Као почетна претпоставка (прва итерација) узима се $^{(1)}A_2 = A_1$, $^{(1)}R_2 = R_1$, и $^{(1)}h_2 = h_1$, па се са овим вредностима решава једначина 8.146 за брзину $^{(1)}V_2$.

Функције површине пресека и хидрауличног радијуса, $A = A(h)$ и $R = R(h)$ (сл. 8.95), могу се изразити табеларно или графички, што убрзава прорачун. Најбоље је дефинисати бездимензионалне зависности типа $A/A_0 = f_A(h/d_0)$, и $R/d_0 = f_R(h/d_0)$, где је $A_0 =$ површина пуног пресека тунела ($A_0 = d_0^2 \pi / 4$).



Сл. 8.95 Хидрауличка шема уз енергетску једначину за течење са слободном површином у тунелу

Поступак димензионисања шахта и тунела

При димензионисању шахта и тунела обично се примењује следећи поступак:

1) Прво се процени пречник тунела. Брзина на излазу се апроксимира са:

$$V_{III} = 0.70 \div 0.80 \sqrt{2gH_{III}},$$

¹ Имплицитна једначина 8.145 се решава по брзини, јер је режим течења буран, па је утицај кинетичке енергије (тј. брзине) доминантан (видети дискусију уз једначине 8.4 и 8.33).

где је H_{III} = укупни (брото) пад од коте горње воде до осовине тунела у пресеку III (сл. 8.84), према чему се рачуна прва апроксимација (итерација) за површину тунела, $^{(1)}A_0$, узимајући у обзир да тунел на излазу треба да буде 80% испуњен при рачунском протицају:

$$^{(1)}A_0 = \frac{1}{0.8} \frac{Q}{V_{III}} \text{ и } ^{(1)}d_0 = \sqrt{4 \frac{^{(1)}A_0}{\pi}}.$$

2) За овако процењен пречник тунела, рачуна се полупречник вертикалне кривине $^{(1)}R = (2.5 \div 3.5) ^{(1)}d_0$ (сл. 8.91), на основу чега се одређује кота пресека дефлектора $^{(1)}Z_{II}$ (сл. 8.84, 8.91).

3) Са усвојеном котом дефлектора, $^{(1)}Z_{II}$, срачуна се нето површина пресека дефлектора, A_{DEF} , из једначине “дефлектора” 8.133, а из услова да је $A_{DEF}/A_0 \cong 0.80 \div 0.85$, добија се бруто површина шахта, $^{(2)}A_0$, која би требало да буде једнака процењеној површини тунела $^{(1)}A_0$ (срачунатој у тачки 1). Ако се површине $^{(1)}A_0$ и $^{(2)}A_0$ разликују, треба поновити поступак почевши од тачке 2.

4) Када се после неколико итерација добије иста вредност за пречнике шахта и тунела, d_0 , треба проверити претпоставку о запуњености излазног пресека (треба утврдити да ли је на излазу обезбеђено 20 ÷ 25 % површине пресека за довод ваздуха и за бубрење млаза). Зато је потребно срачунати линију нивоа воде у тунелу између пресека дефлектора и излазног пресека III. Ако прорачун покаже да је испуњеност излазног пресека већа од дозвољених 80 %, пречник тунела (односно шахта) се повећава, а поступак се понавља почевши од тачке 2.

5) На крају се димензионише шахт, користећи једначине 8.141 и 8.142.

* * *

Неопходно је да облога тунела буде глатка – без неравнина и пукотина које могу да изазову кавитацију. Ако се тунел прелива за време грађења користи као оптични тунел, треба предвидети могућност да облога буде оштећена услед проноса наноса и леда и обавезно утврдити стање облоге и урадити потребне оправке у фази после затварања оптичног тунела.

Ако брзине у тунелу прелива премашују 30 ÷ 35 m/s, потребно је, као код брзотока, обезбедити одговарајућу аерацију при дну и зидовима, ради отклањања опасности од кавитационе ерозије (Ерчић 2005 и Ерчић 1997).

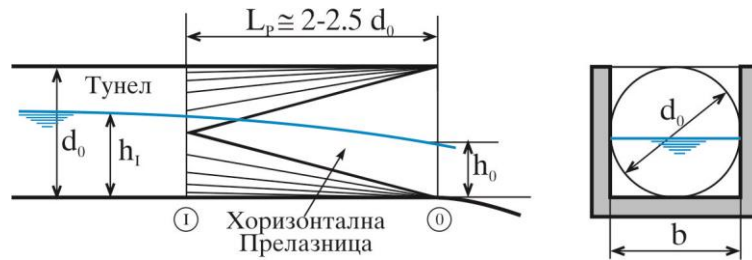
Нагиб дна тунела не утиче битно на рад шахтног прелива, па се обично усваја према потребама грађења, као и према условима рада оптичног тунела, код кога је најчешће пожељно мирно течење (видети део X.1). Уобичајен нагиб дна тунела је од 0.1% ÷ 1%, што омогућава и гравитационо оцеђивање воде по проласку поплавног таласа.

Траса тунела у основи треба да буде праволинијска, да би се избегли коси стрми (стојећи) таласи у кривини, са пратећим последицама.

Дебљина облоге тунела, e , зависи од карактеристика стенске масе и пречника тунела d_0 . Као оријентациона вредност, у прелиминарним фазама пројектовања може се узети $e \cong 0.1d_0$.

Понекад се у тунел шахтног прелива излива и цев (тунел) *темељног испуста*, па се постиже још економичније решење – исти тунел користе оптични тунел, шахтни прелив и темељни испуст (пример је тунел прелива бране ХЕ Сјеница).

На крају тунела, пре улаза у умирујући базен (или ски одскок), вода се из кружног пресека тунела уводи у корито правоугаоног пресека. Овај прелаз је најчешће постепен, због силовитости тока и остварује се у оквиру *прелазне деонице* обично са хоризонталним дном, дужине $L_p = 2 \div 2.5 d_0$ (сл. 8.96 и 8.97).

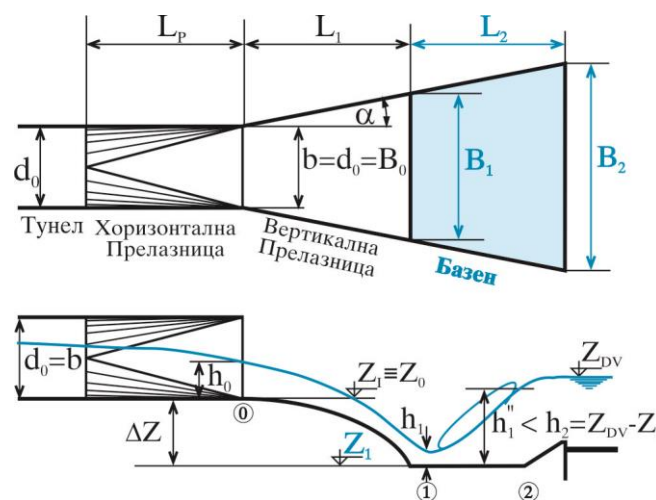


Сл. 8.96 Прелаз са кружног на квадратни пресек на излазу тунела

Због мале ширине излазног пресека ($b = d_0$), често је потребно раширити млаз пре упуштања у *умирујући базен*.

У умирујућем базену млаз се може даље ширити, зависно од тога да ли је базен призматичан, или се шири као на сл. 8.97 (ширењем базена се постиже већа стабилност скока, видети VIII.4). Степен ширења корита мора бити ограничен да се не би јавили поремећаји тока и да би се млаз заиста проширио (да би заузео ширину која му је намењена). Како је раније наведено (Smith 1995), степен ширења треба да буде:

$$(8.148): \quad \operatorname{tg} \alpha = \frac{\left(\frac{B_1}{B_0} - 1 \right)^{\frac{1}{3}}}{4.5 + 2\sqrt{F_{R0}}}, \quad \text{где је } F_{R0} = \frac{V_0^2}{gh_0}, \quad (\text{сл. 8.97}).$$



Сл. 8.97 Умирујући базен шахтног прелива

Из једначине 8.148 добија се дужина *вертикалне* прелазнице према *услову* *постепености ширења*, као $L_{1B} = \frac{B_1 - B_0}{2 \operatorname{tg} \alpha}$.

С друге стране, вертикална прелазница не сме бити краћа од домета млаза, да не би дошло до вакуума, са условима за појаву кавитације и периодичног одлепљивања млаза, уз нестабилно течење у базену. Домет млаза се апроксимира параболом хоризонталног хица, односно “олакшаном” параболом (код које је гравитационо убрзање, g , “умањено“ на $1/2 \div 2/3 g$, видети VIII.6.2). Ако се рачуна са гравитационим убрзањем од $2/3 g$, добија се (сл. 8.98):

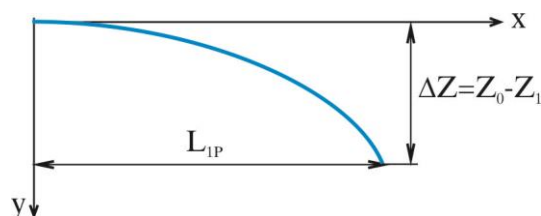
$$(8.149): \quad y = \frac{2}{3} g \frac{t^2}{2}, \quad x = V_0 t \quad \Rightarrow \quad x = V_0 \sqrt{\frac{3y}{g}},$$

па је дужина вертикалне прелазнице према *услову безвакуумног течења*:

$$(8.150): \quad L_{1P} = V_0 \sqrt{\frac{3\Delta Z}{g}}.$$

За коначну дужину вертикалне прелазнице L_1 , усваја се већа вредност између дужина L_{1B} и L_{1P} .

Димензије *умирујућег базена* добијају се економским вредновањем и поређењем решења различитих ширина и кота дна. (Као груба оријентациона вредност, може се узети $B_2 = 1.8 \sqrt{Q}$). Поступак димензионисања умирујућег базена (слапишта) објашњен је у делу VIII.4.7.



Сл. 8.98 Вертикална прелазница у виду путање косог хица

Код *непризматичних базена* класична једначина скока 8.56 је измењена, тако да се обрачунава и сила од контуре која настаје услед непризматичности корита. Према искуству са објеката и модела, код непризматичног базена са напред препорученим опсегом ширења, спрегнута дубина је мања за око 10% у односу на призматични базен (Smith 1995):

$$(8.151): \quad h_1'' = 0.9 \frac{h_1}{2} (\sqrt{1 + 8F_{R1}} - 1) = 0.45 h_1 (\sqrt{1 + 8F_{R1}} - 1).$$

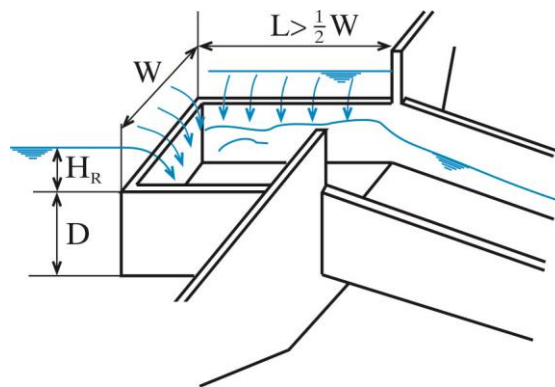
Корисно разматрање струјања у непризматичним базенима даје Khatsuria (2005).

VIII.9 ОСТАЛИ ТИПОВИ ЕВАКУАЦИОНИХ ОРГАНА

У досадашњем излагању приказани су најчешће коришћени типови евакуационих органа код високих брана. У наставку поглавља VIII ће се поменути још неколико решења, која налазе примену у савременој хидротехничкој пракси.

VIII.9.1 Модификовани бочни прелив (кутијаста прелив)

Ово је прелив који се примењује код малих објеката (рачунски протицај до $30 \text{ m}^3/\text{s}$), и представља поједностављену верзију бочног прелива (Smith 1995). Састоји се из преливне “кутије”, чије три стране представљају оштроивичне преливне ивице, а четврта се наставља брзотоком (сл. 8.99).



Сл. 8.99 Кутијаста прелив

Коефицијент преливања је $C_p \cong 0.37 \div 0.44$ (просечно 0.42), а зависи од односа H_R/W и L/W , као и од ширине прилазног канала. Да би се избегао утицај потапања преливног млаза водом из “кутије”, потребно је да висина кутије буде најмање (Smith 1995):

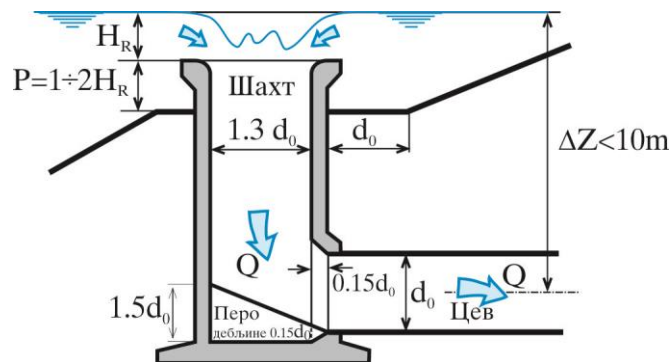
$$(8.152): \quad D \geq 0.701 (Q/W)^{2/3} - 0.75 H_R .$$

Такође треба обезбедити да однос дебљине млаза при рачунском протицају и ширине кутије буде:

$$(8.153): \quad 0.1 < H_R/W < 0.6 .$$

VIII.9.2 Упрошћени шахтни прелив за мале протицаје

И овај тип прелива омогућава евакуацију мањих протицаја (до $30 \text{ m}^3/\text{s}$), при падовима до $\sim 10 \text{ m}$. Уместо компликованог левка и шахта, овде се користи цилиндрични вертикални шахт са хидраулички обликованом преливном ивицом (сл. 8.100). Такође, због малих падова, односно малих брзина струјања, дозвољава се течење под притиском у хоризонталној цеви (проводнику).

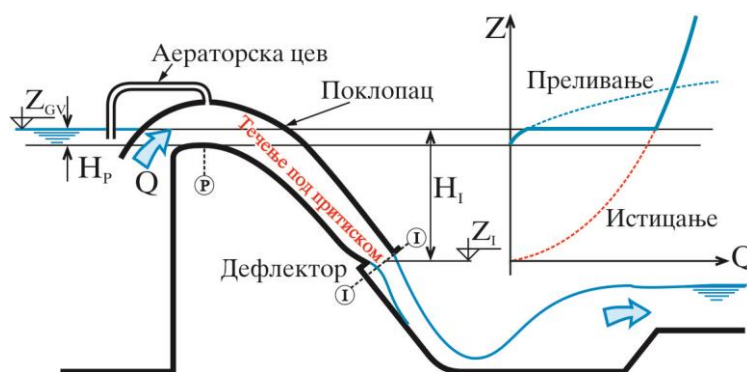


Сл.8.100 Упрошћени шахтни прелив (Smith, 1995)

Детаљан опис претходна два прелива, са хидрауличким и основним конструктивним параметрима, може се наћи у литератури (Khatsuria 2005, Smith 1995).

VIII.9.3 Сифонски прелив

Сифонски прелив (сл. 8.101) састоји се из преливног дела (преливне ивице) и затвореног проводника који воду под притиском одводи до излазног дела (Vischer и Hager, 1998). Примењује се када је са малом висином преливног млаза потребно евакуисати велики протицај¹, што се постиже *премештањем контролног пресека са преливног дела на проводник*, тако да се користи целокупни пад између нивоа у акумулацији, Z_{GV} , и излазног пресека сифонског проводника, Z_I (сл. 8.101).



Сл.8.101 Сифонски прелив

При сасвим ниском нивоу воде испред прелива, док је *аерациона цев* још увек непотопљена, дуж целог евакуатора влада течење са слободном површином. Течење под притиском настаје када се спречи довод ваздуха у проводник. Са узводне стране довод ваздуха се прекида када ниво у акумулацији потопи улаз аераторске цеви, а са низводне стране када

¹ Сифонски прелив се може користити као *сигурносни прелив* код каналских довода (USBR 1978).

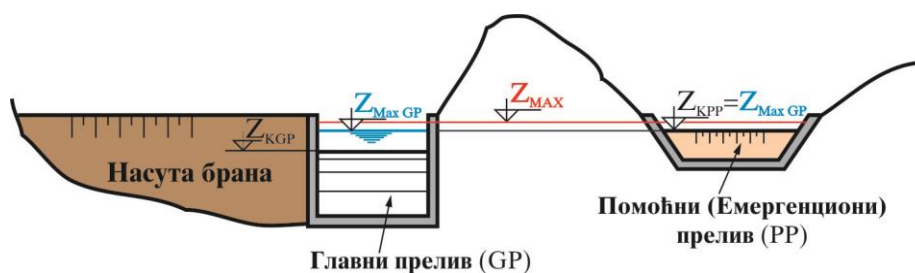
протицај достигне вредност при којој млаз затвара излазни пресек (пресек “Г”). Турбуленција млаза захвата и односи ваздух заробљен испод поклопца, па у проводнику убрзо настаје струјање под притиском са контролним пресеком на месту истицања (пресек дефлектора “Г”). Дефлектор за скретање млаза омогућава ефикасније затварање довода ваздуха са низводне стране. Када ниво у акумулацији опадне и ослободи довод ваздуха у аератор, прекида се континуални млаз у проводнику, па течење под притиском поново уступа место слободном преливању са контролним пресеком на круни “Р” (сл. 8.101).

Потребно је онемогућити да притисак у проводнику падне испод притиска засићене водене паре, да не би дошло до кавитационе ерозије. По правилу, најосетљивије место је круна прелива, с обзиром на висински положај, као и на чињеницу да се брзине локално повећавају на унутрашњој (конвексној) страни вертикалне кривине (Chadwick и Morfett 1996).

Поред опасности од кавитационе ерозије, сифонски прелив је веома осетљив на пловеће предмете и лед. Такође, код већине објеката није пожељан (допустив) пулзативан рад сифона, што се донекле може исправити одговарајућим димензионисањем и обликовањем (такозвани сифон са “белом водом”, Vischer и Hager 1998, Chadwick и Morfett 1996). Детаљан опис сифонских прелива може се наћи у литератури (Khatsuriia 2005, USBR 1978).

VIII.9.4 Помоћни прелив (емергенциони прелив, зечији насип)

Помоћни прелив (емергенциони прелив, зечији насип, “fuse–plug”) је насип, чија је висина одабрана тако да буде преливен и срушен када ниво у акумулацији пређе критичну коту ($Z_{Max GP}$ на сл. 8.102). На овај начин се штеде значајна средства за главни (сервисни) прелив, који се димензионише на протицај веће вероватноће појаве, док је за евакуацију таласа РМФ или 10 000 – годишње велике воде на располагању и помоћни прелив.

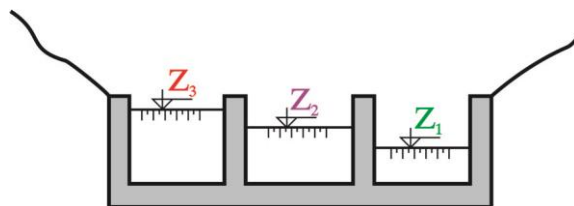


Сл.8.102 Помоћни прелив

Помоћни прелив се поставља по ободу акумулације, по могућству што даље од тела (насипа) бране, како ерозија не би угрозила главни објекат (ACER 1987). Треба водити рачуна да поплавни талас услед рушења насипа (помоћног прелива) не изазове катастрофалну поплаву низводног подручја – зато се помоћни прелив по правилу гради довољно далеко од насељених области. Насип помоћног прелива треба *изградити* и *одржавати* тако, да се при преливању преко круне лако и брзо сруши (што му је и намена). Насип се обично поставља на ниској

бетонској грађевини – плочи која, треба да спречи даљу ерозију у профилу прелива (пошто је насути део однешен), као и да обезбеди разумно висок коефицијент преливања. Такође, неопходно је одговарајућим мерама ограничити и ерозију у “каналу – проводнику” непосредно иза прелива (Smith 1995).

Помоћни преливи се често граде са неколико различитих нивоа, тако да само део насипа буде однешен при поплави мањег интензитета (сл. 8.103). Детаљи у вези пројектовања помоћних прелива могу се наћи у литератури (Khatsuria 2005).



Сл. 8.103 Помоћни прелив са различитим котама круне насипа

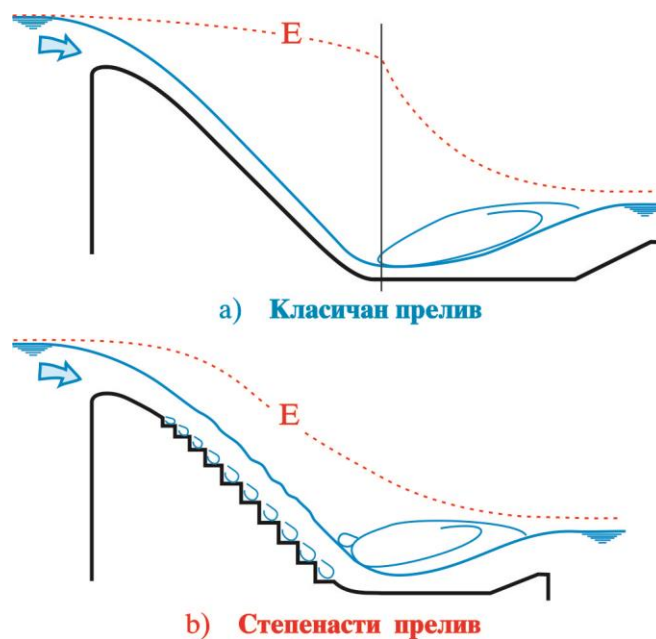
Уместо насуте конструкције помоћног прелива, у новије време се често примењују такозвани “fuse gate” затварачи, који се аутоматски обарају (“отварају”) чим ниво воде пређе неку критичну вредност (2014).

VIII.9.5 Степенасти прелив

Степенасти (каскадни) прелив коришћен је још у старом веку, али му је у савременој пракси популарност порасла релативно скоро, применом ваљаног – “ролкрит“ бетона (RCC) и ојачаних габиона (Chanson 1994). То је, евакуациони објекат, са брзотоком у виду степеница (каскада), па би правилнији назив био “степенасти брзоток” (сл. 8.104). Степенице обично прате контуру класичне преливне бране, почевши од места где Кригеров прелив тангира косину брзотока (Chanson 1996, сл. 8.104). Висина (корак) степеница се повећава дуж брзотока, док не достигне коначну вредност (пуну висину), која се одређује на основу хидрауличких услова и услова уградње RCC слојева. Степенице стварају значајан губитак енергије тока, па млаз доспева у умирујући базен са знатно мање енергије него код класичног брзотока (сл. 8.104), што омогућава да и димензије умирујућег базена буду мање.

Наравно, степенасти прелив има и својих мана. Дубина тока, с обзиром на повећане губитке, као и интензивно увлачење и мешање ваздуха, је већа него код класичног брзотока. Веће је и прскање, а абразија од наноса, леда и пливајућих предмета може представљати проблем при одржавању степенасте контуре.

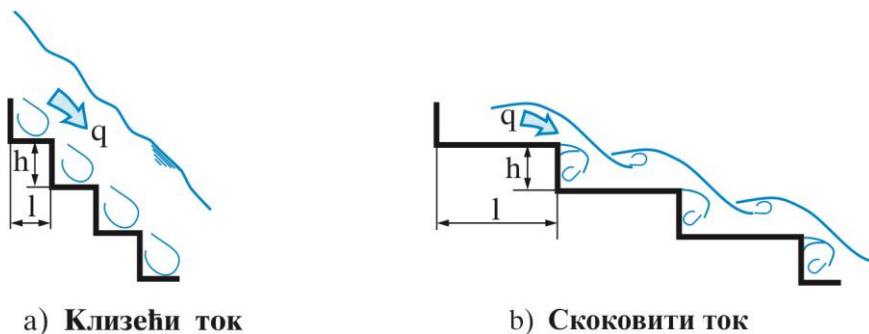
Степенасти преливи су првобитно примењивани при мањим падовима – денивелацијама (15 ÷ 30 m) и мањим јединичним протицајима (до 10 m³/s/m), да би у новије време падови прешли 50 m, а протицаји 50 m³/s/m. Степенасти брзотоци са аераторима омогућавају и знатно веће протицаје (Terrier at al. 2022). Брзоток за помоћни прелив бране Фолсон димензионисан је на рачунски протицај од 172 m³/s/m, после опсежних хидрауличких испитевања (USBR 2015).



Сл. 8.104 Умирење енергије код а) класичног и б) степенастог прелива

Зависно од јединичног протицаја, q , висине степенице, h , и дужине степенице, l , (сл. 8.105) преко степенастог прелива могу настати две врсте течења (Chanson 1994):

- Клизећи ток* (сл. 8.105а), при коме је млаз целовит – кохерентан, а енергија се губи у повратним вртлозима између степеника и доње ивице млаза.
- Скоковити ток* (сл. 8.105б), код кога млаз удара у дно сваке каскаде и ствара потпуни или непотпуни хидраулички скок у коме оставља знатан део енергије.



Сл. 8.105 Врсте течења код степенастог прелива

Скоковити ток је ефикаснији од *клизећег* са гледишта умирења (трошења) енергије. Ипак, скоковити режим се избегава при већим протицајима и падовима, због динамичких оперећења које удар млаза изазива на објекат, или/и због превелике дужине степеника (односно брзотока), коју овакво решење тражи (Christodoulou 1993). Целовитост млаза, која омогућава *клизећи ток*, расте са повећањем јединичног протицаја, односно са повећањем критичне дубине, h_{KR} , са смањењем висине степеника и са повећањем односа висине и дужине степеника. Према Chanson-у (1994) *клизећи ток* настаје за:

$$(8.154): \quad \frac{h_{KR}}{h} > 1.057 - 0.465 \frac{h}{l}, \quad \text{где је } h_{KR} = \text{критична дубина.}$$

Треба избегавати прелазни режим између “клизећег” и “скоковитог” течења при рачунском (пројектном) протицају и протицајима блиским рачунском протицају, због велике нестабилности тока, што може да доведе до вибрација и појачаних динамичких оптерећења, као и до нестабилног рада умирујућег базена.

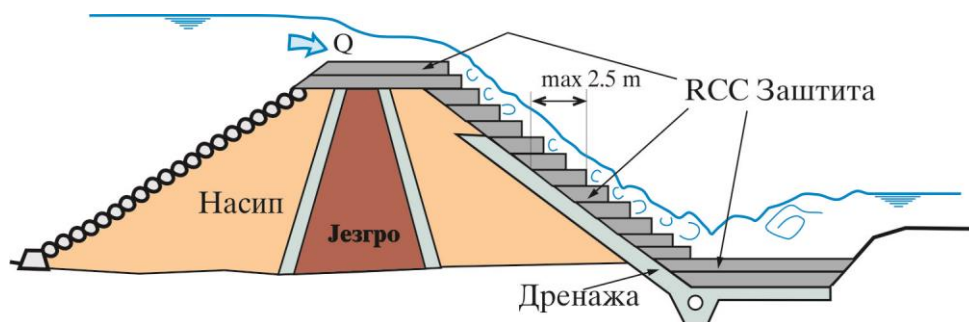
Губитак енергије дуж степенастог брзотока зависи од типа течења (*клизећи* или *скоковити* ток), висине степеника, h , и односа h/l . Нажалост, још увек не постоји поуздана зависност за прорачун губитака дуж степенастог брзотока, премда истраживачи предлажу различите теорије и формуле (Капор et al. 2014, Vischer и Hager 1998, Chanson 1994, Christodoulou 1993, Rajaratnam 1990). Као прва апроксимација, може се претпоставити да је Дарси – Вајсбахов коефицијент отпора приближно једнак јединици ($\lambda \cong 1.0$, Chanson 1994). Ипак, треба имати на уму да је у пракси (на моделима и објектима) забележено велико разилажење вредности, без добре корелације ($0.17 \leq \lambda \leq 5$). Доследнији поступак је коришћење Манинговог коефицијента, срачунатог са висином степеника као апсолутном храпавошћу:

$$(8.155): \quad n = \frac{h^{\frac{1}{6}}}{26}.$$

При прорачуну линије нивоа треба водити рачуна о самоаерацији тока. Детаљан поступак за прорачун степенастог брзотока дају Капор et al. (2014) и Boes and Hager (2003 и 2003а).

* * *

Савремено сагледавање безбедности брана, као и потпунији хидролошки подаци доводе у питање капацитет евакуационих органа на многим постојећим бранама (видети разматрање о избору рачунског протицаја на почетку поглавља), па се проналазе могућности за повећање преливног капацитета, са што мање улагања и што мање поремећаја у раду бране и акумулације. Једно од могућих решење код *насутих брана* је облагање круне и низводне косине бране, као и низводног корита реке ваљаним (RCC) бетоном. Одговарајуће изведена RCC заштита са дренажом, омогућава да се образује преливна брана са свим потребним деловима (прелив, проводник и излазни део, сл. 8.106), способна да прихвати јединичне преливне протицаје до $30 \text{ m}^3/\text{s}/\text{m}$. За остале типове заштите насипа насутих брана (клинасти бетонски блокови, бетонске “простирке” од префабрикованог бетона, на лицу места уграђен бетон, габиони, геотекстил), видети литературу (Khatsuria 2005).



Сл. 8.106 Степенаста заштита од ваљаног бетона

ЛИТЕРАТУРА:

- ACER, (1988), "Downstream Hazard Classification Guidelines", ACER Technical Memorandum No.11, US Department of Interior, Bureau of Reclamation.
- ACER, (1987), "Guidelines for Using Fuse Plug Embankments in Auxiliary Spillways", ACER Technical Memorandum No.10, US Department of Interior, Bureau of Reclamation.
- ACI Committee 210, (1987), "Erosion of Concrete in Hydraulic Structures", American Concrete Institute Materials Journal, Committee Report ACI 210R-87, Title no. 84-M17.
- Acton F.S., (1970), "Numerical methods that work", Harper International Edition, Harper & Row Publishers.
- ASCE Manuals and Reports on Engineering Practice-No.54, (1974), "Sedimentation Engineering", Vanoni, V.A.V, Editor.
- Batinić, B., (1994), "Hidraulika", Građevinski fakultet univerziteta u Beogradu, Beograd.
- Batinić, B. i Milanić, T., (1997), "Problemi pri skretanju burnog toka – kosi stojeći talas", Vodoprivreda, br.169-170.
- Blaisdal, F.W., (1949), "The SAF Stilling Basin", U.S Soil Conservation Service, Report SCS-TP-79.
- Boes R., M. and Hager, W., H., (2003), "Hydraulic Design of Stepped Spillways", Journal of Hydraulic Engineering, Vol. 129, No.9.
- Boes R., M. and Hager, W., H., (2003a), "Two-Phase Flow Characteristics of Stepped Spillways", Journal of Hydraulic Engineering, Vol. 129, No.9.
- Borden R.C., Colgate D., Legas J. and Selander C.E., (1971), "Documentation of Operation, Damage, Repair, and Testing of Yellowtail Dam Spillway", USBR, Report no. REC-ERC-71-23 (May).
- Bowers C.E. and Toso J.W., (1985), "Karnafuli Hydroelectric Project, Hydraulic Model Studies of Spillway Damage", Hydraulics and Hydrology in the Small Computer Age-Proceedings of the Speciality Conference, ASCE, Lake Buena Vista, FL, USA.
- Bowers C.E. and Toso J.W., (1988), "Karnafuli Project, Model Studies of Spillway Damage", Journal of Hydraulic Engineering, Vol. 114, No.5.
- Bradley, J., N., (1952), "Discharge Coefficients for Irregular Overfall Spillway", USBR Monograph No.9.
- Bruk, S, et al., (1985), "Methods of Computing Sedimentation in Lakes and Reservoirs", UNESCO, PARIS.
- Будински ЈБ. и Савић ЈБ., (2005), "Нумеричко моделирање брзотока у кривини", Водопривреда, бр.216-218.
- Будински ЈБ. и Савић ЈБ., (2005а), "Нумеричко моделирање брзотока при промени правца зида канала", Водопривреда, бр.213-215.
- Chadwich A., Morfett J., (1996), "Hydraulics in Civil and Environmental Engineering", E&FN SPON.
- Chanson, H., (1996), "Prediction of the transition nappe/skimming flow on a stepped channel", Journal of Hydraulic Reserch, Vol.34, No.3.
- Chanson, H., (1994), "Hydraulics of skimming flows over stepped channels and spillways", Journal of Hydraulic Reserch, Vol.32, No.3.
- Christodoulou, G.C. (1993), "Energy Disspation on Stepped Spillways", Journal of Hydraulic Engineering, Vol. 119, No.5.
- Creager, W.P and Justin J.D., (1955), "Hydroelectric Handbook", John Wiley and Sons.
- Creager, W.P et al., (1961), "Engineering For Dams", John Wiley and Sons.
- Chugaev, R.R., (1982), "Gidravlika", Leningrad Energoizdat.
- Erčić, Ž., (2005), "Pregled i primena rezultata savremenih hidrauličkih istraživanja u projektovanju preliva visokih brana", Vodoprivreda, br. 216-218.
- Erčić, Ž., (2002), "Hidrološka sigurnost brane i merodavni protoci", 13-to Savetovanje Jugoslovenskog društva za hidraulička istraživanja, Sokobanja.
- Erčić, Ž., (1997), "Visoki šahtni prelivi", Vodoprivreda, br.169-170.

- Ervine, D.A., Falvey, H.T., Withers, W., W.A., (1997), "Pressure fluctuations on plunge pool floors", Journal of Hydraulic Reserch, Vol.35, No.2.
- Fattor, C.A., Lopardo, M.C., Casado, J.M., Lopardo, R.A., (2001), "Cavitation by Macroturbulent Pressure Fluctuations in Hydraulic Jump Stilling Basins", IAHR, XXIX Congress, Beijing.
- Đorđević, B., (1984), "Korišćenje Vodnih Snaga", Naučna Knjiga, BEOGRAD.
- Гришин, М.М., (1954), "Гидротехнические Сооружения", Государственное Издательство Литератури по Строительству и Архитектури, МОСКВА.
- Hager, W.H., and Bremen, R., (1988), "Plane Gate on Standard Spillway", Journal of Hydraulic Engineering, Vol. 114, No.11, Nov.
- Hajdin, G., (2006), "Uslovi i uputstva za hidraulički račun sabirnog kanala u koga voda preliva sa njegovog boka", 14-to savetovanje SDHI, Fruška Gora.
- Hajdin, G., (2002), "Mehanika fluida, knjiga druga, Uvođenje u hidrauliku", BEOGRAD.
- Hajdin, G., (1983), "Osnove hidrotehnike", Naučna Knjiga, BEOGRAD.
- Hajdin, G. (1979), "Two Contributions to Spillway Designing Based on Experimental Studies", Commission Internationale Des Grand Barrages, New Delhi.
- Hayde, L., (2000), "Hydraulics of Double Stilling Basin Systems", Periodica Polytechnica Ser. Civ. Eng. Vol. 45, No.1.
- Heller, V., Hager, W.H. and Minor, H.E., (2005), "Ski Jump Hydraulics", Journal of Hydraulic Engineering, Vol. 131, No.5.
- Henderson, F.M., (1966), "Open Channel Flow", MACMILLAN.
- ICE (1996), "Floods and Reservoir Safety", Institution of Civil Engineers, London.
- ICOLD (1992), "Selection of Design Flood-current Methods", Bulletin 82, International Commission on Large Dams, Paris.
- ICOLD (1987), "Spillways for Dams", Bulletin 58, International Commission on Large Dams, Paris.
- Jovanović, M., (2002), "REGULACIJA REKA Rečna hidraulika i morfologija", Građevinski fakultet – Beograd.
- Капор, Р., (2011), "Хидраулика" – друго измењено и допуњено издање, Грађевински факултет.
- Капор, Р., Savić, Lj., Zindović, B., Žugić, D., Starinac, D., Vojt, P., (2014), "Hidraulička analiza strujanja na stepenastom brzotoku", Građevinski kalendar.
- Khatsuria, R.M., (2005), "Hydraulics of Spillways and Energy Dissipators", Marcel Dekker, New York.
- Knapp, R.T., Daily, J.W. and Hammit, F.G (1970), "Cavitation", McGraw-Hill Book Company.
- Linsley, R.K., Kohler, M.A. and Paulhus, J.L.H. (1975) "Hydrology for Engineers", McGraw-Hill Book Company.
- Mason, P.J. (2002), "Review of plunge pool rock scour downstream of Srisaïlam Dam", Proceedings of the international workshop on rock scour due to high-velocity jets, Lausanne, Switzerland.
- Mason, P.J. (1993), "Practical guidelines for the design of flip buckets and plunge pools", Water Power&Dam Construction, September/October.
- Mason, P.J., Arumugam, K., (1985), "Free Jet Scour Below Dams and Flip Bucketes", Journal of Hydraulic Engineering, Vol. 111, No.2.
- Mason, P.J. (1982), "The choice of hydraulic energy dissipator for dam outlet works based on a survey of prototype usage", Proceedings of the Institution of Civil Engineers, Part 1, 72.
- Novak, P. et al., (1996), "Hydraulic Structures", E&FN SPON.
- Novak, P. and Čabelka, J., (1981), "Models in Hydraulic Engineering – Physical Principles and Design Applications", Pitman, London.
- Peterka, A.J., (1958), "Hydraulic Design of Stilling Basins and Energy Dissipators", UNITED STATES DEPARTMNET OF THE INTERIOR, BUREAU OF RECLAMATION, A Water Resources Technical Publication, Engineering Monograph No.25.
- Radojković, M., Klem,N., (1989), "Primena računara u hidraulici", Građevinska Knjiga, Beograd.
- Rajaratnam, N., (1990), "Skimming flow in Stepped Spillways", Journal of Hydraulic Engineering, Vol. 116, No.4.
- Roberson J.A. et al. (1988), "Hydraulic Engineering", Houghton Mifflin Company.

- Savic, Lj., Kapor, R., Kuzmanovic, V. and Milovanovic, B., (2014), "Shaft spillway with deflector downstream of vertical bend ", Proceedings of the Institution of Civil Engineers-Water Management, vol. 167, No. 5.
- Savic, Lj., Kapor, R., Kuzmanovic, V. and Milovanovic, B., (2010), "Ski jump design", Proceedings of the Institution of Civil Engineers-Water Management, vol. 163, No. 10.
- Савић Љ., Кузмановић В., Миловановић Б. и Коматина Д., (2010), HIDROSOFT Софтверска подршка за пројектовање хидротехничких грађевина", Грађевински факултет Универзитета у Београду.
- Савић Љ., Кузмановић В. и Миловановић Б., (2006), "Процена положаја и димензија ерозионе јаме ски одскока", 14-то Саветовање СДХИ, Фрушка Гора.
- Савић Љ. и Савић Д., (2003), "Преглед метода за оцену сигурности брана", II конгрес Југословенског друштва за високе бране, Кладово.
- Schleiss 2002, "Scour evaluation in space and time – the challenge of dam designers", Proceedings of the international workshop on rock scour due to high-velocity jets, Lausanne, Switzerland.
- Слискиј, С.М., (1979), "Гидравлические Расчёты Высоконапорных Гидротехнических Сооружения", Енергија, МОСКВА.
- Smith, D.C, (1995), "Hydraulic Structures", University of Saskatchewan.
- СССР Министарство Строителства (1955), "Справочник по Гидротехники", МОСКВА.
- Streeter, V.L., (1962), "Fluid Mechanics", McGraw-Hill Book Company.
- Terrier, S., Pfister, M., and Schleiss, A.J., (2022), "Performance and Design of a Stepped Spillway Aerator", Water 14. U.S.A. Corps of Engineers, (1977), "Hydraulic Design Criteria".
- USBR, (2015), UNITED STATES DEPARTMENT OF THE INTERIOR, BUREAU OF RECLAMATION, "Guidelines for Hydraulic Design of Stepped Spillways", A Water Resources Technical Publication HL-2015-06.
- USBR, (2014), UNITED STATES DEPARTMENT OF THE INTERIOR, BUREAU OF RECLAMATION, "Appurtenant Structures for Dams - Design Standards No. 14/3", A Water Resources Technical Publication.
- USBR, (2004), UNITED STATES DEPARTMENT OF THE INTERIOR, BUREAU OF RECLAMATION, "Drainage for Dams and Associated Structures", A Water Resources Technical Publication.
- USBR, (1991), UNITED STATES DEPARTMENT OF THE INTERIOR, BUREAU OF RECLAMATION, "Cavitation in Chutes and Spillways", A Water Resources Technical Publication, Engineering Monography No.42.
- USBR, (1987), UNITED STATES DEPARTMENT OF THE INTERIOR, BUREAU OF RECLAMATION, "Design of Small Dams", A Water Resources Technical Publication.
- USBR, (1978), UNITED STATES DEPARTMENT OF THE INTERIOR, BUREAU OF RECLAMATION, "Design of Small Canal Structures", A Water Resources Technical Publication.
- Vischer, D.L., Hager W.H., (1998), "Dam Hydraulics", John Wiley & Sons.
- Vischer, D.L., Hager W.H., (1995), "Energy Dissipators", HYDRAULIC STRUCTURES DESIGN MANUAL, A.A.Balkema.
- Vuković, M. i Pušić, M., (1986), "Filtracione deformacije i stabilnost tla", Institut za vodoprivredu "Jaroslav Černi", BEOGRAD.
- Vuković, M. i Soro, A., (1984), "Dinamika podzemnih voda", Institut za vodoprivredu "Jaroslav Černi", BEOGRAD.
- Yildiz, D., and Uzuçek, E., (1994) "Prediction of scour depth from free falling flip bucket jets", International Water Power&Dam Construction, November.
- Zelenhasić, E. i Ruski, M., (1991), "Inženjerska hidrologija", Naučna knjiga.

IX

ЗАТВАРАЧИ И УСТАВЕ

Улога устава и затварача код хидротехничких објеката је да, по потреби, *зауставе*, односно, *уставе*, или *регулишу* протицај воде кроз или преко објекта, као и да *одржавају жељени ниво*. Под “уставама” ће се подразумевати *само* затварачи који опслужују *површинске* преливе или *површинске* захвате, док ће се назив “затварачи” користити, како за *дубинске*, тако и за *површинске* затвараче (прелива и захвата). (Под уставама се у литератури често подразумева и цео објекат, обично на равничарским рекама или каналима, који се састоји од ниског преливног прага са затварачем—уставом која одржава ниво, и регулише протицај на објекту.)

Пројектовање, израда, монтажа и одржавање затварача претстављају сложен и обиман посао, којим се баве за то квалификовани стручњаци, најчешће хидро-машинске струке. Овде ће бити изложени само аспекти битни за хидро-грађевинског инжењера, како би могао да разуме и искористи предности појединих типова затварача.

Основни делови сваког затварача су (сл.9.1): 1) **тело затварача**, које зауставља ток воде, 2) **покретачки механизам**, који тело затварача помера у жељени положај и 3) **преносни механизам**, преко кога се сила са покретачког механизма преноси на тело затварача. Осим тога, одређени типови затварача смештени су у 4) **кућишту**—омотачу (сл.9.44 ÷ сл.9.49), који се такође може сматрати основним делом.

Тело затварача чине (сл.9.8): *непропусно платно (опшивка)*, најчешће од челичног лима, које је код затварача већих распона ојачано хоризонталним и вертикалним *укрућењима (ребрима)* и *заптивка*, којом се обезбеђује вододрживост на месту додира затварача и објекта.

Покретачки механизам може бити електромотор, сервомотор (хидраулички уљни мотор), а може се обезбедити и ручни погон преко одговарајућег система зупчаника. (Често се

оставља могућност да се у случају квара главног – основног механизма за подизање, пређе на ручно подизање / спуштање.) *Преносни механизам* може бити у виду крутих “штапова” (код сервомотора и електромотора) или преко ланаца, зупчастих летви, или сајле (код електромотора). Код већих затварача се у последње време најчешће примењују сервомотори са (“крутим” преносом), с обзиром на високу поузданост, мањи габарит и једноставнију конструкцију (Lewin 2001).

Постоји више **подела** затварача, од којих се наводе само најважније.

a) **Према положају** (у односу на ниво воде) затварачи могу бити:

- 1) *Површински* – који секу слободну површину воде, а користе се код прелива и површинских захвата (сл. 9.1).
- 2) *Дубински* – који се користе код довода под притиском.

b) **Према режиму рада** затварачи могу бити:

- 1) *Регулациони* – регулишу протицај или ниво променом отвора.
- 2) *Нерегулациони* – имају само два положаја, отворен или затворен.

c) **Према функцији** постоје:

- 1) *Основни (сервисни)* – користе се стално у раду објекта, јер регулишу (контролишу) доток и/ или ниво воде.
- 2) *Ремонтни* – служе да зауставе протицај при ремонту основног затварача или делова објекта.
- 3) *Хаваријски* – користе се да брзо прекину протицај при хаварији постројења.
- 4) *За потребе грађења* – прекидају протицај воде у току грађења.

d) **Према начину преношења оптерећења** на конструкцију објекта затварачи могу да преносе оптерећење на :

- 1) *Ослонце у боковима* (стубовима или зидовима).
- 2) *Праг*.
- 3) Конструкцију, преко свог *кућишта* (само дубински затварачи).

e) **Према начину кретања** затварачи се деле на:

- 1) *Транслаторне*.
- 2) *Ротирајуће*.
- 3) *Котрљајуће*.

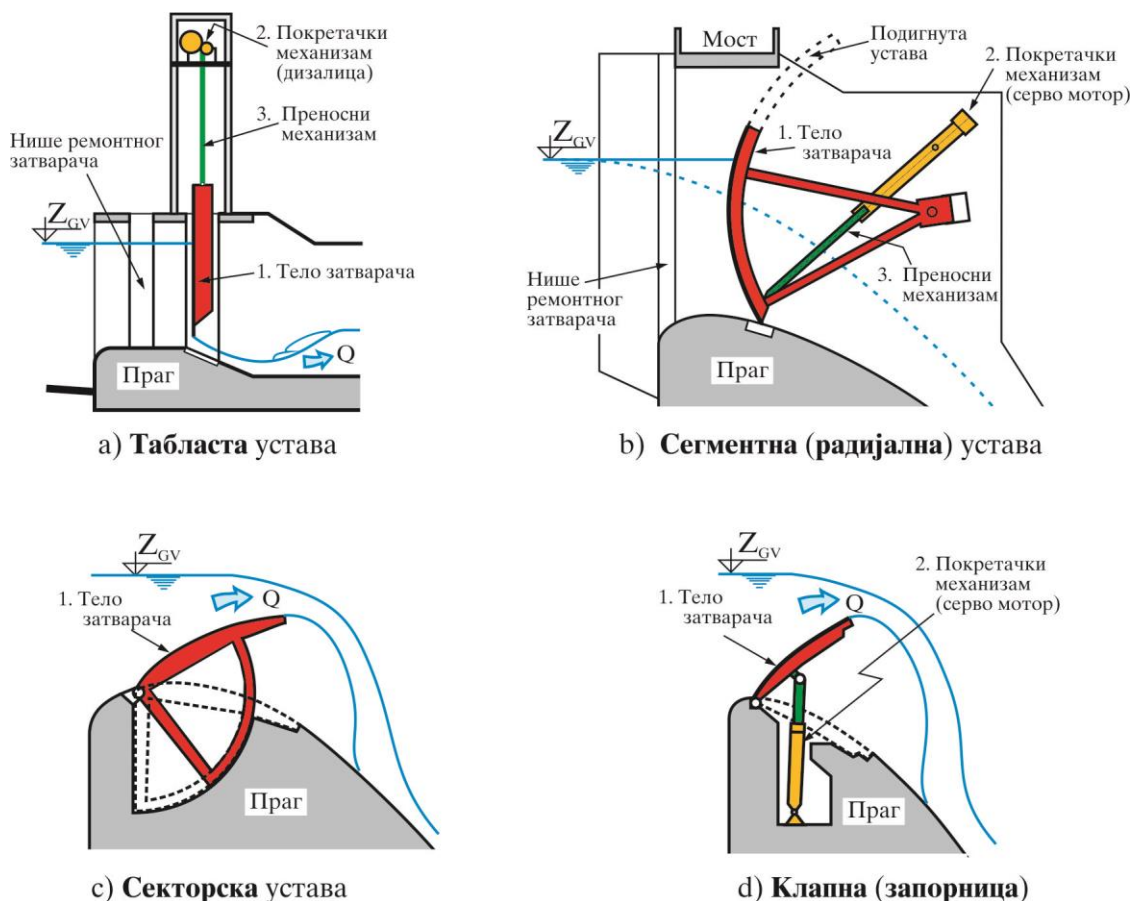
Општи услови које сваки затварач мора да испуни су:

- 1) Висока поузданост.
- 2) Вододрживост.
- 3) Опструјавање без поремећаја, вибрација, кавитације, и висок коефицијент протицаја, при свим предвиђеним отворима затварача.
- 4) Висока сигурност против блокирања наносом и пливајућим предметима.
- 5) Способност да се маневар обави у предвиђено време.
- 6) Минимална снага погонских уређаја.
- 7) Једноставан приступ, монтажа, демонтажа и одржавање.

У даљем тексту, биће одвојено приказани површински и дубински затварачи, с обзиром на значајне особености ове две групе.

IX.1 ПОВРШИНСКИ ЗАТВАРАЧИ

Површински затварачи (сл. 9.1) су намењени за регулисање протицаја и нивоа код прелива и захвата са слободном површином (основни регулациони затварачи), као и за монтажу и одржавање основних површинских затварача и делова објекта (ремонтни затварачи).



Сл. 9.1 Најчешћи типови површинских затварача

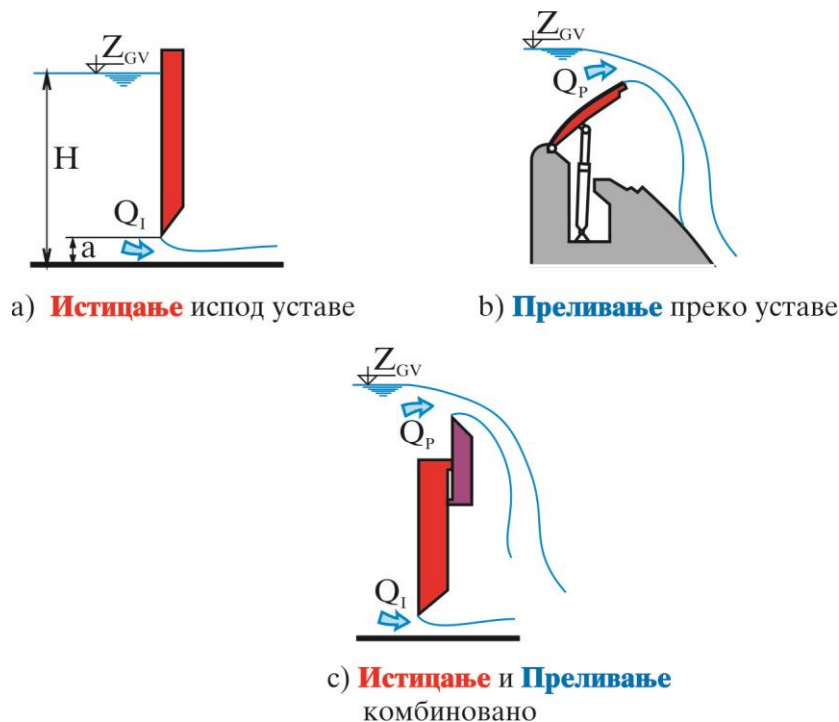
Предности прелива са уставама у односу на слободни прелив су већ описане у делу VIII.3.1. Објашњено је да се уставама постиже већи капацитет (пропусна моћ) евакуационог објекта са мањом висином (мањим коштањем) бране. Уз то, уставе омогућавају веће ублажење (“пеглање”) врха излазног хидрограма код мањих поплавних таласа (таласа веће вероватноће појаве). Код рачунског таласа уставе се потпуно подижу тек при максималном протицају (сл. 2.11), да би се омогућило слободно преливање. (Постављање устава у односу на круну прелива образложено је у делу VIII.4.3.)

Отвор површинског затварача–уставе је увек правоугаон, с обзиром да се поставља између стубова.

Површинске уставе могу да преносе оптерећење на бокове објекта (табласте, сегментне, гредне и ваљкасте уставе), или на праг објекта (секторске, кровне, клапне и врећасте уставе).

Према начину пропуштања воде (начину опструјавања) могућа су три решења (сл. 9.2):

- a) Истицање *испод* затварача.
- b) Преливање *преко* затварача.
- c) Једновремено *истицање и преливање*.

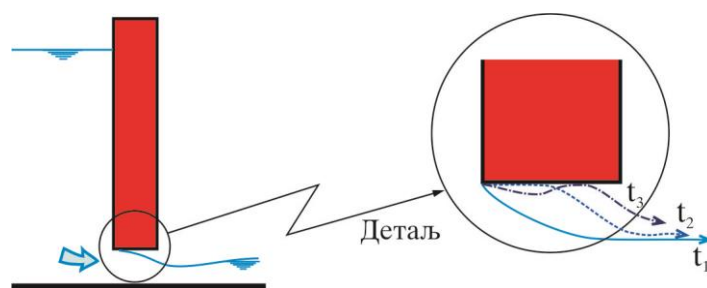


Сл. 9.2 Опструјавање површинских устава

У савременој пракси најчешће се, као регулациони површински затварачи, примењују *сегментне (радијалне)* уставе, *табласте* уставе и *клапне* (сл. 9.1), док се као ремонтни највише користе *гредни* затварачи (сл. 9.13).

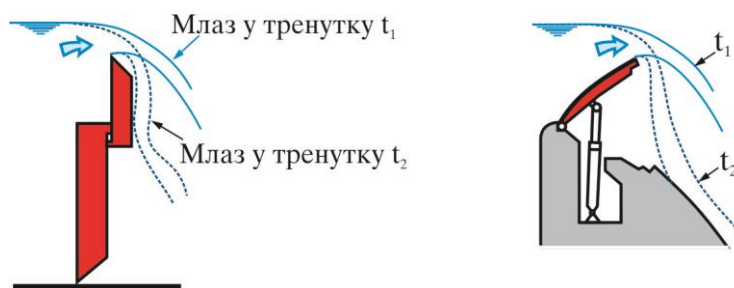
Код површинских (као и код дубинских) затварача треба избегавати појаву периодичне *пулзације млаза* при истицању (преливању). Поред нестабилног струјања које се може пренети низводно (све до умирујућег базена) и динамичких оптерећења, пулзације су посебно опасне ако уђу у резонансу са природном фреквенцом затварача, односно објекта, што доводи до **вибрација**, често уз хаварије са могућим катастрофалним последицама. Узрок настанку пулзација млаза може бити:

- a) *Лоше обликовање доње ивице табластог затварача* (“ножа” затварача), што изазива периодично померање млаза дуж ивице затварача (сл. 9.3).



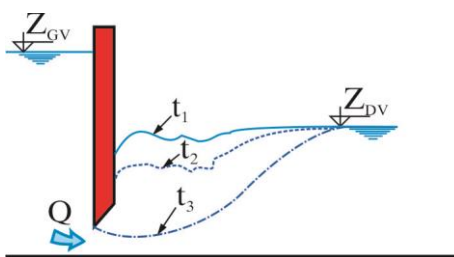
Сл. 9.3 Померање млаза дуж ивице табластог затварача

- б) Преливање преко уставе *са недовољном аерацијом* доње ивице млаза (или без аерације, сл. 9.4).



Сл. 9.4 Преливање преко уставе без аерације млаза

- в) *Потопљено истицање* испод затварача, посебно код великих распона и високих затварача (сл. 9.5).



Сл. 9.5 Пулзације услед померања потопљеног млаза

Код површинских затварача мора се обратити посебна пажња на пропуштање *леда* и *пливајућих предмета*. У хладним климатским подручјима, такође се морају заштитити сви осетљиви делови затварача (заптивке, преносни механизми) од замрзавања. Код ниских прагова највећи проблем је пропуштање *вученог наноса*.

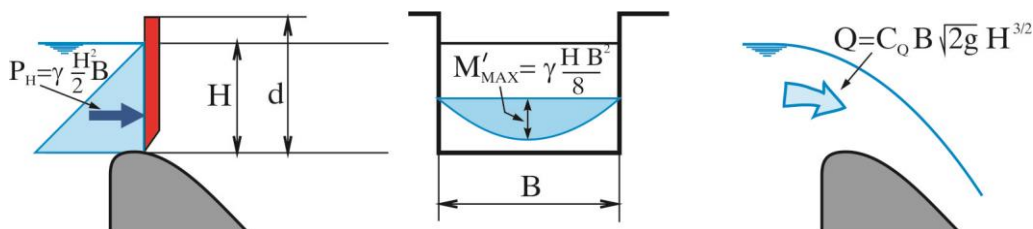
Избор површине и облика отвора затварача

Често су површина и облик отвора затварача унапред одређени конструктивним или функционалним захтевима објекта. Ако то није случај, треба применити техничко – економску

анализу и определити се за најповољније решење. Наравно, не упоређује се само коштање затварача, већ укупни ефекти који се постижу применом одређених димензија и типова затварача на коштање и сигурност целог објекта (са опремом).

Постоје опште смернице за избор односа висине и ширине површинских затварача (d/B на сл. 9.6), зависно од начина ослањања. Ове смернице не треба схватити као круто правило, с обзиром да се затварачи пројектују и успешно раде за широк опсег односа d/B .

а) Код затварача који се ослањају *на бокове конструкције*, хидростатичка сила (а тиме и тежина и коштање затварача) расте са *квадратом висине затварача* (односно, са квадратом висине воде испред устава, $P_H = \frac{1}{2} \gamma B H^2$, сл. 9.6), док момент савијања (по јединици висине) у подужном правцу расте са *квадратом ширине отвора* ($M'_{MAX} = \frac{1}{8} \gamma H B^2$). Тачнија анализа показује (Sehgal 1996), да ширина ипак нешто више доприноси повећању коштања устава него висина, што фаворизује односе $d/B > 1$.



Сл. 9.6 Однос висине и ширине површинске устава ослоњене у бокове објекта

Треба се подсетити да је *протицај преко слободног прелива* (када је затварач потпуно подигнут) линеарно сразмеран ширини отвора, док је висини воде сразмеран са експонентом од три половине (јед. 8.20), па је и по овом мерилу отвор са већом висином – исправни правоугаоник, повољнији од положеног. Такође, устава са већим односом d/B су мање подложне попречном витоперењу и заглављивању, због веће крутости у попречном правцу, а омогућава се и поузданија регулација протицаја, с обзиром да је при истом протицају већа висина отвора (Sehgal 1996). Са већим односом d/B остварује се и већи број устава, што повећава функционалну, а тиме и општу сигурност објекта.

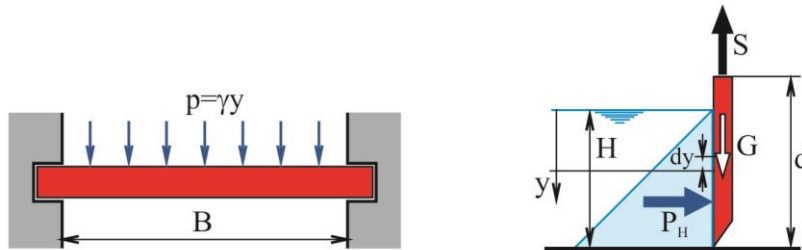
С друге стране, треба приметити, да је код устава са већим распонем (мањи однос d/B), мања опасност да се заглаве дебла и други пливајући предмети. Уз то, мањи број устава изискује мањи број стубова, што може да смањи коштање грађевинских радова.

б) Код затварача који се ослањају *на праг конструкције*, не јављају се велики подужни моменти, па се могу готово произвољно ширити. Овде је, очигледно, повољнији облик положеног правоугаоника.

IX.1.1 Табласти затварачи (равни, штитни)

Табласти затварач (сл. 9.1а, 9.7, 9.8) клизи, или се котрља дуж вођица у нишама бочне конструкције (стуба или зида). Статички, овај затварач се може сматрати гредним носачем

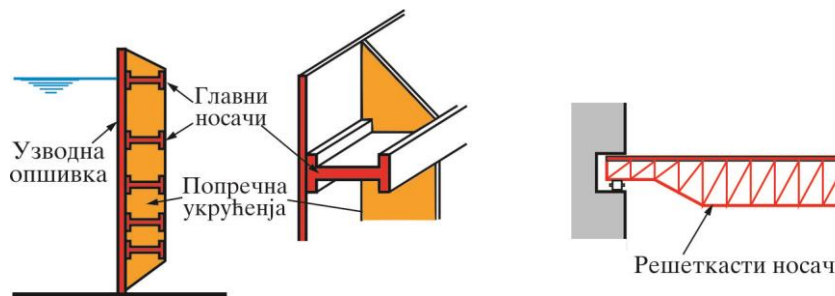
оптерећеним хоризонталном компонентом хидростатичког притиска. (На произвољној дубини, y , притисак је: $p = \gamma y$.) Хидростатички притисак на елементарној површини затварача, $B dy$, ствара момент савијања $M = \frac{\gamma y dy B^2}{8}$ (сл. 9.7). Хидростатичка сила по целој површини затварача износи: $P_H = \gamma \frac{H^2}{2} B$.



Сл. 9.7 Табласти затварач

За мале распоне, тело затварача може бити дрвена табла са металним оковом, или метална табла са хоризонталним (подужним) носачима који силу преносе на бокове конструкције. Код средњих распона додају се и вертикална (попречна) укрућења (сл. 9.8), док се код великих распона, за главне подужне носаче, уместо пуних профила (I, L, U), често користе решеткасти носачи.

Сила, S , којом се устава подиже и спушта преноси се са покретачког механизма на тело затварача, обично преко крутих металних штапова или зупчастих летви. Ређе се користе ланци, јер је често потребна крутост да би се обезбедило брзо (“форсирано”) спуштање затварача. Овај захтев је још израженији код дубинских табластих затварача.



Сл. 9.8 Различити типови укрућења табластог затварача

Лежаји табластих затварача могу бити клизни или котрљајући (на точковима, “гусеницама” или куглични). Сила подизања, поред тежине затварача, мора да савлада и силу трења, T . Код клизног ослањања сила трења је знатно већа, него код котрљајућег и износи:

$$(9.1): \quad T = P_H f,$$

где је P_H = хоризонтална компонента хидростатичке силе, која делује на затварач (сл. 9.7), а f = коефицијент трења (за контакт челик/челик, $f \approx 0.50 \div 0.60$).

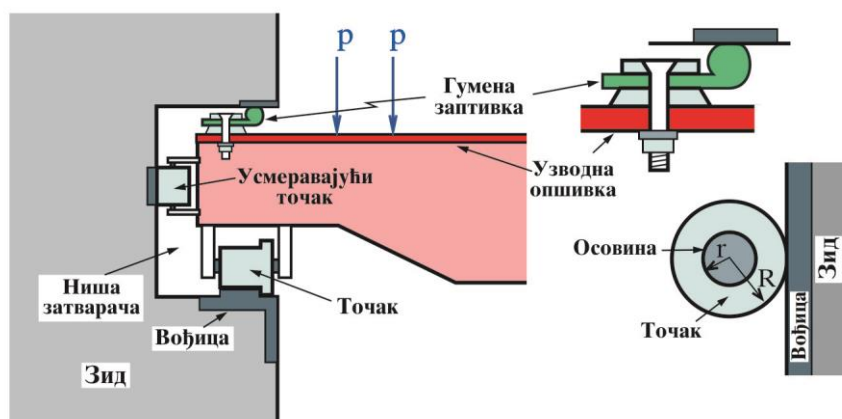
Велика сила трења ограничава коришћење клизних затварача на релативно мале отворе. За веће затвараче, уместо клизања, примењује се котрљање на точковима или на кугличним лежајима. Код затварача са точковима сила трења је:

$$(9.2): \quad T = P_H (f_0 r + f_K) / R = P_H f_T,$$

где је $f_T = (f_0 r + f_K) / R$, R = полупречник точка (m), r = полупречник осовине точка (m), f_0 = коефицијент трења у осовини точка = $0.15 \div 0.30$, f_K = коефицијент трења котрљања = 0.001 . (За кугличне лежаје може се користити иста формула, с тим што је $f_0 = 0.01$.)

Заптивање дуж бокова обично се остварује преко гумене заптивке у облику слова “j” (тзв., “музичке ноте”, сл.9.9), причвршћене на узводној или низводној страни затварача. Заптивка клизи по челочној подлози у ниши. (Усмеравајући точкићи стабилизују положај затварача.) Сматра се да је заптивање задовољавајуће ако је протицај процуривања (при нормалном успору у акумулацији) мањи од $q=0.05 \text{ l/s}$ по метру дужном заптивача (Sehgal 1996).

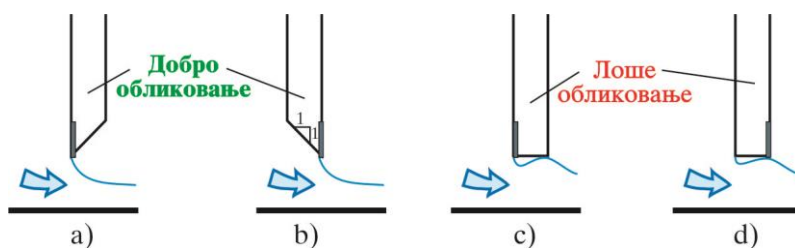
Заптивање по дну обезбеђује се добрим налегањем ножа на челичну подлогу у поду уставе. Уместо челика понекад се за подну подлогу користи легура бакра и калаја (бобит), која се због мекоће боље прилагођава облику ножа.



Сл. 9.9 Бочно заптивање уставе са точковима

При обликовању доње ивице уставе, потребно је обезбедити стабилан положај млаза, без неконтролисаног одлепљивања и прилепљивања, које може да изазове вибрације (сл. 9.3 и 9.10). Код површинских затварача најчешће се примењује случај “а” са слике 9.10, са узводним заптивањем (и ножем на узводној страни). Према Sehgal-у (1996), узводно заптивање омогућава боље опструјавање ниша код површинских затварача.

Ни у ком случају не би требало *правити нишу у дну*, јер је то потенцијални извор нестабилности млаза и вибрација и идеално место за нагомилавање наноса и грања, што спречава правилно налегање, односно затварање уставе, а у неким случајевима може довести и до витоперења, и заглављивања.



Сл. 9.10 Обликовање доње ивице табластог затварача

* * *

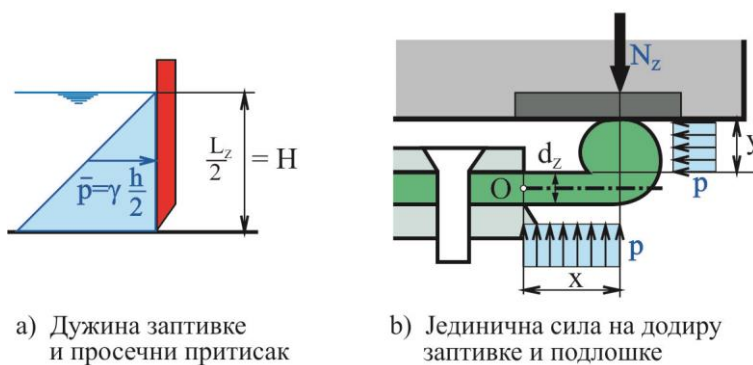
Сила *подизања* табластог затварача, S , треба да савлада :

- Сопствену тежину затварача, G .
- Силу трења између затварача и подлоге, T (једначине 9.1 и 9.2).
- Силу трења на бочним заптивкама (ако их има) T_z .
- Остале силе отпора (трење у уређају за подизање, отпор услед залеђивања и сл).

Сходно томе:

$$(9.3): \quad S = K (G + T + T_z),$$

где је: K = коефицијент сигурности који, између осталог, обједињује “остале” отпоре ($K = 1.2 \div 1.5$). Ако се користи гумени “ j ” заптивач (као на сл. 9.9), сила трења заптивке, T_z , се може изразити као:



а) Дужина заптивке и просечни притисак

б) Јединична сила на додиру заптивке и подлошке

Сл. 9.11 Обрачунавање силе трења по заптивци

$$(9.4): \quad T_z = f_z L_z N_z,$$

где је: f_z = коефицијент трења између заптивке и подлошке, $f_z \cong 0.3 \div 1.0$, L_z = дужина заптивке, а N_z = просечна јединична сила којом заптивка притиска подлошку. Заптивка се понаша као проста греда оптерећена хидростатичким притиском, p , па се сила N_z добија из услова равнотеже момената савијања око ослоња заптивке у тачки “ O ” (сл. 9.11b):

Тежина затварача се може проценити према искуственим формулама. Novak (1996), предлаже израз:

$$(9.5): \quad G = k (P_H B)^n,$$

где су: G = тежина затварача (kN), P_H = хоризонтална компонента хидростатичке силе (kN), B = ширина затварача (m), k = коефицијент који износи 0.12 за клизне уставе, и 0.09 за уставе на точковима, n = експонент, који износи 0.71 за клизне, и 0.73 за уставе на точковима.

Erbiste (1984) предлаже сличан израз за процену тежине табластог затварача, с тим што се уместо производа силе притиска и ширине уставе, појављује производ, $B^2 H d$, који описује утицај висине и ширине уставе на прихватање хидростатичког оптерећења у складу са разматрањем уз слику 9.6 (о избору односа висине и ширине уставе). Према овом аутору тежина табластог затварача (*површинског и дубинског*) може се проценити као:

$$G = 0.706(B^2 H d)^{0.700}, \text{ за: } (B^2 H d) > 2000\text{m}^4 \text{ и}$$

(9.5a):

$$G = 0.888(B^2 H d)^{0.659}, \text{ за: } (B^2 H d) < 2000\text{m}^4,$$

где су: H = висина притиска испред уставе, као разлика пијезометарске коте испред уставе и коте налегања уставе на праг (сл. 9.6, сл. 9.42) и d = висина уставе.

Поред прорачуна силе подизања затварача, изрази (9.5 ÷ 9.5a) се могу применити за процену коштања затварача у прелиминарним фазама пројекта. У том смислу, корисно је проценити и тежину ниша са вођицама, које могу претстављати значајан део укупне тежине затварача. Код табластих затварача за нише и вођице треба “предвидети“ око ~30% тежине самог затварача.

При спуштању затварача јавља се узгон, U , који “смањује” тежину затварача. Код клизних лежишта треба проверити да ли је тежина затварача довољна да савлада силу трења (која при затварању делује против тежине):

$$(9.6): \quad S_{zavaranja} = -K_1 (G - U - T - T_z),$$

где је коефицијент сигурности K_1 сада мањи од јединице ($K_1 = 0.8 \div 0.9$).

Табластим затварачима су преграђивани отвори са површинама до 250 m^2 , са ширинама од преко 45 m, и висинама од преко 15 m.

Табласти затварач може се радити и *дводелно* (сл. 9.12). Овим се омогућава преливање леда и пливајућих предмета преко горњег затварача, док се нанос одстрањује истицањем испод доњег затварача.

Тежина дводелног табластог затварача, може се проценити према изразу (Erbiste 1984):

$$G = 0.913(B^2 H d)^{0.669}, \text{ док за вођице и нише треба узети } \sim 20\% \text{ тежине затварача.}$$

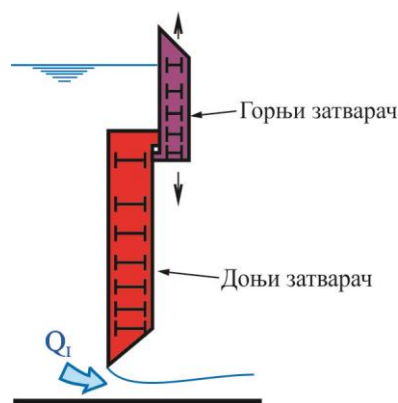
Предности табластих затварача су:

- 1) Једноставна и јефтина конструкција самог затварача.
- 2) Мала дужина стубова.
- 3) Лако се одржавају (ако су приступачни).

- 4) Лако се изводе као дводелни, што им омогућава добро проношење леда, пливајућих предмета, и наноса.

Мане табластих затварача су:

- 1) Потребна је велика сила подизања.
- 2) Потребна је велика висина да се смести подигнута устава и уређај за подизање.
- 3) Заптивање је осетљиво, посебно на споју доње ивице и бокова где се редовно јавља процуривање.
- 4) Подложни су вибрацијама при малим отворима ($a \leq H/15$, сл. 9.2а).
- 5) Нише стварају хидрауличке губитке, а такође могу да буду затрпане наносом и пливајућим предметима, чиме се отежава или чак онемогућава рад затварача.



Сл. 9.12 Дводелни табласти затварач

IX.1.2 Гредни затварачи (гредни загати, дамбалкени)

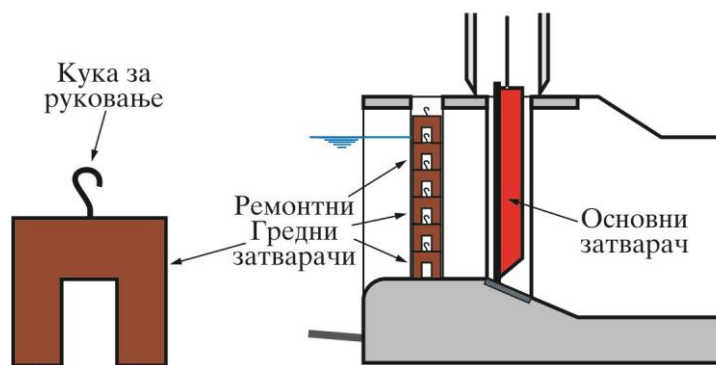
Гредни затварачи су преградни елементи (обично ојачане дрвене или армирано бетонске греде) који се спуштају у за то предвиђене нише (вођице) да би затворили проточни профил на неко време (ремонт, преглед, преграђивање у току грађења).

Предности гредних затварача су: *мала тежина*, што омогућава малу носивост крана или дизалице, као и могућност да се наизменично *користе на више места* (ремонт једног поља, па затим другог). Обично се постављају и уклањају при изједначеним притисцима воде са обе стране затварача (спуштају се у “мирну воду”), па је утолико лакше руковање и мање трење. Мана је, споро постављање, али се ово и не може узети у правом смислу речи као недостатак, с обзиром да је реч о ремонтним затварачима.

Тежина комплекта гредних затварача који затварају једно поље, може се проценити као (Erbiste 1984):

$$G = 0.503(B^2 H d)^{0.716},$$

док за вођице и нише треба додати још ~10% тежине затварача (за дубинске гредне затвараче за нише треба предвидети ~20% тежине).



Сл. 9.13 Гредни затварач

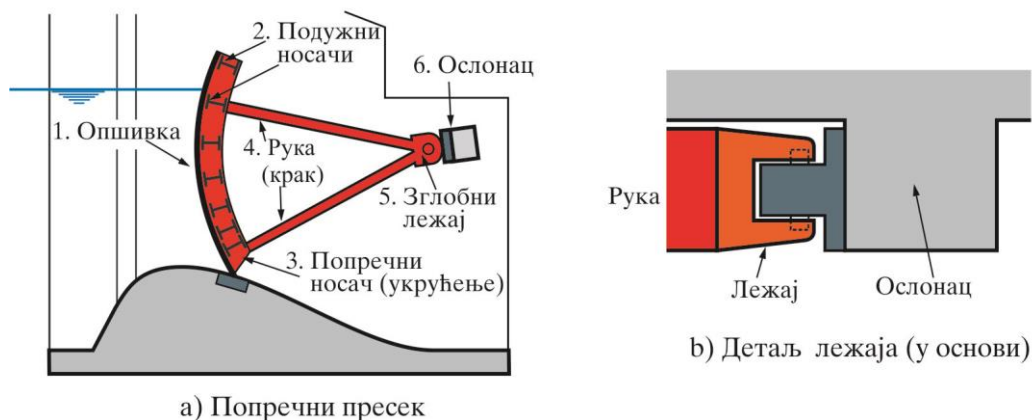
IX.1.3 Сегментни (радијални) затварачи

Сегментне, или радијалне уставе, су најчешће коришћени површински затварачи на већим објектима, како код прелива тако и код водозахвата. Затварају отворе површине до 560 m^2 , са распонима до $15 \div 20\text{ m}$ (највећи до сад остварен распон је 56.5 m , а највећа висина 22.5 m).

Тежина *површинских* сегментних затварача, може се проценити према Erbiste-у, као:

$$G = 0.698(B^2 H d)^{0.673}, \text{ а тежина дубинских као:}$$

$$G = 3.688(B^2 H d)^{0.521}.$$



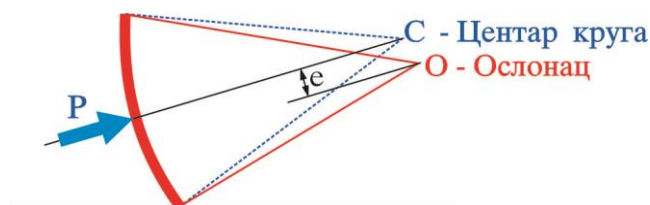
Сл. 9.14 Сегментни затварач (устава)

За вођице треба додати још $\sim 15\%$ тежине самог затварача за површинске, односно $\sim 60\%$ тежине затварача за дубинске сегментне затвараче.

Оптерећење од хидростатичког притиска (сл. 9.14) прима (1) *узводно платно* (опшивка) и преноси га, преко (2) конструкције *подужних гредних* или решеткастих носача, на два

(4) крака (руке), који силе доводе у (5) зглобне лежаје везане директно за (6) ослонаце у стубу прелива.

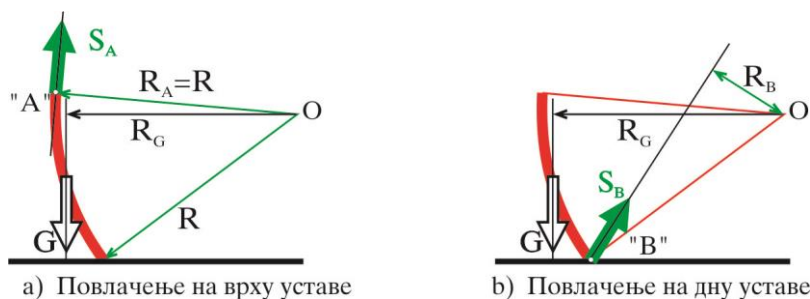
Опшивка на челу уставе је исечак круга, односно кружног цилиндра (отуд и назив сегментна устава), па резултанта хидростатичке силе, P , увек пролази кроз центар круга који одређује опшивку (сл. 9.15).



Сл. 9.15 Положај хидростатичке силе у односу на ослонац

Када је ослонац уставе, “О”, у центру кружног сегмента “С”, хидростатичка сила не даје моменат обртања око ослонца. Ако се жели да хидростатичка сила “помогне” при подизању уставе, *треба спустити ослонац у односу на центар круга, С* (сл. 9.15).

Моменту подизања затварача око ослонца, $S \times R$ (сл. 9.16), противи се моменат тежине затварача $G \times R_G$, моменат трења по заптивкама, као и моменат трења у ослонцу који ствара резултанта сила у ослонцу, $F_0 f_L \times d_L/2$, где је, F_0 = резултанта сила у ослонцу, f_L = коефицијент трења у ослонцу и d_L = пречник осовине ослонца.



Сл. 9.16 Положај механизма за подизање уставе

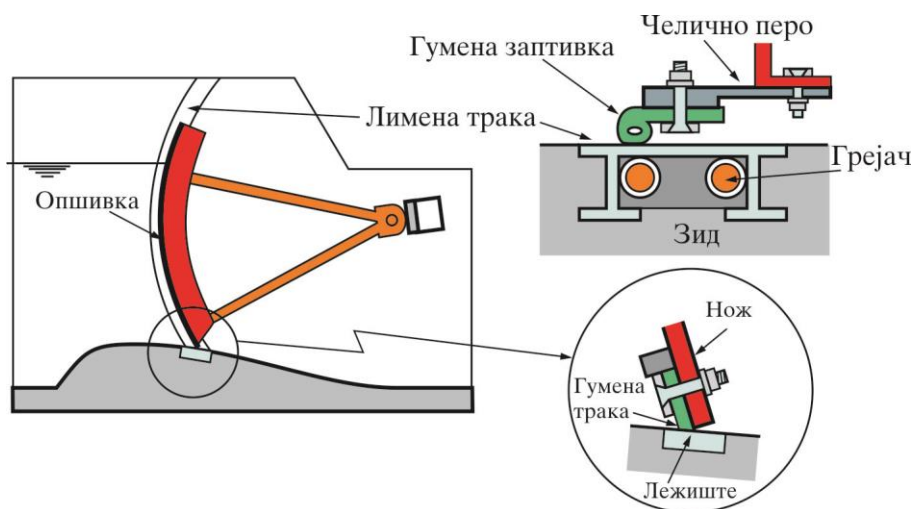
Са слике 9.16 се уочава да је сила подизања најмања ако се устава подиже са највећим краком (сила S_A , са краком R_A на сл. 9.16а), то јест ако је механизам за покретање причвршћен за горњу ивицу уставе. Међутим, у пракси се најчешће механизам за покретање поставља ближе доњој ивици (сл. 9.16b), што смањује крак подизања, односно повећава силу подизања:

$$(9.7): \quad S_A = K \frac{G \times R_G + F_0 f_L \times \frac{1}{2} d_L}{R_A} < S_B = K \frac{G \times R_G + F_0 f_L \times \frac{1}{2} d_L}{R_B} .^1$$

С друге стране, овакав положај омогућава сигурније руковање уставом (мања је могућност да се устава заглави) и повољнији смештај механизма за покретање.

