



**Predrag M. Petronijević**

**ANALIZA PERFORMANSI  
ARMIRANOBETONSKIH ZIDOVA PRI  
SEIZMIČKIM DEJSTVIMA**

Doktorska disertacija

Tekst ove doktorske disertacije stavlja se na uvid javnosti, u skladu sa članom 30., stav 8. Zakona o visokom obrazovanju ("Sl. glasnik PC", br. 76/2005, 100/2007 - autentično tumačenje, 97/2008, 44/2010, 93/2012, 89/2013 i 99/2014)

**NAPOMENA O AUTORSKIM PRAVIMA:**

Ovaj tekst smatra se rukopisom i samo se saopštava javnosti (član 7. Zakona o autorskim i srodnim pravima, "Sl. glasnikRS", br. 104/2009, 99/2011 i 119/2012).

Nijedan deo ove doktorske disertacije ne sme se koristiti ni u kakve svrhe, osim za upoznavanje sa njenim sadržajem pre odbrane disertacije.



UNIVERSITY OF NIŠ

FACULTY OF CIVIL ENGINEERING AND ARCHITECTURE



**Predrag M. Petronijević**

**PERFORMANCE ANALYSIS OF REINFORCED  
CONCRETE WALLS UNDER SEISMIC LOADS**

Doctoral Dissertation

Niš, 2017

## Podaci o doktorskoj disertaciji

Mentor:	Radomir Folić, profesor emeritus Univerziteta u Novom Sadu Fakultet tehničkih nauka u Novom Sadu
Naslov:	ANALIZA PERFORMANSI ARMIRANOBETONSKIH ZIDOVA PRI SEIZMIČKIM DEJSTVIMA
Rezime:	<p>U radu su analizirane performanse armiranobetonskih (AB) zidova pod seizmičkim dejstvom. Proučeni su: granična stanja, duktilnost i energetska pokazatelji ponašanja zidova i njihovi mehanizmi loma. Detaljno i kritički su analizirani izvori o teorijskim i eksperimentalnim istraživanjima ponašanja AB zidova pod statičkim i opterećenjem koje simulira seizmička dejstva. Predložen je nelinearni matematički model ponašanja AB zidova pri cikličnom opterećenju i uprošćeni model pogodan za praktičnu upotrebu. Rezultati analize su verifikovani dostupnim eksperimentalnim istraživanjima. U analizama su korišćeni nelinearni modeli AB zidova za simulaciju seizmičkog dejstva na višespratne zgrade u dualnom konstruktivnom sistemu. Primenom odgovarajućih (ovde razvijenih i/ili modifikovanih) proračunskih modela ostvaren je uvid u parametre bitne za povoljno ponašanje AB zidova betonskih zgrada. Na osnovu predloženog modela analizirane su konstrukcije zgrada uz variranje osnova, spratnosti i rasporeda AB zidova. Pri tome su korišćene nelinearne metode: statička nelinearna metoda (push-over, eng.) i dinamička metoda integracije jednačina kretanja (time-history, eng.). Uporedno su analizirana pomeranja tavanica, relativna međuspratna pomeranja i ubrzanja tavanica kao kriterijumi za ocenu seizmičkih performansi, koji direktno utiču na oštećenja konstruktivnih i nekonstruktivnih elemenata.</p>
Naučna oblast:	Građevinarstvo
Naučna disciplina:	Teorija konstrukcija, zemljotresno inženjerstvo
Ključne reči:	AB konstrukcije zgrada, smičući zidovi, dualni konstruktivni sistem, povezani zidovi, vezne grede, nelinearna analiza, analiza zasnovana na performansama, Perform-3D
UDK:	624.012.45:624.042.7(043.3)
CERIF klasifikacija:	T220
Tip licence Kreativne zajednice:	CC BY-NC

## Data on Doctoral Dissertation

Doctoral  
Supervisor:

Radomir Folić, professor emeritus  
University of Novi Sad  
Faculty of Technical Sciences

Title:

PERFORMANCE ANALYSIS OF REINFORCED CONCRETE  
WALLS UNDER SEISMIC LOADS

Abstract:

This dissertation contains analysis of reinforced concrete (RC) walls performance under seismic loading. Limit states, ductility and energy indicators of RC walls behavior are examined, along with their failure mechanisms. Sources of theoretical and experimental research of RC walls behavior under static load and load that simulates seismic action are thoroughly and critically examined. Proposal of a nonlinear mathematical model of RC walls behavior under cyclic load was provided, as well as a simplified model suitable for practical analysis. Results of analysis are verified by the available experimental research. Nonlinear numerical models of RC walls are used in this study for simulation of seismic action impact on the multi-storey buildings in dual structural systems. Using adequate (here developed or modified) numerical model provides information about the parameters required for proper behavior of RC walls in concrete structures. Based on the proposed model, building structures of various layouts, heights and arrangement of RC walls were analyzed. The analysis was performed using nonlinear methods: static nonlinear (push-over) method and dynamic method which integrates motion equation (time-history method). Storey drift, maximum inter-storey drift and acceleration of ceilings are comparatively analyzed, as criteria for assessment of seismic performances, due to their direct influence on the damage of structural and nonstructural elements.

Scientific Field:  
Scientific  
Discipline:

Civil engineering and building construction  
Theory of structures, Earthquake engineering

Key Words:

RC building structures, shear walls, dual structural system, coupled walls, coupling beams, nonlinear analysis, performance-based design, Perform-3D

UDC:

624.012.45:624.042.7(043.3)

CERIF  
Classification:

T220

Creative  
Commons  
License Type:

CC BY-NC

## KLJUČNA DOKUMENTACIJSKA INFORMACIJA

Vrsta rada: doktorska disertacija  
Tip zapisa: tekstualni štampani materijal  
Autor: Predrag Petronijević  
Mentor: dr Radomir Folić, profesor emeritus  
Naslov rada: Analiza performansi armiranobetonskih zidova pri seizmičkim dejstvima  
Jezik publikacije: srpski  
Zemlja publikovanja: Republika Srbija  
Godina: 2007  
Izdavač: autorski reprint  
Mesto i adresa: Građevinsko-arhitektonski fakultet  
Univerziteta u Nišu, A. Medvedeva 14,  
18000 Niš  
Čuva se: u biblioteci Univerziteta u Nišu  
Datum prijave teme: 30.06.2014  
Odluka o imenovanju komisije: br. 8/146 od 14.07.2014. godine, NNV GAF, Niš  
Odluka o odobrenju teme disertacije: br. 8/183 od 03.10.2014. godine, NNV GAF, Niš  
Saglasnost NSV za TTN Univerziteta u Nišu o odobrenju teme: br. 8/20-01-009/14-017 od 08.12.2014. godine  
Datum predaje disertacije: 29.05.2017. godine  
Odluka o predlogu komisije za ocenu i odbranu disertacije: br. 8/161 od 31.05.2017. godine  
Odluka NSV za TTN Univerziteta u Nišu o imenovanju komisije za ocenu i odbranu disertacije: br. 8/20-01-005/17-029 od 04.07.2017. godine  
Datum odbrane disertacije: \_\_\_\_\_  
Članovi komisije:  
(Naučni stepen / ime i prezime / fakultet)  
Predsednik: dr Radomir Folić, profesor emeritus, Univerziteta u Novom Sadu, Fakultet tehničkih nauka u Novim Sadu  
Član: dr Đorđe Lađinović, redovni profesor, Univerziteta u Novom Sadu, Fakultet tehničkih nauka u Novim Sadu  
Član: dr Marina Mijalković, redovni profesor, Građevinsko-arhitektonskog fakulteta Univerziteta u Nišu  
Član: dr Dragan Zlatkov, docent, Građevinsko-arhitektonskog fakulteta Univerziteta u Nišu  
Član: dr Biljana Mladenović, docent, Građevinsko-arhitektonskog fakulteta Univerziteta u Nišu

## **Zahvalnost**

Veliku zahvalnost, u prvom redu, dugujem mentoru profesoru emeritusu dr Radimiru Foliću, rukovodiocu ove disertacije. Zahvaljujem mu se na neizmernoj pomoći u svim fazama izrade disertacije, nesebičnom radu i zalaganju da rezultati ovog istraživanja dobiju vrednost koju ova tema zaslužuje.

Najlepše se zahvaljujem članovima Komisije red. prof. dr Marini Mijalković i red. prof. dr Đorđu Lađinoviću, i doc. dr Biljani Mladenović na korisnim savetima i stručnoj pomoći tokom pregleda rada.

Posebnu zahvalnost izražavam doc. dr Draganu Zlatkovu, na dugogodišnjoj saradnji na naučnom i stručnom polju. Zahvaljujem mu se na pomoći u formiranju inženjerskog načina razmišljanja.

Na kraju želim da izrazim najveću zahvalnost mojoj supruzi Ani i sinovima Jovanu i Miliji na razumevanju, verovanju, snazi i volji koju su mi pružili.

**Moto:**

Analiza konstrukcija nije sama sebi cilj. To je alat koji se koristi u projektovanju.

Cilj modelovanja u analizi konstrukcija nije tačno predvideti ponašanje konstrukcije. To je bukvalno nemoguće.

Cilj je dobiti korisne informacije za projektovanje. To je definitivno moguće.

Graham H. Powell

# SADRŽAJ DISERTACIJE

SADRŽAJ DISERTACIJE.....	1
Spisak oznaka.....	2
Spisak ilustracija.....	5
Spisak tabela.....	15
1 Uvod.....	16
1.1 Predmet i problem istraživanja.....	24
1.2 Primenjena metodologija.....	25
1.3 Cilj, zadaci i osnovne hipoteze istraživanja.....	26
1.4 Značaj istraživanja i primenljivost rezultata.....	27
1.5 Kratak sadržaj rada po poglavljima.....	27
2 Projektovanje i proračun prema performansama.....	29
2.1 Osnovni koncept.....	29
2.2 Nivo zahtevanih performansi.....	31
2.3 Klasifikacija AB zidova.....	41
3 Pregled važnijih dosadašnjih teorijskih i eksperimentalnih istraživanja.....	51
3.1 Teorijska istraživanja.....	51
3.2 Eksperimentalna istraživanja.....	52
3.2.1 Uticaj veznih greda na ponašanje povezanih zidova.....	59
3.2.2 Ispitivanja AB zidova složenog preseka.....	66
3.3 Zaključak.....	68
4 Konstitutivni modeli materijala.....	71
4.1 Analitički i eksperimentalni mikro modeli armiranog betona.....	71
4.1.1 Ponašanje betona.....	72
4.1.2 Ponašanje armaturnog čelika.....	85
4.1.3 Ponašanje veze betona i čelika.....	88
4.1.4 Modelovanje smičućeg ponašanja AB zidova.....	93
4.1.5 Modelovanje diskontinuiteta u betonu.....	94
4.2 Ulovi loma.....	100
4.2.1 Zaključci.....	102
5 Modelovanje i analiza AB zidova (Makro i mikro modeli).....	104
5.1.1 Modeli histerezisnog ponašanja AB zidova.....	105
5.1.2 Mehanizmi loma AB zidova.....	118
5.1.3 Smičući lom AB zidova.....	120
5.1.4 Savijanje AB zidova.....	122
5.1.5 Dijagonalni smičući lom.....	123
5.1.6 Ostali vidovi loma AB zidova.....	125
5.2 Modeli AB zidova u ravni.....	130
5.2.1 Modeli ekvivalentnog okvira (Analogija širokog stuba).....	130
5.2.2 Model rešetke - metod pritisnutih štapova i zategi (Strut-and-Tie).....	135
5.2.3 Metod vertikalnih aksijalnih opruga.....	137
5.2.4 Model vlakana (Fiber) i model slojeva (layer).....	138
5.2.5 Metod konačnih elemenata.....	140
5.2.6 Zaključci.....	144
6 Seizmička analiza AB konstrukcija zgrada.....	145
6.1 Konceptualno projektovanje AB zgrada i uloga zidova.....	152
6.1.1 Konceptija konstruktivnog sistema.....	153
6.1.2 Backstay i Step-Back efekat.....	165
6.1.3 Udvajanje zidova međuspratnom konstrukcijom.....	168
6.1.4 Nestabilnost vitkih AB zidova pravougaonog poprečnog preseka.....	169
6.2 Modelovanje konstrukcija zgrada 2D i 3D modeli konstrukcija.....	172
6.2.1 Model konstrukcija u ravni (Pseudo 3D model).....	174
6.2.2 Prostorni 3D modeli konstrukcija.....	177
6.2.3 Modelovanje karakteristika veznih greda i AB zidova.....	180



6.2.4	Vezne grede u nacionalnim propisima .....	183
6.2.5	Analiza mešovityh (dualnih) sistema zgrada.....	187
6.3	Metode seizmičke analize .....	191
6.3.1	Metod ekvivalentnog statičkog opterećenja (ELF) .....	195
6.3.2	Metod modalno spektralne analize.....	196
6.3.3	Pushover analiza (N2 – metod) .....	198
6.3.4	Metod linearne dinamičke analize (Linear Dynamic Analysis - LDA).....	203
6.3.5	Metod nelinearne dinamičke analize u vremenu (Nonlinear Time history analysis - NTHA) 204	
6.3.6	Uticao P- $\Delta$ efekta na bočnu nosivost AB zidova .....	206
7	Predlog modela za analizu AB zidova.....	210
7.1	Analiza AB zidova – predlog modela .....	211
7.1.1	Model izvicanja vertikalne armature.....	217
7.1.2	Smičuće ponašanje betona u Performu-3D .....	219
7.2	Analiza AB zidova sa otvorima – predlog modela.....	221
7.2.1	Prigušenje .....	225
7.3	Verifikacija modela .....	227
7.3.1	Modeli materijala usvojeni u analizi (karakteristike materijala) .....	234
7.3.2	Rezultati numeričke analize .....	248
7.3.3	Energetski pokazatelji predloženog modela .....	252
7.3.4	Zaključci.....	260
8	Provera nelinearnog modela na analizu seizmičkog odgovora konstrukcija zgrada (Case studies)..	262
8.1.1	Smičuća nosivost AB zidova (približni model).....	264
8.2	Opis uzoraka i primenjenih metoda parametarske analize .....	266
8.2.1	Konstitutivne relacije primenjenih materijala .....	267
8.2.2	Validacija približnog modela .....	274
8.3	Indeksi oštećenja .....	336
8.4	Zaključci.....	339
8.5	Preporuke za korišćenje modela u projektovanju.....	342
9	Mogućnost primene rezultata istraživanja.....	344
10	Završne napomene i zaključci .....	348
10.1	Zaključci.....	349
10.2	Preporuke za projektovanje .....	352
10.3	Pravci daljih istraživanja .....	355
11	Popis literature.....	357