Бочно заптивање код сегментних устава најчешће се обезбеђује преко еластичног челичног листа – *пера* за који је причвршћена гумена заптивка, а све је везано за тело затварача (сл. 9.17). Гума клизи по лименој траци која је уграђена у секундарни бетон² зида (стуба). На истом месту могу се, по потреби, поставити и грејачи – цеви за топлу воду. Треба запазити да сегментни затварач нема ниша, које претстављају велику ману табластих затварача.

Заптивање по дну решава се, као и код табластог затварача, налегањем челичног ножа на челичну или бобитску плочу. Уз то, може се додати и гумена трака причвршћена иза ножа (детал на сл. 9.17). Наравно, и овде треба водити рачуна да се исправним обликовањем ножа обезбеди стабилан млаз, премда је млаз испод сегментног затварача стабилнији у односу на млаз испод табластог затварача, с обзиром да образовању млаза “помаже” и кривина цилиндричне опшивке.



Сл. 9.17 Заптивање сегментне уставе

Ради лакшег проноса леда и пловећих предмета и ради прецизнијег регулисања протицаја (и сегментне уставе су подложне вибрацијама при малим отворима), сегментне уставе се могу комбиновати са клапном (сл. 9.18), или се, ређе, могу користити дводелне уставе.

Предности сегментних затварача су следеће:

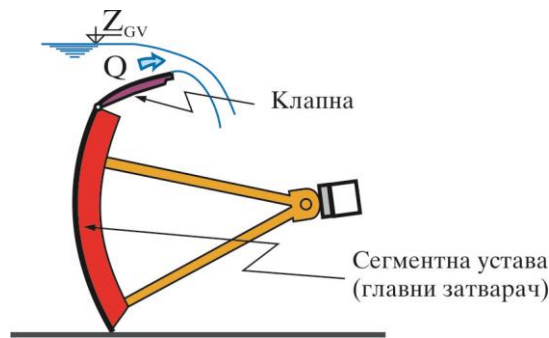
¹ Изостављен је моменат трења на заптивкама ради прегледности израза.

² Секундарни бетон се уграђује по уградњи опреме (затварача, турбина и сл.).

- 1) Услед кружног облика опшивке, крутост затварача је велика, па се тешко витопери, мање је подложен вибрацијама, и захтева мање материјала него табласти затварач.
- 2) Нема ниша (утора) у стубу по линији додира са затварачем, чиме се побољшава струјна слика и избегава могућност затрпавања нише наносом или пловешим објектима.
- 3) Тело сегментног затварача представља повољнију струјну контуру од доње ивице табластог затварача, па је истицање при мањим отворима стабилније (него код табластог).
- 4) За подизање сегментног затварача потребне су релативно мале силе (у односу на табласти).
- 5) Није потребна висока конструкција (кран) за подизање затварача.

Мане сегментних затварача су:

- 1) Велика концентрација напона у околини ослоња обично захтева преднапрезање, и сложену и скупу конструкцију стубова.
- 2) Сложена конструкција самог затварача и лежишта.
- 3) Краци – руке захтевају знатно дуже стубове него табласти затварачи.



Сл. 9.18 Сегментна устава са клапном

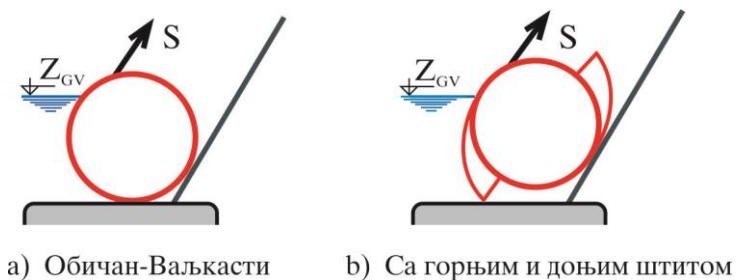
IX.1.4 Ваљкасти затварачи

Ваљкасти затварачи (сл. 9.19) састоје се из шупљег цилиндра који се помоћу зупчаника котрља (подиже /спушта) по косој равни. Као и код табластих и сегментних устава, сила се преноси у бокове конструкције (у стубове прелива). Устава може бити са штитом, са клапном, или комбиновано.

Предности ваљкастих затварача су:

- 1) Велика крутост и могућност великих ширина отвора.
- 2) Добра евакуација леда, пливајућих објеката и наноса.

Најважнији **недостатак ваљкастог затварача** је значајно већа цена (тежи и сложенији) од одговарајућих табластих и сегментних затварача.



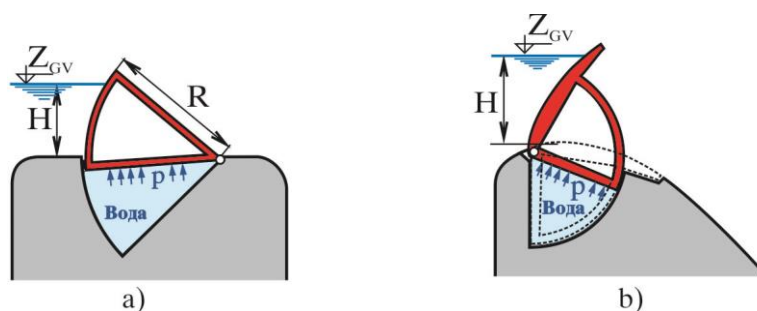
Сл. 9.19 Ваљкасти затварач

* * *

У наставку ће бити речи о најважнијим површинским затварачима који *преносе силу на праг објекта*.

IX.1.5 Секторски затварачи

Секторски затварачи (сл. 9.20 и 9.21) се ослањају целом дужином на праг објекта, што даје велику крутост и пружа могућност великих распона (преко 50 m).



Сл. 9.20 Секторски затварач

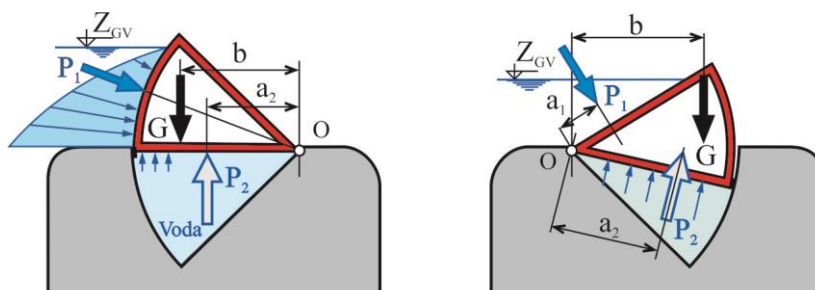
Затварачи се подижу и упуштају у нише у преливном прагу помоћу хидростатичког притиска. Могу бити са низводним (сл. 9.20a) или узводним ослонцем (сл. 9.20b). Обично се низводни ослонац примењује за уставе на широком прагу, а узводни за уставе на Кригеровом преливу. Вода се системом комора и затварача уводи у нишу (испод) уставе, одакле притиска тело уставе силом P_2 (сл. 9.21). Сила потребна за подизање уставе одређује се из равнотеже момената око ослонца, O . Ако се занемари трење у ослонцу и дуж заптивача, једначина момената може се апроксимирати као:

$$(9.8) : \quad P_1 \times a_1 + G \times b = P_2 \times a_2 .$$

За нише затварача треба обезбедити знатан простор у преливном прагу, што ограничава примену секторских устава на гравитационе бетонске бране (довољне висине).

При преливању преко секторске уставе образује се оштроивични прелив, па је неопходно обезбедити добру аерацију доње стране млаза, да не би дошло до пулзација и услова

за вибрације. Аерација се најчешће постиже разбијачима млаза – стубићима, који се постављају на погодном размаку дуж преливне ивице уставе (Seghal 1996).



Сл. 9.21 Силе и моменти при покретању секторске уставе

Предности секторских затварача су:

- 1) Тачна регулација (протицаја и нивоа).
- 2) Велика брзина маневра.
- 3) Велика крутост.
- 4) Нема потребе за високим стубовима и смештањем уређаја за подизање уставе.
- 5) Добри услови за проношење леда и пливајућих предмета.

Мане су:

- 1) Тешко одржавање због наноса – треба стално чистити нишу и канале коморе.
- 2) Зимом је неопходно загревање.
- 3) Тешки услови ремонта.
- 4) Захтевају довољно висок (“дубок”) праг да би могла да се смести комора за затвараче.

IX.1.6 Клапне (запорнице)

Клапне (или запорнице) су зглобно повезане са прагом на узводној страни прага (сл. 9.22). Покреће их серво уређај, обично смештен у ниши испод затварача, или постављен на конструкцију изнад затварача. Клапне се често комбинују са другим типовима затварача – најчешће сегментним, ради: а) тачне регулације при малим протоцима, и б) пропуштања пливајућих предмета и леда.

Тежина клапне се може проценити према изразу (Erbiste 1984):

$$G = 2.389 B (Hd)^{0.643},$$

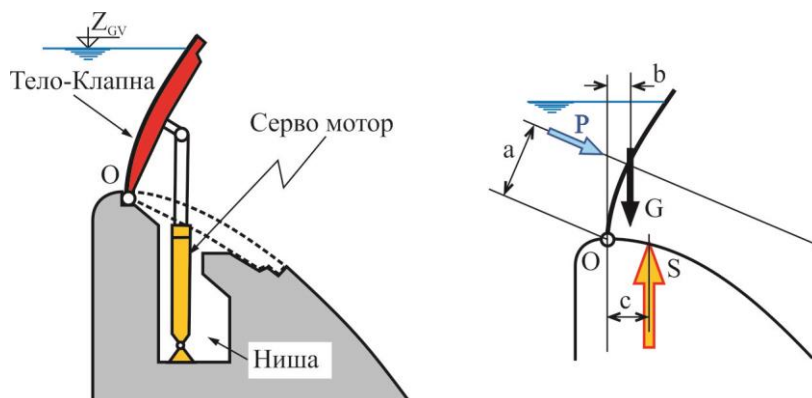
док за вођице и нише треба додати још ~ 30% тежине самог затварача.

Занимљиво је запазити да код клапне тежина расте са ширином линеарно, с обзиром да се оптерећење преноси по целој дужини преливне ивице – ширини прага.

Сила за подизање клапне, слично као и код осталих зглобно везаних затварача, се рачуна из једначине равнотеже момента око ослоња. Ако се занемари трење, једначина момената гласи (сл. 9.22):

$$(9.8a): \quad S = \frac{a \times P + b \times G}{c}$$

При преливању преко клапне образује се оштроивични прелив, па је неопходно обезбедити одговарајућу аерацију (оваздушење) са доње стране млаза, да не би дошло до пулзација и вибрација. Оваздушење се, као и код секторских устава, постиже разбијачима млаза, постављеним дуж преливне ивице устава (Sehgal 1996). С обзиром на виткост конструкције затварача, клапна је много осетљивија на вибрације од секторске устава.



Сл. 9.22 Клапна

Предности клапне су:

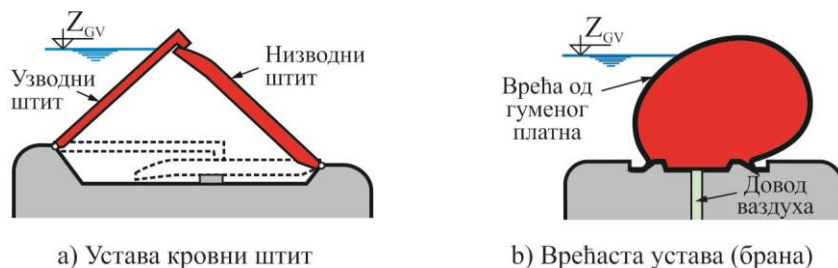
- 1) Велика брзина маневра.
- 2) Тачно регулисање протицаја и нивоа.
- 3) Нема потребе за стубовима.
- 4) Добро пропуштање леда и пливајућих предмета.

Мане су:

- 1) Осетљивост на вибрације.
- 2) Потребна је одговарајућа висина (“дубина”) прага, или конструкција за уграђивање серво уређаја.
- 3) Због наноса и пливајућих предмета потребно је често чишћење нише.

* * *

Постоје и други типови површинских затварача (сл. 9.23), као што су устава кровни штит (Lewin 2001, Ђорђевић 1984), или врећасте устава (Lewin 2001, Sehgal 1996, Novak 1996), али се они ређе срећу у пракси и неће се овде обрађивати.



Сл. 9.23 Кровни штит и врећаста устава (брана)

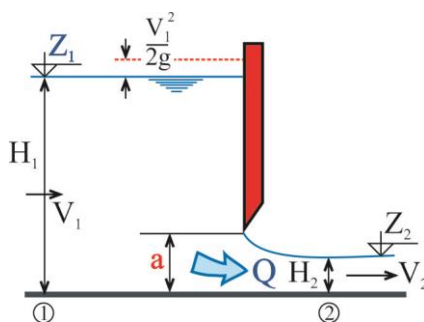
IX.2 ТЕЧЕЊЕ ИСПОД ПОВРШИНСКИХ ЗАТВАРАЧА

Задатак површинских затварача (устава) је да омогуће контролисану евакуацију великих вода, односно захватање површинских вода за кориснике, као и регулацију нивоа испред устава. Зато је неопходно познавати *криву протицаја*, тј. везу између протицаја, Q , отвора затварача, a , и нивоа воде испред затварача, Z_1 ($Q=Q(Z_1, a)$ на сл. 9.24). Ако је предвиђена и могућност потопљеног истицања (када је хидраулички скок “навучен” на устави), потребно је у зависност укључити и коту низводног нивоа, Z_3 ($Q=Q(Z_1, a, Z_3)$, на сл. 9.28).

У великом броју практичних задатака, геометрија прелива, прилазне деонице, као и облик и положај самог затварача намећу сложена струјања, која се не могу тачно описати нити решити упрошћеним једначинама (које се у ту сврху најчешће користе у прелиминарним анализама). Зато се код сваког важнијег објекта, пре израде главног пројекта, препоручује испитивање и побољшање пројектованог решења на физичком моделу. Уштеде које се оваквим испитивањима могу постићи, по правилу вишеструко надмашују цену моделских испитивања.

Слободно (непотопљено) истицање

Код слободног истицања испод устава, скок је одбачен низводно од устава, и *ниво доње воде не утиче на истицање*, тј. на протицај, па је $Q=Q(Z_1, a)$. Слика 9.24 приказује слободно истицање испод табласте устава у каналу са *хоризонталним* дном. Устава је исте ширине, B , као и канал. (Случај са хоризонталним призматичним каналом је изабран ради прегледности излагања.) Написаће се енергетска једначина између пресека испред и иза устава:



Сл.9.24 Слободно истицање испод табласте устава

$$(9.9): \quad H_1 + \frac{V_1^2}{2g} = H_2 + \frac{V_2^2}{2g}(1 + \xi),$$

где је: ξ = губитак енергије, обично занемарљиво мали. Одавде се може изразити брзина у пресеку “2” иза уставе, као:

$$(9.10): \quad V_2 = \frac{1}{\sqrt{1 + \xi}} \sqrt{2g \left(H_1 + \frac{V_1^2}{2g} - H_2 \right)} = C_V \sqrt{2g \left(H_1 + \frac{V_1^2}{2g} - H_2 \right)},$$

где је коефицијент брзине $C_V = \frac{1}{\sqrt{1 + \xi}}$. Протицај, Q , једнак је:

$$(9.11): \quad Q = AV = B H_2 C_V \sqrt{2g \left(H_1 + \frac{V_1^2}{2g} - H_2 \right)}.$$

Ако се запази да је дубина у пресеку сужења $H_2 = C_A a$ (где је C_A = коефицијент сужења – контракције) и да је $V_1 = \frac{Q}{H_1 B}$, једначина 9.11 постаје:

$$(9.12): \quad Q = B a C_A C_V \sqrt{2g \left(H_1 + \frac{Q^2}{2g(H_1 B)^2} - a C_A \right)}.$$

За задату коту нивоа воде, Z_1 , односно задату висину испред уставе, H_1 и задат отвор уставе, a , као и за усвојене вредности коефицијената брзине, C_V , и сужења, C_A , једначина 9.12 се решава по протицају, Q :

$$(9.12a): \quad Q = B a C_A C_V \sqrt{\frac{H_1(H_1 - a C_A)}{H_1^2 - a^2(C_A C_V)^2}} \sqrt{2g H_1} = B a C_Q \sqrt{2g H_1},$$

где је коефицијент протицаја $C_Q = C_A C_V \sqrt{\frac{H_1(H_1 - a C_A)}{H_1^2 - a^2(C_A C_V)^2}}$.

Ако је долазна брзина, V_1 , мала, може се из једначине 9.12 изоставити брзинска висина, $V_1^2/2g$, па отпада потреба за решавањем квадратне једначине. (Једначина 9.12а може се добити и непосредно из енергетске једначине 9.9).

* * *

Коефицијент брзине, C_V , је близак јединици, јер нема много препрека које ремете ток ($C_V \cong 0.95 \div 1.0$). Ако се претпостави да је $C_V = 1$, (односно, $\xi = 0$), енергетска једначина (9.9) може се написати као:

$$H_1 - H_2 = \frac{Q^2}{2g B^2} \frac{1}{H_1^2 H_2^2} (H_1^2 - H_2^2), \text{ па је:}$$

$$Q = B\sqrt{2g} \frac{H_1 H_2}{\sqrt{H_1 + H_2}} = B \frac{C_A}{\sqrt{\frac{H_1 + C_A a}{H_1}}} a \sqrt{2g H_1}, \text{ односно:}$$

$$(9.12b): \quad Q = B C_Q a \sqrt{2g H_1}, \text{ с тим што је } C_Q = \frac{C_A}{\sqrt{1 + C_A \frac{a}{H_1}}}.$$

Наравно, једначина 9.12b може се добити непосредно из једначине 9.12a, ако се усвоји да је коефицијент брзине $C_V = 1$.

Као што се види из до сада изложеног, при прорачуну криве протицаја за истицање испод затварача може се применити више различитих формула. За сваку од формула коефицијент протицаја има одговарајући облик, о чему треба водити рачуна при примени формула.

* * *

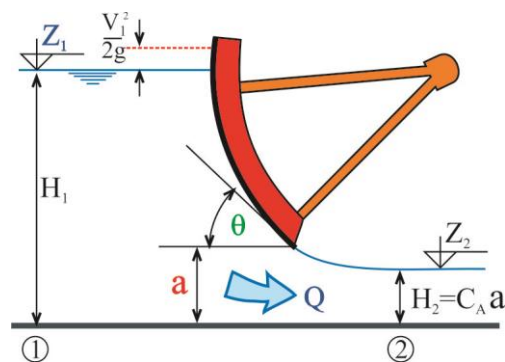
Коефицијент сужења – контракције, C_A , зависи од типа затварача и од степена отворености устава, $a^* = a/H_1$.

а) Код површинских *табластих устава* може се усвојити да је коефицијент сужења константан и износи $C_A \cong 0.61$.

б) Код *сегментних* (радијалних) *устава* коефицијент C_A зависи од угла под којим нож стоји у односу на хоризонталу:

$$(9.13): \quad C_A = 1 - 0.75 \frac{\theta}{90} + 0.36 \left(\frac{\theta}{90} \right)^2,$$

где је θ угао у степенима (сл. 9.25).



Сл. 9.25 Слободно истицање испод радијалне устава

Закривљена контура сегментне уставе боље прати облик млаза него равна табласта устава, па је зато код сегментне уставе коефицијент сужења мањи, односно коефицијент истицања је већи.

* * *

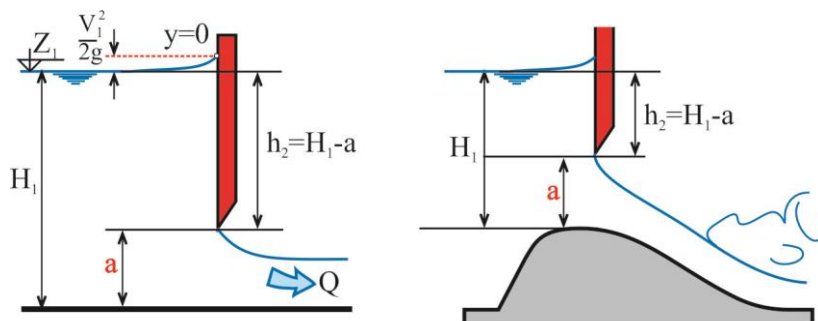
Када се устава потпуно подигне, на прагу се успоставља *слободно преливање*, које се описује уобичајеном једначином преливања (јед. 8.20а):

$$(9.14): \quad Q = C_p B \sqrt{2g} \left(H_1 + \frac{V_1^2}{2g} \right)^{\frac{3}{2}}.$$

Тачније, експерименти су показали да се слободно преливање остварује и *пре потпуног подизања устава* изнад нивоа горње воде – чим однос $a^* = a/H_1$ постане већи од $\cong 0.8$ ($a^* \geq 0.8$).

* * *

Енергетском једначином 9.9 не може се добро описати течење при *великим вредностима отворености* $a^* = a/H_1$, јер распоред притиска у млазу не одговара хидростатичком (посебно код закривљених контура прелива), а распоред брзина је далеко од униформног, због изразите разлике притиска по дубини испред отвора. При малим отвореностима, a^* , закривљеност контуре прелива је мала, с обзиром на малу дебљину млаза, а распоред брзина у млазу је уједначенији због мале варијације притиска по дубини испред отвора (као код дубинских устава под високим притиском, сл. 9.42), па се једначина 9.9 може успешно применити.



Сл. 9.26 Истицање из великих отвора

Зависност Z_1 од Q при великим отвореностима, a^* , може се добити на више начина. Најсигурније је користити резултате мерења на физичком моделу. Најједноставније је интерполовати вредности између чистог истицања (јед. 9.12), и чистог преливања (јед. 9.14). Амерички аутори (USBR 1987, USA COPRS 1977) за течење испод табласте устава препоручују зависност која се заснива на прорачуну истицања из великих отвора (сл. 9.26).

Ако се привремено занемари утицај сужења млаза и закривљености струјница, брзина $V(y)$ на растојању y (мерено испод енергетске коте уставе, сл. 9.26), биће према Бернулијевој једначини за струјницу:

$$(9.15): \quad V(y) = \sqrt{2gy}, \text{ а елементарни протицај:}$$

$$(9.16): \quad dQ(y) = B V(y) dy = B \sqrt{2gy} dy.$$

Интегрисањем једначине 9.16 по отвору $a = H_1 - h_2$ (сл. 9.26), добија се теоријски протицај Q' (без сужења – контракције):

$$(9.17): \quad Q' = \int_{h_2 + \frac{V_1^2}{2g}}^{H_1 + \frac{V_1^2}{2g}} B \sqrt{2gy} dy = \frac{2}{3} B \sqrt{2g} \left[\left(H_1 + \frac{V_1^2}{2g} \right)^{\frac{3}{2}} - \left(h_2 + \frac{V_1^2}{2g} \right)^{\frac{3}{2}} \right].$$

Када се обрачуна и сужење млаза, добија се стварни протицај, Q :

$$(9.18): \quad Q = C_{Q1} B \sqrt{2g} \left[\left(H_1 + \frac{V_1^2}{2g} \right)^{\frac{3}{2}} - \left(h_2 + \frac{V_1^2}{2g} \right)^{\frac{3}{2}} \right],$$

где је $C_{Q1} = 2/3 C_A$.

Експерименти су показали (USA CORPS 1977) да је коефицијент истицања из јед. 9.18 приближно једнак коефицијенту преливања (при паду H_1) из једначине 9.14 (тј. $C_{Q1} = C_P$), па се може написати да је:

$$(9.19): \quad Q = C_P B \sqrt{2g} \left[\left(H_1 + \frac{V_1^2}{2g} \right)^{\frac{3}{2}} - \left(h_2 + \frac{V_1^2}{2g} \right)^{\frac{3}{2}} \right].$$

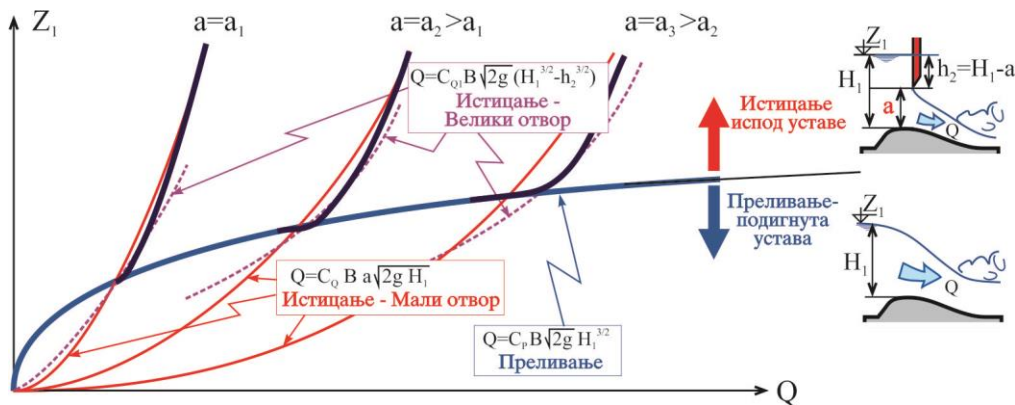
При малим долазним брзинама, брзинска висина, $V_1^2/2g$, се може занемарити.

Треба водити рачуна да једначина 9.19 не даје исправна решења за отворе који су блиски потпуно подигнутом положају уставе ($a \approx 0.8$, где важи једначина преливања 9.14), нити за мале отворе (где важи једначина 9.12). Прелаз између “чистог истицања” (јед. 9.12) на истицање кроз “велике отворе” (јед. 9.19) и даље на преливање (јед. 9.14) је постепен и треба га описати благим прелазницама на кривој протицаја (сл. 9.27).

На основу једначина (9.9) и (9.19) и опсежних лабораторијских испитивања, Nager и Vreem (1988) предлажу једначину која обједињује струјање при малим и великим отворима:

$$(9.20): \quad Q = Q_{PR} \left[\left(\frac{H_1}{H_R} \right)^{\frac{3}{2}} - \left(\frac{H_1}{H_R} - \frac{a}{H_R} \right)^{\frac{3}{2}} \right] \left(\frac{1}{6} + \frac{a}{H_R} \right)^{\frac{1}{9}},$$

где су: Q_{PR} = рачунски протицај прелива (протицај према коме је димензионисана преливна контура), а H_R = рачунски пад испред прелива.



Сл. 9.27 Крива протицаја испод уставе за слободно (непотопљено) течење

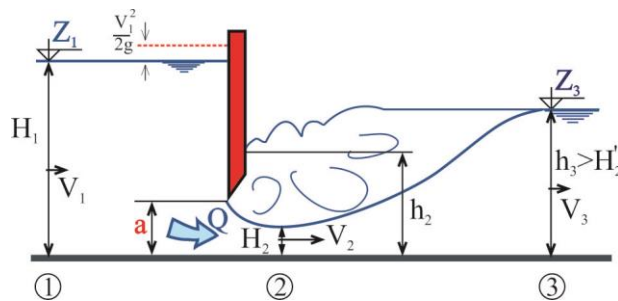
* * *

Да би се избегло нестабилно течење низводно од уставе, треба обезбедити неопходну силивитост струјања. Обично је довољно да Фрудов број у пресеку “2” иза уставе буде $F_{R2} = V_2^2 / (g H_2) > 1.5$.

Потопљено Истицање

Код потопљеног истицања скок је навучен на устави. Доња вода је превише висока и ствара сувише велику силу притиска да би је млаз испод уставе “савладао” и одбацио хидраулички скок низводно од уставе. Другим речима, када је спрегнута дубина млаза испод уставе мања од дубине у низводном каналу, $H_2'' < h_3$, скок је навучен и истицање је потопљено.

Потопљено течење испод уставе, како је напред речено, може да доведе до вибрација услед периодичног померања вртлога у ваљку скока. Ипак, у одређеним топографским условима (равничарски предели) потопљено истицање се мора прихватити као једино могуће решење.



Сл. 9.28 Потопљено истицање испод уставе

Слика 9.28 приказује потопљено истицање испод табласте уставе у правоугаоном призматичном каналу са хоризонталним дном. Задатак је да се одреди протицај, Q , за задате нивое горње и доње воде, Z_1 и Z_3 и отвор уставе, a .

За разлику од слободног истицања овде се јавља додатна непозната – дубина воде непосредно иза уставе, h_2 (сл. 9.28), па је поред енергетске једначине између пресека “1” и “2” потребан још један услов. То је *једначина одржања количине кретања* (једначина сила) између пресека “2” и “3”. (Између пресека “2” и “3” се не може користити једначина енергије, јер се не зна губитак у ваљку скока.)

Притисак у пресеку “2” се рачуна са дубином, h_2 (она одређује ниво, а тиме и притисак), док се брзина V_2 рачуна преко сужене дубине $H_2 = C_A a$. (Млаз протиче кроз пресек одређен дубином H_2 , док се у слоју изнад млаза образује вртложни ваљак, који притиска млаз, уједно му одузимајући енергију кроз повратно струјање у вртлозима.)

Према горе наведеном, енергетска једначина између пресека “1” и “2” ће се написати као:

$$(9.21): \quad H_1 + \frac{Q^2}{2g(H_1 B)^2} = h_2 + \frac{Q^2}{2g(a C_A B)^2} (1 + \xi),$$

а једначина сила између пресека “2” и “3” биће:

$$(9.21a): \quad \rho g \frac{h_2^2}{2} B + \rho \frac{Q^2}{a C_A B} = \rho g \frac{h_3^2}{2} B + \rho \frac{Q^2}{h_3 B}.$$

За задате нивое горње и доње воде, Z_1 и Z_3 , систем једначина 9.21 и 9.21a може се решити итеративно по променљивима Q и h_2 . Када се одређује крива протицаја, једноставније је изабрати парове вредности h_3 и Q (односно Z_3 и Q), па експлицитно решити једначину 9.21a по дубини h_2 , а затим срачунати дубину H_1 (односно коту нивоа Z_1) из једначине 9.21.

IX.3 ДУБИНСКИ ЗАТВАРАЧИ

Дубинским затварачима контролишу се затварање и отварање довода под притиском: темељних испуста, дубинских захвата доводних тунела, цевовода хидроелектрана, и сл. Често се као дубински затварачи примењују табласти (клизећи и котрљајући) и сегментни затварачи, који се такође користе и као површински. За разлику од прелива и површинских захвата, за дубинско затварање се користе и затварачи са *кружним* отвором попречног пресека. Затварачи кружног пресека су повољнији са гледишта примања оптерћења и заптивања и не захтевају прелазне деонице (са круга на правоугаоник), као затварачи правоугаоног пресека.

Дубински затварачи могу бити намењени за *регулацију* протицаја, за *ремонт*, а могу служити и као *брзи хаваријски* затварачи. Од улоге ће често зависити тип затварача, положај дуж довода, као и начин заптивања.

Регулациони затварачи се користе код темељних испуста акумулација, за испуштање минималног гарантованог протицаја (биолошког минимума), код довода за наводњавање и

снабдевање водом, или за друге кориснике. За регулисање протицаја користе се затварачи који омогућавају стабилан рад (без пулзација и нестабилног течења) при свим (или скоро свим) протицајима.

Да би се обезбедила ефикасна и безбедна регулација протицаја код испуста под притиском¹, регулациони затварач мора бити на *низводном крају цеви*, то јест *на месту где се довод под притиском завршава, и почиње течење са слободном површином*. Ако би регулациони затварач био постављен усред тока под притиском (сл. 9.35), његова регулација би се обављала *искључиво кроз губитак енергије* (губитак пада) услед вртлога (турбуленције), које изазива ширење суженог тока иза затварача. Преко губитка енергије ће се донекле смањити брзина у цеви, али ће пресек на низводном крају и даље одређивати површину тока и бруто пад (из кога се “ствара” брзина), а тиме и протицај². При оваквој “регулацији”, локална брзина у пресеку затварача би расла са смањивањем отвора, према једначини континуитета. Пораст брзине би, према једначини енергије, условио смањење притиска у пресеку (сл. 9.35), што би изазвало кавитацију, или увлачење ваздуха са недопустивим нестабилним течењем и вибрацијама. С друге стране, затварач *са слободним истицањем* (сл. 9.36) претставља *стабилан контролни пресек* и регулише протицај променом површине попречног пресека тока, док је брзина у пресеку затварача мање–више константна (независно од отворености затварача). (Наравно, мења се брзина у самом доводу под притиском испред затварача, у складу са једначином континуитета.)

За разлику од регулационих, *хаваријски* и *ремонтни* затварачи имају само два положаја: *потпуно отворен – подигнут* и *потпуно спуштен – затворен*, па се као такви могу постављати на било које место у проточном тракту довода под притиском.

Према начину заптивања дубински затварачи могу бити:

- 1) **Са низводним заптивањем** (сл. 9.29), тако да је при затвореном положају затварача пијезометарски ниво исти *испред* и *изнад* затварача (и једнак нивоу воде у акумулацији). Ови затварачи преносе оптерећење директно на бокове објекта.
- 2) **Са узводним заптивањем** (сл. 9.31), тако да је притисак *изнад* затварача атмосферски (или зависи од низводних услова). Ови затварачи такође преносе оптерећење директно на бокове објекта.
- 3) Постављени у **изолованом кућишту** (омотачу, кутији), тако да се погонски механизам може сместити у просторију непосредно изнад или поред затварача (а испод коте нивоа у акумулацији). Ово је често решење код затварачница у бетонским бранама, и код водостанских затварачница. У ову групу затварача, између осталих, спадају лептирасти (сл. 9.44), кугласти (сл. 9.45) и конусни затварачи (сл. 9.46). Овакви затварачи преносе оптерећење на конструкцију преко свог кућишта.

¹ Мисли се на испусте са великим брзинама и протицајима.

² Осим при сасвим малим отворима затварача, када губитак на затварачу постане доминантан члан у билансу енергије, односно, када достигне вредност бруто пада.

Неки типови затварача (на пример табласти) могу се поставити са низводним, или узводним заптивањем, или као изоловани у кућишту.

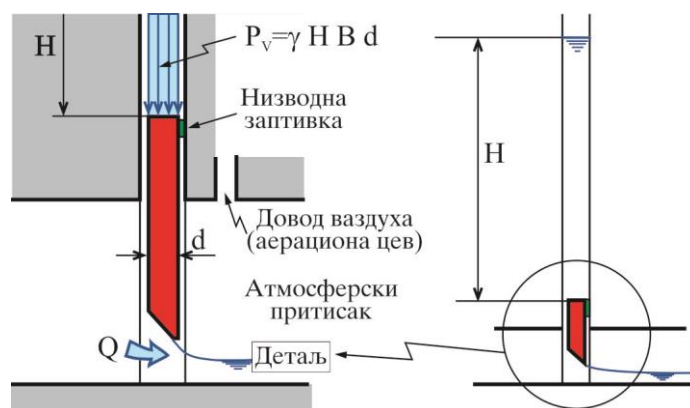
Најважније особености дубинских затварача су:

- 1) Висок хидростатички притисак условљава велику дебљину (и масу) затварача, као и велике силе за подизање и спуштање затварача.
- 2) Теже се постиже вододрживост него код површинских затварача, због високог притиска и потребе заптивања горње ивице затварача.
- 3) Велике брзине воде испод затварача, које су резултат високог притиска, повећавају опасност од кавитационе ерозије.
- 4) *Вибрације* могу настати због периодичног одлепљивања млаза, неконтролисаног процуривања на заптивкама при истицању, или низводне препреке (ниша, низводни затварач, и сл.).
- 5) Теже су *приступачни* за уградњу, руковање и одржавање од површинских затварача.
- 6) Неопходно је обезбедити везу са атмосферским притиском низводно од затварача (аерациона цев).

IX.3.1 Силе при подизању и спуштању дубинских затварача

Сила потребна да се подигне или спусти дубински затварач, значајно је већа у односу на силе подизања и спуштања код одговарајућих површинских затварача и то услед:

- 1) Велике *дебљине*, односно, тежине носећих елемената тела затварача, који се одупиру моментима које ствара високи хидростатички притисак.
- 2) Велике силе *трења*, која је последица велике хидростатичке силе.
- 3) Повећања *вертикалне компоненте нето хидростатичке силе код низводног заптивања* (сл. 9.29) при истицању, када испод затварача влада притисак близак атмосферском, док се изнад затварача налази слој воде под пуним хидростатичким притиском.

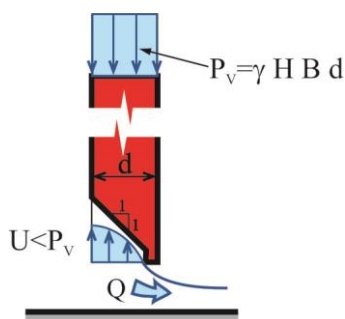


Сл. 9.29 Вертикална хидростатичка сила код низводног заптивања

Притисак на дно затварача може се повећати одговарајућим обликовањем (сл. 9.30). “Пригушење” пресека на низводном крају доње ивице затварача смањује брзину (и брзинску висину) на узводном крају, што (према енергетској једначини) доводи до повећања притиска испод затварача и смањује вертикалну нето силу на затварач. (Овакво обликовање уједно погодује стабилности излазног млаза, како је већ објашњено, сл. 9.11).

Треба имати на уму да понекад сила вертикалног притиска може бити и корисна, јер омогућава лакше спуштање затварача при брзом затварању код хаваријских затварача.

Код *узводног заптивања* “отежавајућа” вертикална хидростатичка сила изостаје, али у одређеним околностима, у доводу под притиском настаје сасвим супротан проблем. Може доћи до једновремене појаве великог притиска на дну затварача, и малог притиска на “плафону”, што изазива нето силу навише, и *искакање* (“катапултирање”) затварача (ако није одговарајуће подупрт са горње стране).



Сл. 9.30 Обликовање доње ивице затварача са низводним заптивањем

Овакав проблем може да настане при пуњењу довода за хидроелектрану (сл. 9.31). На слици 9.31 довод је затворен са низводне стране ($Q_{IZL} = 0$), узводни затварач је делимично подигнут, и тунел се пуни. У почетку је низводно од затварача течење са слободном површином. Ваздух напушта довод кроз аерациону цев (иначе се тунел не би могао напунити).

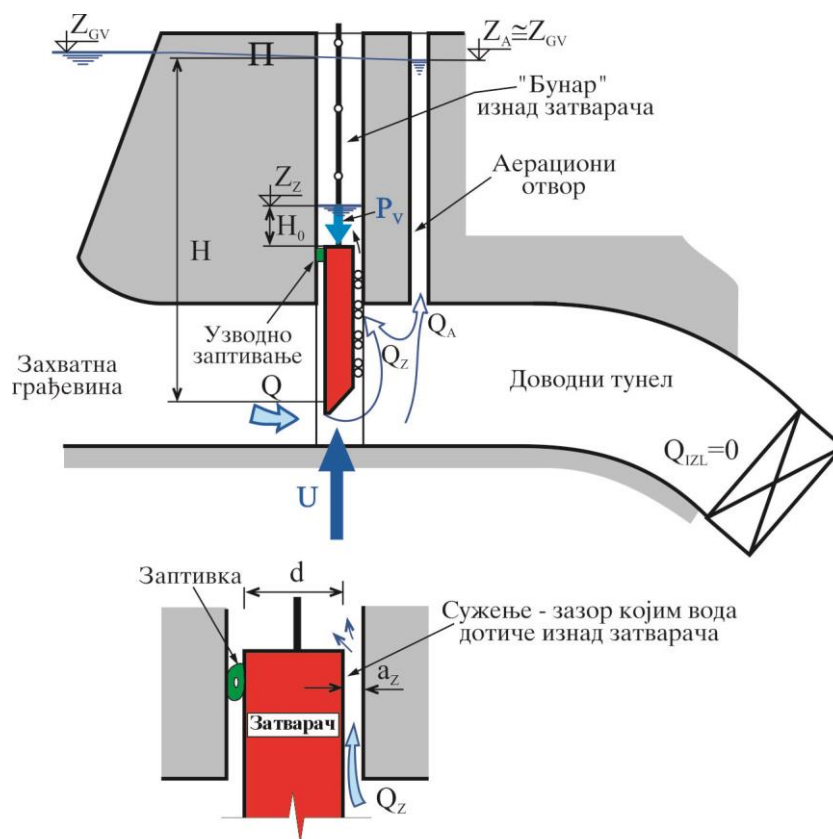
Пошто се тунел напуни водом, притисак низводно од затварача почиње нагло да расте (то показује пијезометарски ниво, Z_A , у аерационом отвору), чиме се смањује пад – денивелација испред и иза затварача, па брзина испод затварача опада.

Критичан тренутак настаје кад се брзина приближи нули, па је испод затварача пун хидростатички притисак (пун узгон) $U_{MAX} = \gamma d B H$ (B = ширина затварача). У исто време, ниво воде изнад затварача, Z_Z , је знатно нижи од Z_A , јер вода није стигла да испуни простор (“бунар”) изнад затварача кроз узани зазор. Тако, изнад затварача влада вертикална сила притиска $P_V = \gamma d B H_0$. Уколико је:

$$P_V + G_{ZATVARAČA} + F_{TRENJA} < U_{MAX},$$

долази до искакања затварача. (Сила трења, F_{TRENJA} , се може занемарити, што је на страни сигурности.)

Да би се оваква искакања избегла, потребно је ускладити ширину зазора, a_z , са површином отвора (“бунара”) изнад затварача и површином пресека аерационог отвора. Ако је ово усклађивање пропуштено приликом пројектовања, потребно је смањити брзину пуњења довода, да би се простор изнад затварача могао напунити пре него што испод затварача завлада пун узгон.



Сл. 9.31 Услови за катапултирање затварача са узводним заптивањем

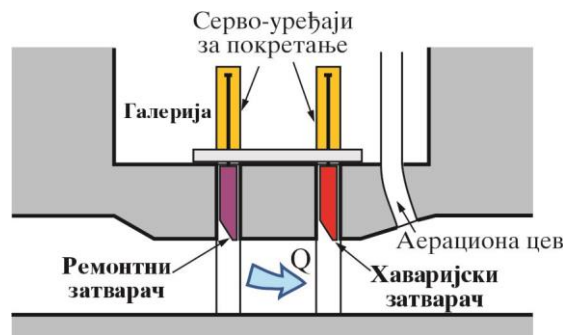
IX.3.2 Приступ дубинским затварачима

Приступ дубинским затварачима је тежи у односу на површинске (сем код оних на низводном крају довода), јер се налазе у телу бране, или у тунелу – десетине метара испод површине терена. Прилаз је обично кроз галерије или шахтове код затварача у телу бетонских брана и кроз шахтове и/или куле са приступним мостовима код тунелских затварача (поглавље XI). Механизам за покретање затварача може бити у галерији непосредно изнад затварача – дубинске затварачнице (неопходно је обезбедити суву галерију и прилаз), или на површини терена изнад нивоа у акумулацији – површинске затварачнице, где се пренос силе омогућава кроз вертикални (ређе кос) шахт, или вођице. Шема дубинске затварачнице са галеријом дата је на сл. 9.32, док је шема са преносом кроз шахт већ показана на сл. 9.31.

Код затварача правоугаоног пресека неопходне су прелазне деонице са кружног пресека проводника (тунела, цеви) на правоугаони пресек затварача и са правоугаоног пресека, назад на

кружни пресек низводно од затварача.

С обзиром на висок хидростатички притисак (који ствара велики моменат савијања на затварачу), површину отвора треба што више смањити. Ако је низводно од затварача предвиђено течење под притиском, као код доводних тунела хидроелектрана, није пожељно усвојити ни превише мали отвор, јер би то повећало локални губитак при проширењу млаза иза отвора, а локално повећање брзине би увећало опасност од кавитације.



Сл. 9.32 Дубинска затварачница

Обично је дужина прелазне деонице $L = 1.5 \div 5.0 d_0$ (сл. 9.33), с тим што је низводна прелазница дужа од узводне због особености течења при ширењу млаза (повратно струјање, и одвајање вртлога у којима се губи енергија тока, последица су ширења контуре проводника).

Однос површина A_0/A_1 (сл. 9.33) ретко прелази 1.25. Према препорукама (USB 1987) за затварачнице под притиском, код сужења (узводна прелазница) максимални угао скретања, α_{UZV} , требало би ограничити са:

$$(9.22) : \quad \operatorname{tg} \alpha_{UZV} \leq \frac{1}{\bar{V} / \sqrt{gd}} ,$$

а код проширења (низводна прелазница) са:

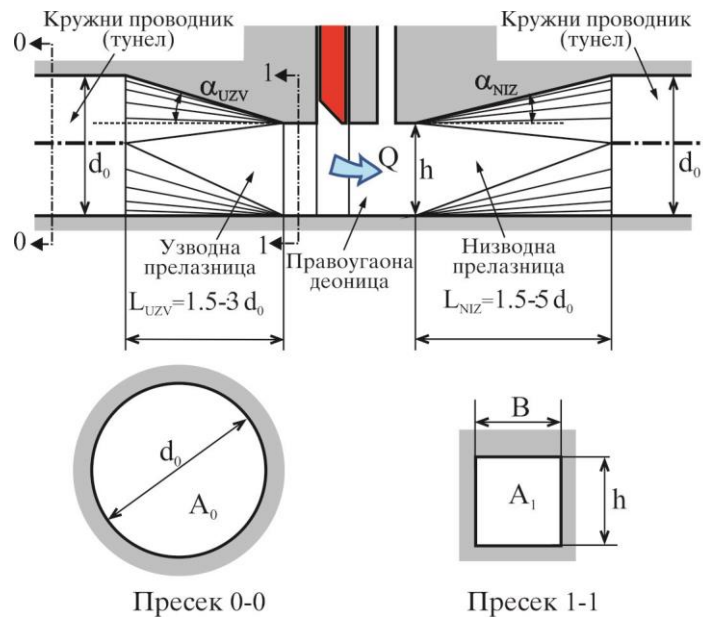
$$(9.23) : \quad \operatorname{tg} \alpha_{NIZ} \leq \frac{1}{2\bar{V} / \sqrt{gd}} ,$$

где је: \bar{V} = средња брзина на прелазној деоници, а \bar{d} = средњи (еквивалентни) пречник на прелазној деоници.

(Исти аутори препоручују да α_{NIZ} буде мање од 10° .)

Губитак енергије на прелазницама често се рачуна као збир губитака на сужењу, проширењу и нишама затварача ($\Delta E_{SUZENJA} + \Delta E_{PROŠIRENJA} + \Delta E_{NIŠA}$). Правилније је све губитке на овако краткој деоници обрачунавати заједно (преко једног коефицијента), јер поремећај струјања услед сужења и ниша затварача може битно утицати на струјну слику при проширењу

тока. Према истраживањима USA Corps of Engineers (1977), укупни губитак на целој деоници се узима као $\Delta h = \xi_{TOTAL} V_1^2 / 2g$, где је $\xi_{TOTAL} = 0.30 \div 0.45$, а $V_1 \equiv V_C =$ брзина у сужењу.



Сл. 9.33 Прелазнице код довода под притиском

IX.3.3 Кавитација и вибрације код дубинских затварача

Основни појмови о кавитацији и кавитационој ерозији објашњени су у поглављу VIII о евакуационим органима. Када притисак у некој тачки тока падне испод притиска засићене водене паре, вода почиње да испарава, а настали мехурићи паре прелазе назад у течно стање, чим доспеју у зону повишеног притиска, уз ослобађање велике количине енергије у виду ударних таласа, кроз периодично колабирање и ширење мехура. Ослобођена енергија често је узрок оштећења објеката и опреме (кавитациона ерозија), посебно ако се кавитација јавља близу контуре објекта.

Узрок кавитације је локално снижење притиска, а према једначини енергије, притисак опада када расте брзина. Зато ће дубински затварачи, код којих се јављају велике брзине, бити далеко подложнији кавитационој ерозији од одговарајућих површинских затварача.

Слика 9.34 приказује течење у доводу под притиском са полуотвореним затварачем на средини довода. То је идеално струјање за појаву кавитације.

Услови за настанак кавитације описале се на три “нивоа апроксимације”, односно три нивоа сагледавања појаве:

1) При најгрубљој апроксимацији, претпоставља се да је *тијезометарска кота константна у пресеку сужења “С”* (као при паралелном и праволинијском струјању). Очигледно је да пијезометарска кота иза затварача опада у односу на непоремећени пресек “О”

испред затварача, на рачун повећања брзине у сужењу. Ако се занемари енергетски губитак између пресека “О” и “С”, може се написати:

$$(9.24): \quad \Pi_{C,1} + \frac{V_{C,1}^2}{2g} = \Pi_0 + \frac{V_0^2}{2g}, \text{ односно:}$$

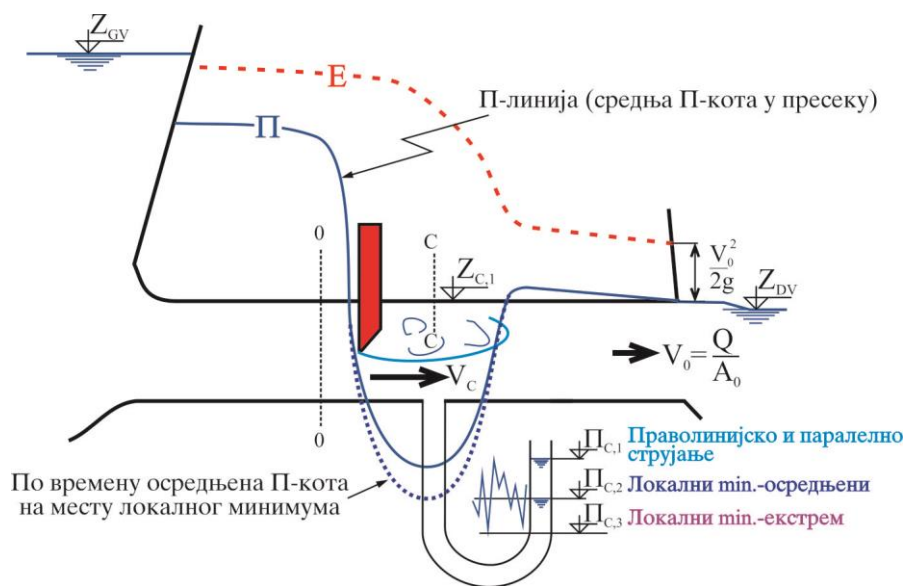
$$(9.25): \quad \Pi_{C,1} = \frac{p_{C,1}}{\gamma} + Z_{C,1} = \Pi_0 + \frac{V_0^2}{2g} - \frac{V_{C,1}^2}{2g},$$

где цифра “1” у индексу означава први ниво апроксимације.

С обзиром да се претпоставља хидростатички распоред притиска у пресеку “С”, *минимални притисак* се остварује у највишој тачки тунела (кота $Z_{C,1}$ на слици):

$$(9.26): \quad \left. \frac{p_{C,1}^{abs}}{\gamma} \right|_{\min} = \left. \frac{p_{C,1}}{\gamma} \right|_{\min} + \frac{p_{atm}}{\gamma} = \Pi_0 + \frac{V_0^2}{2g} - \frac{V_{C,1}^2}{2g} - Z_{C,1} + \frac{p_{atm}}{\gamma}.$$

До кавитације неће доћи уколико је $\left. \frac{p_{C,1}^{abs}}{\gamma} \right|_{\min} > \frac{p_V}{\gamma}$ (где је $p_V/\gamma =$ притисак засићене водене паре на температури воде у тунелу).



Сл. 9.34 Снижење притиска у сужењу иза затварача

2) У “другој апроксимацији” се уочава, да у вртложном ваљку иза затварача настају локална повећања брзине у односу на средњу брзину у пресеку “С”, па ће локални минимум притиска свакако бити нижи од претпостављеног у првој апроксимацији. Уз то, минимум притиска у пресеку “С” се највероватније неће остварити у највишој тачки тунела, већ се,

зависно од услова струјања, може јавити у некој другој тачки пресека са положајном котом $Z_{C,2}$, где се јавља и локални максимум брзине, $V_{C,2}$:

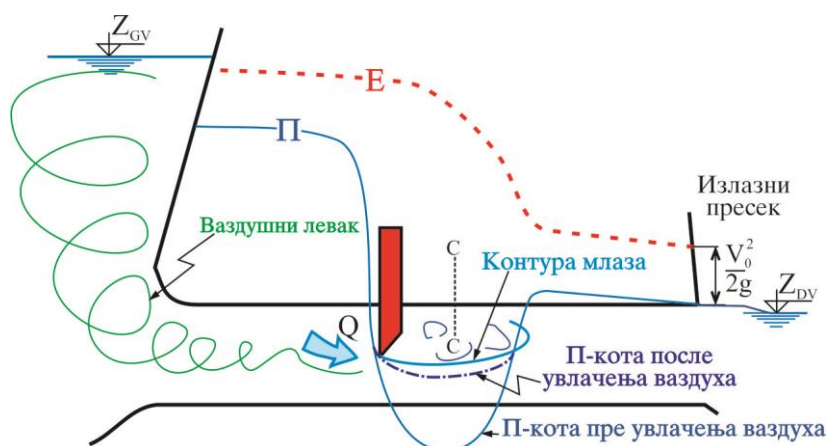
$$(9.27): \quad \left. \frac{P_{C,2}^{abs}}{\gamma} \right|_{min} = \Pi_0 + \frac{V_0^2}{2g} - \frac{V_{C,2}^2}{2g} - Z_{C,2} + \frac{P^{atm}}{\gamma}.$$

Положај тачке “С,2”, као и вредност минималног притиска, односно максималне брзине се не може аналитички одредити, већ се мора приступити експерименту (хидрауличким моделским испитивањима).

3) У претходној апроксимацији разматране су вредности притиска и брзине осредњене по времену. Међутим, *тренутни минимум* притиска може бити знатно нижи од временски осредњене вредности у посматраној тачки. Тренутни минимум превише кратко траје да би могао да утиче на појаву кавитације, па се уместо њега користи нека *статистичка мера флукуације притиска*. Тако се може усвојити да је меродавни флукуациони “додатак” притиска пропорционалан средњој брзинској висини млаза $k \frac{V_C^2}{2g}$ (где се вредност коефицијента k одређује експериментом), па је меродавни притисак за настанак кавитације:

$$(9.28): \quad \left. \frac{P_{C,3}^{abs}}{\gamma} \right|_{min} = \left. \frac{P_{C,2}^{abs}}{\gamma} \right|_{min} - k \frac{V_{C,2}^2}{2g}.$$

Претходно излагање показује да је без искуствених података могуће добити само грубу процену минималних притисака (“прва апроксимација”), односно грубу процену опасности од кавитационе ерозије у пресеку иза затварача. За тачнију процену потребни су резултати мерења – било да је реч о моделским испитивањима за разматрани објекат, или о подацима из литературе о сличним објектима.



Сл. 9.35 Непожељан вид “регулације“ у доводу под притиском

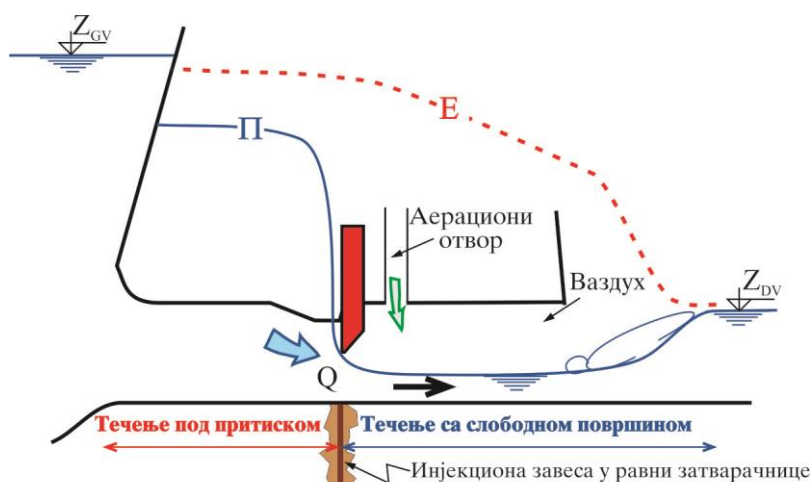
* * *

На основу једначина 9.24 ÷ 9.28 може се закључити да ће у пресеку сужења иза уставе настати вакуум ако се брзина V_C довољно повећа, односно ако се отвор уставе довољно смањи. До појаве вакуума контролни пресек (пресек који диктира протицај) је излазни пресек (сл. 9.35).

Вакуум доводи до *увлачења ваздуха* у довод и прекида континуитет тока под притиском иза затварача. Контролу привремено преузима пресек “С”, где се успоставља притисак већи од “вакуумског” (сл. 9.35).

Међутим, повећање притиска смањује довод ваздуха, што поново успоставља течење под притиском по целој дужини довода, као и контролу излазног пресека. Процес постаје периодичан, и јавља се опасност од *вибрација*. “Експлозије” ваздушних цепова по изласку из тунела, такође могу довести до вибрација и оштетити конструкцију. Очигледно је да се при описаном режиму течења, не може постићи *стабилан регулациони рад* затварача (контролисано испуштање воде кроз делимично подигнут затварач).

Овим се показује, као што је назначено на почетку излагања, да у доводу под притиском, у коме се очекују велике брзине и ниски притисци, *регулацију протицаја треба вршити на месту где се завршава течење под притиском*, односно где се успоставља течење са слободном површином (ту се успоставља и контролни пресек)¹. Наравно, затварачи се користе и у доводима под притиском, али при том не врше регулацију протицаја – служе да прекину протицање, или да поново напуне довод пре него што се отворе низводни регулациони затварачи.



Сл. 9.36 Течење са слободном површином низводно од регулационог затварача

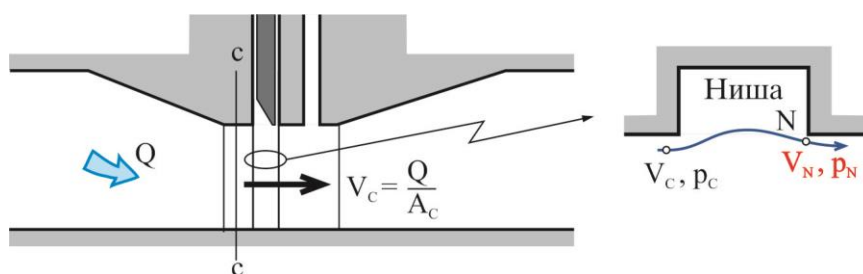
Регулациони затварачи темељних испуста се ретко постављају на низводном крају тунелског довода. Такав тунел је по целој дужини изложен пуном притиску воде из акумулације, што је везано са опасношћу од процуривања воде под високим притиском кроз

¹ Међутим, у доводима са малим брзинама и високим притиском (водоводне мреже), регулација преко губитка енергије на затварачу је сасвим прихватљива, јер се не јављају услови за настанак кавитације.

прелине у тунелској облози, уз испирање средине која је у додиру са облогом. Зато се, код диспозиција темељног испуста као на сл. 9.36, затварач којим се прекида довод под притиском обично поставља у равни инјекционе завесе (коју довод пресеца, сл. 5.15), тако да порни притисак, који узводно од завесе (вододрживе преграде) влада у средини са спољашње стране облоге, не дозвољава процуривање и испирање средине. На деоници иза затварача се, одговарајућим обликовањем довода и аерацијом, омогућава течење са слободном површином (сл. 9.36), док је узводно од затварача течење под притиском. На овај начин се ток под притиском (као хидраулички ефикаснији вид струјања) омогућава на што већој дужини тунела. Често је алтернатива оваквом решењу, да се у оптични тунел, који је претходно служио за скретање реке (поглавље IX), угради челична цев мањег пречника од пречника тунела (видети део XI.2). У том случају, регулациони затварач може бити на низводном крају, што је диспозиционо повољније од тунелске затварачнице.

* * *

Нише дубинских табластих затварача посебно су осетљиве на кавитациону ерозију, а могу постати и извор периодичног откидања вртлога и вибрација. На низводној ивици нише (тачка “N” на сл. 9.37) локална брзина, V_N , је већа од средње брзине непоремећеног тока у пресеку “C” испред нише (V_C), па је према Бернулијевој једначини за струјницу, притисак у тачки “N” нижи од “непоремећеног” притиска узводној тачки “C”:



Сл. 9.37 Локално струјање око ниша затварача

$$(9.29): \quad \frac{p_C}{\gamma} + \frac{V_C^2}{2g} = \frac{p_N}{\gamma} + \frac{V_N^2}{2g}, \text{ односно:}$$

$$(9.30): \quad \frac{p_N}{\gamma} = \frac{p_C}{\gamma} - \frac{V_C^2}{2g} \left[\left(\frac{V_N}{V_C} \right)^2 - 1 \right] = \frac{p_C}{\gamma} - \sigma_C \frac{V_C^2}{2g},$$

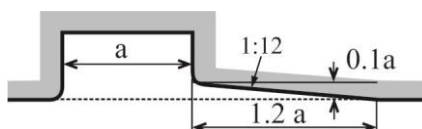
где је: σ_C = критични кавитациони број, објашњен у поглављу VIII. За случај правоугаоне нише као на сл. 9.37, критични кавитациони број варира, зависно од односа ширине и дужине нише (Слискиј 1979, USA Corps of Engineers 1977) од 0.15 до 0.50. Уколико је притисак p_N/γ у једначини 9.30 мањи од притиска zasiћене водене паре, p_v/γ , стиче се услов за појаву кавитације. Што је разлика $p_v/\gamma - p_N/\gamma$ већа, већи су и изгледи за настанак кавитационе ерозије низводно од нише. Ово је квантификовао Слискиј (1979), преко односа кавитационог броја,

$$\sigma = \frac{p_C - p_v}{\frac{1}{2} \rho V_C^2} \text{ и критичног кавитационог броја } \sigma_C \text{ (табела 9.1).}$$

На обликовању ниша против кавитације урађена су обимна истраживања (Слискиј 1979, USA Corps of Engineers 1977). Облик који се најчешће примењује (сл. 9.38) оптималан је са хидрауличног аспекта (смањење локалних потпритисака и опасности од кавитације, и отклањање потенцијалног извора вибрација), а уједно је и једноставан за извођење.

Стадијум развоја кавитације	σ/σ_c
1. Нема кавитације	> 1
2. Почетни стадијум кавитације	$1 \div 0.8$
3. Развијена кавитација	$0.8 \div 0.2$
4. Супер кавитација – одвајање кавитационих џепова	< 0.2

Таб. 9.1 Стадијум развоја кавитације зависно од односа σ/σ_c



Сл. 9.38 Оптималан облик нише затварача

Према препорукама USA Corps of Engineers (1977), критични кавитациони број за овако обликовање нише је $\sigma_c \cong 0.05 \div 0.10$. Више детаља о пројектовању ниша дубинских затварача може се наћи у литератури (Vischer & Hager 1998).

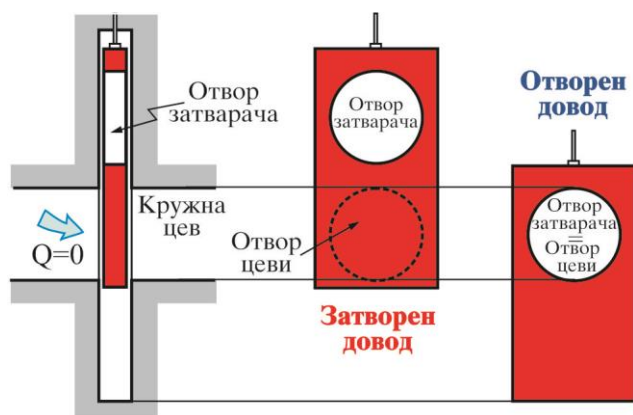
* * *

У доводима са **течењем под притиском**, за брзине преко 30 m/s, кавитација иза ниша се јавља и поред, претходно приказаног, оптималног обликовања. Облагање челичним лимом (панцеровање) помаже да се штета умањи или одложи, премда овакво решење може имати и супротан ефекат ако се лоше изведе и не одржава. Код овако великих брзина понекад се употребљавају затварачи *без ниша*, најчешће засунског типа са кружним отвором у телу, тако да тело затварача и кућиште чине континуалну контуру кад је затварач (потпуно) отворен (сл. 9.39).

Код затварача са **слободним истицањем**, често се притисак у нишама повећава помоћу “маске” од челичног лима, која смањује пресек истицања непосредно иза ниша (течење у нишама се “пригуши“ сл. 9.40). (Пригушење контролног пресека смањује брзине у ниши – односно повећава притисак). Маска омогућава и контролисано одвајање млаза низводно од затварача, без чега нема стабилног течења са слободном површином.

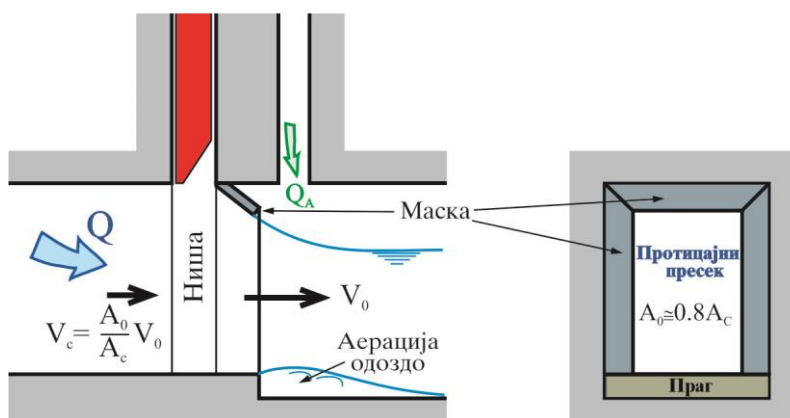
На слици 9.40 приказано је опробано средство за борбу против кавитационе ерозије – аерација млаза (која се користи и код брзотока, поглавље VIII). Праг иза затварача омогућава

да се млаз одвоји од контуре и са доње стране, како би могао да прими потребну количину ваздуха по целом обиму и спречи кавитациону ерозију низводно од прага.



Сл. 9.39 Затварач засунског типа, без ниша

Аерација помаже и у борби против вибрација – онемогућава потпритиске који изазивају периодично померање млаза.



Сл. 9.40 Аерација код течења са слободном површином иза затварача

Код дубинских затварача (са слободним истицањем) *не дозвољава се потопљено течење иза затварача*, због великог интензитета турбуленције у вртложном ваљку хидрауличког скока, где редовно настају периодичне пулзације притиска – један од најопаснијих изазивача вибрација. С обзиром на силовитост режима, услов непотопљености обично није тешко постићи.

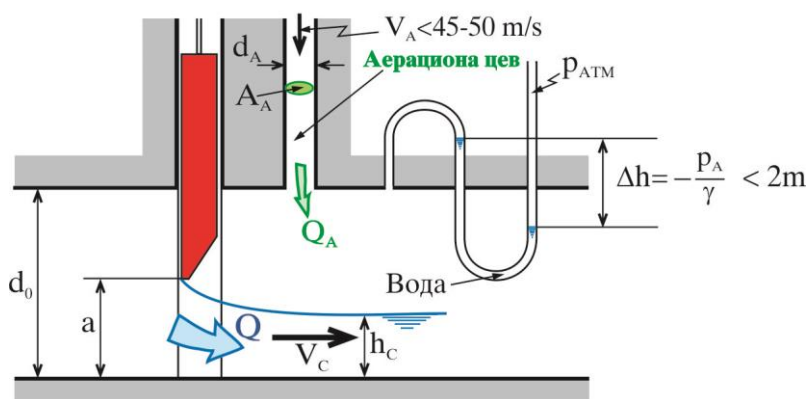
IX.3.4 Аерација иза затварача

Довод ваздуха се *мора обезбедити* иза основних и хаваријских дубинских затварача (изузимајући затвараче испуста на низводном крају ценовода, који су у непосредном додиру са атмосфером).

Код затварача иза којих влада **течење под притиском**, ваздух омогућава пражњење довода. (Вакуум који би настао без аерације, задржао би воду иза затварача.) Кроз аерациони отвор ваздух напушта довод при пуњењу. Такође, кроз аерациони отвор се може избацити ваздух који, при неповољним условима може бити увучен на захвату, а који омета ток воде и тиме смањује капацитет довода, а може да изазове вибрације и друге проблеме за рад машинске опреме (пумпи или турбина), као и објекта у целини.

За ремонтни затварач постављен непосредно испред хаваријског (сл. 9.32) понекад се не ради посебна аерација, с обзиром на мало растојање између два затварача, премда неки аутори сматрају да је аерација и тада неопходна, због опасности од вибрација (Vishcer & Nager 1998). Често се за пуњење деонице између ремонтног и хаваријског затварача користи *бајпас* – цев малог пречника, контролисана вентилом (сл. 9.44). Бајпас “заобилази” ремонтни затварач, повезујући простор између два затварача са узводном деоницом, која је под пуним притиском акумулације, при чему се изједначавају притисци испред и иза ремонтног затварача, па се смањује сила потребна за подизање затварача. Да би се омогућило пуњење простора између ремонтног и хаваријског затварача преко бајпаса, потребно је обезбедити цев – проводник за избацивање ваздуха (осим код затварача који имају низводно заптивање).

Код затварача **са слободним истицањем** неопходно је надокнадити ваздух који вода преко површинске турбуланције увуче у ток и однесе низводно, да би се одржало стабилно течење и избегле пулзације праћене вибрацијама и кавитацијом (као што је назначено у претходном излагању, у делу – IX.3.3). За димензионисање аерационе цеви потребно је проценити протицај ваздуха, Q_A , и брзину ваздуха у цеви, V_A , односно одредити пречник аерационе цеви, d_A (сл. 9.41).



Сл. 9.41 Димензионисање аерационе цеви

Експерименти су показали (Smith 1995, USA Corps of Engineers 1977) да је:

$$(9.31): \quad \beta = \frac{Q_A}{Q} = \psi (\sqrt{F_R} - 1)^n,$$

где су: Q = протицај воде (сл. 9.41), ψ и n коефицијенти, а $F_R = \frac{V_C^2}{g h_C} =$ Фрудов број. Протицај

ваздуха расте са појачањем турбуленције млаза, који увлачи мехуре ваздуха у водени ток, а турбуленција расте са силовитошћу тока, која се код течења са слободном површином квантификује Фрудовим бројем. Различити аутори дају различите вредности коефицијената у једначини 9.31. По Smith-у (1985) је $\psi=0.04$, а $n=0.85$, према USA Corpos of Engineers (1977) $\psi=0.03$ и $n=1.06$.

При димензионисању аерационе цеви протицај ваздуха, Q_A , треба срачунати за разне отворе затварача, a . Обично се меродавна (највећа) вредност протицаја добија за $h_C \cong d_0/2$ (сл. 9.41).

Пречник цеви за довод ваздуха, d_A , добија се из услова да потпритисак на крају цеви не пређе $1 \div 2$ m воденог стуба ($\Delta h = -p_A/\gamma < 1 \div 2$ m, сл. 9.41). Притисак p_A рачуна се из јед. 8.138. Према искуству са постојећих објеката, овај услов је обично задовољен ако брзина ваздуха не прелази $V_A \leq 45 \div 50$ m/s.

IX.3.5 Табласти и сегментни дубински затварачи

Табласти и сегментни (радијални) затварачи се најчешће користе на доводима великог попречног пресека са притисцима до ~ 100 m воденог стуба (Sagar 1995).

Табласти затварачи се користе као хаваријски, ремонтни и регулациони затварачи. *Клизни* табласти затварачи имају релативно мале нише, али се због велике силе трења користе само за мале отворе.

Затварачи на *точковима*, код којих је трење значајно мање, захтевају гломазније нише, што ремети струјање и повећава опасност од кавитације и вибрација. Не препоручује се коришћење табластих затварача на точковима за регулацију протицаја при падовима већим од 50-ак метара, премда се као хаваријски понекад користе и на падовима до 120 m.

Заптивање код клизних затварача обично је низводно, а доња ивица је засечена са узводног краја (сл. 9.30 и 9.32). Код затварача на точковима заптивање може бити узводно (сл. 9.31) или низводно (сл. 9.29).

Сегментни затварачи се користе као регулациони затварачи дубинских захвата и испуста. Посебно су повољни када се постављају на низводном крају довода, где простор за смештање затварача и погонског механизма није ограничавајући чинилац.

Предности сегментног дубинског затварача у односу на табласти затварач су:

- 1) Мања погонска снага за подизање затварача.
- 2) Бољи услови истицања због облика контуре затварача.
- 3) Лакше и поузданије заптивање (у односу на табласти затварач на точковима).
- 4) Мања могућност кавитације и вибрације, јер нема ниша које представљају препреку току.

- 5) Већа крутост конструкције, и боља отпорност на вибрације.
- 6) Нема опасности да се нише зачепе наносом.

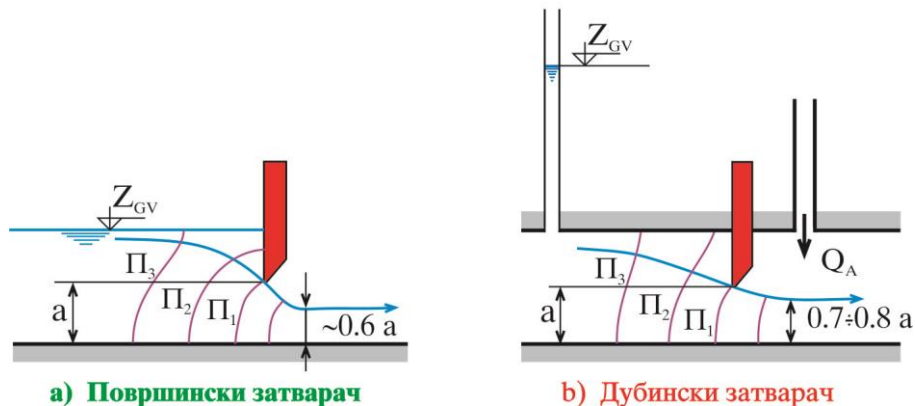
Предности табластог затварача у односу на сегментни су:

- 1) Значајно мањи габарит отвора у који се смешта затварач и погонски механизам.
- 2) Једноставнија и јефтинија конструкција.
- 3) Нема енормних напона у ослонцу.

* * *

Коефицијент сужења–контракције млаза дубинског *табластог* затварача, C_A , је већи (сужење млаза је мање) него код површинског затварача. Са слике 9.42 се примећује да су, при истом отвору уставе, еквипотенцијалне линије стрмије (усправније) а струјнице положеније код дубинских затварача, што изазива мање сужење млаза.

Код сегментног затварача овај ефекат је мање изражен због повољног утицаја закривљене контуре затварача на облик млаза.



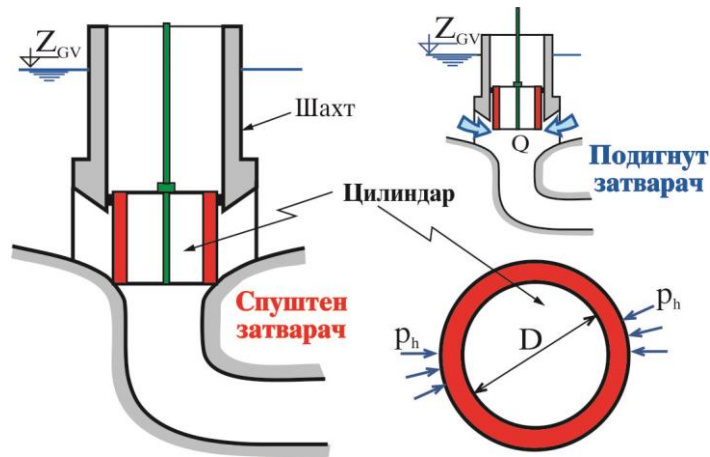
Сл. 9.42 Контракција млаза код табластих затварача

* * *

При анализи истицања испод затварача, као и код сваког другог хидрауличког проучавања, треба користити резултате испитивања на физичком моделу, или резултате мерења са сличних, већ изграђених објеката. Наравно, мора се водити рачуна да буду испуњени услови сличности између разматраног објекта и објекта са кога се преносе резултати.

IX.3.6 Кружно-цилиндрични затварач

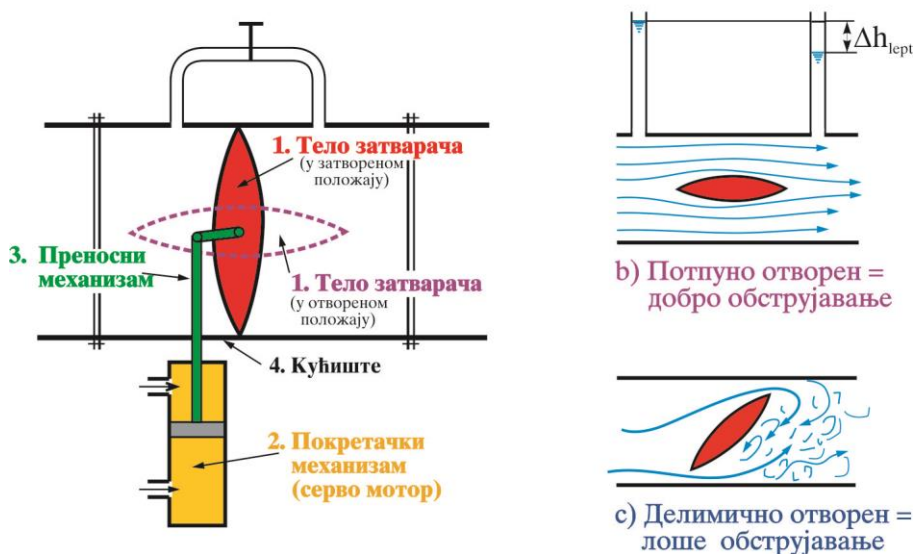
Кружно–цилиндрични затварач (сл. 9.43) се може користити за дубинске захвате у виду куле или шахта. Карактеристично је да хидростатички притисак код овог затварача не даје резултујућу силу, јер делује једнако по целом ободу цилиндра.



Сл. 9.43 Цилиндрични затварач

IX.3.7 Лептирасти затварач

Лептирасти затварач (сл. 9.44) спада у групу затварача који оптерећење преносе на објекат преко кућишта. Најчешће се користи као хаваријски затварач довода под притиском (на пр., предтурбински и водостански затварач код хидроелектрана). Код темељних испуста понекад се користи као хаваријски затварач испред регулационог затварача. *Не користи се за регулацију протицаја, због неповољног опструјавања при полуотвореном положају (сл. 9.44с).*



Сл. 9.44 Лептирасти затварач

Састоји се из: 1) *кућишта* – комада цеви истог пречника као и довод, 2) *диска* који ротира око (хоризонталне или вертикалне) осовине и тако отвара и затвара протицајни пресек, 3) *серво-мотора* за покретање диска и 4) *бајнаса* са 5) припадајућим затварачем. Код нерегулационих затварача *бајнас* је потребан да цев низводно од затварача постепено пуни

водом, јер нагло подизање главног затварача може понекад да изазове јак хидраулички удар. Бајпасом се такође изједначују притисци испред и иза затварача, тако да је потребна знатно мања сила за његово покретање.

Лептирасти затварач одлично заптива, има велику крутост и одлично ослањање (по целом ободу цеви). Користи се на падовима између 20 и 300 m (неки су чак рађени и за падове од ~800 m). Због лошег опструјавања при полуотвореном положају, које резултује снажном турбуленцијом (сл. 9.44с) са периодичним откидањем вртлога и потенцијалом за кавитацију и вибрације и са великим губитцима енергије, дозвољава се само отворен и затворен положај.

Предности лептирастог затварача су:

- 1) Једноставна конструкција.
- 2) Поузданост у експлоатацији.
- 3) Релативно мала тежина и мали габарити.

Највећи **недостатак лептирастог затварача** је релативно велики локални губитак енергије, Δh_{lept} , због опструјавања диска (сл. 9.44). Коefицијент локалног губитка зависи од конструкције и обликовања затварача, и углавном се креће у опсегу од:

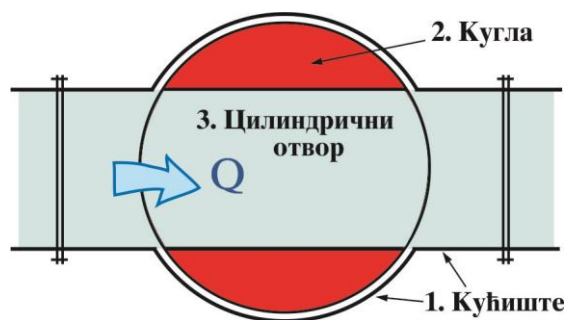
$$\xi_{lept} = \frac{\Delta h_{lept}}{V^2} = 0.10 \div 0.25,$$

$$\frac{2g}{}$$

при потпуно отвореном затварачу.