## Spisak oznaka

$a$	raspon vezne grede
$A_c$	površina preseka betonskog elementa
$A_{sv}$	ukupna površina vertikalne armature u rebu zida
$A_{cv}$	površina rebra zida
$A_w$	ukupna površina horizontalnog preseka zida
$A_{Si}$	ukupna površina armature u svakom dijagonalnom pravciu,
$A_{wd}$	ukupna površina dijagonalne armature veznih greda
$\Sigma A_{sj}$	ukupna površina vertikalne armature u rebu zida i dodatne armature koja je postavljena u ivičnim elementima zida
$b_w$	debljina utegnutih delova u poprečnom preseku zida
$d$	visina vezne grede
$d_{bw}$	prečnih uzengije
$d_r$	relativno spratno pomeranje
$\delta$	pomeranje
$E_E$	uticaj od seizmičkog dejstva
$E_{Edx}, E_{Edy}$	proračunske vrednosti uticaja usled horizontalnih komponenti u $x$ i $y$ pravcima seizmičkog dejstva
$F_a$	smičuća sila u osnovi
$f_{cd}$	proračunska vrednost čvrstoće betona na pritisak
$f_{ctm}$	srednja vrednost čvrstoće betona na zatezanje
$F_i$	horizontalna seizmička sila na spratu $i$
$f_{yd}$	proračunska vrednost granice razvlačenja armature
$f_{yd,h}$	proračunska vrednost granice razvlačenja horizontalne armature rebra
$f_{yd,v}$	proračunska vrednost granice razvlačenja vertikalne armature rebra
$f_{yid}$	proračunska vrednost granice razvlačenja podužne armature
$f_{ywd}$	proračunska vrednost granice razvlačenja poprečne armature

$h$	spratna visina
$H$	visina zgrade od temelja ili vrha krute podrumске etaže
$h$	visina poprečnog preseka
$h_c$	visina poprečnog preseka stuba u posmatranom pravcu
$h_f$	debljina flanše
$h_s$	spratna visina
$h_w$	visina zida
$k_w$	factor koji pokazuje dominantan oblik loma u konstrukcijskim sistemima sa zidovima
$J_z$	moment inercije zida
$J_{eff}$	efektivni moment inercije zida
$l_w$	dužina poprečnog preseka zida
$m_i$	masa sprata $i$
$n$	broj etaža iznad temelja ili vrha krute podrumске etaže
$N_{Ed}$	proračunska vrednost normalne sile u zidu
$n$	ukupan broj podužnih šipki koje su poprečno vezane uzengijama ili poprečnim vezama po obimu preseka stuba
$q_d$	factor ponašanja za pomeranje
$q_o$	osnovna vrednost faktora ponašanja
$s$	rastojanje između poprečne armature
$V_{dd}$	smičuća otpornost zida usled efekta trna vertikalnih šipki armature
$V_{Ed}$	proračunska vrednost smičuće sile u zidu
$V_{fd}$	doprinos trenja otpornosti zida protiv klizanja pri lomu smicanjem
$V_{id}$	doprinos kose armature otpornosti zida protiv klizanja pri lomu smicanjem
$V_{Rd,c}$	proračunska vrednost nosivosti na smicanje betona bez poprečne armature
$V_{Rd,S}$	proračunska vrednost smičuće nosivosti zida na klizanje
$x_u$	visina neutralne ose
$z$	krak unutrašnjih sila

$t_w$	debljina zida
$\alpha$	factor efikasnosti utezanja
$\alpha_l$	multiplikator horizontalnog seizmičkog dejstva pri formiranju prvog plastičnog zgloba u sistemu
$\alpha_o$	preovladajući odnos zidova u konstruktivnom sistemu
$\alpha_u$	multiplikator horizontalnog seizmičkog dejstva pri formiranju prvog plastičnog mehanizma
$\gamma_c$	parcijalni koeficijent sigurnosti za beton
$\gamma_s$	parcijalni koeficijent sigurnosti za čelik
$\epsilon_{cu2}$	granična dilatacija neutegnutog betona
$\epsilon_{cu2,c}$	granična dilatacija utegnutog betona
$\epsilon_{Su2,k}$	karakteristična vrednost graničnog izduženja armaturnog čelika
$\epsilon_{sy,d}$	proračunska vrednost dilatacije čelika pri tečenju
$\lambda$	multiplikator napona u funkciji vrste betona (prema ACI 318-99)
$\eta$	factor redukcije čvrstoće betona pri pritisku usled dilatacija izduženja u poprečnom pravcu
$\theta$	koeficijent osetljivosti relativnog spratnog pomeranja
$\mu_f$	koeficijent trenja beton-beton
$\mu_\phi$	factor duktilnosti krivine
$\mu_\delta$	factor duktilnosti pomeranja
$\mu_k$	factor duktilnosti krivine
$v$	aksijalna sila u seizmičkoj proračunskoj situaciji, normalizovana sa $A_c f_{cd}$
$\rho$	koeficijent armiranja zategnutom armaturom
$\rho_h$	koeficijent armiranja horizontalnom armaturom urebru zida
$\rho_v$	koeficijent armiranja vertikalnom armaturom u rebru zida
$\rho_w$	koeficijent armiranja smičućom armaturom u rebru zida
$\omega_v$	mehanički koeficijent armiranja vertikalnom armaturom u rebru
$\omega_{vd}$	mehanički zapreminski koeficijent armiranja utežućom armaturom

## Spisak ilustracija

Slika: 1.1 Kocept PBEE prema SEAOC Vision 2000, FEMA 273, ATC-40 .....	22
Slika: 2.1 Spektar mogućih nivoa seizmičkih oštećenja, (prema: SEAOC Vision, 2000) .....	31
Slika: 2.2 Standardni nivoi performansi (prema: ASCE 41, 2007) .....	32
Slika: 2.3 Preporučeni seizmički ciljani zahtevi zgrada (prema: SEAOC Vision 2000).....	32
Slika: 2.4 Šema PBEE procene ponašanje i i pokazatelji učinka, prema: (Deierlin, 2004) .....	33
Slika: 2.5 (levo) Maule earthquake, 2010.: Alto Huerto building (slika: PEER, GCR 14-917-25), (desno) Edificio Centro Mayor Čile 2010, (slika: El Mercurio) .....	36
Slika: 2.6 Oštećenja nekonstruktivnih elemenata: spuštenih plafona, osvetljenja, ventilacionog sistema u industrijskom postrojenju, Peru, 2001 godine, magnituda 8.4, (slika: BFP Engineers).....	37
Slika: 2.7 Tipičan odnos ulaganja prilikom izgradnje komercijalnih objekata (Whittaker i Soong, 2003).....	38
Slika: 2.8 Metodologija PBEE (SEAOC, 1999).....	41
Slika: 2.9 Razvoj konstrukcijskih sistema u AB zgradama.....	43
Slika: 2.10 Klasifikacija visokih AB zidova (prema: P. Petronijević) .....	44
Slika: 2.11 (levo) AB zidovi sa neregularnim rasporedom ili položajem otvora, (desno) tipičan primer fleksibilnog prizemlja u panelnom sistemu .....	45
Slika: 2.12 karakteristična oštećenja kosim pukotinama (Osteraas and Somers 1996), slika: (EERI Publication 95-03/2), (desno) ponovljena geometrija otvora i međustubaca (novi blok KC Niš) .....	46
Slika: 2.13 (levo) O'Higgins zgrada Maule zemljotres 2010. slika: (PEER, GCR 14-917-25), (desno) novi blok KC Niš (slika: P. Petronijević).....	47
Slika: 2.14 Lom spratnim mehanizmom, Vina del Mar Čile 2010 (levo), stambena zgrada u Nišu sa ponovljenom geometrijom (slika: P. Petronijević), (desno) Maipú, Čile 2010, (slika: Dr. Tao Lai).....	47
Slika: 2.15 karakteristični poprečni preseki AB zidova, AB zidova sa pojasevina i AB jezgra .....	48
Slika: 2.16 Primer upotrebe L-zidova, (slika: P. Petronijević).....	49
Slika: 2.17 Primer upotrebe krilnih zidova - Wing walls (slika: P. Petronijević) .....	49
Slika: 3.1 Geometrija modela ispitivanih u Portland Cement Association, Illinois, 1974.godina. ....	53
Slika: 3.2 Geometrija (Cardenas i Magura, 1973).....	54
Slika: 3.3 a, b) Ispitivanja zidova u okviru sedmospratnog i petospratnog uzorka zgrade u punoj veličini, Jacobs School of Engineering na Kalifornijskom Univerzitetu u San Diegu (2006. i 2012. godina); .....	56
Slika: 3.4 a) Ispitivanje šest uzoraka AB zidova ETH, slika: (Dazio i dr., 1999), b) uzorak udvojenih zidova i veznih greda od HPFRC, slika: (Lequesne et al., 2009).....	57
Slika: 3.5 Eksperimentalna ispitivanja AB zidova na teritoriji bivše SFRJ, a) IZZIS (B. Simeonov, 1984.), b) Intitut IMS (B. Petrović, 1976.), c) IZZIS (S. Žorić, 1999).....	58
Slika: 3.6 Dijagonalno armirane vezne grede, slika: (Wallace i sar, 2007).....	59
Slika: 3.7 Relativna pomeranja tačaka oslonaca veznih greda, prema (Smith i dr., 1991) .....	60
Slika: 3.8 Poželjan redosled otkaza elemenata i mehanizam loma kod udvojenih AB zidova .....	60
Slika: 3.9 Uzorci ispitivani u laboratorijama „Skokie“ Illinois, (Barney i dr., 1978) .....	62
Slika: 3.10 Uzorci ispitivani u institutu Xi'an u Kini (Wang. i dr., 1986) .....	63
Slika: 3.11 a) primer čelične vezne grede izvedene u praksi, b) test veznih greda sa pasivnim disipatorima u prirodnoj veličini (Montgomery, 2011).....	65
Slika: 3.12 Sprezanje ortogonalnih AB zidova .....	66
Slika: 3.13 a) ispitivanje U-zida ETH Cirih, b) ispitivanje T-zida u NEES Minesota, c) ispitivanje sistema zidova L i I oblika na vibroplatformi ENISTAT program (METU) .....	68
Slika: 4.1 a) Tipična kriva zavisnosti napon-dilatacija ( $\sigma$ - $\epsilon$ ) kod betona (pritisak- zatezanje), $\sigma$ - $\epsilon$ dijagram za betone različite čvrstoće (CEB, 1993) .....	73
Slika: 4.2 Jednostavan model zavisnosti napon-dilatacija za pritisnuti beton (Hognestad, 1952).....	74
Slika: 4.3 Kriva zavisnosti napon-dilatacija za neutegnut beton (Mander i dr., 1984.) .....	74
Slika: 4.4 Kriva zavisnosti napon-dilatacija za utegnut beton (Mander i dr., 1984.) .....	75
Slika: 4.5 Prikaz neadekvatno utegnuto ivičnog dela AB zida (Čile, 2010), ivčna zona zida bez adekvatnog poprečnog utezanja (Niš, 2015) (slika: P. petronijević), New Zealand (Elwood et al. 2011)..	77
Slika: 4.6 Utegnuti ivični element na slobodnoj ivici zida.....	78
Slika: 4.7 Utegnuti ivični element nije potreban na kraju zida sa velikim poprečnim pojasevima – flanšama, (prema: EN 1998-1:2004) .....	79

Slika: 4.8 Minimalna debljina utegnutih ivičnih elemenata .....	80
Slika: 4.9 Ponašanje betona pri cikličnom opterećenju pritiska (Sinha i dr., 1964).....	81
Slika: 4.10 a) Totalno rasterećenje pri pritisku, b) totalno rasterećenje i reopterećenje pri pritisku, c) parcijalno rasterećenje i reopterećenje pri pritisku, d) parcijalno rasterećenje pri pritisku, e) opterećenje zatezanjem i opterećenje pritiskom .....	82
Slika: 4.11 a) parcijalno rasterećenje pri pritisku, b) opterećenje zatezanjem i opterećenje pritiskom.....	82
Slika: 4.12 a,b) Testovi betona pri cikličnim opterećenjem (Mazars, 1991), d) Tipičan odgovor betona pri cikličnom opterećenju (Guedes, 1997).....	83
Slika: 4.13 Uticaj alternativnog opterećenja, biaksijalnog opterećenja i brzine prirasta opterećenja na nosivost betona.....	83
Slika: 4.14 Uticaj triaksijalnog stanja napona na čvrstoću betona (Coutinho i dr., 1994).....	84
Slika: 4.15 Uniaksijalni modeli betona najčešće primenjivan u fiber modelima za opštu istoriju opterećenaj (Yassin, 1994; Orakcel i Wallace, 2004) .....	85
Slika: 4.16 Ponašanje armaturnog čelika pri: a) monotonom opterećenju (Paulay i Priestley, 1992), b) cikličnom alternativnom opterećenju .....	86
Slika: 4.17 osnovni tipovi modela armaturnog čelika .....	86
Slika: 4.18 model čelika sa mogućnošću simuliranja izvijanja pritisnutih šipki (Gomes i Appleton, 1997) .....	87
Slika: 4.19 konstitutivni model armaturnog čelika (Menegotto i Pinto, 1973).....	87
Slika: 4.20 a) Jednostavan koncept sprege kod glatke armature (Tompson i dr.2002), b,c) Mehanizam nastanka prsline usled loma sprege kod rebraste armature (Costa,J.L.D.,2003) .....	88
Slika: 4.21 Proklizavanje veze i mehanizam sprege rebrasta armatura-beton.....	89
Slika: 4.22 Komponente napona na rebrima armature ( Tompson i dr. 2002) .....	90
Slika: 4.23 a) Tipičan dijagram napon veze za utegnut i neutegnut beton, b)Klizanje veze armatura-beton pri cikličnom i monotonom opterećenju (Eligehausen i dr.1983) .....	90
Slika: 4.24 Mogući oblici loma zaštitnog sloja betona ( Tompson i dr. 2002) .....	91
Slika: 4.25 Sidrenja horizontalne armature rebra u ivični element AB zida .....	92
Slika: 4.26 sidrenje horizontalne armature rebara kod AB zidova na više polja.....	93
Slika: 4.27 Osnovni tipovi modelovanja prsline (Faria, 1994).....	95
Slika: 4.28 Ekvivalentno jednoosna zavisnost napon-dilatacija za Sbeta materijalni model i bi-aksijalna kriva loma, (Červenka., 1985).....	96
Slika: 4.29 a) ekvivalentna jednoosna zavisnost napon-dilatacija za Sbeta materijalni model,.....	97
Slika: 4.30 Interlock agregata model smicanja (Ulugteking, 2010).....	98
Slika: 4.31 Šema dowel efekta nakon formiranja prslineIzgled .....	99
Slika: 4.32 Izgled granične površi plastičnosti (Drucker-Prager 1952), devijatorski poprečni presek .....	101
Slika: 4.33 Uslov tečenja betona (niski nivo utezanja) za bi-aksijalno stanje napona; površ loma za približno bi-aksijalno stanje napona (Kupfer i dr. 1969) .....	101
Slika: 4.34 Površ loma pri tri-aksijalnom stanju napona.....	102
Slika: 5.1 a) Tipičan histerezis AB zida I-preseka, b) T-preseka, c) histerezis loma AB zida smicnjem .	107
Slika: 5.2 a) Elasto-plastični model, b) Bilinearni model, c) Clough-ov model .....	108
Slika: 5.3 a) model (Anagnostopoulos, 1972), b) Modifikovani Takeda model (Otani, 1974), Takeda-slip model (Eto i Takeda, 1973).....	108
Slika: 5.4 a) Model sa degradacijom krutosti i uštinućem, b) Model (Gavrilović, 1982).....	109
Slika: 5.5 grafik energetskog bilansa.....	111
Slika: 5.6 Zavisnost EVD i duktilnosti pomeranja (Priestley i dr., 2007).....	113
Slika: 5.7 Mogući načini određivanja $d_{pl}$ kod AB konstrukcija (Bržev, 1989) .....	115
Slika: 5.8 Deformacija zida napregnutog na savijanje .....	116
Slika: 5.9 Duktilnost krivine AB zida za slučaj koncentrisane plastičnosti, idealizovani bilinearan model raspodele krivine (Priestley i Park, 1987) .....	117
Slika: 5.10 Mogući mehanizmi loma AB zida za opterećenje u svojoj ravni.....	118
Slika: 5.11 Karakteristični mehanizmi loma AB zidova, prema: (Tang i dr., 2014; Kappos i Panelis, 2010), modifikovao P. Petronijević.....	119
Slika: 5.12 (levo) Lom AB zida smicanjem, nedostatak grupisanja armature na krajevima zida, Aljaska 1964, (desno) lom smicanjem Maipú., Čile 2010, (slika: Dr. Tao Lai) .....	120
Slika: 5.13 anvelope histerezisne krive smičuća sila-deformacija prema: FEMA356 i ASCE/SEI 41-06 .....	121

Slika: 5.14 (levo) Dijagonalni lom AB zida l'Aquila zemljotresa 2009. [ <a href="http://eesd.epfl.ch/seismic-RC-core-walls">http://eesd.epfl.ch/seismic-RC-core-walls</a> ], (desno) Maipú, Čile 2010. (slika: Dr. Guillermo Franco) .....	123
Slika: 5.15 a) lom izvijanjem armature, b) dijagonalni lom AB zida pritiskom (Kam i dr., 2011).....	124
Slika: 5.16 a) Oštećenje zida, Vina del Mar, (slika: P. Bonelli), b) Lom betona drobljenjem-neadekvatno utegnuta ivična zona zida (slika: Wallace i Moehle, 1992).....	125
Slika: 5.17 a) Drobljenje ivične zone i izvijanje armature; b) lom AB zida izbočavanjem, Novi Zeland 2011. (Elwood et al. 2011); c) Edificio Plaza Mayor Čile 2010, (slika: El Mercurio).....	126
Slika: 5.18 a) Oštećenje zida bočnim izvijanjem armature, Santiago. (Wallace i dr., 2012); .....	126
Slika: 5.19 a) različiti mehanizmi loma perforiranog zida (Radisson Hotel Ciudad Empresarial, Čile 2010), b) potrebna horizontalna armatura u segmentu zida iznad i ispod ivičnih stubaca .....	127
Slika: 5.20 Mehanizmi loma neregularnih zidova (oslabljena zona plastičnog zgloba) .....	129
Slika: 5.21 Smičući lom neregularnih AB zidova oslabljenih otvorom .....	129
Slika: 5.22 Linijski model zida sa otvorima .....	131
Slika: 5.23 Idealizacija zavisnosti momenat-krivina koncentrisane plastičnosti štapnih elemenata .....	132
Slika: 5.24 Linijski model ekvivalentnog rama mešovitog (dualnog) sistema.....	134
Slika: 5.25 a) Idealizovano ponašanje linijskog elementa pod cikličnim opterećenjem, b) kriva za monotono opterećenje i modifikovana kriva.....	135
Slika: 5.26 a) Model rešetke (Oesterle i dr.,1984.), b) Strut-and-tie model sa "omekšanjem" (Yu i Hwang, 2005.), c,d) modeli rešetke za zidove sa otvorima .....	136
Slika: 5.27 Model vertikalnih aksijalnih opruga.....	137
Slika: 5.28 Fiber model AB zidova (prema PEER/ATC, 2010).....	138
Slika: 5.29 Layer model AB zidova sa tzv. "razmazanom armaturom" .....	139
Slika: 5.30 model AB zidova 2D konačnim elementima .....	141
Slika: 5.31 Solid65 i Spar 3-d konačni elementi (Link8), ANSYS .....	142
Slika: 5.32 načini modelovanja armature u 3D mikro modelima AB zidova.....	143
Slika: 6.1 Nivoi performansi različitih SUG kategorija novih zgrada (prema FEMA 450, deo 2) .....	151
Slika: 6.2 Jednostavni konstruktivni sistemi AB okvira i zidova (Panelis i Kappos, 1997) .....	154
Slika: 6.3 Efekat položaja AB zidova na torzionu krutost sistema .....	155
Slika: 6.4 Uticaj krutosti tavanice na preraspodelu seizmičkog dejstva.....	156
Slika: 6.5 a) torziona neregularnost b) ugaona neregularnost, c) neregularnost otvora, d) neregularnost ortogonalnosti zidova (prema: NEHRP, 2003) .....	156
Slika: 6.6 uticaj torzionog efekta na preraspodelu sila u AB zidovima .....	157
Slika: 6.7 Ponašanje objekata nepovoljne osnove i svođenje osnove na jednostavne oblike dilatiranjem	158
Slika: 6.8 Povoljne i nepovoljne konfiguracije zgrada po visini .....	159
Slika: 6.9 Kriterijumi regularnosti zgrada sa sažimanjem po visini, prema: (EN 1998-1:2004) .....	160
Slika: 6.10 a) Torre O'Higgins zgrada Maule zemljotres, Čile 2010. slika: (PEER, GCR 14-917-25) ..	162
Slika: 6.11 Konceptualno loš raspored otvora u AB zidovima (slaba etaža), (slika: P. Petronijević).....	163
Slika: 6.12 Visina kritične zone (zone plastifikacije AB zida).....	163
Slika: 6.13 Primeri neregularnih AB zidova – „fleksibilno prizemlje“, (slika: P. Petronijević).....	164
Slika: 6.14 Primeri neregularnih AB zidova – „offset zida van jedne ravni“, (slika: P. Petronijević).....	165
Slika: 6.15 „Backstay effect“ kod visokih zgrada sa jakim AB jezgrom i podzemnim etažama .....	166
Slika: 6.16 Uticaj „Backstay“ efekta na promenu računskih uticaja u AB zidu.....	167
Slika: 6.17 „Setback“ efekat AB jezgra u odnosu na susedni zid nižeg dela objekta .....	167
Slika: 6.18 a) Izostanak udvajanja AB zidova iz arhitektonskih razloga, b, c) slabljenje tavanica na mestu spoja sa AB zidom, (slika: P. Petronijević).....	168
Slika: 6.19 Oštećenja na mestu sprezanja AB zidova međuspratnom konstrukcijom.....	169
Slika: 6.20 Raspodela dilatacija u AB zidu (Paulay i dr., 1985) (levo), Izvijanje AB zida (Elwood 2013) .....	169
Slika: 6.21 Idealizovani ivični region AB zida (Chai i Elayer, 1999).....	170
Slika: 6.22 Ponašanje ivičnog regiona pod cikličnim aksijalnim opterećenjem (Chai i Elayer, 1999)....	171
Slika: 6.23 Ekscentričnost vertikalne armature u rebru i ivičnom ojačanju zida (slika: P. Petronijević).172	
Slika: 6.24 Mehanizam bočnog loma AB zida sa ekscentrično postavljenom armaturom .....	172
Slika: 6.25 Pseudo 3D modeli .....	174
Slika: 6.26 Gornja i donja granica efektivne krutosti u funkciji: normirane aksijalne sile, normiranog bočnog pomeranja i fleksione nosivosti (Adebar i dr., 2007) .....	176
Slika: 6.27 Model koncentrisane plastičnosti linijskih elemenata (lumped model) .....	177

Slika: 6.28 Modeli generalizovanih zavisnosti sila-deformacija sa prihvatljivim kriterijumima.....	177
Slika: 6.29 3d modeli konstrukcija, linijski i površinski element sa šest stepeni slobode u svakom čvoru .....	178
Slika: 6.30 Modelovanje dubokih veznih panela shell elementima (Graham, 2013).....	181
Slika: 6.31 Modelovanje vitkih veznih greda beam elementima.....	182
Slika: 6.32 Modelovanje visokih veznih greda (tavanica na gornjoj ivici vezne grede).....	182
Slika: 6.33 Modelovanje visokih veznih greda (tavanica na sredini visine vezne grede).....	183
Slika: 6.34 Poprečno utezanje pojedinačne dijagonale (prema ACI 318-99 tačka 21.9.7.4).....	184
Slika: 6.35 Poprečno utezanje celokupne vezne grede (prema ACI 318-99 tačka 21.9.7.4).....	184
Slika: 6.36 Vezne grede sa dijagonalnom armaturom (prema EN 1998-1:2004 tačka 5.5.3.5).....	186
Slika: 6.37 Model interakcije između zida i okvira u višespratnoj zgradi.....	187
Slika: 6.38 Dijagram pomeranja i preraspodele horizontalnih uticaja nosećem sistemu zgrada.....	188
Slika: 6.39 Distribuirana i simultana pojava plastičnih zglobova u dualnom sistemu.....	189
Slika: 6.40 Proračunska anvelopa momenata savijanja AB zidova.....	189
Slika: 6.41 Sistematizacija metoda seizmičke analize (Čosić i dr., 2017).....	192
Slika: 6.42 Ograničavajući faktori primene linearnog seizmičkog proračuna, prema: (FEMA 273).....	194
Slika: 6.43 a) Koncept transformacije MDOF u SDOF, b) Transformacija krive kapaciteta MDOF u bilinearnu idealizaciju ESDOF.....	199
Slika: 6.44 Spektar zahteva (N2 metod).....	201
Slika: 6.45 Određivanje ciljnog pomeranja za ESDOF sistem za $T < T_c$ i $T \geq T_c$ (N2 metod).....	202
Slika: 6.46 Transformacija pomeranja SDOF sistema u pomeranja date konstrukcije.....	203
Slika: 6.47 Uticaj $P - \Delta$ efekta na bočnu otpornost zgrada (Push-over) za celu zgradu i prvu tavanicu prema: (Krawinkler i dr., 1998).....	206
Slika: 6.48 Šema ekscentričnog izvođenja AB platna u podrumu i iznad zemlje (levo), primer slučajne ekscentričnosti stuba.....	208
Slika: 6.49 Primeri smanjenja AB platna na 7cm u podrumu i potpuno ukidanje AB zida iznad zemlje	209
Slika: 7.1 inicijalna kriva zavisnosti napon-dilatacija za beton (inicijal backbone curve) prema PEER/ATC-72-1, glavni aspekti nelinearnog ponašanja.....	213
Slika: 7.2 histerezisna kriva i anvelopa monotonog i cikličnom opterećenja.....	214
Slika: 7.3 modelovanje betona pri pritisku – histerezisni model, a) EDF=1.0, b) EDF<1.0.....	215
Slika: 7.4 a) histerezisna petlja bez gubitka nosivosti, b) histerezisne petlje nakon tačke gubitka nosivosti .....	216
Slika: 7.5 Analitičkim model AB zidova sa primenjenim konstitutivnim relacijama materijalnih modela .....	217
Slika: 7.6 model histerezisne krive pri izvijanju armature, prema: (Perform-3D), dilatacija $\varepsilon_p^*$ - indikator izvijanja (Rodriguez i dr., 1999).....	218
Slika: 7.7 Granično stanje uzorka M12 - izvijanje vertikalne armature oko otvora, (Žorić, 1990).....	219
Slika: 7.8 a) tri-linearni model smicanja (Tuna i Wallace, 2012), b) model ciklične zavisnosti napon smicanja-klizanje upotrebljen u Perform-3D.....	220
Slika: 7.9 a) multi-linearna kiva razvijena iz eksperimentalnih rezultata (PEER/ATC-72-1), b) pojednostavljena kriva upotrebljena u Perform-3D.....	221
Slika: 7.10 Uticaj tavanice na smičuću nosivost veznih greda (Naish i dr., 2009).....	222
Slika: 7.11 Moguće unapređenje modela uvođenjem izoparametarskih elemenata sa 8 ili 12 čvorova.....	224
Slika: 7.12 Model veznih greda uzoraka M21 i M22.....	225
Slika: 7.13 Model i oprema za ispitivanje upotrebljena u eksperimentalnim istraživanjima (S. Žorić, 1990).....	229
Slika: 7.14 Uslovi opterećenja modela M11, gravitaciono opterećenje i uticaj sprežanja veznim gredama .....	229
Slika: 7.15 Uslovi opterećenja modela M12, aksijalno i bočno opterećenje sa zamenjujućim spregom sila .....	230
Slika: 7.16 Uslovi opterećenja modelu M21, aksijalno i bočno opterećenje sa zamenjujućim spregom sila .....	230
Slika: 7.17 Uslovi opterećenja modelu M22, aksijalno i bočno opterećenje sa zamenjujućim spregom sila .....	231
Slika: 7.18 Histerezisno ponašanje modela M11 i M12, zavisnost P- $\Delta$ pomeranje vrha modela.....	231



Slika: 7.19 Histerezisno ponašanje modela M21 i M22, zavisnost P- $\Delta$ pomeranje vrha modela .....	233
Slika: 7.20 Način armiranja veznih greda i zidova.....	233
Slika: 7.21 Način armiranja veznih greda i zidova.....	234
Slika: 7.22 Rezultati ispitivanja ugrađenih materijala (Žorić, 1990) .....	235
Slika: 7.23 Multi-linearna kriva napon-dilatacija i FDE za armaturni čelik $\phi 6$ , $f_y/f_u = 716/844$ [MPa] .....	236
Slika: 7.24 Multi-linearna kriva napon-dilatacija i FDE za armaturni čelik $\phi 8$ , $f_y/f_u = 683/838$ [MPa] .....	237
Slika: 7.25 Promena histerezisnih zavisnosti u funkciji faktora interakcije, FI=0.0, 0.5 i 1.0 .....	237
Slika: 7.26 Promena histerezisnih zavisnosti u funkciji faktora krutosti rasterećenja, USF=-1.0, 0.0 i +1.0 .....	237
Slika: 7.27 Multi-linearna kriva napon-dilatacija sa izvijanjem armature, dilatacija $\varepsilon_p^*$ - indikator izvijanja (Rodriguez i dr., 1999) .....	238
Slika: 7.28 Uticaj faktora reopterećenja na oblik histerezisnih petlji a) A=0.1 0.2 B=0.2 0.4, SF=0.2, ...	239
Slika: 7.29 Uticaj faktora proklizavanja na oblik histerezisnih petlji armature $f_y/f_u = 683/838$ [MPa], model obuhvata izvijanje armature, a) SF=0.1, b) SF=0.3, b) SF=0.5 i b) SF=0.7 .....	239
Slika: 7.30 materijalni model $f_c - \varepsilon_c$ neutegnuto betona uzoraka M21 i M22, EDF koeficijent .....	240
Slika: 7.31 Uticaj faktora energije na granu rasterećenja i oblik histerezisnih petlji a) EF=1.0, 0.6, 0.4, 0.3, 0.1; b) EF=1.0, 0.8, 0.6, 0.3, 0.2; b) EF=1.0, 0.9, 0.7, 0.5, 0.5; c) EF=1.0, 0.7, 0.5, 0.2, 0.1 .....	241
Slika: 7.32 Smičuća zavisnost betona ( $\tau - \gamma$ ), promena FDE .....	242
Slika: 7.33 Ulazne karakteristike momentnog zgloba uzoraka M21 i M22, zavisnost $M - \varphi$ i EDF .....	243
Slika: 7.34 Ulazne karakteristike momentnog zgloba uzoraka M21 i M22, zavisnost $V - \Delta$ i EDF .....	243
Slika: 7.35 Studija konvergencije rezultata prema gustini mreže konačnih elemenata.....	244
Slika: 7.36 Dispozicija mreže KE u uzorcima M11 i M12 .....	245
Slika: 7.37 Dispozicija mreže KE u uzorcima M11 i M12 .....	245
Slika: 7.38 Modeli uzoraka M11 i M21 u Performu-3D (Push-over analiza).....	246
Slika: 7.39 Ispitivanje granične nosivosti uzorka M11 (Push-over analizom).....	246
Slika: 7.40 Ispitivanje granične nosivosti uzorka M12 (Push-over analizom).....	246
Slika: 7.41 Ispitivanje granične nosivosti uzorka M21 (Push-over analizom).....	247
Slika: 7.42 Karakteristični programi horizontalnog opterećenja.....	247
Slika: 7.43 Karakterističan program apliciranja horizontalnog opterećenja (normiran) .....	248
Slika: 7.44 Uporedni prikaz numeričkih i eksperimentalni histerezisnih zavisnosti uzoraka M11 i M12 .....	249
Slika: 7.45 Uporedni prikaz numeričkih i eksperimentalni histerezisnih zavisnosti uzoraka M21 i M22 .....	249
Slika: 7.46 Granično stanje uzorka M12, (Žorić, 1990).....	250
Slika: 7.47 Poluciklusi histerezisnih petlji, uzorak M11 .....	251
Slika: 7.48 Poluciklusi histerezisnih petlji, uzorak M12 .....	251
Slika: 7.49 Poluciklusi histerezisnih petlji, uzorak M21 .....	252
Slika: 7.50 Poluciklusi histerezisnih petlji, uzorak M22 .....	252
Slika: 7.51 Faktor apsorpcije energije $\varepsilon = E_{dis}/E$ , uzorci: M11 i M12.....	253
Slika: 7.52 Faktor apsorpcije energije $\varepsilon = E_{dis}/E$ , uzorci: M21 i M22.....	253
Slika: 7.53 Kumulativna energija $Cum E_{dis} = \sum_{i=1}^n E_{dis,i}$ , uzorci: M11 i M12 .....	254
Slika: 7.54 Kumulativna energija $Cum E_{dis} = \sum_{i=1}^n E_{dis,i}$ , uzorci: M21 i M22 .....	254
Slika: 7.55 Zavisnost disipirane energije i pomeranja, $E_{dis}-\Delta$ .....	255
Slika: 7.56 Zavisnost bezdimenzionalne energije $e = E_{dis}/A_{el}$ i pomeranja, uzorci M11 i M12.....	256
Slika: 7.57 Zavisnost bezdimenzionalne energije $e = E_{dis}/A_{el}$ i pomeranja, uzorci M21 i M22.....	256
Slika: 7.58 Zavisnost bezdimenzionalne energije $e = E/E_{rev}$ i pomeranja, uzorci M11 i M12.....	256
Slika: 7.59 Zavisnost bezdimenzionalne energije $e = E/E_{rev}$ i pomeranja, uzorci M21 i M22.....	256