IX.3.8 Кугласти затварач

Кугласти затварач (сл. 9.45) састоји се од 1) сферног *кућишта* у коме се налази 2) *кугла* са *цилиндричним отвором* који одговара пречнику цеви, и који се наставља на цев када је затварач у отвореном положају.



Сл. 9.45 Кугласти затварач

Робустна конструкција затварача омогућава вододрживост и конструктивну отпорност и при највећим притисцима (1700 m). Као и лептирасти затварач, има два радна положаја – потпуно отворен и потпуно затворен.

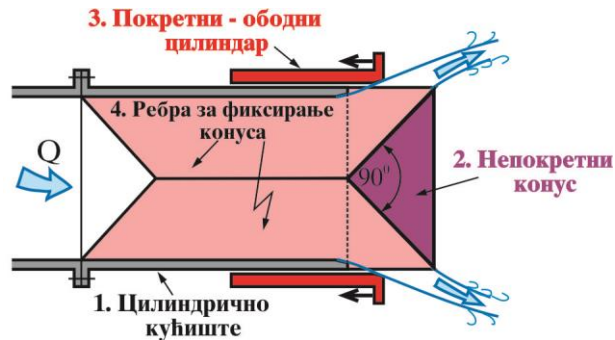
Кугласти затварач се користи као хаваријски затварач, најчешће код хидроелектрана великих падова.

Предности су му одлично заптивање и потпуно одсуство хидрауличких губитака, а **мане** велика маса (цена) и габарити, као и велика сила за покретање.

IX.3.9 Конусни затварач (Howel – Bunger)

Конусни затварач (Howel–Bunger) веома често се користи као регулациони низводни затварач темељних испуста и довода (сл. 9.46). Оваја тип затварача примењује се на падовима до 250 m, са пречником до 3.5 m (Lewin 2001).

Састоји се из 1) *непокретног цилиндричног кућишта* за чији је низводни крај 4) хидраулички обликованим *ребрима* причвршћен 2) *непокретни конус*. Дуж 1) непокретног цилиндра клизи 3) *ободни цилиндар*, чијим се померањем мења протицајна површина на излазном пресеку и тиме регулише протицај.



Сл. 9.46 Конусни (Howel – Bunger) затварач

Млаз који напушта конусни затварач се шири и аерише, чиме се омогућава ефикасно расипање енергије (видети VIII.4.6).

Прскање које неминовно прати рад овог затварача, понекад је непожељно, па се у том случају цео затварач смешта у веће спољашње кућиште за скретање млаза (сл. 9.47). Неопходно је обезбедити аерацију млаза унутар спољашњег кућишта. (Пречник отвора за аерацију једнак је пречнику цеви испред затварача).

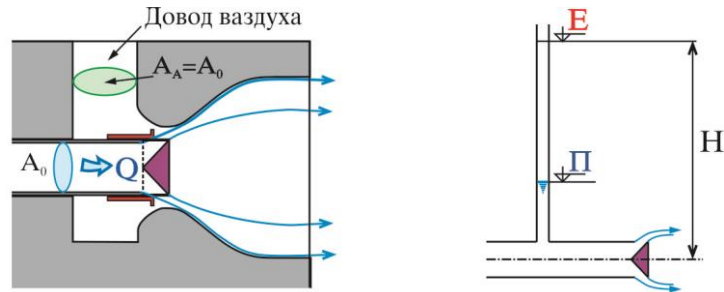
Коефицијент протицаја потпуно отвореног конусног затварача је (Lewin 2001):

$$(9.32): \quad C_Q = \frac{Q}{A_0 \sqrt{2gH}} = 0.82 \div 0.85,$$

за затвараче без скретања млаза и:

$$C_Q = 0.75 \div 0.78,$$

за затвараче са скретањем (са спољашњим кућиштем). У једначини 9.32 су: A_0 = површина попречног пресека унутрашњег цилиндра затварача, а H = укупни *расположиви* пад непосредно испред затварача (сл. 9.47).



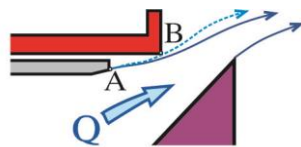
Сл.9.47 Затварач са скретачем млаза, хидрауличка шема затварача

Предности конусног затварача су:

- 1) Лака и економична конструкција.
- 2) Покретачки и преносни механизам су у сувом.
- 3) Излазни конус одлично распршује млаз и помаже при расипању енергије.
- 4) Може се испуштати нанос без опасности да се затварач зачепи.

Мане су:

- 1) Прскање воде (које се “лечи” скретањем млаза у кућишту).
- 2) Вибрације могу настати због периодичног померања тачке одлепљивања млаза (из тачке “А” у тачку “В”, на сл. 9.48) при отворима затварача од $90 \div 95\%$.
- 3) Постоји могућност оштећења – витоперења ребара, највероватније услед вибрација које настају због нестабилности долазећег тока. Због тога један број произвођача не препоручује да се конусни затварач поставља непосредно иза кривине на доводу. (Сматра се да је између кривине и затварача потребно обезбедити праву деоницу од најмање $5 \div 6$ пречника довода.) Такође треба водити рачуна и о односу дебљине ребара и цилиндричног омотача (Lewin 2001).

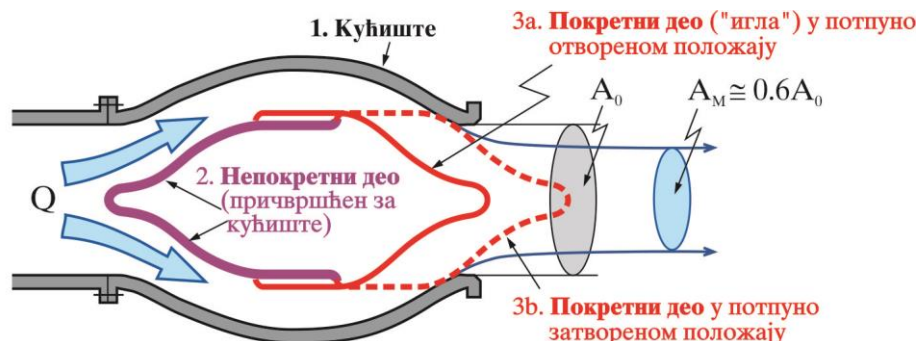


Сл. 9.48 Нестабилно одлепљивање млаза при отвору затварача од $90 \div 95\%$

Постоји варијанта конусног затварача (такозвани “*sleeve valve*”, USBR 1974), код кога је излазни пресек потопљен у вертикални умирујући базен (бунар), чиме се постиже добро расипање енергије код довода са великим падом, а релативно малим протицајем. Посебно је погодан ако се не располаже са довољно простора за уобичајени умирујући базен. Мана овог решења је доста сложена конструкција и могућа опасност од кавитације и вибрација.

IX.3.10 Игличасти затварач

Игличасти затварач (сл. 9.49) се користи када је потребно млаз без много прскања и ширења тачно усмерити и спровести директно у низводни кањон (обично код лучних брана).



9.49 Игличасти затварач

Постоји више варијанти овог затварача. Шема основног типа приказана је на сл. 9.49. Најзначајнија предност је добро усмеравање млаза при свим протицајима, и могућност потопљеног истицања. Недостатци су сложена конструкција и висока цена, осетљивост на нанос и на кавитацију на “иглама”, као и потреба за посебним типом умирујућег базена (Peterka 1958). У последње време, игличасти затварач је готово сасвим истиснут из употребе, применом много једноставнијих, јефтинијих и хидраулички ефикаснијих конусних затварача.

Коефицијент протицаја одређује контракција млаза, с обзиром да енергетских губитака практично нема (сл. 9.49):

$$C_Q = \frac{Q}{A_0 \sqrt{2gH}} = 0.60.$$

ЛИТЕРАТУРА:

- Creager, W.P and Justin J.D.,(1955), “Hydroelectric Handbook”, John Wiley and Sons.
- Creager, W.P et al.,(1961), “Engineering For Dams”, John Wiley and Sons.
- Ђорђевић, Б., (1984), “Коришћење водних снага”, Научна књига, БЕОГРАД.
- Гришин, М.М., (1954), “Гидротехнические Сооружения”, Государственное Издательство Литератури по Строительству и Архитектури, МОСКВА.

- Hager, W.H., and Bremen, R., (1988), "Plane Gate on Standard Spillway", Journal of Hydraulic Engineering, Vol. 114, No.11, Nov.
- Henderson, F.M., (1966), "Open Channel Flow", MACMILLAN.
- Knapp, R.T., Daily, J.W. and Hammit, F.G (1970), "Cavitation", McGraw-Hill Book Company.
- Lewin, J., (2001), "Hydraulic Gates and Valves in Free Surface Flow and Submerged Outlets", Thomas Telford.
- Novak, P. et al., (1996), "Hydraulic Structures", E&FN SPON.
- Peterka, A.J., (1958), "Hydraulic Design of Stilling Basins and Energy Dissipators", UNITED STATES DEPARTMENT OF THE INTERIOR, BUREAU OF RECLAMATION, A Water Resources Technical Publication, Engineering Monograph No.25.
- Roberson J.A. et al. (1988), "Hydraulic Engineering", Houghton Mifflin Company.
- Sagar, B.T.A., (1995), "ASCE Hydrogates Task Committee Design Guidelines for High-Head Gates", Journal of Hydraulic Engineering, Vol. 121, No.12, Dec.
- Sehgal, C. K., (1996), "Design Guidelines for Spillway Gates", Journal of Hydraulic Engineering, Vol. 122, No.3, March.
- Слискиј, С.М., (1979), "Гидравлические Расчоти Високонпорних Гидротехнических Сооружения", Энергија, МОСКВА.
- Smith, D.C, (1995), "Hydraulic Structures", University of Saskatchewan.
- Streeter, V.L., (1962), "Fluid Mechanics", McGraw-Hill Book Company.
- U.S.A. Corps of Engineers, (1977), "Hydraulic Design Criteria".
- USBR, (1987), UNITED STATES DEPARTMENT OF THE INTERIOR, BUREAU OF RECLAMATION, "Design Of Small Dams", A Water Resources Technical Publication.
- USBR, (1974), UNITED STATES DEPARTMENT OF THE INTERIOR, BUREAU OF RECLAMATION, "Design Canal Structures", A Water Resources Technical Publication.
- Vischer, D.L., Hager W.H., (1998), "Dam Hydraulics", John Wiley & Sons.

Х

ЕВАКУАЦИЈА ВОДЕ ЗА ВРЕМЕ ГРАЂЕЊА

С обзиром да се бране, као и многи други хидротехнички објекти, граде у речном кориту, неопходно је у току грађења воду контролисано скренути и спровести ван корита у коме ће се градити. Да би се обезбедила сува темељна јама, најчешће је потребно (пошто је река скренута) поставити дренажни систем за црљење провирне воде.

Начин евакуације великих вода за време грађења зависи од више чиниоца, међу којима су најзначајнији:

- 1) Топографија терена.
- 2) Хидролошке и хидро-метеоролошке карактеристике слива.
- 3) Тип и величина бране.
- 4) Тип сталних евакуационих органа.
- 5) Геолошки и хидрогеолошки услови.

Два поступка која се најчешће користе за евакуацију воде током изградње бране су:

- а) Скретање реке кроз **опточни тунел** или **галерију** (једнофазно скретање).
- б) **Парцијално** (вишефазно), преграђивањем реке **загатима**.

Наравно, могу се применити и комбинације и варијације ова два основна решења.

Х.1 СКРЕТАЊЕ РЕКЕ КРОЗ ОПТОЧНИ ТУНЕЛ

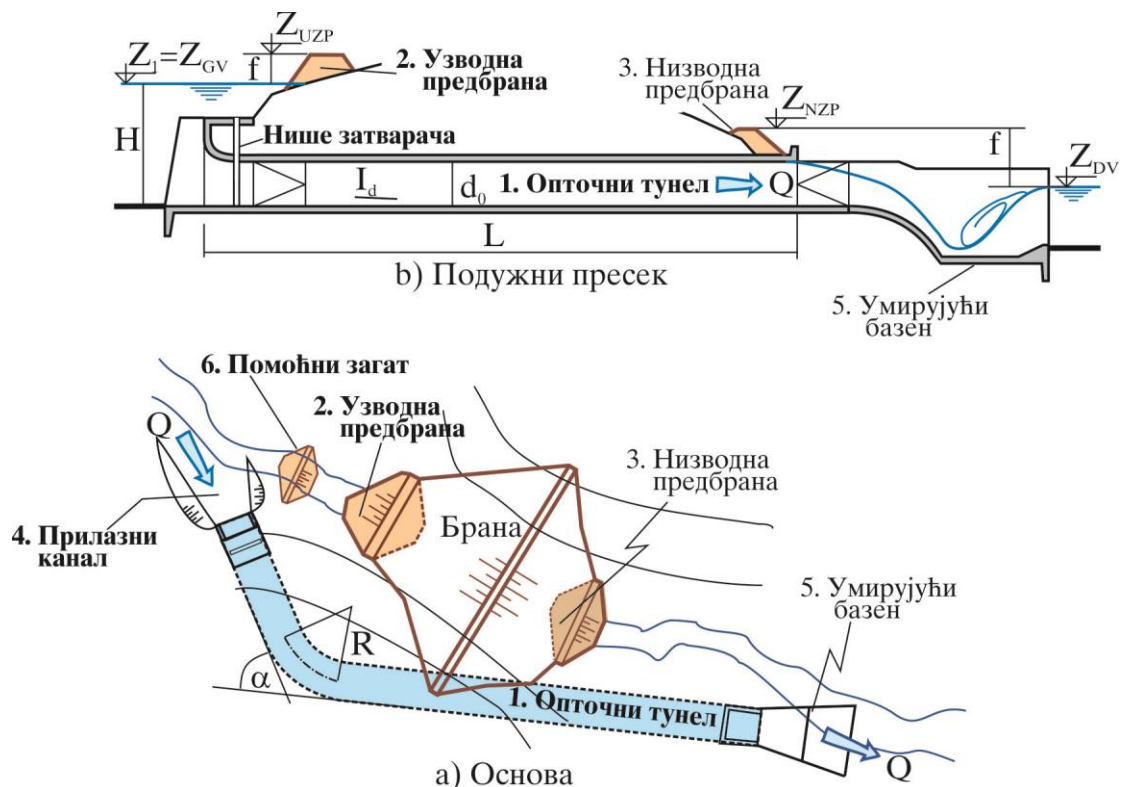
Ово решење (познато и као једнофазно скретање реке) примењује се често код узаних речних долина са стрмим падинама, кроз које се може поставити релативно кратак *тунел* (до ~ 500 метара дужине). **Узводна предбрана** (узводна помоћна брана, узводни загат) преграђује долину и усмерава реку кроз опточни тунел. По потреби се темељна јама штити од успора доње

воде и **низводном предбраном** (низводном помоћном браном, низводним загатом, сл. 10.1). По завршетку бране тунел се затвара и обично преуређује у темељни испуст, или довод за кориснике, или одводни тунел шахтног прелива.

Темељне јаме насутих брана, код којих би преливање изазвало рушење до тада урађеног дела насипа, најчешће се штите од максималног протицаја поплавног таласа 20–годишње велике воде. То је уједно и рачунски (пројектни) протицај оптичног тунела. Последице плављења темељне јаме бетонских брана су много блаже (чишћење, поправке, привремни престанак радова), па се ове обично штите од 10–годишње велике воде.

Редослед потеза је следећи. Прво се изведе тунел, па се у периоду малих вода корито реке прегради набацивањем материјала одговарајуће крупноће (помоћни загат на слици 10.1) и тако вода скрене кроз тунел. Затим се гради узводна предбрана, која мора бити завршена пре сезоне наиласка великих вода, да би се омогућио пад (тј. притисак воде) потребан за пропуштање рачунског протицаја кроз тунел.

За изабрани рачунски протицај, *пречник тунела и висина узводне предбране* су међусобно зависни, јер пречник тунела одређује површину протицајног пресека, а висина предбране одређује пад, односно брзину у тунелу. Оптимално решење даје најмање укупне трошкове (предбране и тунела), премда је често пречник тунела унапред одређен захтевима шахтног прелива, док је висина предбране ограничена трајањем њеног извођења.



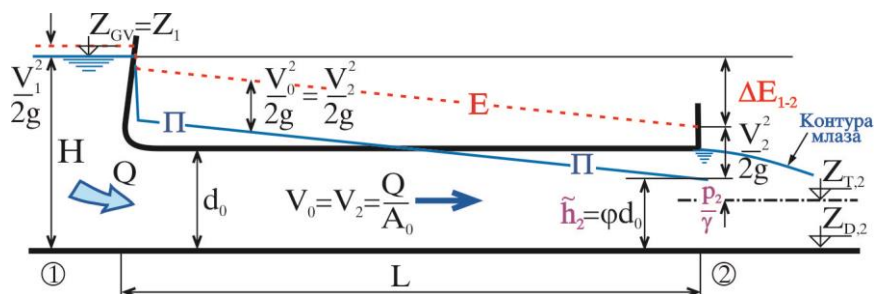
Сл. 10.1 Скртање реке оптичним тунелом

Обично се при рачунском протицају, у оптичком тунелу предвиђа течење под притиском (као хидраулички ефикасније), премда неки аутори (Vischer и Nager 1998) дају предност течењу са слободном површином, због ефикаснијег проношења пливајућих предмета и леда. У сваком случају, пожељно је искористити што већи део расположивог пада (денivelације) између горње и доње воде.

За тунел са благим нагибом дна (нагиб дна тунела мањи од критичног пада, $I_d < I_{KR}$), сматра се да је целом дужином под притиском, ако је однос дубине испред улаза у тунел, H , и пречника тунела, d_0 , већи од $H/d_0 > 1.5$ (сл.10.2). За $H/d_0 < 1.2$, течење је са слободном површином ако излазни део није потопљен, док је за $1.2 \leq H/d_0 \leq 1.5$ течење у нестабилном прелазном режиму. (За услове течења код тунела са стрмим нагибом дна, видети XIII.1.3)

Ако у тунелу влада течење под притиском, веза између нивоа испред улаза у тунел, $Z_{GV} \equiv Z_1$, и протицаја кроз тунел, Q , добија се из енергетске једначине између улазног пресека “1” и излазног пресека “2” на крају тунела (сл. 10.2):

$$(10.1): \quad Z_1 + \frac{V_1^2}{2g} = Z_{T,2} + \frac{p_2}{\gamma} + \frac{V_2^2}{2g} + \Delta E_{1-2} = Z_{D,2} + \tilde{h}_2 + \frac{V_2^2}{2g} \left(1 + \Sigma \xi + \frac{\lambda L}{d_0} \right),$$



Сл. 10.2 Течење у оптичком тунелу са благим нагибом дна (падом)

где су: V_1 = брзина испред тунела, $V_2 = V_0 = \frac{Q}{A}$ = брзина у тунелу, $\frac{p_2}{\gamma}$ = притисак у тежишту излазног пресека, $Z_{T,2}$ = кота тежишта излазног пресека и \tilde{h}_2 = “пијезометарска” висина (разлика пијезометарске коте и коте дна на излазу тунела). Код **слободног истицања**, притисак је по целом ободу млаза једнак нули, па се узима да исти притисак влада и у тежишту пресека, тј. да је $\frac{p_2}{\gamma} = 0$. Међутим, услед налегања млаза на контуру дна иза тунела, притисак $\frac{p_2}{\gamma}$ је већи од притиска који би настао при слободном истицању (каже се да је млаз “*подупрт*”). Што је млаз силовитији то ће се мање наслањати на контуру, па ће и притисак бити мањи (односно ближи притиску при слободном истицању). Ово је потврђено мерењима на објектима и моделу (Smith 1995, USA Corps of Engineers 1977). У табели 10.1 приказана је веза бездимензионалне “пијезометарске” висине, $\phi = \tilde{h}_2/d_0$, од Фрудовога броја на излазу тунела, $F_{R2} = \frac{V_2^2}{gd_0}$. Дате су вредности за млаз кружног попречног пресека ослоњен на хоризонталној подлози, за млаз

правоугаоног пресека (ширине $b = d_0$) који истиче без ослањања на подлогу – *неподупрт*, као и за ослоњен – *подупрт* правоугаони млаз. Код млаза правоугаоног попречног пресека, “подупирање” је потпуније него код кружног, па је и “пијезометарска” висина, \tilde{h}_2 , већа (Smith 1995). Утицај доње воде на положај пијезометарске линије на излазу тунела може се проценити преко табеле 13.2.

F_{R2}	1.00	1.44	1.96	3.24	4.00	9.00
φ – Правоугаони слободан	0.80	0.75	0.67	0.55	0.52	0.50
φ – Правоугаони подупрт	0.92	0.91	0.89	0.85	0.83	0.80
φ – Кружни подупрт	0.75	0.70	0.60	0.51	0.50	0.50

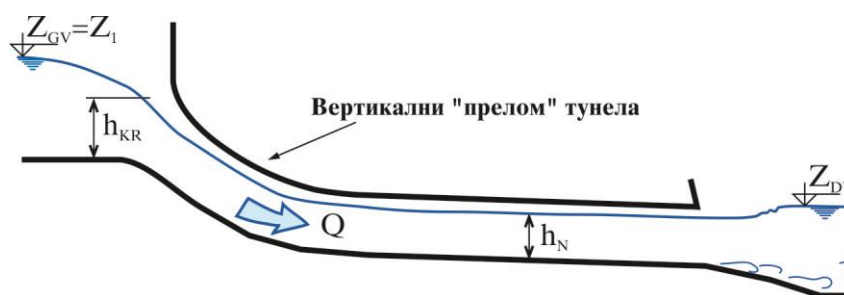
Таб. 10.1 Зависност односа $\varphi = \tilde{h}_2/d_0$ од Фрудовога броја на излазу тунела

Локални губици ($\Sigma \xi$) обично обухватају: губитак на *улазу* ($\xi_{UL} = 0.5$, за необликован улаз, $\xi_{UL} = 0.1 \div 0.2$ за хидраулички обликован улаз, губитак на *нишама гредног затварача* ($\xi_{ZAT} = 0.10 \div 0.20$) и губитак на *кривини* (губитак на “колenu”, ξ_{KR}), који зависи од скретног угла, α , и од односа полупречника кривине и пречника тунела, R/d_0 (сл. 10.1). Више о локалним губицима видети у XI.2.2 и XIII.1.3.

Коефицијент отпора трења, λ , најчешће се рачуна преко Манинговог коефицијента храпавости, n , ($\lambda = \frac{8g n^2}{(d_0/4)^{5/3}} = \frac{125n^2}{d_0^{5/3}}$), јер је за течење при великим Рејнолдсовим бројевима вискозни подслој разбијен, па вискозност нема утицаја на отпор. Коефицијент храпавости, n , зависи од типа тунелске облоге, и креће се у границама од $0.013 \div 0.017 \text{ m}^{1/3} \text{ s}^{-1}$ код обложених тунела, до $0.020 \div 0.030 \text{ m}^{1/3} \text{ s}^{-1}$ код необложених.

Ако је денивелација дна тунела значајна (сл. 10.3 и 10.4), *хидраулички* ефикасније течење се постиже када се траса тунела изломи по вертикали на почетку тунела, уместо да се усвоји континуалан пад дуж целе трасе.

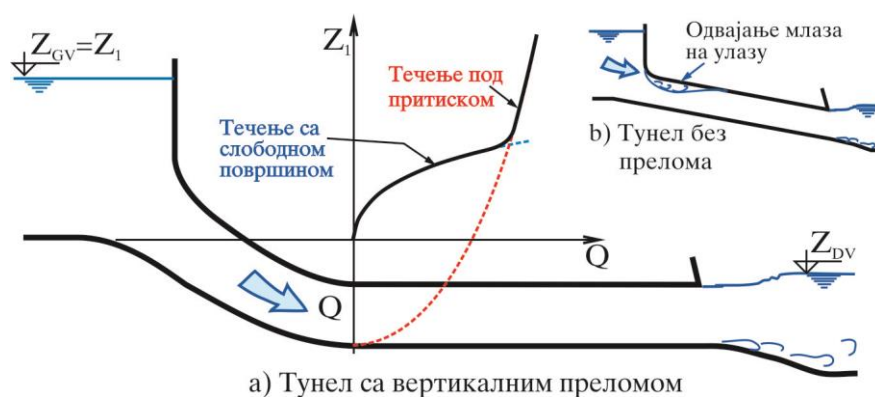
У том случају се, код течења са *слободном површином* (сл. 10.3), ток убрзава на стрмој узводној деоници, да би се на низводној деоници усвојио нагиб дна (пад) тунела који је једнак нагибу линије енергије при рачунском протицају – што одговара нормалној дубини.



Сл. 10.3 Тунел са великим нагибом дна (падом), течење са слободном површином

Код течења *под притиском* (сл. 10.4), прелом трасе умањује могућност одвајања млаза на улазу (сл. 10.4b) и увлачења ваздуха, које изазива нестабилно течење и смањење капацитета тунела.

Међутим, овакав прелом трасе тунела обично је незгодан за извођење, па се ретко примењује.



Сл. 10.4 Тунел са великим падом дна, течење под притиском

Улазни део оптичног тунела корисно је исправно хидраулички обликовати, како би се смањили губици енергије, могућност од увлачења ваздуха, вибрација, кавитације и осталих пратећих невоља (за детаље видети XI.2.1)

На низводном крају оптичног тунела треба предвидети умирујући базен *само уколико постоји опасност* од ерозије тунела, или околних сталних и привремених објеката. Ски одскок се не примењује код оптичних тунела, због недовољне брзине излазног млаза. Ако је ски одскок предвиђен као излазни део шахтног прелива (који користи оптични тунел по завршетку радова), онда се кашика одскока изводи тек пошто је оптични тунел завршио своју улогу као привремени евакуациони објекат.

* * *

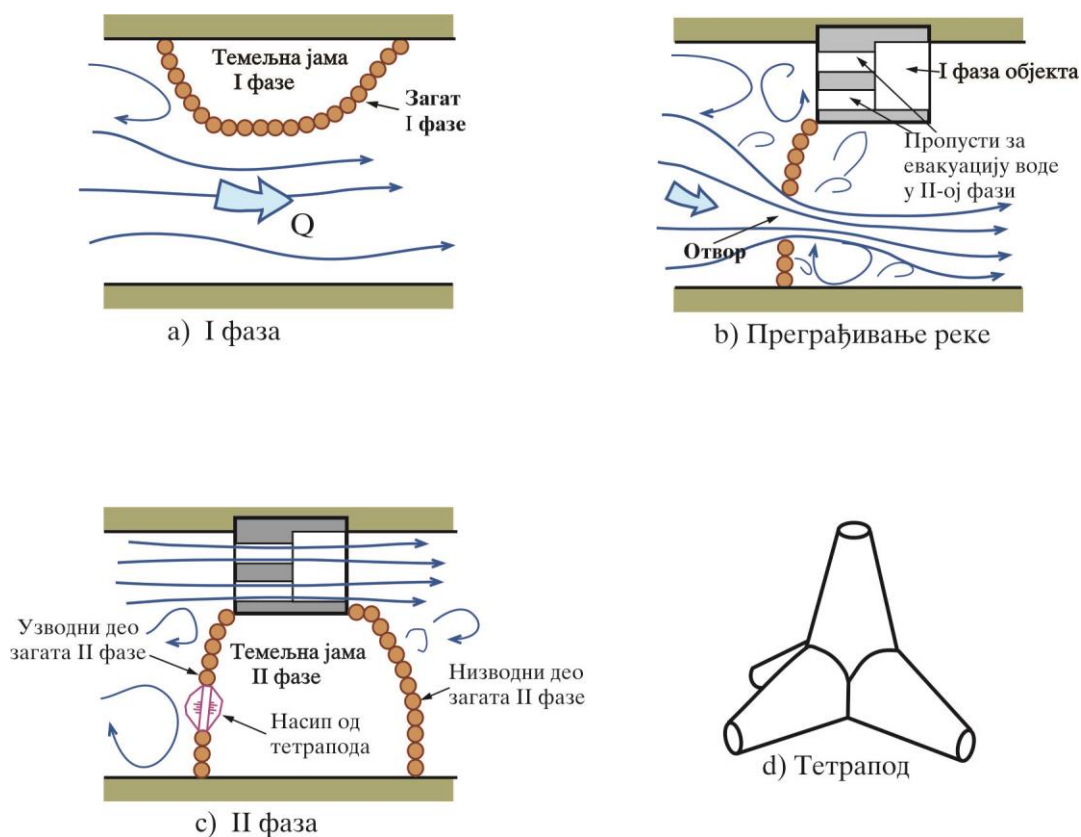
Предбрана (узводна и/или низводна) може бити у склопу тела насуте бране (као на сл. 10.1), а може бити и независан објекат у виду мање насуте или лучне бране, или неког другог облика загата.

Кота *круне предбране* је обично виша од нивоа воде испред предбране за зазор (freeboard) од $f \approx 1.0 \div 1.5$ m. Круна *низводне предбране* (Z_{NZP} , на сл. 10.1) мора бити изнад нивоа доње воде на излазу тунела (Z_{DV}). (Низводна предбрана се може изоставити ако је ниво доње воде, Z_{DV} , довољно низак да не угрожава темељну јаму.)

Х.2 ПАРЦИЈАЛНО (ВИШЕФАЗНО) ПРЕГРАЂИВАЊЕ РЕКЕ

Код изградње брана у широким долинама великих река, решење са опточним тунелом је економски и технички неповољно, а често и неизводљиво, па се примењује двофазно (парцијално) преграђивање реке. У наставку ће се упрошћено описати овај доста сложен поступак.

У *првој фази* се загатом прегради један део речног корита (сл. 10.5а). Темелна јама се дренажира од провирне воде црпљењем. Први део бране (заштићен загатом прве фазе) ради се само до нивоа који обезбеђује стабилност објекта и омогућава пропуштање речног тока у другој фази градње, кроз привремене пропусте или преливе који се у ту сврху остављају (сл. 10.5b и c).



Сл. 10.5 Вишефазно преграђивање реке

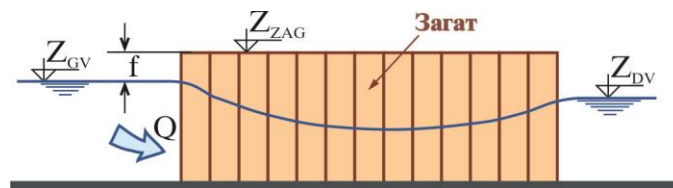
У *другој фази* се прво уклања загат (или део загата) прве фазе и гради се узводни део загата друге фазе (сл. 10.5b), са циљем да се река потпуно прегради. Критични тренутак наступа пред само затварање преграде. С обзиром да је протицајни пресек значајно смањен, ниво воде испред загата расте, а брзина кроз отвор се повећава, а тиме и вучна сила тока. Потребни су гигантски камени блокови, а често и армирано-бетонски тетраподи (сл.10.5d) који се међусобно преплићу, да би се отвор могао затворити (ХЕ Ђердап I). Када се отвор затвори и вода испред загата достигне ниво пропуста (прелива) у телу прве фазе бране, река је скренута.

Затим се ради низводни део загата, тако да се (уз црпљење и дренарање) обезбеди сува темељна јама за радове у другој фази. Као и код скретања реке кроз оптични тунел, преграђивање реке се мора обавити у периоду малих вода, јер је тада снага тока најмања.

По завршетку другог дела бране, уклања се загат друге фазе и вода се пропушта кроз други део, преко прелива или испуста или довода за турбине. Овим се омогућава да се заврше радови (зачепе или адаптирају отвори, бетонирају виши делови, угради опрема и сл.) на првом делу бране. Наравно, и ова операција захтева период малих вода, па је јасно колико се пажње мора посветити планирању и поштовању временског распореда грађења.

Загати се често граде у виду “преградних зидова” састављених од међусобно повезаних цилиндричних ћелија (сл. 10.5е). Омотач ћелије се образује од челичних талпи, побијених у алувијон и међусобно повезаних. Унутар омотача се насипа расположиви материјал (дробина, шљунак, песак). Овакви загати су веома стабилни и отпорни на преливање. Такође се примењују и загати од контрафорних бетонских зидова (са отворима за минирање), као и загати од насутог материјала кроз који се постављају дијафрагме или талпе.

Висина загата (I и II фазе) се одређује преко линије нивоа у кориту за одговарајући рачунски протицај (сл. 10.6). Темељна јама се штити од 10-годишње или 20-годишње велике воде, зависно од важности и типа објекта, као и могуће штете коју би изазвало плављење загата. Обично се круна загата подиже за зазор (freeboard) од $f = 1.0 \div 1.5 \text{ m}$ изнад прорачунате линије нивоа.



Сл. 10.6 Линија нивоа дуж загата

Да би се прорачун исправно спровео, требало би поуздано познавати криве протицаја, како за сам водоток, тако и за привремене (и/или сталне) пропусте и отворе кроз које се врши етапно пропуштање воде. С обзиром да услови изградње обично намећу сложену геометрију пропуста, поуздана процена криве протицаја веома често се може добити једино кроз испитивања на физичком хидрауличком моделу.

ЛИТЕРАТУРА:

- Henderson, F.M., (1966), "Open Channel Flow", MACMILLAN.
- ICOLD (1992), "Selection of Design Flood-current Methods", Bulletin 82, International Commission on Large Dams, Paris.
- Linsley, R.K., Kohler, M.A. and Paulhus, J.L.H. (1975) "Hydrology for Engineers", McGraw-Hill Book Company.
- Novak, P. et al., (1996), "Hydraulic Structures", E&FN SPON.
- Roberson J.A. et al. (1988), "Hydraulic Engineering", Houghton Mifflin Company.
- Слискиј, С.М., (1979), "Гидравлические Расчоти Високонпорних Гидротехнических Сооружения".
- Smith, D.C, (1995), "Hydraulic Structures", University of Saskatchewan.
- Streeter, V.L., (1962), "Fluid Mechanics", McGraw-Hill Book Company.
- U.S.A. Corps of Engineers, (1977), "Hydraulic Design Criteria".
- USBR, (1987), UNITED STATES DEPARTMNET OF THE INTERIOR, BUREAU OF RECLAMATION, "Design Of Small Dams", A Water Resources Technical Publication.
- Vischer, D.L., Hager W.H., (1998), "Dam Hydraulics", John Wiley & Sons.

XI

ЗАХВАТИ – УЛАЗНЕ ГРАЂЕВИНЕ

Захвати (улазне грађевине, захватне грађевине) су хидротехнички објекти који служе за контролисано хватање воде (из акумулација, природних водотока, или канала) и увођење воде у довод за корисника, или, код испуста, у корито водотока низводно од бране. Захват обично сачињавају:

- 1) **Улазни–захватни део**, са затварачима, решеткама и осталом потребном хидромеханичком опремом.
- 2) Код дубинских захвата, затварачи се постављају у посебну просторију – **затварачницу**.
- 3) Краћи или дужи **проводник**, којим се вода одводи према кориснику.
- 4) **Излазни део**, који предаје воду корисничком доводу, или низводном кориту.

Често се под захватом подразумева *само улазни* (захватни) део са хидромеханичком опремом (без проводника и излазног дела). Треба напоменути да се и евакуациони органи могу сматрати једном врстом захватних грађевина, али се ови због својих особености најчешће разматрају као посебна врста грађевина. Тако се и у овој књизи *главни евакуациони органи* (“преливи”) проучавају у посебном поглављу (XIII), док су *темељни испусти* изложени у оквиру овог поглавља.

Улазна грађевина треба да испуни следеће услове:

- 1) Да са захтеваном сигурношћу *обезбеди хватање и регулацију протичаја* (укључујући и потпуно прекидање довода воде).
- 2) Да заштити довод од *увлачења вученог и крупнијих фракција суспендованог наноса*, који би могао да оштети опрему (турбине, пумпе), па и сам довод.
- 3) Да заштити довод и опрему од *пливајућих и лебдећих предмета* и по потреби, од *увлачења ваздуха*.

- 4) Да ствара *минималне поремећаје струјања* у доводу (одвајање млаза од контуре, вртложно струјање), уз минималне губитке енергије, без опасности од кавитационе ерозије и вибрација.
- 5) *Ниске трошкове* изградње, експлоатације и јефтино и лако одржавање.
- 6) Могућност *брзог затварања* ради заштите довода од хаварије.

Основна подела улазних грађевина је на:

- 1) **Површинске** (отворене, речне).
- 2) **Дубинске** (захвати у акумулацијама).

XI.1 ПОВРШИНСКИ ЗАХВАТИ

Површински захвати су плитке (ниске) улазне грађевине које се обично граде у склопу ниског успорног објекта (прага) и служе да: 1) захвате потребну количину воде, 2) ослободе је пливајућих предмета, 3) вученог наноса и 4) упуте у довод према месту коришћења. У доводу непосредно иза улазног дела површинског захвата обично влада течење са слободном површином.

XI.1.1 Проблеми површинских захвата

Највећи проблем површинских захвата је **вучени нанос**. Да би се овај проблем смањило (или, по могућству, отклонио) потребно је:

- 1) *Захватати што мање* наноса из водотока.
- 2) *Ослободити се* захваћеног наноса исталожавањем.
- 3) *Испрати* исталожено у низводно корито.

Остали проблеми код површинских захвата су:

- 4) *Лед*: пливајуће санте и замрзавање решетки и затварача.
- 5) *Пливајући предмети*: дебла, грање, лишће, отпад и остало.

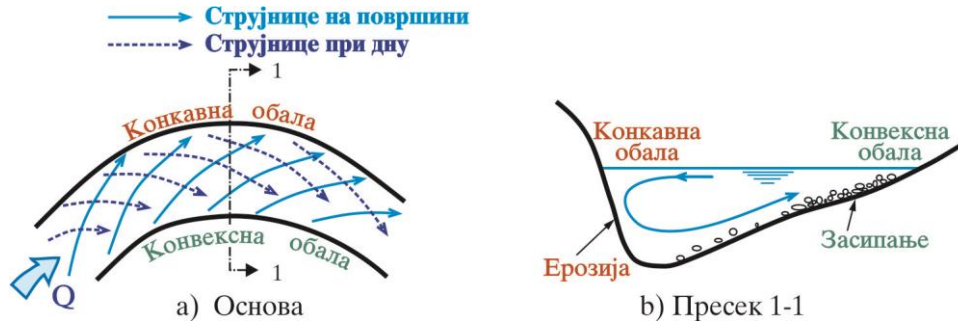
Први и далеко најтежи задатак, “*захватање што мање наноса*”, решава се:

- a) Правилним избором *места захвата* (диспозиције захвата).
- b) *Издизањем прага* захвата изнад дна речног корита.
- c) Постављањем *испуста* или *преливног поља* са уставом непосредно уз захват (сл. 11.4 и 11.6).
- d) Одговарајућим *регулационим радовима* у речном току.

XI.1.2 Избор места захвата

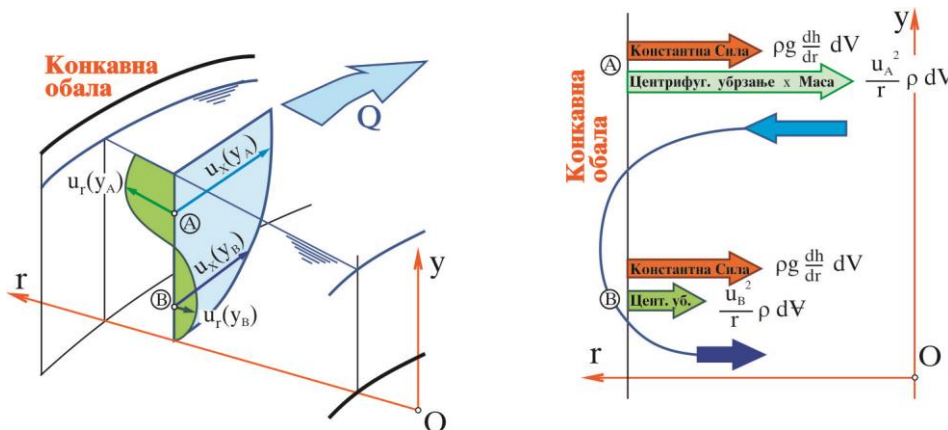
Први корак у пројектовању површинске захватне грађевине је *избор места захвата* у оквиру предвиђене речне (каналске) деонице. Приликом избора, један од најважнијих критеријума је да се изабраним решењем *захвата што мања количина наноса*. На хватање наноса у многоме утиче природа речног тока.

У речним кривинама се, поред основног струјања у правцу тока, јавља и попречно струјање у равни управној на основно (сл.11.1). Резултујуће струјање је хеликоидно (завојничасто, лозасто).



Сл. 11.1 Сложено хеликоидно струјање у речној кривини

Овакво струјање настаје услед неравномерности брзине по дубини тока (сл.11.2). Делићи близу површине имају већу брзину (на пр., делић у тачки “А”), па је за њихово скретање потребна и већа сила скретања него за делиће при дну (за делић “В”, на пр.).



Сл. 11.2 Настанак попречног струјања у кривини

С обзиром на приближно хидростатички распоред притиска по вертикали, елементарна сила притиска и тежине у радијалном правцу (у правцу полупречника кривине), $\rho g \frac{dh}{dr} dV$, која омогућава скретање делића (потискује га ка центру кривине, мењајући му при том правац брзине), има исту вредност дуж целе вертикале А–В. Ова константна сила “скретања” даје маси делића, ρdV , константно центрифугално убрзање a_r , па је, према једначини одржања количине кретања у радијалном правцу :

$$(11.1): \quad \rho g \frac{dh}{dr} dV = a_r \rho dV \Rightarrow g \frac{dh}{dr} = a_r = \frac{\bar{u}^2}{r} = \text{const},$$

где је: \bar{u} = “просечна“ брзина која одговара убрзању a_r .

Расположива сила ствара убрзање које омогућава да се обави *потпуно скретање* само оних делића који се крећу брзином \bar{u} , али је очигледно недовољно да у потпуности скрене делић “А” са површине, који се креће већом брзином:

$$(11.1a): \quad g \frac{dh}{dr} = a_r = \frac{\bar{u}^2}{r} < \frac{u_A^2}{r},$$

па делић “А” задржава компоненту брзине која га одвлачи према конкавној обали (као и сви делићи чија је брзина већа од “просечне“ брзине, \bar{u}).

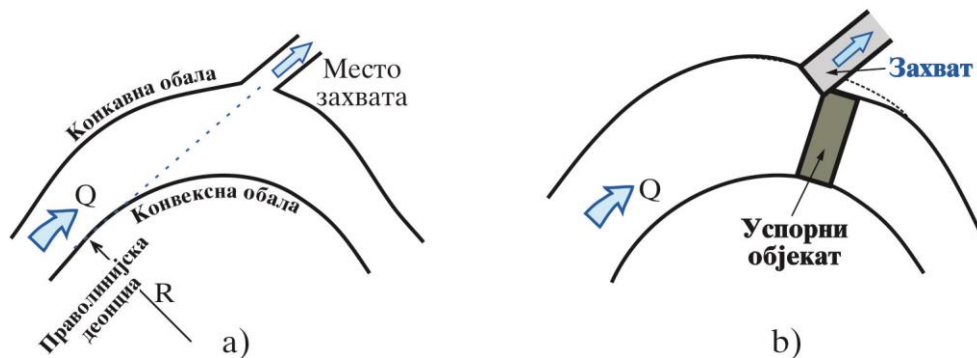
С друге стране, делић “В” при дну добија веће убрзање него што му је потребно, па скреће ка конвексној обали – ка центру кривине:

$$(11.1b): \quad g \frac{dh}{dr} = a_r = \frac{\bar{u}^2}{r} > \frac{u_B^2}{r}.$$

Укратко, “скретна” центрифугална сила није довољна да потпуно скрене делић са површине, јер се овај креће брзином већом од “просечне“, па задржава компоненту брзине у радијалном правцу ка конкавној обали. Делић при дну има брзину мању од “просечне“, па је скренут “превише” и креће се према конвексној обали. Овакав распоред брзина ствара попречно (односно, резултујуће хеликоидно) струјање, какво је приказано на слици (11.1).

Попречно струјање *еродира конкавну обалу*, а *засипа* наносом конвексну (сл. 11.1b). Зато се, по правилу, захват поставља на конкавну обалу где ће бити мања могућност да се захвати нанос. Ако такво место није доступно, ток воде треба скренути регулационим грађевинама и образovati жељено попречно струјање.

Искуство показује да је захват најбоље поставити на месту пресека конкавне обале са замишљеним продужетком правца конвексне обале (сл. 11.3a).



Сл. 11.3 Локација површинског захвата

Чак и тада је корисно додатно искосити положај захвата, како би се појачало попречно струјање, и тиме нанос што више одбио од улазне грађевине (сл. 11.3b).

Често је конкавну обалу потребно заштитити од ерозије одговарајућим регулационим радовима (грађевинама), да се корито водотока не би преместило, а захват остао на сувом.

XI.1.3 Подела површинских захвата

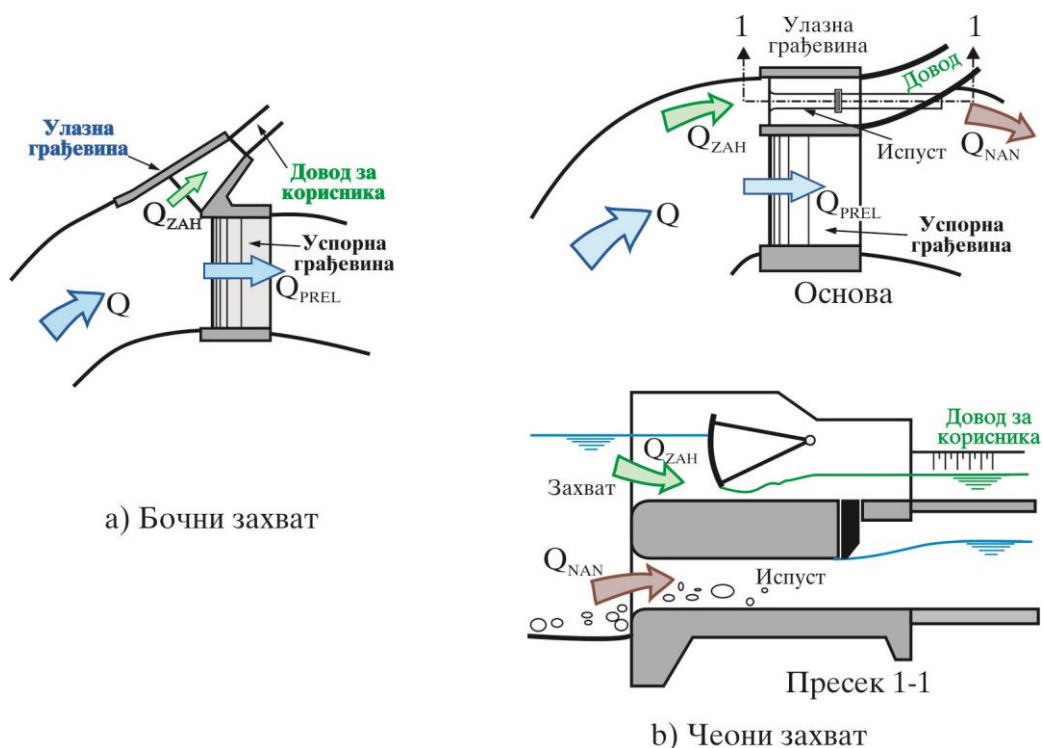
Према начину захватања воде површински захвати могу бити:

- 1) **Бочни (обалски)**, смештени на обали, непосредно уз успорну грађевину (сл. 11.4a)¹.
- 2) **Чеони (фронтални)**, смештени у осовини успорне грађевине (сл. 11.4b).
- 3) **Захвати у дну**, смештени у прагу успорне грађевине (сл. 11.5).

Чеони и бочни захвати се најчешће граде у склопу ниског успорног објекта (ниске преливне бране – прага), који обезбеђује ниво воде потребан за хватање.

Бочни захвати се најчешће примењују и биће детаљније описани у наставку.

Чеони захвати се срећу нешто ређе од бочних, с обзиром да смањују дужину преливне ивице успорног прага, чиме се отежава евакуација великих вода (сл. 11.4b). Такође су осетљиви на пронос леда и пливајућих предмета. С друге стране, чеони захвати омогућавају повољнију струјну слику, уз раздвајање тока по вертикали на:



Сл. 11.4 Бочни и чеони захвати

¹ Обалски водозахвати пумпних станица из природних водотока и канала овде нису описани, с обзиром да спадају у објекте посебне намене (видети III.2).

- a) Горњу зону која садржи мали проценат вученог наноса, и одакле се вода захвата улазном грађевином.
- b) Доњу зону, оптерећену наносом, који се испушта кроз испусте у доњу воду.

Код **захвата у дну** (тзв., “**Тиролског захвата**”, односно, “**Алпског захвата**”, сл. 11.5), вода се (крилним зидовима) усмерава према *решетки*, кроз коју се упушта у *сабирни канал* у дну прага, који је фундиран у кориту водотока. Из сабирног канала вода одлази у *таложницу* (са испустом за испирање наноса и преливом за одвођење вишка воде), одакле се уводи у довод за корисника. Тиролски захват се примењује углавном код планинских бујичних водотока са великом временском неравномерношћу дотицаја и великим подужним нагибом дна. (Према Lauterjung-у и Schmidt-у (1989) пожељно је да нагиб дна буде $I_D \geq 1\%$.) За разлику од чеоног и бочног захвата, тиролски захват се обично поставља на *праволинијској деоници* водотока, с обзиром да се овде ништа не постиже хеликоидним струјањем које омогућава кривина. Шта више, хеликоидно струјање, стварало би неравномеран дотицај дуж решетке тиролског захвата.

За изабрани рачунски протицај, Q , потребно је, пре свега, одредити ширину, B , дужину, L , и подужни нагиб решетке I_R , као и дубину, H_0 и подужни нагиб сабирног канала, I_{SK} . Ширина канала је обично једнака ширини решетке. Према Хајдину (1970), ширину и дужину решетке (B и L) треба ускалдити тако да се постигне *резерва пропусне моћи* (капацитета) *на решетки*, с обзиром да она може бити делимично загушена – затрпана наносом, док пропусна моћ *сабирног канала* треба да буде много боље искоришћена (ту се оставља мала резерва). Сабирни канал је у подужном нагибу од $I_{SK} \approx 5\%$, с тим што дубина на узводном крају канала не би требало да буде мања од једне половине дубине на низводном крају, да би се остварило течење без непожељних поремећаја и смањења пропусне моћи ($H_u \geq \frac{1}{2} H_0$, на сл. 11.5). Решетка би требало да има нагиб од $I_R \approx 10\%$, ради лакшег одношења крупног вученог наноса.

Димензије решетке се могу проценити преко израза добијених на основу Хајдинових радова (Хајдин 1970 и 1966):

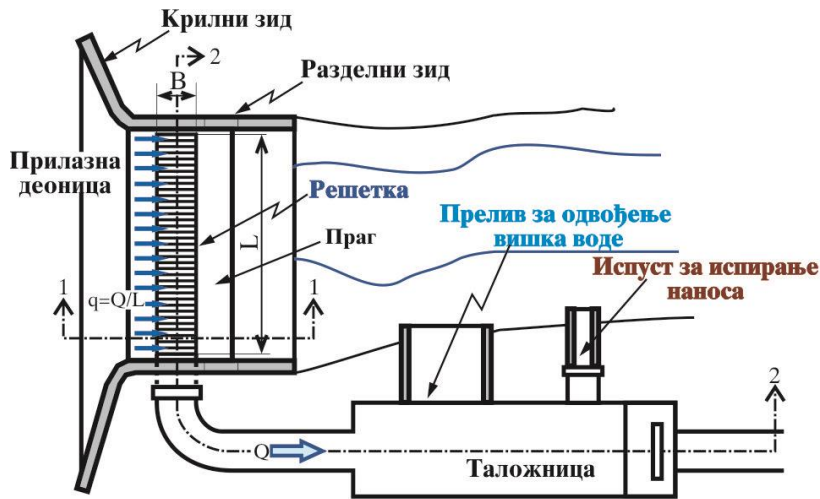
$$(11.2a): \quad B = 1.62 \left(\frac{Q^2}{g C_0^3} \right)^{\frac{1}{5}} \text{ и:}$$

$$(11.2b): \quad L \geq 1.5 B \left(\frac{C_0}{\varepsilon} \right)^{\frac{3}{2}},$$

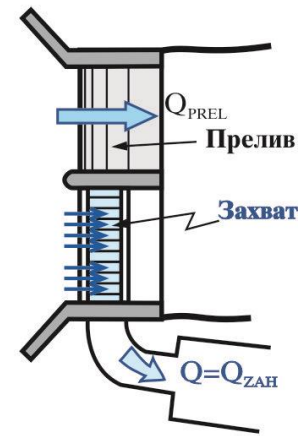
где су (видети и сл. 11.5): $C_0 = \frac{H_0}{B}$, с тим да однос C_0 може варирати у границама од

$$0.5 \leq C_0 \leq 2.5, \text{ а обично је } 1.0 \leq C_0 \leq 1.2, \text{ док је } \varepsilon = \frac{b}{S+b}.$$

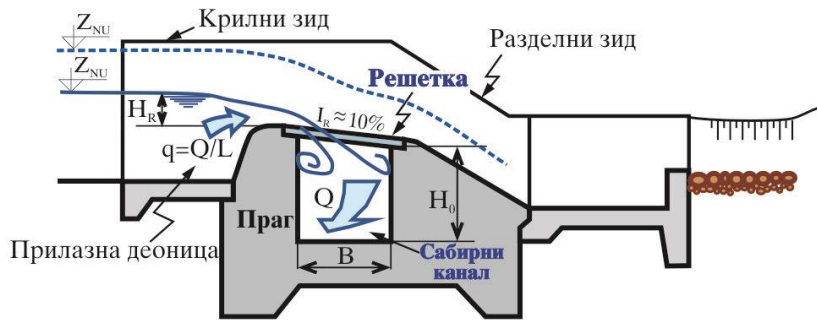
Дужина решетке може бити и већа, ако то погодује топографским условима.



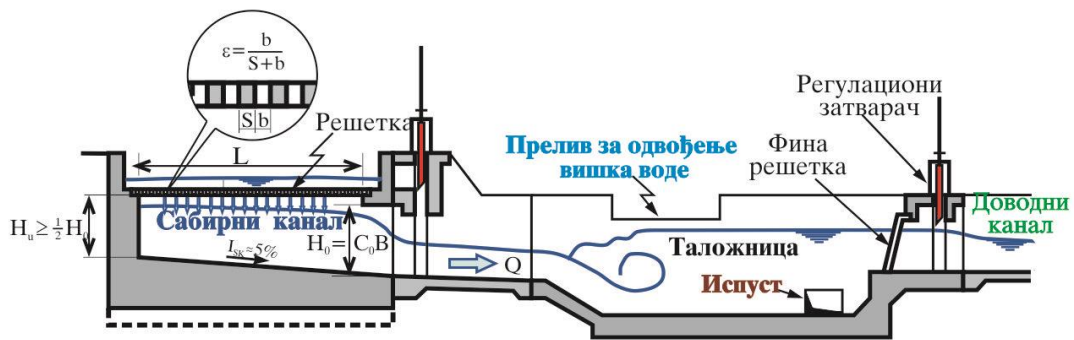
a) Основа



a) Тиролски захват са преливним делом



b) Пресек 1-1



c) Пресек 2-2

Сл. 11.5 Захват у дну – Тиролски захват

За све протицаје који су већи од рачунског, вишак воде се евакуише преко прага захвата, као и преко сигурносног прелива, који се обично поставља у оквиру таложнице.

Понекад се поред решетке, а у склопу прага, поставља и посебан преливни део, за евакуацију великих вода (сл. 11.5b). Кота круне преливног дела прага мора бити изнад коте решетке, и то макар за дебљину – висину млаза којим се обезбеђује захватање рачунског протицаја на захвату (висина H_R на сл. 11.5b). Код бујичних водотока са великим нагибом дна, може се у склопу прага поставити и испуст са уставом за испирање крупног наноса.

Преко прага захвата се, по потреби може поставити мост, ради комуникације.

За детаље прорачуна захвата у дну видети литературу (Lauterjung и Schmidt 1989, Хајдин 1970 и 1966).

Објекат приказан на сл. 11.5, само је једно од више могућих решења за захват у дну. Конкретно решење зависиће од топографских, хидролошких и геолошких услова, као и од захтева корисника.

XI.1.4 Делови површинског захвата

На примеру бочног захвата показује се особености површинских захвата, односно објасниће се основна решења која се користе при површинском захватању воде, пре свега са гледишта ублажавања (или отклањања) проблема наноса, леда и пливајућих (пловећих) предмета.

Бочни захват обично се састоји из (сл. 11.6):

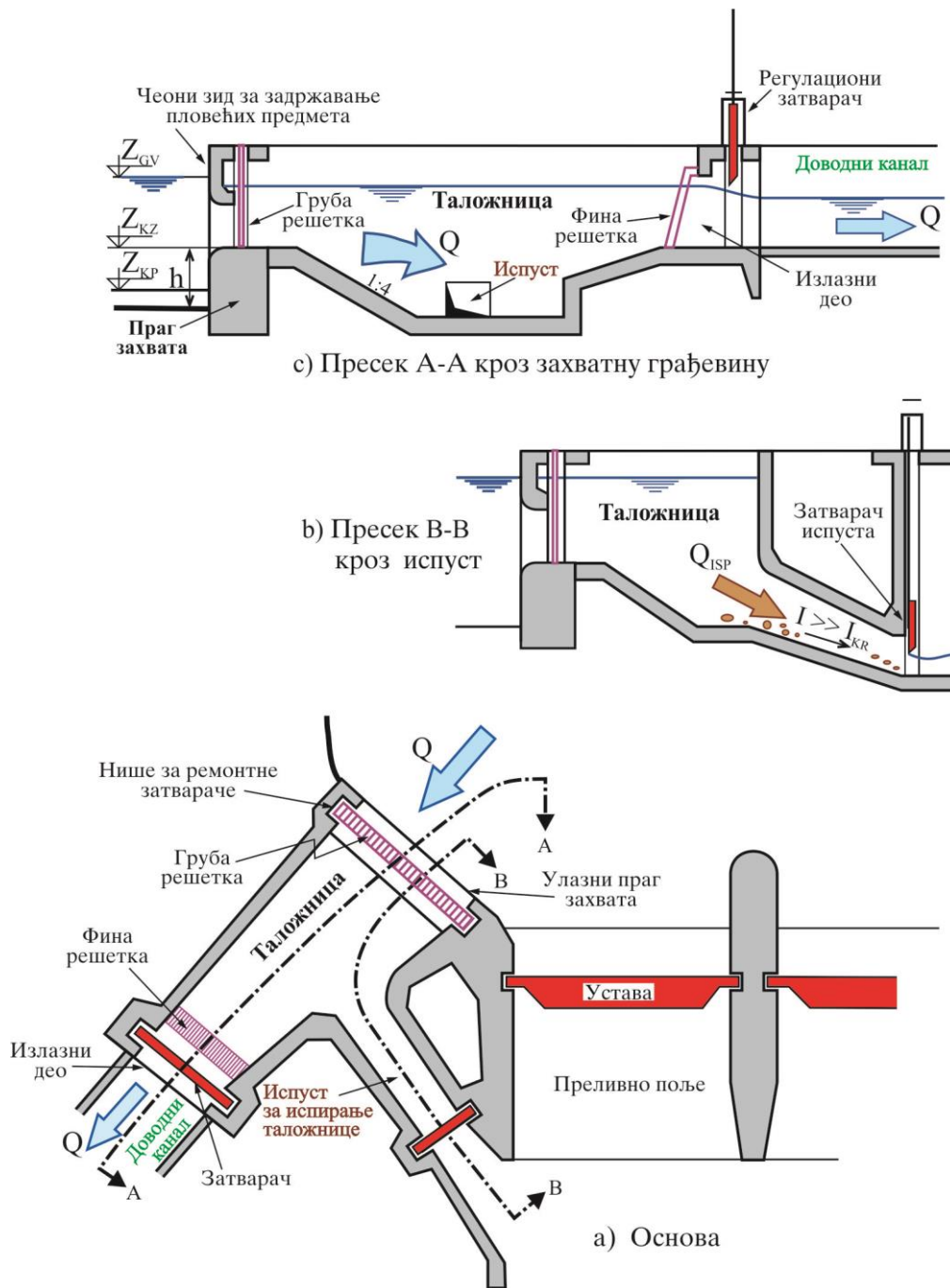
- 1) Улазног прага са грубом решетком.
- 2) Таложнице.
- 3) Испуста за испирање наноса из таложнице.
- 4) Излазног дела са фином решетком и регулационим затварачем.

Улазни праг

Кота круне улазног прага се поставља што је могуће више изнад дна корита, ($h \geq 1$ m), да се спречи захватање вученог наноса. Захват се од наноса штити и уставом суседног преливног поља, која се прва подиже при евакуацији вишка воде и омогућава испирање наноса исталоженог испред прага. Наравно, неопходно је да круна прелива буде нижа од круне прага захвата ($Z_{KZ} > Z_{KP}$, сл. 11.6с).

Изнад улазног прага поставља се *чеони зид*, којим се спречава улазак пливајућих предмета у захват, и груба решетка за заустављање дебала, корења, отпада и других лебдећих предмета. Решетка је обично монтажно–демонтажна, па се у нише могу спустити гредни затварачи за потребе ремонта. Размак штапова грубе решетке је $80 \div 100$ mm. Више о решеткама и губицима енергије на решетки, видети у делу XI.2 о дубинским захватима.

Ширина улазног прага треба да је што већа, јер то омогућава вишу коту улазног прага при задатој коти успора, а повољнији су и услови таложења, због мањих улазних брзина.



Сл. 11.6 Бочни захват

Таложница

Таложница, која обично следи непосредно иза улазног прага, служи да воду ослободи наноса (вученог и крупнијег суспендованог), према захтевима низводног корисника. Уколико захваћени нанос није штетан за кориснике (ако нема опасности од оштећења пумпи и турбина, као и од засипања довода), таложница се може изоставити. Димензије таложнице зависе од

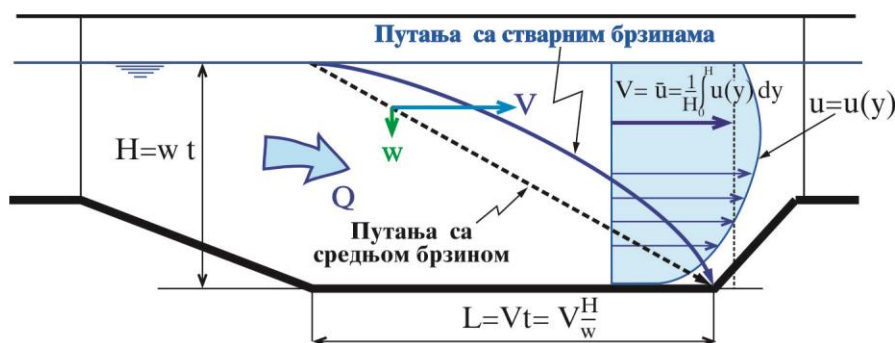
крупноће минималног зрна, d_{min} , које треба исталожити. На пример, за потребе хидроелектрана треба исталожити честице крупније од $d_{min} \geq 0.25 \div 0.40 \text{ mm}$, и то ако је $Q_{NAN} > 0.5 \text{ kg/m}^3$ (Ђорђевић, 1984).

Ако је средња брзина воде у таложници $V \equiv \bar{u} = \frac{\int_0^H u(y) dy}{H}$, а дубина воде H (сл. 11.7),

онда се потребна дужина таложнице, L , може проценити преко дужине путање меродавног зрна (које са слободне површине треба да стигне до дна):

$$(11.3): \quad L = V t = H \frac{V}{w},$$

где су: t = време таложења зрна, $w = w_0 - \varphi V$ = брзина таложења зрна, w_0 = брзина таложења појединачних сферних зрна у мирној води (таб. 11.1), φV = турбулентна компонента брзине у вертикалном правцу, а φ = коефицијент ($\varphi = 0.2 \div 0.04$, зависно од интензитета турбуленције, Гришин, 1954).



Сл.11.7 Течење у таложници

Средња брзина воде у таложници, V , према искуственим подацима (Ђорђевић, 1984) треба да је $0.2 < V < 0.4 \text{ m/s}$, ако се талоче зрна чија је крупноћа $d_{min} \leq 0.4 \text{ mm}$. При овако малим брзинама значајно опада турбуленција која изазива узлазну компоненту брзине, па ће зрна тонути са брзином блиском непо ремећеној брзини таложења, w_0 .

d (mm)	1.00	0.50	0.20	0.05	0.01
w_0 (cm/s)	10.6	5.3	1.5	0.2	0.005

Таб. 11.1 Брзина таложења појединачних сферних честица (зрна) у мирној води

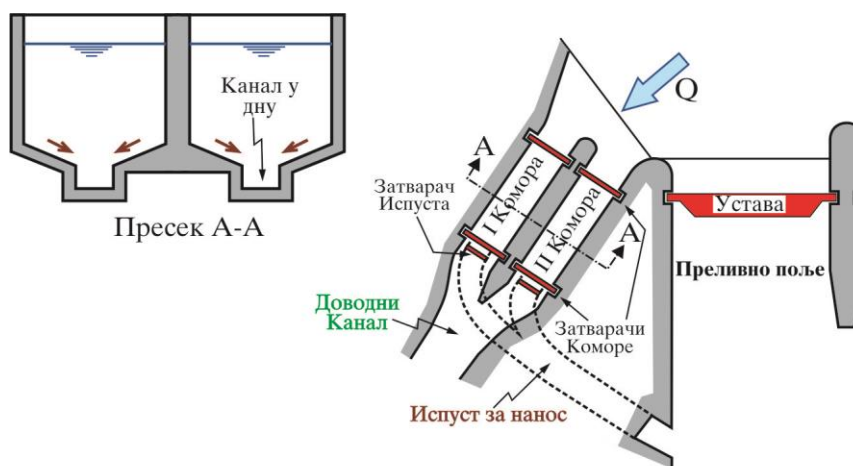
Треба приметити (јед. 11.3) да плитка и широка таложница захтева мању дужину од дубоке и узане.

Испирање таложнице

Испуст у боку таложнице (сл. 11.6) служи за испирање исталоженог наноса. Да би нанос био покренут и одвучен кроз проводник испуста у низводно корито, потребно је остварити довољно велике брзине при дну таложнице. Обично се ефикасност испуста за испирање знатно повећава ако се у дну таложнице усече “канал”, где се локално повећава брзина, а само дно таложнице се закоси тако да омогући лакше спирање наноса према “каналу” (сл. 11.8).

Таложнице могу бити са *сталним* и *периодичним* испирањем. Протицај испирања зависи од начина испирања, крупноће наноса и особености разматране таложнице. За прву процену, може се узети да је при периодичном испирању, потребан протицај од $Q_{ISP}=0.5 \div 1.2 Q_{ZAH}$ (где је Q_{ZAH} протицај који се захвата за корисника), док је код сталног испирања $Q_{ISP}=0.1 \div 0.15 Q_{ZAH}$. Брзина испирања у испусту не би требало да буде мања од $V_{ISP} \geq 2.5 \text{ m/s}$.

Често се пројектују таложнице са две или више паралелних комора, да би се омогућио несметан рад захвата при чишћењу таложнице са периодичним испирањем. Понекад је корисно предвидети и могућност механичког испирања (“ручног“ чишћења) таложнице, ако из неког разлога откаже пројектовани систем за испирање, или ако је недовољно ефикасан.



Сл. 11.8 Испирање таложница

Велике таложнице и системи за испирање су скупни објекти и треба их пажљиво пројектовати. Треба користити искуства са раније изведених објеката и одговарајућу литературу (Novak 1996, Ђорђевић 1984, Ибад-Заде и Нуриев 1972, Гришин 1954), а испитивања на физичком моделу могу пружити корисна запажања, значајно побољшати рад целог објекта и умањити трошкове погона.

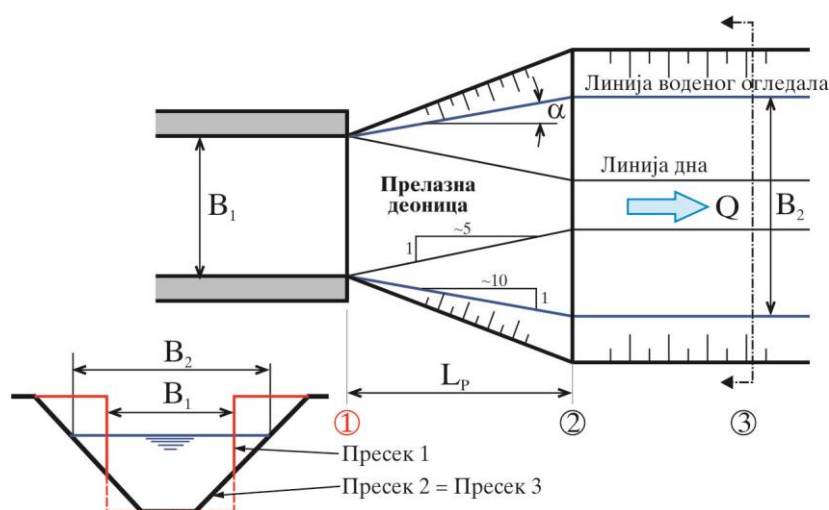
У планинским сливовима, где је велико оптерећење захвата крупним вученим наносом, понекад се, ради ефикаснијег испирања, користе таложнице са покретним дном (“Bieri“ таложнице).

Површински захвати су изложени дејству узгона, па треба применити одговарајуће *мере за смањење узгона* (хоризонталне и/или вертикалне засторе, дренажу и др.), како би се *спречило испливање конструкције* при неповољним комбинацијама оптерећења (на пр.

празан захват и висока подземна вода око захвата). (О мерама за смањење узгона видети поглаваља V, VII и VIII, као и литературу – Smith 1995 и USBR 1967).

Изразни део

Изразни део захвата омогућава контролисано испуштање захваћене воде у доводни канал (или цевовод). Регулисање протицаја обично се врши табластим или сегментним затварачима (сл. 11.6). Регулациони затварач може бити постављен и на улазном прагу, уколико не постоји потреба за таложницом (сл. 11.11). Испред затварача понекад се поставља фина решетка (размак штапова $\sim 20\text{ mm}$) која задржава ситније предмете (грање, лишће). Нагомилавање лишћа и другог материјала на решетки смањује протицајну површину, па се битно повећава губитак енергије (смањује капацитет захвата). Зато је неопходно обезбедити ефикасно чишћење решетки, ручним или машинским путем – *чистилицом*.



Сл. 11.9 Прелазница између захвата и канала

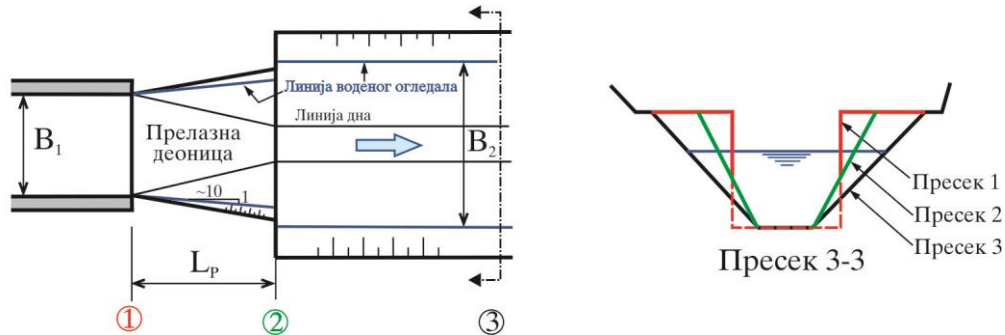
Код каналског довода се правоугаони излазни пресек захвата обично повезује прелазном деоницом са низводним каналом (који је најчешће трапезног пресека). Ако се прелаз обавља у мирном режиму течења и ако је важно да се ток равномерно и стабилно (без одвајања млаза, са вртложењем и пратећим губицима) прошири из излазног дела “1” до низводног канала “2”, степен ширења треба да буде веома благ (сл. 11.9). Препоручује се да степен ширења каналске облоге, у нивоу слободне површине тока, не прелази:

$$(11.4): \quad \operatorname{tg} \alpha = 1 : 10 = \frac{B_2 - B_1}{2L_p} \Rightarrow L_p = 5(B_2 - B_1).$$

Ако овакво решење из неког разлога није прихватљиво (топографски услови, коштање и сл.), треба скратити прелазницу, с тим да степен ширења млаза буде 1 : 10 по целој дужини *скраћене прелазнице*, иза које се нагло прелази на пресек доводног канала (сл. 11.10). Ово је знатно боље него направити континуалан, али недовољно благ прелаз, где ће до одвајања млаза доћи већ на самом почетку прелазнице, дакле при већој брзини, а тиме и са већим губитком енергије, него у случају са *скраћеном прелазницом* (видети и сл. 13.5). Ако је канал необложен,

ерозију корита на крају прелазнице треба предупредити каменом или габионском заштитом дна и косина и, по потреби, крилним зидовима.

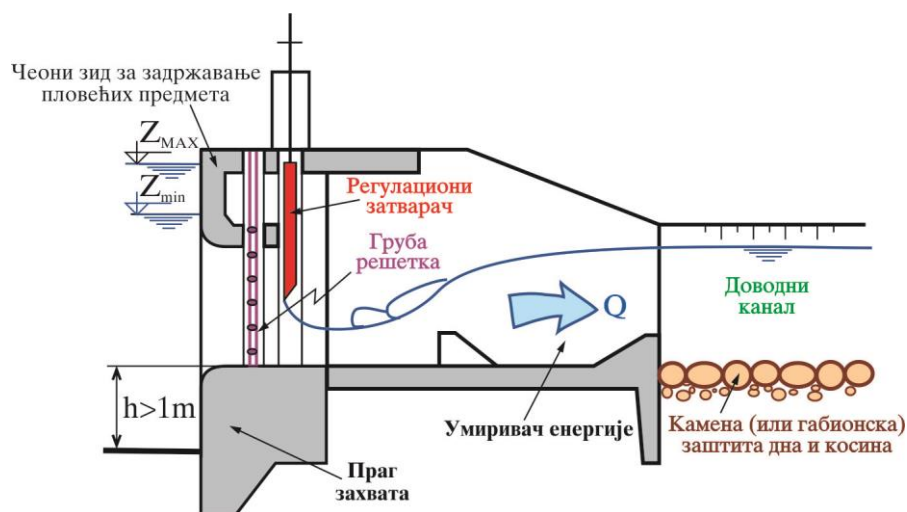
Ако је низводни канал нееродибилан (обложен бетоном, габионима и сл.), а губитак енергије на проширењу није од значаја за корисника, прелазница се може изоставити.



Сл. 11.10 Скраћена прелазница

Уколико се *буран ток* иза затварача упушта непосредно у доводни канал од *еродибилног материјала* (ако је захват без таложнице), неопходно је канал заштитити од ерозије, поготову за случај да се испред захвата могу очекивати високи нивои (тј. велике брзине у каналу сл. 11.11). Најефикасније заштитно средство је неки од умирујућих базена (већ описаних у поглављу о преливима), или /и габионска или камена облога. Код оваквих решења, објекат за умирење енергије обично служи и као “прелазница” између захвата и канала.

У случају захватања релативно малих протицаја ($Q_{ZAH} \leq 1 \div 2 \text{ m}^3/\text{s}$) на релативно великим водотоцима ($Q_{ZAH} \ll Q_{SR}$), могу се користити бочни захвати *без успорне грађевине*. Овакви објекти се често примењују код привремених решења (Lauterjung и Schmidt 1989), као и код сталних обалских захвата на великим рекама. Скретање воде у доводни канал обично се омогућава постављањем напера.



Сл. 11.11 Захват без таложнице, са умиривачем енергије

XI.2 ДУБИНСКИ ЗАХВАТИ

Дубински захвати омогућавају регулисано узимање воде из акумулације за кориснике – **водозахвати довода** (за водоснабдевање, наводњавање, хидроелектране и сл.), или омогућавају пражњење акумулације и испуштање гарантованог еколошког протицаја низводно од бране – **испусти**. Течење у проводнику (доводу) испред регулационог затварача дубинског захвата увек је под притиском. Дубински водозахват мора бити постављен *испод минималног радног нивоа корисника* (ако има више корисника могуће је да сваки од њих има свој минимални ниво и свој захват).

Темељни испуст служи за пражњење акумулације, било да је реч о спуштању нивоа воде *ради смањења оптерећења* на конструкцију (ако се у току погона или при пуњењу акумулације закључи да постоји опасност од хаварије бране), *прегледа или поправке* бране, довода и опреме, или је потребно испразнити део акумулације ради *прихватања поплавног таласа* (тада испуст ради као евакуациони орган). Пуњење акумулације може да започне тек пошто је темељни испуст спреман за погон (ACKER 1990). Уз то, одговарајуће постављен темељни испуст може да заштити – *очисти од исталоженог наноса* – део акумулационог простора око водозаврата за кориснике. Понекад акумулације имају више темељних испуста (различитих капацитета, и на различитим нивоима), за обављање различитих (претходно описаних) намена.

При избору капацитета темељног испуста, треба водити рачуна да сувише брзо пражњење акумулације може да изазове проклизавање обалних терена и друге непожељне последице услед наглог обарања нивоа воде (Vischer и Hager 1998). Такође, може се догодити да низводно подручје претрпи непотребно плављење, услед непромишљеног испуштања превелике количине воде кроз испуст.

За разлику од површинских, дубински захвати обично немају тешкоћа везаних за хватање великих количина вученог наноса, па код добро пројектованих дубинских водозаврата нема потребе ни за таложницама. Вучени нанос и крупне фракције суспендованог наноса обично се исталоже у узводном делу акумулације, пре него што стигну у зону хватања. Међутим, ако је дотицај наноса потцењен, долази до постепеног засипања улазне грађевине и увлачења наноса у довод, што може да изазове велике невоље. Тада може да помогне исправно постављен *темељни испуст* (који, између осталог, и служи да одстрани нанос нагомилан око улаза водозаврата). Темељни испуст треба поставити што ближе улазној грађевини (потенцијално) угроженог довода, да би се омогућило ефикасно испирање исталоженог наноса, јер испуст може да покрене нанос само у ограниченој области око *свог улаза* (зависно од улазних брзина и протицаја).

Основни делови темељног испуста, као и осталих типова дубинских захвата су:

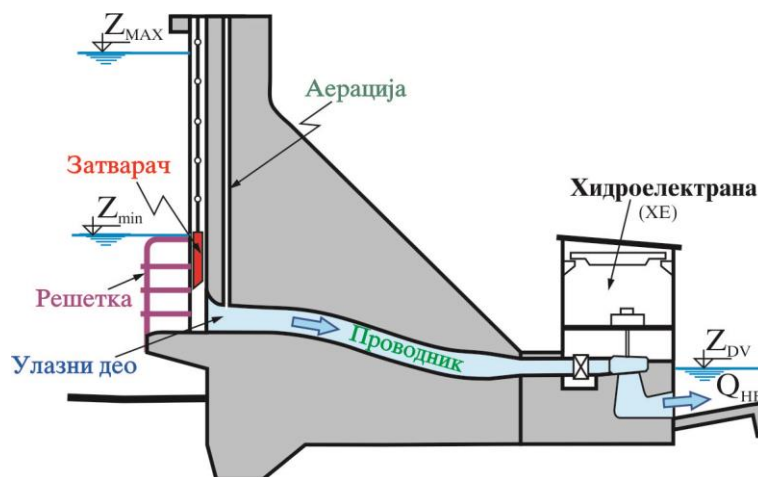
- 1) **Улазни** – захватни део (улазна грађевина).
- 2) **Проводник**.
- 3) **Контролни** (регулациони) део – затварачница са затварачем.

4) **Излазни** део.