Slika: 7.60 Zavisnost duktilnosti plastične ekscurzije $\mu_d = 1 + d_{pl,i}/d_i$ i pomeranja, uzorci M11 i M12 .....	257
Slika: 7.61 Zavisnost duktilnosti plastične ekscurzije $\mu_d = 1 + d_{pl,i}/d_i$ i pomeranja, uzorci M21 i M22 .....	257
Slika: 7.62 Zavisnost duktilnosti plastične ekscurzije i bezdimenzionalne energije, $\mu_{pl} - \varepsilon_{abso}$ .....	258
Slika: 7.63 Zavisnost duktilnosti plastične ekscurzije i bezdimenzionalne energije, $\mu_{pl} - \varepsilon_{abso}$ .....	258
Slika: 8.1 Krive zavisnosti generalisana sila-deformacije, prema (ASCE/SEI 41-06).....	263
Slika: 8.2 Prihvatljivi kriterijumi modela duktilnog ponašanja, prema (FEMA 356, 2000) .....	263
Slika: 8.3 Približni kriterijum za određivanje smičuće nosivosti AB zida prema efektu uticaja fleksione duktilnosti, preuzeto iz (NIST GCR 10-917-8, 2010).....	265
Slika: 8.4 a) fleksioni odgovor (lom) AB zida, b) fleksiono-smičući lom, c) krti lom smicanjem .....	266
Slika: 8.5 Radni dijagrami betona primenjenih u modelovanju različitih konstruktivnih elemenata.....	268
Slika: 8.6 Radni dijagram armature primenjen u modelovanju različitih konstruktivnih elemenata .....	269
Slika: 8.7 Poređenje preporuka za visinu zone plastifikacije AB zidova, preuzeto iz (NIST, 2014) .....	271
Slika: 8.8 a-d) Dijagrami interakcionih površi plastičnih zglobova stubova, e) dijagram $M-\varphi_1-\varphi_2$ .....	272
Slika: 8.9 Interakcione krive P-M <sub>2</sub> -M <sub>3</sub> stuba b/d=40/40cm .....	273
Slika: 8.10 Interakcione krive P-M <sub>2</sub> -M <sub>3</sub> stuba b/d=50/50cm .....	273
Slika: 8.11 Interakcione krive P-M <sub>2</sub> -M <sub>3</sub> stuba b/d=60/60cm .....	273
Slika: 8.12 Krive momenat-rotacija i prihvatljivi kriterijumi: a) za stubove, b) za grede b/d=30/50cm ..	273
Slika: 8.13 Krive P-d približnog modela uzorka M21 i M22 .....	274
Slika: 8.14 Komparacija histerezisnih anvelopa približnog modela i rezultata uzorka M21 i M22.....	274
Slika: 8.15 Primenjeni akceleroگرامи u NLTHA normalizovani na PGA=0.1g .....	277
Slika: 8.16 Karte seizmičkog hazarda Srbije, povrtni period 95, 475 i 975, (izvor: RSZ Srbije) .....	278
Slika: 8.17 Dispozicija uzorka SP1 .....	279
Slika: 8.18 3D izgled uzoraka SP1 .....	279
Slika: 8.19 Oštećenja zidova ispune, (Sozen i dr., 1999) .....	281
Slika: 8.20 Tipične krive kapaciteta AB zgrada sa karakterističnim nivoima performansi: .....	281
Slika: 8.21 Potencijalna mesta povezivanja zidova koja nisu iskorišćena već pretvorena u neregularnost zgrada, (fotografija: P. Petronijević) .....	282
Slika: 8.22 Primeri idealnog mesta pozicioniranja udvojenih AB zidova, (fotografija: P. Petronijević)...	282
Slika: 8.23 Mesta potencijalnog povezivanja zidova bez pozitivnih efekata, (fotografija: P. Petronijević) .....	283
Slika: 8.24 Usvojene geometrijske karakteristike i armatura zidova .....	283
Slika: 8.25 Sistem povezanih zidova, Uzorak SP1-6 sp., Zavisnost sila-pomeranje za različiti odnos a/d veznih greda i $h_w/l_w$ , prihvatljivi kriterijumi usvojeni prema (ASCE/SEI 41-06) .....	283
Slika: 8.26 Sistem povezanih zidova, Uzorak SP1-8 sp., Zavisnost sila-pomeranje za različiti odnos a/d veznih greda i $h_w/l_w$ , prihvatljivi kriterijumi usvojeni prema (ASCE/SEI 41-06) .....	284
Slika: 8.27 Sistem povezanih zidova, Uzorak SP1-10 sp., Zavisnost sila-pomeranje za različiti odnos a/d veznih greda i $h_w/l_w$ , prihvatljivi kriterijumi usvojeni prema (ASCE/SEI 41-06) .....	284
Slika: 8.28 Sistem povezanih zidova, Uzorak SP1-12 sp., Zavisnost sila-pomeranje za različiti odnos a/d veznih greda i $h_w/l_w$ , prihvatljivi kriterijumi usvojeni prema (ASCE/SEI 41-06) .....	284
Slika: 8.29 Smičuća sila i pomeranja tavanica, uzorak SP1-12 sp., ( $h_w/l_w=5.28$ i $10.25$ ), ( $a/d=3.57$ i $1,66$ ) (El Centro N-S, PGA=0.2g, Y-pravac) .....	285
Slika: 8.30 Smičuća sila i pomeranja tavanica, uzorak SP1-12 sp., ( $h_w/l_w=5.28$ i $10.25$ ), ( $a/d=3.57$ i $1,66$ ) (Ulcinj, PGA=0.2g, Y-pravac) .....	285
Slika: 8.31 Uzorak SP1-12 sp., vremenski tok energije, ( $h_w/l_w=5.28$ i p.25), ( $a/d=3.57$ i $1,66$ ), (El Centro, PGA=0.2g, Y-pravac) .....	286
Slika: 8.32 Uzorak SP1-12 sp., vremenski tok energije, ( $h_w/l_w=5.28$ i p.25), ( $a/d=3.57$ i $1,66$ ), (Ulcinj, PGA=0.2g, Y-pravac) .....	286
Slika: 8.33 Uzorak SP1-12 sp., vremenski tok ubrzanaj, ( $h_w/l_w=5.28$ i p.25), ( $a/d=3.57$ i $1,66$ ), (El Centro, PGA=0.2g, Y-pravac) .....	286
Slika: 8.34 Uzorak SP1-12 sp., vremenski tok ubrzanja, ( $h_w/l_w=5.28$ i p.25), ( $a/d=3.57$ i $1,66$ ), (Ulcinj, PGA=0.2g, Y-pravac) .....	287

Slika: 8.35 Uzorak SP1-12 sp., vremenski tok ubrzanja, ( $h_w/l_w=5.28$ i p.25), ( $a/d=3.57$ i 1,66), (El Centro, PGA=0.2g, Y-pravac) .....	287
Slika: 8.36 Uzorak SP1-12 sp., vremenski tok ubrzanja, ( $h_w/l_w=5.28$ i p.25), ( $a/d=3.57$ i 1,66), (Ulcinj, PGA=0.2g, Y-pravac) .....	287
Slika: 8.37 Uzorak SP1-12 sp., vremenski tok pomeranja, ( $h_w/l_w=5.28$ i p.25), ( $a/d=3.57$ i 1,66), (El Centro, PGA=0.2g, Y-pravac).....	287
Slika: 8.38 Uzorak SP1-12 sp., vremenski tok pomeranja, ( $h_w/l_w=5.28$ i p.25), ( $a/d=3.57$ i 1,66), (Ulcinj, PGA=0.2g, Y-pravac) .....	288
Slika: 8.39 Smernice u projektovanju veznih greda (prema: ACI 318-11) .....	288
Slika: 8.40 Uzorak SP1-12 sp., vremenski tok energije, ( $h_w/l_w=5.28$ ), ( $a/d=3.57$ ), (Northridge, Ulcinj, PGA=0.1g, Y-pravac) .....	289
Slika: 8.41 Uzorak SP1-12 sp., vremenski tok pomeranja i ubrzanja vrha zgrade, ( $h_w/l_w=5.28$ ), ( $a/d=3.57$ ), (Northridge, Ulcinj, PGA=0.1g, Y-pravac).....	289
Slika: 8.42 Uzorak SP1-12 sp., vremenski tok energije, ( $h_w/l_w=5.28$ ), ( $a/d=3.57$ ), (Northridge, Ulcinj, PGA=0.2g, Y-pravac) .....	290
Slika: 8.43 Uzorak SP1-12 sp., vremenski tok pomeranja i ubrzanja vrha, ( $h_w/l_w=5.28$ ), ( $a/d=3.57$ ), (Northridge, Ulcinj, PGA=0.4g, Y-pravac).....	290
Slika: 8.44 Uzorak SP1-12 sp., vremenski tok energije, ( $h_w/l_w=5.28$ ), ( $a/d=3.57$ ), (Northridge, Ulcinj, PGA=0.4g, Y-pravac) .....	290
Slika: 8.45 Uzorak SP1-12 sp., -ojačano prizemlje, vremenski tok energije, ( $h_w/l_w=5.28$ ), ( $a/d=3.57$ ), (Northridge, Ulcinj, PGA=0.4g, Y-pravac).....	291
Slika: 8.46 Uzorak SP1-12 sp.-ojačano prizemlje, vremenski tok pomeranja i ubrzanja vrha, ( $h_w/l_w=5.28$ ), ( $a/d=3.57$ ), (Northridge, Ulcinj, PGA=0.4g, Y-pravac).....	291
Slika: 8.47 Uzorak SP1-12 sp., Zavisnost $M-\varphi$ zida za nivo gravitacionog dejstva $P/t_w l_w \approx (0.1 \text{ i } 0.075)f'_c$ , ( $h_w/l_w=5.28$ ), ( $a/d=3.57$ ), (Ulcinj, PGA=0.2g, Y-pravac).....	292
Slika: 8.48 Uzorak SP1-12 sp., Zavisnost $P-d$ zida za nivo gravitacionog dejstva $P/t_w l_w \approx (0.1 \text{ i } 0.075)f'_c$ , ( $h_w/l_w=5.28$ ), ( $a/d=3.57$ ), (Ulcinj, PGA=0.2g, Y-pravac).....	292
Slika: 8.49 Uzorak SP1-12 sp., vremenski tok energije, za nivo gravitacionog dejstva $P/t_w l_w \approx (0.1 \text{ i } 0.075)f'_c$ , ( $h_w/l_w=5.28$ ), ( $a/d=3.57$ ), (Ulcinj, PGA=0.2g, Y-pravac) .....	293
Slika: 8.50 Uzorak SP1-12 sp., Zavisnost $P-d$ i $M-\varphi$ zida za nivo gravitacionog dejstva $P/t_w l_w \approx (0.1)f'_c$ , ( $h_w/l_w=5.28$ ), ( $a/d=4.28$ ), (Ulcinj, PGA=0.2g, Y-pravac).....	293
Slika: 8.51 Uzorak SP1-12 sp., Zavisnost $P-d$ i $M-\varphi$ zida za nivo gravitacionog dejstva $P/t_w l_w \approx (0.1)f'_c$ , ( $h_w/l_w=5.28$ ), ( $a/d=2.32$ ), (Ulcinj, PGA=0.2g, Y-pravac).....	293
Slika: 8.52 Uzorak SP1-12 sp., Zavisnost $P-d$ i $M-\varphi$ zida za nivo gravitacionog dejstva $P/t_w l_w \approx (0.1)f'_c$ , ( $h_w/l_w=5.28$ ), ( $a/d=1.42$ ), (Ulcinj, PGA=0.2g, Y-pravac).....	293
Slika: 8.53 Zavisnost $M-\varphi$ u funkciji podužne armature veznih greda, odnos $a/d=6$ i $h_w/l_w=9.25$ .....	294
Slika: 8.54 Zavisnost $M-\varphi$ zida ( $h_w/l_w=9.25$ ) u funkciji krutosti veznih greda, odnos $a/d=5, 2.5$ i $1.6$ .....	294
Slika: 8.55 Mehanizam "sprezanja" sistema povezanih zidova u dualnom sistemu (kruti okviri) .....	295
Slika: 8.56 Mehanizam "sprezanja" sistema povezanih zidova u dualnom sistemu (slabi okviri) .....	295
Slika: 8.57 Uzorak SP1-12 sp.- jaki okviri, Smičuća sila i pomeranja tavanica, uzorak, ( $h_w/l_w=10.57$ ), ( $a/d=3.57$ ) (Ulcinj, El Centro, PGA=0.2g, Y-pravac) .....	296
Slika: 8.58 Uzorak SP1-12 sp.- slabi okviri, Smičuća sila i pomeranja tavanica, uzorak, ( $h_w/l_w=10.57$ ), ( $a/d=3.57$ ) (Ulcinj, El Centro, PGA=0.2g, Y-pravac) .....	296
Slika: 8.59 Uzorak SP1-12 sp.- jaki okviri, vremenski tok pomeranja i ubrzanja vrha, ( $h_w/l_w=10.57$ ), ( $a/d=3.57$ ), (Ulcinj, El Centro, PGA=0.2g, Y-pravac).....	296
Slika: 1.60 Uzorak SP1-12 sp.- slabi okviri, vremenski tok pomeranja i ubrzanja vrha, ( $h_w/l_w=10.57$ ), ( $a/d=3.57$ ), (Ulcinj, El Centro, PGA=0.2g, Y-pravac).....	296
Slika: 8.61 Uzorak SP1-12 sp.-slabi okviri, vremenski tok energije, ( $h_w/l_w=10.57$ ), ( $a/d=3.57$ ), (Ulcinj, El Centro, PGA=0.2g, Y-pravac).....	297
Slika: 8.62 Uzorak SP1-12 sp.-slabi okviri, vremenski tok energije, ( $h_w/l_w=10.57$ ), ( $a/d=3.57$ ), (Ulcinj, El Centro, PGA=0.2g, Y-pravac).....	297
Slika: 8.63 Uzorak SP1-12 sp.- jaki okviri, zavisnost $M-\varphi$ vezne grede, $P-d$ i $M-\varphi$ zida, ( $h_w/l_w=10.57$ ), ( $a/d=3.57$ ), (Ulcinj, PGA=0.2g, Y-pravac) .....	297

Slika: 8.64 Uzorak SP1-12 sp.-slabi okviri, zavisnost $M-\varphi$ vezne grede, $P-d$ i $M-\varphi$ zida, ( $h_w/l_w=10.57$ ), ( $a/d=3.57$ ), (Ulcinj, PGA=0.2g, Y-pravac) .....	297
Slika: 8.65 Uzorak SP1-12 sp.- jaki okviri, zavisnost $M-\varphi$ vezne grede, $P-d$ i $M-\varphi$ zida, ( $h_w/l_w=10.57$ ), ( $a/d=3.57$ ), (El Centro, PGA=0.2g, Y-pravac) .....	298
Slika: 8.66 Uzorak SP1-12 sp.-slabi okviri, zavisnost $M-\varphi$ vezne grede, $P-d$ i $M-\varphi$ zida, ( $h_w/l_w=10.57$ ), ( $a/d=3.57$ ), (El Centro, PGA=0.2g, Y-pravac) .....	298
Slika: 8.67 Efekat povezivanja zidova na normalizovano pomeranje vrha zgrade, $h_w/l_w=9,25$ .....	299
Slika: 8.68 Efekat povezivanja zidova na normalizovano pomeranje vrha zgrade, $h_w/l_w=5.28$ .....	299
Slika: 8.69 Efekat povezivanja zidova na pomeranje vrha zgrade .....	299
Slika: 8.70 a) kruto povezani zidovi bez mogućnosti formiranja grednog mehanizma, b) povezani asimetrični zidovi velike krutosti (bez efekta povezivanja, c) simetrični zidovi velike krutosti i male spratnosti (bez efekta povezivanja), (fotografija: P. Petronijević) .....	300
Slika: 8.71 Modelovanje dijagonalno armirane grede linijskim elementom i koncentrisanom plastičnošću .....	300
Slika: 8.72 Uzorak SP1, zavisnost $M-\varphi$ zida ( $h_w/l_w=9.25$ ), promena smičuće sile u veznoj gredi ( $a/d=4.28$ ), (El Centro, PGA=0.4g, Y-pravac) .....	301
Slika: 8.73 Uzorak SP1, zavisnost $M-\varphi$ zida ( $h_w/l_w=7.4$ ), promena smičuće sile u veznoj gredi ( $a/d=1.42$ ) prve etaže (El Centro, PGA=0.4g, Y-pravac) .....	301
Slika: 8.74 Uzorak SP1, zavisnost $M-\varphi$ zida ( $h_w/l_w=7.4$ ), promena smičuće sile u veznim gredama ( $a/d=1.42$ ) u 4, 8 i 12 etaži po visini, (El Centro, PGA=0.4g, Y-pravac) .....	301
Slika: 8.75 Redosled i redosled pojave plastičnih zglobova u veznim gredama .....	302
Slika: 8.76 Redosled i raspored pojave plastičnih zglobova u veznim gredama .....	302
Slika: 8.77 Povoljno uspostavljeni odnosi dimenzija zidova i veznih greda u sistemu jakog AB jezgra (RC core walls system), (Wallace i dr., 2009) .....	303
Slika: 8.78 Pomeranja tavanica Y-pravac, uzorak SP1-12 sp., PGA=0.4g, ( $h_w/l_w=7.4$ ), ( $a/d=1.42$ ) .....	303
Slika: 8.79 Pomeranja tavanica Y-pravac, uzorak SP1-12 sp., PGA=0.2g, ( $h_w/l_w=7.4$ ), ( $a/d=1.42$ ) .....	303
Slika: 8.80 Pomeranja tavanica Y-pravac, uzorak SP1-12 sp., PGA=0.1g, ( $h_w/l_w=7.4$ ), ( $a/d=1.42$ ) .....	304
Slika: 8.81 Pomeranja tavanica X-pravac, uzorak SP1-12 sp., PGA=0.4g .....	304
Slika: 8.82 Pomeranja tavanica X-pravac, uzorak SP1-12 sp., PGA=0.2g .....	304
Slika: 8.83 Pomeranja tavanica X-pravac, uzorak SP1-12 sp., PGA=0.1g .....	305
Slika: 8.84 Uzorak SP1-12 sp, zavisnost $N-d$ i $M-\varphi$ zida ( $h_w/l_w=5.28$ ), ( <i>bez povezivanja</i> ), prizemlje, (Ulcinj, PGA=0.2g, Y-pravac) .....	305
Slika: 8.85 Uzorak SP1-12 sp, zavisnost $N-d$ i $M-\varphi$ zida ( $h_w/l_w=5.28$ ), ( $a/d=1.42$ ), prizemlje, (Ulcinj, PGA=0.2g, Y-pravac) .....	305
Slika: 8.86 Histerezisne petlje vlakana ivične zone, SP 1-12.sp, Northridge X-pravac, PGA=0.2g .....	306
Slika: 8.87 Histerezisne petlje vlakana ivične zone, SP 1-12.sp, Northridge X-pravac, PGA=0.2g .....	306
Slika: 8.88 a) dispozicija vlakana u modelu zida , b) potpuni izostanka ivične armature i utezanja ivične zone zida, (fotografija: P. Petronijević) .....	307
Slika: 8.89 primeri pojave segregacije na mestima nastavka betoniranja (sprezanje rebra zida i ivičnog ojačanja) kod zidova koji se izvode u dve faze, (fotografija: P. Petronijević) .....	307
Slika: 8.90 a) primarna konstrukcija IMS sistema, b) montaža skeleta, c) detalj nastavka stuba .....	308
Slika: 8.91 Dispozicija uzorka SP2 (IMS-sistem) .....	308
Slika: 8.92 3D izgled uzorka SP2 (IMS-sistem) .....	308
Slika: 8.93 Uzorak SP2-12 sp., vremenski tok pomeranja vrha, ( $h_w/l_w=8.8$ ), (El Centro, PGA=0.4g, X i Y-pravac) .....	309
Slika: 8.94 Uzorak SP2-12 sp., vremenski tok ubrzanja vrha, ( $h_w/l_w=8.8$ ), (El Centro, PGA=0.4g, X i Y-pravac) .....	310
Slika: 8.95 Pomeranja tavanica i sile smicanja X-pravac, uzorak SP2-12 sp., PGA=0.4g, ( $h_w/l_w=8.8$ ) .....	310
Slika: 8.96 Pomeranja tavanica i sile smicanja X-pravac, uzorak SP2-12 sp., PGA=0.2g, ( $h_w/l_w=8.8$ ) .....	311
Slika: 8.97 Pomeranja tavanica i sile smicanja X-pravac, uzorak SP2-12 sp., PGA=0.1g, ( $h_w/l_w=8.8$ ) .....	311
Slika: 8.98 Pomeranja tavanica i sile smicanja X-pravac, uzorak SP2-10 sp., PGA=0.4g, ( $h_w/l_w=7.4$ ) .....	311
Slika: 8.99 Pomeranja tavanica i sile smicanja X-pravac, uzorak SP2-10 sp., PGA=0.2g, ( $h_w/l_w=7.4$ ) .....	311
Slika: 8.100 Pomeranja tavanica i sile smicanja X-pravac, uzorak SP2-10 sp., PGA=0.1g, ( $h_w/l_w=7.4$ ) .....	312
Slika: 8.101 Pomeranja tavanica i sile smicanja X-pravac, uzorak SP2-8 sp., PGA=0.4g, ( $h_w/l_w=5.95$ ) .....	312
Slika: 8.102 Pomeranja tavanica i sile smicanja X-pravac, uzorak SP2-8 sp., PGA=0.2g, ( $h_w/l_w=5.95$ ) .....	312
Slika: 8.103 Pomeranja tavanica i sile smicanja X-pravac, uzorak SP2-8 sp., PGA=0.1g, ( $h_w/l_w=5.95$ ) .....	312

Slika: 8.104 Pomeranja tavanica i sile smicanja X-pravac, uzorak SP2-6 sp., PGA=0.1g, ( $h_w/l_w=4.52$ ).	313
Slika: 8.105 Pomeranja tavanica i sile smicanja X-pravac, uzorak SP2-6 sp., PGA=0.2g, ( $h_w/l_w=4.52$ ).	313
Slika: 8.106 Pomeranja tavanica i sile smicanja X-pravac, uzorak SP2-6 sp., PGA=0.1g, ( $h_w/l_w=4.52$ ).	313
Slika: 8.107 Zavisnost $M-\varphi$ zida ( $h_w/l_w=4.52$ ), ( $t_w=20\text{cm}$ , $A_{ivic}=8\phi 20, 14\phi 20, 20\phi 20$ ),	314
Slika: 8.108 Zavisnost $M-\varphi$ zida ( $h_w/l_w=4.52$ ), ( $t_w=20\text{cm}$ , $A_{ivic}=8\phi 20, 14\phi 20, 20\phi 20$ ),	314
Slika: 8.109 Zavisnost $M-\varphi$ zida ( $h_w/l_w=4.52$ ), ( $t_w=20\text{cm}$ , $A_{ivic}=8\phi 20, 14\phi 20, 20\phi 20$ ),	315
Slika: 8.110 Zavisnost $M-\varphi$ zida ( $h_w/l_w=4.52$ ), ( $t_w=20\text{cm}$ , $A_{ivic}=8\phi 20, 14\phi 20, 20\phi 20$ ),	315
Slika: 8.111 Zavisnost $M-\varphi$ zida ( $h_w/l_w=4.52$ ), ( $t_w=20\text{cm}$ , $A_{ivic}=8\phi 20, 14\phi 20, 20\phi 20$ ),	315
Slika: 8.112 Zavisnost $M-\varphi$ zida ( $h_w/l_w=4.52$ ), ( $t_w=20\text{cm}$ , $A_{ivic}=8\phi 20, 14\phi 20, 20\phi 20$ ),	315
Slika: 8.113 Zavisnost $M-\varphi$ zida ( $h_w/l_w=4.52$ ), ( $t_w=20\text{cm}$ , $A_{ivic}=8\phi 20, 14\phi 20, 20\phi 20$ ),	316
Slika: 8.114 Zavisnost $M-\varphi$ zida ( $f_{c,grav.} = 0.1 \cdot f'_c, 0.2 \cdot f'_c$ i $0.3 \cdot f'_c$ ), ( $h_w/l_w=4.52, t_w=20\text{cm}$ , $A_{ivic}=20\phi 20$ ), (El Centro, PGA=0.4g, X-pravac)	317
Slika: 8.115 Zavisnost $N-d$ zida ( $f_{c,grav.} = 0.1 \cdot f'_c, 0.2 \cdot f'_c$ i $0.3 \cdot f'_c$ ), ( $h_w/l_w=4.52, t_w=20\text{cm}$ , $A_{ivic}=20\phi 20$ ), (El Centro, PGA=0.4g, X-pravac)	317
Slika: 8.116 Zavisnost $M-\varphi$ zida ( $f_{c,grav.} = 0.1 \cdot f'_c, 0.2 \cdot f'_c$ i $0.3 \cdot f'_c$ ), ( $h_w/l_w=4.52, t_w=20\text{cm}$ , $A_{ivic}=20\phi 20$ ), (Thessaloniki, PGA=0.4g, X-pravac)	317
Slika: 8.117 Zavisnost $N-d$ zida ( $f_{c,grav.} = 0.1 \cdot f'_c, 0.2 \cdot f'_c$ i $0.3 \cdot f'_c$ ), ( $h_w/l_w=4.52, t_w=20\text{cm}$ , $A_{ivic}=20\phi 20$ ), (Thessaloniki, PGA=0.4g, X-pravac)	317
Slika: 8.118 Zavisnost $N-d$ zida ( $v_d = 0.3, h_w/l_w=4.52, t_w=20\text{cm}, A_{ivic}=20\phi 20$ )	318
Slika: 8.119 Zavisnost $N-d$ zida ( $h_w/l_w=4.52, t_w=20\text{cm}, A_{ivic}=20\phi 20, U\phi 10/10$ ),	318
Slika: 8.120 a, b) neadekvatna primena otvorenih uzengija uz 100% nastavka vertikalne armature,	319
Slika: 8.121 Dispozicija uzorka SP3	320
Slika: 8.122 3D izgled uzorka SP3	320
Slika: 8.123 Pomeranja tavanica i sile smicanja $\eta$ -pravac, uzorak SP3-12 sp., PGA=0.4g, ( $h_w/l_w=6.85$ )	321
Slika: 8.124 Pomeranja tavanica i sile smicanja $\eta$ -pravac, uzorak SP3-12 sp., PGA=0.2g, ( $h_w/l_w=6.85$ )	321
Slika: 8.125 Pomeranja tavanica i sile smicanja $\eta$ -pravac, uzorak SP3-12 sp., PGA=0.1g, ( $h_w/l_w=6.85$ )	321
Slika: 8.126 Uzorak SP3-12 sp., vremenski tok komponenti pomeranja i ubrzanja vrha, ( $h_w/l_w=6.85$ ),	321
Slika: 8.127 Pomeranja tavanica i sile smicanja $\eta$ -pravac, uzorak SP3-10 sp., PGA=0.4g, ( $h_w/l_w=6.85$ )	322
Slika: 8.128 Pomeranja tavanica i sile smicanja $\eta$ -pravac, uzorak SP3-10 sp., PGA=0.2g, ( $h_w/l_w=6.85$ )	322
Slika: 8.129 Pomeranja tavanica i sile smicanja $\eta$ -pravac, uzorak SP3-10 sp., PGA=0.1g, ( $h_w/l_w=6.85$ )	322
Slika: 8.130 Pomeranja tavanica i sile smicanja $\eta$ -pravac, uzorak SP3-8 sp., PGA=0.4g, ( $h_w/l_w=6.85$ )	322
Slika: 8.131 Pomeranja tavanica i sile smicanja $\eta$ -pravac, uzorak SP3-8 sp., PGA=0.2g, ( $h_w/l_w=6.85$ )	323
Slika: 8.132 Pomeranja tavanica i sile smicanja $\eta$ -pravac, uzorak SP3-8 sp., PGA=0.1g, ( $h_w/l_w=6.85$ )	323
Slika: 8.133 Pomeranja tavanica i sile smicanja $\eta$ -pravac, uzorak SP3-6 sp., PGA=0.4g, ( $h_w/l_w=6.85$ )	323
Slika: 8.134 Pomeranja tavanica i sile smicanja $\eta$ -pravac, uzorak SP3-6 sp., PGA=0.2g, ( $h_w/l_w=6.85$ )	323
Slika: 8.135 Pomeranja tavanica i sile smicanja $\eta$ -pravac, uzorak SP3-6 sp., PGA=0.1g, ( $h_w/l_w=6.85$ )	324
Slika: 8.136 Globalno ponašanje uzorka SP3	324
Slika: 8.137 Uzorak SP2-12 sp., zavisnost $M-\varphi$ zida ( $h_w/l_w=6.85$ ), (El Centro, Northridge, Loma Prieta, PGA=0.2g, X-pravac)	325
Slika: 8.138 Uzorak SP2-12 sp., zavisnost $M-\varphi$ zida ( $h_w/l_w=6.85$ ), (Ulcinj Albatros, Bingol Markez, Thessalonik, PGA=0.2g, X-pravac)	325
Slika: 8.139 Zavisnost $M-\varphi$ zida ( $h_w/l_w=6.85$ ), (El Centro, Northridge, Loma Prieta, PGA=0.1g, X- pravac)	326
Slika: 8.140 Zavisnost $M-\varphi$ zida ( $h_w/l_w=8.8$ ), (Ulcinj Albatros, , Bingol Markez, Thessalonik, PGA=0.1g, X-pravac)	326
Slika: 8.141 Dispozicija uzorka SP4	326
Slika: 8.142 3D izgled uzorka SP4	326
Slika: 8.143 Pomeranja tavanica i sile smicanja Y-pravac, uzorak SP4-12 sp., PGA=0.2g, ( $h_w/l_w=5.28$ )	327
Slika: 8.144 Pomeranja tavanica i sile smicanja Y-pravac, uzorak SP4-12 sp., PGA=0.1g, ( $h_w/l_w=5.28$ )	328
Slika: 8.145 Zavisnost $M-\varphi$ i $N-d$ zida fleksibilnog prizemlja, globalno pomeranje, ( $l_w=1.5\text{m}, t_w=20\text{cm}$ , $A_{ivic}=8\phi 20$ ), (Northridge, PGA=0.2g, Y-pravac)	328