Зависно од пута којим спроводе воду из акумулације, проводници дубинских водозахвата могу пролазити:

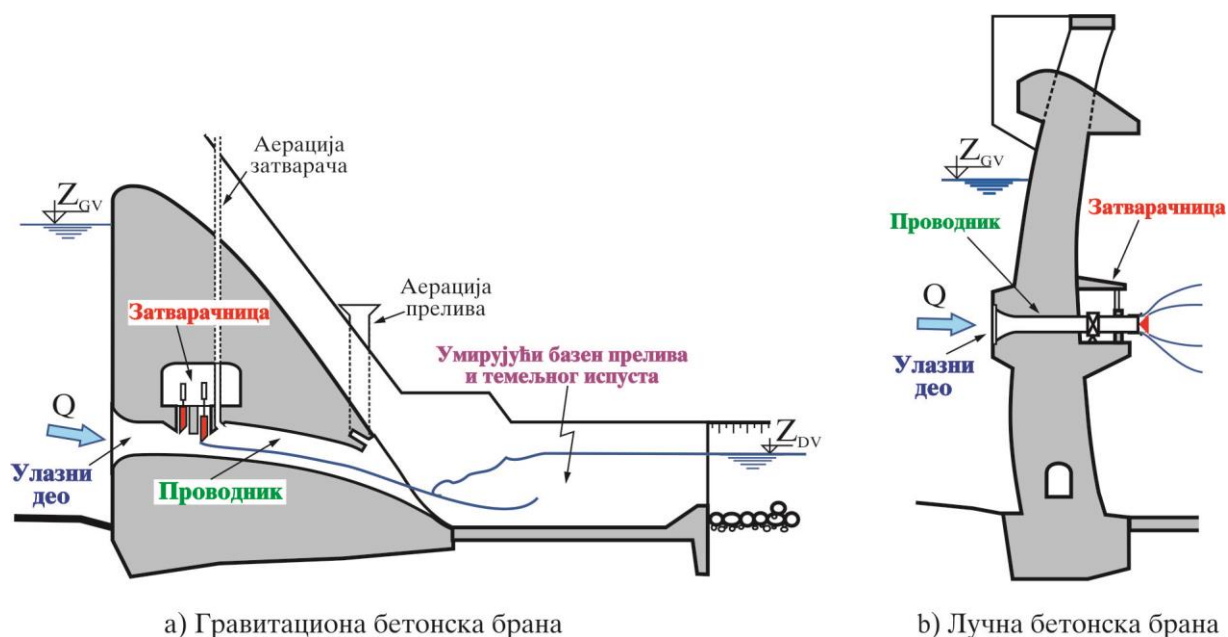
- 1) **Кроз** тело бране (сл. 11.12 и 11.13).
- 2) **Око** бране (сл. 11.14 и 11.15).
- 3) **Испод** бране.

Захвати *кроз тело бране* често се раде код бетонских гравитационих, контрафорних и олакшаних, а понекад и код лучних брана. Улаз код ових захвата је на узводном лицу бране. Хаваријски и ремонтни затварачи могу такође бити на узводном лицу, док су регулациони затварачи на низводном крају, или у затварачници у телу бране, зависно од типа и намене захвата. (Треба се подсетити да се иза затварача мора обезбедити довод ваздуха као што је приказано на сл. 11.12 и сл. 11.13. Видети и IX.3.4.) *Проводник* је обично цев која пролази кроз тело бране. Облик и положај *излазног дела* зависи од намене довода. Код хидроенергетског постројења (сл. 11.12), то је улаз у спиралу турбине, док код захвата за наводњавање или водоснабдевање, излазни део захвата представља улаз у канал или цевовод. Код темељних испуста (сл. 11.13) и испуста за гарантовани еколошки протицај вода се умирује у умирујућем базену, или се користи неки други начин расипања енергије. Ако се користи умирујући базен прелива (као на сл. 11.13), испуст *не сме да ради за време рада прелива*, да не би дошло до судара два бурна тока (испуста и прелива), што би изазивало непожељне поремећаје течења (стојеће таласе), уз јаке динамичке притиске и опасност од вибрација на затварачу, чиме би се угрозила стабилност и сигурност целог објекта. На излазу испуста (на месту где се испуст спаја са брзотоком на низводном лицу бране), треба поставити аерацију (сл. 11.13), како у време рада прелива не би дошло до исисавања ваздуха из довода испуста, праћено појавом пулзирајућих потпритисака, који могу да изазову вибрације на затварачу и кавитацију на брзотоку.



Сл. 11.12 Захват за приборанску хидроелектрану

Улази темељних испуста понекад немају решетке, јер се управо кроз њих и пропуштају пливајући предмети. Да не би дошло до зачепљивања испуста, препоручује се да пречник проводника не буде мањи од $1.8 \div 2.0$ m (Vischer и Hager 1998).



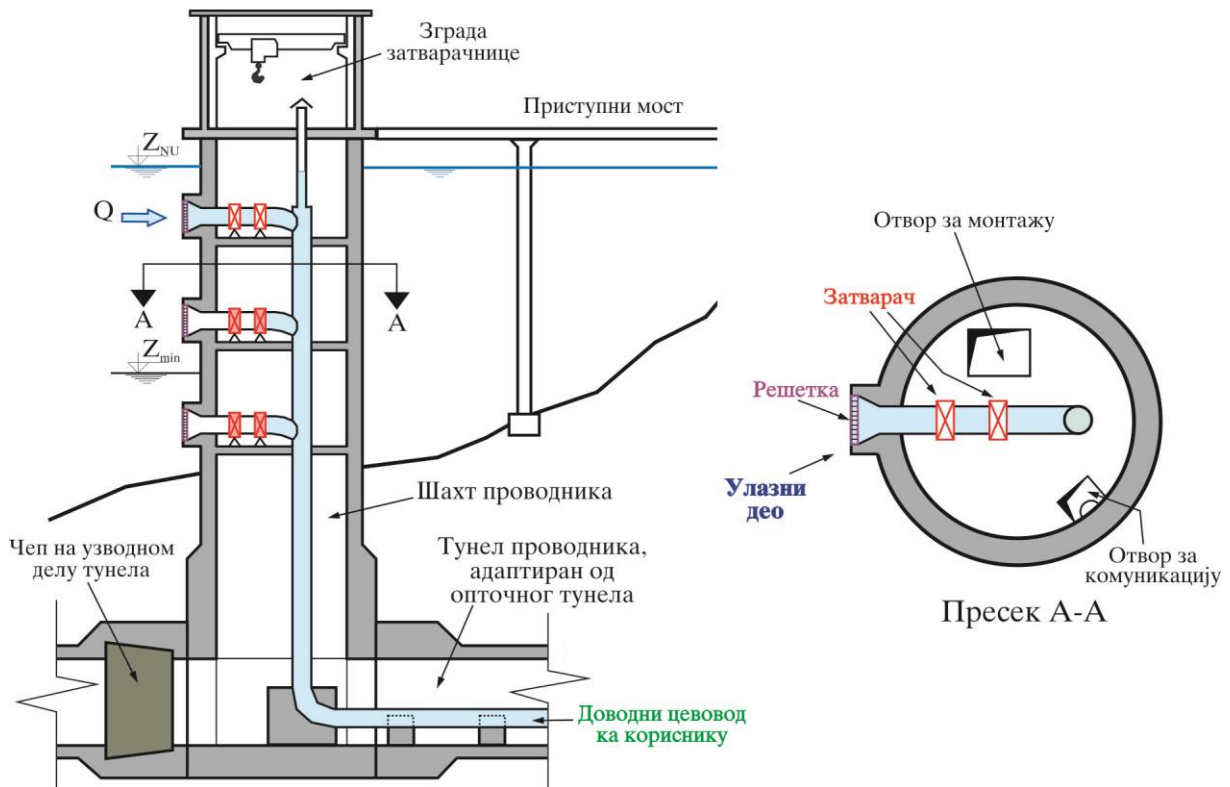
Сл. 11.13 Темељни испуст у склопу прелива

Код насутих, и једног броја бетонских брана, проводник пролази **око бране**, кроз тунел у боку долине, (сл. 11.14 и 11.15). Зависно од намене и диспозиције објекта, затварачница може бити у **кули**, која се обично поставља близу улаза у тунел (сл. 11.14), или у **шахту** (обично на месту где тунел пресеца инјекциону завесу, сл. 11.15) или, ређе, на крају тунела.

На слици 11.14 приказана је водозахватна кула за водоснабдевање, са више нивоа захватања воде (тзв., *селективни захват*). Поред могућности да се вода, зависно од сезоне, захвата на различитим нивоима, овакав захват обезбеђује приступ целом проточном тракту довода. Мане оваквог решења су потреба за *приступним мостом* и *осетљивост куле на земљотрес*.

Код *шахтне* затварачнице, која је *укопана у боку долине* (сл. 11.15) избегава се приступни мост, а с обзиром да нема куле, смањује се и осетљивост на земљотрес. С друге стране, губи се (или се веома отежава) могућност захватања воде са више нивоа, па се овакво решење ретко примењује код селективних захвата (за водоснабдевање, наводњавање и гарантовани еколошки протицај). Уз то, код укопане затварачнице је узводни део тунела (између улаза и затварачнице) тешко приступачан. Неопходно је да се ремонтни затварач спушта у нише на улазу из специјалног пловила, или по косини, понекад и уз помоћ рониоца. Ово је изводљиво ако нема струјања у тунелу, тј. када је спуштен главни затварач у шахту затварачнице (или на низводном крају довода), али је готово немогуће док вода тече кроз тунел. Зато је корисно поставити два затварача у самој затварачници: основни (регулациони или хаваријски) и ремонтни, који може да послужи и као резерва за основни (сл. 9.32). Место на

коме тунел пролази кроз инјекциону завесу треба пажљиво и густо инјектирати (тзв. “розета“ на сл. 5.15).

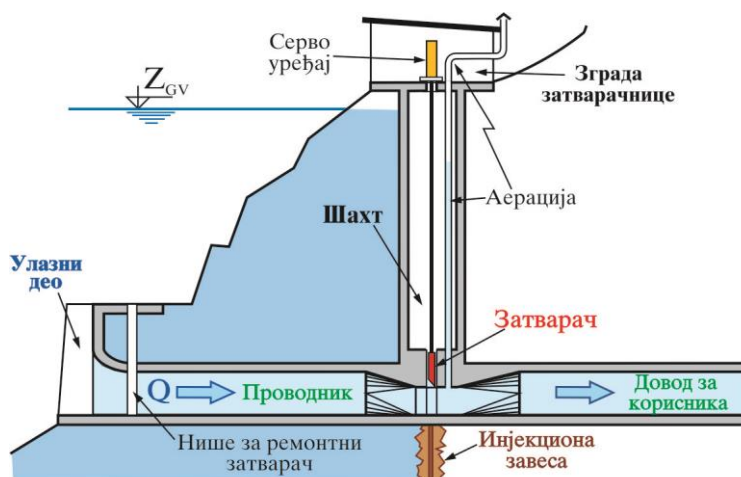


Сл. 11.14 Водозахватна кула са селективним захватом

Када је затварач спуштен, део тунела узводно од затварача изложен је пуном хидростатичком притиску. Узводно од инјекционе завесе може се очекивати да овај унутрашњи притисак буде донекле неутрализован притиском са спољашње стране облоге (јер ће вода из акумулације наћи пут кроз пукотине и прслине у стенској маси). Међутим, низводно од завесе, а узводно од затварача, ако је затварач постављен низводно од завесе, не може се рачунати на притисак са спољашње стране облоге, па је облогу неопходно димензионисати према пуном хидростатичком притиску (при максималном нивоу воде у акумулацији). Такође се може очекивати процуривање из тунела кроз прслине у бетонској облози, па (уколико није предвиђено облагање челиком) у непосредној близини тунела треба рачунати са појавом узгона и могућим испирањем материјала¹. Зато се регулациони затварач у тунелу темељног испуста често поставља у равни инјекционе завесе (видети IX.2.3). Када се регулациони затварач поставља на низводном крају, унутар тунела се уграђује челична цев, како би се избегле претходно описане појаве. Ако је у питању цев великог пречника, овакво решење је обично прескупо. Уколико капацитет темељног испуста не захтева цев великог пречника (па је пречник цеви испуста знатно мањи од пречника тунела), решење са регулационим затварачем на низводном крају је обично сасвим прихватљиво. У том случају се, по затварању опточног

¹ Уз то, када је регулациони затварач на низводном крају тунела, довод је на целој дужини тешко приступачан за преглед и поправке.

тунела (за евакуацију у току грађења), у тунел угради цев темељног испуста. Поред цеви за испуст може се поставити и цев за корисника, уколико остане довољно простора за уграђивање. За контролу довода по целој дужини, неопходно је обезбедити поуздан ремонтни затварач на узводном крају (сл. 11.15). Потребно је редовно обављати прегледе свих делова довода (по потреби, и уз помоћ рониоца).



Сл. 11.15 Затварачница укопана у боку долине

Проводник довода (или испуста) се понекад поставља *испод тела бране*, али је то решење које се углавном избегава. Примењује се једино код мањих објеката, где евентуално рушење бране (због испирања материјала око цеви довода) не би довело до катастрофалних последица за низводно подручје. Како је већ напоменуто у поглављу о насутим бранама, цеви оваквих довода морају бити фундиране у рову на чврстој подлози и пажљиво уграђене, да би се избегло испирање материјала из насипа (видети део VII.10.1). Уз то, течење у цевима које су уграђене испод насипа *не сме да буде под притиском*.

XI.2.1 Улазни део захвата (улазна – захватна грађевина)

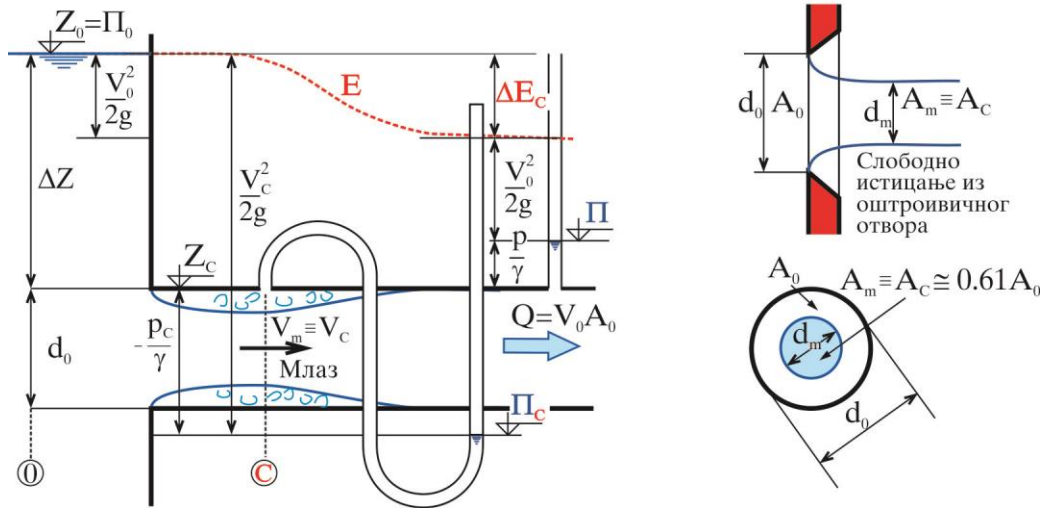
Улазни део захвата (улазна грађевина), је део објекта у коме се мирна вода из акумулације покреће – убрзава и упушта у довод.

Хидрауличко обликовање улаза

Улазни део захвата треба обликовати тако да се избегне одвајање (одлепљивање) тока, које би могло да настане услед неприлагођености контуре објекта са обликом улазног млаза (сл. 11.16). Одвајање млаза може да изазове многе невоља код довода под притиском:

- 1) У пресеку сужења млаза “С” се јавља потпритисак (сл. 11.16 и 11.17), који може да изазове *кавитацију*, или *увлачење ваздуха* са пратећом нестабилношћу тока и *смањењем капацитета довода*.
- 2) Пулзације у вртлозима који настају ширењем претходно суженог млаза, простиру се дуж целог довода, и могу бити узрок *вибрацијама* (пре свега на затварачима).

- 3) Кроз вртлоге се губи енергија главног тока, чиме опада капацитет довода (испуста), односно умањује се производња електричне енергије, ако се ради о доводу за хидроелектрану.



Сл. 11.16 Одвајање млаза код необликованог улаза

На сликама 11.16 и 11.17 приказан је млаз који се образује у цеви са необликованим улазом, непосредно прислоњеној уз зид резервоара. Млаз се сужава у пресеку “С”, слично као при истицању из оштроивичног отвора, да би се нешто низводније проширио и прилагодио пресеку цеви. Мерења показују да је однос површине млаза у суженом пресеку “С”, према површини оштроивичног отвора из кога млаз истиче (сл. 11.16), $A_m/A_0 \equiv A_c/A_0 \approx 0.61$, па је, према једначини континуитета, однос брзине у млазу са средњом брзином у цеви $V_c/V_0 \approx 1.64$, а однос брзинских висина:

$$(11.5): \quad \frac{V_c^2}{2g} \approx 2.7 \cdot \frac{V_0^2}{2g}$$

Из енергетске једначине између пресека “GV” испред захвата и пресека сужења “С” (сл. 11.17), може се проценити притисак у темену суженог пресека (на коти Z_c):

$$(11.6): \quad \frac{p_c}{\gamma} = \Delta Z - \frac{V_c^2}{2g} = \Delta Z - 2.7 \frac{V_0^2}{2g}$$

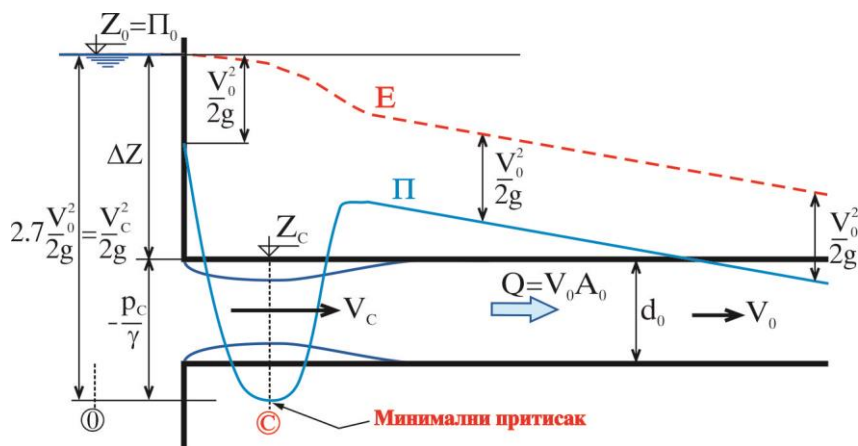
Ако се још узму у обзир и пулзације брзине (односно притиска, IX.2.3), очигледно је да се код необликованог улаза може очекивати значајан пад притиска у односу на течење без сужења (контракције) млаза.

Губитак енергије услед проширења суженог млаза може се проценити према Бординој теореме као:

$$(11.7): \quad \Delta E_C \cong \frac{(V_C - V_0)^2}{2g} = \frac{V_0^2}{2g} \left(\frac{V_C}{V_0} - 1 \right)^2 \cong 0.41 \frac{V_0^2}{2g}.$$

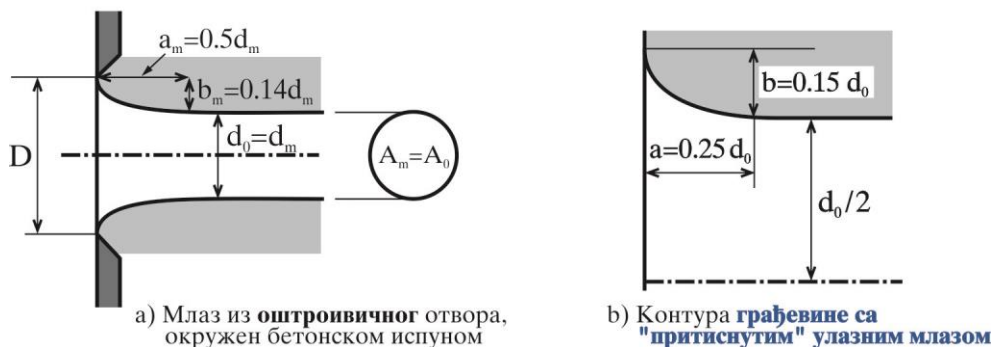
Мерења су показала да је стварни губитак нешто већи (зато што се део енергије губи између улаза и сужења) и износи:

$$(11.8): \quad \Delta E_C \cong 0.5 \frac{V_0^2}{2g}.$$



Сл. 11.17 Положај пијезометарске линије на улазном делу необликоване цеви

Улаз се *не мора* хидраулички обликовати за мале објекте са малим падом и малим брзинама, где нема услова за појаву кавитације и вибрација и где се не мора водити рачуна о губитцима и увлачењу ваздуха. Код свих значајнијих објеката, међутим, улаз би требало обликовати тако да се избегне одвајање млаза од контуре објекта, а тиме и резултујући потпритисци, пулзације и губици енергије.



Сл.11.18 Хидрауличко обликовање улазне грађевине

Слично обликовању прелива практичног профила, код пројектовања улазне грађевине се полази од облика млаза који истиче у атмосферу кроз кружни оштроивични отвор, па се простор око млаза испуни бетоном (сл. 11.18).

Контура млаза непосредно иза оштроивичног отвора је приближно елиптичног облика (сл. 11.18а). Мањи полупречник елипсе, b_m , може се проценити из односа површине млаза на улазу и површине у сужењу, $A_0/A_m = 1/0.61 = 1.64$:

$$(11.9): \quad \frac{D}{d_0} \equiv \frac{D}{d_m} = \sqrt{\frac{A_0}{A_m}} = 1.28,$$

па је (сл. 11.18):

$$(11.10): \quad b_m = \frac{0.28}{2} d_0 \cong 0.14 d_0,$$

где су: D и A = пречник и површина улазног отвора (сл. 11.18).

Према резултатима моделских испитивања, дужи полупречник елипсе оштроивичног млаза је приближно $a_m \approx 0.5 d_0$.

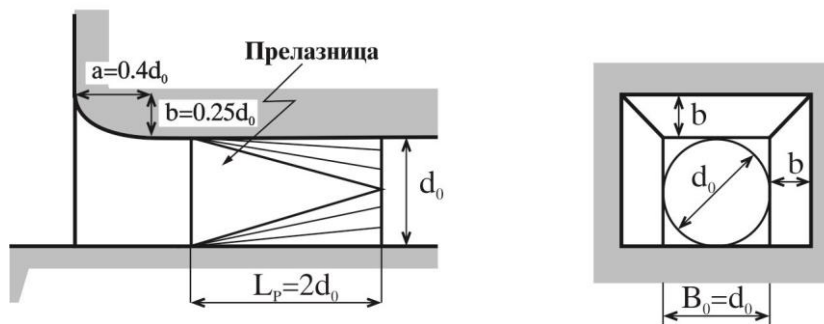
Ако би се за контуру улазне грађевине усвојила елипса оштроивичног млаза, притисак по контури би био атмосферски (сл. 11.18а). Експерименти показују да је струјање стабилније ако улазни млаз незнатно “притисне” контуру конструкције (ако се повећа притисак у млазу као код прелазница на вертикалном прелому брзотока, део VIII.6.2). Жељено повећање притиска, уз стабилно струјање, постиже се елипсом са полупречницима (сл. 11.18b):

$$(11.11a): \quad a = 0.25 d_0 \text{ и}$$

$$(11.11b): \quad b = 0.15 d_0.$$

При оваквом обликовању улазне грађевине, одвајање млаза од контуре и губитак енергије су практично занемарљиви.

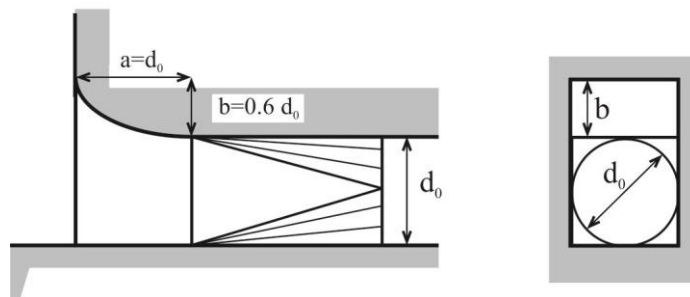
Најчешће је, због постављања затварача и тешкоћа око извођења просторне криве, улазни део *правоугаоног пресека* уместо кружног, да би се затим прешло на кружни пресек проводника, прелазницом дужине $L_p \cong 2 d_0$. Искуство показује да се при обликовању правоугаоног улаза може користити иста елипса како и код кружног отвора.



Сл. 11.19 Обликовање улаза са равном доњом ивицом

Ако положај улаза онемогућава закривљење по доњој ивици, улаз се обликује само са три стране, а димензије елипсе се повећавају (сл. 11.19).

Ако је диспозицијом објекта (недостатак простора, захват са више цеви, и сл.) онемогућено ширење и са стране, обликује се само горња ивица улаза (сл. 11.20).



Сл. 11.20 Улаз код ког се обликује само горња ивица

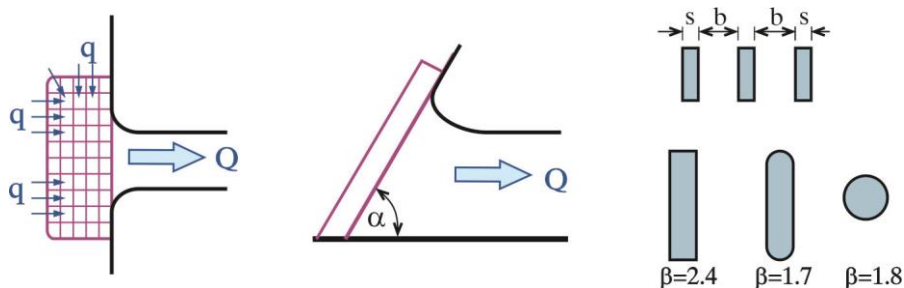
Коефицијенти губитка на улазу, за различите облике улаза, могу се наћи у литератури (USA Corps of Engineers 1977), а крећу се од $\xi_{UL}=0.03$ за улаз обликован према контури млаза (сл. 11.18), до $\xi_{UL}=0.5$ за потпуно необликован улаз. (На страни сигурности је узети коефицијент губитка од $\xi_{UL}=0.1$ и за добро обликован улаз.)

Решетке

Грубе решетке дубинских водозахвата служе да спрече улазак крупних лебдећих предмета (пањева, корења и сл.) у довод. Обично нема потребе за фином решетком, па су размаци штапова у распону од $b=5 \div 20$ см. Улазне грађевине темељних испуста понекад немају грубу решетку, да би се омогућило несметано одстрањивање лебдећих предмета. С обзиром на енергетске губитке и на периодичне пулзације које прате откидање вртлога и које могу потстаћи вибрације, брзине на решетки треба ограничити на $V_R \cong 1 \div 1.5$ м/с, где је:

$$(11.12): \quad V_R = \frac{Q}{A_R} \quad (\text{сл. 11.21}),$$

а A_R = нето површина решетке кроз коју вода протиче.



Сл. 11.21 Решетке захвата

Губитак на решетке може се проценити као (Ђорђевић, 1984):

$$(11.13): \quad \Delta E_R = \xi_R \frac{V_R^2}{2g}, \quad \xi_R = \beta (S/b)^{\frac{4}{3}} \sin \alpha,$$

где је (сл. 11.21) S = ширина штапа решетке, b = размак између штапова, α = угао који решетка заклапа са хоризонталом (обично $60^\circ \div 90^\circ$) и β = коефицијент облика (сл. 11.21). За прву процену може се узети да је $0.1 < S/b < 0.2$.

У литератури се могу наћи и други обрасци за одређивање губитка на решетки (на пр. Meusburger et al., 2001).

Увлачење ваздуха

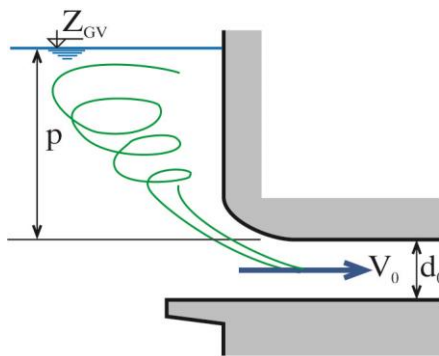
Ако је дубина захватања (потопљеност улаза), p (сл. 11.22), мала у односу на пречник проводника, d_0 , треба очекивати настанак површинског вртлога са увлачењем ваздуха у проводник, праћено смањењем пропусне моћи (капацитета) и нестабилним струјањем. Често је овакво струјање неприхватљиво, па се улаз мора дубље потопити, или се вртлог отклања (смањује) одговарајућим обликовањем прилаза захвату и/или грађевинама за пресецање и разбијање вртлога (Vischer и Hager, 1998). Слискиј (1979) препоручује да се дубина захватања при којој не долази до увлачења ваздуха (сл. 11.22) одреди преко:

$$(11.14): \quad p = 0.52 V_0 \sqrt{d_0},$$

за довод са симетричним прилазом (струјнице су симетричне у односу на осу довода) и:

$$(11.15): \quad p = 0.70 V_0 \sqrt{d_0},$$

за кос – несиметричан прилаз улазу.



Сл. 11.22 Површински вртлог и увлачење ваздуха на захвату

У литератури се могу пронаћи и други искуствени обрасци за процену минималне потопљености улазне грађевине (Vischer и Hager 1998).

XI.2.2 Проводник

Проводник је део захвата којим се захваћена вода одводи ка кориснику (код довода за кориснике), или ка низводном кориту водотока (код испуста).

Проводник може, зависно од типа и диспозиције захвата, бити обложен или необложен тунел, или цев (бетонска, или челична).

Брзина воде у проводнику зависи од врсте довода, од отпорности облоге на хабање, и од намене, а може се проценити на основу искуствених података из литературе (Vischer и Hager 1998, USBR 1987, Ђорђевић 1984).

У доводном тунелу деривационе ХЕ брзина је обично ограничена на $2 \div 3$ m/s, јер се овим постиже оптималан однос “изгубљене” електричне енергије (због губитка енергије – пада у тунелу) и трошкова изградње тунела. Код кратких прибранских довода дозвољава се брзина од $4 \div 8$ m/s.

Брзине у темељним испустима су много веће, и ограничава их, пре свега, могућност појаве потпритисака са увлачењем ваздуха, кавитацијом и вибрацијама.

О затварачима и затварачницама на доводима је већ било речи у поглављу IX.

* * *

Најзначајнији губици енергије на доводу су обично *линијски губици* (губици на *трење*), губици на *кривинама*, губици на *рачви* и губици на *затварачима*, односно на нишама затварача.

Линијски губици (губици на *трење*) рачунају се применом неког од образаца за отпоре у цевима, најчешће помоћу Дарси – Вајсбахове једначине:

$$(11.16): \quad \Delta E_{TR} = \frac{\lambda L V^2}{d_0 2g},$$

где је: λ = коефицијент трења, који се за турбулентни ток може рачунати Колбруковом формулом:

$$(11.17): \quad \frac{1}{\sqrt{\lambda}} = -2 \log_{(10)} \left(\frac{k_s}{3.7 d_0} + \frac{2.51}{R_e \sqrt{\lambda}} \right),$$

где су: k_s = апсолутна хрпаовост, d_0 = пречник цеви, $R_e = \frac{Vd}{\nu}$ = Рејнолдсов број и ν = кинематски коефицијент вискозности (за воду на температури од 20° С, $\nu = 10^{-6}$ m²/s).

Уместо ове имплицитне формуле, често се користи и њена експлицитна апроксимација:

$$(11.18): \quad \lambda = 0.115 \left(\frac{k_s}{d_0} + \frac{60}{R_e} \right)^{\frac{1}{4}}.$$

Штавише, у проводницима испуста и највећег броја довода влада турбулентно течење у такозваним, “храпавим цевима”, што значи да је ламинарни (вискозни) подслој покидан, па на отпор (и губитке) утиче само хрпаовост проводника. Другим речима, за цеви великог пречника

и при великим брзинама, Рејнолдсов број, R_e , је велики, па према једначинама 11.17 и 11.18 коефицијент отпора, λ , зависи само од релативне храпавости, $\frac{k_s}{d_0}$.

За течење у храпавим цевима може се применити и Манингова једначина, а веза између Манинговог коефицијента храпавости, n , и коефицијента трења, λ , може се тада директно изразити као:

$$(11.19): \quad \lambda = \frac{125n^2}{d_0^{\frac{1}{3}}}.$$

* * *

Губици на *кривини* (*колону*) зависе од односа пречника цеви и полупречника кривине – закривљености, као и од угла скретања (сл. 11.23):

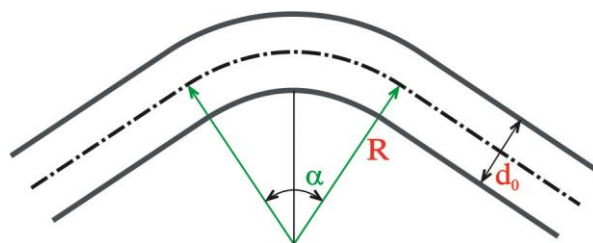
$$(11.20): \quad \Delta E_{KR} = \xi_{KR} \frac{V_{KR}^2}{2g}, \quad \xi_{KR} = f(R/d_0, \alpha).$$

При већој закривљености цеви (тј., за мање вредности односа R/d_0), теже је скренути ток, па је одвајање млаза од контуре, са пратећим вртложењем које изазива губитак енергије, веће него при малој закривљености (Хајдин, 2002). Повећањем скретног угла, α , продужава се деоница на којој влада хеликоидно струјање, што такође односи енергију тока.

Постоји више искуствених образаца и дијаграма за одређивање коефицијента губитка на кривини. Према USA Corps of Engineers (1977), добру процену даје образац:

$$(11.21): \quad \xi_{KR} = \frac{2\alpha}{\pi^2} \frac{1}{\ln\left(\frac{R}{d_0}\right) + \alpha},$$

где је скретни угао, α , изражен у радијанима (сл. 11.23).



Сл. 11.23 Елементи кривине проводника битни за процену губитка

Према дијаграму USBR (1974), вредности из једначине 11.21 су потцењене, па је на страни сигурности увећати их за ~20%.

Према Idelchik-у (1986), губитак на кривини се може проценити, као:

$$\xi_{KR} = \frac{0.19 \sin \alpha}{\sqrt{\frac{R}{d_0}}}, \quad \text{за } \alpha < 90^\circ,$$

(11.22):

$$\xi_{KR} = \frac{0.19}{\sqrt{\frac{R}{d_0}}}, \quad \text{за } \alpha \geq 90^\circ.$$

Roberson et al. (1988), на основу искустава различитих аутора, препоручују вредности према табели 11.2, где је, за разлику од претходних образаца, уз локални губитак, урачунат и линијски губитак (на трење) дуж деонице цеви у кривини.

R/d_0	1	2	4	6
$\xi_{KR}(\alpha=45^\circ)$	0.10	0.09	0.10	0.12
$\xi_{KR}(\alpha=90^\circ)$	0.35	0.19	0.16	0.21

Таб. 11.2 Зависност губитка на кривини од односа R/d_0

У пракси се понекад још увек среће и стара Вајсбахова формула (Чугајев, 1982):

$$(11.23): \quad \xi_{KR} = \frac{\alpha}{90} \left[0.131 + 0.163 \left(\frac{d_0}{R} \right)^{3.5} \right],$$

где је α у степенима. Треба имати на уму, да ова формула *није прикладна* за цеви већег пречника, с обзиром да је добијена на основу мерења на цевима малог пречника (од неколико cm), где влада другачији режим течења.

* * *

Рачве за гранање и спајање проводника (односно протицаја) се често примењују код довода за кориснике (хидроелектране, пумпне станице, водозахватне грађевине), а понекад и код проводника темељног испуста и/или испуста за гарантовани еколошки протицај. Губитак енергије на рачви зависи од више чиниоца, као што су (сл. 11.24): смер тока, скретни угао цеви, α , однос површина попречног пресека у гранама довода, однос протицаја (односно брзина воде) у гранама довода, обликовање спојева, близина других локалних поремећаја тока и др. (Хајдин 2002, Idelchik 1986 и Miller 1986). У наставку ће се размотрити само случај губитака на “простој” (необликованој) рачви за гранање, каква се може применити код мањих испуста и довода. За остале случајеве читалац се упућује на литературу (Idelchik 1986 и Miller 1986).

Код “просте” рачве (сл. 11.24), Idelchik (1986) препоручује примену следећег обрасца за коефицијент локалног губитка дуж главне цеви, $\xi_{R,0-1}$ и дуж гране – “одвојка”, $\xi_{R,0-G}$:

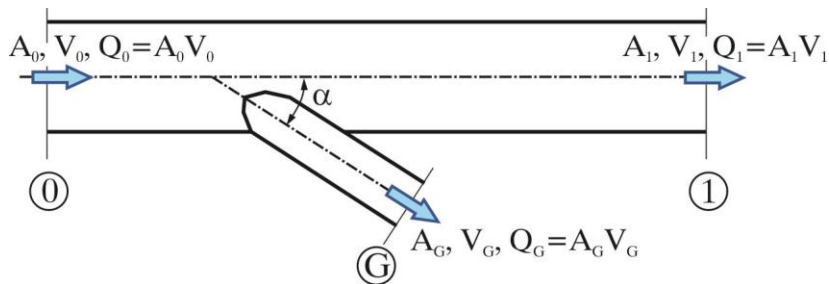
$$(11.24a): \quad \xi_{R,0-1} = \frac{\Delta E_{R,0-1}}{V_0^2/2g} = 0.4 \left(1 - \frac{V_1}{V_0} \right)^2,$$

$$(11.24b): \quad \xi_{R,0-G} = \frac{\Delta E_{R,0-G}}{V_0^2/2g} = C \left[1 + \left(\frac{V_G}{V_0} \right)^2 - 2 \left(\frac{V_G}{V_0} \right) \cos \alpha \right],$$

где је коефицијент C одређен као:

$$(11.24c): \quad C = \begin{cases} 1.1 - 0.70 Q_G / Q_0, & \text{за } Q_G / Q_0 \leq 0.4 \text{ и } A_G / A_0 \leq 0.35 \\ 0.85, & \text{за } Q_G / Q_0 > 0.4 \text{ и } A_G / A_0 \leq 0.35 \\ 1.0 - 0.65 Q_G / Q_0, & \text{за } Q_G / Q_0 \leq 0.6 \text{ и } A_G / A_0 > 0.35 \\ 0.60, & \text{за } Q_G / Q_0 > 0.6 \text{ и } A_G / A_0 > 0.35 \end{cases},$$

док су остале величине приказане на слици (11.24).



Сл. 11.24 Рачва са елементима за процену локалних губитака

* * *

Од осталих губитака треба поменути губитке на *затварачима* (видети IX.3) и на нишама затварача. На страни сигурности је да се за нише затварача узме коефицијент губитака од $\xi_{ZAT} = 0.10 \div 0.20$. Ако је у питању затварачница са сужењем и проширењем може се укупни губитак обрачунати са коефицијентом од $\xi_{TOTAL} = 0.30 \div 0.45$ (USA Corps of Engineers 1977), с тим што се губитак рачуна са брзином у пресеку затварача – у сужењу (сл. 9.33).

Код захвата се, по правилу, избегавају нагла сужења и проширења због могућности поремећаја тока и губитака енергије. Прелазне деонице треба да су довољно дугачке да би се онемогућило одвајање млаза од контуре објекта (обликовање прелазних деоница код дубинских затварачница је описано у поглављу IX). На страни сигурности је да се за свако (хидраулички обликовано) сужење усвоји губитак од $\xi_{SUZ} = 0.05 \div 0.15$, док за проширење треба рачунати са $\xi_{PROS} = 0.1 \div 0.25$. За прецизнију процену локалних губитака видети литературу (Miller 1986, Idelchik 1986 и USA Corps of Engineers 1977).

* * *

Треба стално имати на уму да је много важније грађевину хидраулички *исправно обликовати*, тако да нема превише узрока за стварање вртлога и пратећих губитака енергије, него применити “најсавременије“ обрасце за процену губитака у хидрауличком прорачуну.

При прорачуну, треба водити рачуна о несавршености већине расположивих образаца, а пре свега њиховој уској област примене, с обзиром на услове при којима су добијени. Често је корисно размотрити и утицај варирања вредности примењених коефицијената на резултате

прорачуна (тзв., анализа осетљивости). Такође, треба водити рачуна да везани поремећаји струјања, који се јављају на краткој деоници (на пр., улаз + сужење + затварач + проширење), изазивају губитак који се не може исправно проценити једноставним сабирањем појединачних губитака, јер би се тако добиле непримерено велике вредности. За процену сложених губитака добру основу пружају Miller (1986) и Idelchik (1986), премда се поуздано решење може добити само преко хидрауличког модела. Наравно, поред добре процене губитака, модел може да пружи много више – може да открије како да се губитак, тј., поремећај, уклони или ублажи, а може да укаже и на поремећај који уопште није сагледан при пројектовању.

XI.2.3 Излазни део

Код водозахвата за кориснике излазни део је место где се вода предаје кориснику (спирала хидроелектране на пр.), или се упушта у канал или цевовод (код водоснабдевања и наводњавања). Код испуста се вода преко излазног дела упушта у корито водотока низводно од бране.

Често је потребно у низводном објекту (каналу, или речном кориту) обезбедити улазак воде у мирном режиму, да би се избегла ерозија. Код већих падова и протицаја (обично код темељних испуста), умирење се постиже неким од разматраних објекта за спој са доњом водом (поглавље VIII). (Наравно, ако се испуст улива у умирујући базен прелива, као на сл. 11.13, није потребан никакав додатни умиривач.)

За умирење вишка енергије код мањих протицаја и при мањим брзинама често се користе и други, прикладнији објекти (видети XIII.2). У наставку ће се укратко описати умирујући објекат познат као “**USBR базен VI**”, “**USBR кутија**”, “**USBR базен са кецељом**”, или “**ударни базен**”, који се успешно примењује за расипање енергије испуста при протицајима до $Q \approx 10 \text{ m}^3/\text{s}$ и брзинама до $V \approx 10 \text{ m/s}$ (Smith 1995, USBR 1974, Peterka 1958).

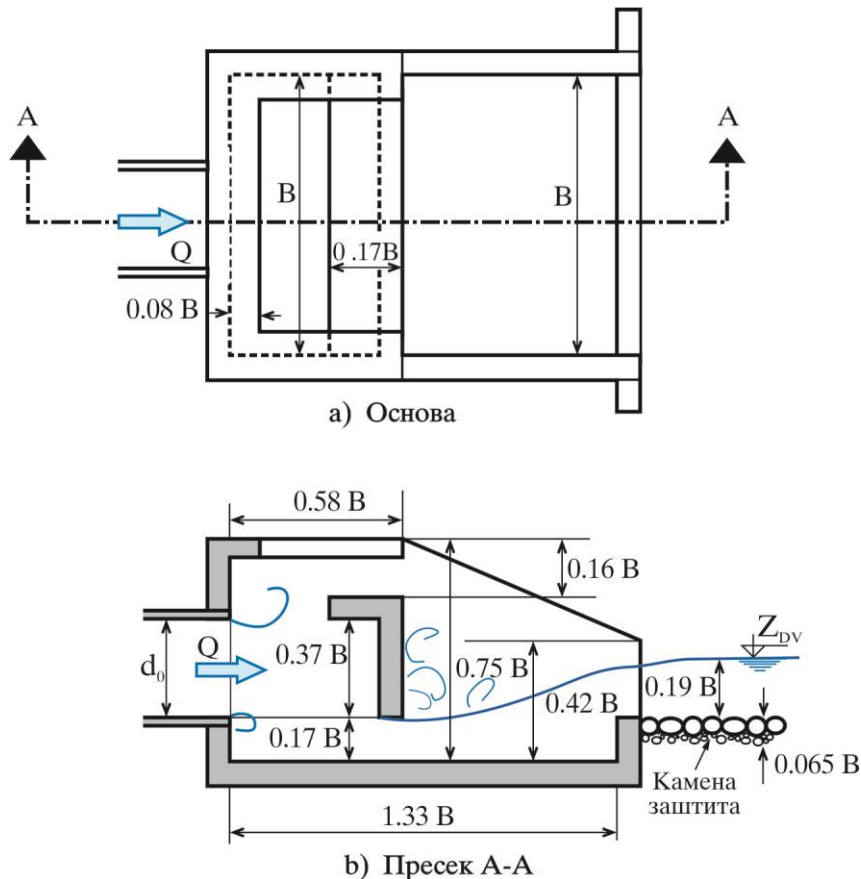
То је компактан армирано–бетонски објекат у облику засечене кутије (сл. 11.25), са препреком (“кецељом”) у виду L–профила, постављеном насупрот млазу. Силовити млаз удара у “кецељу”, затим скреће ка зидовима и дну кутије, мешајући се у усковитланом вртложном струјању где губи највећи део енергије. Део енергије се губи и у вртложном ваљку хидрауличког скока, који омогућава низводни (излазни) праг. Праг обезбеђује ефикасан рад USBR кутије независно од нивоа доње воде. Ширина кутије, B , према којој су одређене остале димензије, добија се из услова:

$$(11.24): \quad B = 1.9 Q^{0.4}$$

(слично критеријуму за умирујуће базене, према једначини 8.64).

Треба имати на уму да струјање иза USBR кутије није идеално мирно, поготову ако је доња вода ниска, тако да деоницу низводно од прага треба заштити каменом или габионима.

Постоји и модификована варијанта базена са кецељом, без прага и са средишним блоковима, која се примењује код канала где је на располагању значајнија дубина доње воде (Smith, 1995).



Сл. 11.25 USBR базен са “кецељом“

Код довода са великим падом, а релативно малим протицајем, може се користити тзв., “sleeve valve” (IX.3.9), код кога је излазни пресек са конусним затварачем потопљен у вертикални умирујући базен (бунар).

XI.2.4 Крива Протицаја

Крива протицаја корисничког водозахвата или испуста одређује везу између нивоа горње воде (понекад и доње воде) и протицаја захвата. С обзиром да се зависност протока и нивоа мења са отвором затварача, крива се дефинише параметарски, где је параметар отвор затварача, a , и по потреби ниво доње воде, Z_{DV} (видети поглавље IX).

ЛИТЕРАТУРА:

ACI Committee 210, (1987), “Erosion of Concrete in Hydraulic Structures”, American Concrete Institute Materials Journal, Committee Report ACI 210R-87, Title no. 84-M17.
 ACER, (1990), “Criteria and Guidelines for Evacuating Storage Reservoirs and Sizing Low-Level Outlet Works”, ACER Technical Memorandum No.3, US Department of Interior, Bureau of Reclamation.
 ASCE Manuals and Reports on Engineering Practice-No.54, (1974), “Sedimentation Engineering”, Vanoni, V.A.V, Editor.
 Chadwich A., Morfett J., (1996), “Hydraulics in Civil and Environmental Engineering”, E&FN SPON.

- Creager, W.P and Justin J.D.,(1955), "Hydroelectric Handbook", John Wiley and Sons.
- Creager, W.P et al.,(1961), "Engineering For Dams", John Wiley and Sons.
- Ђорђевић, Б., (1984), "Коришћење водних снага", Научна књига, БЕОГРАД.
- Гришин, М.М., (1954), "Гидротехнические Сооружения", Государственное Издательство Литератури по Строительству и Архитектури, МОСКВА.
- Henderson, F.M., (1966), "Open Channel Flow", MACMILLAN.
- Ибад-Заде, Ју.А и Нуриев, Ч.,Г., (1972), "Расчет Отстойников", Издательство Литератури по Строительству, МОСКВА.
- Idelchik, I.E., (1986), "Handbook of Hydraulic Resistance", Springer – Verlag, Berlin.
- Lauterjung H., Schmidt G., (1989), "Planning of Intake Structures", A Publication of: Deutsches Zentrum fur Entwicklungstechnologien – GATE, Friedr. Vieweg&Sohn, Braunschweig / Wiesbaden.
- Meusburger, H., Volkart, P., Minor, H.E., (2001), "A New Improved Formula for Calculating Trashrack Losses", IAHR, XXIX CONGRES, Beijing.
- Miller, D.S., (1986), "Internal Flow Systems", BHRA Fluid Engineering.
- Novak, P. et al., (1996), "Hydraulic Structures", E&FN SPON.
- Peterka, A.J., (1958), "Hydraulic Design of Stilling Basins and Energy Dissipators", UNITED STATES DEPARTMNET OF THE INTERIOR, BUREAU OF RECLAMATION, A Water Resources Technical Publication, Engineering Monograph No.25.
- Roberson J.A. et al. (1988), "Hydraulic Engineering", Houghton Mifflin Company.
- Smith, D.C, (1995), "Hydraulic Structures", University of Saskatchewan.
- СССР Министарство Строительства (1955), "Справочник по Гидротехники", МОСКВА.
- Streeter, V.L., (1962), "Fluid Mechanics", McGraw-Hill Book Company.
- U.S.A. Corps of Engineers, (1977), "Hydraulic Design Criteria".
- USBR, (1991), UNITED STATES DEPARTMNET OF THE INTERIOR, BUREAU OF RECLAMATION, "Cavitation in Chutes and Spillways", A Water Resources Technical Publication, Engineering Monography No.42.
- USBR, (1987), UNITED STATES DEPARTMNET OF THE INTERIOR, BUREAU OF RECLAMATION, "Design Of Small Dams", A Water Resources Technical Publication.
- USBR, (1978), UNITED STATES DEPARTMNET OF THE INTERIOR, BUREAU OF RECLAMATION, "Design of Small Canal Structures", A Water Resources Technical Publication.
- USBR, (1967), UNITED STATES DEPARTMNET OF THE INTERIOR, BUREAU OF RECLAMATION, "Canals and Related Structures", Design Standards No. 3.
- Хајдин Г., (1983), "Основе хидротехнике", Научне књига, БЕОГРАД.
- Хајдин Г., (1970), "Пропусна моћ водозахвата у дну – опште решење", Саопштења са петог саветовања југословенских стручњака за хидрауличка истраживања, Охрид.
- Хајдин Г., (1966), "Прилог хидрауличкој анализи водозахвата у дну", Саопштења са четвртог саветовања југословенских стручњака за хидрауличка истраживања, Сарајево.
- Vischer, D.L., Hager W.H., (1998), "Dam Hydraulics", John Wiley & Sons.
- Чугаев,Р.Р. , (1982), " Гидравлика", Ленинград Енергоиздат.

XII

ГРАЂЕВИНЕ ЗА ТРАНСПОРТ ВОДЕ – ДОВОДИ

У првом поглављу је објашњено да је један од основних задатака водопривреде да обезбеди да се потребна количина воде, одговарајућег квалитета и у захтеваном времену доведе до корисника. За *транспорт* – довођење воде користе се доводни објекти – доводи¹.

У доводу течење може бити са **слободном површином** (отворени или затворени канали и тунели са слободном површином), или **под притиском** (тунели под притиском и цевоводи). Тип довода зависи од намене објекта, топографије и геолошке грађе подручја кроз које се довод води, као и од начина захватања воде. Ако је опсег промене нивоа воде у акумулацији велики, користи се довод под притиском, док се у случају захватања из плитког површинског захвата обично користе канали са слободном површином.

XII.1 КАНАЛИ

Канали, као и насуте бране, спадају у најстарије хидротехничке грађевине, па се њихова појава везује за настанак првих цивилизација. Канали су “вештачки” – човековом руком – обликовани водотоци. Утицај човека може бити мањи или већи, зависно од намене, величине (дужине и капацитета) и значаја канала.

У каналима влада течење са слободном површином воденог огледала, најчешће у хидраулички мирном режиму. Под каналима се могу подразумевати и затворени доводи, под условом да у њима влада течење са слободном површином.

Затворени доводи са слободном површином примењују се пре свега у комуналној хидротехници и при одводњавању, као и за хидроенергетске доводе у хладним планинским подручјима, где би одржавање отвореног канала у зимским условима било скупо или чак

¹ Под доводима ће се овде подразумевати и објекти за одвођење воде до реципијента – пријемника.

немогуће (Ђорђевић 1989, Creager 1960). У даљем тексту биће углавном речи о *отвореним каналима*, као објектима опште намене, док се затворени доводи могу сматрати објектима посебне намене, којима се баве комунална хидротехника и коришћење водних снага, као посебне гране хидротехнике.

Отворени канали се деле на две групе:

- 1) Необложени.
- 2) Обложени.

Под **облогом** се подразумева слој материјала, различитих својстава од средине у којој се канал гради, а који штити дно и косине канала од губљења воде процуривањем (филтрацијом), и/или од ерозионог дејства тока.

Необложени канали су *јефтинији* од обложених и *брже се граде*, али су *слабије вододрживи* и подложни су *ерозионом дејству* воде. Ерозиона моћ тока расте са брзином воде, па се брзина мора ограничити како би се постигла ерозиона стабилност необложеног канала. Код *обложених* канала брзина није ограничена ерозионом стабилношћу, па се, повећањем подужног нагиба дна, може постићи мањи пресек канала, што смањује обим и коштање земљаних радова. Чак и са истим нагибом дна, канал обложен бетоном или асфалтом имаће већу пропусну способност (капацитет) од одговарајућег необложеног канала, с обзиром на мању храпавост, односно мање отпоре течењу. Треба приметити да за значајније повећање нагиба дна, није увек могуће остварити потребну висинску разлику (пре свега у равничарским пределима), када предност обложеног канала не може доћи до пуног изражаја.

При пројектовању канала потребно је одредити *трасу, облик и димензије* попречног пресека, као и *тип* канала (обложен – необложен, тип облоге, насипа и сл.), тако да канал обезбеди захтевани капацитет са минималним губицима на процуривање, минималним енергетским губицима, минималним трошковима изградње и одржавања, као и са захтеваном статичком сигурношћу. На каналу се граде објекти са опремом (поглавља VIII, IX, XI и XIII), који омогућавају употребу канала (захвати, сифони, аквадукти, пропусти, каскаде, одводи, прагови, уставе, коморе, мерни објекти и сл.) и безбедан рад (сигурносни преливи, испусти и умиривачи енергије).

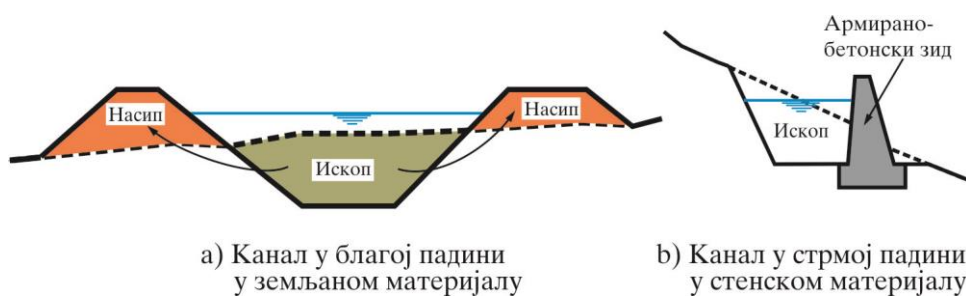
XII. 1.1 Избор попречног пресека и трасе канала

Избор попречног пресека канала

Избор облика попречног пресека канала, за усвојени протицај и нагиб дна, зависи од топографских, урбанистичких и геолошких услова и од особина облоге канала (уколико је канал обложен). Најчешће се граде канали трапезног и параболичног пресека.

У равничарским пределима канали се обично граде у земљаном материјалу (сл. 12.1.а), па се траса поставља тако да количина материјала из ископа буде приближно једнака количини материјала за насип. Овим се смањује обим земљаних радова и транспорта материјала (Creager and Justin 1960, Davis 1952). Када је потребно одржати низак ниво подземне воде у околини канала, онда пресек треба што више усећи – спустити (како би ниво у каналу био што нижи), па се не може постићи равнотежа између ископаног и насутог материјала (Д. Милованов – В.

Грегорић–ДТД 1972). На стрмим планинским падинама са здравом стеном, често се канал усеца у стеновиту средину, а пресек корита се затвара армирано бетонским зидом (сл. 12.1.b).



Сл. 12.1 Попречни пресек канала

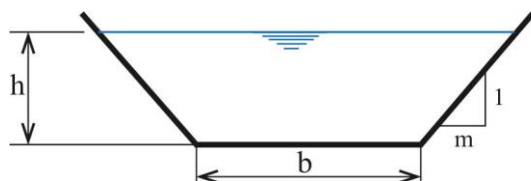
Коначан облик попречног пресека одређује се економским вредновањем неколико разматраних могућности (варијанти) које одговарају топографским и геолошким особинама терена.

* * *

Занимљиво је задатак избора “најбољег” (оптималног) пресека поставити са чисто хидрауличког становишта. Обично је задатак да се за *изабрани протицај, Q , храпавост корита, n , и подужни нагиб дна, I_d* , одреде димензије канала (дубина, h , ширина у дну, b , и нагиб косина, m , сл.12.2), тако да површина попречног пресека, A , и оквашени обим, O , буду минимални. Тиме би се земљани радови и радови на облози канала (уколико је предвиђена) учинили минималним, а са минималним оквашеним обимом, постигло би се и минимално процуривање из канала (минимални губици воде). Према Манинговој једначини, протицај у каналу износи:

$$(12.1): \quad Q = \frac{1}{n} AR^{\frac{2}{3}} \sqrt{I_d} = \frac{1}{n} \frac{A^{\frac{5}{3}}}{O^{\frac{2}{3}}} \sqrt{I_d},$$

где су: Q = протицај (капацитет) канала, n = Манингов коефицијент храпавости, A = површина попречног пресека кроз који протиче вода (“живи” пресек), $R = A/O$ = хидраулички радијус, O = оквашени обим и I_d = подужни нагиб (подужни “пад”) дна канала.



$$A = bh + mh^2$$

$$O = b + 2h \sqrt{1+m^2}$$

Сл. 12.2 Геометријске величине трапезног пресека

За задато Q , n и I_d у једначини 12.1, одређена је и вредност члана $\frac{A^{\frac{5}{3}}}{O^{\frac{2}{3}}} = \frac{Qn}{\sqrt{I_d}}$, па би се

оптимизациони задатак могао поставити на следећи начин: “за *задату* (константну) вредност

члана $\frac{A^{5/3}}{O^{2/3}}$ одредити димензије канала са *минималном* површином и оквашеним обимом.”

Једноставније је, међутим, задатак сагледати на други (обрнути – “инверзни”) начин, па тражити максимум функције $\frac{A^{5/3}}{O^{2/3}}$ (односно максимум протицаја Q) уз услов да је унапред задата (“фиксна“) површина A , а то према једначини 12.1 значи да оквашени обим, O , треба да буде минималан. Овим се захтева исто што је тражено у првој поставци (што мањи пресек за задати капацитет = што већи капацитет за задату површину пресека), а омогућава се једноставније решавање задатка.

Пошто је површина пресека задата – константна, може се једна од променљивих које одређују попречни пресек (b , h и m) (сл. 12.2) изразити преко остале две и површине, A . За трапезни канал, је:

$$(12.2): \quad b = \frac{A - mh^2}{h} = \frac{A}{h} - mh.$$

Тако се оквашени обим може написати као функција дубине, h , и нагиба косине, m :

$$(12.3): \quad O = \frac{A}{h} - mh + 2h\sqrt{1+m^2},$$

уз услов да је површина попречног пресека, A , константна.

Према поставци се тражи да оквашени обим буде минималан, што значи да функција $O(h, m)$, из једначине 12.3, треба да оствари минимум по h и по m :

$$(12.4): \quad \frac{\partial O}{\partial h} = -\frac{A}{h^2} - m + 2\sqrt{1+m^2} = 0, \text{ за константно } m, \text{ и}$$

$$(12.5): \quad \frac{\partial O}{\partial m} = -h + \frac{2mh}{\sqrt{1+m^2}} = 0, \text{ за константно } h.$$

Из услова (12.4) и уз замену $A = bh + mh^2$, се добија:

$$(12.6): \quad \frac{b}{h} = 2(\sqrt{1+m^2} - m),$$

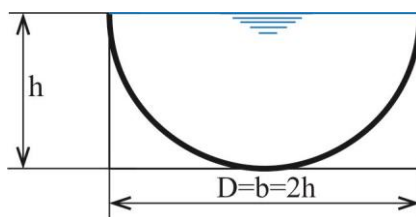
а из услова (12.5):

$$(12.7): \quad m = \frac{1}{\sqrt{3}}, \text{ па је оптимална вредност односа } \frac{b}{h} = \frac{2}{\sqrt{3}} = 1.15.$$

(Преко вредности другог извода, $\partial^2 O / \partial h^2$ и $\partial^2 O / \partial m^2$, може се закључити да је у питању *минимум*, јер су оба извода позитивна у тачки екстрема).

За правоугаоно корито (код кога је $m = 0$), оптимални однос ширине и дубине воде у каналу је $b/h = 2$, тј., дубина је два пута мања од ширине канала (сл. 12.3).

Са сл. 12.3 се уочава да се унутар “оптималног правоугаоника” може описати полукруг са пречником $D = b = 2h$. Код полукруга је оквашени обим минималан у односу на површину пресека, па се ово могло и очекивати – најефикаснији је правоугаоник који највише одговара полукругу. Слично, унутар сваког трапезног пресека одређеног једначином 12.6, може се уписати полукруг пречника $D = 2h$. Пресек је најефикаснији ако је што ближи полукругу – а то је половина правилног шестоугаоника за који је $m = 1/\sqrt{3}$, као што следи из једначине 12.7.



Сл. 12.3 Оптимални правоугаони пресек канала

* * *

Нажалост, приказано аналитичко решење оптималног облика и димензија пресека (односа b/h и нагиба косине, m), по правилу, није изводљиво у пракси. Полукружни пресек обично отпада због неефикасног ископа и бетонирања (неопходан је ископ са већим нагибом, јер, сем у стени, није могуће обезбедити стабилност, а бетонирање захтева сложену оплату¹). Ни “оптимални” трапезни пресек, одређен према једначинама 12.6 и 12.7, неће *увек* бити *оптималан*, с обзиром да код нестеновитих средина нагиб косина мора бити знатно блажи од “оптималног” ($1:1/\sqrt{3}$) да би се обезбедила стабилност, а због ефикасног ископа и облагања обично је потребно да ширина канала буде већа од оне коју одређује “оптимална” вредност односа b/h ($b/h = 1.15$). Зато се до облика и димензија пресека канала најчешће долази *поређењем* и *економским вредновањем* неколико разматраних решења, како је на почетку речено.

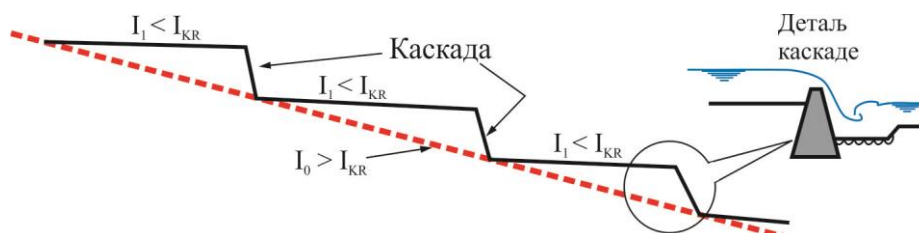
Повољна околност је, што одступање од “оптималног решења” према јед. 12.6 и 12.7 неће значајно повећати хидрауличке отпоре, односно неће значајно повећати попречни пресек. Много више од односа b/h и нагиба косина, m , на капацитет утичу храпавост облоге, n , и положај трасе, тј. (подужни) нагиб дна, I_d .

Избор положаја трасе

Положај трасе канала зависи од намене канала, топографије и геолошке грађе терена, насељености подручја, као и од отпорности каналске облоге на ерозију. Свакако би требало тежити да канал буде што краћи, уз ограничења која му намећу горе набројани чиниоци. Као што је напред објашњено, већи подужни нагиб омогућава већу брзину воде у каналу, а тиме и

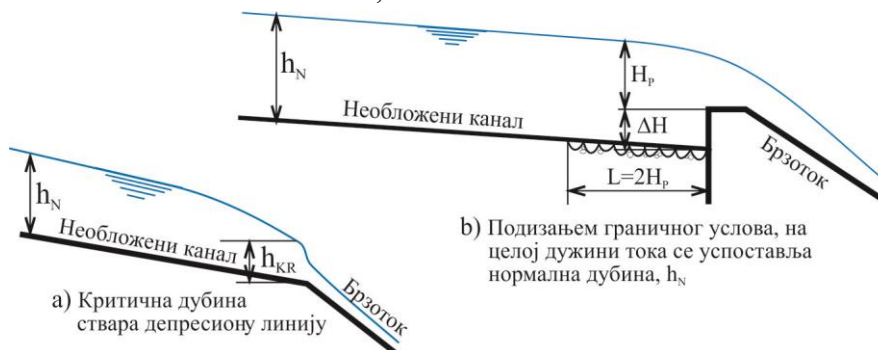
већи протицај (капацитет) при истој површини попречног (протицајног) пресека. С друге стране, велике брзине у каналу могу да изазову ерозију. Зато је код необложених канала неопходно водити трасу благим подужним нагибом, при коме ерозиона моћ тока неће имати довољно снаге да покрене материјал са дна и косина.

Уколико канал мора да савлада велику висинску разлику (пад), тако да би са континуалним подужним нагибом дна дошло до ерозије, најчешће се вишак пада енергетски потроши преко каскада (XIII.3 и сл. 12.4), или ређе, преко класичног брзотока са умиривачем енергије.



Сл. 12.4 Савлађивање вишка пада каскадама

На низводном крају необложених канала може доћи до ерозије, услед повећања брзине при локалном спуштању нивоа воде (депресијона линија, сл. 12.5). Ако се на низводном крају предвиђа гранични услов који ће изазвати депресиону линију (као на сл. 12.5а, где се канал наставља брзотоком, па је на прелому трасе критична дубина h_{KR}), онда треба поставити праг (сл. 12.5b), тако да се на целој дужини канала успостави нормална дубина. Ради сваке сигурности (с обзиром да ће и праг стварати благу депресију), корисно је канал непосредно испред прага заштитити каменом облогом, или габионима.



Сл. 12.5 Обарање нивоа воде на низводном крају канала

XII.1.2 Необложени канали

Канал је **необложен** ако се материјал који сачињава (прекрива) његов оквашени обим не разликује од материјала средине у којој се канал гради (Smith 1995).

Као што је претходно речено, канал се облаже да би се *смањили губици воде на процуривање (инфилтрацију)*, да би се *избегла ерозија* и да би се *смањили губици енергије*. Према овоме нема потребе за облагањем, ако је вододрживост дна и косина канала

¹ Осамдесетих година канали полукружног пресека стекли су одређену популарност у Шпанији и САД (USBR 1984).

задовољавајућа, ако је нагиб дна канала довољно благ, па нема опасности од ерозије и ако се не захтева да енергетски губитци дуж канала буду минимални.

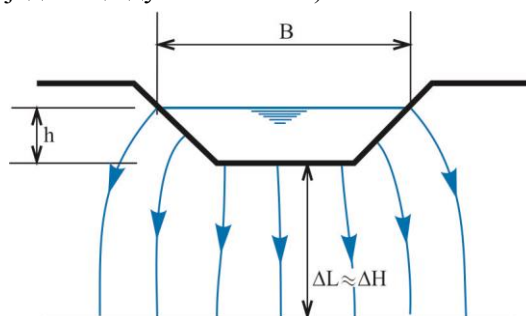
При пројектовању необложеног канала, прво треба проценити губитке на процуривање (инфилтрацију), а затим, ако су губитци прихватљиви¹, одредити димензије попречног пресека и подужни нагиб дна, тако да канал буде стабилан на ерозију и засипање – тј., да буде у “режиму”.

ХП.1.2.1 Процена губитака на процуривање из канала

Најбоља процена филтрационих губитака добија се на основу мерења на пробним деоницама на терену. Нумерички модели омогућавају добру процену само ако се располаже одговарајућим подацима (дебљине слојева, коефицијенти филтрације и могући нивои подземне воде у околини будућег канала).

Најбрже и најједноставније, али и најмање поуздано се филтрациони губитак може проценити уз претпоставку тзв. слободне филтрације (сл. 12.6), тј. када се претпостави да је ниво подземне воде у терену око канала довољно низак да не утиче на истицање кроз оквашени обим канала (Чугаев 1982). У том случају је филтрациона дужина приближно једнака филтрационом паду (сл. 12.6), па је градијент филтрације једнак јединици $I = \frac{\Delta H}{\Delta L} \cong 1$, а

филтрациони протицај (по јединици дужине канала):



Сл. 12.6 Слободна филтрација из канала

$$(12.8): \quad q = T K I = T K \cong (B + 2h) K ,$$

где је K = коефицијент филтрације тла у вертикалном правцу, T = ширина по којој се обавља филтрација, B = ширина воденог огледала у каналу, а h = дубина воде у каналу.

Процена ширине T узета је према Чугаеву (1982), као $T = B + 2h$, а постоје и тачнији поступци. Међутим, с обзиром на унапред прихваћену грешку у процени коефицијента филтрације и на нереалност претпоставке о идеализованим условима слободне филтрације, чини се да даље “поправљање” ове методе нема превише смисла.

¹ Прихватљивост губитака на процуривање вреднује се економском анализом. Поред се трошкови изгубљене воде и трошкови облагања канала.

Треба имати на уму да је филтрациони губитак, добијен на овај начин, обично прецењен (на страни је сигурности), јер положај нивоа подземне воде ретко омогућава услове за претпоставку “идеалне” слободне филтрације.

Уместо описаног поступка за процену филтрације, могу се користити искуствене вредности за процуривање по јединици оквашене површине канала у различитим срединама (Табела 12.1, према French-у 1986 и Davis-у 1952):

Материјал	Губитак на процуривање ($m^3/s/m^2$)
Глина	$\approx 10^{-6}$
Шљунковита и песковита глина	$10^{-6} \div 5 \times 10^{-6}$
Шљунковита слабо везана тла	$5 \times 10^{-6} \div 10^{-5}$
Шљунковита невезана тла	$10^{-5} \div 2 \times 10^{-5}$

Таб. 12.1 Процена губитака на процуривање зависно од врсте тла у коме се гради канал

ХП.1.2.2 Ерозиона стабилност необложених канала

Вучна сила тока воде не сме бити превелика, да не би дошло до ерозије канала (ни при рачунском протицају, ни при протицајима мањим од рачунског). С друге стране, уколико је вода оптерећена наносом (на пр., ако се вода захвата из површинског тока без таложнице), мора се спречити и засипање канала, тј. мора се обезбедити довољно снажна турбуленција тока да онемогући исталоживање наноса. Необложен канал који није подложен ерозији ни засипању назива се **стабилан канал** или канал “у режиму”. Задатак димензионисања стабилног канала стар је колико и коришћење канала. Тренутно се у инжењерској пракси користи неколико приступа за димензионисање стабилног канала, а сви се, у мањој или већој мери, заснивају на искуству са постојећих канала (Chadwick & Morfett 1996, Raudkivi 1990, French 1986).

Први забележени покушаји да се одреде димензије стабилног канала везани су за енглеске инжењере са краја 19–ог века, који су пројектовали многобројне канале за наводњавање и одводњавање у Индији и Пакистану. На основу искуства, стеченог са великог броја успешних и неуспешних објеката, пројеката они су створили тзв. “режимску теорију”, која се обогаћена искуством Северно–Америчких истраживача одржала и до данашњих дана (Smith 1995, Raudkivi 1990). Режимска теорија користи искуство, углавном, без објашњавања и квантификовања физичких појава које утичу на процес успостављања стабилног корита канала.

Тако се за (стабилан) канал *трапезног* попречног пресека, који се гради у *глиновитој средини*, средња ширина канала у пресеку, B_{SR} , (ширина при нивоу који одговара половини дубине) и дубина, h , могу проценити као (Јовановић 2002, Smith 1995):

$$(12.9a): \quad B_{SR} = 3.0 Q^{\frac{1}{2}} \text{ и } h = 0.75 Q^{\frac{1}{3}},$$

где су B_{SR} и h изражени у метрима (m) а протицај, Q , у (m^3/s).

У пешчаним срединама се препоручује:

$$(12.96): \quad B_{SR} = 4.0 Q^{\frac{1}{2}} \text{ и } h = 0.60 Q^{\frac{1}{3}}.$$

За овако усвојене димензије попречног пресека, нагиб дна канала, I_d , одређује се из Манингове једначине за усвојени нагиб косина (обично 1 : 1.5 до 1 : 2, табела 12.4) и процењен коефицијент храпавости.

* * *

Разумно је претпоставити да постоји веза између средње брзине у пресеку и способности тока да еродира дно и косине канала. Средином двадесетих година 20 – ог века Fortier и Skobi предлажу да се као меродавни чинилац за стабилност необложених канала у изабраном материјалу користи средња брзина у пресеку (French 1986). Овај приступ назван је “метода највећих дозвољених брзина”.

На основу истраживања ерозије и засипања на већем броју канала грађених у различитим срединама, двојица истраживача су предложили искуствену зависност између највеће брзине која се допушта у каналу и врсте материјала у којем се канал гради (табела 12.2).

Наведене вредности важе за праволинијске каналске деонице, док би у кривинама дозвољене брзине требало умањити за око 25%. Подаци на основу којих је урађена табела, односе се на канале чија дубина не прелази 0.90 m, а за веће дубине дозвољена брзина се може увећати за ~0.15 m/s. С друге стране, ако вода носи абразиони нанос (на пример базалтне крхотине), брзину треба умањити за ~0.15 m/s.

Материјал	Дозвољена – Нееродирајућа брзина $V(m/s)$	
	Чиста вода	Вода са лебдећим наносом
Ситан песак	0.45	0.75
Песковита глина	0.50	0.75
Прашинаста глина	0.60	0.90
Алувијални муљ	0.60	1.00
Чврста глина	0.75÷1.00	1.00÷1.50
Шкриљци	1.80	1.80
Ситан шљунак	0.75	1.50
Крупан шљунак	1.20	1.80
Облутци	1.50	1.80

Таб. 12.2 Нееродирајуће брзине зависно од врсте материјала дна и косина

* * *

С обзиром да су описане методе оптерећене великим бројем претпоставки и/или “поправки”, истраживачи су настојали, и још увек настоје, да пронађу поузданији и доследнији поступак за пројектовање стабилних канала.

Метода вучне силе

У један од таквих покушаја може се убројати и метода **вучне силе**. На основу састава облоге процењује се *критични* (тј., *дозвољени*) *смичући напон* на дно и косине канала, тј., максимални напон при коме нема покретања честица – нема ерозије. Са друге стране, димензије и облик попречног пресека и подужни нагиб дна канала одређују *стварни смичући напон* (вучна сила тока по јединици површине), који ће се јавити при разматраном (меродавном) протицају и који се пореди са критичним (дозвољеним) напоном.

Ако је стварни напон тока већи од критичног, струја ће односити честице дна и /или косина, па ће доћи до ерозије канала, и супротно – уколико је стварни напон мањи од критичног неће бити ерозије. Ако је вода која доспева у канал оптерећена наносом (нанос није исталожен у акумулацији или таложници) и ако је стварни смичући напон (вучна сила тока) мањи од дозвољеног напона за материјал који сачињава суспендовани нанос, доћи ће до таложења честица и нежељеног засипања канала.

Дакле, за канал са “чистом” водом (без наноса) потребно је “само” обезбедити да смичући напон (вучна сила) тока буде мањи од дозвољеног (критичног) напона за материјал у дну и на косинама канала (тј., довољно је канал обезбедити од ерозије). Ако вода у каналу носи суспендовани нанос, потребно је још и да напони тока буду довољно велики да одрже суспендовани нанос у покрету – значи вучна сила не сме бити ни произвољно мала.

Критични (дозвољени) напон

Први део задатка је да се процени *критични* (дозвољени) смичући напон – напон при коме настаје покретање честица са дна и косине канала. У општем случају се веза критичног напона и битних особина течности и честица може димензионално изразити као:

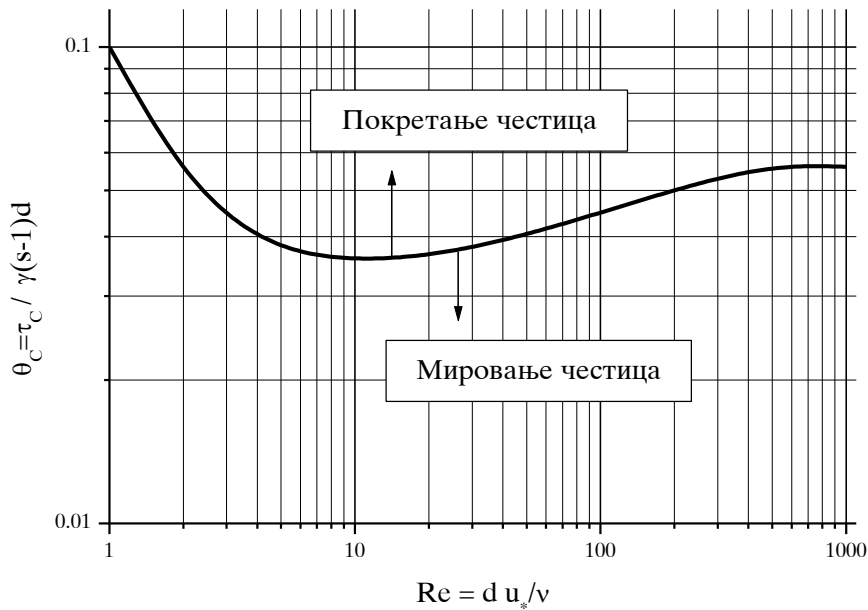
$$(12.10): \quad f^{dim}(\tau_c, \rho, d, \nu, \rho g(s-1)) = 0,$$

где су: τ_c = критични напон при коме почиње померање честица, d = меродавни пречник честице, ρ = густина воде, $s = \rho_N / \rho$ релативна густина честице, ρ_N = густина честице и ν = кинематска вискозност ($\nu \cong 10^{-6} \text{ m}^2/\text{s}$ за воду). У бездимензионалном облику зависност (12.10) може се написати као:

$$(12.11): \quad \theta_c = \frac{\tau_c}{\rho g(s-1)d} = f\left(\frac{\sqrt{\tau_c} d}{\nu}\right),$$

где је θ_c = бездимензионални критични смичући напон.

Када су вискозне силе слабо изражене, што је случај код крупних честица (где је вискозни подслој искидан и где скоро сав отпор опструјавању честице претставља отпор облика, док је отпор трења занемарљив), вучна сила не зависи од вискозности воде, па је десна страна једначине (12.11) константна, тј.:



Сл.12.7 Шилдсов дијаграм

$$(12.11'): \quad \theta_c = \frac{\tau_c}{\rho g(s-1)d} = \text{const} \approx 0.056.$$

За ситније честице, међутим, вискозни слој омогућава и вискозној компоненти вучне силе да узме удела у покретању делића. У том случају бездимензионална зависност (12.11) може се приказати, тзв. Шилдсовим дијаграмом (сл. 12.7).

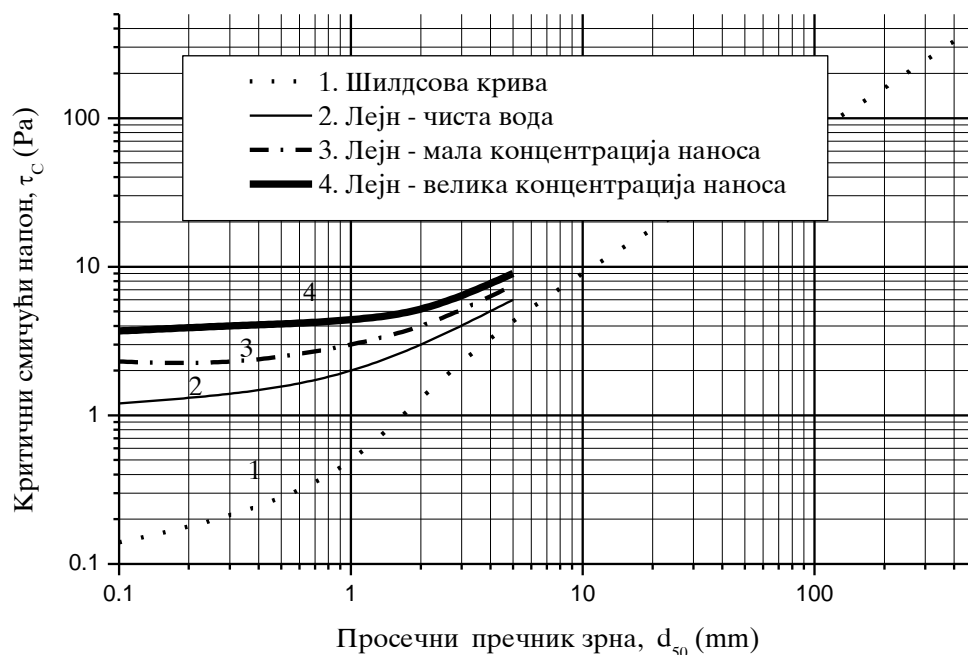
Стандардни облик Шилдсовог дијаграма приказан је бездимензионалном зависношћу у $\log-\log$ размери на сл. 12.7. Честице неће бити покренуте у области испод криве, док покретање настаје ако напон пређе критичну вредност описану кривом. Шилдсов дијаграм добијен је на основу мерења са униформним наносом (честице приближно једнаке крупноће) од стране већег броја истраживача.

$$\text{Крива } \theta_c = \frac{\tau_c}{\rho g(s-1)d} = f\left(\frac{\sqrt{\tau_c} d}{\nu}\right) = f\left(\frac{u_* d}{\nu}\right) = f(\text{Re}) \text{ са сл.12.7 претставља само}$$

најбољу апроксимацију за све измерене вредности, па је као такву и треба схватити. Покретање честица не мора се јавити баш за вредност напона који се очита са криве – до покретања може доћи при нешто мањем, или при нешто већем напону, а вредност очитана са дијаграма је само процена.

Шилдсов дијаграм је добијен мерењима у чистој води (која није оптерећена суспендованим наносом). Ако вода носи одређену количину суспендованог наноса, критични

напон расте (нарочито за мање пречнике материјала на дну), с обзиром да се део енергије воде троши на одржавање и кретање суспендованих честица у води – турбуленција је “закупљена” са честицама из суспензије. Што је садржај суспендованих честица већи, то остаје мање енергије за покретање честица дна и косина канала, па се критични напон за покретање честица мора додатно увећати.

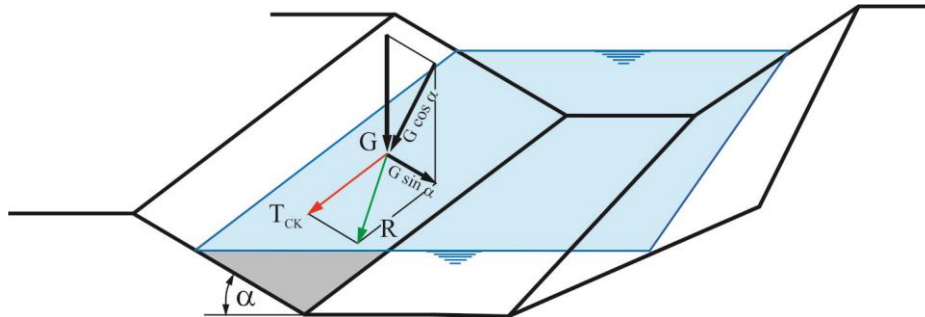


Сл.12.8 Дозвољене вредности критичног напона за невезани нанос, зависно од концентрације суспендованог наноса према Лејну (Raudkivi 1990). За $d_{50} > 5 \text{ mm}$, Лејнови резултати се слажу са Шилдсовим дијаграмом (на нису приказани)

Зависност критичног смичућег напона, τ_c , од величине меродавног зрна, d_{50} , неуниформног наноса и од оптерећења воде суспендованим наносом предложио је Лејн (Franch 1986), на основу бројних резултата истраживања у лабораторији и на терену. Зависност је приказана на слици 12. 8. За зрна са пречником мањим од 5 mm ($d_{50} < 5 \text{ mm}$) уочава се повећање критичног напона услед повећања оптерећења воде наносом (криве 2, 3 и 4). Упоредо са Лејновим резултатима нацртана је и Шилдсова крива (крива 1), уз претпоставку да је флуид вода, а да је релативна густина наноса $s=2.65$. Уочљиво је знатно одступање вредности које препоручује Лејн и Шилдсових резултата за ситније честице (криве 1 и 2, за $d_{50} < 5 \text{ mm}$). До овако велике разлике долази услед тога што је Шилдс разматрао униформни материјал, док је Лејн вршио мерења на хетерогеним природним мешавинама. За зрна већа од $d_{50} > 5 \text{ mm}$, оптерећеност воде суспендованим наносом не утиче битније на вредност τ_c – може се претпоставити да вртлози који покрећу овако крупан нанос не губе снагу на одржавању суспендованог наноса у покрету – за то су задужени ситнији вртлози.

* * *

Досадашње излагање тичало се честица на дну канала. Ако се разматра ерозиона стабилност косине (сл. 12.9), приметитиће се да покретању честице, поред хидродинамичке силе (која је присутна и на дну), доприноси и компонента силе тежине.



Сл.12.9 Стабилност честице на косини

Из равнотеже сила, које настоје да помере честицу, и стабилизујућих сила, које се противе покретању, добија се (сл. 12.9):

$$(12.12): \quad \sqrt{T_{CK}^2 + (G \sin \alpha)^2} = R = G \cos \alpha \tan \varphi,$$

где су: $T_{CK} = \tau_{CK} A_e$ = критична вучна сила (сила која изазива покретање честице) на косини, τ_{CK} = критични смичући напон на косини, A_e = ефективна површина зрна – површина преко које делује напон, α = угао косине канала, φ = угао унутрашњег трења материјала косине у потопљеном стању, G = тежина зрна.

На дну канала не делује дестабилизујућа компонента тежине честице, па у равнотежи остају смичућа (вучна) сила и сила отпора (сила трења):

$$(12.13): \quad T_C = G \operatorname{tg} \varphi, \text{ односно:}$$

$$(12.14): \quad \tau_C A_e = G \operatorname{tg} \varphi.$$

Из једначина 12.12 и 12.14 елиминише се тежина честице, G , и ефективна површина, A_e , па се добија однос критичног смичућег напона на косини, τ_{CK} , и критичног напона на дну, τ_C , у зависности од нагиба косине (угао α) и угла унутрашњег трења, φ . Прво се из једначине 12.12 напон τ_{CK} изрази експлицитно, као:

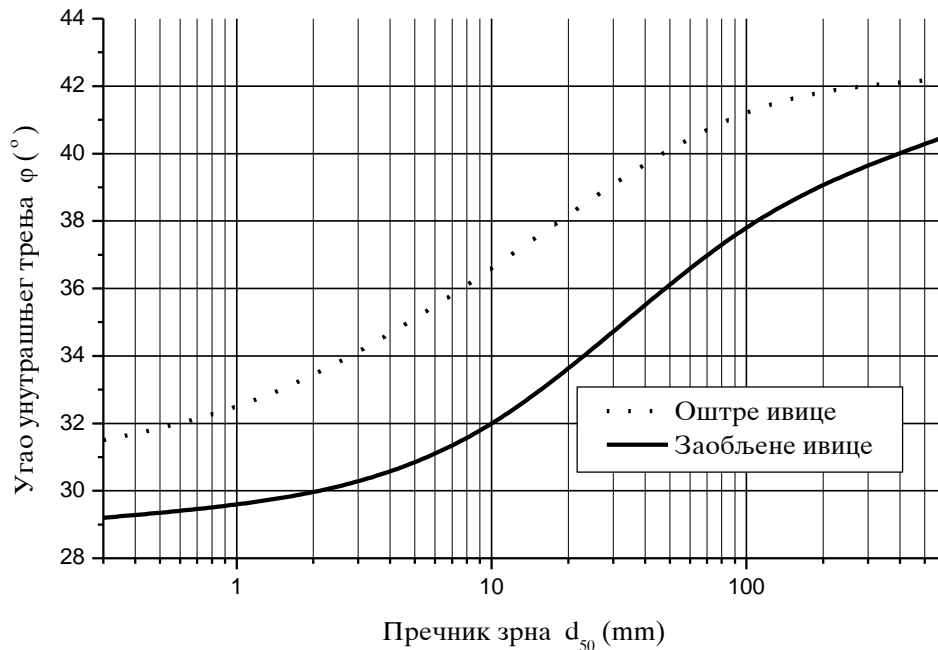
$$\tau_{CK} = \frac{G}{A_e} \cos \alpha \operatorname{tg} \varphi \sqrt{1 - \frac{\operatorname{tg}^2 \alpha}{\operatorname{tg}^2 \varphi}},$$

па се заменом, $\tau_C = \frac{G}{A_e} \operatorname{tg} \varphi$, из једначине 12.14 добије:

$$(12.15): \quad K = \frac{\tau_{CK}}{\tau_C} = \cos \alpha \sqrt{1 - \frac{\operatorname{tg}^2 \alpha}{\operatorname{tg}^2 \varphi}} = \sqrt{1 - \frac{\sin^2 \alpha}{\sin^2 \varphi}},$$

где је K = однос критичне вучне силе (тј. смичућег напона) на косини и на дну.

Угао унутрашњег трења расте са крупноћом делића и неправилношћу (назубљеношћу) зрна (већа је могућност да се зрна преклопе и међусобно држе, а већа је и површина трења). На сл. 12.10 приказана је искуствена зависност угла унутрашњег трења, φ , од средњег пречника зрна, d_{50} , и од назубљености површине зрна (Smith, 1995).



Сл.12.10 Угао унутрашњег трења зависно од пречника и назубљености зрна

До сада су разматрани само *невезани* материјали, који се покретању (вучној сили тока) супростављају сопственом тежином преко силе трења. *Везани* материјали се покретању супростављају електро–хемијским силама, које владају између минерала глине и воде и понекад се називају кохезионим силама, или *кохезијом*. Сматра се да је 10% садржаја глине у саставу неког материјала сасвим довољно да обезбеди присуство кохезионих сила. Овде се неће детаљно улазити у проблематику ерозије везаних материјала – то је још увек недовољно истражена област геомеханике и физичке хемије (Raudkivi 1990), а и не претставља тему излагања.

За процену критичног смичућег напона код везаног материјала, може се користити дијаграм са сл. 12.11 (Raudkivi 1990), према руским истраживањима из 1936–те године. На дијаграму је приказана зависност критичног смичућег напона, τ_c , од специфичне порозности, e ($e = V_{pora} / V_{čvrstih\ čestica}$, којом се описује збијеност тла) и од типа тла. Уочава се да је утицај збијености материјала кључни чинилац – много је значајнији од врсте тла.

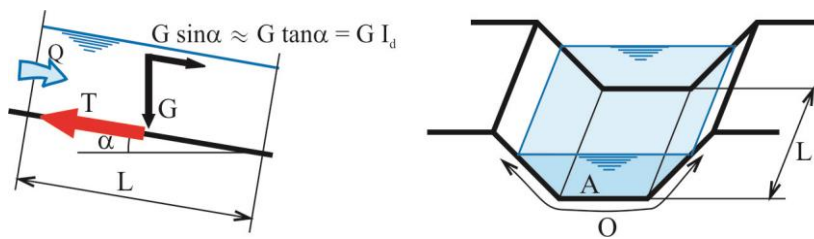


Сл.12.11 Препоручене вредности критичног напона за везане материјале

Смичући напон тока - стварни смичући напон

Други део задатка је да се, за задати *протицај* и *храпавост корита*, а за предложени *нагиб дна* и *облик попречног пресека*, процени смичући напон којим ће ток деловати на дно и косине канала – **стварни (остварени) смичући напон** тока.

При једноликом течењу, сила трења по оквашеном обиму канала супроставља се компоненти тежине воде у правцу тока (сл. 12.12):



Сл.12.12 Једнолико течење у каналу – равнотежа компоненте силе тежине у правцу тока и силе трења

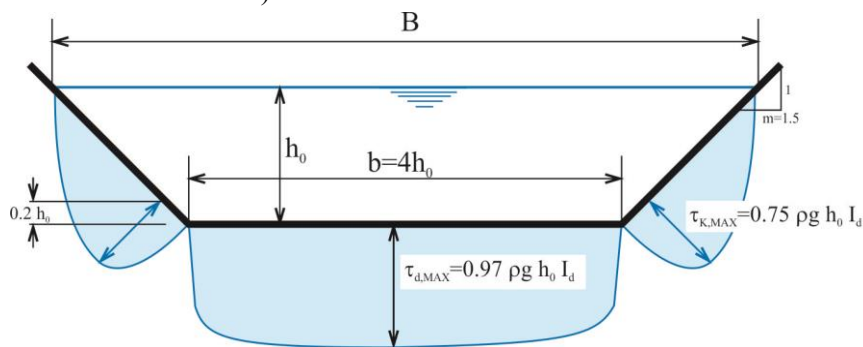
(12.16): $G \sin \alpha \approx G \operatorname{tg} \alpha \equiv G I_d = T$, односно:

$\rho g A L I_d = O L \bar{\tau}$, или:

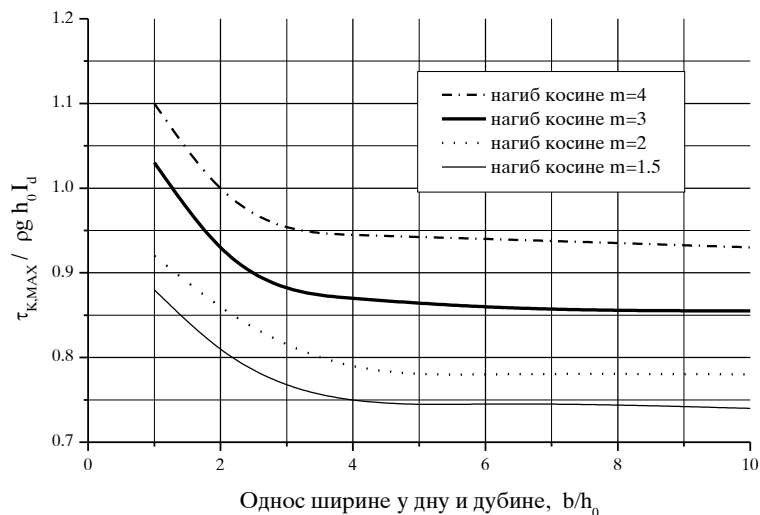
(12.17): $\bar{\tau} = \rho g R I_d$,

где су: G = сила тежине, I_d = подужни нагиб дна ($I_d = \sin \alpha \approx \text{tg } \alpha$), T = сила трења (сила отпора), A = површина попречног пресека, O = оквашени обим, $R = A/O$ = хидраулички радијус и $\bar{\tau}$ = просечни смичући напон тока за цео пресек.

Смичући напон није константан дуж оквашеног обима канала; $\bar{\tau}$ је просечан напон ($\bar{\tau} = T/O$), а за димензионисање је меродаван највећи напон. Распоред смичућих напона по обиму канала трапезног пресека са нагибом косина од 1 : 1.5 и са односом $b/h_0 = 4$ приказан је на сл. 12.13 (Smith 1995, Raudkivi 1990). Са $\tau_{d,MAX}$ је означена максимална вредност смичућег напона на дну, а са $\tau_{k,MAX}$ максимална вредност смичућег напона на косини. Сличан облик напонског стања – сличан распоред напона, остварује се и са другим нагибима косина, као и за друге вредности односа b/h_0 (дијаграм на сл. 12.14), само се разликују вредности напона. За $b/h_0 = 1$, вредност максималног напона у дну је $\tau_{d,MAX} = 0.80 \rho g h_0 I_d$, док је за $b/h_0 \geq 8$, $\tau_{d,MAX} = \rho g h_0 I_d$. Вредност максималног напона на косини, $\tau_{k,MAX}$, опада са повећањем нагиба косине и са повећањем односа b/h_0 (сл. 12.14). Највећи број необложених канала има однос $b/h_0 > 4$ и нагиб косина $1.5 < m < 3$, па се вредности са сл. 12.13 могу сматрати за добру процену. За прецизније податке о распореду смичућих напона видети одговарајућу литературу (Smith 1995, French 1986 и Raudkivi 1990).



Сл.12.13 Распоред смичућих напона дуж оквашеног обима канала



Сл. 12.14 Максимални напон на косинама код трапезних канала

Напони смицања се повећавају у кривинама, јер долази до локалног повећања брзине (о распореду брзина у кривинама видети део XI.2). Прираст напона је сразмеран повећању брзине, односно “оштрини” кривине – закривљености. Према Лејновим истраживањима (табела 12.3), однос смичућег напона у кривини и смичућег напона на праволинијској деоници канала зависи од односа полупречника кривине (по средини канала) и ширине воденог огледала R_C/B .

Закривљеност R_C/B	10	8	6	4	2
Однос $\frac{\tau \text{ у кривини}}{\tau \text{ на правцу}}$	1.05	1.20	1.43	1.70	2.00

Таб. 12.3 Однос смичућег напона у кривини и на правој деоници

Према препорукама USBR (USBR 1967) однос R_C/B требало би да буде између три и седам, $3 \leq \frac{R_C}{B} \leq 7$, с тим што се мање вредности користе за мање канале.

* * *

Избор димензија пресека и пада дна канала

У претходном излагању је описан поступак за одређивање *критичног смичућег напона* (максимално дозвољеног напона који се сме дозволити по косини и дну канала а да не дође до ерозије), као и поступак за одређивање *максималног смичућег напона* који ће се јавити на косини и дну канала при задатим геометријским и хидрауличким условима.

Сада је потребно изабрати **димензије попречног пресека и нагиб дна канала** за задати протицај, Q_{RAC} , тако да *максимални смичући напон тока* буде мањи од *критичног (дозвољеног) смичућег напона*, на косини и на дну канала.

Поред рачунског протицаја и састава материјала дна и косина, често је унапред одређен и нагиб дна, I_d , обично ограничењима која намећу топографија или геолошка грађа подручја кроз које се води траса. Уколико нагиб дна није унапред утврђен, потребно је за неколико вредности I_d одредити димензије стабилног канала (према поступку који ће се приказати), па поређењем трошкова и услова грађења одредити најповољније решење. У даљем тексту ће се претпоставити да је нагиб I_d задата величина (било да је заиста задата, или се ради о једној од могућих варијанти које се пореде у оптимизацији). Такође ће се претпоставити канал трапезног попречног пресека, с обзиром да је то најчешћи облик који се примењује код необложених канала. Нагиб косина, m , се може проценити према искуственим подацима (табела 12.4, Chow 1959).

Веза протицаја и димензија попречног пресека добија се из Шези–Манингове једначине

$$(12.1): \quad Q = \frac{1}{n} AR^3 \sqrt{I_d} \ .$$

Манингов коефицијент храпавости, n , може се одредити из полуемпиријске зависности:

$$(12.18): \quad n = \frac{k^{\frac{1}{6}}}{26} = \frac{d_m^{\frac{1}{6}}}{21},$$

где су: k = апсолутна храпавост облоге (m), а d_m = репрезентативни – средњи пречник зрна. (Сматра се да је средњи пречник зрна добар показатељ храпавости каналске “облоге”, па је зато и усвојен за меру апсолутне храпавости.)

Врста материјала	Препоручени нагиб косине, m
Стена	Скоро вертикално
Тло са бетонском облогом	0.5÷1.0
Тло са каменом облогом	1.0
Тврда глина	1.5
Прашинаста и песковита глина	2.0
Растресито прашинасто тло	3.0

Таб. 12.4 Процена нагиба косина канала према искуственим подацима

Код трапезног канала, површина пресека и хидраулички радијус су: $A = bh + mh^2$ и $R = \frac{A}{O} = \frac{bh + mh^2}{b + 2h\sqrt{1+m^2}}$, па се Манингова једначина 12.1 може експлицитно решити по дубини, h , за изабрани однос b/h као:

$$(12.19): \quad h = \frac{\left[\left(\frac{b}{h} \right) + 2\sqrt{1+m^2} \right]^{\frac{1}{4}} \left(\frac{nQ}{\sqrt{I_d}} \right)^{\frac{3}{8}}}{\left[\frac{b}{h} + m \right]^{\frac{5}{8}}}.$$

Имајући у виду напред изложено, поступак за **одређивање димензија попречног пресека** канала може се свести на следеће:

1) Прво се за познати (или претпостављени) састав материјала дна и косина одабере нагиб косина, m (табела 12.4), процени угао унутрашњег трења, φ , (слика 12.10) и Манингов коефицијент храпавости, n (једначина 12.18). Са познатим углом унутрашњег трења и нагибом косине, рачуна се однос критичног (дозвољеног) смичућег напона на косини и критичног напона у дну, $K = \tau_{CK} / \tau_C$, према једначини 12.15.

2) Канал ће бити стабилан, тј. до ерозије канала неће доћи, ако *стварни смичући напони тока* (напони које изазива струјање) при рачунском протицају ($\tau_{K,MAX}$ на косини и $\tau_{d,MAX}$ на дну) нису већи од *критичних* (дозвољених), па се захтева да (видети сл. 12.13):

$$(12.20a): \quad \tau_{d,MAX} \cong \rho g h I_d < \tau_C, \text{ на дну канала, и}$$

$$(12.20b): \quad \tau_{K,MAX} \cong 0.75 \rho g h I_d < \tau_{CK} = K \tau_C, \text{ на косинама.}$$

Критични напон, τ_C , се добија из дијаграма са сл. 12.8 за некохерентни материјал (тло), односно са сл. 12.11 за кохерентна тла. Затим се рачуна нормална дубина у каналу као:

$$(12.21a): \quad h \equiv h_0 = \frac{\tau_C}{\rho g I_d}, \text{ за } K > 0.75, \text{ тј., када је критичан услов на дну (јед. 12.20a), или}$$

као:

$$(12.21b): \quad h \equiv h_0 = \frac{K \tau_C}{0.75 \rho g I_d}, \text{ за } K < 0.75, \text{ када је критичан услов на косинама (јед. 12.20b).}$$

Наравно, ако је канал (односно деоница канала) у кривини, треба урачунати и одговарајући корективни фактор преко табеле 12.3.

3) Са овако одређеном дужином воде у канала се, преко Манингове једначине (12.19), итеративно рачуна ширина корита у дну, b , (тј., однос b/h).

4) На крају се на дубину воде дода и зазор (фреебоард, f) и провери се да ли је брзина воде довољно велика да спречи настанак вегетације у каналу.

Зазор обезбеђује простор за дејство таласа, као и за могуће надвишење нивоа услед предвиђених и непредвиђених маневара на захвату и испусту и сл. Код необложених канала висина зазора се креће од $f=0.30\text{ m}$, за мале канале, до $f=1.2\text{ m}$ за канале са протицајем од $\sim 100\text{ m}^3/\text{s}$ (French 1986). Chow (1959), препоручује да се висина зазора рачуна као:

$$(12.22): \quad f = \sqrt{C h},$$

где је C = коефицијент који зависи од протицаја (за $Q=0.5\text{ m}^3/\text{s}$, $C=1.5$, а за $Q=85\text{ m}^3/\text{s}$, $C=2.5$).

На деоници канала у кривини, услед дејства центрифугалне силе, образује се висинска разлика нивоа воде у попречном пресеку, Δh (XI.1.2, сл 11.1). За процену ове денивелације може се узети да је:

$$(12.23): \quad \Delta h = \frac{V^2 B}{g R},$$

где је, B , ширина воденог огледала.

Ако је вредност денивелације, Δh , значајна (на пр., истог реда величине као зазор, f), треба предвидети додатно надвишење конкавне обале за $\frac{1}{2} \Delta h$.

* * *

У случају да је вода у каналу оптерећена *суспендованим наносом*, треба онемогућити да се нанос из суспензије исталожи и заспе канал. Због тога је потребно да брзине, односно, *стварни* смичући напони дуж канала, буду већи од *критичних* брзина/напона (за разматрани састав суспендованог наноса).

Често је у каналима потребно спречити *раст воденог биља*. Према French-у (1986) за то је најчешће довољно обезбедити средњу брзину од $\sim 0.75 \text{ m/s}$, мада понекад (зависно од врсте биља и чистоће воде), биљке успевају и при знатно већим брзинама – шта више, при брзинама воде које битно прелазе критичне брзине са становишта ерозионе стабилности.

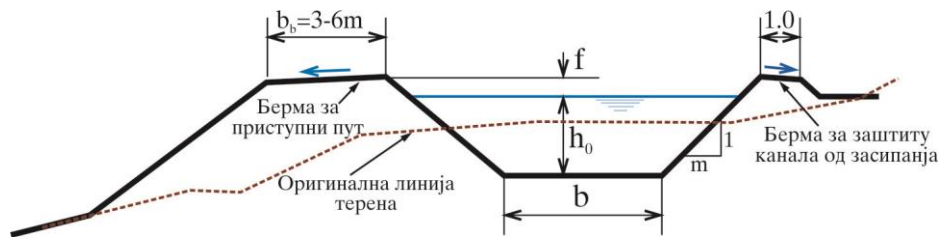
* * *

Треба имати на уму да се особине и састав материјала који чини оквашени обим (дно и косине) необложеног канала током времена мењају физичким и хемијским процесима. Канали који носе суспензију од колоидног муља временом добијају много већу вододрживост него у почетном стању (услед таложења и везивања муља са првобитним материјалом на дну и косинама).

С друге стране, може доћи до одношења ситних честица (посебно ако је у каналу чиста вода без муља), па настаје шљунковито или песковито дно (тзв., поплочавање дна).

* * *

На слици 12.15 приказан је типичан попречни пресек необложеног канала. Уз сваки већи канал (обложен или необложен) потребно је саградити приступни пут за изградњу и одржавање канала. Берме дуж којих се води пут, обично су ширине $b_b = 3 \div 6 \text{ m}$ (сл. 12.15). Уколико код мањих канала није предвиђен приступни пут, берма може бити и ужа ($b_b \approx 1.0 \text{ m}$).



Сл.12.15 Карактеристичан пресек необложеног канала са бермама

ХП.1.3 Обложени канали

Канали могу бити заштићени разним типовима облога, зависно од намене облоге и од расположивости материјала. Облоге се могу разврстати на *савитљиве (флексибилне)* и *круте, органске и неорганске, привремене и сталне*, и сл.

Крута облога (најчешће бетонска) штити канал и од ерозије и од процуривања, а такође и максимално умањује губитке енергије, с обзиром да је правилна и релативно глатка (ово је веома значајно код хидроенергетских канала). С друге стране, оваква облога је скупа, теже се одржава, осетљива је на неравномерно слегање подлоге, и захтева поуздану дренажу ради заштите од узгона (испливавања).

Савитљива облога је јефтинија од круте, лако се прилагођава слегању косина канала и не захтева компликован дренажни систем. Наравно, савитљива облога не може да пружи

заштиту од ерозије при великим брзинама, ствара значајније енергетске губитке и обично је мање ефикасна против процуривања од круте облоге.

ХП.1.3.1 Канали са савитљивом (флексибилном) облогом

Флексибина облога је превасходно намењена заштити канала од ерозије, мада се постављањем глиненог слоја са филтром испод облоге може постићи и веома добра вододрживост. Уместо глине са филтром, често се у новије време користе синтетички водонепропусни материјали.

Најчешће се (као флексибилна облога) користи облога од шљунка и камена, а ређе травната облога и облога од габијонских “асура”. Надаље ће бити речи о шљунковитој и каменој облози, док се за остале типове флексибилне облоге (PVC фолије, геотекстили и сл.) читалац упућује на одговарајућу литературу (Smith 1995 и French 1986).

Облога од шљунка

Канали обложени шљунком омогућавају ефикасну заштиту од ерозије при умереним брзинама тока. Канали са стрмим подужним нагибом дна, у којима влада буран режим течења, могу се, уместо шљунка, облагати наслагом од крупног камена.

Димензионисање канала обложених шљунком заснива се на истим поставкама као и димензионисање необложених канала (или димензионисање камене облоге иза умирујућих базена) – примењује се поступак “вучне силе”. Ако је средњи пречник зрна облоге, d_m , већи од $5 \div 6$ mm, *критични смичући напон* (напон који изазива покретање зрна) не зависи од Рејнолдсовог броја (односно, вискозности), па се према Шилдсовом дијаграму (сл. 12.7), може експлицитно изразити. Критични смичући напон *на дну* канала написаће се као:

$$(12.24): \quad \tau_c = 0.056 \rho g (s - 1) d_m,$$

док се критични смичући напон *на косини* добија преко једначине 12.15.

Средњи *смичући напон тока* рачуна се из услова равнотеже сила трења и тежине, при једноликом течењу према једначини 12.17, а *максимални* смичући напони тока, на дну и косинама, преко једначине 12.20. Изједначавањем *максималних* смичућих напона тока са *критичним* смичућим напонима, добија се услов стабилности облоге:

$$\rho g h I_d = 0.056 \rho g (s - 1) d_m, \text{ односно:}$$

$$(12.25a): \quad d_m = \frac{h I_d}{0.056(s-1)}, \text{ за материјал на дну и:}$$

$$(12.25b): \quad d_m = \frac{0.75}{K} \frac{h I_d}{0.056(s-1)}, \text{ за материјал на косини.}$$

Из једначина 12.25 се може закључити да ће вода покренути зрна пречника мањег од d_m , са релативном густином s , у каналу дубине h , и са падом дна I_d . С обзиром да је за већину шљункова релативна густина $s = \rho_N / \rho = 2.65$, једначине 12.25a и 12.25b се могу написати као:

$$(12.26): \quad d_m \cong \eta 11.0 h I_d,$$

где је: $\eta=1$ за дно канала, и $\eta=0.75/K$ за косине (однос критичног напона на косини и дну, K , се добија из једначине 12.15). Наравно, ако се канал ради у кривини, вредности за коефицијент η из једначине 12.26 треба увећати према табели 12.3.

Према експериментима Smith-а (1995), константа у “Шилдсовој” једначини 12.24 је већа од 0.056 (износи ≈ 0.068), па се може сматрати да једначина (12.26) одређује пречник зрна облоге са извесним степеном сигурности.

Поступак димензионисања шљунчане облоге канала трапезног попречног пресека, за задати протикај, Q , и за усвојени нагиб дна, I_d , сличан је димензионисању необложених канала, с тим што се може поједноставити, у складу са јед. 12.24 – 12.26:

1) Прво се за познате (или процењене) геомеханичке карактеристике тла у коме се гради канал усвоји нагиб косине, m , (табела 12.4 може да послужи за процену). Однос ширине у дну и дубине канала, b/h , усваја се према искуствима са сличних канала (овај однос се креће између 2 и 10, а најчешће између 4 и 8). (Обично се при димензионисању разматра неколико вредности односа, b/h , па се усвоји економски најповољнија варијанта.)

2) Затим се комбинујујући Шези – Манингову једначину (12.19), са једначином за Манингов коефицијент храпавости (12.18) и са модификованом Шилдсовом једначином (12.26), а уз претпоставку да је $\eta = {}^{(1)}\eta = 1$ (тј., да је критична стабилност зрна на дну, а не на косини), “експлицитно” срачуна приближна вредност (тзв., “прва итерација”) дубине, h , као:

$$(12.27): \quad {}^{(1)}h = \left\{ \frac{\left(\frac{b}{h} + 2\sqrt{1+m^2}\right)^{\frac{1}{4}}}{\left(\frac{b}{h} + m\right)^{\frac{5}{8}}} \left(\frac{Q}{\sqrt{I_d}}\right)^{\frac{3}{8}} \left[\frac{\left({}^{(1)}\eta 11 I_d\right)^{\frac{1}{6}}}{21}\right]^{\frac{3}{8}} \right\}^{\frac{16}{15}} = 0.348 \frac{\left(\frac{b}{h} + 2\sqrt{1+m^2}\right)^{\frac{4}{15}}}{\left(\frac{b}{h} + m\right)^{\frac{2}{3}}} \left(\frac{Q}{I_d^{\frac{1}{3}}}\right)^{\frac{2}{5}} \left({}^{(1)}\eta\right)^{\frac{1}{5}}.$$

(По потреби, може се унети и корекција за деонице у кривини, према табели 12.3.)

3) Са овако срачунатом (процењеном) дужином се, из израза (12.26) добија пречник зрна облоге ${}^{(1)}d_m$:

$${}^{(1)}d_m = {}^{(1)}\eta 11.0 {}^{(1)}h I_d.$$

4) На основу дијаграма са сл. 12.10, одреди се угао унутрашњег трења облоге, φ , за срачунати пречник зрна, ${}^{(1)}d_m$, па се срачуна коефицијент K (однос критичног смичућег напона на косини и дну) из једначине 12.15.

Ако је однос $0.75/K$ већи од јединице, тј., ако је критична стабилност косина (а не стабилности дна, како је првобитно претпостављено), поново се улази у једначине 12.27 и 12.26, овога пута са поправљеном вредношћу за $\eta = {}^{(2)}\eta = 0.75/K$, и добија се поправљена

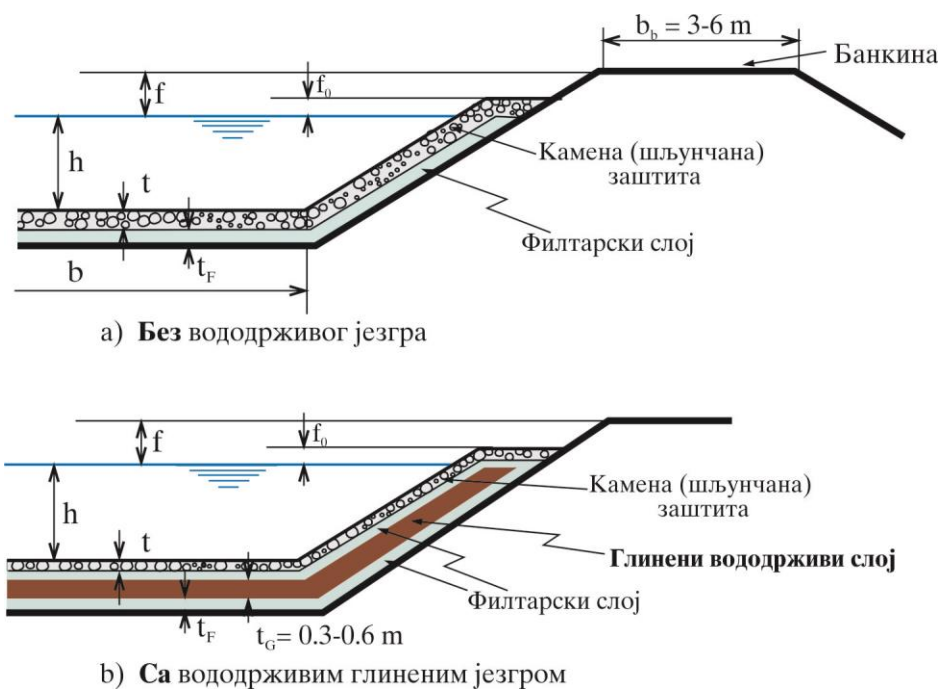
вредност (“друга итерација”) за дубину $h = {}^{(2)}h$ и пречник зрна $d_m = {}^{(2)}d_m$. Поступак се понавља док се не постигне жељена тачност (обично је довољно $2 \div 3$ итерације.)

* * *

На слици 12.16 приказани су два карактеристична попречна пресека канала са шљунчаном облогом (са и без вододрживог слоја – „језгра“). Према искуству са постојећих канала, дебљина облоге не би требало да буде мања од $1.5 \div 2 d_m$, а да при томе не буде ни мања од 15 cm, тј.:

$$(12.28): \quad t \geq \min \begin{cases} 1.5 \div 2.0 d_m \\ 0.15 \text{ m} \end{cases} .$$

Важно је напоменути да каналски насипи могу бити изложени опасности од суфозије (испирања), баш као и насипи насутих брана, па их је потребно одговарајуће и заштити филтрима, дренажама и сл. (поглавље VII и сл. 12.17). Уместо филтарског слоја често се у новије време користе геотекстили који су једноставнији за уграђивање (Smith 1995).



Сл. 12.16 Флексибилна каналска облога

За повећање вододрживости се, уместо глинене облоге (сл. 12.16b), могу користити и пластични застори, прскани асфалт, префабриковани асфалт и други вододрживи материјали (за детаље видети USBR 1967).

За сваки значајнији објекат неопходна је и детаљна геомеханичка анализа стабилности косина насипа канала.

Према препоруци USBR (1967) зазор, f , између круне насипа канала и нивоа слободне површине воде, код канала обложених шљунком обично се креће од $f=0.3$ m, за канале са протицајем од $Q \cong 1.0$ m³/s, до $f=1.8$ m, за канале са $Q \cong 500$ m³/s (сл. 12.16). Зазор између круне облоге и нивоа слободне површине, f_0 , креће се од $f_0 \cong 0.15$ m, за канале са мањим протицајем ($Q \cong 1.0$ m³/s) до $f_0 \cong 0.6$ m за канале са већим протицајем ($Q \cong 500$ m³/s).

Стабилни попречни пресек

У литератури (Chadwick & Morfett 1996, Raudkivi 1990, French 1986) се може наћи и поступак за одређивање, тзв. *стабилног попречног пресека канала*, где нагиб косина није константан (пресек није трапезни), већ се мења по висини, зависно од промене вредности смичућег напона тока (сл.12.13 и 12.14) с једне стране и критичног смичућег напона с друге стране (једначина 12.15). Овако добијен попречни пресек канала је синусоидног облика. У пракси, међутим, овај приступ засад није наишао на ширу примену, с обзиром да не доноси значајне уштеде, а да синусоидни пресек намеће компликовану израду и одржавање.

ХП.1.3.2 Канали са крутом облогом

Као што је претходно речено, чврста каналска облога је вишенаменска:

- 1) Омогућава заштиту дна и косина при великим брзинама воде (постигу се брзине и до 2.5 m/s), чиме се смањује попречни пресек канала.
- 2) Обезбеђује значајну вододрживост канала (неколико стотина или хиљада пута већу него код необложених канала).
- 3) Смањује губитке енергије у каналу, што је посебно значајно код хидроенергетских канала (Ђорђевић 1984).

Облога канала (у даљем тексту се подразумева да је реч о крутој облози) најчешће је од неармираног или армираног бетона, прсканог бетона (торкрета), од асфалта и асфалтног бетона, а ређе од зиданог камена, метала и других материјала (Ђорђевић 1984, Davis 1952).

Вододрживост облоге зависи од типа облоге, типа спојница, од начина уграђивања и начина одржавања. За прелиминарна разматрања може се претпоставити (Davis 1952) да код добро изведених бетонских облога, дебљине $t \approx 10$ cm, губитак на процуривање износи $q \approx 1 \times 10^{-7}$ m³/m² оквашене површине, док је за торкрет дебљине $t \approx 3$ cm губитак $q \approx 1 \times 10^{-6}$ m³/m² (упоредити са табелом 12.1).

Димензионисање канала са крутом облогом

За задати протицај, Q , предложени тип облоге и расположиви подужни нагиб дна обложеног канала, I_b , потребно је одредити оптимални *облик* и *димензије попречног пресека* (уз услов да такав пресек буде статички стабилан и технички изводљив).

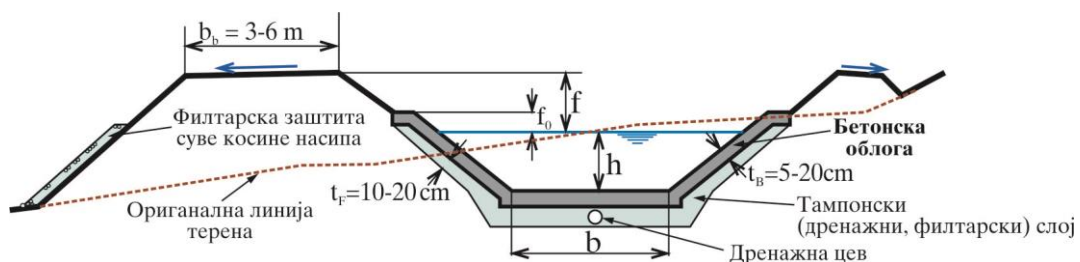
Нагиб косина канала, m (сл.12.2), зависи од геомеханичких својстава средине у којој се канал гради. Код нестеновитих средина најчешће се усваја нагиб од 1:1.25 (1 вертикално, 1.25 хоризонтално) до 1:2, док се у стеновитом терену понекад може радити са вертикалним

или нешто блажим нагибом (може се, на.пр. усвојити аналитички оптимални нагиб од $m = 1/\sqrt{3}$, према једначини 12.7).

Манингов коефицијент храпавости, n , зависи од типа облоге, начина израде и одржавања, врсте спојница и сл., а креће се у границама од $n = 0.014 \text{ m}^{-1/3} \text{ s}$, за добро изведене бетонске и асфалтнобетонске облоге до $n = 0.017 \text{ m}^{-1/3} \text{ s}$, за облоге од торкрета (USBR 1967).

За изабран нагиб косина, m , и процењен коефицијент храпавости, n , (или опсег у коме n може да варира) треба одредити ширину канала у дну, b , и дубину, h , тако да укупни трошкови израде (и одржавања) канала буду минимални. Задатак се решава техничко – економском анализом.

Изабере се неколико вредности односа b/h , па се из једначине (12.19) срачуна дубина h , чиме је хидраулички одређен попречни пресек. Затим се дода зазор између воденог огледала и круне облоге, f_0 , (сл. 12.17), чиме је одређен бетонски део пресека (дебљина бетона се усваја према величини канала, зависно од типа облоге). На крају се дода зазор, f , између нивоа воденог огледала и круне насипа (сл. 12.17), па се на основу топографских и геолошких услова, пресек уклапа (усеца) у постојећи терен дуж целе трасе канала (видети и део XII.1.1). Са овако одређеним пресеком се за сваку од разматраних варијанти (односа b/h) срачунају количине радова и трошкови израде и одржавања канала, па се као оптимално, усвоји решење са најнижим трошковима. Најчешће се код бетонских канала однос b/h креће између 1 и 3, с тим што је већа вредност обично код канала са већим протицајем.



Сл. 12.17 Типичан пресек канала са бетонском облогом

Зазор између круне косине и нивоа воде у каналу креће се од $f = 0.3 \text{ m}$, за мање протицаје ($Q \approx 1 \text{ m}^3/\text{s}$), до $f = 1.80 \text{ m}$, за протицај од $Q \approx 500 \text{ m}^3/\text{s}$, исто као и код канала обложених шљунком. Зазор између круне облоге и нивоа воде, f_0 , такође варира са протицајем, и према USBR 1967, требало би да буде нешто виши него код облога од шљунка, због већих брзина воде; $f_0 \approx 0.15 \text{ m}$, за протицаје од $Q \approx 1 \text{ m}^3/\text{s}$, а за $Q \approx 500 \text{ m}^3/\text{s}$, $f_0 \approx 0.8 \text{ m}$.

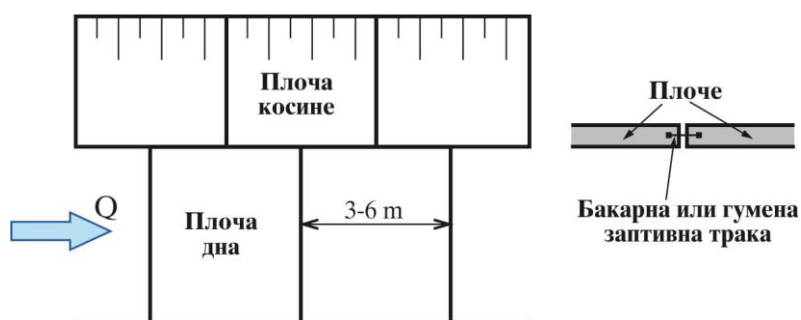
Типови облоге

Овде ће се укратко указати на најважније особености најчешће коришћених типова круте облоге. За детаљнији опис и објашњења читалац се упућује на литературу (Ђорђевић 1984, Милованов 1972, USBR 1967, Davis 1952).

Најчешће се користи **бетонска облога**, било да се лије на лицу места, било у виду монтажних префабрикованих елемената. Предност прве је боља вододрживост, мања храпавост и лакше одржавање, док је друга прилагодљивија слегању и може се ефикасно постављати током целе године. Наравно, битан чинилац је и цена, која обично и одређује тип облоге.

Дебљина облоге се креће од $t = 5 \div 10$ cm, код канала са малом површином попречног пресека, до $t = 10 \div 20$ cm код већих канала. Испод бетона се обавезно поставља тампонски слој дебљине $t_f = 10 \div 20$ cm, који често има и улогу дренажног и филтарског слоја (сл. 12.17).

Облога која се лије на лицу места не може бити монолитна, јер би због скупљања бетона при везивању и/или због неравномерног слегања дошло до неконтролисаног пуцања облоге. Зато се бетонира са разделницама које се, ради вододрживости, спајају заптивним тракама (сл. 12.18).



Сл.12.18 Спојнице код каналске облоге

Разделнице се обично раде на сваких $3 \div 6$ m, а заптивне траке (спојнице) могу бити бакарне, гумене, или асфалтне.

Армирано бетонске облоге омогућавају веће димензије плоча (арматура се супроставља скупљању бетона), а и умањује се ризик од пуцања плоче услед неједнаког слегања косина. Обично се проценат арматуре креће од 0.5% до 2%.

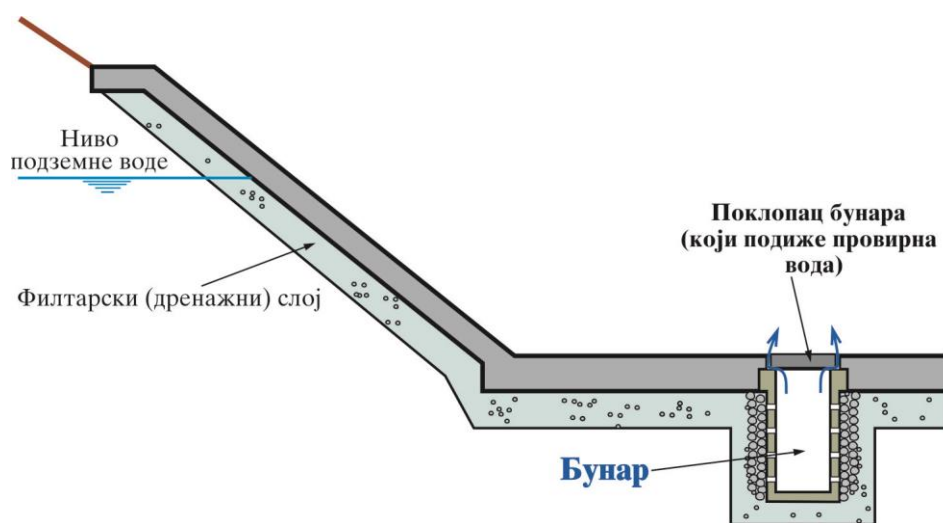
Асфалтне облоге, поред добре вододрживости, омогућавају и одлично прилагођавање слегању, док облоге од **асфалтног бетона** доприносе крутости и носивости конструкције.

* * *

Уколико постоји могућност да притисак подземне воде из приобаља под одређеним условима (празан канал) изазове подизање каналске облоге, неопходно је обезбедити одговарајућу дренажу (круте) облоге.

Дренажа (сл. 12.17) се састоји од филтарског слоја (слој песка и шљунка испод облоге) кроз који вода отиче у перфориране дренажне цеви, одакле се на погодним местима дуж трасе, изводи попречним испустима (више о филтрима и дренажи видети у VII.6). Понекад је ово превише скупо, па се посебно код мањих објеката, прибегава решењу са бунаром у дну канала

којим се подземна вода уводи у сам канал (сл. 12.19). За детаље дренажних бунара видети литературу (Ђорђевић 1984, USBR 1967).



Сл. 12.19 Дренажни бунар у дну канала

ХП.1.4 Неустаљено течење у каналима

Код значајних канала, а поготову код каналских мрежа (које су, по правилу, повезане и са природним водотоцима) тачна процена простирања поремећаја (таласа) дубине и протицаја често се намеће као неопходан чинилац управљања каналима, односно каналским грађевинама и опремом (Cunge et al. 1980, Mahmood и Yevjevich 1975). У новије време, доступност дигиталних рачунара и развијени нумерички поступци омогућавају прецизне прорачуне неустаљеног течења у каналима.

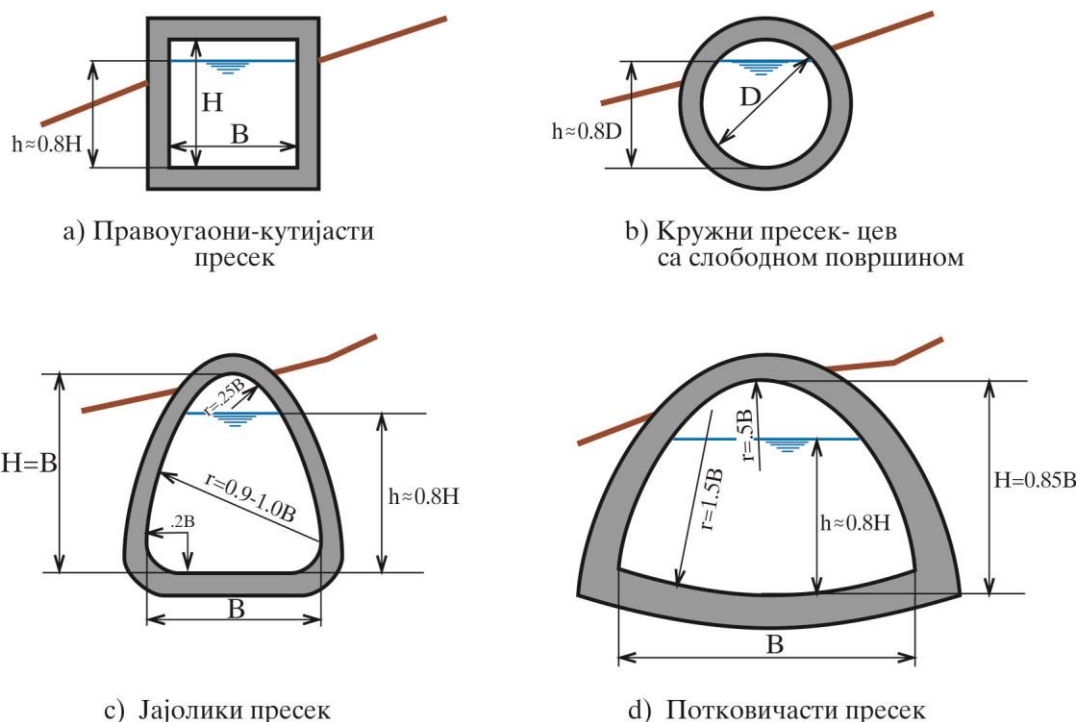
Код мањих и једноставнијих канала може се задовољавајуће добра процена добити применом модификованих аналитичких решења (Henderson 1966), мада се и овакви проблеми у последње време све чешће решавају применом нумеричких модела, који се, наравно, претходно морају савесно *калибрисати* (Cunge et al. 1980, Mahmood и Yevjevich 1975).

ХП.2 ЗАТВОРЕНИ ДОВОДИ СА СЛОБОДНОМ ПОВРШИНОМ

Затворени (покривени) доводи са слободном површином се користе када то захтевају климатски, топографски или геолошки услови.

У подручјима са оштрим зимама, каналски доводи хидроелектрана морају се заштитити од стварања пахуљастих ледених кристала (“fragil ice”) који изазивају велике проблеме у турбинама, а могу и да сасвим или делимично блокирају (затворе) решетке на захвату. Затрпавање канала снегом доводи до загушења довода, што поред смањења капацитета може да изазове и поплаве узводно од места загушења.

Стрме падине, на којима се може очекивати одрон и засипање канала, такође захтевају да довод буде покривен на критичним деоницама трасе. Затворени доводи се понекад укопавају испод нивоа терена, како би се још више умањио штетни утицај метеоролошких чиниоца и могућност оштећења облоге.



Сл.12.20 Типични облици попречног пресека затворених довода

Покривени доводи могу бити различитог облика, зависно, пре свега, од оптерећења којем ће бити изложени. На слици 12.20 приказано је неколико типова пресека који се најчешће користе.

Сандучасти (правоугаони, односно квадратни пресек), означен као пресек а) на слици 12.20, мора бити армиран што му повећава цену. Често се користи код пропуста (поглавље XIII) и других краћих сталних или привремених објеката, с обзиром да се преко њега може одвијати саобраћај.

Кружни пресек b) је хидраулички најефикаснији (било да ради под притиском или са слободном површином), а и одлично подноси спољашња оптерећења, због ефекта лука по целом обиму (при равномерном спољњем оптерећењу цео пресек је оптерећен само напонима притиска – нема затезања). Повећањем закривљености темена (сл. 12.20c и d), повећава се и ефекат лука у темену, односно отпорност на вертикални притисак тла.

Хидраулички гледано, нема суштинске разлике између отворених и затворених довода са слободном површином. Код затворених довода оставља се одређена резерва висине (зазор) да се обезбеди аерација тока и спречи “прелазни режим”, при коме се наизменично смењују

течење под притиском и течење са слободном површином. Прелазни режим изазива периодично увлачење ваздуха са крајева довода, чиме се смањује капацитет (загушење довода) и ствара опасност од настанка вибрација. За ефикасно оваздушење (аерацију) обично је довољно оставити резерву од $10 \div 15\%$ површине “оквашеног” пресека.

Ради инспекције и одржавања затворених канала, неопходно је на одређеном растојању ($50 \div 100$ m) обезбедити окна са пењалицама и поклопцем за безбедан прилаз у довод.

XII.3 ХИДРОТЕХНИЧКИ ТУНЕЛИ

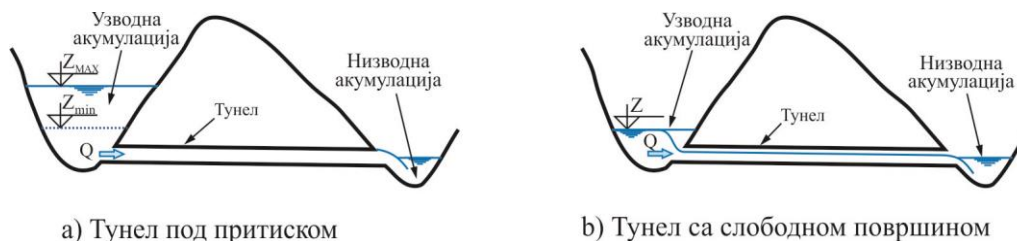
Понекад је повољније да се довод постави кроз брдо, уместо да се води дугачком, или неприступачном, или геолошки неповољном трасом око брда. Ово се односи на доводе великог капацитета (доводи за хидроелектране, за велике системе за водоснабдевање и наводњавање), јер је минимални пречник тунела $D_{min} \approx 2.0$ m, па се за мале протицаје изградња тунела обично не исплати.

Овде ће, како је у уводу наведено, бити речи о аспектима пројектовања и извођења тунела који се тичу хидротехничких инжењера. Остали аспекти, које обрађују за то квалификовани стручњаци (из области геологије, хидрогеологије, механике стена, статике и динамике конструкција, технологије и организације грађења и др.) биће само, уз дужно поштовање, поменути.

О краћим тунелима, као што су опточни тунели за скретање реке током грађења и тунели за шахтне преливе и темељне испусте, већ је било речи у претходним поглављима (VIII, IX, X и XI), док ће се овде говорити о дугачким тунелима који сачињавају доводе хидроенергетских постројења, као и доводе за водоснабдевање и наводњавање.

Хидротехнички тунели могу бити **под притиском** и са **слободном површином воденог огледала** (без притиска), а понекад се дозвољава да тунел наизменично ради у оба режима, зависно од нивоа у акумулацији.

Тунели *под притиском* омогућавају хватање воде са више различитих нивоа у језеру (сл. 12.21a), што је неопходно при раду већине акумулација за изравнање протицаја. Тунели са *слободном површином* могу да раде само при приближно константном нивоу горње воде (сл. 12.21b).



Сл. 12.21 Тунелски доводи

Доводи са слободном површином су инертнији на промену протицаја (оптерећења) од довода под притиском, јер је брзина простирања поремећаја знатно већа код довода под притиском. Брзо прилагођавање оптерећењу је посебно значајно при регулацији рада вршних хидроелектрана. Код вршне хидроелектране, која у сваком тренутку треба да буде спремна за брзу промену оптерећења, неопходно је на низводном крају тунела поставити водостан (код довода под притиском), односно водну комору (код довода са слободном површином). Овим се обезбеђује захтевани протицај за електрану у времену непосредно после промене оптерећења, пре него што вода из довода савлада инерцију и покрене се. О водостанима и водним коморама видети одговарајућу литературу (Иветић 1996, и Ђорђевић 1984).

Предност довода са слободном површином је одсуство хидростатичког притиска на облогу тунела, што може значајано утицати на коштање облоге, односно целог довода.

На основу наведеног може се закључити да се тунелски доводи за хидроелектране углавном раде под притиском, док се за доводе за водоснабдевање или наводњавање могу користити и тунели са слободном површином, зависно од тога које је решење у датом случају економски повољније.

* * *

Треба увек имати на уму да су тунели веома скупи објекти, па неизвесност око геолошког састава, вододрживости и механичких особина стенске масе кроз коју пролази траса тунела, може бити веома скупо плаћена. Увек је боље више уложити у истражне радове пре него што почне изградња, него плаћати непредвиђене радове и прекорачивати рокове због “изненађења” које може да приреди геологија.

Пре коначног избора трасе тунела, потребно је обезбедити поуздане инжењерско – геолошке профиле и остале неопходне геолошке и геофизичке подлоге дуж могућих варијанти трасе. На основу ових подлога и топографије терена, одређује се најповољнија (оптимална) траса тунела, тако да укупно коштање тунела, односно целог објекта (или система) буде што је могуће мање. Наравно, ако то геолошке особине стене дозвољавају, траса се води најкраћим путем – правом линијом. Код хидроенергетских тунела посебно је корисно што више скратити трасу, јер се на рачун смањења линијских губитака (губитака на трење) повећава производња електричне енергије.

Код тунела са слободном површином подужни нагиб – пад, обезбеђује компоненту силе тежине за савладавање отпора течењу. Зато је подужни нагиб тунела са слободном површином увек у смеру течења. (Позитивни подужни нагиб тунела треба и да омогући пражњење довода гравитацијом.)

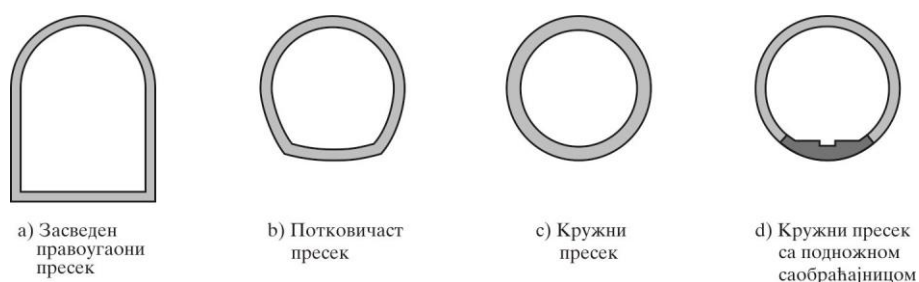
Код тунела под притиском, понекад је (мада доста ретко) диспозиционо повољније да се пад ломи, или чак да тунел има контра – пад. У сваком случају, мора се обезбедити ефикасно пражњење тунела ради прегледа и одржавања. (Тунел са контра – падом може се испразнити једино ако се испразни узводна акумулација, или црпљењем.) Обично се подужни нагиб (код тунела под притиском) креће у распону од $1 \div 5\%$, што омогућава лако одржавање и не

претставља тешкоћу за извођење. Ради прегледа и одржавања тунела неопходно је предвидети затварачнице са затварачима, како је описано у IX.3 и XI.2.

Висински положај тунела одређују диспозиција целокупног решења (положај захвата и корисника и сл.), геолошка грађа и топографија терена кроз који пролази траса. (Код хидроенегетских тунела, посебно је битан положај водостана и цевовода до машинске зграде електране.) Ако облога тунела није армирана или преднапрегнута, па не може сама да прихвати унутарњи притисак воде у тунелу, неопходно је да надслој стене изнад тунела буде довољно дебео да се супротстави притиску. Према Creager-у (Creager and Justin 1960), за прелиминарне анализе се може усвојити да надслој стене изнад тунела буде већи или једнак $0.7H$, где је H максималан притисак воде изражен у метрима воденог стуба.

Хидротехнички тунели могу бити **обложени** или **необложени** и могу имати различите облике попречног пресека. Тип и дебљина облоге, као и облик пресека зависе од више чиниоца, пре свега од механичких особина стенске масе, типа течења у доводу (под притиском или без притиска), корисника тунела (за хидроелектрану је веома битно да губитци енергије буду минимални) и начина грађења тунела (ручно или машински).

Слично као и код затворених каналских довода, и код тунела облик попречног пресека намеће геологија. Уколико се тунел гради у изузетно чврстој и недефомисаној стенској маси попречни пресек може бити и правоугаони, међутим и у таквим случајевима се теме обично засводи делом кружног лука који прихвата спољна оптерећења (сл. 12.22а).



Сл.12.22 Карактеристични попречни пресеци хидротехничких тунела

Ако се могу очекивати и бочни притисци стенске масе, користи се потковичаст пресек (b) или кружни пресек (c), па се ефекат лука проширује и на странице, односно подину тунела. Кружни пресек се посебно често користи код тунела под притиском, с обзиром на повољан распоред оптерећења од унутрашњег притиска воде. (Наравно, кружни пресек је и хидраулички најповољнији, видети XII.1).

Код течења под притиском треба очекивати извесно процуривање у околну стенску масу (сем ако је облога челична, што је изузетно редак случај), па после наглог пражњења тунела треба рачунати са додатним спољашњим притиском воде из стене на облогу. Наравно, ако је ниво подземне воде виши од нивелете тунела, са спољашњим притиском воде се мора рачунати и код тунела са слободном површином.

Често се подножни део кружног пресека обликује тако да омогући комуникацију дуж тунела за време грађења (d).

Тунели се облажу из три разлога:

1. Да би се *повећала статичка стабилност*.
2. Да би се *поправила вододрживост* и спречили губици воде.
3. Да би се *смањили отпори трења*.

Прва два разлога односе се на све врсте хидротехничких тунела, независно од намене, док је трећи услов обично везан за хидроенергетске тунеле (где се губитак енергије вреднује кроз смањену снагу и производњу електране), или за доводе (за водоснабдевање или наводњавање) који не располажу са довољно природног пада, односно где се пад надокнађује пумпањем.

Како је напред речено, тип облоге у многоме зависи од геолошких услова и од типа течења. Уколико је стена чврста и неоштећена, и при том хемијски неактивна, а течење у тунелу је са слободном површином, тунел се може оставити необложеним, наравно уколико повећана храпавост неће смањити економске ефекте (код тунела ХЕ на пример). Код тунела под притиском, вододрживост постаје већи проблем (нарочито при високим притисцима), па се само код изузетно вододрживих стена без пукотина и прелина тунел не мора облагати.

Тунелске облоге могу се сврстати у три велике групе:

1. Класичне *бетонске* облоге.
2. *Преднапрегнуте бетонске* облоге.
3. Бетонске облоге са *челичним лимом*.

Ако је једина улога облоге повећање вододрживости тунела, често се уместо неке од наведених “стандардних” облога користи торкретирање – прскање стенске масе цементним малтером под притиском.

Оптерећења на облогу тунела могу се формално поделити на више начина. У складу са поделом усвојеном у делу V.1, оптерећења могу бити:

а) **Основна**, у која спадају:

1. Хидростатички притисак (спољни и унутрашњи).
2. Хидродинамички притисак при хидрауличком удару.
3. Притисак стенске масе (вертикални и бочни).
4. Тежина облоге.

б) **Допунска**:

1. Утицаји од температуре.
2. Утицаји од бубрења и скупљања бетона и др.

с) **Изузетна**:

1. Исто као и основна само изузетне јачине.
2. Земљотреси (сеизмика).

3. Експлозије.

d) У току грађења.

е) У току прегледа и поправки.

Класичне бетонске облоге могу бити армиране и неармиране, једнослојне и двослојне, са различитим премазима и сл. Дебљина облоге зависи од оптерећења (а ова од механичких својстава стене, хидростатичког и хидродинамичког притиска, итд.). За прелиминарну процену, може се узети да укупна дебљина облоге износи $\sim 0.12 D$, где је D = унутрашњи пречник тунела (пречник светлог отвора). Ради боље вододрживости, обично се користи бетон са високим садржајем цемента или са адитивима. Ако је средина агресивна на бетон, морају се користити посебне врсте цемента, отпорне на одговарајуће хемијске реакције. Арматура код класичних облога (као и преднапрезање код преднапрегнутих) омогућава да се прихвате напони затезања које изазива притисак воде у тунелу. (Као што је познато, бетон не трпи затезање, па се напони затезања поверавају арматури.) Бетон може испуцати и поред присуства арматуре, али ће тада прслине остати равномерно распоређене и биће знатно уже него код неармиране облоге, па ће се битно смањити губици воде кроз облогу. За прву процену у предмеру радова се може претпоставити да на 1 m^3 бетона облоге треба уградити $\sim 70 \text{ kg}$ арматуре.

Преднапрезањем се бетонска облога доводи у притиснуто напонско стање још у време изградње (бетон добро подноси напоне притиска). Овим се неутралишу напони затезања које изазива унутрашњи притисак воде када је тунел у погону. Преднапрезање тунелске облоге постиже се:

- а) *Механички* (на пр., затезањем каблова у бетонском прстену).
- б) *Ињектирањем* под високим притиском (преко 3 МПа).

Тунели са **челичним лимом** постављеним око примарне бетонске облоге (сл. 12.23), користе се само код изузетно великих хидростатичких и хидродинамичких притисака, или на деоницама са изразито лошим особинама стене.

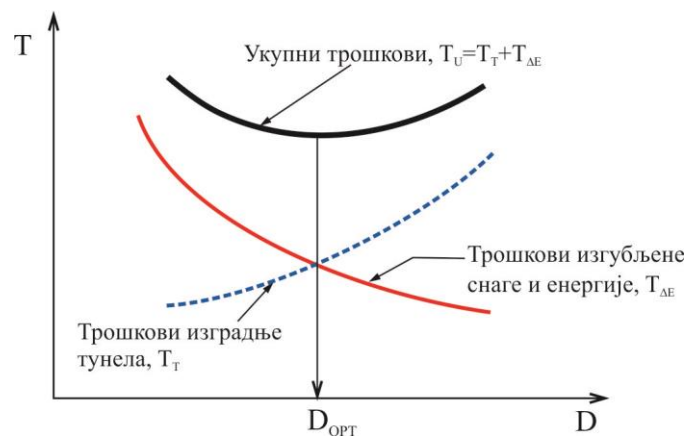


Сл. 12.23 Тунелска облога са челичним лимом

За смањење водопропусности стенске масе по потреби се користи *зативно* ињектирање, које се обично изводи пре бетонирања облоге. Код свих тунела примењује се *контактно* (везно) ињектирање и то после бетонирања облоге, кроз за ту сврху предвиђене

отворе. Овим се постиже присна веза између облоге и стенске масе и омогућава заједнички рад при савладавању спољашњих и унутрашњих притисака.

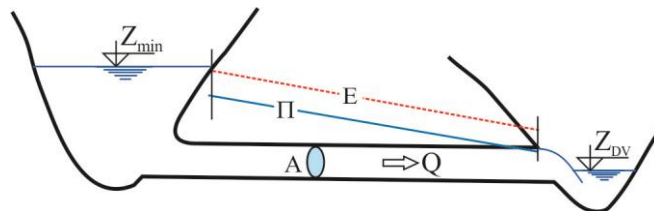
Површина попречног пресека, односно пречник тунела, обично се одређује економском анализом. За задати протицај у тунелу, Q , површина унутрањег пресека тунела, A , зависи од допуштене брзине, V . Повећањем брзине смањује се површина, а тиме и коштање тунела, али расту губици енергије (веома значајни код хидроенергетских тунела и код тунела са пумпањем воде). Економска рачуница, на основу трошкова тунела с једне, и изгубљене енергије са друге стране (сл. 12.24), даје оптималан пречник тунела, D_{OPT} . Обично је довољно срачунати трошкове изградње тунела и трошкове изгубљене енергије и снаге за три вредности пречника (сл. 12.24).



Сл.12.24 Оптимизација пречника тунела

Ако изгубљена енергија не представља економски губитак, брзина се може повећати, односно пречник тунела смањити, толико да се омогући захтевани протицај у тунелу и при минималном нивоу у узводној акумулацији (сл. 12.25) (односно, при минималној разлици нивоа горње и доње воде, ако и доња вода утиче на истицање).

Минимални пречник тунела условљавају услови грађења, па не може бити мањи од $D_{min} \approx 2\text{m}$ при “ручном” избијању (минирању), односно $D_{min} \approx 2.5\text{ m}$ при машинском бушењу.



Сл. 12.25 Течење у тунелу код кога се може утрошити сва енергија тока

Линијски губици енергије (губици на трење) се обрачунавају преко Дарси–Вајсбахове једначине:

$$(11.16): \quad \Delta E_{TR} = \frac{\lambda L V^2}{D 2g},$$

где се коефицијент отпора трења, λ , обично рачуна преко Манинговог коефицијента храпавости (с обзиром да је реч о течењу у хидраулички храпавим цевима):

$$(11.17): \quad \lambda = \frac{125 n^2}{D^{\frac{1}{3}}}.$$

Код бетонских облога, Манингов коефицијент храпавости се обично узима у опсегу од $n = 0.014 \text{ m}^{-1/3}\text{s}$, за облогу у добром стању, до $n = 0.018 \text{ m}^{-1/3}\text{s}$, за оштећене облоге.

Храпавост необложених тунела зависи од начина избијања тунела, па се Манингов коефицијент креће између $n = 0.016 \div 0.018 \text{ m}^{-1/3}\text{s}$, код машински бушених тунела, до $n = 0.025 \div 0.035 \text{ m}^{-1/3}\text{s}$, код избијања минирањем.

За процену локалних губитака у тунелима, видети XI.2 и литературу (Miller 1986 и Idelchik 1986).

Више о специфичностима хидроенергетских тунела и њиховој оптимизацији као и о конструктивним и извођачким аспектима може се наћи у литератури (Поповић 1987, Ђорђевић 1984, Зубаров и Бугаева 1962).

XII.4 ЦЕВОВОДИ

Цевоводи се овде неће описивати, већ се само спомињу као једна врста хидротехничких објеката, односно машинске опреме (како их већ која струка види и одређује). Наиме, цевоводима се детаљно баве посебне гране хидротехнике, пре свега санитарна хидротехника где се велики (магистрални) цевоводи користе при водоснабдевању и хидроенергетици где се цевоводи редовно примењују за концентрацију пада од тунела (иза водостана) до турбина.

ЛИТЕРАТУРА :

- Creager, W.P et al.,(1961), "Engineering For Dams", John Wiley and Sons.
- Cunge, J.A., Holly, F.M.Jr, Verwey, A., (1980), "Practical Aspects of Computational River Hydraulics", Pitman.
- Ђорђевић, Б., (1984), "Коришћење водних снага", Научна књига, БЕОГРАД.
- French, R.H., (1986), "Open-Channel Hydraulics", McGraw Hill.
- Henderson, F.M., (1966), "Open Channel Flow", MACMILLAN.
- Idelchik, I.E., (1986), "Handbook of Hydraulic Resistance", Springer – Verlag, Berlin.
- Јовановић, М., Б., (2002), "Регулација река – Речна хидраулика и морфологија", Грађевински факултет – Београд.
- Mahmood, K. and Yevjevich, V. (1975), "Unsteady Flow in Open Channels", Water Resources Publications, Fort Collins, Colorado.
- Miller, D.S., (1986), "Internal Flow Systems", BHRA Fluid Engineering.
- Милованов, Д., (1972), "Хидросистем Дунав-Тиса-Дунав", Водопривредно предузеће Дунав-Тиса-Дунав, Нови Сад.
- Novak, P. et al., (1996), "Hydraulic Structures", E&FN SPON.
- Поповић, Б., (1987), "Тунели", Грађевинска књига, Београд.
- Raudkivi, A.J. (1990), "Loose Boundary Hydraulics", Pergamon Press.
- Smith, D.C, (1995), "Hydraulic Structures", University of Saskatchewan.
- USBR, (1967), UNITED STATES DEPARTMENT OF THE INTERIOR, BUREAU OF RECLAMATION, "Canals and Related Structures", Design Standards No. 3.
- Vischer, D.L., Hager W.H., (1998), "Dam Hydraulics", John Wiley & Sons.
- Зубаров и Бугаева 1962 "Гидротехническије тунели Гидроелектрических станциј", Госенергоиздат

XIII

ОБЈЕКТИ НА ДОВОДИМА

На доводу се морају предвидети објекти и опрема који ће омогућити његово *функционисање*, тј. захватање и испоруку воде, укрштање довода са водотоцима и саобраћајницама и др. (захвати, разделне грађевине – прикључци за кориснике, сифони, аквадукти, пропусти, каскаде, одводи, прагови, уставе, коморе, мерни објекти и сл.), као и *безбедан рад* (сигурносни преливи, испусти и умиривачи енергије). У овом поглављу говори се највише о објектима на каналским доводима, због њихове разноврсности и распрострањености. Највише пажње посвећено је објектима који се користе за *међусобно укрштање довода* (као и укрштање довода и водотока, и укрштање довода или водотока са саобраћајницама), објектима за *савладавање вишка пада* (степеницама – каскадама), *рибљим стазама* и *мерним објектима*. О захватима, преливима и испустима већ је било речи у претходним поглављима.

XIII.1 ОБЈЕКТИ ЗА УКРШТАЊЕ

Доводи, пре свега канали, обично дуж трасе наилазе на препреке које морају да савладају. То су природни водотоци (сл. 13.1) или други канали, путеви, пруге и сл. Објекти за укрштање су скупни, па их, ако је могуће треба избећи одговарајућим изменама у траси довода. Нажалост, често се укрштања не могу избећи, па је тада на пројектанту да од више разматраних решења, одабере технички и економски најповољније.

Постоји више типова објеката за укрштање. Овде ће се поменути најчешће примењивана решења, уз напомену да се поред наведених могу користити и комбинације, односно варијанте истих (Novak 1996, Smith 1995). То су:

- 1) Аквадукти.
- 2) Сифони.
- 3) Пропусти.
- 4) Мостови.

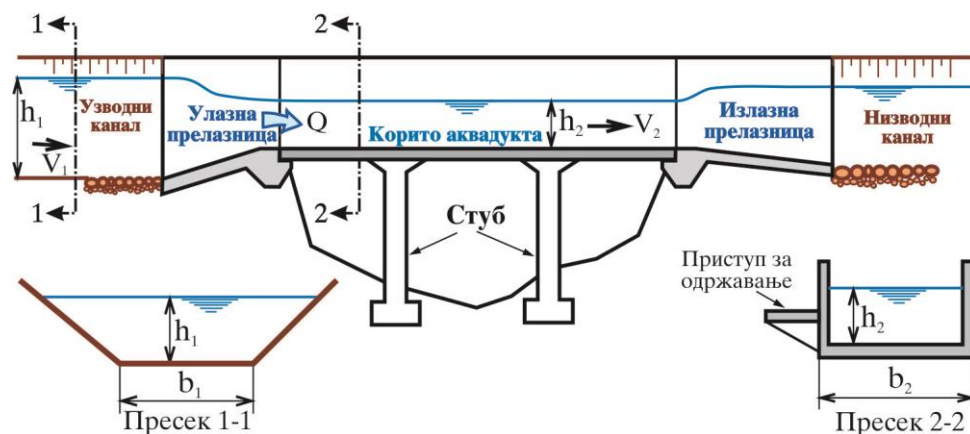


Сл.13.1 Прелаз канала преко реке

ХШ.1.1 Аквадукти

Аквадукт је грађевина којом се вода преводи преко долине – водени ток премошћава долину (сл. 13.1 и 13.2). Аквадукт се састоји из *носеће мостовске конструкције* и *проводника*. Проводник је најчешће правоугаоно корито или кружна цев (са слободном површином, или под притиском). На аквадукту се, уз проводник, може поставити и саобраћајница, чиме објекат постаје “вишенаменски”, а самим тим и исплативији (Novak 1996).

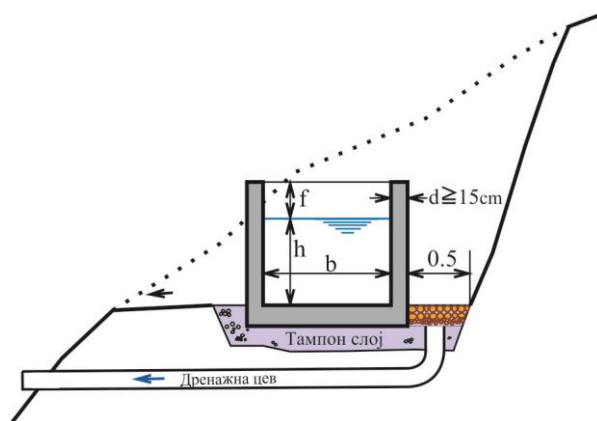
Овде се неће говорити о носећој конструкцији, већ ће се пажња посветити проводнику и хидрауличком обликовању прелазних деоница на улазу и излазу из аквадукта.



Сл.13.2 Аквадукт преко долине

Проводници се граде од различитих материјала и могу бити различитог облика, зависно од коштања и могућности набавке материјала. Најчешће се користе армирано бетонски правоугаони (сандучасти) пресеци, ливени на лицу места или префабриковани, а доста ређе поребрени лимени полукружни пресек (као што је објашњено у претходном поглављу хидраулички најефикаснији пресек је полукружни). У даљем тексту описаће се хидраулично димензионисање и обликовање бетонског правоугаоног проводника. Треба напоменути да се

бетонска правоугаона корита често користе и за савладавање геолошки и топографски неповољних деоница, где није могуће (или је економски неповољно) градити уобичајени трапезни пресек (сл. 13.3).



Сл. 13.3 Бетонско правоугаоно корито у стрмој косини

Да би се постигао што економичнији објекат потребно је, с једне стране што више смањити попречни пресек корита, а с друге стране, смањити губитке енергије у кориту проводника и на прелазним деоницама. Ова два захтева су противуречна, јер се за мањи попречни пресек повећава брзина у кориту, V_2 (сл. 13.2), а то значи и повећање енергетских губитака (ако су сви остали параметри исти), па треба наћи најбољу меру – оптимални пресек, односно оптималну брзину. Према искуству са постојећих објеката (Smith 1995), однос брзине V_2 у правоугаоном кориту аквадукта (пресек “2” на сл. 13.2) и брзине V_1 у узводном каналу (пресек “1”, сл. 13.2), не би требало да буде већи од 5 ($V_2/V_1 \leq 5$), чак и кад није потребно водити рачуна о губицима енергије (тј., када се располаже са довољно пада на доводу). Ако је брзина $V_2 > 5V_1$ потребна је гломазна прелазница на низводном крају аквадукта, како би се млаз постепено проширио пре уласка у низводни канал и избегла ерозија. С друге стране, није економски оправдано да брзина у кориту аквадукта буде ни превише мала – према Smith-у $V_2 \geq 2V_1$. Најчешће се техничко – економским вредновањем добијају брзине у опсегу од $V_2 = 3 \div 4 V_1$.

Када је могуће, треба користити хидраулички најповољнији пресек, тј. однос ширине и дубине воде од $b/h = 2$ (видети XII.1.1, јед. 12.6), како би се жељени капацитет аквадукта постигао са што мањим коритом. Код корита у стрмим косинама (сл. 13.3), ово би захтевало значајно повећање ископа, па пресек обично добија облик *усправног* правоугаоника, или квадрата.

Да би се постигао што мањи пресек, а тиме и лакша конструкција проводника (коју треба да понесе конструкција моста), зазор (фреебоард) на проводнику треба да буде што је могуће мањи; обично је $f \leq 0.2h$. Овако низак зазор захтева мирну површину воде у кориту (свако веће таласање могло би довести до преливања), што се постиже одговарајућим хидрауличким обликовањем улазне прелазне деонице. За стабилност тока такође је важно да

течење у проводнику не буде блиско бурном режиму. Smith (1995) препоручује да Фрудов број у проводнику не прелази 0.5 ($F_{R2} = V_2^2/g h_2 \leq 0.5$), и да се нагиби дна и коте дна корита аквадукта и узводног и низводног канала ускладе тако, да се на све три деонице при рачунском протицају успостави нормална дубина.

Ако постоји могућност да низводни канал дође под успор, зазор у кориту аквадукта мора бити довољан да прихвати настало повишење нивоа.

Улазна и излазна прелазница

Исправним обликовањем улазне и излазне прелазнице (сл.13.4), смањују се губици енергије на улазу и излазу аквадукта. Добрим обликовањем *узводне* прелазнице смањују се поремећаји тока који могу да изазову таласе у проводнику, а добрим обликовањем *излазне* прелазнице омогућава се постепено ширење излазног млаза, чиме се смањује ерозиона моћ тока на улазу у низводни канал, као и губици енергије.

Некада су, посебно код значајнијих објеката, коришћени компликовани облици прелазних деоница (French 1986, Raus 1969). Новија истраживања су показала (Smith 1995) да се добри услови течења постижу и са много једноставнијим прелазницама које не претстављају посебну тешкоћу за извођење.

Пример **улазне прелазнице** са непризматичним правоугаоним попречним пресеком приказан је на сл.13.4. Идући од узводног канала, пресек прелазнице се линеарно смањује са степеном сужења од 1 : 1.5, да би непосредно испред корита проводника прешао у кружну кривину. Дужина прелазнице је:

$$(13.1): \quad L_1 = 1.25 (B - b_2),$$

где је b_2 = ширина правоугаоног корита аквадукта, $B = (B_1 + b_1) / 2$ = средња ширина узводног трапезног канала, b_1 = ширина трапезног канала у дну и B_1 = ширина воденог огледала у трапезном каналу (сл. 13.4).