Slika: 8.146 Zavisnost $M-\varphi$ i $N-d$ zida fleksibilnog prizemlja, globalno pomeranje, ( $l_w=1.5m$ , $t_w=20cm$ , $A_{ivi\check{c}}=8\phi 20$ ), (Northridge, PGA=0.2g, Y-pravac).....	328
Slika: 8.147 Zavisnost $M-\varphi$ i $N-d$ zida fleksibilnog prizemlja, globalno pomeranje, ( $l_w=1.5m$ , $t_w=20cm$ , $A_{ivi\check{c}}=8\phi 20$ ), (Loma Prieta, PGA=0.2g, Y-pravac).....	328
Slika: 8.148 Zavisnost $M-\varphi$ plastičnih zglobova veznih greda (uzorak SP4-12 sp., $a/d=5$ , $h_w/l_w=5.28$ , (Y-pravac, El Centro, Northridge i Loma Prieta, PGA=0.4g,).....	329
Slika: 8.149 Redosled i raspored pojave plastičnih zglobova u veznim gredama.....	329
Slika: 8.150 Primer ojačanja fleksibilnog sprata zgrade u panelnom sistemu za vertikalnom neregularnošću AB zidova, (fotografija: MESA IMALAT, Ankara).....	330
Slika: 8.151 Zavisnost $M-\varphi$ i $N-d$ zida fleksibilnog prizemlja, globalno pomeranje, ( $l_w=1.5m$ , $t_w=60cm$ , $A_{ivi\check{c}}=24\phi 20$ ), (Northridge, PGA=0.4g, Y-pravac).....	330
Slika: 8.152 Zavisnost $M-\varphi$ i $N-d$ zida fleksibilnog prizemlja, globalno pomeranje, ( $l_w=1.5m$ , $t_w=60cm$ , $A_{ivi\check{c}}=24\phi 20$ ), (Northridge, PGA=0.4g, Y-pravac).....	330
Slika: 8.153 Zavisnost $M-\varphi$ i $N-d$ zida nakon ojačanja fleksibilnog prizemlja, globalno pomeranje, ( $l_w=1.5m$ , $t_w=60cm$ , $A_{ivi\check{c}}=24\phi 20$ ), (Loma Prieta, PGA=0.4g, Y-pravac).....	331
Slika: 8.154 Ponašanje smičućeg zgloba zida nakon ojačanja fleksibilnog prizemlja, ( $l_w=1.5m$ , $t_w=60cm$ , $A_{ivi\check{c}}=24\phi 20$ ), (Loma Prieta, PGA=0.4g, Y-pravac).....	331
Slika: 8.155 Pomeranja tavanica i sile smicanja Y-pravac, uzorak SP4-12 sp., PGA=0.4g, ( $h_w/l_w=5.28$ ).....	331
Slika: 8.156 Zavisnost $M-\varphi$ plastičnih zglobova veznih greda (uzorak SP4-12 sp., $a/d=3$ , $h_w/l_w=5.28$ , ..	331
Slika: 8.157 Uzorak SP4-12 sp, vremenski tok energije, a) lom bočnim mehanizmom prizemlja, b) lom programiranim ponašanjem, ( $h_w/l_w=5.28$ , $a/d=3$ ), (Northridge, PGA=0.4g, Y-pravac).....	332
Slika: 8.158 Uzorak SP4-12 sp, vremenski tok energije, lom smicanjem zida u prizemlju,.....	332
Slika: 8.159 Uzorak SP4-12 sp, vremenski tok pomeranja i ubrzanja, lom smicanjem zida u prizemlju, ( $h_w/l_w=5.28$ , $a/d=3$ ), (Northridge i El Centro, PGA=0.4g, Y-pravac).....	332
Slika: 8.160 Uzorak SP4-12 sp, vremenski tok energije, delimično ojačano prizemlje,.....	333
Slika: 8.161 Uzorak SP1-12 sp., vremenski tok pomeranja i ubrzanja vrha delimično ojačano prizemlje, ( $h_w/l_w=5.28$ ), ( $a/d=4.28$ ) (Northridge, Ulcinj, PGA=0.4g, Y-pravac).....	334
Slika: 8.162 Uzorak SP4-12 sp, vremenski tok energije, ojačana konstrukcija zida u prizemlju, .....	334
Slika: 8.163 Uzorak SP1-12 sp., vremenski tok pomeranja i ubrzanja vrha, ojačana konstrukcija zida u prizemlju, ( $h_w/l_w=5.28$ ), ( $a/d=4.28$ ) (Northridge, Ulcinj, PGA=0.4g, Y-pravac).....	334
Slika: 8.164 Uzorak SP4-12 sp, vremenski tok energije, regularna konstrukcija, .....	334
Slika: 8.165 Uzorak SP1-12 sp., vremenski tok pomeranja i ubrzanja vrha, regularna konstrukcija, ( $h_w/l_w=5.28$ ), ( $a/d=4.28$ ) (Northridge, Ulcinj, PGA=0.4g, Y-pravac).....	335
Slika: 8.166 Primeri fleksibilnog prizemlja usled slabljenaj AB zidova, (slika: P.Petronijević).....	335
Slika: 8.167 Odnos indeksa oštećenja, stepena oštećenja i stanja konstrukcije nakon zemljotresa, (Park i dr., 1987).....	336
Slika: 8.168 Kapacitet deformisanja pri monotono rastućem povećanju deformacije .....	337
Slika: 8.169 a) idealizovani odgovor rasterećenja, b) Idealizovani model za procenu rezidualnog u funkciji maksimalnog trenutnog „drift-a“, prema: (FEMA 58-1).....	338
Slika: 9.1 Primeri oštećenja veznih greda u stambenom prostoru.....	345
Slika: 9.2 Primeri loše obrade detalja armature greda i otvora u sastavu AB zidova (foto: P. Petronijević).....	346
Slika: 9.3 a) loše pozicioniranje otvora u prizemlju, b) neadekvatno oblikovanja detalja armature otvora, c) loše betoniranja i pojava segregacionig znezda (foto: P. Petronijević).....	346
Slika: 9.4 a) potpuni izostanak sidrenja armature rebra u ivično ojačanje izvedeno u prvoj fazi, .....	346
Slika: 9.5 a) izostanak vertikalne ivične armature AB jezgra, b) izostanak vertikalne ivične armature AB zida, c) vitkost zida veća od $h_w/40$ , (foto: P. Petronijević).....	346
Slika: 9.6 a) izostanak vertikalne ivične armature AB jezgra, b) neadekvatno utezanje ivične zone AB zida, c) izostanak vertikalne ivične armature AB jezgra, (foto: P. Petronijević).....	347

## Spisak tabela

Tabela: 5.1 Ograničenje eksploatacionog napona u AB zidovima usled gravitacionog opterećenja .....	122
Tabela: 5.2 Efektivne krutosti AB zidova prema ASCE 41-06.....	133
Tabela: 5.3 Efektivne krutosti AB zidova prema (PEER-TBI 2010).....	133
Tabela: 5.4 Efektivne krutosti AB zidova prema (LATBSDC, 2014) .....	133
Tabela: 6.1 Preporučeni faktori redukcije krutosti (prema: PEER-ATC-72-1).....	167
Tabela: 6.2 Preporučeni faktori redukcije krutosti (Efektivna krutost AB zidova).....	175
Tabela: 7.1 Upotrebene vrednosti parametra EDF, prema (Xuewei i dr., 2011; Ghodsi i dr., 2009) .....	217
Tabela: 7.2 Efektivne krutosti veznih greda prema ATC 72-1.....	223
Tabela: 7.3 Vrednosti parametara ciklične skeletne krive momentnih i smičućeg zgloba vezne grede eksperimentalnih uzoraka M21 i M22 upotrebljenih u numeričkom modelu .....	224
Tabela: 7.4 Vrednosti parametra EDF za geometrijski odnos veznih greda $2 \leq a/d \leq 4$ , (Naish i dr., 2010) .....	224
Tabela: 7.45 Relativna razlika računске i eksperimentalno dobijene kumulativne.....	254
Tabela: 8.1 Parametri modelovanja i prihvatljivi kriterijumi za nelinearnu analizu AB zidova, prema: (ASCE/SEI 41-06).....	264
Tabela: 8.2 Parametri modelovanja i prihvatljivi kriterijumi za nelinearnu analizu veznih greda, prema: (ASCE/SEI 41-06).....	264
Tabela: 8.3 Prikaz geometrijskih i materijalnih karakteristika numeričkih uzoraka.....	267
Tabela: 8.4 Visina zone plastifikacije .....	270
Tabela: 8.5 Pomeranje vrha uzorka upravno na pravac dejstva zemljotresa.....	309
Tabela: 8.6 Pomeranje vrha uzorka upravno na pravac dejstva zemljotresa.....	320
Tabela: 8.7 Maksimalno i rezidualno relativno spratno pomeranje ISDR, (prema: tabela C1-3, FEMA356, 2000, FEMA-58-1,2012).....	339
Tabela: 8.8 Ograničenja bočnog pomeranja ( <i>drift-a</i> ) vrha zgrade (prema SEAOC, Vision 2000) .....	339

# 1 Uvod

U drugoj polovini dvadesetog veka armiranobetonski (AB) zidovi su široko primenjivani kao racionalno i ekonomično rešenje za povećanje bočne krutosti, a time i obezbeđenje otpornosti zgrada na dejstvo horizontalnih sila. To se pre svega odnosi na seizmička dejstva i dejstvo vetra. Danas se AB zidovi primenjuju kao primarni konstruktivni element za prijem bočnih dejstava. AB zidovi predstavljaju bitan element u ostvarenju stabilnosti objekta bilo da se primenjuju kao noseći u panelnom konstruktivnom sistemu (prihvataju i gravitaciono opterećenje) ili za ukrućenje okvirnih konstrukcija (u mešovitom konstruktivnom sistemu).

Osnovni problem aseizmičkog građenja je projektovanje sigurnih, stabilnih i ekonomičnih konstrukcija. Savremeni pristup projektovanja seizmički otpornih konstrukcija zahteva dobijanje sistema sposobnih za akumuliraju i disipiraju što veću seizmičku energiju sa kontrolisanim nelinearnim ponašanjem. Analiza ponašanja AB zgrada različitih konstruktivnih sistema za vreme dogođenih zemljotresa ukazuje da mešoviti konstruktivni sistem najbolje odgovara ovim zahtevima. AB zidovima se najefikasnije postiže bočna krutost uz ograničenje globalnog i relativnih (međuspratnih) pomeranja. Time se ograničavaju oštećenja na konstruktivnim i nekonstruktivnim elementima. Kombinovanjem okvira i AB zidova stvorena je čitava familija mešovitih konstruktivnih sistema: mešoviti sistem okvira i pojedinačnih AB zidova, zidova sa otvorima, sistem povezanih zidova, sistem zidova sa jakim prečkama, sistem zidova sa jakim prečkama i zategama, itd. Na osnovu višedecenijskog iskustva, primena ovih konstruktivnih sistema je nesumljivo povoljnija u odnosu na okvirni sistem. Ponašanje zgrada za vreme dogođenih zemljotresa ukazuje na povoljnije ponašanje krutih konstruktivnih sistema u odnosu na fleksibilne. Ovde se pre svega misli na mogućnost nastavka eksploatacije objekata za vreme i nakon zemljotresa, niži nivo oštećenja na nekonstruktivnim elementima, instalacijama i opremi a sanacija objekta je brža i ekonomičnija. Treba istaći da se sa porastom krutosti sistema smanjuju sopstveni periodi oscilovanja. Manji period vibracija uz obezbeđen nivo duktilnosti pomeranja direktno utiče na vrednost projektnog seizmičkog opterećenja. Što iziskuje veća inicijalna ulaganja tokom izgradnje. Generalno na tlu srednje i niže nosivosti ponašanje krutih sistema je znatno povoljnije u poređenju sa fleksibilnim. Globalna deformacija sistema je manja kod krutih konstrukcija u odnosu na fleksibilne. Pomeranje vrha zgrade (drift) i relativna spratna pomeranja direktno utiču na nivo ostvarenih oštećenja nekonstruktivnih elemenata. Stoga je važna primena nelinearnih metoda seizmičke analize konstrukcija i poznavanje realne (moguće) deformacije sistema. Analiza neelastičnog ponašanja konstrukcija za vreme zemljotresa je od posebnog značaja. Dobijeni rezultati omogućuju adekvatno modeliranje i širu primenu AB zidova u



zgradarstvu. Posledice primene linearnih metoda proračuna su podcenjivanje stvarnih deformacija i veća oštećenja konstruktivnih i nekonstruktivnih elemenata od predviđenih.