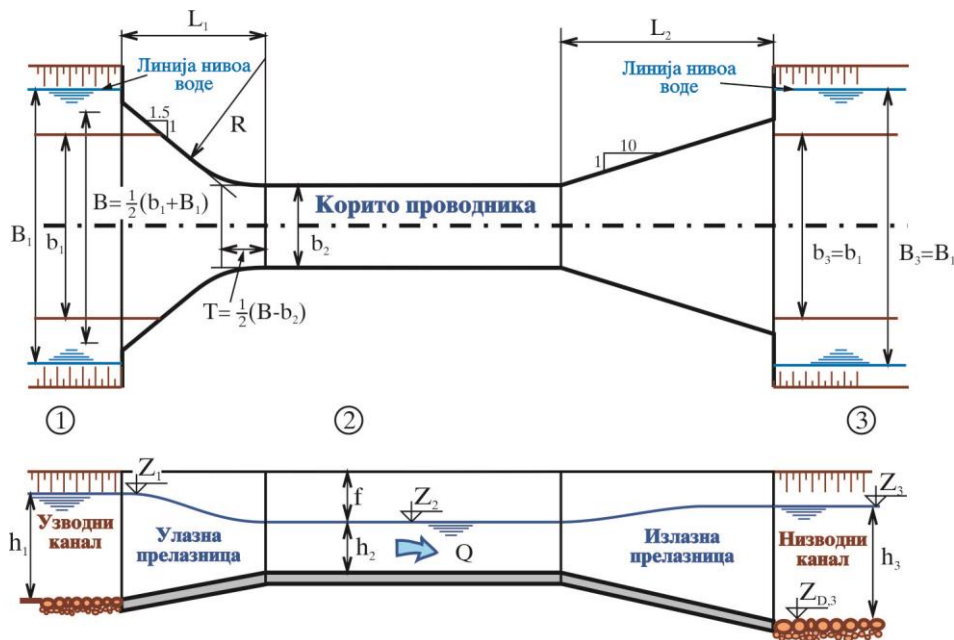
Дно прелазнице може бити косо или хоризонтално, зависно од односа дубине у каналу, h_1 и дубине у проводнику, h_2 .

Губитак енергије на сужењу у улазној прелазници може се проценити као (Smith 1995):

$$(13.2): \quad \Delta E_{1-2} = 0.06 \left(1 - \frac{b_2}{B} \right) \frac{V_2^2}{2g} .$$

Излазна прелазница треба да омогући постепено ширење млаза пре уласка у низводни канал (да не би дошло до ерозије и да би се смањио излазни губитак енергије). Ширење зидова прелазнице треба прилагодити ширењу млаза, што значи да треба постићи степен ширења од $\sim 1 : 10$ (сл. 13.4). Овакво обликовање захтева велику дужину, па се често прелазница “скраћује”, тако што зидови прате контуру млаза (са степеном ширења од 1 : 10) само на почетку проширења, после чега се прелазница нагло завршава (сл. 13.5b и 11.10). Млаз који тако уђе у низводни канал је већ знатно раширен, па има много мању ерозиону моћ него на почетку прелазнице. Smith (1995) препоручује да излазна ширина овакве прелазнице буде

$B_K = \frac{2}{3} B = \frac{2}{3} \frac{B_3 + b_3}{2}$. Не ваља повећавати степен ширења прелазнице јер се тиме не постиже никакав ефекат – млаз ће се ширити по “својој вољи”, као да прелазнице и нема (сл. 13.5а).



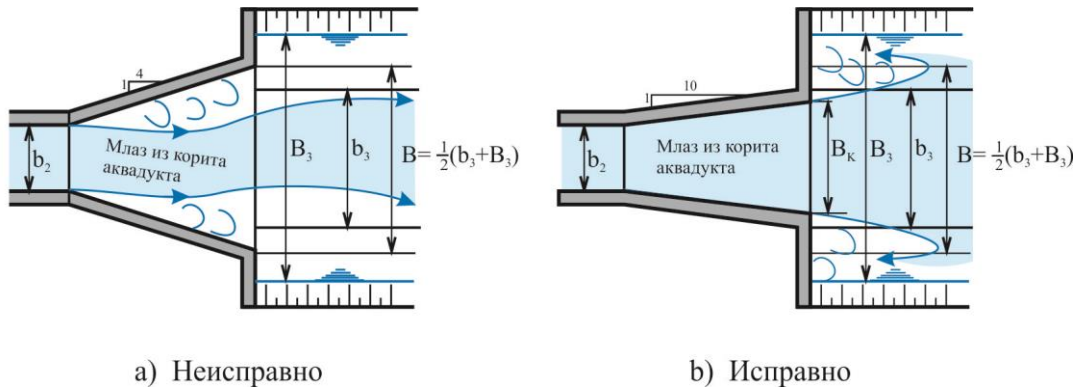
Сл. 13.4 Прелазнице између проводника и канала

Губитак на проширењу на овако изведеној прелазници може се обрачунати као:

$$(13.3): \quad \Delta E_{2-3} = 0.10 \left(1 - \frac{b_2}{B} \right) \frac{V_2^2}{2g} .$$

Излазна прелазница се може изоставити ако је низводни канал обложен (тј. отпоран на ерозијоно дејство млаза који напушта проводник аквадукта) и ако се не мора водити рачуна о уштеди енергије (пада).

Ако је низводни канал необложен, треба га заштити каменом наслагом одговарајуће дебљине са филтерским слојем на дужини од $2 \div 3 B$, или габионском заштитом (видети део XII.2). Такође треба заштити и део узводног канала непосредно испред улазне прелазнице, да евентуално локално повећање брзине услед снижења нивоа (које се може јавити при протицајима мањим од рачунског, или због потцењене храпавости у кориту аквадукта), не би изазвало непријатну ерозију у близини конструкције аквадукта.

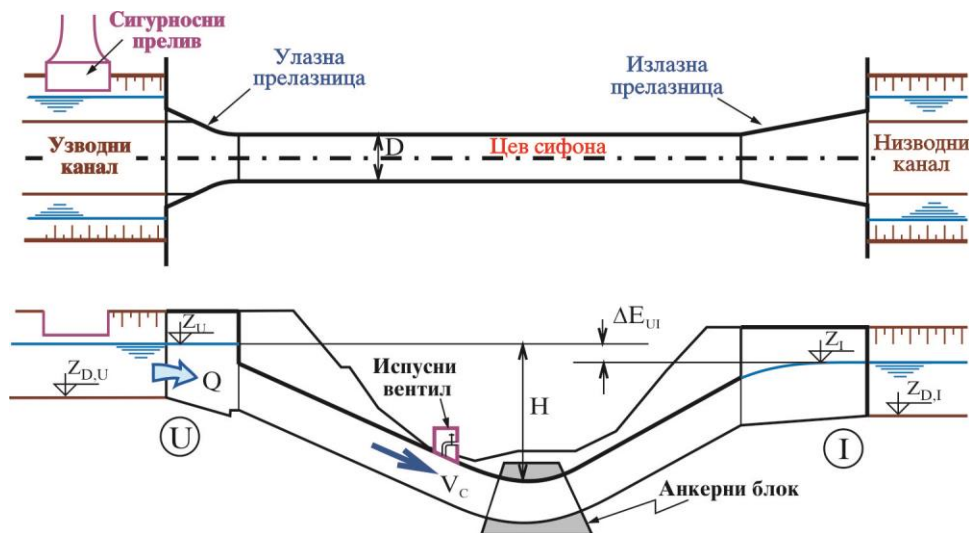


Сл. 13.5 Скраћена излазна прелазница

ХИИ.1.2 Сифони

Сифон (сл. 13.6) је цев под притиском, којом довод прелази преко долине. Сифони се често користе и као привремени објекти на градилиштима, где према потреби омогућавају привремени довод (или одвод) воде испод корита реке. Занимљиво је да “сифон” у ствари није сифон у правом смислу речи, јер се у цеви не јавља потпритисак карактеристичан за сифонско деловање.

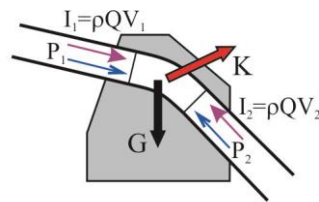
Сифон је обично повољније решење од аквадукта за прелаз преко *дугачке* и / или дубоке долине, с обзиром да изостају трошкови везани за конструкцију моста. Мане сифона су: већи губитак енергије у односу на аквадукт, опасност од зачепљења наносом и пливајућим предметима и осетљивост (мала толеранција) на повећање протицаја преко рачунског (треба се подсетити да је код течења под притиском протицај пропорционалан квадратном корену пада – денивелације, док је код течења са слободном површином, протицај пропорционалан паду са експонентом од 3/2).



Сл. 13.6 Типичан сифон преко долине

Основни делови сифона су: **сифонска цев – проводник**, са анкерним блоковима и испусним вентилом, **улазна прелазница**, са сигурносним преливом и **излазна прелазница** (сл. 13.6).

Проводник је најчешће цев кружног пресека, премда код краћих сифона пресек може бити и правоугаони (квадратни). За падове (денивелације) до $H < 40\text{ m}$, користе се армирано бетонске цеви. За веће падове, примењују се гвоздене, челичне, или цеви од преднапрегнутог бетона (USBR 1967), с обзиром да се код бетонских цеви могу јавити прслине услед великих напона затезања. Бетонске цеви се најчешће укопавају, док се челичне обично постављају на површини терена, због опасности од корозије. Цеви треба димензионисати на максимални унутрашњи притисак воде и максимално спољашње оптерећење (значајна оптерећења могу се очекивати ако цев пролази испод саобраћајнице, зависно од дебљине и типа надслоја). У кориту водотока (испод кога пролази сифон), као и на преломима трасе (код цевовода који нису укопани), сифонска цев се поставља у *армирано бетонски блок* који треба да обезбеди статичку стабилност цеви на (унутрашња, а у кориту реке и спољашња) хидродинамичка оптерећења (сл. 13.7). За детаље димензионисања анкерних блокова видети литературу (Ђорђевић 1984, Creager 1955 и Davis 1952).



Сл. 13.7 Анкерни блок на прелому трасе сифона

Избор пречника цеви, D , заснива се на економској рачуници. Цев већег пречника више кошта, али цев мањег пречника ствара веће губитке пада и захтева дужу излазну прелазницу и скупљу заштиту низводног канала (јер је излазни млаз ужи и бржи). Према искуству са постојећих објеката (USBR 1978), брзине у сифонској цеви крећу се између 1.0 m/s и 3.5 m/s ($1.0 \leq V_C \leq 3.5$). Smith (1995) препоручује да брзина у цеви не прелази $V_C \leq \sqrt{gD}$, да би се омогућило струјање у мирном режиму на излазу из сифона (за сифонски проводник квадратног пресека $V_C \leq 0.8\sqrt{gb}$).

Код сифона се могу користити исти типови прелазница као и код аквадукта, с тим што се понекад додају и прелазни комади (сл. 13.8) са квадратног на кружни попречни пресек, дужине $L_U = \frac{1}{2} D \div D$ на улазу, односно са круга на квадрат, дужине $L_I = D \div 2D$, на излазу. Препоручује се (USBR 1978) да излазни млаз из сифона буде непотопљен, како би се избегле пулзације које често прате потопљена струјања.

При димензионисању сифона битно је исправно *поставити коте дна узводног и низводног канала* (сл. 13.6). При рачунском (меродавном, пројектном) протицају денивелација $\Delta Z_D = Z_{D,U} - Z_{D,I}$ треба да одговара губитку енергије услед струјања кроз сифон, ΔE_{UI} :

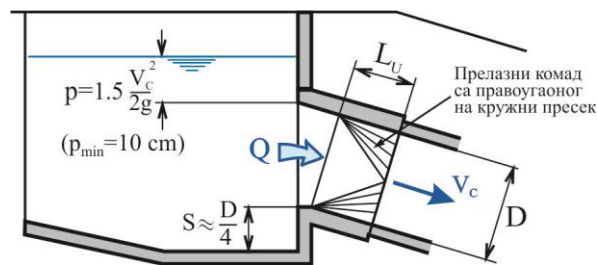
$$(13.4): \quad \Delta Z_D = Z_{D,U} - Z_{D,I} = \Delta E_{U,I} = \left(\frac{\lambda L}{D} + \xi_U + \xi_I + \xi_{KR} \right) \frac{V_c^2}{2g},$$

где су: $\lambda = \frac{125n^2}{D^3}$ = Дарси–Вајсбахов фактор трења, ξ_U и ξ_I = губици на улазној и излазној

прелазници (видети јед. 13.2 и 13.3), ξ_{KR} = губитак на кривини (јед. 11.20 и 11.21). Губици добијени према јед. 13.4, обично се увећавају за 10 %, ради сигурности.

Ако су губици у једначини (13.4) *потцењени*, сифон постаје уско грло. Ниво воде испред сифона ће расти преко пројектованог Z_U , па може доћи до преливања и рушења насипа канала, или макар до губитка дела протицаја, ако је испред сифона постављен сигурносни прелив.

Ако су губици у једначини 13.4 *прецењени*, доћи ће до стварања депресионе линије на деоници канала испред сифона, уз одговарајуће повећање брзине (односно вучне силе тока), што може да изазове ерозију корита са поткопавањем конструкције улаза, као и засипање и зачепљење сифона. (У каналу испред сифона пожељно је при рачунском протицају омогућити једнолико течење.) Треба имати на уму, да до обарања нивоа испред сифона (до стварања депресионе линије) долази при протицајима мањим од рачунског, па је потребно да се корито необложеног канала узводно од сифона заштити од ерозије каменом наслагом, или да се испред улаза у сифон постави праг или неки други објекат за одржавање нивоа.



Сл. 13.8 Улазни део сифона

Неки пројектанти постављају дно цеви изнад дна прелазнице (сл. 13.8), да би колико–толико смањили увлачење крупнијег наноса у цев сифона. Ово може бити прихватљиво решење код привремених објеката, док код сталних објеката треба онемогућити ерозију у узводном каналу и тако спречити засипање сифона крупнијим наносом који би могао да зачепи сифон.

Према перпорукама USBR (1978), висина надслоја воде изнад улаза сифонске цеви требало би да, при рачунском протицају буде, $p = 1.5V_c^2/2g$, или макар $p_{min} = 10$ cm, да би се онемогућило увлачење ваздуха, уз смањење капацитета сифона (сл. 13.8).

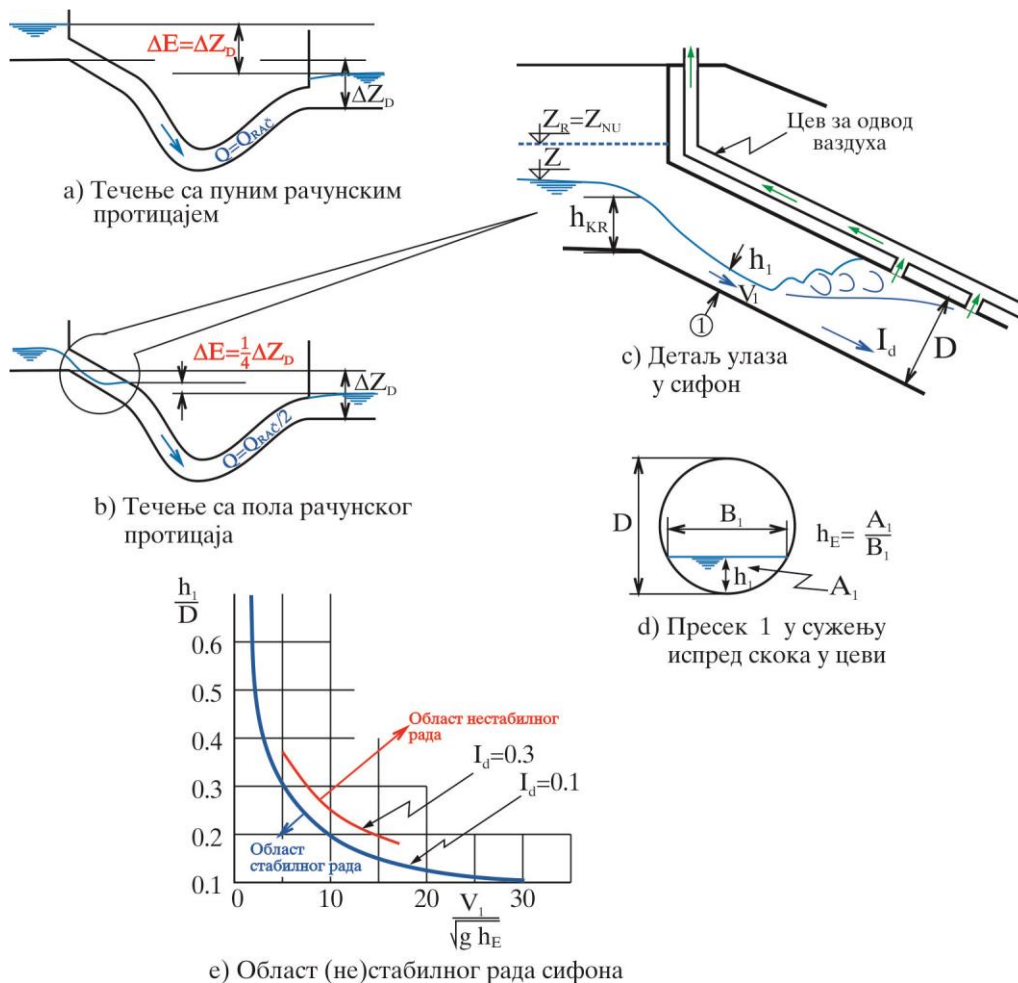
Искуство са постојећих објеката указује, да код дугачких сифона, *увлачење ваздуха* у ток може да изазове проблеме и при протицајима мањим од рачунског. Код дугачких сифона,

денивелација улазне и излазне коте дна, $\Delta Z_D = Z_{DU} - Z_{DI}$ (сл. 13.9а), је обично велика, јер је велики губитак на трење при рачунском протицају, према коме се успоставља разлика нивоа, а на основу које се одређује денивелација кота дна. За протицај који је двоструко мањи од рачунског, губитак у сифону износи једну четвртину ΔZ_D (једначина 13.4), а за трећину рачунског протицаја, губитак је свега једна деветина денивелације ΔZ_D . Зато ће у најузводнијој деоници сифона ниво воде опати испод калоте цеви, што значи да ће на почетку сифона течење под притиском уступити место течењу са слободном површином (због стрмог нагиба цеви, јавиће се буран режим течења, сл. 13.9б и с). С обзиром да ток у неком пресеку дуж сифона мора да пређе под притисак, у цеви настаје хидраулички скок, чији турбулентни ваљак уноси у сифон велике количине ваздуха.

Хидродинамичка сила тока, која повлачи низ цев мехуриће захваћеног ваздуха, сразмерна је површини попречног пресека мехура (d_{mehura}^2). Супротно од хидродинамичке силе, на мехуриће делује сила потиска (“Архимедова” тежина истиснуте течности) која је сразмерна са d_{mehura}^3 —она покушава да ваздух изгура назад из цеви. Када мехур довољно нарасте, хидродинамичка сила и сила потиска успостављају равнотежи, па се мехур зауставља, чиме се смањује протицајна површина и капацитет цеви (што, само по себи, обично не претставља проблем, с обзиром да је протицај мањи од рачунског, па има резерве). Временом ће се великом мехуру прикључити нови мехурићи из хидрауличног скока, па коначно сила потиска надвладава и мехур излеће назад кроз улаз цеви. Настајање и избацивање мехура је пулзативан процес, који може у неким случајевима да изазове опасне вибрације, што треба предупредити.

На слици 13.9е приказан је искуствени дијаграм зависности $h_1/D = f(I_d, \sqrt{F_1})$, који може да послужи за процену опасности од непожељног рада сифона услед избацивања ваздушних мехура. На страни сигурности је да се као дубина h_1 на сл. 13.9е, усвоји нормална дубина која би се јавила у цеви при разматраном протицају, датом паду и пречнику цеви (I_d, D). Поступак за тачнију процену дубине h_1 , и положаја скока даје Smith (1995).

Уколико се при пројектовању (или извођењу) сифона не уважавају препоруке са дијаграма на сл. 13.9е, па дође до неприхватљиво нестабилног рада сифона, услед периодичног избацивања ваздушних мехура, потребно је изнад сифона поставити цев за прикупљање и избацивање увученог ваздуха. Цев за прикупљање ваздуха прикључује се на теме сифонске цеви, у зони скока и низводно од њега (сл. 13.10), тј., у зони која претходи стварању великих мехура. За положај скока може се претпоставити место где нивелета дна низводног канала пресеца дно цеви (сл. 13.10б). Вентилациони прикључци пречника $\sim D/20$ постављају се на теме сифонске цеви, на међусобном растојању од $\sim D/2$. (Тачнији положај скока може се проценити на основу искуствених дијаграма, Smith 1995).



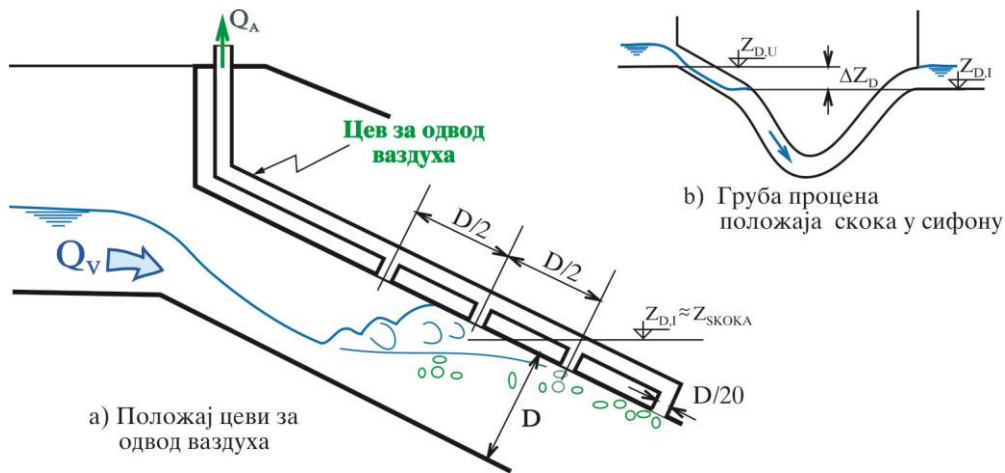
Сл. 13.9 Хидраулички скок у сифону

Да би се омогућило пражњење сифона у случају хаварије, или ради прегледа и одржавања сифонске цеви, обично се у зони најниже нивелете цеви (при дну долине) предвиђа испуст са вентилом за пражњење сифона (сл. 13.6). Цев испуста и вентил се постављају у шахту са поклопцем, ради заштите од бујичног наноса водотока у долини и од несавесних посетилаца (за детаље видети USBR 1967). Мањи цевоводи могу се празнити и пумпањем.

Опасност од надвишења нивоа испред улаза у сифон (било због повећања протицаја услед кише великог интензитета, било због загушења сифона и сл.) налаже да се зазор у каналу узводно од улаза додатно надвиси. Према искуственим препорукама (USBR 1978), зазор треба надвисити за додатних 50% висине стандардног зазора (видети XII.1), и то на дужини од најмање 15 ÷ 20 m узводно од улазне прелазнице сифона.

Поред додатног надвишења зазора, код свих значајнијих објеката се на погодном месту испред улаза у сифон мора предвидети и *сигурносни прелив* у насипу канала (са проводником и умиривачем енергије по потреби). Овај прелив може да буде слободан (чеони, бочни, кутијаст), са уставама са аутоматском регулацијом (са пловком Smith 1995), или сифонски

(VIII.9.3). Сигурносне преливе треба постављати и на другим местима дуж канала где се може јавити успоравање воде и преливање каналских насипа (уставе, слепи крајеви и сл.).



Сл. 13.10 Евакуација ваздуха из сифона

Улаз у сифон треба обезбедити grubим решеткама (са могућношћу чишћења) да не би дошло до увлачења пливајућих предмета и зачепљења цеви.

Ради безбедности пливача који се могу наћи у каналу, зону испред сифона треба обезбедити мрежом (или кабловима управним на ток) и одговарајућим упозорењима (USBR 1978).

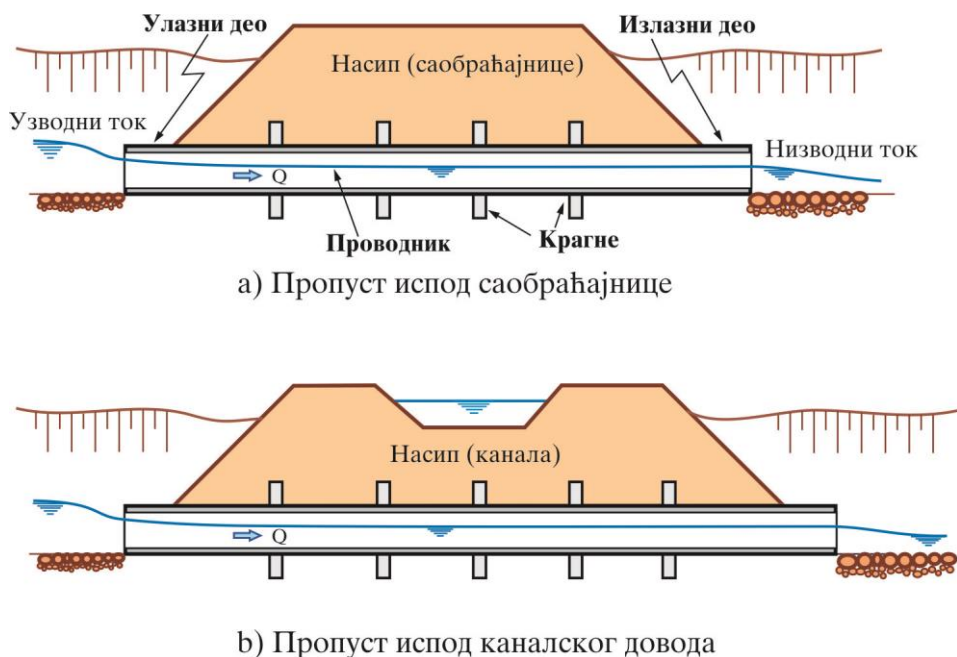
ХИИ.1.3 Пропусти

Пропусти су кратки објекти за укрштање, којима се вода из вештачког или природног водотока стално или привремено “пропушта” испод канала или саобраћајнице (пута, железничке пруге).

С обзиром да свака значајнија саобраћајница прелази преко долина и јаруга, кроз које повремено или стално тече вода, није изненађујуће што пропуссти спадају у најбројније (најзаступљеније) хидротехничке објекте. С једне стране, пропуст је мали и релативно јефтин објекат (у поређењу са браном, магистралним каналом или доводним тунелом), па се понекад не посвећује довољно пажње правилном димензионисању и обликовању, а такође и изради и одржавању пропуста. С друге стране, велика заступљеност ових објеката у целокупној инфраструктури намеће потребу за што ефикаснијим и економичнијим пропустима.

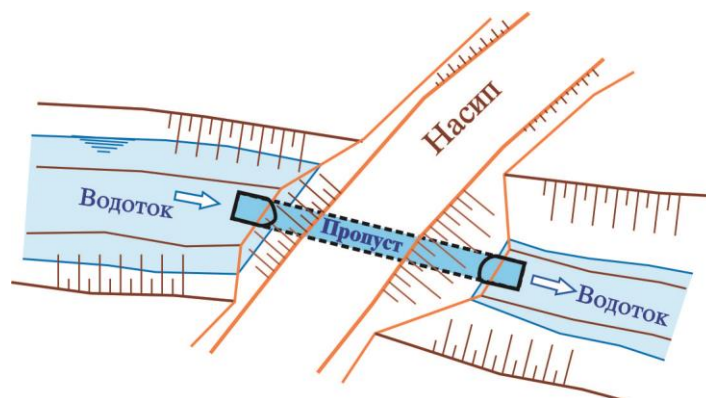
У наставку ће највише пажње бити посвећено хидрауличким аспектима димензионисања и обликовања пропуста, док се за остале детаље читалац упућује на литературу (Smith 1995, USBR 1987, USBR 1978 и USBR 1967).

Пропуст се састоји из *улазног дела*, *проводника* и *излазног дела* са противерозионом заштитом (сл. 13.11).



Сл. 13.11 Подужни пресек типичног пропуста

Проводник пропуста је обично цев круглог попречног пресека, мада се понекад користе и правоугаони пресеци, посебно код привремених објеката, када монтажни кутијасте елементи могу уједно да премосте долину и да пропусте воду. Најчешће се користе армиранобетонске цеви (префабриковане, или бетонирани на лицу места), а нешто ређе ребрасте челичне цеви, зависно од цене набавке, транспорта и уградње. Проводник се може састојати од једне или више паралелних цеви, постављених обично у правцу корита које спајају (сл. 3.12), тако да се што мање ремети природан правац течења.

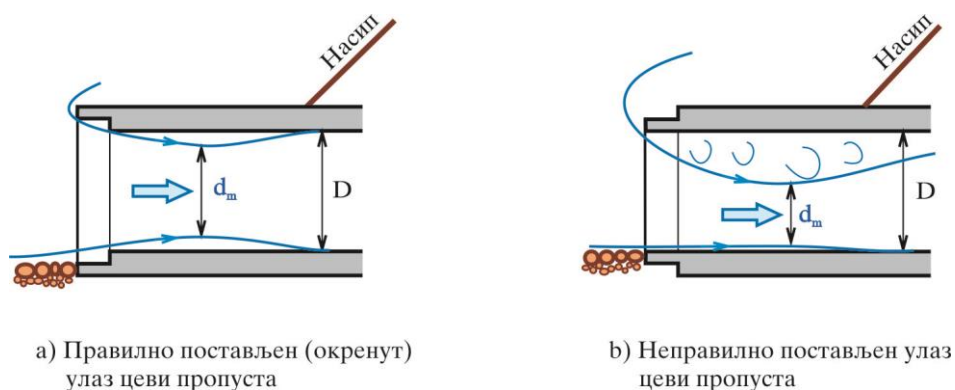


Сл. 13.12 Постављање трасе пропуста у основи

Код великих пропуста понекад је од значаја смањење улазних и излазних губитака енергије, за шта се могу користити улазне и излазне *прелазне деонице* описане у XIII.1.1. Овакве прелазнице су скупи објекти, па се код мањих објеката (код кратких пропуста малог

пречника) не примењују, јер би превазишле коштање самог пропуста. То не значи да обликовњу улазног и излазног дела не треба посветити дужну пажњу – напротив, у недостатку прелазница обликовање и положај улаза и излаза цеви, као и одговарајућа антиерозиона заштита су од великог значаја за хидрауличку ефикасност и за сигурност пропуста и насипа кроз који овај пролази.

Искуство на великом броју израђених пропуста (Smith 1995) показује да улазни део код бетонске цеви не треба посебно обликовати. Довољно је да се наглавак (фланша) постави са улазне стране (сл. 13.13а), што ће смањити контракцију (сужење) млаза у цеви, а тиме и улазни губитак. Према Smith-у (1995), коефицијент локалног губитка на улазу (за течење под притиском у цеви пропуста), код неправилно окренуте цеви (сл. 13.13б), износи $\zeta_{UL} = 1.0$, док је за правилно постављену цев (сл. 13.13а), $\zeta_{UL} \cong 0.2$ (за улаз са прелазницом и чеоним зидом, $\zeta_{UL} = 0.03 \div 0.1$, видети XI.2.1).



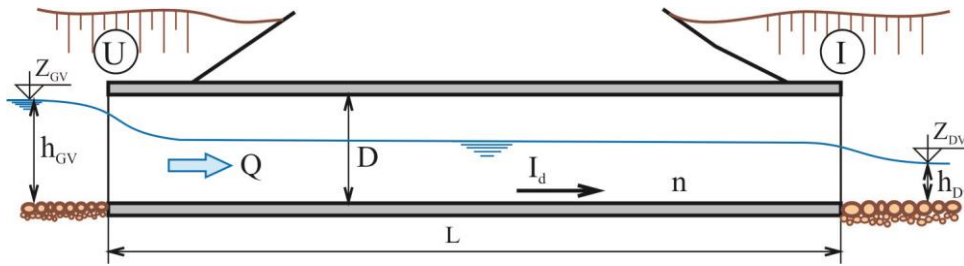
Сл. 13.13 Обликовање улаза код бетонских цеви пропуста

Хидраулички режим течења у пропустима, а тиме и капацитет пропуста, Q , зависи од више чинилаца:

- 1) Висинског положаја горње и доње воде (Z_{GV} и Z_{DV} на сл. 13.14).
- 2) Нагиба (пада) дна пропуста, I_d .
- 3) Пречника и дужине пропуста, D и L .
- 4) Коефицијента отпора трења, који се најчешће обрачунава преко Манинговог коефицијента храпавости, n .
- 5) Облика улазног и излазног дела.

Зависно од међусобног односа набројаних чинилаца, течење у пропусту може бити *под притиском*, или са *слободном површином*, у *мирном* или *бурном* режиму, или се може јавити *мешовит* режим (обично, са значајним периодичним флукуацијама нивоа и протицаја). Да би се при сагледавању проблема изашло из “шуме” могућих режима течења, природно је запитати се: где се налази **контролни пресек** – пресек који једнозначно одређује вредност протицаја зависно од нивоа? Са сл. 13.14 је очигледно да могу постојати два контролна пресека: *улазни* –

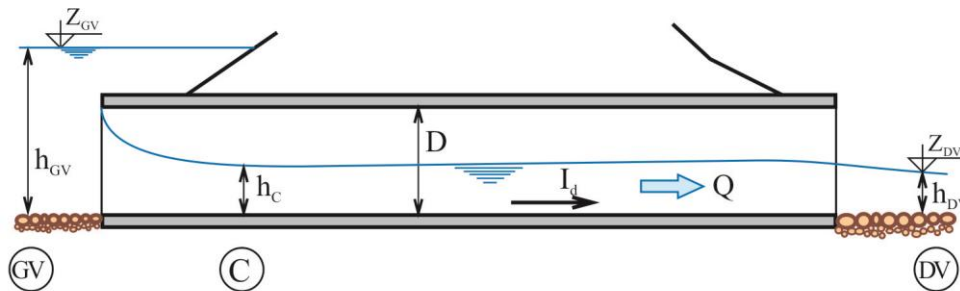
узводни, U , и излазни – низводни, I . Треба установити који ће пресек, када и зашто преузети контролу.



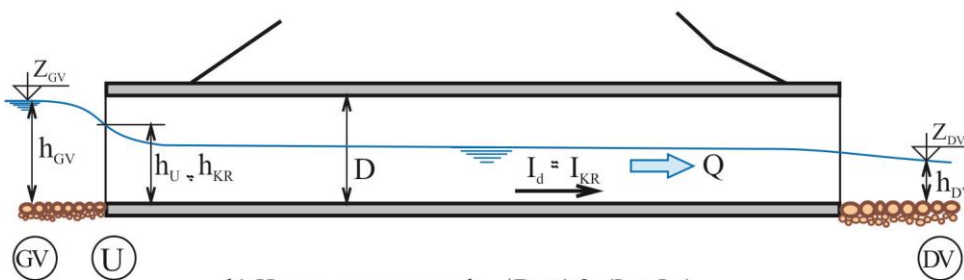
Сл. 13.14 Чиниоци који одређују режим течења у пропусту

а) Узводна контрола

Уколико је контрола на *узводном пресеку* (“узводна контрола”, сл. 13.15), на вредност протицаја кроз пропуст утичу само ниво горње воде и положај и облик улаза. Течење у цеви је овде увек са слободном површином, било да је улаз потопљен (сл. 13.15а), или непотопљен (сл. 13.15б). Код узводне контроле, мањи (елементарни) поремећај нивоа воде низводно од улаза, неће утицати на промену протицаја.



а) Потопљен улаз, $h_{GV}/D \geq 1.5$ (I_d може бити веће или мање од I_{KR})



б) Непотопљен улаз, $h_{GV}/D < 1.2$ ($I_d \geq I_{KR}$)

Сл. 13.15 Контрола на узводном (улазном) пресеку

Узводна контрола са потопљеним улазом

Течење код кога је улаз потопљен при рачунском протицају (сл. 13.15а), примењује се чешће него течење са непотопљеним улазом (сл. 13.15б), јер се потапањем постиже већа брзина

у цеви пропуста, а тиме и већи протицај при истом пресеку цеви. Исто важи и за течење са низводном контролом – режим под притиском је ефикаснији и користиће се за рачунски протицај, сем ако се због неког ограничења не захтева течење са слободном површином (на пр. велике излазне брзине захтевају скупу антиерозиону заштиту, опасност од настанка прслина у зиду цеви услед превисоког притиска, висок ниво горње воде и сл.).

Према искуству са великог броја изведених објеката (Novak 1996, Smith 1995, USBR 1987), улаз пропуста је потопљен ако је одос $h_{GV}/D > 1.5$ (сл. 13.15). Иза потопљеног улаза може настати *непотопљено* или *потопљено* истицање, зависно од нагиба дна, I_b , дужине цеви и силовитости улазног млаза. С обзиром да су пропусти кратки објекти, обично је дужина проводника недовољна да би се (услед губитака енергије) млаз раширио до пуног пресека цеви, што би изазвало течење под притиском и прелазак контроле на излазни пресек. Ипак, за сваки појединачни случај, ову претпоставку треба доказати рачуном.

Веза између протицаја кроз пропуст, Q , и нивоа горње воде, Z_{GV} , односно дубине, h_{GV} , добија се преко енергетске једначине за течење између пресека “GV” узводно од улаза, и суженог пресека “C” (сл. 13.15а):

$$(13.5): \quad h_{GV} + \frac{V_{GV}^2}{2g} = h_C + \frac{V_C^2}{2g} (1 + \xi_{UL}),$$

где су V_{GV} и V_C = брзине у пресецима “GV” и “C”, а ξ_{UL} = коефицијент улазног губитка. Решавајем једначине по брзини V_C , добија се:

$$V_C = \frac{1}{\sqrt{1 + \xi_{UL}}} \sqrt{2g(h_{GV} + \frac{V_{GV}^2}{2g} - h_C)},$$

а множењем са површином тока $A_C = C_{AP} A$, добија се протицај:

$$(13.6): \quad Q = \frac{C_{AP}}{\sqrt{1 + \xi_{UL}}} A \sqrt{2g(h_{GV} + \frac{V_{GV}^2}{2g} - C_A D)},$$

где је C_{AP} = коефицијент сужења – контракције површине пресека, A = површина светлог отвора проводника, а C_A = коефицијент сужења дебљине (висине) млаза (у општем случају, $C_A \neq C_{AP}$, с обзиром да постоји сужење и по ширини цеви, које са своје стране доприноси смањењу површине пресека). За случај кружног проводника и занемарљиве брзинске висине у пресеку “GV”, једначина 13.6 се може написати као:

$$(13.7): \quad Q = C \frac{D^2 \pi}{4} \sqrt{2g(h_{GV} - C_A D)},$$

при чему је $C = \frac{C_{AP}}{\sqrt{1 + \xi_{UL}}}$.

Вредности коефицијената C и C_A зависе од облика улазног дела, а дате су у табели 13.1 (Smith 1995):

Облик улазног дела	C	C_A
Цев без наглавка (сл. 13.13b)	0.55	0.6
Цев са наглавком (сл. 13.13a)	0.82	0.8
Обликована цев (сл. 11.19)	0.97	0.9

Таб. 13.1 Процена вредности коефицијената у једначини 13.7

Једначина 13.7 може се написати и у бездимензионалном облику. Ако се претпостави да је губитак на улазу занемарљив ($\xi_{UL} = 0$, тј. $C = C_{AP}$), добија се :

$$(13.7 \text{ '}): \quad \frac{Q^2}{C_{AP}^2 \frac{D^4 \pi^2}{16} g C_A D} \equiv \frac{V_C^2}{gh_C} \equiv F_{R,C} = 2 \left(\frac{h_{GV}}{C_A D} - 1 \right),$$

што преставља зависност Фрудовог броја у пресеку сужења, $F_{R,C}$, од потопљености (h_{GV}/D) и облика улаза (којим се одређује вредност коефицијента C_A). У пракси се често користи нешто другачији облик једначине (13.7) (Smith 1995):

$$(13.7 \text{ ''}): \quad \frac{Q}{D^{\frac{5}{2}}} = \frac{\pi}{4} \sqrt{2g} C \sqrt{\frac{h_{GV}}{D} - C_A},$$

где на левој страни остаје “срж” Фрудовог броја, група $\frac{Q}{D^{\frac{5}{2}}}$, која за одабрану геометрију улазног дела, постаје само функција потопљености, h_{GV}/D .

Узводна контрола са непотопљеним улазом

Да би улаз био *непотопљен* потребно је да однос h_{GV}/D буде мањи од 1.2 ($h_{GV}/D < 1.2$, сл. 13.15b), а да би се успоставила *узводна контрола*, неопходно је да нагиб дна пропуста буде већи од критичног ($I_d > I_{KR}$), чиме би се омогућило бурно течење, код кога се поремећаји преносе само у узводном смеру, па је гранични услов (контролни пресек) на узводној страни¹.

Према начелу минимума енергије, на улазу у цев (проводник) пропуста успоставиће се критична дубина, h_{KR} (слично течењу преко широког прага и течењу у сужењима).

Ако се на струјање између пресека горње воде “GV” и улазног пресека “U” примени енергетска једначина, добија се (сл. 13.15b):

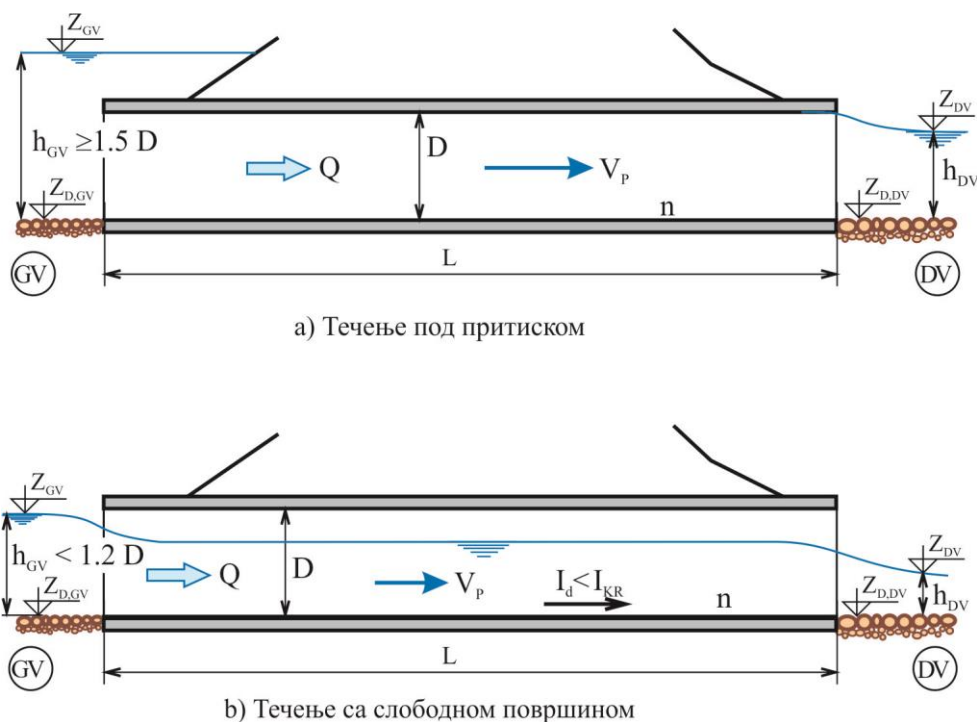
$$(13.8): \quad h_{GV} + \frac{V_{GV}^2}{2g} = h_{KR} + \frac{V_{KR}^2}{2g} (1 + \xi_{UL}).$$

¹ Уз то, потребно је да ниво доње воде буде довољно низак, како не би утицао на протицај кроз пропуст.

За избрани протицај, Q , и пречник, D , одреди се критична дубина у цеви, h_{KR} , и одговарајућа брзина, V_{KR} , па се итеративно срачуна дубина h_{GV} на левој страни једначине 13.8 и на крају провери услов непотопљености ($h_{GV}/D < 1.2$). (Често се $\frac{V_{GV}^2}{2g}$ може занемарити, па отпада потреба за итерацијама). Коefицијент улазног губитка, ξ_{UL} , се код кружне цеви донекле мења са односом h_{GV}/D . Може се узети да је $\xi_{UL} \approx 0$, за обликован улаз (сл. 11.19), $\xi_{UL} \approx 0.2$, за цев са наглавком и $\xi_{UL} \approx 0.6$, за цев без наглавка. Тачнија процена добија се преко одговарајућих дијаграма, на основу експерименталних мерења (Smith 1995).

b) Низводна контрола

За разлику од узводне контроле, где на вредност протицаја не утичу поремећаји низводно од улаза, у случају *низводне контроле*, промене нивоа на низводном крају пропуста (на излазу), условљавају промену протицаја кроз пропуст. Чиниоци који одређују вредност протицаја, поред улазне дубине, h_{GV} , пречника, D , и облика улаза, сада постају и ниво доње воде, Z_{DV} (односно дубина h_{DV}), нагиб дна, I_d , дужина, L и храпавост проводника, n (сл. 13.14 и 13.16).



Сл. 13.16 Контрола на низводном (излазном) пресеку

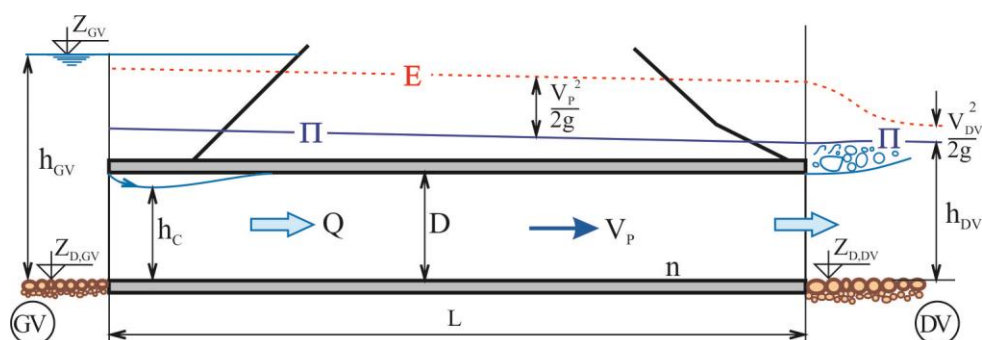
При низводној контроли, могуће је *течење под притиском* у пропусту (сл. 13.16a), могуће је *течење са слободном површином у мирном режиму*, а могуће је и *течење у коме се током времена периодично мења режим*. С обзиром да није пожељно да (при рачунском протицају) пропуст ради у променљивом режиму, даље ће се разматрати само прве две

могућности, с тим што ће се посебно описати случајеви са потопљеним и непотопљеним излазом за течење под притиском.

**Течење под притиском са потопљеним излазом пропуста
при низводној контроли**

Да би у пропусту са *низводном контролом* дошло до течења под притиском, довољно је да излаз (низводни крај пропуста) буде потопљен (сл. 13.17).

Вега између протицаја, Q , и нивоа горње и доње воде, Z_{GV} и Z_{DV} , код течења под притиском, добија се из енергетске једначине за струјање између пресека “GV” испред улаза и пресека “DV” иза излаза из пропуста.



Сл. 13.17 Потопљено течење $h_{DV} \geq D$

За случај *потопљеног излаза* (сл. 13.17), може се написати:

$$(13.9): \quad h_{GV} + Z_{D,GV} + \frac{V_{GV}^2}{2g} = h_{DV} + Z_{D,DV} + \frac{V_{DV}^2}{2g} + \left(\frac{\lambda L}{D} + \xi_{UL} + \xi_{IZ} \right) \frac{V_P^2}{2g},$$

односно:

$$(13.9'): \quad Z_{GV} + \frac{V_{GV}^2}{2g} = Z_{DV} + \frac{V_{DV}^2}{2g} + \left(\frac{\lambda L}{D} + \xi_{UL} + \xi_{IZ} \right) \frac{V_P^2}{2g},$$

где су разматране величине приказане на сл. 13.17.

Дарси – Вајсбахов коефицијент трења, λ , рачуна се преко Манинговог коефицијента храпавости, n , јер се у пропусту обично остварује течење у тзв. “храпавим” цевима, са великим вредностима Рејнолдсовог броја (тј., малим утицајем вискозности на вредност губитка):

$$(11.19): \quad \lambda = \frac{125n^2}{D^3}.$$

Ако се у пропусту очекује течење са малим вредностима Рејнолдсовог броја (течење у хидраулички “глатким” цевима, где је утицај вискозности на губитке значајан), може се користити Колбрукова формула, или нека њена апроксимација, као што је описано у XI.2.2.

Коефицијент хрпавости, n , зависи од врсте облоге и спојева. Уколико произвођач цеви не даје вредности за процену губитака на трење, може се за бетонске цеви претпоставити $n = 0.012 \div 0.014 \text{ m}^{-1/3} \text{ s}$, а за ребрасте цеви $n = 0.025 \text{ m}^{-1/3} \text{ s}$ (Smith 1995).

Smith (1995), такође даје препоруке за губитке на улазу. За обликован улаз са елиптичном прелазницом (сл. 11.19) $\xi_{UL} = 0.1$, за улаз са наглавком (сл. 13.13) $\xi_{UL} = 0.2$, а за цев без наглавка $\xi_{UL} = 1.0$.

Губитак на излазу се може рачунати према Бординој формули, $\xi_{IZ} = (V_p - V_{DV})^2 / 2g$, а у случају да се на излазу постави прелазница, треба користити једначину (13.3).

Често су брзине испред и иза пропуста мале, па се брзинске висине $\frac{V_{GV}^2}{2g}$ и $\frac{V_{DV}^2}{2g}$ у једначинама (13.9) и (13.9') могу занемарити.

* * *

Понекад се код течења под притиском са потопљеним излазом, на самом крају пропуста поставља проширење (сл. 13.18), чиме се постижу мање излазне брзине (при истом протицају). Овим се смањује ерозиона моћ излазног млаза и умањује се излазни губитак.

Наиме, ако цев не би имала низводно проширење губитак на излазу би износио:

$$(13.10): \quad \Delta E_{IZ,1} = \frac{V_{P1}^2}{2g}$$

(при чему је занемарена брзина, односно брзинска висина у низводном каналу).

Ако се постави проширење пречника D_2 , где ће брзина бити V_{P2} , губитак на излазу постаје:

$$(13.11): \quad \Delta E_{IZ,2} = \frac{V_{P2}^2}{2g},$$

док је губитак на проширењу млаза између цеви мањег и већег пречника:

$$(13.12): \quad \Delta E_{PR} = \frac{(V_{P1} - V_{P2})^2}{2g}.$$

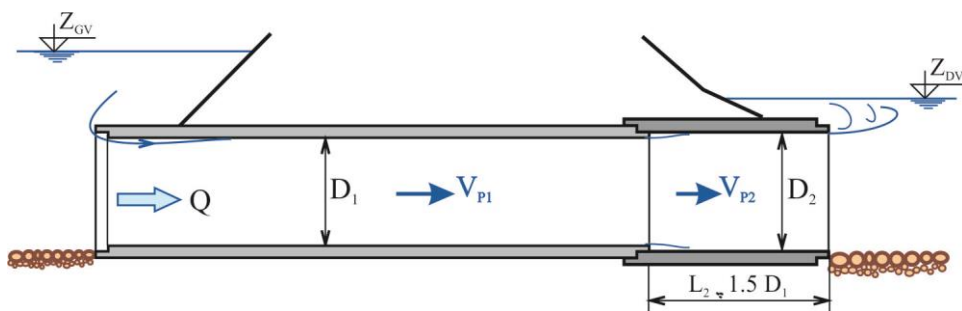
Уштеда енергије једнака је разлици губитака без проширења и са проширењем:

$$(13.13): \quad \begin{aligned} \delta \Delta E &= \Delta E_{IZ,1} - (\Delta E_{IZ,2} + \Delta E_{PR}) = \frac{V_{P1} V_{P2}}{g} - \frac{V_{P2}^2}{g} = \\ &= \frac{V_{P1}^2}{g} \left[\frac{A_1}{A_2} - \left(\frac{A_1}{A_2} \right)^2 \right]. \end{aligned}$$

Разлика $\delta\Delta E$ је увек позитивна (с обзиром да је однос површина пресека $A_1/A_2 < 1$), и има највећу вредност када је извод $\delta\Delta E$ по A_1/A_2 једнак нули, тј., за $A_1/A_2 = 0.5$, односно $D_1/D_2 = 0.71$.

У пракси се, међутим, најчешће усваја вредност у опсегу од $0.8 < D_1/D_2 < 0.9$ (Smith 1995), јер то одговара односу пречника цеви које се стандардно производе, па се могу лако настављати једна на другу (сл. 13.18). Да би се омогућило потпуно проширење млаза за горе препоручени опсег односа D_1/D_2 , дужина проширене цеви мора бити $L_2 \geq 1.5 D_1$ (сл. 13.18).

Треба нагласити да су испитивања показала да проширење не даје никакве ефекте уколико излаз *није потопљен*, јер се млаз из узводне цеви (пречника D_1) неће раширити у проширеној цеви (са пречником D_2).

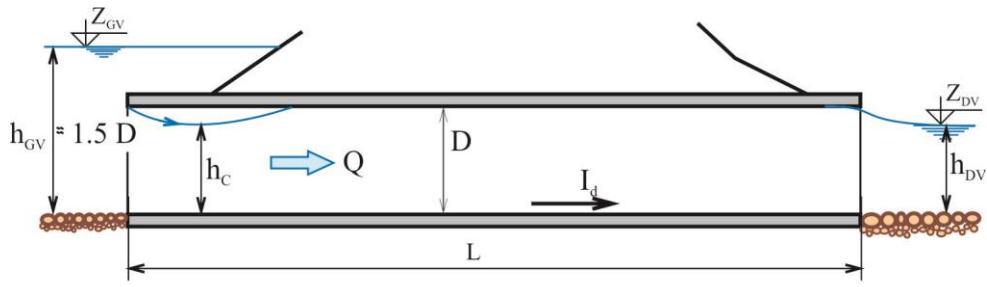


Сл. 13.18 Пропуст са проширењем на низводном крају

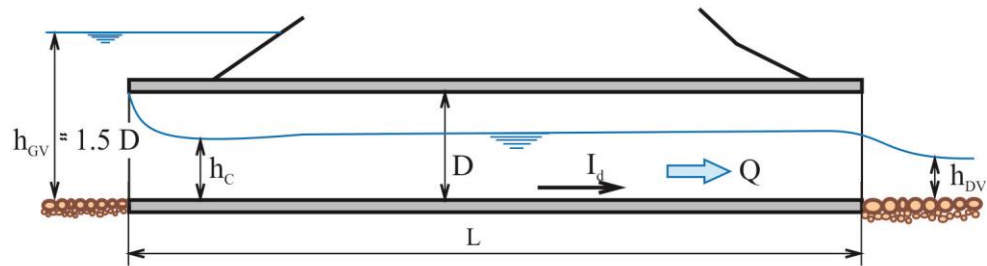
Течење под притиском са непотопљеним излазом при низводној контроли

Течење под притиском може настати и када је *излаз* пропуста непотопљен (сл. 13.16а). Довољно је да *улаз* буде потопљен ($h_{GV}/D \geq 1.5$) и да се млаз иза улазног сужења прошири на целу површину отвора цеви (сл. 13.19). Вредност сужене дубине (h_C на сл. 13.19) зависи од облика улаза, а положај линије нивоа иза сужења зависи од храпавости, n , нагиба дна, I_d , и дужине цеви, L . Ако је нагиб дна довољно велики да ниво не може достићи плафон цеви на расположивој дужини L , (тј., да се млаз не може проширити на цео пресек), у цеви ће владати бурно течење са слободном површином, а контролни пресек биће на улазу – успоставиће се узводна контрола. (сл. 13.19б).

За одређивање протицаја код течења под притиском са непотопљеним излазом (сл. 13.20), није исправно користити једначину 13.9, која повезује пресек испред улаза у пропуст, са пресеком у низводном каналу. У млазу који истиче из пропуста не влада хидростатички распоред притиска, јер на делу обима млаза који је у додиру са ваздухом влада атмосферски притисак, па је пијезометарска кота на излазу ($\tilde{h}_{DV} + Z_{D,DV}$, на сл. 13.20) нижа од положаја линије нивоа (површине воде), тј., нижа је од круне (калоте) цеви (сл. 13.20 и 10.2).



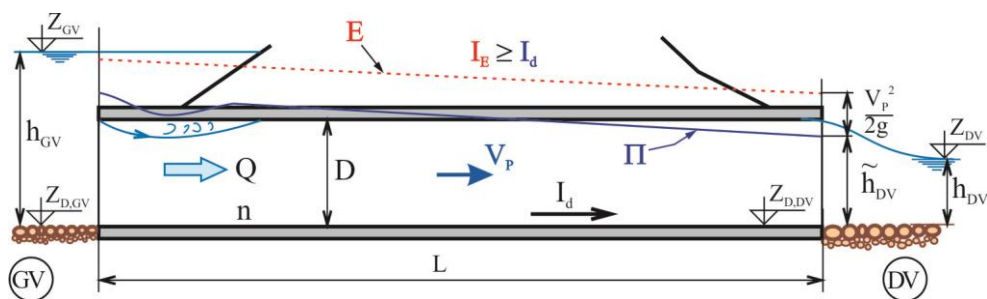
а) Низводна контрола - млаз се шири и омогућава течење под притиском



б) Узводна контрола - млаз не може да се довољно рашири, па настаје бурно течење са слободном површином

Сл. 13.19 Течење са потопљеним улазом ($h_{GV} \geq 1.5D$) и непотопљеним излазом $D > h_{DV}$

Положај “пијезометарске висине” \tilde{h}_{DV} зависи од силовитости млаза и од нивоа доње воде. Што је млаз силовитији то ће даље да одбаци доњу воду, излажући већи део свог обима атмосферском притиску, чиме се стварају услови слични истицању из отвора, па ће и положај пијезометарске линије бити близак “теоријском” положају при истицању из отвора, тј., $\tilde{h}_{DV} \approx 0.5D$. С друге стране, виши ниво доње воде, потапа значајан део обима млаза, чиме му повећава притисак и смањује брзину. У табели 13.2 дате су вредности бездимензионалне “пијезометарске висине” $\varphi = \tilde{h}_{DV}/D$ за цеви кружног пресека, зависно од односа h_{DV}/D и излазног Фрудовога броја, $F_{Rl} = \frac{V_P^2}{gD}$ (слично табели 10.1).



Сл. 13.20 Непотопљено истицање из пропуста

F_{RI}		1.00	1.50	2.00	3.00	4.00
3а $h_{DV}/D=0.0$	$\varphi = \frac{\tilde{h}_{DV}}{D}$	0.75	0.68	0.59	0.52	0.50
3а $h_{DV}/D=0.4$		0.76	0.70	0.63	0.59	0.57
3а $h_{DV}/D=0.6$		0.78	0.74	0.71	0.68	0.67
3а $h_{DV}/D=0.8$		0.84	0.84	0.84	0.83	0.83

Таб. 13.2 Зависност односа $\varphi = \tilde{h}_{DV}/D$ од Фрудовога броја на излазу из пропуста и дубине доње воде

Када је процењен положај пијезометарске линије на излазу пропуста (“висина” $\tilde{h}_{DV} = \varphi D$), рачуна се ниво горње воде, Z_{GV} , преко енергетске једначине за струјање између пресека испред пропуста и излазног пресека пропуста (сл. 13.20):

$$(13.14): \quad h_{GV} + Z_{D,GV} + \frac{V_{GV}^2}{2g} = \tilde{h}_{DV} + Z_{D,DV} + \frac{V_P^2}{2g} + \left(\frac{\lambda L}{D} + \xi_{UL} \right) \frac{V_P^2}{2g}.$$

Ако је брзина испред пропуста мала, може се занемарити брзинска висина $\frac{V_{GV}^2}{2g}$ (што је и на страни сигурности), па се једначина (13.14) решава као:

$$(13.14'): \quad Z_{GV} = \tilde{h}_{DV} + Z_{D,DV} + \frac{V_P^2}{2g} \left(1 + \frac{\lambda L}{D} + \xi_{UL} \right).$$

Треба приметити, да се код једначине непотопљеног истицања (13.14 и 13.14') не уочава губитак на излазу, јер је низводни пресек постављен управо на излазу, пре него што се млаз рашири и изгуби енергију у низводном кориту (сл. 13.19), док се код потопљеног истицања (једначина 13.9 и сл. 13.17), млаз сасвим рашири и изгуби енергију док стигне до низводног рачунског пресека "DV".

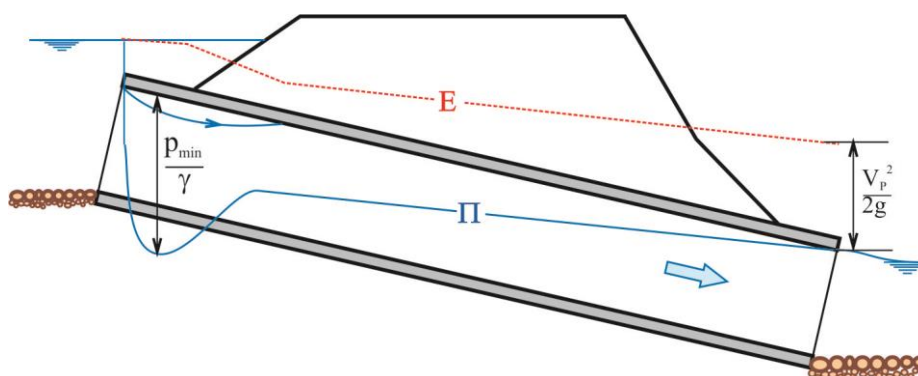
* * *

Пропусти под притиском се обично раде са нагибом дна од $0.5\% < I_d < 1\%$. Оволики пад је довољан за природно оцеђивање, а није ни превелики, чиме се избегава појава потпритиска, са могућим увлачењем ваздуха и периодичним прелазним режимом, како је раније описано. Потпритисак ће се избећи ако је нагиб цеви, I_d , блажи од нагиба линије енергије, I_E , тј. ако је (сл. 13.20):

$$(13.15): \quad I_d \leq I_E = \frac{Q^2 n^2}{A^2 R^{\frac{4}{3}}}.$$

Код дугачких и стрмих пропуста са необликованим улазом (сл. 13.21), може доћи до појаве кавитације (Novak 1996) ако је брзина у суженом пресеку довољно велика да изазове локално снижење притиска испод притиска засићења водене паре (видети IX.3.3 и XI.2.1). (Ово,

наравно, под условом да се сужени млаз прошири на целу површину цеви и омогући течење под притиском.)



Сл.13.21 Локално снижење притиска може довести до кавитације

Течење са слободном површином при низводној контроли

Иако је течење под притиском хидраулички ефикасније од течења са слободном површином (са истим пресеком цеви може се пропустити већи протицај, захваљујући већој разлици улазне и излазне пијезометарске коте), понекад се пропуст пројектује тако да се при рачунском протицају оствари течење са слободном површином. Разлог може бити превелика брзина на излазу цеви код течења под притиском (што би захтевало скупо решење за обуздавање низводне ерозије), или плављење узводног подручја због великог успора. Такође, проводник под притиском је подложнији процуривању од проводника са слободном површином, а као што је познато (поглавље VII), филтрацију око цеви у насипу треба свести на најмању меру, да би се избегла суфозија околног материјала.

Ако се жели низводна контрола, у проводнику са слободном површином мора се успоставити хидраулички *миран режим* течења (где поремећаји могу да се пренесе узводно, сл.13.16b). У супротном (ако је режим буран, па низводни поремећаји не могу да се пренесе узводно), контрола се пребацује на узводни крај (сл.13.15b). Зато је потребно да, при рачунском протицају, нагиб проводника, I_d , буде мањи од критичног, I_{KR} , тј., да критична дубина у проводнику, h_{KR} , буде мања од нормалне, h_N . Нормална дубина рачуна се итеративно, преко Манингове једначине:

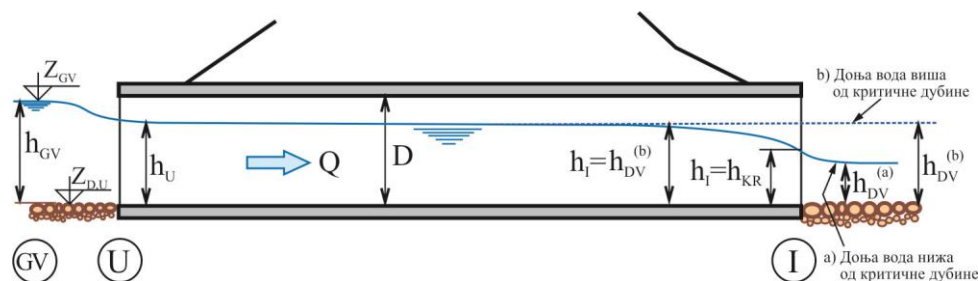
$$(13.16): \quad \frac{Qn}{\sqrt{I_d}} = A(h_N)R^{\frac{2}{3}}(h_N),$$

где се функције $A(h)$ и $R(h)$ могу добити преко израза са сл. 8.95.

Критична дубина се рачуна (такође итеративно) преко минимума специфичне енергије из једначине:

$$(13.17): \quad \frac{Q^2 B(h_{KR})}{gA^3(h_{KR})} = 1.$$

Пошто су одређене критична и нормална дубина и изабран нагиб дна, остаје да се (за жељене протицаје) срачуна кота нивоа горње воде, Z_{GV} (односно дубина h_{GV} на сл. 13.16b и 13.22). Кота горње воде рачуна се преко линије нивоа, полазећи од низводног граничног услова у излазном пресеку (дубина h_I на сл. 13.22).



Сл. 13.22 Линија нивоа у пропусту при низводној контроли

Низводни гранични услов зависи од положаја доње воде. Ако је дубина доње воде у низводном каналу нижа од критичне дубине у пропусту ($h_{DV}^{(a)} < h_{KR}$), гранични услов је критична дубина $h_I = h_{KR}$ (пуна линија на слици 13.22). Ако је дубина горње воде виша од критичне дубине у провладнику, онда је $h_I = h_{DV}^{(b)}$ (испрекидана линија на сл. 13.22). Другим речима:

$$(13.18): \quad h_I = \min \begin{cases} h_{KR} \\ h_{DV} \end{cases} .$$

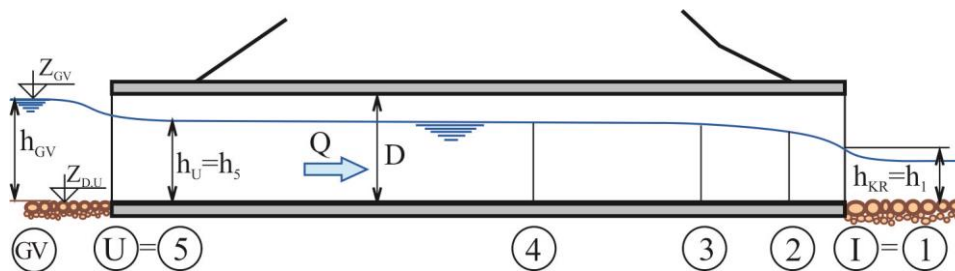
Линија нивоа у провладнику између пресека “Г” и “У”, рачуна се применом енергетске једначине између два пресека, како је већ објашњено у поглављу VIII (једначине 8.1 ÷ 8.8). Ако је излазни пресек (тј., низводни услов) критична дубина ($h_{KR} > h_{DV}$), прорачун треба спровести кроз више рачунских пресека (сл. 13.23), с обзиром на стрму депресију линије нивоа у близини критичне дубине. Ако је излазни пресек под успором доње воде (испрекидана линија на сл. 13.22), обично је довољно поставити један рачунски пресек између излазног и улазног пресека.

Када су срачунате дубина и брзина на улазном пресеку, кота горње воде се добија из енергетске једначине између пресека “У” и “GV”:

$$(13.19): \quad Z_{GV} + \frac{V_{GV}^2}{2g} = Z_{D,U} + h_U + \frac{V_U^2}{2g} (1 + \xi_{UL}),$$

где се за улазни губитак ξ_{UL} могу користити исте вредности као и за течење под притиском.

Треба напоменути да је прорачун линије нивоа потребан и при *узводној контроли*, да би се срачунале вредности излазних брзина, што је неопходно за процену димензија низводне ерозионе заштите.



Сл. 13.23 Линија нивоа у проводнику пропуста

с) Заштита пропуста од ерозије

Пропусти се морају одговарајуће заштити од површинске и унутрашње ерозије воде.

Деонице канала (или природних водотока) узводно и низводно од пропуста изложене су повећаним брзинама воде, па се најчешће облажу каменом наслагом, а код значајнијих објеката и већих брзина низводни канал се понекад штити и габионима или објектима за умирење енергије.

Smith (1995) препоручује да се *узводна* камена заштита постави са све четири стране око улаза цеви (по насипу) на растојању $l_U \cong 1 D$ од осе цеви.

Дужина *низводне* заштите у правцу тока је већа, јер су веће и излазне брзине. Ако је циљ да се обезбеди сама конструкција пропуста и насипа, довољно је да дужина заштите буде $l_I \cong 2 D$. Ако се жели и заштита низводног канала од ерозије, обично је потребна већа дужина заштите, зависно од брзине и отпорности низводног корита на ерозију. При прорачуну брзине млаза, може се користити искуствено правило да се брзина млаза који се шири, смањује за $\Delta V \cong 1 \text{ m/s}$ на сваких три пречника ($3 \times D$) дужине млаза (Smith 1995).

Дозвољене брзине за различите материјале канала и крупноћа зрна заштите, као и састав и дебљина заштите одређују се поступком који је објашњен у поглављима VIII и XII.

Крупније камење у наслази треба постављати ближе цеви, где је брзина већа, па је потребна већа тежина камена да се супростави покретању.

Испирање (суфозија) честица насипа око проводника је најчешће узрок рушења пропуста. Опасност од суфозије се може смањити пажљивим уграђивањем и набијањем материјала око проводника. Код већих објеката и виших насипа често се постављају и крагне (сл. 13.11 и 7.46, за детаље видети USBR 1978).

Ако се код пропуста са *потопљеним улазом* и *узводном контролом* (сл. 13.15а) користи цев мале тежине (ребраста челична, пластична) може доћи до *испливавања*, уколико улазни комад цеви превише штрчи изван насипа, јер узгон може премашити тежину цеви и воде (са слободном површином) унутар цеви. Искуство налаже да теме улаза цеви не сме бити удаљено од косине насипа више од два пречника цеви.

Када је битно да се избегне вртложење у пропусту, испред улаза се постављају антивртложне конструкције, које би претходно требало испитати на физичком моделу (Novak 1996).

ХИ.1.4 Мостовски стубови

Мостови, као и аквадукти (мостови за воду), такође спадају у објекте за укрштање са водотоцима (природним или вештачким). Овде ће се говорити само о хидротехничкој проблематици мостова – пре свега о *успору* који мостовско сужење изазива на узводној деоници водотока и о *ерозији* која се јавља на целом потезу сужења као и локално у непосредној околини стубова.

Успор који настаје сужењем попречног пресека тока у профилу моста, у неким случајевима може изазвати значајно плављење подручја узводно од моста, што је често битан чинилац у економским анализама. Зато је важно исправно проценити вредност успора и, по потреби, предвидети мере да се успор смањи.

Ерозија у мостовском сужењу настаје због повећане брзине воде у односу на непоремећену област струјања испред сужења. Са брзином се повећава и вучна сила (ерозиона способност) тока, па настаје продубљивање корита до нивоа који омогућава да се поново успостави нарушена равнотежа између вучне силе тока и стабилизујућег дејства силе тежине наноса.

Непосредно уз контуру стуба и обалског ослонаца долази до локалног повећања брзина и стварања вртлога, чиме се додатно повећава и ерозија – долази до **локалне ерозије**, уз подлокавања стубова и ослонаца.

Процена ерозије у сужењу (просечне ерозије) и ерозије око стубова и ослонаца (локалне ерозије), омогућава да се исправно одреди положај коте темељења стубова (ослонаца) и/или да се предвиде мере за смањење ерозије.

Хидродинамичка сила, којом вода делује на стуб моста који опструјава, по правилу је мала у односу на остала оптерећења која стуб прима (Novak 1996, French 1986, Henderson 1966). Ипак, код неких објеката ово оптерећење може имати нешто већи значај, па ће се и њему посветити пажња.

ХИ.1.4.1 Процена успора изазваног мостовским сужењем

Разматрање ће се ограничити на струјања у хидраулички мирном режиму, с обзиром да се највећи број мостова гради у токовима где влада миран режим течења. За процену успора у бурном режиму читалац се упућује на литературу (French 1986).

У мирном режиму ће свако сужење попречног пресека тока условити смањење дубине (нивоа) и повећање брзине у сужењу у односу на пресек испред сужења (сл. 13.24). Ово се може показати упоређивањем енергије у пресецима “1” и “2” на сл. 13.24. Према једначини енергије је:

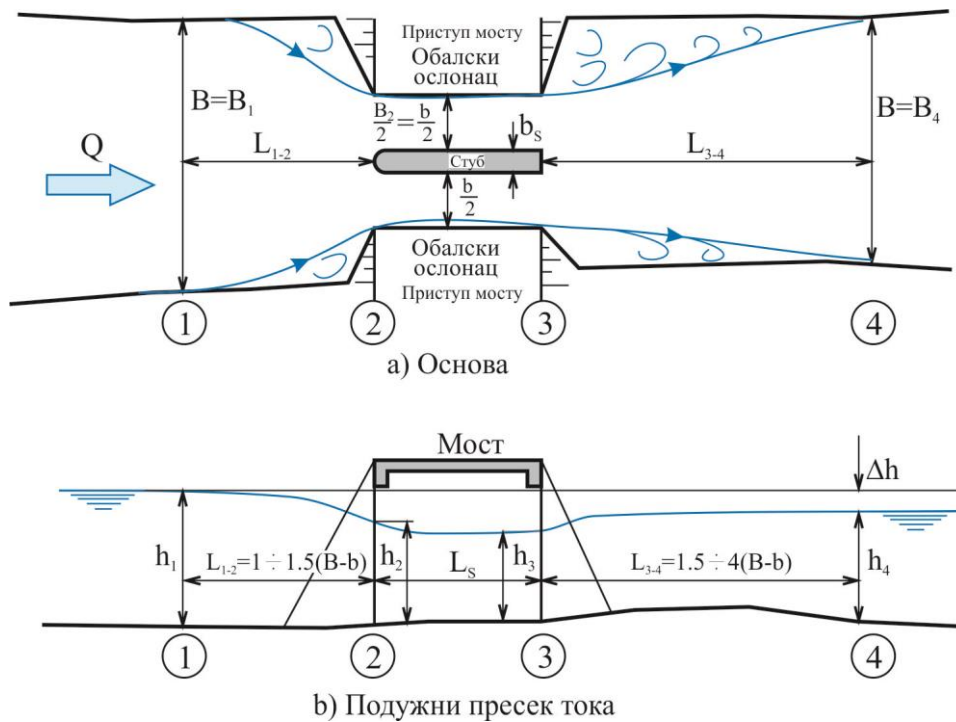
$$E_1 = E_2 + \Delta E_{1-2}.$$

Ако се, прегледности ради, претпостави правоугаони попречни пресек корита, са приближно хоризонталним дном између разматраних пресека, може се написати:

$$(13.20): \quad h_1 + \frac{Q^2}{2g} \frac{1}{B_1^2 h_1^2} = h_2 + \frac{Q^2}{2g} \frac{1}{B_2^2 h_2^2} + \Delta E_{1-2},$$

где су $B_1 = B$ = ширина корита испред сужења а $B_2 = b$ = ширина корита у сужењу (сл.13.24). Уколико би у суженом пресеку “2” остала иста дубина, h_2 , као испред сужења, енергија у пресеку “2” постала би већа од енергије у пресеку “1”, јер је $h_2 = h_1$, и $\frac{1}{B_1^2 h_1^2} < \frac{1}{B_2^2 h_2^2}$ (а $\Delta E_{1-2} \geq 0$).

Ово очигледно није могуће, јер енергија не може да расте у правцу тока, па се у суженом пресеку мора успоставити дубина мања од дубине испред сужења ($h_2 < h_1$).



Сл. 13.24 Мостовско сужење

Из енергетске једначине (13.20), може се закључити да ће дубина (ниво) у пресеку “1” расти са порастом губитка енергије, ΔE_{1-2} . Другим речима, што већи губици, то већи и успор (и веће плављење) узводно од сужења. Наравно, не смеју се заборавити ни губици дуж самог сужења (деоница између пресека “2” и “3” на слици 13.24) и губици на проширењу тока (деоница “3”–“4”), који значајно доприносе повећању успора испред сужења.

Губици енергије се могу занемарити код благих сужења, код којих готово и да нема промене дубине између разматраних пресека. С друге стране, када се пресек водотока знатно сузи да би се добила краћа (економичнија) конструкција моста, губици у мостовском сужењу постају значајни. Ови губици настају услед (сл.13.24):

- 1) **Сужавања струје** између пресека “1” и “2”, где се:

- a) Повећава *губитак на трење* у односу на ток испред сужења, јер се повећава просечна брзина.
- b) Стварају *вртлози*, ако контура сужења корита не прати контуру млаза.

2) **Самих стубова**, због:

- a) Повећаног *трења*, услед повећане брзине и оквашеног обима.
- b) “*Отпора облика*” при опструјавању стуба.

3) **Проширења струје**, услед:

- a) Повећаног *губитка на трење* у односу на ток иза сужења.
- b) Стварања *вртлога* при проширењу струје (млаза) (видети дискусију о проширењу млаза у XI.1.4 и XIII.1.1).

Очигледно је да се због сложености струјања описани губици не могу тачно одредити, па је најбоље чему се пројектант може надати, добра процена. С обзиром да се, услед раније поменуте ерозије, дно у суженом пресеку продуби, то ће се смањити и брзина у сужењу, а тиме и (сви горе поменути) губици, што процену успора ставља на страну сигурности.

Проценом губитака у мостовском сужењу, односно успора који изазива сужење, бавили су се многи истраживачи, па би за детаљно приказивање ове проблематике била потребна посебна монографија. У наставку се дају само основне поставке и објашњења, а за детаље се читалац упућује на литературу (Јовановић 2002, Kaatz и James 1997, Novak 1996, French 1986 и Henderson 1966).

Сви, у пракси прихваћени, поступци за процену успора изазваног мостовским сужењем, заснивају се на искуственим показатељима, добијеним на основу мерења у природи и у лабораторијским условима. Наравно, за решење проблема може се поставити једначина, према неком од основних закона хидраулике (енергетска једначина, или једначина одржања количине кретања), али у таквој једначини увек треба проценити кључни параметар – коефицијент губитка енергије, односно коефицијент силе. Тако се, на пример, уз претпоставку хоризонталног дна (нема компоненте силе тежине у правцу тока), може поставити једначина одржања количине кретања између пресека “1” и “4” (сл. 13.24). У овим пресецима струјање је непоремећено, а струјнице су приближно паралелне и праволинијске, па се може усвојити хидростатички распоред притиска у пресеку, на основу чега следи (видети и VIII.4.7):

$$(13.21): \quad \rho QV_1 + \gamma B \frac{h_1^2}{2} = \rho QV_4 + \gamma B \frac{h_4^2}{2} + K ,$$

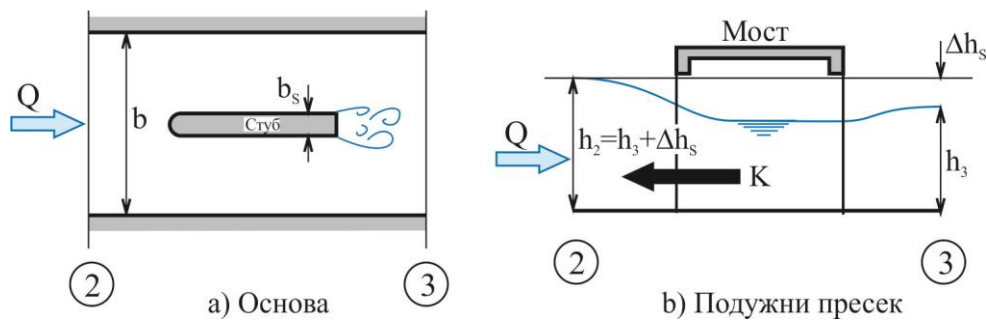
где је K = сила којом контура делује на флуид (као реакција на силу којом флуид делује на контуру). Управо описивање и процена силе контуре захтева искуствени податак. Ова сила би требало да обухвати и отпоре трења и отпоре облика на деоници између непоремећених пресека, што јасно говори о сложености задатка.

За случај да *сужење струје стварају само стубови* (сл. 13.25), Henderson (1966) предлаже да се сила контуре изрази преко кинетичке енергије узводног пресека (пресек “1” на

слици 13.24, односно пресек “2” на слици 13.25). Слично, Novak (1966), силу контуре повезује са кинетичком енергијом низводног пресека (сада је то пресек “3” на слици 13.25):

$$(13.22): \quad K = C_D \rho b_s h_3 \frac{V_3^2}{2},$$

где је C_D = коефицијент силе (којим се обједињује коефицијент отпора облика и отпора трења) мостовског стуба, а b_s = ширина стуба. Ако се релативна ширина стуба, у односу на ширину водотока означи са $\alpha = \frac{b_s}{b}$, а протицај по јединици ширине са $q = \frac{Q}{b}$, једначина одржања количине кретања сада се може писати као:



Сл. 13.25 Суужење које ствара стуб

$$(13.23): \quad \frac{h_2^2}{2} + \frac{q^2}{gh_2} = \frac{h_3^2}{2} + \frac{q^2}{gh_3} \left(1 + \frac{\alpha C_D}{2} \right), \text{ односно:}$$

$$(13.23'): \quad \frac{1}{2} \left(\frac{h_2}{h_3} \right)^2 + F_{R3} \left(\frac{h_3}{h_2} \right) = \frac{1}{2} + F_{R3} \left(1 + \frac{\alpha C_D}{2} \right),$$

где је $F_{R3} = \frac{q^2}{gh_3^3}$ = Фрудов број у пресеку “3”, који је познат јер је позната (измерена или срачуната преко линије нивоа) дубина у низводном пресеку “3”. Из једначине 13.23, односно 13.23', може се итеративно срачунати узводна дубина h_2 , односно успор од мостовског стуба $\Delta h_s = h_2 - h_3$. С обзиром да је успор, Δh_s , обично мала величина у односу на дубине h_2 и h_3 , једначина (13.23') се може написати у облику:

$$(13.24): \quad \frac{1}{2} \left(1 + \frac{\Delta h_s}{h_3} \right)^3 + F_{R3} - \left[\frac{1}{2} + F_{R3} \left(1 + \frac{\alpha C_D}{2} \right) \right] \left(1 + \frac{\Delta h_s}{h_3} \right) = 0,$$

с тим што ће се члан $\frac{1}{2} \left(\frac{\Delta h_s}{h_3} \right)^3$ занемарити као мала величина вишег реда, па ће се добити квадратна једначина чије је физички могуће решење:

$$(13.25): \quad \frac{\Delta h_S}{h_3} = \frac{1}{3} \left\{ \left(1 + \frac{\alpha C_D}{2} \right) F_{R3} - 1 + \sqrt{\left[\left(1 + \frac{\alpha C_D}{2} \right) F_{R3} - 1 \right]^2 + 3\alpha C_D F_{R3}} \right\}.$$

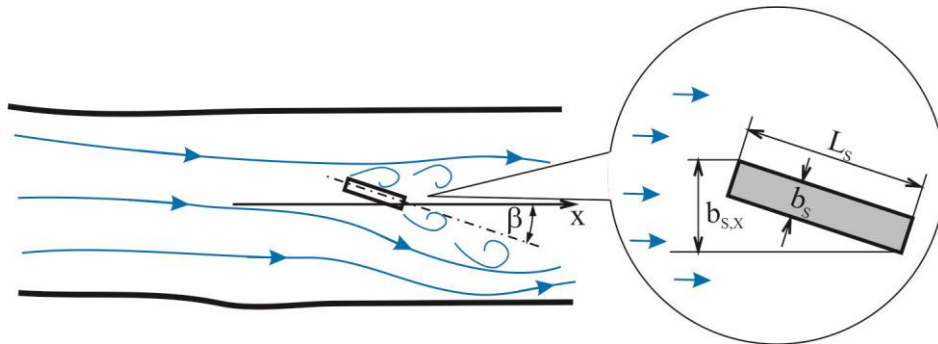
Вредност коефицијента отпора, C_D , зависи од облика стуба и односа α , а Henderson (1966) га процењује на $C_D = 2 \div 2.5$, где се већа вредност предлаже ради сигурности.

Од чисто искуствених образаца најчешће се користи Yarnel – ова формула:

$$(13.26): \quad \frac{\Delta h_S}{h_3} = C_Y F_{R3} (C_Y + 5F_{R3} - 0.6)(\alpha + 15\alpha^4),$$

где је C_Y = константа која зависи од облика стуба (Novak 1996, Henderson 1966). За стуб са хидраулички обликованим узводним крајем (сл. 8.23), може се усвојити да је $0.9 < C_Y < 1.0$, док се код стубова без обликовања, може узети $C_Y = 1.25$.

Ако је стуб у основи искошен, па осовина стуба заклапа са правцем тока угао β (сл. 13.26), може се очекивати повећање успора (у односу на случај без закошења). Шта више, може се очекивати да повећање успора буде пропорционално односу пројекције стуба управне на правац тока, $b_{s,x}$, и ширине стуба, b_s (једначина 13.22). То се и остварује, али само при угловима $\beta > 10^\circ$, с обзиром да се тек тада појачава стварање и одвајање вртлога од контуре стуба (Henderson 1966).



Сл.13.26 Стуб искошен у односу на правац тока

Ако сужење стварају насипи обалских ослонаца моста (случај на сл. 13.24), битно је, поред већ описаних утицаја стубова, проценити и утицај *сужавања* струје (између пресека “1” и “2”) и *ширења* струје (између пресека “3” и “4”, сл. 13.24) на енергетске губитке. Шта више, ови утицаји су обично много значајнији од утицаја самих стубова.

Како је већ речено, губици при проширењу и сужењу настају: а) услед повећања просечне брзине струје у односу на брзину у непоремећеном току, чиме се *повећава губитак на трење* и б) услед *стварања великих вртлога*, пре свега у области ширења струје (између пресека “3” и “4”), где мирна вода “кочи” сужену струју која се одвојила од контуре корита (сл. 13.24).

Најдоследније је укупан енергетски губитак, односно успор Δh , одредити кроз прорачун линије нивоа између пресека “1” и “4”. Рачун почиње од низводног пресека “4”, пошто је претпостављен миран режим течења. За познате услове у пресеку “4”, решава се енергетска једначина између пресека “3” и “4”, тако што се губици на трење осредње дуж деонице, док се губитак у вртлозима услед ширења млаза може проценити преко “Бордине” теореме:

$$(13.27): \quad Z_{D,3} + h_3 + \frac{V_3^2}{2g} = Z_{D,4} + h_4 + \frac{V_4^2}{2g} + \frac{L_{3-4}}{2} \left(\frac{Q^2 n^2}{A_3^2 R_3^{\frac{4}{3}}} + \frac{Q^2 n^2}{A_4^2 R_4^{\frac{4}{3}}} \right) + \frac{(V_3 - V_4)^2}{2g},$$

где је L_{3-4} = дужина ширења струје. Ова дужина зависи од облика насипа и храпавости корита (Kaatz и James 1997). Према препорукама US Corps of Engineers, дужина ширења може се проценити као, $L_{3-4} = 4(B - b)$, премда се преко димензионалних нумеричких модела дошло до закључка да ова дужина, код веома храпавих корита, може бити знатно мања (Kaatz и James 1997 су проценили да L_{3-4} може бити мања од $1.5(B - b)$).

Из једначине (13.27) се, помоћу једначине континуитета, итеративно рачунају вредности дубине h_3 и брзине V_3 у пресеку “3” (који је постављен непосредно низводно од стуба).

Затим се преко Yarnel-ове једначине (13.26), или Henderson-ове једначине (13.25) процени денивелација Δh_s између пресека “2” (непосредно испред стуба) и пресека “3” (иза стуба), одакле се рачуна дубина у пресеку “2”, h_2 :

$$(13.28): \quad h_2 = Z_{D,3} - Z_{D,2} + h_3 + \Delta h_s.$$

Уколико је дужина стуба значајна, на денивелацију, Δh_s , треба додати и губитак на трење дуж стуба.

Коначно, тражена дубина у пресеку “1”, узводно од сужења струје (сл. 13.24), добиће се преко енергетске једначине између пресека “1” и “2”:

$$(13.29): \quad Z_{D,1} + h_1 + \frac{V_1^2}{2g} = Z_{D,2} + h_2 + \frac{V_2^2}{2g} + \frac{L_{1-2}}{2} \left(\frac{Q^2 n^2}{A_1^2 R_1^{\frac{4}{3}}} + \frac{Q^2 n^2}{A_2^2 R_2^{\frac{4}{3}}} \right).$$

Дужина “сужавања” струје, L_{1-2} , краћа је од дужине ширења и процењује се на $L_{1-2} = 1 \div 1.5(B - b)$ (Kaatz и James 1997).

* * *

При пројектовању мостовског сужења, треба водити рачуна да, услед превеликог сужавања млаза, не настане *бурно течење* са хидрауличким скоком низводно од сужења (French 1986, Henderson 1966). Поред значајног повећања губитака (односно успора) услед хидрауличног скока, овакав режим течења битно би појачао ерозију корита и угрозио стабилност обала и моста. *Гранична вредност сужења* $\sigma = b/B$ (сл.13.27) при којој настаје бурно течење, може се проценити преко једначине одржања количине кретања (једначине сила)

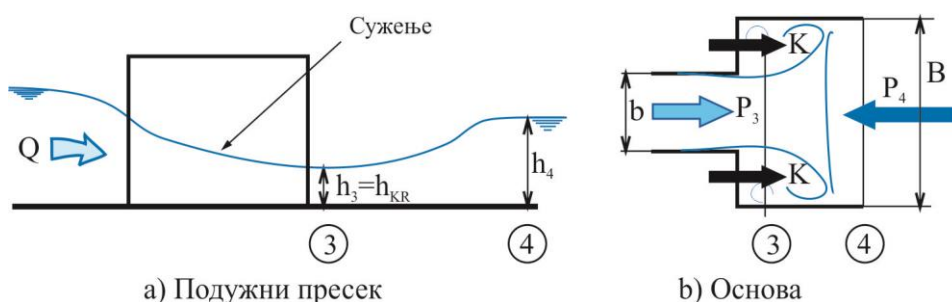
између пресека “3” и “4” (на сл. 13.24 и 13.27), узимајући да се у пресеку “3” јавља критична дубина (граница мирног и бурног течења):

$$(13.30): \quad P_3 + K + \rho QV_3 = P_4 + \rho QV_4, \text{ односно:}$$

$$\gamma b \frac{h_3^2}{2} + \gamma (B-b) \frac{h_3^2}{2} + \rho QV_3 = \gamma B \frac{h_4^2}{2} + \rho QV_4, \text{ или:}$$

$$B \frac{h_{KR}^2}{2} + \frac{Q^2}{g\sigma B h_{KR}} = B \frac{h_4^2}{2} + \frac{Q^2}{gBh_4}, \text{ или:}$$

$$(13.30'): \quad \left(\frac{h_{KR}}{h_4}\right)^2 + \frac{2Q^2}{g\sigma B^2 h_{KR} h_4^2} = 1 + 2\frac{Q^2}{gB^2 h_4^3}.$$



Сл. 13.27 Бурно течење у сужењу

С обзиром да је $\left(\frac{h_{KR}}{h_4}\right)^2 = \left(\frac{F_{R4}}{\sigma^2}\right)^{\frac{2}{3}}$, (где је $F_{R4} = \frac{Q^2}{gB^2 h_4^3}$), то је:

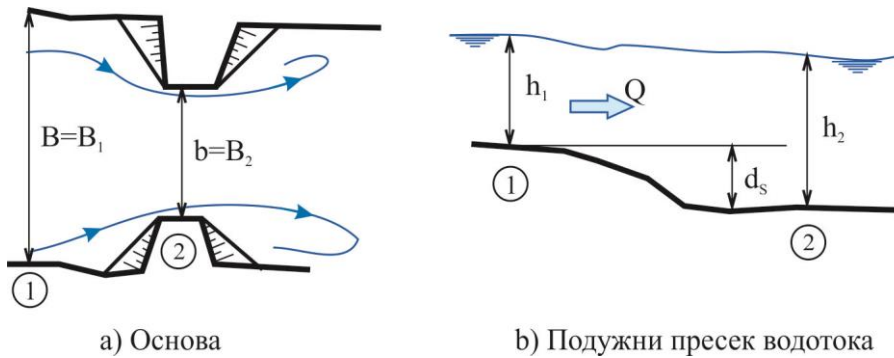
$$\frac{2Q^2}{g\sigma B^2 h_{KR} h_4^2} = \frac{2}{\sigma} \frac{Q^2}{gB^2 h_4^3} \frac{h_4}{h_{KR}} = \frac{2}{\sigma^{\frac{1}{3}}} F_{R4}^{\frac{2}{3}}, \text{ па једначина (13.30) постаје:}$$

$$\frac{F_{R4}^{\frac{2}{3}}}{\sigma^{\frac{1}{3}}} \left(\frac{1}{\sigma} + 2\right) = 1 + 2F_{R4}, \text{ односно:}$$

$$(13.31'): \quad \sigma = \sigma_{KR} = \frac{\left(2 + \frac{1}{\sigma}\right)^3 F_{R4}^2}{(1 + 2F_{R4})^3}.$$

ХИИ.1.4.2 Ерозија услед мостовског сужења

Ако услед изградње моста дође до сужавања попречног пресека водотока (сл. 13.24 и 13.28а), повећаће се брзина, а тиме и ерозиона моћ тока, што ће довести до продубљивања корита у сужењу, за величину $d_S \cong h_2 - h_1$ (сл. 13.28б).



Сл. 13.28 Ерозија услед сужења тока

Просечна дубина ерозије у сужењу, d_s , може се проценити на основу једначине континуитета воде и једначине континуитета вученог наноса између пресека “1” у непо ремећеној области струјања испред сужења и пресека “2” унутар сужења. Претпоставиће се усталено струјање, па је протицај воде једнак у пресецима “1” и “2”:

$$Q_1 = Q_2.$$

Разматра се равнотежно стање проноса вученог наноса, пошто се временом успоставила коначна (односно максимална) дубина ерозије, d_s , при којој више нема ни ерозије ни депоновања наноса, па је:

$$Q_{S1} = Q_{S2},$$

где су Q_{S1} и Q_{S2} проноси (протицаји) вученог наноса у пресецима “1” и “2”. С обзиром да је $Q_1 = Q_2$ и да је $Q_{S1} = Q_{S2}$, може се написати:

$$\frac{Q_{S1}}{Q_1} = \frac{Q_{S2}}{Q_2} = \frac{\frac{Q_{S1}}{B_1}}{\frac{Q_1}{B_1}} = \frac{\frac{Q_{S2}}{B_2}}{\frac{Q_2}{B_2}}, \text{ односно:}$$

$$(13.32): \quad \frac{q_{S1}}{q_1} = \frac{q_{S2}}{q_2} = \frac{q_s}{q} = const,$$

где су: q_s = протицај вученог наноса по јединици ширине корита, а q = протицај воде по јединици ширине корита.

Према Манинговој једначини ($Q = \frac{1}{n} AR^{\frac{2}{3}} I_{TR}^{\frac{1}{2}}$) и уз претпоставку широког правоугаоног корита, јединични протицај је пропорционалан дубини и нагибу (паду) трења:

$$(13.33a): \quad q \approx \frac{1}{n} h^{\frac{5}{3}} I_{TR}^{\frac{1}{2}} \sim h^{\frac{5}{3}} I_{TR}^{\frac{1}{2}}.$$

Пронос (протицај) вученог наноса је сразмеран смичућем напону тока у дну, а овај зависи од дубине (код широког правоугаоног корита) и од “нагиба“ (пада) трења ($\tau = \gamma h I_{TR}$), па се може написати:

$$(13.33b): \quad q_S \sim (h I_{TR})^m,$$

где је експонент, m , параметар конкретне формуле за пронос наноса (на пример, за Ди Бојсов образац за пронос наноса, $m=2$, за Ајнштајнов образац, $m=3$ и сл.).

Из једначина (13.33а и 13.33б) елиминише се пад трења, I_{TR} , па се добија:

$$(13.34): \quad \frac{q_S}{q^{2m}} \sim \frac{h^m}{h^{\frac{10}{3}m}} \sim \frac{1}{h^{\frac{7}{3}m}}, \text{ или да би се изразио жељени однос } \frac{q_S}{q}:$$

$$\frac{q_S}{q} \sim \frac{q^{2m-1}}{h^{\frac{7}{3}m}} \sim \frac{Q^{2m-1}}{B^{2m-1} h^{\frac{7}{3}m}}.$$

С обзиром да су однос $\frac{q_S}{q}$ и протицај Q константни за разматране услове, то и “остатак” десне стране једначине (13.34) мора да буде константан:

$$\frac{1}{B^{2m-1} h^{\frac{7}{3}m}} = const, \text{ односно:}$$

$$(13.35): \quad B_1^{2m-1} h_1^{\frac{7}{3}m} = B_2^{2m-1} h_2^{\frac{7}{3}m}, \text{ или:}$$

$$(13.35a): \quad \frac{h_2}{h_1} = \left(\frac{B_1}{B_2} \right)^{\frac{2m-1}{\frac{7}{3}m}}.$$

Како је $h_2 = h_1 + d_S$ (сл. 13.28), добија се:

$$\frac{d_S}{h_1} = \left(\frac{B_1}{B_2} \right)^{\frac{2m-1}{\frac{7}{3}m}} - 1 = \left(\frac{B_1}{B_2} \right)^\alpha - 1, \text{ односно:}$$

$$(13.36): \quad d_S = h_1 \left[\left(\frac{B_1}{B_2} \right)^\alpha - 1 \right],$$

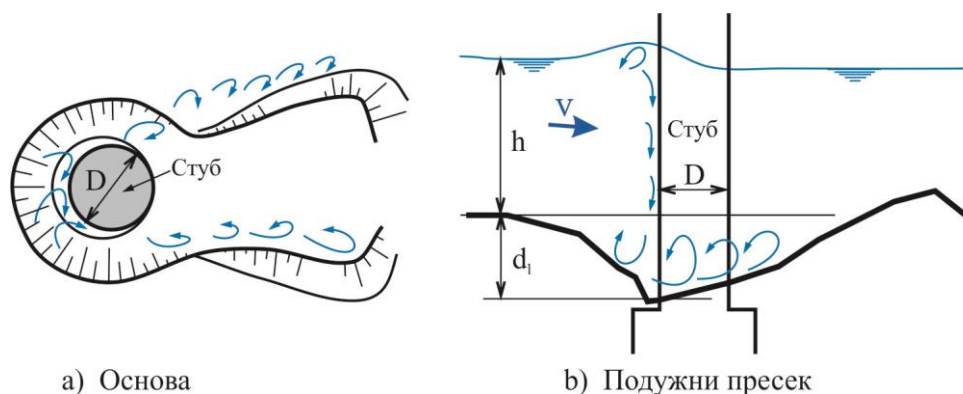
где је $\alpha = \frac{2m-1}{\frac{7}{3}m}$.

Једначина (13.36) је експлицитан израз за процену просечне дубине ерозије услед сужења. Ако се усвоји $m=3$ (Henderson 1966), добија се $\alpha=0.714$, док је за $m=2$, $\alpha=0.643$.

Уколико се уместо израза (13.33a и 13.33b) за јединични протицај и пронос наноса усвоје зависности другачијег облика, а уз исте претпоставке ($\frac{q_s}{q} = const, Q = const$), добиће се нешто другачији изрази за дубину ерозије d_s (Breusers и Raudkivi 1991, Raudkivi 1990).

ХП.1.4.3 Локална ерозија око мостовских стубова и бочних ослонаца

Поред ерозије коју изазива мостовско сужење, око стубова и обалских ослонаца моста (опораца – навоза) редовно се јавља додатна **локална ерозија** (дубине d_l на сл. 13.29). Локална ерозија настаје услед дејства појачане турбуленције (вртлога) и вертикалне компоненте брзине усмерене наниже (низ стуб сл.13.29), коју стуб (ослонац) као препрека изазива кочењем наилазеће струје (Breusers и Raudkivi 1991, Raudkivi 1990).



Сл. 13.29 Ерозија око мостовског стуба

Овако сложено струјање, а поготову утицај струјања на покретање и одношење наноса око стубова (ослонаца), не може се описати аналитичким, нити (бар засада) нумеричким поступком, па се за процену дубине локалне ерозије, d_l , користе резултати мерења из природе и (далеко више) из лабораторије.

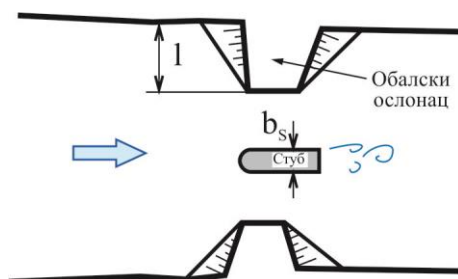
Велики број истраживача већ неколико деценија проучава локалну ерозију око мостовских стубова и ослонаца, с обзиром на утицај који ова појава има на стабилност мостова (Melville 1997, Novak 1996, Breusers и Raudkivi 1991, Raudkivi 1990).

Дубина ерозије (ерозионе јаме) d_l зависи од више чинилаца:

$$(13.37): \quad d_l = f(\rho, \nu, V, h, \rho_s, d, \sigma_g, L, Geom, \beta, g),$$

где су: (сл. 13.29) ρ = густина воде, ν = кинематски коефицијент вискозности воде, V = средња брзина тока у “пресеку“ стуба (ослонца), h = дубина воде испред стуба, ρ_s = густина наноса, d = пречник карактеристичног зрна наноса (обично се узима d_{50}), σ_g = стандардна девијација пречника зрна наноса ($\sigma_g = \frac{d_{84.1}}{d_{50}} = \frac{d_{50}}{d_{15.9}}$), L = карактеристична дужина објекта, $Geom$ = чинилац облика, β = угао који заклапа осовина стуба (ослонца) са главним правцем тока и g = убрзање

земљине теже. Карактеристична дужина објекта код стубова је ширина стуба, $L = b_s$, а код обалског ослонаца је дужина управно на правац тока, $L = l$ (сл. 13.30).



Сл. 13.30 Карактеристичне дужине објекта код стубова и обалских ослонаца

Израз (13.37) може се представити у бездимензионалном облику. Три основне величине су брзина, V , густина воде, ρ , и карактеристична дужина објекта, L , код стубова и кратких ослонаца (опораца):

$$(13.38): \quad \frac{d_l}{L} = f\left(\frac{V^2}{gL}, \frac{VL}{\nu}, \frac{h}{L}, \frac{\rho_s - \rho}{\rho}, \frac{d_{50}}{L}, \sigma_g, Geom, \beta\right),$$

док је код дугачких опораца ($L > h$), уместо карактеристичне дужине објекта погодније користити дубину, h , (Melville, 1992):

$$(13.39): \quad \frac{d_l}{h} = f\left(\frac{V^2}{gh}, \frac{Vh}{\nu}, \frac{L}{h}, \frac{\rho_s - \rho}{\rho}, \frac{d_{50}}{h}, \sigma_g, Geom, \beta\right).$$

Истраживања су показала да Фрудов број $\frac{V^2}{gh}$ (односно $\frac{V^2}{gL}$) не утиче битно на дубину ерозије (сем код течења где је $\frac{V^2}{gh} \approx 1$). С друге стране, увођењем карактеристичног пречника зрна (преко односа d_{50}/L) добија се значајан бездимензионални број, $\frac{V^2}{gd_{50}}$, који описује услове покретања наноса (упоредити са једначинама 12.10 и 12.11). Утицај вискозности је занемарљив, јер се ради о струјању са изразито развијеном турбуленцијом, па отпада и Рејнолдсов број, VL/ν . Однос $\frac{\rho_s - \rho}{\rho}$ је у природи мање – више константан, и занимљив је само за задатке физичког моделирања (када се на моделу користи лакши материјал него у природи).

Тако се једначине (13.38) и (13.39) могу упростити на:

$$(13.38'): \quad \frac{d_l}{L} = f\left(\frac{V^2}{gd_{50}}, \frac{h}{L}, \frac{d_{50}}{L}, \sigma_g, Geom, \beta\right), \text{ и:}$$

$$(13.39'): \quad \frac{d_l}{h} = f \left(\frac{V^2}{gd_{50}}, \frac{L}{h}, \frac{d_{50}}{h}, \sigma_s, Geom, \beta \right).$$

* * *

Анализирајући велики број расположивих резултата мерења са терена и из лабораторија, и на основу до сада прихваћених искустава, Новозеландски истраживач Брус Мелвил је предложио (Melville и Sutherland 1988, Melville 1992 и Melville 1995) следећи облик бездимензионалних једначина:

$$(13.40): \quad \frac{d_l}{L} = K_I \times K_h \times K_d \times K_\sigma \times K_O \times K_G \times K_\beta,$$

за стубове и кратке ослонце (опорце), и:

$$(13.41): \quad \frac{d_l}{h} = K_I \times K_L \times K_d \times K_\sigma \times K_O \times K_G \times K_\beta,$$

за дугачке ослонце, где су: K_I = чинилац (коэффицијент) јачине тока, K_h = чинилац дубине, K_L = чинилац дужине, K_d = чинилац крупноће зрна, K_σ = чинилац равномерности расподеле, K_O = чинилац облика стуба (опорца), K_G = чинилац геометрије корита водотока на прилазној деоници и K_β = чинилац закошења осовине стуба (у односу на правац струјања).

Једначине 13.40 и 13.41 могу се објединити (Melville 1997) у:

$$(13.42): \quad d_l = K_I \times K_{hL} \times K_d \times K_O \times K_G \times K_\beta,$$

где су : K_{hL} = *димензионални* чинилац дубине, односно дужине (димензија је дужина, као и димензија за дубину ерозије d_l), док су остали бездимензионални чиниоци (K_I , K_d , K_O , K_G и K_β) већ описани уз једначине 13.40 и 13.41. Чинилац равномерности расподеле наноса, K_σ , је укључен у чиниоца јачине тока K_I , јер (не) равномерност расподеле битно утиче на услове подизања наноса (Raudkivi 1990).

Свакако најугицајнији на дубину ерозије су чинилац дубине/дужине, K_{hL} , и чинилац закошења осовине стуба, K_β .

Melville (1997) предлаже да се **чинилац дубине/дужине**, K_{hL} , код стубова рачуна као:

$$13.43a): \quad \begin{cases} K_{hL} = 2.4b_s, & \text{за } \frac{b_s}{h} < 0.7, \\ K_{hL} = 2\sqrt{hb_s}, & \text{за } 0.7 < \frac{b_s}{h} < 5 \text{ и} \\ K_{hL} = 4.5h, & \text{за } \frac{b_s}{h} > 5 \end{cases}$$

док за обалске ослонце препоручује:

$$(13.43b): \quad \begin{cases} K_{hL} = 2l & \text{за } \frac{l}{h} < 1, \\ K_{hL} = 2\sqrt{hl} & \text{за } 1 < \frac{l}{h} < 25 \text{ и} \\ K_{hL} = 10h & \text{за } \frac{l}{h} > 25. \end{cases}$$

Стуб (ослонац) веће ширине усмерава већу количину воде наниже ка ерозионој јами и тиме појачава ерозију (сл. 13.29), док ће вода пре заобићи око ужег стуба, него што ће се “повијати” према ерозијоној јами. Код дугачких обалских ослонаца $\left(\frac{l}{h} > 25\right)$, млаз је већ сасвим добро усмерен према дну, па ерозија не зависи од дужине. С друге стране, експерименти показују да повећање дубине овде појачава разорно дејство вертикалног млаза и турбуленције који стварају ерозију.

Преко **чиниоца јачине тока**, K_t , процењују се услови покретања вученог наноса са дна у зони *непоремећеног* течења испред стуба (ослонаца). Ако постоји кретање вученог наноса испред стуба, надокнадиће се један део наноса који млаз и турбуленција избаце из ерозионе јаме. (Када се изједначе улаз и излаз наноса из јаме, ерозија се зауставља). Ако нема кретања вученог наноса испред стуба, не може се надокнадити нанос који млаз избаци из јаме, што би требало да појача ерозију (Raudkivi 1990, Henderson 1966). Међутим, одсуство вученог наноса обично указује на мале брзине (односно малу снагу тока), па се са те стране може очекивати и мања јачина локалне ерозије. Према Melvill-у (1997):

$$(13.44): \quad \begin{cases} K_t = \frac{V}{V_c} & \text{за } \frac{V}{V_c} < 1 \text{ и} \\ K_t = 1.0 & \text{за } \frac{V}{V_c} \geq 1, \end{cases}$$

где је V_c = брзина при којој долази до покретања вученог наноса, а може се добити преко израза за логаритамски распоред брзина по вертикали (Melville 1997):

$$(13.45): \quad V_c = u_{*c} 5.75 \log \left(\frac{5.53h}{d_{50}} \right),$$

где је $u_{*c} = \sqrt{\tau_c / \rho}$ = критична смичућа брзина, која се добија из Шилдсовог дијаграма (сл. 12.7), или преко приближне формуле:

$$(13.46): \quad \begin{cases} u_{*c} = 0.0115 + 0.0125d^{1.4}, & \text{за } 0.1mm < d < 1mm, \text{ и} \\ u_{*c} = 0.0305d^{0.5} - 0.0065d^{-1}, & \text{за } 1.0mm < d < 100mm, \end{cases}$$

где је d = карактеристично зрно (mm), а овде се обично узима $d = d_{50}$, док је u_{*c} у (m/s).

Ако је састав вученог наноса неравномеран ($\sigma_g > 1.3$), може се очекивати “поплочавање” дна (појава да ситније фракције наноса у дну буду однешене из површинског слоја, па остају

крупна зрна, која штите ниже слојеве од ерозионог дејства воде). У том случају се једначина 13.44 мења:

$$(13.44'): \begin{cases} K_I = \frac{V - (0.8V_{ac} - V_C)}{V_C} & \text{за } \frac{V - (0.8V_{ac} - V_C)}{V_C} < 1 \text{ и} \\ K_I = 1.0 & \text{за } \frac{V - (0.8V_{ac} - V_C)}{V_C} \geq 1, \end{cases}$$

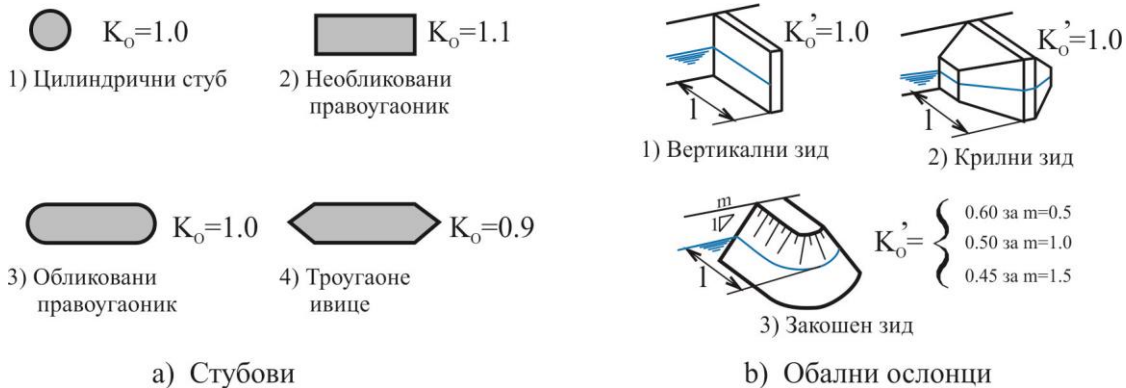
где је V_{ac} = критична брзина поплочавајућег слоја и рачуна се преко једначине (13.45), с тим што се уместо пречника зрна d_{50} користи пречник $d_{a50} = d_{max} / 1.8$ (d_{max} је максимално зрно), док се одговарајућа смичућа брзина, u_{*ac} , одређује из обрасца (13.46), опет користећи $d = d_{max} / 1.8$.

Чинилац величине зрна, K_d , значајан је само при релативно великим односима d_{50} / L :

$$(13.47): \begin{cases} K_d = 0.57 \log\left(2.24 \frac{L}{d_{50}}\right) & \text{за } \frac{L}{d_{50}} \leq 25 \text{ и} \\ K_d = 1.0 & \text{за } \frac{L}{d_{50}} > 25, \end{cases}$$

где је карактеристична ширина $L = b_s$, код стуба и $L = l$, код обалског ослонца.

Чинилац облика, K_o , нема великог значаја код стубова (сл. 13.31a).



Сл.13.31 Чинилац облика на дубину ерозионе јаме (Melville 1997)

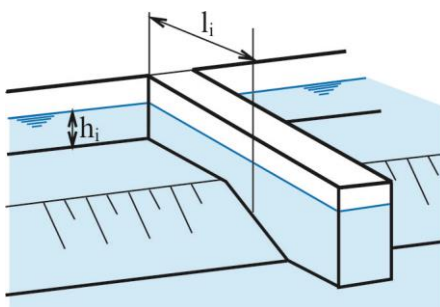
Код обалских ослонаца чинилац облика има утицаја само за кратке опорце (мале односе l/h), па се уводи (сл. 13.31b):

$$(13.48): \begin{cases} K_o = K'_o & \text{за } \frac{l}{h} \leq 10 \\ K_o = K'_o + \frac{2}{3}(1 - K'_o)(0.1 \frac{l}{h} - 1), & \text{за } 10 < \frac{l}{h} < 25 \text{ и} \\ K_o = 1 & \text{за } \frac{l}{h} > 25. \end{cases}$$

Чинилац геометрије водотока на прилазној деоници, K_G , односи се само на обалске ослонце, и то за случај да ослонац пролази целом ширином инундације и наставља се делимично у главно корито водотока (сл. 13.32). За овакав случај (Melville 1995) предлаже:

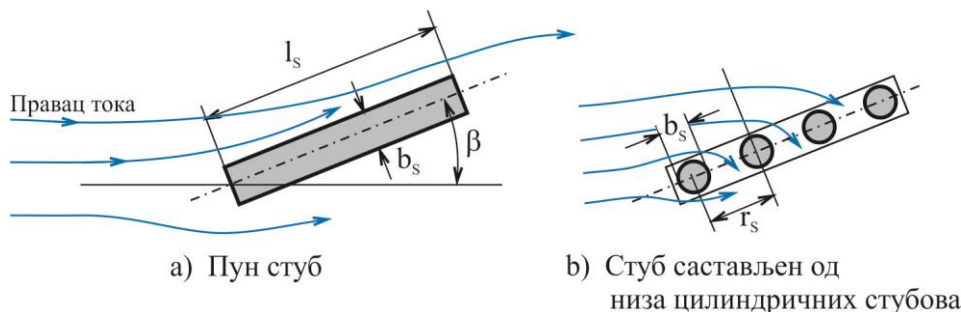
$$(13.49): \quad K_G = \sqrt{1 - \frac{l_i}{l} \left[1 - \left(\frac{h_i}{h} \right)^{\frac{5}{3}} \frac{n}{n_i} \right]},$$

где су: l_i = средња дужина опорца уз инундацију (сл.13.32), h_i = средња дубина воде у инундацији, а n и n_i = Манингови коефицијенти храпавости у главном кориту и у инундацији.



Сл. 13.32 Опорац у инундацији и главном кориту

Чинилац закошења осовине стуба, K_β , веома је значајан код стубова, јер се закошењем повећава површина стуба која се налази насупрот тока (сл. 13.33).



Сл. 13.33 Угао закошења стуба

Чинилац закошења осовине стуба добија се из табеле 13.3, зависно од скретног угла, β и односа дужине и ширине стуба, l_s/b_s (сл. 13.33).

Код стубова *цилиндричног* пресека, због осносиметричности струјања скретни угао нема утицаја на течење око стуба, а тиме ни на дубину ерозионе јаме, па је $K_\beta = 1$.

На први поглед је сасвим неразумно разматрати саму могућност да пројектант постави стубове под углом у односу на правац тока, међутим често се правац тока мења зависно од протицаја, па се закошење не може избећи. За овакве случајеве, посебно ако су углови већи од $\beta > 5^\circ$, може се уместо пуног стуба применити решење са низом мањих цилиндричних стубова

(сл. 13.33b). На овај начин струјање је увек аксисиметрично и ерозија неће много зависити од правца тока (Melville 1997 и Breusers и Raudkivi 1991). Треба водити рачуна да ће међусобно дејство вртлога појединачних цилиндара условити извесно повећање ерозије (у односу на случај са само једним цилиндром), али већ за растојање $r_s = 4 b_s$ (сл. 13.33b), чинилац K_β је мањи од 1.2. За детаљнија упуства и вредности чиниоца K_β , видети литературу (Melville 1997).

l_s / b_s	K_β				
	$\beta = 0^\circ$	$\beta = 15^\circ$	$\beta = 30^\circ$	$\beta = 45^\circ$	$\beta = 90^\circ$
1 (цилиндар)	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
4	1.00	1.50	2.00	2.30	2.50
8	1.00	2.00	2.75	3.30	3.90
12	1.00	2.50	3.50	4.30	5.00

Таб. 13.3 Чинилац закошења осовине стуба зависно од угла β и односа l_s / b_s

Утицај закошења тока код обалских ослонаца је неупоредиво мањи него код стубова, с обзиром да се код дугачких објеката мање ремети струјна слика ($K_\beta \approx 1$, за детаље видети Melville 1997 и Melville 1992).

* * *

Код стуба са променљивом ширином по висини (обично је шири доњи део – темељ), дубина ерозије се повећава са повећањем изложености ширег дела стуба, а у складу са једначином 13.43а. На основу експеримената са цилиндричним стубовима, Melville (1997) препоручује да се уместо ширине (тј. пречника) b_s у једначини 13.43а, код цилиндричних стубова користи еквивалентна ширина стуба, b_e (сл. 13.34а):

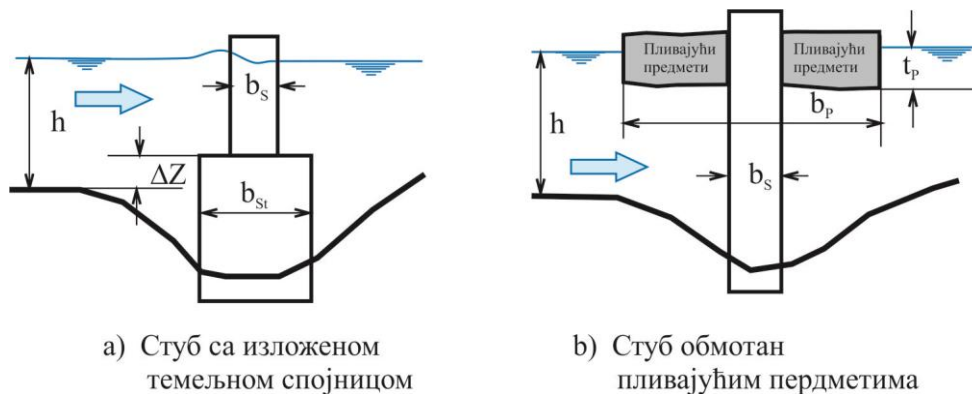
$$(13.50): \quad b_e = b_s \left(\frac{h - \Delta Z}{h + b_{st}} \right) + b_{st} \left(\frac{b_{st} + \Delta Z}{h + b_{st}} \right),$$

где је b_{st} = ширина (тј. пречник) темеља стуба.

Слично, ако се око стуба очекује нагомилавање пливајућих предмета у време поплавних таласа, еквивалентна ширина (која ће се користити у једначини 13.43а уместо ширине стуба b_s) може се код цилиндричних стубова проценити као (сл 13.34b):

$$(13.51): \quad b_e = \frac{0.52 t_p b_p + (h - 0.52 t_p) b_s}{h},$$

где су: b_p и t_p процењена ширина (пречник) и дебљина пливајућег омотача.



Сл.13.34 Стуб са неједнаком ширином по вертикали

Код многих водотока дно се састоји од слојева наноса различите крупноће. Уколико слој крупног наноса прекрива (штити) слој ситног наноса (сл.13.35) може се догодити да локална ерозија изазвана постављањем стуба однесе горњи заштитни слој крупног наноса на ширем подручју око стуба и низводно од стуба. Ситан нанос из доњег слоја није у стању да се одупре вучној сили тока, па на целој незаштићеној деоници настаје *општа ерозија* дубине ΔZ (за разлику од локалне ерозије која је ограничена на ужу област око самог стуба). Локална ерозија око стуба d_l додаје се на општу ерозију (изазвану откривањем ситног наноса испод “заштитног” слоја), па укупно поткопавање стуба може бити знатно веће него у случају неуслојеног наноса.

Breusers и Raudkivi (1991), препоручују да се додатна ерозија (“степеник”) ΔZ (сл. 13.35) рачуна као разлика између фиктивне дубине иза стуба, h'_2 , и дубине испред стуба, h_1 , помножено са коефицијентом η :

$$(13.52): \quad \Delta Z = (h'_2 - h_1) \eta,$$

при чему фиктивна дубина иза стуба, h'_2 , омогућава да *смичући напон тока* по дну, буде мањи од *критичног смичућег напона* ситнозрног наноса ($\tau_2 < \tau_{2c}$), тако да овај постане стабилан – непокретан.

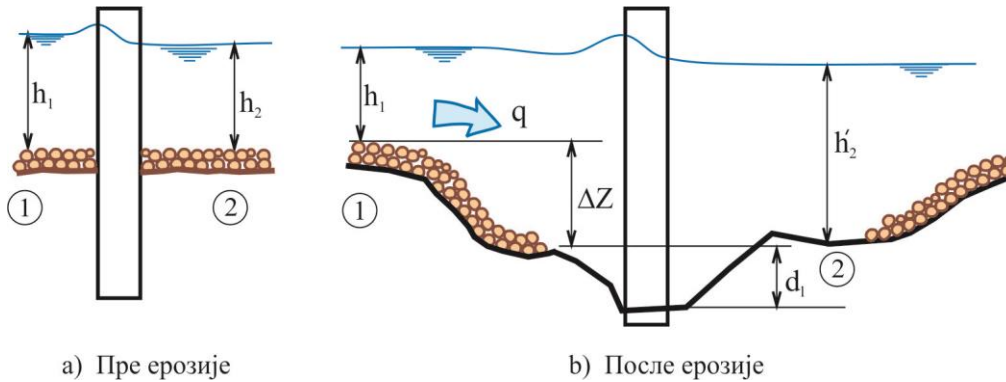
Breusers и Raudkivi даље поједностављују поступак. Претпоставља се широко правоугаono корито и устаљено једнолико течење, па је:

$$q = \frac{1}{n} h^{\frac{5}{3}} I_{TR}^{\frac{1}{2}}, \quad n = \frac{d^{\frac{1}{6}}}{21} \quad \text{и} \quad u_*^2 = ghI_{TR},$$

где су: d = меродавни пречник зрна (обично $d = d_{50}$), а $u_* = \sqrt{\tau/\rho}$, што даје:

$$\frac{21}{d_1^{\frac{1}{6}}} h_1^{\frac{5}{3}} \frac{u_{*1}}{(gh_1)^{\frac{1}{2}}} = 1, \text{ односно:}$$

$$\frac{21}{d_2^{\frac{1}{6}}} h_2^{\frac{5}{3}} \frac{u_{*2}}{(gh_2')^{\frac{1}{2}}}$$



Сл. 13.35 Ерозија код вишеслојног наноса у дну

$$(13.53): \quad \frac{h_2'}{h_1} = \left[\frac{u_{*1}}{u_{*2}} \left(\frac{d_2}{d_1} \right)^{\frac{1}{6}} \right]^{\frac{6}{7}}.$$

Величине са индексом “1” везују се за пресек испред стуба (где је у дну крупнији нанос), а величине са индексом “2” за пресек иза стуба, са ситнијим наносом у дну. На деоници низводно од стуба нанос је на граници покретања, па је смичући напон једнак критичном:

$\tau_2 = \tau_{2C}$, односно $u_{*2} = u_{*2C}$, па је:

$$\frac{h_2'}{h_1} = \left[\frac{u_{*1}}{u_{*2C}} \left(\frac{d_2}{d_1} \right)^{\frac{1}{6}} \right]^{\frac{6}{7}}, \text{ и коначно:}$$

$$(13.54): \quad \Delta Z = \eta h_1 \left\{ \left[\frac{u_{*1}}{u_{*2C}} \left(\frac{d_2}{d_1} \right)^{\frac{1}{6}} \right]^{\frac{6}{7}} - 1 \right\}.$$

Смичућа брзина у пресеку испред стуба је $u_{*1} = (g h_1 I_{TR})^{1/2}$, а критична смичућа брзина u_{*2C} се може добити из једначине 13.46, или преко Шилдсовог дијаграма (сл. 12.7).

Коефицијент η се креће између $1.3 < \eta < 2.6$, у лабораторијским условима (Breusers и Raudkivi 1991). Према овим ауторима, за рачун се предлаже већа вредност, сем за ситан нанос који ствара наборе ($d_2 < 0.7 \text{ mm}$), где се може узети $\eta = 1.3$.

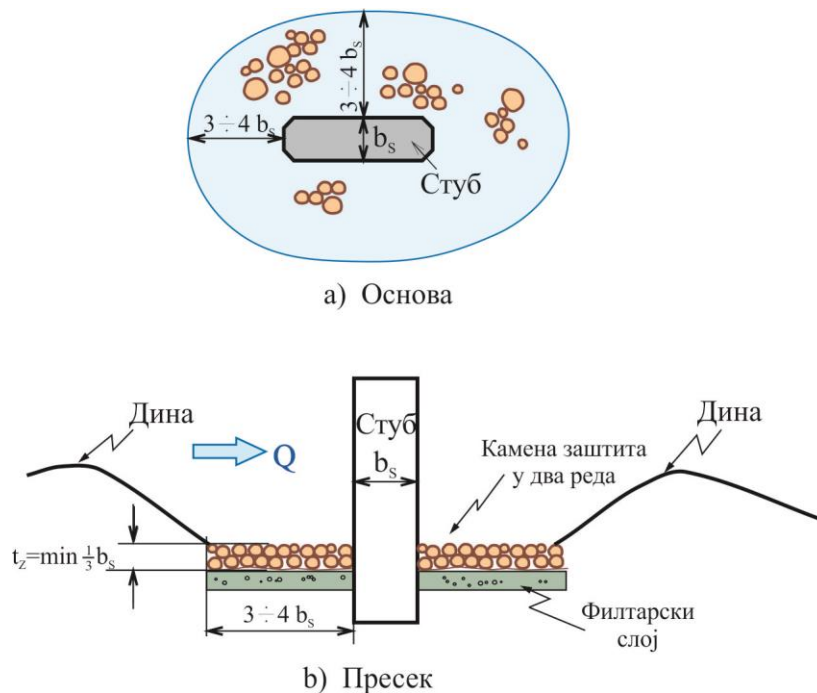
ХП.1.4.4 Заштита од локалне ерозије око стубова и ослонаца

Стубови и обалски ослонци се могу заштити од локалне ерозије на више начина:

- 1) *Фундирањем стуба довољно дубоко*, тако да не дође до поткопавања. (Ово подразумева да је дубина ерозије исправно процењена.)
- 2) *Покривањем подручја дна у околини стуба (ослонаца) каменом или габрионском заштитом* одговарајуће крупноће.
- 3) *Изградом стубова у виду низа цилиндара*, ако се очекује промена правца тока (са закошењем осовине стуба у односу на ток, како је приказано на сл.13.33b).
- 4) *Постављањем одговарајућих регулационих грађевина* на деоници тока испред моста, тако да се омогући повољна струјна слика у зони стубова и обалских ослонаца и сходно томе мања ерозија. За овај поступак неопходно је користити испитивање на физичком моделу (Breusers и Raudkivi 1991).

У наставку ће се нешто више пажње посветити пројектовању **камене заштите**, као најчешћем облику заштите стубова и ослонаца (Breusers и Raudkivi 1991 и Raudkivi 1990).

Заштита се поставља око стуба, на растојању од $\sim 3 \div 4$ ширине стуба b_s (сл.13.36). Дебљина заштите, t_z , треба да буде најмање $t_z = b_s / 3$, и треба да буде постављена у најмање два слоја. Овим се појачава трење између зрна (горњег и доњег слоја заштите), што омогућава додатну сигурност.



Сл. 13.36 Камена заштита око стуба

Према емпиријском изразу за фактор трења између два слоја (Breusers и Raudkivi 1991):

$$(13.55): \quad f = \tan\varphi = \frac{1}{0.3 + 0.59 \frac{d_{c1}}{d_{c2}}},$$

где су: φ = угао унутрашњег трења заштите, а d_{c1} и d_{c2} карактеристични пречници зрна горњег (првог) и доњег (другог) слоја.

Пречник репрезентативног зрна заштите, d_c , одређује се из услова стабилности зрна при меридавном протицају (20–годишња, 50–годишња или 100–годишња вода, зависно од важности објекта), како је објашњено у VIII.4.8 и XII.1.4.

Искуство показује да покретање зрна (ерозија) око стуба настаје при двоструко мањим средњим брзинама тока него у непоремећеној зони испред стуба, па се једначина (8.75) за процену пречника зрна заштите мора донекле изменити:

$$(13.56): \quad d_c = 0.020 (2V_{SR})^2 = 0.080 V_{SR}^2,$$

где је као и у једначини (8.75) d_c = карактеристични пречник зрна заштите, а V_{SR} = средња брзина у непоремећеном току испред стуба. За карактеристични пречник зрна може се узети $d_c = d_{50}$, премда постоје и други поступци (Breusers и Raudkivi 1991). Исти аутори препоручују да се за заштиту користи мешавина, која ће омогућити приснију везу зрна у заштити и предлажу гранулометријски састав према табели 13.4:

d/d_{50}	0.2	0.33	0.5	0.7	1.0	1.15	1.5	2.0
% (по тежини)	0	10	16	30	50	60	84	100

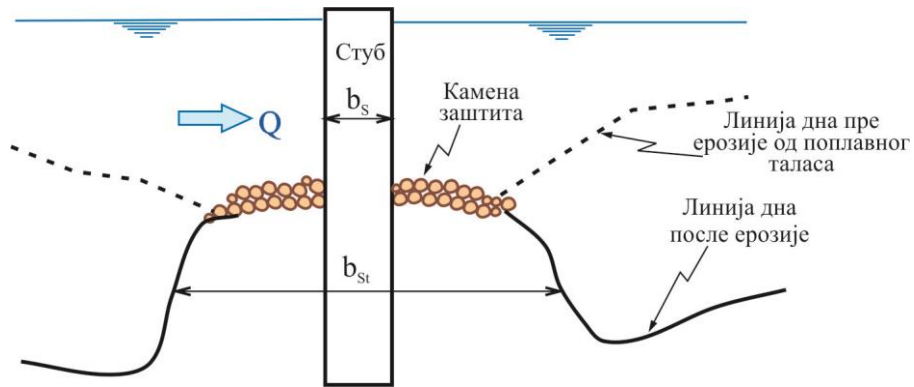
Таб. 13.4 Гранулометријски састав камене заштите

Када се поставља камена заштита, потребно је филтром или геотекстилом обезбедити нанос који се штити од “испирања” које могу изазвати вртлози “залутали” у поре заштитног слоја.

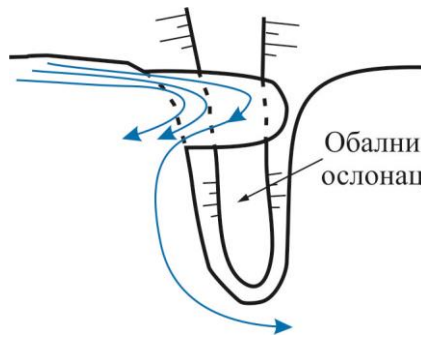
* * *

Камена заштита може постати контрапродуктивна, ако је корито подложно ерозији у време проласка поплавних таласа. У том случају ће поткопавање око заштите створити облик сличан “стубу са изложеним темељом” (сл.13.34а), чија је ширина у доњем делу једнака ширини заштите (сл.3.37), што ће (према једначинама 13.43а и 13.50) стуб изложити знатно већој локалној ерозији.

Треба још поменути и опасност од “пресецања” обалских ослонаца у зони испред самог ослонца (сл.13.38), услед ерозије обала дуж бока ослонца. Ослонац се може заштити каменом заштитом, или се испред моста постављају регулационе грађевине за скретање струје од ослонца.



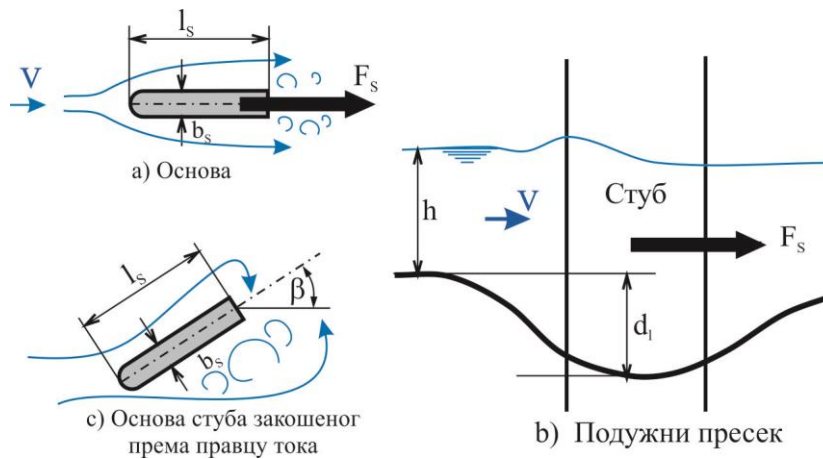
Сл. 13.37 Појачана ерозија око заштићених стубова у нестабилном кориту



Сл. 13.38 Ерозија у боку ослонца

ХИДРОДИНАМИЧКА СИЛА НА СТУБОВЕ

Како је на почетку речено, **хидродинамичка сила**, F_s , на стуб моста (сл. 13.39) обично није кључна при димензионисању моста, али је свакако треба укључити у анализу оптерећења.



Сл. 13.39 Хидродинамичка сила на мостовски стуб

Ова сила се рачуна као:

$$(13.57): \quad F_S = C_F A_S \rho \frac{V^2}{2},$$

где су: A_S = површина пројекције стуба управно на правац тока и C_F = коефицијент силе.

Ако је правац тока паралелан са осовином стуба (као на сл. 13.39а), површина је:

$$A_S = b_S (h + d_l),$$

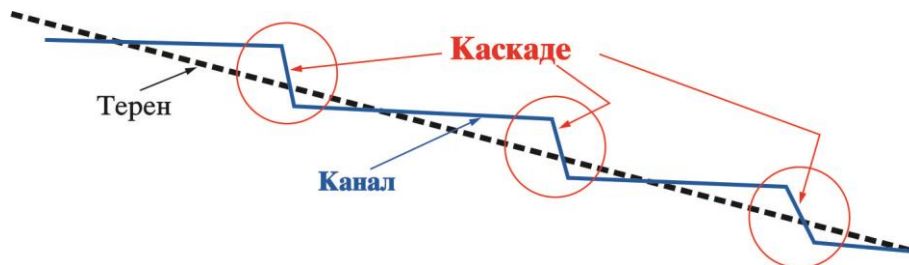
а ако је стуб закошен у односу на правац тока (сл. 13.39с):

$$A_S = (b_S \cos\beta + l_S \sin\beta) (h + d_l).$$

Коефицијент силе, C_F , који обједињује отпор трења и отпор облика, зависи од облика и дужине стуба. Henderson (1966) препоручује да се усвоји $C_F = 1.5 \div 2.0$, што даје вредност која је на страни сигурности.

ХП.2 ОБЈЕКТИ ЗА САВЛАДАВАЊЕ ВИШКА ПАДА – КАСКАДЕ (СТЕПЕНИЦЕ, СЛАПОВИ)

У делу ХП.1 је речено да се необложени канали често граде на терену чији је нагиб већи од тзв. “стабилног” нагиба дна (пада) канала (тј., од нагиба који омогућава равнотежу засипања и ерозије корита). Вишак пада (односно вишак енергије) се мора безбедно утрошити, тако да се не угрози стабилност канала. Ово се најчешће постиже **каскадама** (степеницама, слаповима сл. 13.40), где се енергија безбедно и ефикасно расипа на краткој деоници заштићеној од ерозије. (Енергија се не мора “расипати” – уместо каскаде се може изградити мала хидроелектрана за подмирење локалних потреба, ако је то економски оправдано.)

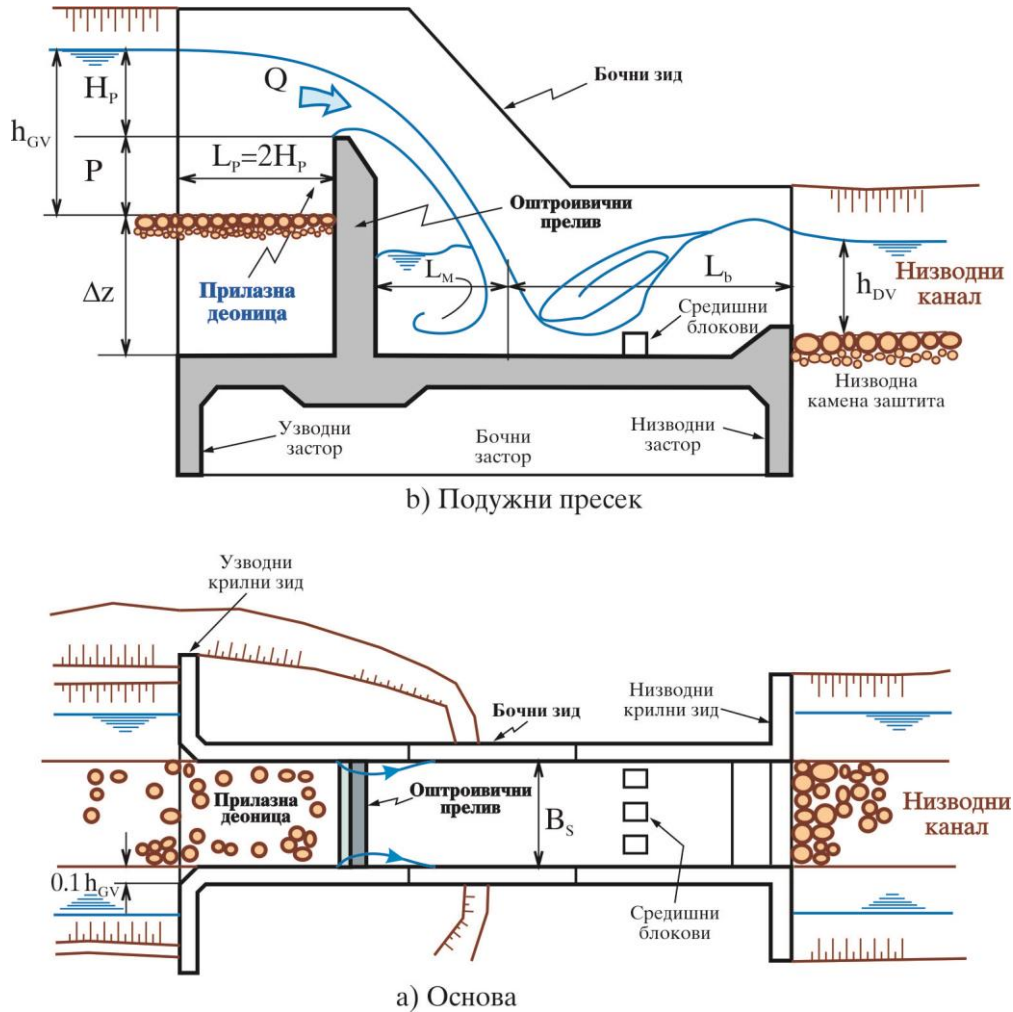


Сл. 13.40 Каскаде (степенице, слапови)

Користе се различити типови каскада, зависно од теренских услова и расположивости материјала. Код *привремених* објеката то може бити јаруга обложена крупнијим каменом, или чак густом травом (сем ако канал није стално у употреби, па трава нема кад да нарасте). Као стални објекти, каскаде се најчешће граде од бетона, или као комбинација бетонске конструкције и камене заштите, или од габиона.

ХШ.2.1 Вертикална каскада

Вертикална каскада (сл. 13.41) се често користи за савладавање мањих денивелација, до $\sim 2.0\text{ m}$ висине. Преко те висине, обично се примењује каскада са брзотоком (коса каскада, сл.13.47), с обзиром да са повећањем денивелације веома брзо расту и количине бетона, потребне за израду бочних зидова код вертикалне каскаде.



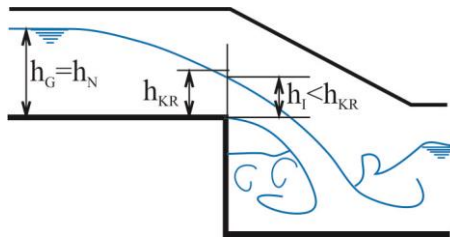
Сл. 13.41 Вертикална каскада

Вертикална каскада се састоји из *прелива* са прилазном деоницом и *умирујућег базена* са низводном каменом заштитом. Прелив (обично оштроивични), најчешће је правоугаоног или троугаоног попречног пресека и претставља *контролни пресек* – одређује везу између протицаја и нивоа у каналу узводно од прелива. Преливни праг – зид се понекад изоставља (сл. 13.42), али се тада узводни канал мора заштити од ерозије, коју могу да изазову повећане брзине (услед депресије нивоа) на деоници испред каскаде.

Ширина прелива, B_S , најчешће је једнака ширини умирујућег базена и обично је нешто мања од средње ширине канала у условима стабилног дна (канала у режиму, према једначини 12.9):

$$(13.58): \quad B_S \cong 2 \div 2.3 \sqrt{Q_R},$$

где је Q_R = рачунски (меродавни) протицај за димензионисање каскаде, односно довода.



Сл. 13.42 Каскада – слап без прага

Запажа се да је овако одабрана ширина нешто већа од ширине која се предлаже код умирујућих базена евакуационих органа:

$$(8.64): \quad B = 1.8 \sqrt{Q_R}.$$

Рачунски протицај на евакуационим органима високих брана јавља се веома ретко и кратког је трајања (ако се уопште јави), па умиривач највећи део времена ради са знатно мањим протицајима од рачунског. С друге стране, код каскада је рачунски протицај често једнак радном протицају канала, или (код јаркова) протицају поплавног таласа релативно велике вероватноће појаве (2%, 5%), па умиривач стално (или доста често) ради управо са рачунским протицајем. Како је објашњено у делу VIII.4.7 о умирујућим базенима, са хидрауличког становишта је повољније да ширина умирујућег базена буде што већа, јер се тиме протицај, расипање енергије и турбуленција распростиру на већу ширину и мање угрожавају низводно корито. Тако се, поред боље прилагођености ширини корита узводног и низводног канала, већом ширином каскаде обезбеђује и повољнији рад умиривача енергије за опсег протицаја при којима каскада најчешће ради.

Висина прелива, P , треба да омогући да се у каналу испред прелива успостави жељена дубина (обично нормална), чиме се постиже релативно мало повећање брзине у узводном каналу и то само у области кратке депресионе деонице линије нивоа, непосредно испред прелива, на дужини $L_p \cong 2H_p$ (сл. 13.41b). Висина прелива, P , је према овоме:

$$(13.59): \quad P = h_{GV} - H_p,$$

где је: H_p = дебљина (висина) преливног млаза, која се добија преко једначине преливања, а h_{GV} = дубина у узводном каналу (дубина горње воде). За оштроивични правоугаони пресек једначина преливања је:

$$(13.60): \quad Q = C_p B_p \sqrt{2g} H_p^{\frac{3}{2}},$$

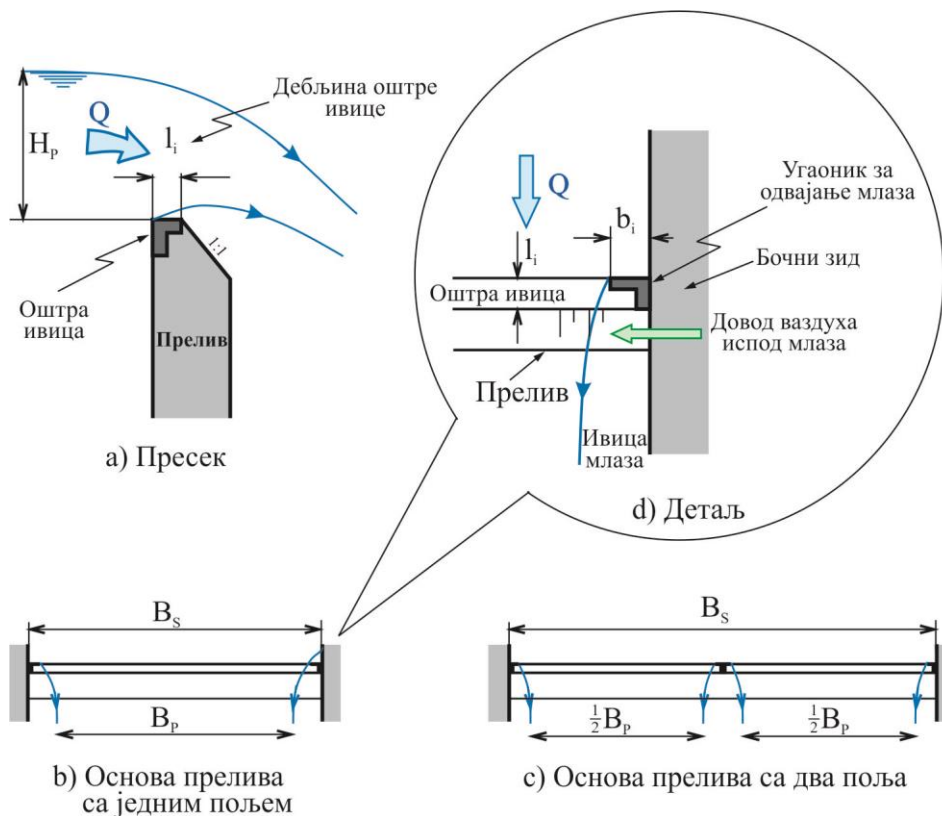
где су: C_p = коефицијент преливања, а B_p = ширина преливног млаза.

Коефицијент преливања, C_p , се може рачунати преко поједностављеног облика експерименталне формуле Rihbock-а (Henderson 1966):

$$(13.61): \quad C_p = \frac{2}{3} \left(0.611 + 0.08 \frac{H_p}{B_p} \right),$$

док Smith (1995) сматра, да се неће много погрешити ако се користи константна вредност од $C_p = 0.415$.

Ширина млаза, B_p , обично је нешто мања од ширине каскаде, B_s , (сл. 13.43), због бочних сужења која обезбеђују приступ ваздуха у област између зида прелива и доње ивице млаза, чиме се онемогућава периодично прилепљивање млаза за зид, праћено пулзацијама притиска и могућим вибрацијама. (Код широких прелива могу се поставити и централни “стубови”, како би се ваздух равномерно доставио по целој ширини прелива, сл. 13.43с).



Сл. 13.43 Детаљи прелива код вертикалне каскаде – слапа

Према Smith-у (1995), ширина угаоника b_i може се узети као (обично се користи “L” профил, сл. 13.43d):

$$(13.62): \quad b_i = \sqrt{0.0008B_p H_p}, \text{ па је:}$$

$$(13.63): \quad B_p \cong B_s - 2b_i, \text{ односно:}$$

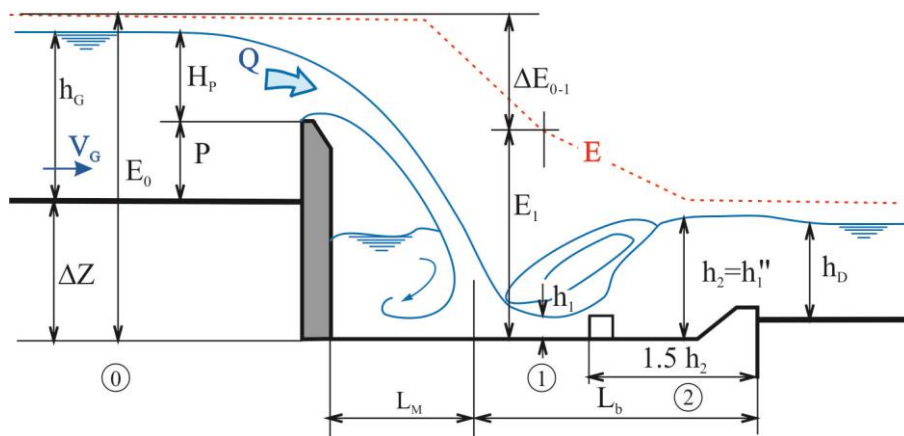
$$(13.63a): \quad B_p \cong B_s - 2(n+1)b_i,$$

за прелив са n стубова од “Т” профила (сл. 13.43с).

Код оштроивичног прелива треба одредити и дебљину оштре ивице l_i (сл.13.43а). Дебљина ивице мора бити довољно мала, да би се избегло периодично померање млаза уз њену контуру и то за широк опсег протицаја. Елементарном анализом облика оштроивичног млаза (сл.8.12а), може се показати да ће млаз неометано прескакати (низводну) ивицу за све протицаје веће од $0.1 Q_R$, ако је дебљина $l_i = 0.13 H_p$, где је H_p дебљина преливног млаза при рачунском протицају, Q_R .

Понекад пројектанти уместо оштроивичног прелива користе кружну преливну ивицу (Sogreah – слап, Novak 1996), или прелив практичног профила, који су сложенији (и скупљи за извођење), а дају већи коефицијент преливања. Међутим, мора се имати на уму, да за разлику од прелива евакуационих органа, где мања дебљина преливног млаза представља предност, јер омогућава нижу брану и мање трошкове, код каскада ће мања дебљина преливног млаза (већи коефицијент преливања) захтевати виши преливни праг (зид), а тиме и веће трошкове.

Неопходно је испред самог преливног прага обезбедити прилазну деоницу (дужине $L_p \approx 2 H_p$), где ће се струјање из узводног канала усмерити ка преливу (сл. 13.41). Крилни зидови на узводном крају прилазне деонице обезбеђују стабилност канала и каскаде од површинске ерозије воде, док узводни застор и застори испод плоче умирујућег базена продужавају пут филтрацији, и тиме смањују узгон и опасност од испирања.



Сл. 13.44 Димензије умирујућег базена код вертикалне каскаде

Да би се одредиле димензије умирујућег базена, потребно је проценити домет млаза L_M , као и губитак енергије у млазу пре удара о дно базена ΔE_{0-1} (сл. 13.44). Наиме, део енергије млаз губи у ваљку који га “подупире” са узводног краја (Henderson 1966), па је енергија испред

хидрауличког скока, E_1 (пресек “1” на сл.13.44), мања од енергије испред прелива,

$$E_0 = h_{GV} + \frac{V_{GV}^2}{2g} + \Delta Z.$$

Неколико истраживача је проучавало губитке енергије у узводном ваљку и дужину млаза L_M (Rajaratnam и Chamani 1995, Smith 1995). Smith је открио занимљиву подударност (коју потврђују и резултати Rajaratnama и Chamani-a), да су односи L_M/E_0 и E_1/E_0 (бројчано) једнаки, при свим вредностима преливног млаза, H_P , и пада слапа, $P + \Delta Z$. Smith (1995), даје табеларну зависност $\frac{E_1}{E_0} = \frac{L_M}{E_0}$ од односа $\frac{H_P}{P + \Delta Z}$ (табела 13.5).

$\frac{H_P}{P + \Delta Z}$	0.1	0.2	0.3	0.4	0.5	0.6	0.8
$\frac{E_1}{E_0} = \frac{L_M}{E_0}$	0.45	0.62	0.74	0.82	0.87	0.90	0.93

$$\frac{E_1}{E_0} = \frac{L_M}{E_0} = \frac{\left(\frac{H_P}{P + \Delta Z}\right)^{0.5}}{0.65 + 0.40\left(\frac{H_P}{P + \Delta Z}\right)^{1.2}}$$

Таб. 13.5 Зависност за одређивање дужине и енергије млаза

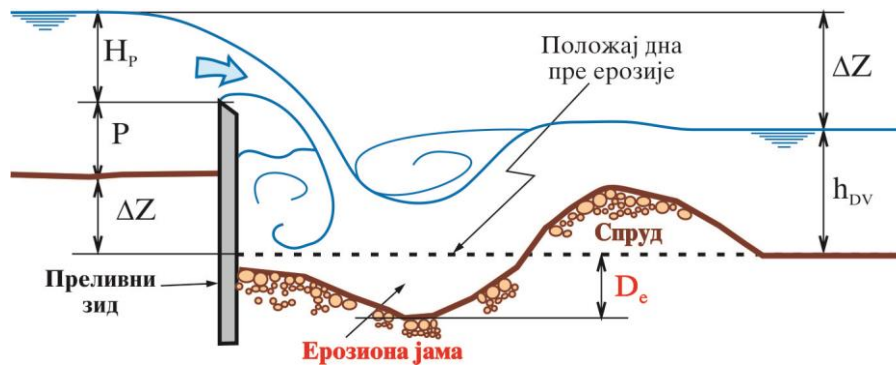
Ако је дебљина преливног млаза мања, мања је и брзина у млазу па и домет млаза. Такође, тањем (слабијем) млазу ће узводни ваљак одузети више енергије, па је зато мањи и однос E_1/E_0 .

Други део задатка је да се одреде димензије умирујућег базена низводно од места удара млаза (пресека “1” на сл.13.44). Поступак је сличан уобичајеном димензионисању умирујућег базена, као што је објашњено у поглављу VIII. Прво се, за познату енергију у пресеку “1” (добијену преко табеле 13.5), срачунају сужена дубина h_1 и брзина V_1 , а затим и спрегнута дубина, h_2 , преко једначине скока (8.56). Ако је спрегнута дубина мања од дубине доње воде ($h_2 < h_{DV}$), скок ће се остварити у базену, па није потребно спуштати дно базена у односу на дно низводног корита. Ако је $h_2 > h_{DV}$, скок ће бити одбачен ван базена, па је неопходно спустити дно базена и поновити поступак (одредити E_1 из табеле 13.5, срачунати h_1 , V_1 и h_2), све док се не омогући формирање скока у базену. Обично се усваја да је дужина “скока” (тачније, дужина активног дела базена), L_b , једнака трострукој вредности спрегнуте дубине ($L_b = 3 h_2$), с обзиром да се у базену постављају средишни блокови који омогућавају стабилнији скок и краћи базен (видети VIII.4.7). Блокови се постављају на средини растојања између места удара млаза и завршетка базена (сл.13.44), а димензије се могу одредити према препорукама за USBR–III базен (сл. 8.40). Ако се жели додатна заштита од ерозије, низводно од базена треба поставити камену наслагу, како је показано у VIII.4.8.

* * *

Понекад је повољније и јефтиније, уместо бетонске плоче умирујућег базена, поставити камену заштиту и допустити одређену ерозију у низводном кориту (сл. 13.45). Ово се нарочито

односи на широке каскаде са малим јединичним протицајем и малим падом ($P + \Delta Z$), где је и ерозија мала.



Сл. 13.45 Вертикална каскада без слапишне плоче

Веома важан податак за пројектовање оваквог објекта је дубина ерозионе јаме, D_e (сл. 13.45). Како је објашњено у делу VIII.4.9 (о ски одскоку), дубина ерозионе јаме зависи од доста чинилаца, од којих су најзначајнији: јединични протицај q , денивелација горње и доње воде, ΔZ , величина зрна у кориту, d_m , и дубина доње воде, h_{DV} . За сада не постоји аналитички израз или нумерички модел ове зависности. Мејсонова формула 8.91, која је предложена у делу VIII.4.9 за ерозију код ски одскока, може се користити и за процену дубине ерозионе јаме код каскада, премда се користе и друге емпиријске формуле. Тако на пример, Smith 1995, на основу експерименталних истраживања, даје параметарску зависност типа:

$$(13.64): \quad \frac{D_e}{P + \Delta Z} = f\left(\frac{H_p}{P + \Delta Z}, \frac{d_m}{P + \Delta Z}, \frac{h_{DV}}{P + \Delta Z}\right),$$

где се за меродавно зрно може узети $d_m = d_{50}$. Треба запазити, да се овде јединични протицај, q , јавља имплицитно, преко дебљине преливног млаза, H_p . Smith–ова зависност је приказана преко низа параметарских кривих, а може се апроксимирати формулом:

$$(13.65): \quad \frac{D_e}{P + \Delta Z} \cong \frac{1.5 \left(\frac{H_p}{P + \Delta Z}\right)^{1.1}}{\left(\frac{d_m}{P + \Delta Z}\right)^{0.15} \left(\frac{h_{DV}}{P + \Delta Z}\right)^{0.15}} - \left(\frac{h_{DV}}{P + \Delta Z}\right) \left(\frac{d_m}{P + \Delta Z}\right)^{0.7-3\left(\frac{d_m}{P + \Delta Z}\right)}.$$

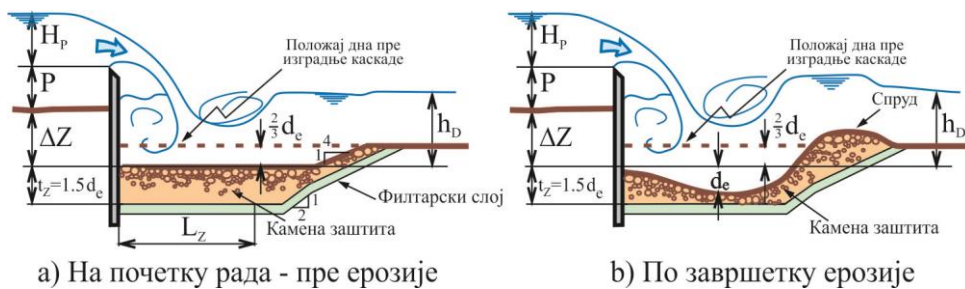
Ако се према формули (13.65), добије негативна вредност за D_e , треба усвојити да је $D_e = 0$, тј., да ерозије неће бити. Формула важи само за падове до 2.5 метара ($P + \Delta Z \leq 2.5$ m), уз додатна ограничења по вредностима бездимензионалних параметара:

$$\frac{H_p}{P + \Delta Z} \leq 0.8, \quad 0.04 \leq \frac{d_m}{P + \Delta Z} \leq 0.20 \quad \text{и} \quad 0.2 < \frac{h_{DV}}{P + \Delta Z} \leq 0.8.$$

(Искусствене формуле за процену дубине ерозионе јаме код каскада могу се наћи и код других аутора, на пр. Јовановић 2002 и Vischer и Hager, 1995).

Smith (1995) препоручује да се дно канала непосредно иза преливног зида спусти за величину од $\sim \frac{2}{3} D_e$ (сл.13.46). Тиме се постижу два побољшања у односу на случај без спуштања дна (Smith, 1995):

- Повећава се дебљина воденог “јастука”, h_{DV} (“дубина доње воде”), чиме се ублажава ерозионо дејство млаза.
- Створени низводни спруд имаће минималну висину. Наиме, материјал који вода ископа из ерозионе јаме депонује се (талози се) у спруду на низводном крају јаме (сл. 13.45 и 13.46). Спруд повећава дубину у јами, чиме, како је речено под тачком а), доприноси ублажавању ерозије. Међутим, када протицај падне испод рачунског, а тиме и ниво доње воде, спруд постаје “праг”, преко кога вода прелива и еродира корито низводно од спруда. Зато је потребно да спруд буде што нижи (а то се постиже одговарајућим спуштањем дна иза преливног зида).



Сл. 13.46 Спуштање дна код каскаде са каменом заштитом према Smith-у

Дужина камене заштите (сл.13.46а), треба да је $L_z \cong \frac{1}{4}(P + \Delta Z) + 4H_p$, а дебљина заштитног слоја $t_z \cong 1.5D_e$ (сл. 13.46). Да би се онемогућило испирање материјала дна испод камене заштите, обавезно треба поставити филтарски слој или геотекстилну простирку (VIII.4.8). Искуство показује да се због значајне дебљине камене заштите, овакво решење не исплати ако је $D_e > 0.3 (P + \Delta Z)$. У том случају треба обезбедити крупнији камен за заштиту, или проширити каскаду и тиме смањити јединични протицај, q , (односно H_p), или се пад, $P + \Delta Z$, може савладати са две мање каскаде, или се може определити за класичну бетонску грађевину.