AB zidovi se moraju projektovati kontinualno po visini objekta. Ovim se smanjuje fleksibilnost arhitektonskog projektovanja. Iz tog razloga, kao neizbežna nameće se potreba za uvođenjem otvora u AB zidovima. Funkcionalna potreba uvođenja otvora različite veličine i rasporeda bitno utiče na konceptualno projektovanje AB zidova. Zbog toga je za primenu u projektantskoj praksi važna analiza AB zidova sa otvorima. Raspored i veličina otvora direktno utiče na: globalno ponašanje konstrukcije, krutost, nosivost, dinamičke karakteristike, mehanizam loma pri seizmičkom opterećenju, duktilnost, itd. Pri usvajanju idejnog rešenja uz poštovanje uslova konceptualnog projektovanja vezne grede treba izabrati kao idealne elemente za disipaciju energije. Ovim se projektantima zgrada omogućava stvaranje kvalitetne i racionalne arhitektonsko-konstruktivne koncepcije objekta.

Sa razvojem saznanja iz aseizmičkog projektovanja u primeni AB zidova javio se zahtev za obezbeđenjem većeg stepena konstrukcijske rezerve (structural redundancy). Time bi se obezbedila bolja sposobnost preraspodele seizmičkih uticaja unutar konstrukcije. Primena pojedinačnih AB zidova je nepovoljna zbog niskog stepena statičke neodređenosti. Pojedinačni AB zidovi sistema konzole dominantno disipiraju seizmičku energiju kroz formiranje plastičnog zgloba u zoni uklještenja. U sistemu okvira i pojedinačnih zidova nakon loma zidova okviri preuzimaju bočna dejstva. Dimenzionisanje okvira za prihvatanje seizmičkih dejstva: iziskuje veće dimenzije stubova i greda što negativno utiče na arhitektonske karakteristike konstrukcije, povećava početna ekonomska ulaganja, eventualna sanacija oštećenja nakon zemljotresa je složenija, itd. Pored niza nedostataka ovakvog rešenja javlja se i problem realizacije koncepta programiranog ponašanja. Za razliku od čisto okvirnog sistema u kome je relativno jednostavno obezbediti hijerarhiju nastanka plastičnih zglobova kod mešovitog sistema je to znatno složenije. U poslednjih nekoliko decenija intenzivnom primenom AB zidova u kombinaciji sa drugim konstruktivnim elementima stvoren je čitav niz konstruktivnih podsistema. Ovim sistemima je omogućen znatno veći opseg disipacije energije i povećan ukupan iznos disipirane energije.

Prva eksperimentalna istraživanja AB zidova opterećenih bočnim opterećenjem počinju 1950-tih u SAD-u, Kanadi, Novim Zelandu i Japanu. U prve dve dekade istraživanja zidova realizovano je tek tridesetak laboratorijskih ispitivanja. Broj istraživanja 70-tih naglo raste i 80-tih dostiže vrednost od nekoliko stotina realizovanih programa. Višestruko povećan broj ispitivanja je u SAD-u, Japanu i Evropi. Intenzivan eksperimentalni rad šezdesetih i sedamdesetih godina omogućio je široku primenu i punu afirmaciju AB zidova u zgradarstvu. Stav da su AB zidovi konstruktivni element koga karakteriše isključivo krti lom je prevaziđen.

Prelaskom sa ravnomernog armiranja vertikalnom armaturom na grupisanje u krajnjim zonama značajno je povećana nosivost zidova na savijanje. Poprečnim utezanjem betona uzengijama u krajnjim zonama onemogućen je krta lom betona i izvijanje pritisnute vertikalne armature. Oganičenjem aksijalnog naprezanja usled gravitacionog opterećenja povećana je sposobnost plastične deformacije usled savijanja (ostvarenje veće krivine). Značajnijim armiranjem kritične zone zida horizontalnom armaturom i njenim adekvatnim sidrenjem u ivične zone obezbeđena je veća smičuće nosivost. Ovim promenama je omogućeno duktilno ponašanje AB zidova i njihovo znatno povoljnije nelinearno ponašanje. Sa tako formiranom bazom znanja podignut je nivo kvaliteta projektovanja i izvođenja AB zidova. U SAD-u, Novom Zelandu, Kanadi i drugim zemljama AB zidovi su tada detaljno obrađeni kroz tehničku regulativu i nacionalne standarde u oblasti AB konstrukcija i aseizmičke gradnje. Tada počinje intenzivna primena AB zidova u kombinaciji sa okvirnim sistemom tj. nastanak mešovitog (dualnog) sistema. AB zidovi su obezbeđivali bočnu nosivost i krutost a stubovima okvira je uglavnom poveravano gravitaciono opterećenje. Ovim je rešena prevelika deformabilnost okvirnog sistema koja je uzrokovala velika pomeranja i neprihvatljiv nivo oštećenja za vreme jačih zemljotresa. Poveravanje horizontalnog opterećenja od vetra i zemljotresa AB zidovima smanjilo je presečne sile u okvirima što je omogućilo redukciju dimenzija greda i stubova. Dotadašnji nedostaci okvirnog sistema su otklonjeni, čime je stvoren preduslov za dalji porast spratnosti AB zgrada. Za projektantsku praksu od posebne važnosti je obezbeđenje što veće arhitektonske fleksibilnosti u projektovanju višespratnih AB objekata različite namene. AB zidovima je povećana bočna krutost i nosivost a istovremeno je zadržan širok stepen slobode u arhitektonskoj organizaciji prostora koji je karakterističan za okvirni konstruktivni sistem.

Dosadašnja eksperimentalna istraživanja AB zidova su prvenstveno bila usmerena na određivanje: kapaciteta nosivosti, duktilnosti pomeranja, krivine i sposobnosti disipacije energije pri cikličnom opterećenju. Postojeća istraživanja su doprinela formiranju sistema koji su omogućili zadovoljavajuću duktilnost, kontrolisan redosled formiranja plastičnih zglobova (koncept programiranog ponašanja), povoljan postelastičan rad konstrukcije i stabilnost sistema. Istraživanjima AB zidova sa otvorima su proučavala: uspostavljanje geometrijskih odnosa dimenzija pojedinih elemenata pri različitoj dispoziciji otvora, način armiranja veznih greda, doprinos oblikovanja detalja unutar sistema povezanih zidova i formiranja poželjnih, stabilnih mehanizama u toku postelastičnog rada konstrukcije. Istraživanja su bila usmerena na nivo ostvarene duktilnosti pomeranja i odnosa histerezisne i ulazne energije u konstrukciju.

Rezultati istraživanja AB zidova ukazuju da ponašanje sistema zavisi od karakteristika ugrađenog materijala, načina armiranja, odnosa dimenzija i drugo. Složena priroda i ponašanje

betona pri cikličnom opterećenju čini njegovu numeričko modelovanje izuzetno složenim. Pored nelinearnog ponašanja betona i čelika, ukupno nelinearno ponašanje armiranog betona zavisi od: načina propagacije prslina i ponašanja veze između armature i betona. S toga je težište istraživanja ovog rada stavljeno na numeričkom modeliranju ponašanja AB zidova pri statičkom i dinamičkom opterećenju. Verifikaciji predloženog numeričkog modela i praktičnoj primeni pojednostavljenog modela pogodnog za ocenu performansi i svakodnevnu inženjersku praksu.

Potreba za projektovanjem i izgradnjom objekata visokogradnje čije će ponašanje biti predvidljivo pri svim mogućim opterećenjima kojima mogu biti izloženi za vreme svog životnog veka uzrokovalo je nastanak koncepta projektovanja na osnovu performansi. Praćenjem oštećenih objekata tokom dogođenih zemljotresa uočeno je da se oštećenja javljaju u sukcesivno. Sawyer je 1964. godine predložio sveobuhvatni koncept kojim bi se minimizirali ukupni troškovi: prvobitne izgradnje, kasnijih gubitaka tokom eksploatacije i eventualne sanacije objekta. Udruženje inženjera Kalifornije (Structural Engineers Association of California - SEAOC) 1967. godine izdaje takozvanu plavu knjigu (Blue Book) koja čini osnovu filozofije aseizmičkog projektovanja zasnovanog na performansama (Performance-Based Earthquake-Resistant Design, PBERD). U suštini, koncept se zasniva na postizanju sledeća tri cilja: sprečavanja nestrukturalnih oštećenja, pri slabim potresima koji mogu često da se jave tokom životnog veka konstrukcije, sprečavanje konstruktivnih i minimiziranje nekonstruktivnih oštećenja prilikom umerenih zemljotresa koji mogu nastati povremeno i izbeći rušenje ili veća oštećenja tokom jakih zemljotresa koji mogu nastati retko. Metodologija projektovanja zasnovana na dva kriterijuma: rušenje i gubitak upotrebljivosti razvijena je od strane (Cohn., 1972) a praktičnu primenu za AB okvirne konstrukcije uradili su (Bertero, i Kamil, 1975). Zemljotresi Loma Prieta iz oktobra 1989. godine M7.1 (8 milijardi dolara direktne štete) i Noethridge januara 1994. godine M6.7 (20 milijardi direktne štete) dali su naročit podsticaj razvoju koncepta PBERD. Smatrano je da je materijalna šteta neprihvatljivo velika za relativno umerene i česte zemljotrese. Suočeni sa ovim problemom i potrebom za obnovom i rekonstrukcijom velikog broja zgrada kalifornijska kancelarija hitnih službi (California Office of Emergency Services) sa SEAOC-om razvija preporuke za projektovanje na bazi performansi. Izveštaj SEAOC Vision 2000 komiteta iz 1995. godine daje detaljne rasprave za razumevanje PBERD i konceptualni okvir preporuka za postizanje određenog nivoa performansi. Nakon pregleda glavnih pitanja i razvojem sa primenom u praksi Betero, 1997. godine daje kritički osvrt na: SEAOC –ove smernice u projektovanju novih objekata, NEHRP-ova uputstva za seizmičku rehabilitaciju zgrada datih u okviru nacionalnog programa redukcije seizmičkog hazarda (National Earthquake Hazards Reduction Program) i (FEMA 273 i 274, iz 1997.) data od

strane federalne agencije za upravljanje vanrednim situacijama (Federal Emergency Management Agency, FEMA).

U tom periodu u SAD-u počinje primena nelinearnih metoda proračuna. Najpre pri proceni stanja i ojačanju postojećih objekata prema smernicama datih od strane saveta za primenjenu tehnologiju (Applied Tehnology Council), (ATC 40) iz 1996-te godine. U kome se daju smernice za evaluaciju, sanaciju i ojačanje armiranobetonskih zgrada. Zbog trenutnog nivoa znanja i dostupne računarske tehnologije u periodu objavljivanja (sredinom 1990-tih), ovi dokumenti su se fokusirali na nelinearnoj statičkoj metodi (Push over) analizi. Ova tendencija je zadržana i u preporukama američkog društva građevinskih inženjera (American Society of Civil Engineers, ASCE 41) koji se bavi aseizmičkom rehabilitacijom postojećih zgrada (ASCE 2007). Poboljšanje procedure nelinearne statičke analize je predloženo u FEMA 440 2005-te godine. U FEMA440A iz 2009-te daju se smernice za obuhvatanje uticaja degradacije nosivosti i krutosti na efekat seizmičkog odgovora zgrada. Nelinearni koncept analize je uveden i u metode procene seizmičkog rizika (Kircher i dr., 1997). Svi navedeni dokumenti imaju primarni fokus na renoviranju postojećih objekata. Kriterijumi za sprovođenje nelinearne analize, način modeliranje komponenti konstrukcije i prihvatljivi kriterijumi mogu se primeniti i na novoprojektovane objekte. Pod uslovom da izabrani kriterijumi obezbeđuju nivo performansi koji se očekuje od novosagrađenih objekata (ASCE 7).

U skorije vreme, uloga dinamičke nelinearne analize vremenskih odgovora postaje sve veća. Smernice za procenu seizmičkih performansi ATC 58 iz 2009-te sugerišu upotrebu dinamičke analize za procenu performansi novih i postojećih zgrada. Značajan podstrek primeni dinamičke analize dala je izgradnja visokih zgrada u visoko seizmički aktivnim područjima (PEER 2010 i PEER/ATC 72-1)

Aseizmičko projektovanje bazirano na performansama ima za cilj ostvarenje ponašanja objekata visokogradnje kojim bi se obezbedila: sigurnost od rušenja (life safety), prihvatljiv nivo oštećenja na konstruktivnim elementima, nekonstruktivnim elementima i instalacijama (vodovod, kanalizacija, klimatizacija, energetske, elektronske i telekomunikacione instalacije i dr.), kao i minimalna cena budućih intervencija na sanaciji oštećenja i minimalan vremenski prekid u eksploataciji objekta nakon zemljotresa.

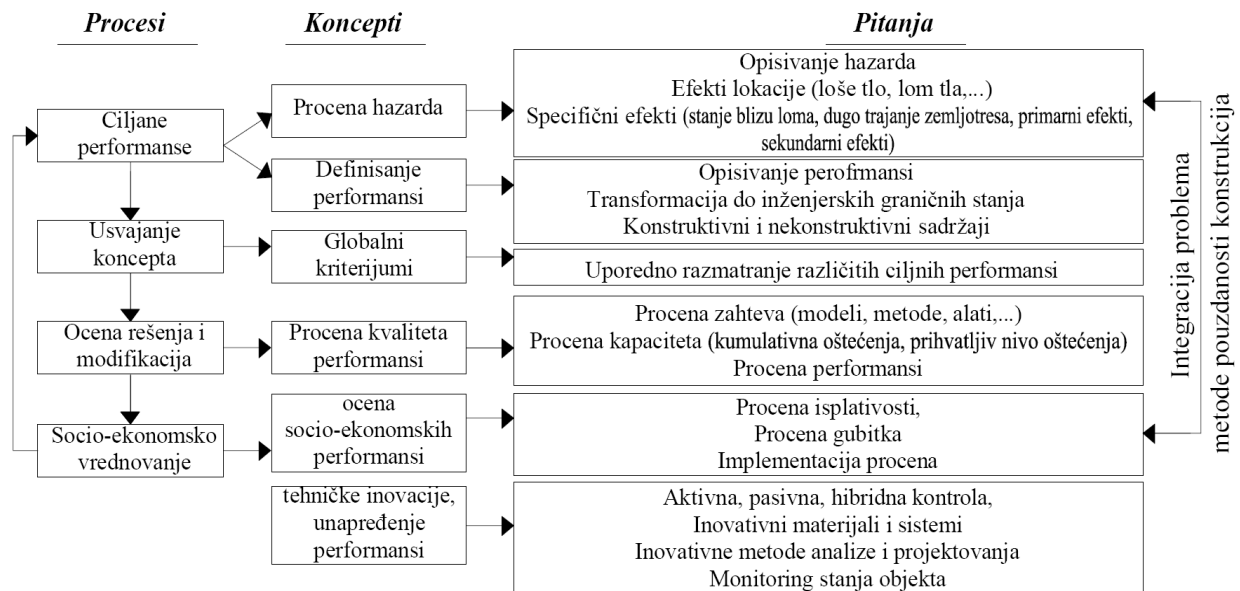
Cilj ovakvog projektovanja su objekti sposobni da ispune ove ciljeve. Projektovanje konstrukcija zasnovano na principu performansi omogućava smanjenje troškova eksploatacije i bolje razumevanje ponašanja objekata. Cilj ovakvog projektovanja je unapređenje performansi objekta kao što su: parametri dinamičkog odgovora konstrukcije, odgovor na gravitaciona i lateralna opterećenja (zemljotres i vetar), kapacitet nosivosti i zahtevi za pojedine konstruktivne

elemente (demands), odgovor na neregularnosti i diskontinuitete, kao i eksplicitnih performansi (procena sigurnosti od rušenja, stepena oštećenja,...). S druge strane suprotstavljaju se ekonomski parametri izgradnje objekta iskazani kroz cenovnu efikasnost tj.: prosečan utrošak armature po  $m^2$  bruto površine objekta, prosečan utrošak armature po  $m^3$  betona, kvalitet upotrebljenog betona i prosečan utrošak betona po  $m^2$  bruto površine objekta, složenost izvođenja, složenost oplata, nivo stručne obučenosti radne snage za izvođenje radova, vreme izgradnje, i dr. Prema stereotipnom shvatanju važi pravilo da je za poboljšanje performansi neophodno povećati cenu izgradnje objekta. Poboljšanje performansi se može postići i u okviru iste cene koštanja objekta ali to iziskuje: viši nivo znanja, tačnije proračune, primenu inovativnih rešenja, prefabrikacijom i savremene tehnologije građenja.