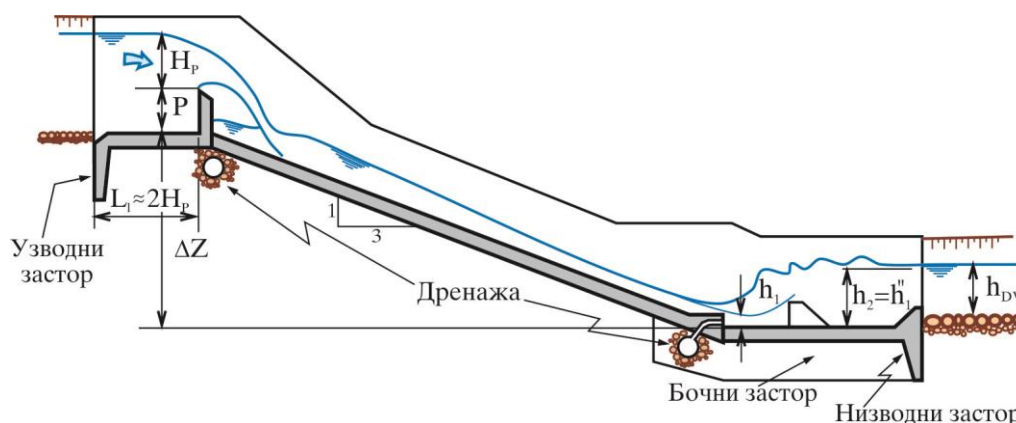
Ниво фундаирања вертикалног зида прелива као и бочних и крилних зидова треба да буде испод камене заштите и филтарског слоја. Вертикални зид и бочни зидови не морају бити бетонске грађевине – често их успешно замењују габиони, који могу бити знатно јефтинији.

Понекад се на каскадама примењује истицање (изливање) из цеви уместо преливања преко класичног прелива. Тада је млаз тродимензионалан и компактан, па је другачија и зависност за одређивање димензије ерозионе јаме. За детаље видети литературу (Smith 1995).

ХИИ.2.2 Каскада са брзотоком (коси слап)

Каскада са брзотоком обично се примењује за савладавање падова од преко 2.0 m, а све чешће се користи и за мање падове, одакле истискује вертикалну каскаду. Предност каскаде са брзотоком су нижи бочни и крилни зидови, а изостају и проблеми везани за конструктивну стабилност вертикалног преливног зида, који се јављају код вертикалне каскаде. С друге стране, коса каскада је оптерећена трошковима брзотока, па се често не може унапред тврдити које је решење повољније.

Каскада са брзотоком (сл.13.47) претставља поједностављену верзију прелива с брзотоком (VIII.6). Наравно, због мале дужине објекта, овде отпада потреба за сужењима и проширењима, аерацијом млаза и другим специфичностима великог објекта. Облик прелива, прилазне деонице, као и ширина (целог) објекта одређују се исто као и код вертикалне каскаде.



Сл. 13.47 Каскада са брзотоком (коси слап)

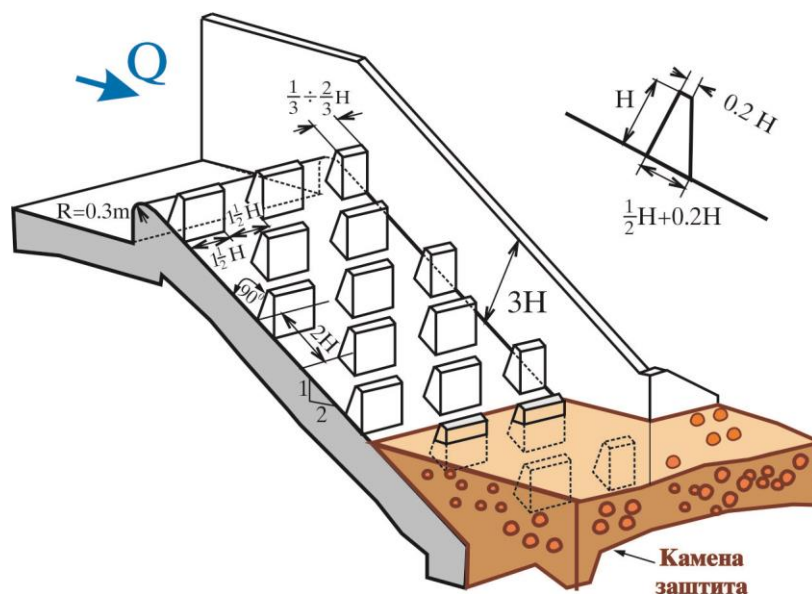
Према искуству са постојећих објеката, нагиб дна брзотока код косих каскада обично је 1 : 3 (сл. 13.47), а за умирујући базен се често узима USBR–III базен.

При изградњи каскаде са брзотоком, мора се водити рачуна о узгону и испирању материјала, па стога треба предвидети узводни и низводни застор као и одговарајућу дренажу брзотока и умирујућег базена (видети VIII.4.7 и VIII.6.2).

ХИИ.2.3 Брзоток са блоковима

Брзоток са блоковима (сл.13.48) омогућава значајно расипање енергије воде дуж самог брзотока, тако да брзина на излазу остаје приближно иста као и улазна брзина, чиме отпада потреба за низводним умиривачем енергије (Vischer и Hager 1995, Peterka 1958). Овакав тип каскаде је посебно погодан (заправо и намењен) за случај када се не може довољно

поузвано утврдити крива протицаја доње воде, што је неопходан податак за пројектовање стандардног умирујућег базена.



Сл. 13.48 Брзоток са блоковима

На основу опсежних експерименталних истраживања и искуства са изведених објеката, дошло се до оптималних димензија брзотока са блоковима (Peterka 1958). На сл. 13.48 дате су најважније димензије у зависности од висине блока, H , која је сразмерна критичној дубини у брзотоку:

$$(13.66): \quad H = 0.8 h_{KR} = 0.8 \left(\frac{q^2}{g} \right)^{\frac{1}{3}}.$$

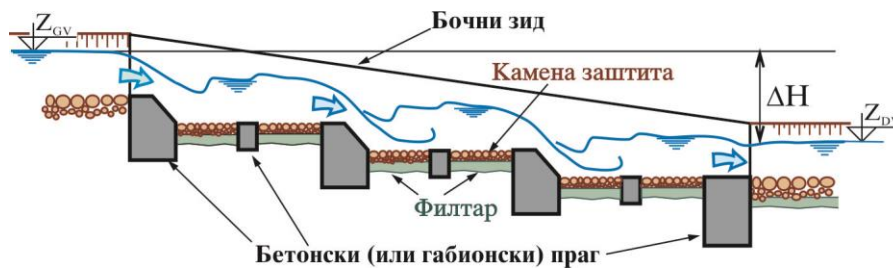
Петерка препоручује да јединични протицај буде испод $5.7 \text{ m}^3/\text{s}/\text{m}$, с тим да се најбоље умирење енергије тока постиже за $q \leq 2.0 \text{ m}^3/\text{s}/\text{m}$. С друге стране, Vischer и Hager (1995), наводе искуства неких истраживача, према којима се, уз извесне измене на улазном делу, може постићи задовољавајући рад брзотока са блоковима чак и при јединичном протицају од $q = 28 \text{ m}^3/\text{s}/\text{m}$.

Подужни нагиб брзотока не би требало да буде већи од 1 : 2 (1 вертикално, наспрам 2 хоризонтално) нити блажи од 1 : 4, а пожељно је поставити најмање 4 реда блокова. Низводни крај брзотока, са најмање једним редом блокова треба закопати испод дна природног корита у које се брзоток улива, и то до дубине која је нижа од процењене дубине ерозије корита. Ископ треба насути каменом крупноће $d_{50} \approx 20 \div 30 \text{ cm}$.

Највећи недостатак брзотока са блоковима (уз претпоставку, да прскање воде не претставља проблем) је висока цена због сложене оплате и армирања. Код водотока који су

оптерећени пливајућим предметима, постоји могућност да се трупци заглаве између блокова за време нижег водостаја.

Уместо брзотока са блоковима може се применити и степенести прелив (VIII.9.5). Варијанта степенастог слапа (каскаде) са скоковитим течењем, израђена од бетонских прагова и камене заштите између прагова приказана је на сл. 13.49. Уместо бетонских прагова и бочних зидова, могу се користити и габиони.



Сл. 13.49 Степенести слап

XIII.3 РИБЉЕ СТАЗЕ

Поједине рибље врсте се током животног циклуса селе из горњег тока водотока низводно у језера, мора и океане где проводе већи део живота, да би се на крају вратиле на место рођења ради размножавања.

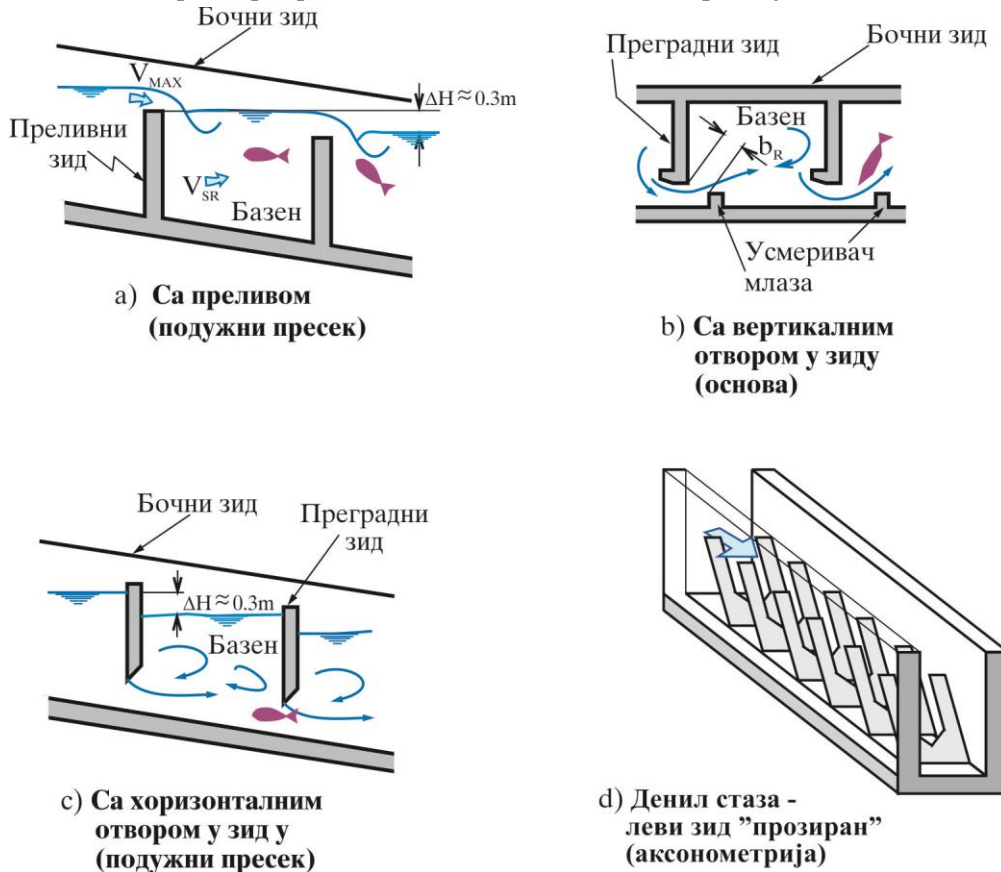
Рибље стазе су грађевине којима се омогућава кретање риба у узводном смеру код водотока који су преграђени ниским бранама (до 15 ÷ 20 m висине). За више бране је обично потребно обезбедити друкчија решења: “лифтове”, или сакупљање риба у посебно опремљене танкове и превоз камионима или крановима у зону горње воде узводно од бране (Јанковић et al. 2020, Novak 1996). Такође, при већим падовима (20 m и више), треба обезбедити безбедно спуштање рибље млађи низ евакуационе органе и кроз турбине. Ово се постиже посебним решењима – бетонским платнима, којима се млађ скреће у зону одакле се скупља у танкове и одводи у зону низводно од бране (Novak 1996).

Овде ће бити речи само о рибљим стазама, као некој врсти довода, односно грађевина на доводима. Рибље стазе су стрми канали (нагиб дна је обично измађу 1 : 8 и 1 : 15), преграђени зидовима у низ слапова (каскада) са базенима, тако да вода прелива из узводног базена у низводни преко преливног зида (сл. 13.50a), односно истиче кроз вертикални отвор у зиду (сл. 13.50b), или хоризонтални отвор, као на сл. 13.50c. Решења са хоризонталним отворима се у последње време ретко користе због тешкоћа у одржавању стабилног нивоа у базенима.

При обликовању и димензионисању рибљих стаза, неопходно је да се обезбеде довољно “мале” брзине при преливању и истицању, *како би риба могла да се пробије* узводно кроз млаз. Искуства са постојећих објеката показују, да је за већину врста риба довољно ограничити максималну брзину млаза на $V_{MAX} \leq 2.5 \text{ m/s}$, премда се за “тачније” вредности могу користити и

емпиријске формуле (Novak 1996). Максимална дозвољена брзина од 2.5 m/s ограничава пад између два суседна базена на $\Delta H = 0.3 \text{ m}$ (сл. 13.50).

У самом базену брзина би требало да буде око $0.3 \div 0.45 \text{ m/s}$, како би се рибама омогућило да се одморе и припреме за савладавање млаза на наредној степеници.



Сл. 13.50 Основни типови рибљих стаза

Да би риба могла да се несметано креће и неповређена стигне до циља (горње воде), неопходно је обезбедити довољно простора. Према Smith-у (Smith 1995), за сваку рибу која се у једном тренутку нађе на рибљој стази, потребно је одвојити запремину од $\sim d \nabla_{RB} = 0.06 \div 0.12 \text{ m}^3$ воде. Уз то, треба имати на уму, да је брзина пењања рибе доста мала и износи свега $u_{RB} \approx 2.5 \div 3.5 \text{ m/h}$, што значи да време потребно да риба пређе целу стазу износи

$$t_{RB} = \frac{Z_{GV} - Z_{DV}}{u_{RB}} \quad (Z_{GV} \text{ и } Z_{DV} \text{ су коте горње и доње воде на стази}).$$

Да би се добио укупан број риба које се у једном тренутку могу наћи на стази, N_{RB} , потребно је време пењања, t_{RB} , помножити са "протицајем" риба, Q_{RB} (протицај се може дефинисати као процењени број риба који прођу кроз неки пресек у јединици времена).

На крају се укупна запремина стазе, ∇_{RB} , рачуна као:

$$(13.67): \quad \nabla_{RB} = d \nabla_{RB} \quad N_{RB} = d \nabla_{RB} \quad t_{RB} \quad Q_{RB} = d \nabla_{RB} \frac{Z_{GV} - Z_{DV}}{u_{RB}} \quad Q_{RB}.$$

* * *

У данашње време најчешће се примењују рибље стазе са вертикалним отворима у преградном зиду (сл. 13.50b). Овим се рибама омогућава да савладају препреку без искакања (преко прелива) и при жељеној дубини, а такође се елиминише проблем засипања наносом, који се може јавити код решења са преливним зидом. У употреби су и Денил стазе, са великим бројем танких „шупљих“ преграда на кратком међусобном растојању (сл. 13.50d).

Ширина вертикалних отвора b_R (сл. 13.50b), треба да износи $0.2 \div 0.3$ m, а протицај се добија из једначине потопљеног истицања кроз сужење (Smith 1995):

$$(13.68): \quad Q = 0.7b_R h_2 \sqrt{2g(h_1 - h_2)},$$

где су h_1 и h_2 = дубине воде испред и иза вертикалног отвора.

Треба још напоменути, да је на улазу на стазу (у низводном кориту) неопходно обезбедити довољно велике брзине које ће привући рибу (~ 1 m/s), док завршетак стазе (узводно од преграде) треба довољно удаљити од прелива, или захватне грађевине, како би се онемогућило да струја одвуче рибу (преко прелива или кроз довод) натраг у доњу воду, одакле је кренула.

ХШ.4 ОБЈЕКТИ ЗА МЕРЕЊЕ ПРОТИЦАЈА У КАНАЛИМА И МАЊИМ ПРИРОДНИМ ВОДОТОЦИМА

Мерење протицаја воде у каналима и природним водотоцима омогућава боље управљање хидротехничким системима. На пример, у систему за наводњавање се омогућава праћење испорука воде потрошачима, чиме се боље упознаје рад система и обезбеђује наплата воде на основу тачно измерене потрошње. Код великих индустријских и термо – енергетских постројења, треба мерити количину и квалитет испуштене воде, како би се контролисало загађење водотока у који се отпадна вода испушта. Аутоматско управљање водoprивредним системима не може се ни замислити без поузданих мерења нивоа, односно протицаја на меродавним местима (обично захватима, испустима, преливима). Код природних водотока мерењем се добијају драгоцени подаци о режиму вода.

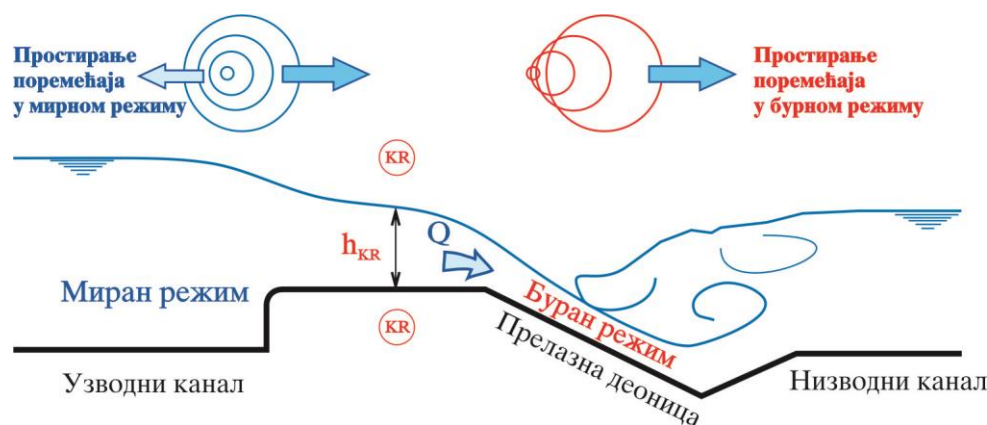
Нажалост, није ретка појава, да се по изградњи објекта (или система) прекине са мерењима која су започета у време пројектовања, уместо да се са мерењима продужи, па чак и да се предвиде додатна мерна места за праћење рада објекта и прикупљање података о водном билансу. Тим пре што велики број хидротехничких објеката омогућава успостављање једнозначне везе између нивоа и протицаја (преливи, испусти, захвати, пропусти и каскаде спадају у овакве објекте), што додатно олакшава посао и умањује трошкове за изградњу мерног објекта. Дакле, важно је још у фази пројектовања, предвидети мерење протицаја на свим местима где праћење протицаја може бити од користи (било да се мери на објектима који имају

другу основну намену – преливи, испусти и тд., било на посебним објектима чија је једина намена мерење).

Мерни објекат мора да задовољи одређене захтеве, како би био погодан за употребу. Пре свега, мерни објекат треба да омогући *поуздано и једноставно* мерење протицаја, да буде *једноставан за израду и одржавање*, да *што мање ремети услове течења* у водотоку и да, по могућству, *не захтева калибрацију на терену* (Smith 1995, Хајдин 1980, Хајдин et al. 1979 и Хајдин et al. 1978).

Под **поузданим мерењем** се подразумева да се гранични услови који омогућавају једнозначну везу између протицаја и нивоа, $Q(z)$, *не мењају током времена*. На пример, испред објекта са прагом (надвишењем дна) може се нагомилати вучени нанос (уколико је реч о водотоку оптерећеном наносом), што мења услове опструјавања прага и ремети једнозначност везе $Q(z)$. Пливајући предмети могу оштетити узану ивицу (“нож”) оштроивичног прелива, што доводи до промене облика млаза и сл. Код сужења и прагова, мерења при дубинама мањим од ~ 10 cm, сматрају се непоузданим, с обзиром да при тако малим дебљинама млаза, утицаји вискозности и капиларности постају битни, па се мења и карактер везе $Q(z)$ која важи при већим дубинама, када је утицај вискозности и капиларности занемарљив.

Једноставно је оно мерење које се може обавити читавањем *само једне величине* (дубине, односно нивоа), на основу које се према утврђеној вези $Q(z)$ рачуна протицај. Да би се омогућила једнозначна веза протицаја и дубине (нивоа), потребно је спречити утицај низводних услова на месту где се веза успоставља – на *контролном пресеку* (видети поглавље VIII за дефиницију контролног пресека). Ово значи, да је непосредно иза контролног пресека потребно остварити бурно течење, јер се у бурном току поремећаји простиру само у низводном смеру (сл. 13.51).



Сл. 13.51 Једнозначна веза протицаја и нивоа у контролном пресеку

Да би се успоставио буран режим, потребно је обезбедити одговарајући пад дна иза контролног пресека. Овај пад је у неким случајевима лако постићи (штавише, код каскада се губитак пада намерно изазива). С друге стране, код равничарских токова, где свако повишење нивоа у каналу може довести до недопустивог изливања, пад је веома драгоцен, па је неопходно

пажљиво уклапање мерног објекта у каналску мрежу, водећи рачуна и о могућим последицама погрешне процене храпавости, локалних губитака и других граничних услова (Хајдин 1980, Хајдин et al. 1979).

Објекат који је **једноставан за израду** треба да има *што мање сложених површина* (витоперне површине), чиме се значајно олакшава израда оплате (доста аутора за мање објекте предлаже искључиво равне површине). Овим се такође постиже прецизније извођење пројектованих облика, чиме се обезбеђују пројектовани гранични услови, а тиме и пројектована веза $Q(z)$. **Једноставно одржавање** се постиже избегавањем надвишења у каналу (прагови могу бити затрпани наносом), стубова (могу их оштетити или закрити пливајући предмети) и других “препрека” унутар контролног пресека.

Мерни објекат треба извести према пројекту који се заснива на поузданим резултатима моделских испитивања, па је свако тарирање (калибрација, баждарење) на терену непотребно. Наравно, објекат се може тарирати и на терену користећи хидрометријска мерења, али то захтева додатне трошкове и умањује тачност мерног објекта при малим дубинама (тј. малим протицајима), с обзиром да је тада мала тачност хидрометријских мерења.

Од мерних објеката код отворених токова најчешће се користе: *сужења, широки и кратки прагови*, а ређе *оштроивични преливи*, због осетљивости при потапању доњом водом и осетљивости на физичка оштећења.

У даљем тексту највише простора се даје мерним сужењима, док су остали наведени типови мерних објеката приказани са мање детаља. Исцрпан преглед објеката за мерење у отвореним токовима може се наћи у литератури (Vos 1976).

XIII.4.1 Мерна сужења са хоризонталним дном

Мерна сужења са хоризонталним дном спадају у најзаступљеније објекте за мерење протицаја у отвореним токовима. Мерно сужење се састоји из три дела: а) *прилазног дела са сужењем*, б) *грла сужења* и с) *проширења са излазним делом* (сл. 13.52).

Код мерног сужења се разграничење тока на, *миран режим узводно* и *буран режим низводно* од контролног пресека, постиже смањењем површине попречног пресека услед сужења тока (сл. 13.52). Наиме, ако се ток довољно сузи, у грлу сужења ће се јавити критична дубина, па ће узводно од критичне дубине (контролног пресека “S” на сл. 13.52), течење бити мирно, док ће низводно настати бурно течење, одакле се поремећаји (утицаји) не могу простирати узводно ка контролном пресеку. На овај начин у контролном пресеку се осећа само утицај узводног услова, што *обезбеђује једнозначну везу између протицаја и дубине*.

Нажалост, тешко је утврдити тачан положај пресека “S”, у коме се јавља критична дубина у сужењу, због чега се (уместо критичне дубине) мери дубина h_{GV} у непоремећеном току непосредно испред сужења (сл. 13.52).

Ако је грло сужења довољно дугачко да се у њему оствари приближно паралелно и праволинијско струјање, веза између пресека “GV” и “S” добија се преко једначине енергије:

$$(13.69): \quad h_{GV} + \frac{V_{GV}^2}{2g} = h_S + \frac{V_S^2}{2g} + \Delta E_{GV-S},$$

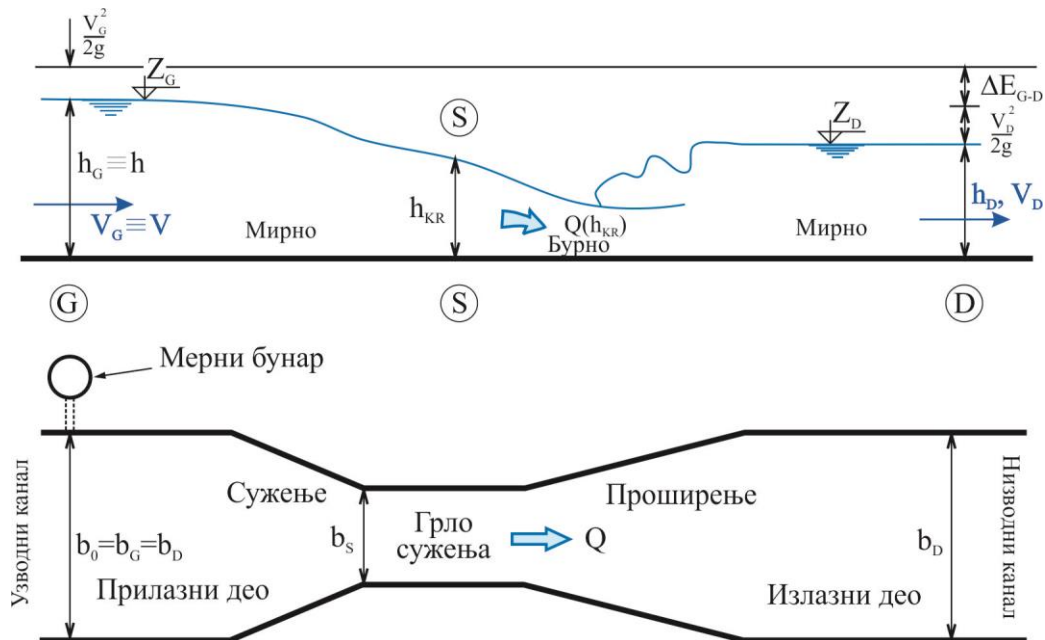
претпостављајући да је дно између два пресека хоризонтално. Уважавајући да се у пресеку “S” оствари критична дубина, h_{KR} , и ако се губитак енергије ΔE_{GV-S} изрази као:

$$(13.70): \quad \Delta E_{GV-S} = \xi \frac{V_S^2}{2g} = \xi \frac{V_{KR}^2}{2g},$$

једначина 13.69 може се написати као:

$$(13.71): \quad h_{GV} + \frac{V_{GV}^2}{2g} = h_{KR} + \frac{V_{KR}^2}{2g} (1 + \xi),$$

где је ξ = коефицијент губитака.



Сл. 13.52 Мерно сужење са хоризонталним дном у правоугаоном каналу

Користећи једначину континуитета (једначину одржања масе):

$$(13.72): \quad Q = V_{KR} A_{KR} = V_{GV} A_{GV},$$

где су: $A_{KR} = A_S(h_{KR})$ = површина попречног пресека у грлу сужења при критичној дубини и $A_{GV} = A_{GV}(h_{GV})$ = површина у мерном пресеку при дубини h_{GV} , добија се:

$$(13.72): \quad h_{GV} + \frac{Q^2}{2gA_{GV}^2} = h_{KR} + \frac{Q^2}{2gA_{KR}^2} (1 + \xi).$$

Када се у пресеку јави критична дубина, специфична енергија тока је минимална, тј.:

$$(13.73): \quad \frac{de}{dh} = \frac{d}{dh} \left(h + \frac{Q^2}{2gA^2} \right) = 1 - \frac{Q^2}{gA^3} \frac{dA}{dh} = 1 - \frac{Q^2 B}{gA^3} = 0,$$

односно Фрудов број је једнак јединици:

$$(13.73'): \quad \frac{Q^2 B_{KR}}{gA_{KR}^3} = 1,$$

где је B = ширина воденог огледала при дубини h (а B_{KR} = ширина воденог огледала при $h = h_{KR}$).

Увођењем услова критичног течења (једначина 13.73) у једначину енергије (13.72), добија се (Хајдин et al. 1979):

$$(13.74): \quad h_{GV} = h_{KR} + \frac{1}{2} \frac{A_{KR}}{B_{KR}} \left[(1 + \xi) - \left(\frac{A_{KR}}{A_{GV}} \right)^2 \right].$$

За познату (измерену) дубину испред сужења, h_{GV} , из једначине 13.74, итеративно се рачуна критична дубина у сужењу ($h_S = h_{KR}$), да би се затим из једначине (13.73') за познату дубину h_{KR} добио жељени протицај:

$$(13.75): \quad Q = A_{KR} \sqrt{g \frac{A_{KR}}{B_{KR}}} = Q(h_{KR}) = Q[h_{KR}(h_{GV})] = Q(h_{GV}),$$

чиме је успостављена *једнозначна веза протицаја, Q , и мерне дубине испред сужења, h_{GV} .*

Наравно, треба подсетити да су у једначинама (13.74) и (13.75), површине пресека и ширине воденог огледала функције воде у пресеку тј.:

$$A_{KR} = A_S(h_{KR}), A_{GV} = A_{GV}(h_{GV}) \text{ и } B_{KR} = B_S(h_{KR}).$$

За почетну претпоставку (нулту итерацију) може се узети ⁽⁰⁾ $h_{KR} = \frac{2}{3} h_{GV}$. Код правоугаоног попречног пресека, где је $A = bh$ и $B = b$, једначине (13.74) и (13.75) се поједностављују:

$$(13.76): \quad \frac{h_{GV}}{h_{KR}} = 1 + \frac{1}{2} \left[(1 + \xi) - \left(\frac{h_{KR}}{h_{GV}} \right)^2 \left(\frac{b_S}{b_{GV}} \right)^2 \right], \text{ и:}$$

$$(13.77): \quad Q = b_S \sqrt{g} h_{KR}^{\frac{3}{2}}.$$

Коефицијент губитака, ξ , обухвата локалне губитке услед сужења струје и губитке на трење, који су занемарљиви због малог растојања између пресека "GV" и "S".

Према резултатима опсежних моделских истраживања, која су вршена на Грађевинском факултету у Београду на сужењима правоугаоног, трапезног и сложеног попречног пресека, са

димензијама према сл. 13.59 (Хајдин et al. 1979), коефицијент ξ је константан при свим дубинама већим од $h_{GV}^{\min} = 0.1$ m и износи $\xi \approx 0.11$.

При дубинама од $h_{GV} < 0.1$ m, утицаји вискозности и капиларности постају значајни, што знатно отежава успостављање везе $Q(h_{GV}) \equiv Q(Z)$, па се коришћење мерног сужења ограничава на дубине до 10 cm (Хајдин et al. 1979).

* * *

На почетку излагања је речено да сужавање пресека “треба да буде *довољно*“. Сада ће се, на примеру хоризонталног сужења са правоугаоним пресеком, показати **колико је довољно** сужавати.

На сл. 13.53 приказана је зависност дубине, h , и специфичне енергије тока, e , за течење са слике 13.52:

$$(13.78): \quad e = h + \frac{V^2}{2g} = h + \frac{Q^2}{2gb^2h^2}.$$

Претпоставља се константна вредност протицаја, Q . Ширина канала испред и иза сужења је такође константна, $b = b_0$ (сл. 13.52), док се ширина у грлу сужења, $b = b_s$, мења – варира.

Ако се занемари губитак енергије између узводног пресека “GV” и пресека “S” у грлу сужења, а уз претпоставку праволинијског и паралелног струјања у оба пресека, може се поставити једначина одржања енергије као:

$$(13.79): \quad E_{GV} = E_S, \text{ односно, } e_{GV} = e_S,$$

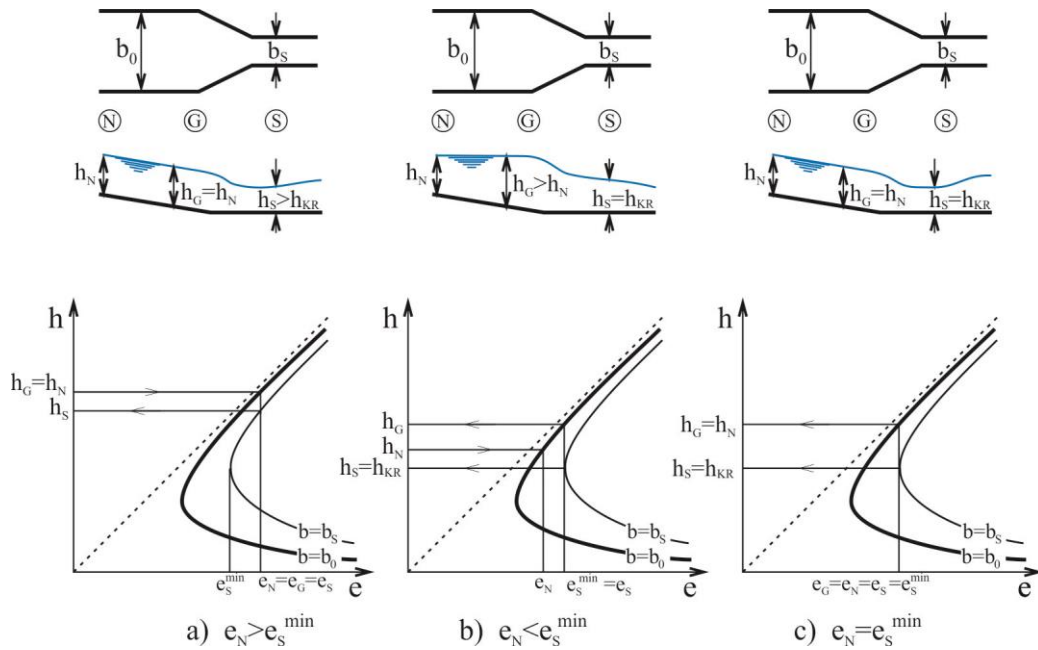
где су: e_G и e_S специфичне енергије у пресецима “GV” и “S”.

Разматраће се два случаја:

а) Прво ће се претпоставити да је у узводном каналу *специфична енергија*, e_N , при нормалној дубини, h_N , *већа од минималне специфичне енергије у грлу сужења*, e_S^{\min} (сл. 13.53а). У том случају, ток у сужењу располаже са довољно енергије да пропусти разматрани протицај јер је (сл. 13.53а):

$$(13.80): \quad e_S^{\min} \leq e_S = e_N = e_{GV}.$$

С обзиром да је специфична енергија већа од минималне ($e_S > e_S^{\min}$), у грлу сужења се задржава миран режим, односно не јавља се критична дубина. То значи да се поремећаји (утицаји) из низводног канала, могу преносити кроз сужење у узводни канал, па се овакав објекат *не може користити за успостављање једнозначне везе дубине и протицаја*.



Сл. 13.53 Зависност дубине и специфичне енергије тока

б) Ако се пресек грла толико сузи да *минимална специфична енергија сужења*, e_s^{\min} , постане *једнака или већа од специфичне енергије узводног канала* при нормалној дубини ($e_s^{\min} \geq e_N$, сл. 13.53b и c), тада се у суженом пресеку мора успоставити *минимална специфична енергија*, као најмања енергија са којом разматрани протицај може да прође кроз пресек:

$$(13.81): \quad e_s = e_s^{\min} = e_{GV}.$$

Другим речима, сужење не може да пропусти жељени протицај са енергијом, e_N (коју поседује узводни ток при нормалној дубини), ако је ова мања од *минималне енергије сужења*, e_s^{\min} . У том случају (сл. 13.53c), узводни ток мора да повећа своју специфичну енергију испред сужења ($e_{GV} > e_N$), односно мора да повећа дубину ($h_{GV} > h_N$).

При минимуму специфичне енергије, у грлу сужења се успоставља *критична дубина*, што, како је напред објашњено, омогућава *једнозначну везу протицаја и дубине* у пресеку.

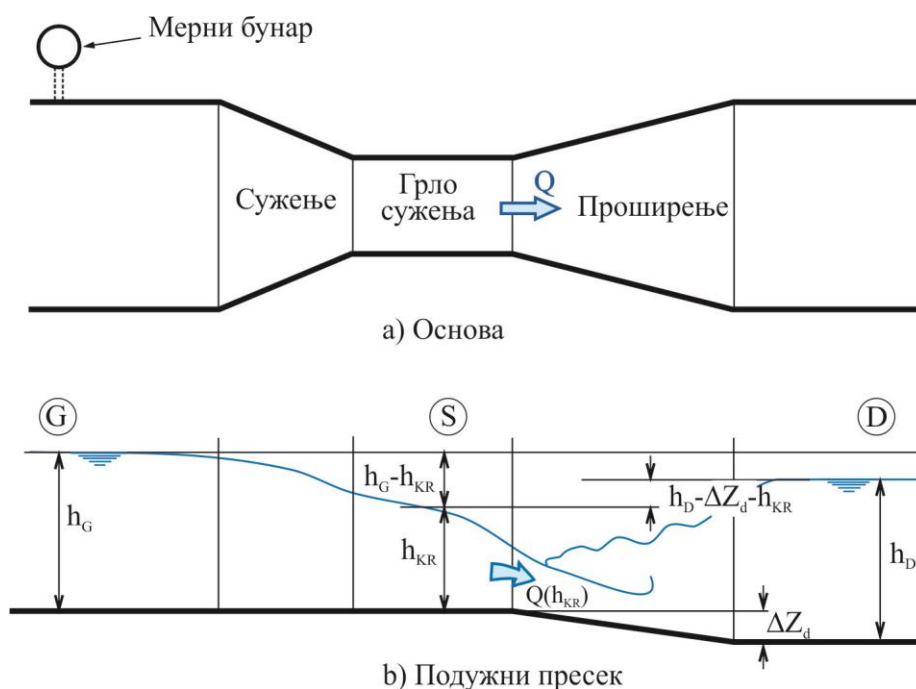
* * *

При ширењу, сужени млаз губи део енергије, на рачун денивелације узводног и низводног нивоа, $Z_{GV} - Z_{DV}$. У низводном каналу (као и у узводном) најчешће влада *једнолико течење*, $h_{DV} = h_N < h_{GV}^2$, па се у случају проширења са хоризонталним дном мора повећати ниво у каналу испред сужења (ту се јавља успор). Према искуству са постојећих објеката, повољније је да се овај успор избегне тако што се, дуж проширења, дно корита спусти за денивелацију – степеницу ΔZ_D (сл. 13.54). Висина денивелације се одређује из услова, да доња вода не утиче на течење у пресеку “S”, где се остварује критична дубина, тј., из услова, да течење кроз сужење

буде непотопљено. На основу истраживања спроведених на Институту за хидротехнику Грађевинског факултета у Београду, Хајдин et al. (1979) предлажу, да се за услов непотопљености усвоји зависност (сл. 13.54):

$$(13.82): \quad (h_{DV} - \Delta Z_D) - h_{KR} \leq \frac{1}{2}(h_{GV} - h_{KR}).$$

Ово значи да ће течење у сужењу бити *непотопљено*, ако разлика нивоа између доње воде и пресека сужења ($h_{DV} - \Delta Z_D - h_{KR}$), не прелази половину разлике између нивоа горње воде и сужења ($h_{GV} - h_{KR}$). Услов (13.82) важи ако је проширење између “S” и “DV” обликовано према препорукама са сл. 13.59 и ако ширење тока није превелико, тј. ако је однос површине тока у сужењу и површине иза сужења $A_{KR}/A_{DV} \geq 0.3$ (Хајдин et al. 1977). Благо проширење, као што је већ објашњено, изазива мале губитке енергије, па је силвити млаз у стању да одбаци доњу воду и омогући непотопљено течење у суженом грлу, при вишем нивоу доње воде него што је изражено преко једначине 13.82 (ова зависност је табеларно приказана у литератури, Хајдин et al. 1977). Ипак, на страни сигурности је користити услов 13.82, и по цену извесног губитка пада кроз повећање денивелације ΔZ_D .



Сл. 13.54 Услов непотопљености контролног (критичног) пресека

Ако је $A_{KR}/A_{DV} < 0.3$, треба применити строжији услов:

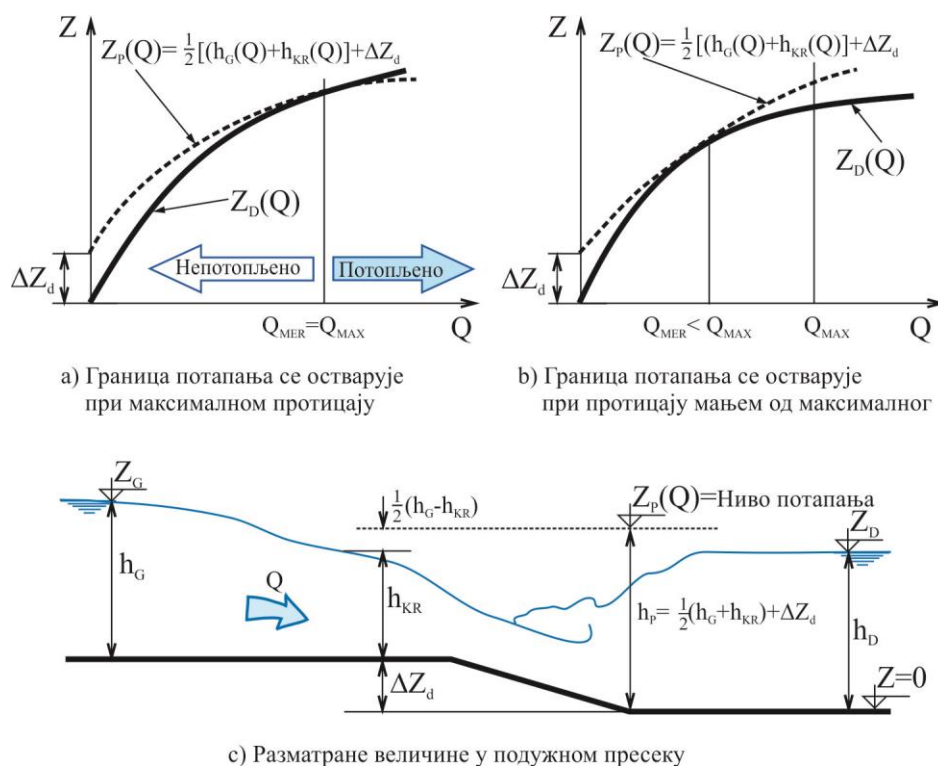
$$(13.83): \quad h_{DV} - \Delta Z_D \leq h_{KR},$$

тј., ниво иза проширења не сме прећи ниво у грлу сужења.

² Ако је близу сужења успорни објекат који утиче на h_{DV} , место није погодно за мерни објекат.

На основу услова (13.82), односно (13.83), добија се тражена денивелације дна (висина “степеника”), ΔZ_D :

$$(13.84): \begin{cases} \Delta Z_D \geq h_{DV} - \frac{1}{2}(h_{GV} + h_{KR}), & \text{за } \frac{A_{KR}}{A_{DV}} \geq 0.3, \text{ и} \\ \Delta Z_D \geq h_{DV} - h_{KR}, & \text{за } \frac{A_{KR}}{A_{DV}} < 0.3. \end{cases}$$



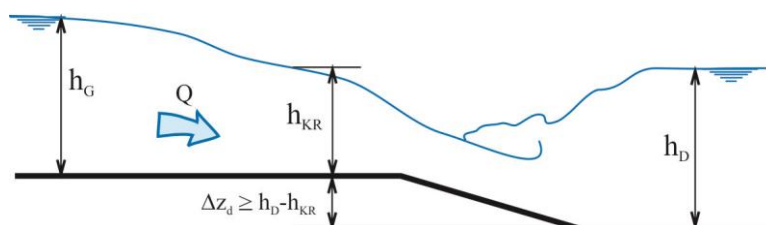
Сл. 13.55 Мероводни протицај при избору денивелације дна, ΔZ_D

При одређивању денивелације дна, ΔZ_D , најчешће је меродаван максимални протицај који ће се мерити на објекту ($Q_{MER} = Q_{MAX}$, сл. 13.55а). Међутим, постоје и случајеви где, при великим протицајима, дубина доње воде благо расте са протицајем, па је за одређивање ΔZ_D , меродаван неки мањи протицај ($Q_{MER} < Q_{MAX}$, сл. 13.55б). Зато је неопходно одредити потопљеност сужења у целом распону протицаја који ће се мерити (сл. 13.55). При прорачуну криве протока доње воде, $Q(Z_{DV})$, овде треба рачунати са максималном храпавошћу која се може јавити у низводном каналу, јер се тако добијају веће дубине, па је димензионисање на страни сигурности.

Денивелација дна, срачуната преко израза 13.84, обично не прелази 10% мерне дубине при меродавном протицају ($\Delta Z_D \approx 0.1 h_{GV}$), што у већини случајева представља прихватљив

губитак пада. Ако се, пак, процени да је губитак пада превелики, треба се одредити за мерни објекат са две мерне дубине.

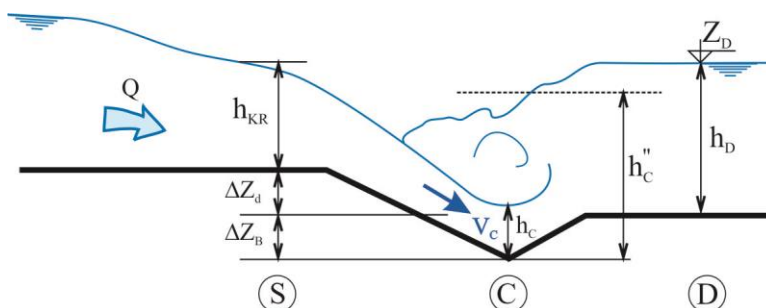
Уколико је, с друге стране, на располагању довољно пада, или се чак предвиђа и изградња каскаде (степенице), отпада потреба за обликовањем проширења. У том случају, пад каскаде, ΔZ_D , мора бити довољан да обезбеди да ниво доње воде буде нижи од нивоа у самом сужењу (услов 13.83 и сл. 13.56).



Сл. 13.56 Мерно сужење на каскади

* * *

Ако је иза сужења необложен канал, па постоји опасност од ерозије, неопходно је млаз смирити – превести га хидрауличким скоком у миран режим – пре него што доспе у необложену деоницу. Ако дубина доње воде, h_{DV} , није довољна да потопи скок при меродавном протицају, дно треба додатно спустити за висину ΔZ_B (сл. 13.57), колико је потребно да се скок потопи.



Сл. 13.57 Потопљење хидрауличног скока иза сужења

Поступак за одређивање висине степенице ΔZ_B , објашњен је у делу VIII.4.7. Да би скок био потопљен (навучен), неопходно је да спрегнута дубина h''_C (спрегнута са дубином h_C у пресеку “С”), буде мања од дубине доње воде увећано за висину степенице ΔZ_B :

$$(13.85): \quad h''_C < \Delta Z_B + h_{DV}.$$

Дубина h_C се рачуна преко енергетске једначине између пресека “С” и пресека “С” (сл. 13.57), с тим што се губици енергије занемарују, с обзиром да је таква претпоставка на страни сигурности:

$$(13.86): \quad h_{KR} + \frac{V_{KR}^2}{2g} + \Delta Z_D + \Delta Z_B = h_c + \frac{V_c^2}{2g}.$$

Спрегнута (коњугована) дубина рачуна се преко једначине сила као:

$$(13.87): \quad S(h_c) + \frac{Q^2}{gA(h_c)} = S(h_c'') + \frac{Q^2}{gA(h_c'')},$$

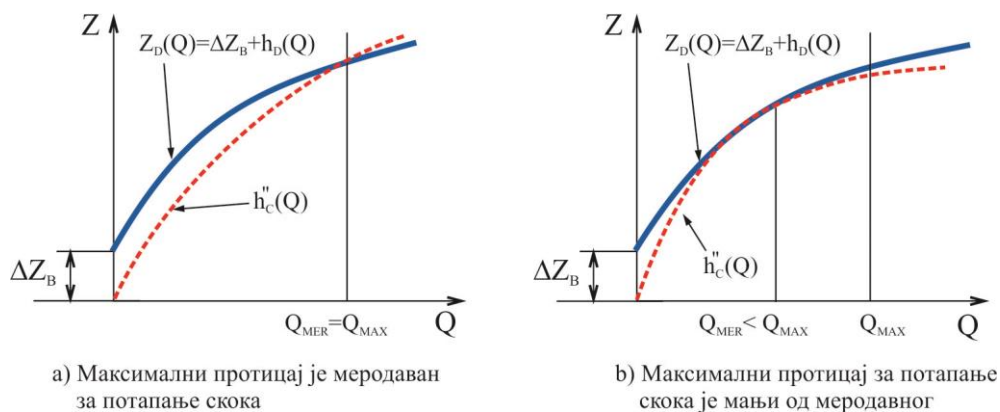
где је $S(h)$ = статички момент површине пресека у односу на површину воденог огледала при дубини h . За правоугаони попречни пресек једначина (13.87) се своди на једначину (8.56).

У већини случајева висина спуштања од $\Delta Z_B \cong \Delta Z_D$ је сасвим довољна да се постигне потапање скока (Хајдин 1980).

Као и код базена за умирење енергије, иза бетонског дела објекта, необложени канал треба заштити каменом наслагом са филтром (VIII.4.8) на дужини од $3 \div 4 h_{DV}$.

Као и при одређивању висине степенице ΔZ_D , и при прорачуну висине спуштања, ΔZ_B , најчешће је меродаван максимални протицај који се мери (односно који се очекује на објекту). И овде, међутим, постоје изузеци, када услед облика криве протицаја доње воде, меродавни протицај може бити мањи од максималног (сл. 13.58b). Зато је потребно проверити потопљеност хидрауличног скока у целом опсегу могућих протицаја. (Видети такође и објашњење уз сл. 8.44 у делу VIII.4.7 о умирујућим базенима).

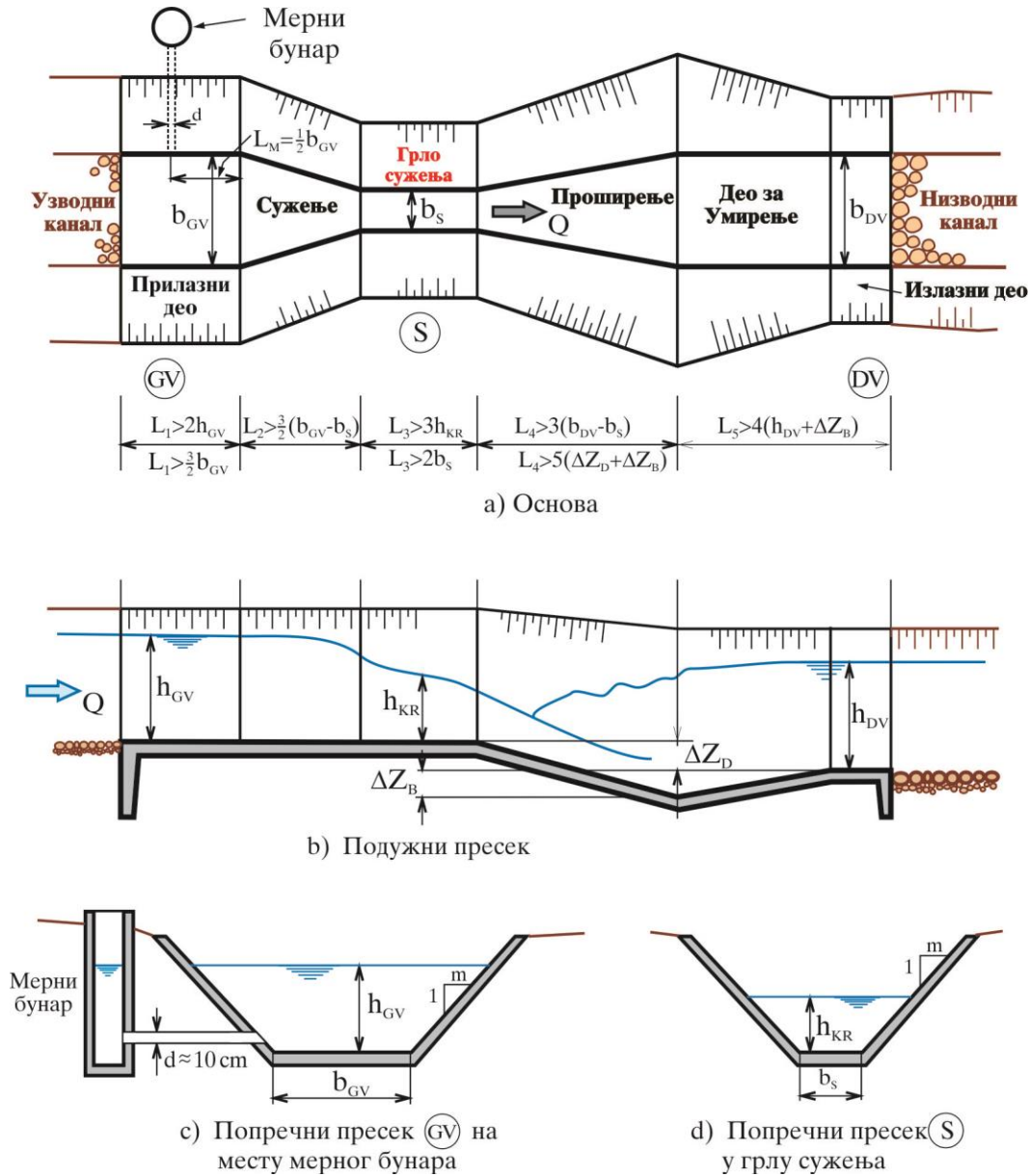
При прорачуну криве протока $Q(Z_{DV})$, код одређивања границе потапања критичног течења у сужењу (сл. 13.55), коришћена је максимална вредност отпора који се може очекивати на низводној деоници. Сада се, ради супротно, с обзиром да је при прорачуну потапања хидрауличног скока, на страни сигурности користити минималне очекиване отпоре, односно минималне дубине доње воде које се могу остварити.



Сл. 13.58 Меродавни протицај за потапање хидрауличног скока

* * *

Како је раније објашњено, мерно сужење мора да задовољи одређене услове да би се на њему успоставила једнозначна веза мерене дубине и протицаја и како би та веза могла да се опише релацијама (13.74) и (13.75), уз приближно константан коефицијент губитака $\xi = 0.11$.



Сл. 13.59 Скица мерног сужења трапезног попречног пресека

Пре свега, неопходно је да дужина грла сужења буде довољна да се оствари приближно праволинијско и паралелно течење. Потребно је да сужавање пресека буде довољно постепено да се омогући што мањи губитак енергије. Исто важи и за проширење, уколико је предвиђено (тј. ако се жели што већа уштеда пада). Низводно од проширења треба обезбедити умирење енергије бурног млаза. Ниво, односно дубина воде, h_{GV} , за успостављање везе $Q(h_{GV})$ мери се

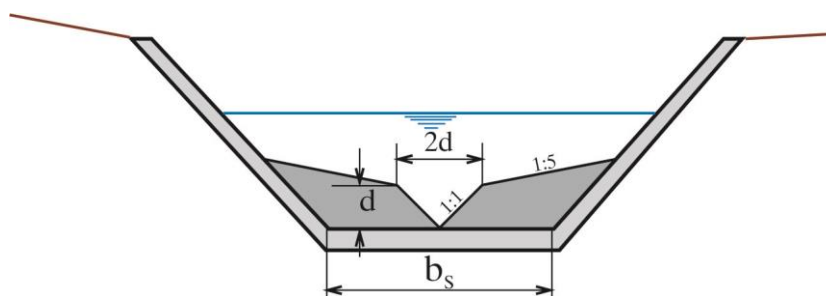
узводно од сужења, на месту где се исклињава депресиона линија изазвана сужењем. Само мерење се обавља у мерном бунару, који је са каналом повезан преко цеви пречника ~ 10 cm, чиме се избегавају флукуације нивоа. Детаљи бунара и мерна опрема описани су у литератури (Vos 1976). Према препорукама Vos-а (1976), Фрудов број у пресеку “GV” испред сужења, не би требало да буде већи од 0.25 ($F_{RGV} \leq 0.25$), како би се избегла прејака турбуленција која отежава мерења. Скица мерног сужења трапезног попречног пресека, обликованог према горе наведеним условима (Хајдин et al. 1979) приказана је сл. 13.59.

Да би се у мерном објекту омогућило непоремећено струјање, потребно је на дужини од $L_{GV} \geq 5 b_{GV}$ узводно од објекта, обезбедити униформан пресек канала без препрека и са трасом у правцу (без кривина). Сличан услов ($L_{DV} \geq 5b_{DV}$, или $L_{DV} \geq 5h_{DV}$) важи и за деоницу низводно од објекта, осим за случајеве где је утицај доње воде сасвим избегнут значајним спуштањем дна канала (на пример, каскада на сл. 13.56).

Мерно сужење, као и сваки каналски објекат, треба обезбедити од узгона и суфозије, па сходно условима на терену, треба предвидети одговарајућу заштиту (застори, дренажа, филтри), како је објашњено у поглављима VIII и XII.

* * *

Ако се мерењима жели обухватити широк опсег протицаја, уместо “стандардног” трапезног (или правоугаоног) попречног пресека, треба у грлу сужења поставити сложен пресек са “главним коритом и инундацијом” (на пр., пресек на сл. 13.60, Хајдин et al. 1979). Тиме се омогућава прецизно мерење малих протицаја (са дубинама > 10 cm) у узаном троугаоном засеку у дну, док је за мерење великих протицаја на располагању шири део пресека изнад засека.

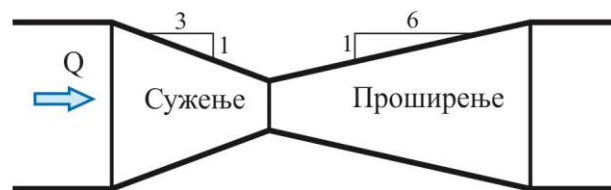


Сл. 13.60 Мерно сужење са сложеним попречним пресеком

Наравно, овакав мерни уређај због своје сложености изискује и нешто веће трошкове.

Поред описаног мерног сужења, постоје и слични објекти код којих се изоставља само грло сужења – тзв. кратка сужења (сужења без грла, Vos 1976). Изостављањем грла, дуж кога се, при приближно паралелном и праволинијском струјању, успоставља пресек са критичном дубином, отежава се утврђивање везе протицаја и дубине. Иако се и код кратких сужења остварује једнозначна крива протицаја, јер сужење дели ток на узводну деоницу у мирном и низводну у бурном режиму, зависност $Q(h)$ се не може унапред одредити једноставним

аналитичким поступком као код стандардног “сужења са грлом”, због значајне закривљености струјница у сужењу, што битно ремети хидростатички распоред притисака. Зато се крива протицаја мора утврдити на физичком моделу погодне размере, што битно поскупљује објекат у односу на стандардни. Додуше, у пракси се, поготову у Северно – Америчким земљама, користе сужења без грла (такозвано Паршалово сужење или Паршалов прелив, Vos 1976, French 1986), за која су на основу моделских истраживања урађене таблице, којима се прецизно утврђују све димензије објекта и начин обрачунавања протицаја. Међутим, баш због “непроменљивости” димензија, овакав објекат се често теже уклапа у терен, а и извођење се усложњава и поскупљује захтевима за потпуним придржавањем прописаних димензија. За разлику од кратког сужења (без грла), када се објекат са *дугачким сужењем* (са грлом) изведе са димензијама нешто другачијим од пројектованих (или препоручених), крива протицаја се може доста прецизно прерачунати према стварним димензијама (тј., према изведеном стању).



Сл. 13.61 Пример сужења без грла

ХИИ.4.2 Широки праг као мерни објекат

Широки праг се такође користи као мерни објекат на коме се успоставља критична дубина, што омогућава једнозначну везу протицаја и мерене дубине испред прага. Битна предност мерног сужења у односу на праг је могућност неометаног проноса наноса чиме се, како је напред објашњено, обезбеђује постојаност услова течења, а тиме и постојаност везе нивоа и протицаја.

Попречни пресек корита на месту прага, слично мерном сужењу, може бити правоугаони, трапезни или сложен, зависно од теренских услова и опсега протицаја који се мере.

ХИИ.4.2.1 Правоугаони широки праг

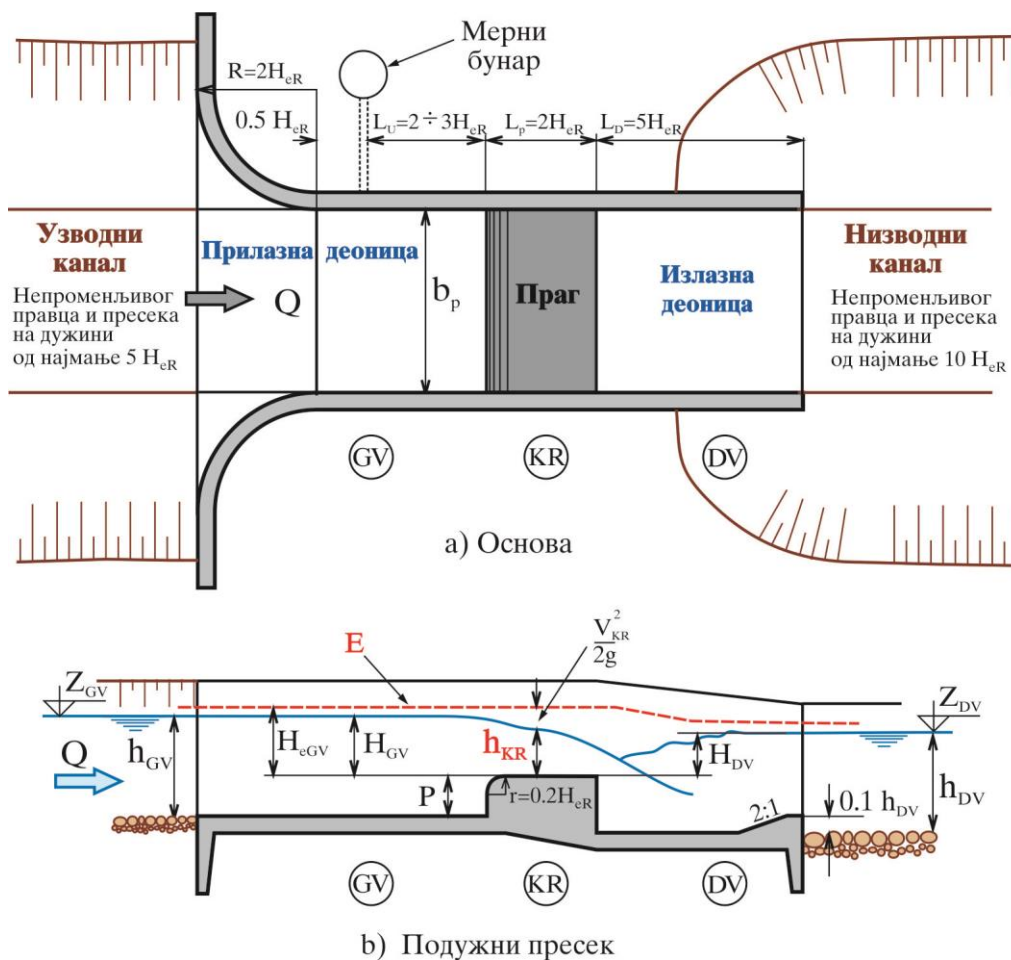
Овај мерни објекат чине *широки праг у правоугаоном кориту*, испред кога је *прилазна деоница* са заобљеним крилним зидовима и *излазна деоница* за повезивање са доњом водом. На сл. 13.62 приказано је једно од могућих решења за правоугаони праг (Smith 1995 и Vos 1976).

Праг треба да буде *довољно* дугачак, да се на њему оствари паралелно праволинијско струјање и при највећим дубинама (протицајима), али не сме бити ни *превише* дугачак, како би утицај трења остао мали и при најмањим дубинама, односно протицајима које треба мерити. Према Vos-у (1976), однос енергетске висине испред прага, H_{cGV} , и дужине прага, L_p , требало би да буде у границама од (сл. 13.62) :

$$(13.88): \quad 0.08 < \frac{H_{eGV}}{L_p} < 0.5, \text{ што приближно одговара односу:}$$

$$(13.88'): \quad 0.05 < \frac{h_{KR}}{L_p} < 0.33.$$

Праг треба да буде хоризонталан у круни и заобљен са узводне стране кружном кривином полупречника $r=0.2H_{eR}$, где је, H_{eR} , рачунска (пројектована) вредност енергетске висине горње воде H_{eGV} . Низводна ивица прага може бити вертикална (као на сл. 13.62), коса (сл. 13.63), или заобљена. Закошено низводно лице са нагибом 1:4 (сл. 13.63), омогућава непотопљено преливање при знатно вишем нивоу доње воде (Vos 1976). Прилазна деоница са заобљеним крилним зидовима полупречника $R \approx 2H_{eR}$, омогућава да се ток усмери ка преливу уз минималне губитке и без сужења (контракције). Препоручује се, да се дубина мери на растојању од $L_U \approx 2 \div 3H_{eR}$ узводно од прага, како би се избегао утицај депресионе линије која се јавља непосредно испред прага. Да би се ублажио утицај флукуација, мерења треба вршити у мерном бунару, који је повезан са каналом преко узане цеви (сл. 13.62).



Сл. 13.62 Правоугаони широки праг као мерни објекат

Вредност Фрудовог број у пресеку “GV” испред прага, $F_{R,GV}$, не би требало да прелази 0.25 (као и код мерног сужења), да би се избегла превелика турбуленција, која отежава мерење.

Такође, не препоручује се да однос H_{eR}/P буде већи од 1.5, док ширина b_P не би требало да буде мања од H_{eR} , како се не би нарушила димензионалност струјања. Да би се избегли утицаји вискозности и капиларности, висина и ширина прага треба да буду довољно велике. Vos (1976) за минималне димензије прага препоручује: $P \geq 15$ cm и $b_P \geq 30$ cm.

Веза протицаја и дубине (нивоа) добија се на сличан начин као и код мерног сужења. На прагу (“сужењу” у вертикалној равни тока), специфична енергија је минимална $\left(\frac{de}{dh} = 0\right)$, односно, успоставља се критична дубина, па важи једначина (13.77) за (правоугаоно корито):

$$(13.89): \quad Q = b_P \sqrt{g} h_{KR}^{\frac{3}{2}}.$$

Једначина енергије између мерног пресека “GV” и критичне дубине (пресек “KR” на сл. 13.62) идентична је једначини (13.72) за мерно сужење и своди се (слично једначини 13.76) на:

$$(13.90): \quad \frac{h_{GV}}{h_{KR}} = 1 + \frac{1}{2} \left[(1 + \xi) - \left(\frac{h_{KR}}{h_{GV}} \right)^2 \right].$$

Једначине (13.89) и (13.90) одређују тражену везу $Q = Q(h_{GV})$. На коефицијент губитка, ξ , највише утиче трење, с обзиром да су локални губици сведени на минимум добрим обликовањем. Коефицијент ξ се може проценити преко експерименталне зависности. Vos (1976) даје зависност за одговарајући коефицијент преливања, C_P :

$$(13.91): \quad C_P = \left(1 - 0.01 \frac{L_P - r}{b_P} \right) \left(1 - 0.005 \frac{L_P - r}{h_{GV}} \right)^{\frac{3}{2}},$$

где r = полупречник кривине заобљења узводне преливне ивице прага. Веза између коефицијента преливања (коефицијента протицаја) и коефицијента локалног губитка енергије је:

$$C_P = \frac{1}{\sqrt{1 + \xi}} \Rightarrow \xi = \frac{1}{C_P^2} - 1.$$

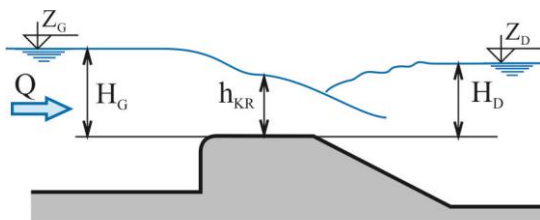
За случај да је $L_P \approx b_P$ и $L_P \approx 5h_{GV}$, добија се $C_P \approx 0.95$, односно, $\xi \approx 0.10$, слично вредности коју препоручују Хајдин et al. (1979) за мерно сужење. Коефицијент C_P опада (односно, ξ расте) за мање вредности h_{GV}/L_P , с обзиром да се при мањим дубинама повећава утицај трења.

Као и у случају мерног сужења, и код мерног прага се једнозначност везе $Q(h)$ може обезбедити само при *непотопљеном* течењу. И овде постепено ширење (прелаз са косом рампом на сл. 13.63) омогућава мање губитке енергије у млазу, коме тако остаје више “снаге”

да потисне хидраулички скок низводно и тиме омогући непотопљено преливање преко прага, при вишем нивоу доње воде, него за случај прага без рампе.

По аналогији са течењем у мерном сужењу, може се претпоставити да је код прага са закошеним низводним лицем (прага са рампом), течење *непотопљено* ако је (сл. 13.63):

$$(13.92): \quad H_{DV} - h_{KR} \leq \frac{1}{2}(H_{GV} - h_{KR}).$$



Сл.13.63 Праг са низводним закошењем (рампом)

Код прага са вертикалним низводним лицем (сл. 13.62), губитак енергије у млазу је знатно већи, па је услов за непотопљено течење строжији:

$$(13.93): \quad H_{DV} \leq h_{KR}.$$

За тачнију процену услова потопљености (код прагова са косим и вертикалним низводним лицем), видети Vos-a (1976).

Услов непотопљености прага треба проверити за цео мерни опсег протицаја, исто као и код мерних сужења (видети сл. 13.55).

* * *

Ако је низводно од мерног прага необложен канал, потребно је заштити га од ерозионог дејства бурног млаза. Једно решење је приказано на сл. 13.62 (Smith 1995). Иза прага се канал бетонира на дужини од $L_{DV} \cong 5H_{eR}$, па се добија умирујући базен који се завршава косом рампом за усмеравање млаза на више (даље од дна канала, видети VIII.4).

Наравно, неопходно је проверити, да ли је скок потопљен (навучен), и у противном спустити коту дна базена. Поступак за проверу потопљености скока већ је описан у претходном делу. Такође, треба проверити потопљеност скока и при протицајима мањим од рачунског (сл. 13.58), а при условима најмање храпавости (најмање вредности Манинговог коефицијента храпавости) која се може очекивати у низводном каналу.

* * *

Ако се предвиђа мерење широког опсега протицаја, уместо прага правоугаоног попречног пресека, треба користити троугаони или комбиновани пресек (сл. 13.64).

Код троугаоног (и комбинованог) пресека се, при малим протицајима, остварују веће дубине него код правоугаоног пресека (с обзиром да је ширина пресека мања), чиме је омогућено прецизније читавање нивоа, односно прецизније мерење протицаја.

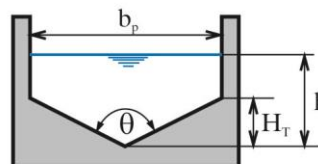
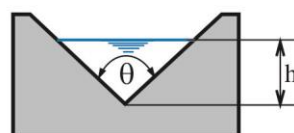
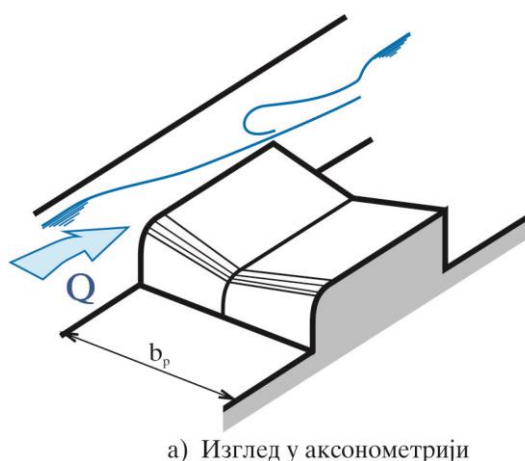
Све написано за мерни праг правоугаоног попречног пресека, односи се и на праг са троугаоним и сложеним пресеком, изузев што се, међа израз за везу протицаја и критичне дубине (једначина 13.89).

Код троугаоног пресека (сл. 13.64b) и код сложеног пресека, при дубинама мањим од висине троугаоног дела пресека, H_T (сл. 13.64c), из услова минимума специфичне енергије (јед. 13.73') се добија:

$$\frac{Q^2 B_{KR}}{g A_{KR}^3} = \frac{2Q^2}{g h_{KR}^5 \operatorname{tg}^2\left(\frac{\theta}{2}\right)} = 1,$$

односно:

$$(13.94): \quad Q = \frac{1}{\sqrt{2}} \sqrt{g} \operatorname{tg} \frac{\theta}{2} h_{KR}^{\frac{5}{2}}.$$



Сл. 13.64 Мерни праг троугаоног и сложеног попречног пресека

Када код сложеног пресека (сл. 13.64c), критична дубина пређе границу троугаоног пресека, H_T , уместо једначине (13.94) добија се :

$$(13.95): \quad Q = b_p \sqrt{g} \left(h_{KR} - \frac{1}{2} H_T \right)^{\frac{3}{2}}.$$

Једначина (13.94), односно (13.95), заједно са једначином (13.90) која повезује критичну дубину на прагу са мерним пресеком “GV” (сл. 13.62), омогућава одређивање везе $Q(h)$. За процену коефицијента губитака, ξ , у једначини (13.90) се може користити вредност за

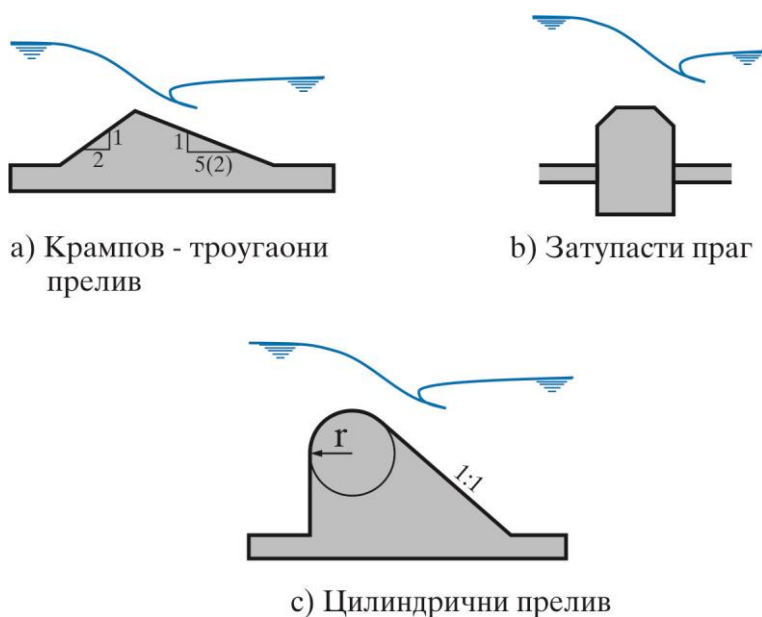
правоугаони пресек (јед.13.91). Ако се жели већа прецизност, треба користити експерименталне зависности за одговарајући пресек (Smith 1995 и Bos 1976).

Уместо пресека приказаних на сл. 13.64, могу се користити и другачији облици (пресек на сл 13.60 за мерна сужења и сам претставља врсту прага).

ХИИ.4.3 Остали мерни објекти у каналима

Поред мерних сужења и широких прагова, на каналима се за мерење протицаја користе и узани прагови, оштроивични преливи и уставе.

Од тзв. узаних прагова, најчешће се користи прелив практичног профила (Кригеров прелив, детаљно приказан у делу VIII.4), троугаони Крампов праг и цилиндрични прелив (сл.13.65). Због закривљености струјница у млазу узаног прага долази до смањења притиска што, према Бернулијевој једначини за струјницу, изазива повећање брзине (видети објашњење у VIII.4). Зато је коефицијент преливања (протицаја) узаног прага већи од коефицијента преливања одговарајућег широког прага. С друге стране, управо закривљеност струјница чини узане прагове много осетљивијим на утицај доње воде, па је код њих граница потапања нижа у односу на широке прагове. Другим речима, пад који се код уског прага уштеди на рачун нижег нивоа горње воде (у односу на широки праг са истим протицајем), губи се услед спуштања доње воде (ради постизања непотопљеног преливања).



Сл. 13.65 Неке врсте узаних прагова

Оштроивични преливи су још осетљивији на утицај доње воде (да би преливање било непотопљено ниво доње воде мора бити испод горње ивице прелива). Уз то, оштра ивица је осетљива на оштећења од удара пловећих предмета, а деформација ивице може битно да утиче на тачност мерења. Зато се оштроивични преливи ређе користе код већих канала, а поготову

код природних водотока. Њихова примена далеко чешће се везује за лабораторијске инсталације и за индустриска постројења.

Уставе се такође могу користити као мерни објекти. Прецизна мерења могу се постићи само ако је иза уставе слободно истицање, док је при потопљеном истицању тешко поуздано измерити дубину иза уставе. О вези протицаја и нивоа код устава видети IX.2.

О детаљима обликовања и димензионисања уских прагова, оштроивичних прелива, и осталих мерних објеката видети литературу (Bos 1976).

ЛИТЕРАТУРА :

- Bos, M., G., (1976), "Discharge Measurement Structures", International Institute for Land Reclamation and Improvement/ILRI, Wageningen, Netherlands.
- Breusers, H., N., C. and Raudkivi, A., J., (1991), "Scouring", HYDRAULIC STRUCTURES DESIGN MANUAL, A.A.Balkema.
- Creager, W.P and Justin, J.D,(1955), "Engineering For Dams", John Wiley and Sons.
- Davis, C., V., (1952), "Handbook of Applied Hydraulics", McGraw-Hill Book Company.
- Ђорђевић, Б., (1984), "Коришћење водних снага", Научна књига, БЕОГРАД.
- French, R.H., (1986), "Open-Channel Hydraulics", McGraw Hill.
- Хајдин, Г., (1980), "Одређивање протицаја мерењем једне или две висине", из монографије "Мерни објекти за одређивање протицаја у отвореним токовима", поводом семинара МЕПРОКС 80, Грађевински факултет Универзитета у Београду, Институт за хидротехнику, Београд.
- Хајдин, Г., Кулачин, С., Максимовић, Ч., Иветић, М., и Аранђеловић, Д., (1979), "Објекти за одређивање протицаја у отвореним токовима", Универзитет у Београду, Београд.
- Најдин, Г., Кулачин, С., Максимовић, Ч., (1978), "Critical Detpth Flume", саопштења са конференције о мерењима протицаја у флуидима у Groningen-u, North-Holland Publishing Company.
- Хајдин, Г., Иветић, М., Кулачин, С., Максимовић, Ч., (1977), "Објекти за одређивање протицаја у отвореним токовима", Завод за хидротехнику, Грађевински факултет, Београд.
- Henderson, F.M., (1966), "Open Channel Flow", MACMILLAN.
- Јовановић, М., (2002), "Регулација река – Речна хидраулика и морфологија", Грађевински факултет – Београд.
- Kaatz, K., J. and Wesley, P.,J. (1997), "Analysis of Alternatives for Computing Backwater at Bridges", Journal of Hydraulic Engineering, Vol. 123, No.9.
- Melville, B., W., (1997), "Pier and Abutment Scour : Integrated Approach", Journal of Hydraulic Engineering, Vol. 123, No.2.
- Melville, B., W., (1995), "Bridge Abutment Scour in Compound Channels ", Journal of Hydraulic Engineering, Vol. 121, No.12.
- Melville, B., W., (1992), "Local Scour at Bridge Abutments ", Journal of Hydraulic Engineering, Vol. 118, No.4.
- Melville, B., W. and Sutherland, A., J., (1988), "Design Method for Local Scour at Bridge Piers", Journal of Hydraulic Engineering, Vol. 114, No.10.
- Novak, P. et al., (1996), "Hydraulic Structures", E&FN SPON.
- Peterka, A.J., (1958), "Hydraulic Design of Stilling Basins and Energy Dissipators", UNITED STATES DEPARTMNET OF THE INTERIOR, BUREAU OF RECLAMATION, A Water Resources Technical Publication, Engineering Monograph No.25.
- Rajaratnam, N., and Chamani, M., R., (1995), "Energy loss at drops", Journal of Hydraulic Research, Vol. 33, No.3
- Raus, H. (1969), "Техничка хидраулика", превод, Грађевинска књига, Београд.
- Raudkivi, A.J. (1990), "Loose Boundary Hydraulics", Pergamon Press.
- Smith, D.C, (1995), "Hydraulic Structures", University of Saskatchewan.
- USBR, (1987), UNITED STATES DEPARTMNET OF THE INTERIOR, BUREAU OF RECLAMATION, "Design Of Small Dams", A Water Resources Technical Publication.
- USBR (1978), "Design of Small Canal Structures", UNITED STATES DEPARTMNET OF THE INTERIOR, BUREAU OF RECLAMATION.

USBR (1967), "Canals and Related Structures", Design Standard No.3, UNITED STATES DEPARTMENT OF THE INTERIOR, BUREAU OF RECLAMATION.

Vischer, D .L., Hager W.H., (1995), "Energy Dissipators", HYDRAULIC STRUCTURES DESIGN MANUAL, A.A.Balkema.