Pacifički centar zemljotresnog inženjerstva (The Pacific Earthquake Engineering Research Center-PEER) razvija i popularizuje tehnologiju smanjenja rizika u urbanim područjima. Istraživački centar PEER promoviše integrisani, multidisciplinarni sistemski pristup zasnovan na učinku zemljotresa (performance-based earthquake engineering-PBEE). PBEE podrazumeva projektovanje, evaluaciju i izgradnju objekata čije ponašanje pod jednovremenim dejstvom više opterećenja odgovara različitim potrebama i ciljevima vlasnika, korisnika i društva u celini. PBEE se zasniva na pretpostavci da se performanse mogu predvideti i proceniti sa dovoljno tačnosti razmatrajući celi životni ciklus objekta a ne samo troškove izgradnje. Primena takvog koncepta donošenja odluka prilikom projektovanja zahteva prelazak sa empirijskih relacija na proces projektovanja i procene koji je baziran na realnom predviđanju ponašanja konstrukcije pod realnim dejstvima. Ovaj proces podrazumeva prelaz ka projektovanju i više naučno orjentisanom predviđanju, sa naglaskom na tačnu karakterizaciju i predviđanje koja koristi viši nivo tehnologije i saznanja nego što je korišćeno ranije. Nekoliko konceptualnih okvira PBEE koji su razvijeni u SAD-u su (SEAOC Vision 2000, FEMA 273, ATC-40). Oni se razlikuju u detaljima ali ne u koncepciji. Globalni okvir koji obuhvata procese, koncepte i glavna pitanja koja se moraju rešiti dat je algoritmom (slika 1.1). Ciljevi PBEE su: obezbeđenje pouzdane metodologije evaluacije i procene rizika temeljne i nadzemne konstrukcije objekata, razvoj i eksperimentalno istraživanje kriterijuma za različite ciljne nivoe performansi, razvoj postupaka analize kojima bi se vršila procena performansi na bazi postojećih i novo projektovanih objekata, demonstriranje opravdanosti primene metode PBEE kao i njenih ograničenja, uticaj socioekonomskih faktora na PBEE, itd.

Za potpunu primenu koncepta PBEE je potrebno još vremena. Pravne i stručne prepreke otvaraju mnoga pitanja o mogućnostima PBEE da ispuni očekivanja. Sa druge strane, postoje jaki argumenti za daljim nastavkom istraživanja PBEE i njegovu implementaciju u propise.

Glavni cilj aseizmičkog inženjerstva je projektovanje i izgradnja pouzdanijih, kvalitetnijih i ekonomičnijih objekata. Ovi ciljevi su i u sadašnjim postupcima projektovanja primarni, ali značajan napredak u sveri tehničke regulative nije moguć bez postavljanja viših kriterijuma. Postavljanjem jasnih ciljeva i težnjom za njihovim ostvarenjem se to postiže. Nikada se ne može u potpunosti postići sve što je planirano ali korist od uspešnog sprovođenja PBEED biće velika i mnogostruka.



Slika: 1.1 Kocept PBEE prema SEAOC Vision 2000, FEMA 273, ATC-40

Primarni cilj projektovanja seizmički otpornih objekata je obezbeđenje ekonomske konstrukcije sa povoljnim ponašanjem pri seizmičkom dejstvu. Koncept PBD se bazira na uspostavljenom konceptu odgovarajućih (prihvatljivih) kriterijuma, kao što su ograničenje deformacija i ostvarenje ciljnog mehanizam loma. Ovi parametri direktno utiču na stepen oštećenja konstrukcije koji se očekuju pri različitim nivoima seizmičkog hazarda. Usvojena su tri tipična projektna nivoa seizmičkog hazarda: Serviceability Level Earthquake (SLE), sa 50% verovatnoće prekoračenja u 50 godina; Design Basis Earthquake (DBE), sa 10% verovatnoće prekoračenja u 50 godina i Maximum Considered Earthquake (MCE), sa 2% verovatnoće prekoračenja u 50 godina. Osnovni zahtevi aseizmičkog projektovanja su: sprečavanje povreda i gubitka ljudskih života, obezbeđenje kontinuiteta primarne funkcije objekta i svodenje materijalne štete na najmanju moguću meru. Za projektni zemljotres (MCE) konstrukcija mora biti projektovana i izvedena tako da ne dođe do lokalnog ili totalnog rušenja (Collapse Prevention). Nakon zemljotresa konstrukcija mora zadržati integritet i određeni nivo rezidualne nosivosti. S obzirom na relativno veliki referentni povratni period verovatnoća pojave MCE tokom životnog veka objekta je mala. Za zemljotrese sa većom verovatnoćom pojave (SLE), koji

se može desiti više puta tokom životnog veka objekta mora sprečiti pojava neprihvatljivog nivoa oštećenja i prekid u upotrebi objekta.

Ponašanje AB zidova pod seizmičkim dejstvom može se proceniti na različite načine. Grubo procedure proračuna se mogu podeliti na linearno elastične i nelinearne analize. S obzirom da za vreme jačih zemljotresa AB konstrukcije zadiru u nelinearan opseg ponašanja, može se lako zaključiti da nelinearne procedure proračuna predviđaju performanse konstrukcije znatno bolje i realističnije nego linearne metode. Međutim, nelinearne metode su računski mnogo zahtevnije. Tako da značajno ostvariti balans između tačnosti i veličine angažovanih računarskih resursa.

Pouzdanost analitičkih i numeričkih modela AB zidova koji se koriste za opisivanje ponašanja pod seizmičkim dejstvom mogu se proveriti raznim eksperimentalnim ispitivanjima. Push-over testovi koji se sastoje od opterećenje strukture monotonim bočnim opterećenjem do loma daju podatke o nosivosti i kapacitetu deformacije ali samo u jednom smeru. Iz tog razloga se retko kad primenjuju. Eksperimentalna ispitivanja zadavanjem cikličnog naizmjeničnog statičkog opterećenja (bez uključenja efekata inercije) pored odnosa nosivosti i deformacije daju i podatke o potrošnji energije. Pogodnost kvazi-statičkog opterećenja je i mogućnost ispitivanja uzoraka u relativno krupnoj razmeri. Ispitivanje okvirnih konstrukcija se poslednjih godina uveliko praktikuje u prirodnoj veličini dok se AB zidovi zbog svoje relativno velike krutosti i nosivosti uglavnom i dalje ispituju u razmeri. Retki su slučajevi ispitivanja pojedinačnih AB zidova ili mešovitih sistema u prirodnoj veličini. Ispitivanje dinamičkim opterećenjem na vibroplatformi je nablize stvarnom ponašanju za vreme zemljotresa. Ovim vidom ispitivanja se dobijaju sve informacije koje su potrebne da bi se razumelo seizmičko ponašanje AB zidova. Veličina uzoraka koji se ispituju je ograničen kapacitetom i veličinom vibroplatforme.

U okviru ove disertacije su upotrebljena eksperimentalna istraživanja Svetlane Zorić obavljena 1989 godine u IZIS-u u Skoplju. Rezultati navedenih eksperimentalnih istraživanja su praktično upotrebljivi i dovoljno su precizni za verifikaciju numeričkih nelinearnih modela odgovora AB zidova. Predloženim modelom je opisano histerezisno ponašanje AB zidova na osnovu primene histerezisnih modela materijala datih u okviru Performa3d. Numerički model je kalibriran eksperimentalnim rezultatima, statičkim-cikličnim opterećenjem.

Savremeni koncept projektovanja seizmički otpornih konstrukcija uslovljava stvaranje objekata koji će akumulirati i disipirati što više seizmičke energije sa kontrolisanim nelinearnim deformacijama. Trenutna inženjerska praksa i metode projektovanja zasnovane na PBEED pokušavaju da optimizuju ponašanje smičućih zidova. Udvajanjem AB zidova veznim gredama (couple beam) značajno se povećava disipacija seizmičke energije unete u konstrukciju.

## 1.1 Predmet i problem istraživanja

Armiranobetonski (AB) zidovi su visoke i relativno tanke vertikalne konzole. Oni se često u literaturi nazivaju „smičući zidovi“. AB zidovi imaju široku primenu u AB zgradama u seizmički aktivnim područjima, kao primarni noseći element bočnog opterećenja. Kojima se najefikasnije obezbeđuje bočna krutost, nosivost i kontrola bočnih pomeranja. AB zidovi su takođe i efikasno rešenje ojačanja postojećih i rehabilitacije oštećenih objekata. Što je i dokumentovano prilikom niza poslednjih zemljotresa na zapadnoj obali SAD-a, Novom Zelandu, Čileu, Turskoj itd. (Paulay, 1986; Wallace i Moehle, 1989).

AB zidovi pored svoje velike krutosti imaju i veliku nosivost. Ispravnom koncepcijom objekta, kvalitetnim proračunom, pažljivim dimenzionisanjem i oblikovanjem detalja armiranja može se postići i povoljno duktilno ponašanje AB zidova.

Trenutno važećim propisima EN 1998-1:2004 proračun i dimenzionisanje zidova se vrši prema konceptu kapaciteta nosivosti (capacity design - CD). Cilj koncepta je obezbeđenje veće nosivosti stubova u odnosu na gredne elemente. Konstrukcije proračunate ovim pristupom razvijaju povoljan mehanizam loma. Noseći sistem za prihvatanje seizmičkog dejstva se dimenzioniše a detalji oblikuju tako da unapred izabrani elementi budu sposobni da razviju neeleastične deformacije i disipiraju energije. Sa druge strane malo ili gotovo da uopšte nisu postavljena pitanja: nivoa oštećenja za vreme i nakon zemljotresa, mogućnost i potreban obim sanacije, vrednost radova na sanaciji i rekonstrukciji i njihova korelacija sa izvornom cenom gradnje objekta, koliko je vremena potrebno da se konstrukcija sanira, a objekat ponovo dovede u upotrebu. Zatim pitanje štete na nekonstruktivnim elementima, opremi i sadržajima koji po vrednosti mogu višestruko da prevazilaze cenu konstrukcije. Iz potreba za odgovorima na ova pitanja razvijen je koncept performance base design (PBD).

Predmet istraživanja je proučavanje ponašanja AB zidova pod seizmičkim opterećenjem. Pored istraživanja pojedinačnih zidova sa i bez otvora biće tretirane i odgovarajuće dispozicije uobičajenih višespratnih zgrada. Pri tome će se proučiti uticaj oblika i rasporeda AB zidova u osnovi i po visini. Biće proučeni veličina i raspored otvora kod pojedinačnih zidova sa naglaskom na simetrične zidove, kao i vrsta, količina i način armiranja na procenu performansi AB zidova za seizmički događaj određenog intenziteta i povratnog perioda. U istraživanjima su korišćeni postojeći softverski paketi (Perform-3d, SAP2000, ETABS). Realizovane su nelinearne analize konačnim elementima kako bi se istražilo ponašanje AB zidova sa i bez otvora. Istraživanjem je ostvoreno bolje poznavanje razumevanje aktuelne metode projektovanja zasnovane na PBEED.



Formulisanje proračunskog (matematičkog) modela ponašanja AB zidova pod bočnim opterećenjem kojim bi se procenile performanse zahteva napredne numeričke modele koji su kalibrirani i verifikovani eksperimentalnim ispitivanjima. Predloženi pristup modeliranju uključuje nelinearne konstitutivne AB modele. U radu su korišćena eksperimentalna istraživanja publikovana 1990. godine u doktorskoj disertaciji Svetlane Žorić. Ti eksperimenti su izvedeni u IZIIS-u iz Skopja. U radu je izvršena tipologija, analizirane su određene prednosti i nedostaci pojedinih tipova i oblika, koncepata njihovog lociranja i odnosa AB zidova i ostalih delova konstrukcije zgrada. Vrednovanjem modela na nivou konceptualnog projektovanja biće date preporuke sa aspekta robusnosti konstrukcije i preraspodele uticaja. Formulisanje i razvoj modela biće analizom graničnih stanja AB zidnih nosača. Iz tog razloga je od naročitog interesa analiza i istraživanje postelastičnog rada AB zidova sa i bez otvora.

## 1.2 Primenjena metodologija

U okviru ovog naučnog istraživanja sistematizovani su pojmovi i metode prema aktuelnim naučnim dostignućima iz ove oblasti. Obavljena je klasifikacija AB zidova prema dispoziciji i prema regularnosti po visini i u osnovi, sa i bez otvora i dr. Postavljeni ciljevi i predmet istraživanja ovog naučnog rada ostvaren je analizom i sintezom dostupnih dosadašnjih rezultata ponašanja AB zidova pod seizmičkim i kvazi-statičkim dejstvom. Metoda komparativne analize je primenjena uz široke parametarske analize uzoraka. Uzorke čine sedam zgrada različitih dispozicija u osnovi, od kojih pet regularnih i dve neregularne. Za svaku regularnu osnovu varirano je učešće AB zidova u ukupnoj bočnoj nosivosti sistema, tako da će biti reprezentivi: dualnog sistema, dualnog sistema sa dominantnim uticajem, sistem duktilnih zidova i torziono fleksionog sistema. Biće analizirana i različita preraspodela gravitacionog opterećenja između okvira i AB zidova. Komparativna analiza je realizovana nelinearnim metodama seizmičkog proračuna: nelinearnom statičkom konvencionalnom pushover analizom (nonlinear static conventional pushover analysis – NSCPOA) i nelinearnom dinamičkom analizom vremenske istorije zapisa zemljotresa (nonlinear dynamic time history analysis - NDTHA). Dinamička analiza je realizovana za osam akcelerograma već dogođenih zemljotresa. Razmatranje i varijanta konstrukcija sa i bez krute podrumске etaže uz variranje spratnosti objekata od 6 do 12 spratova. Za istraživački rad u okviru ove doktorske disertacije korišćeno je nekoliko metoda. Primenjen je metod komparativne analize i metod modelovanja. Koristi se kombinacija teorijskog razmatranja i numeričkog modelovanja. Metod modelovanja sa numeričkim simulacijama metodom konačnih elemenata (MKE). Numeričke simulacije i ostale analize su realizovane u programskim paketima Perform3D, SAP2000 i ETABS. Sintezom su izvedeni zaključci o uspešnosti primenjene metode modelovanja.

### 1.3 Cilj, zadaci i osnovne hipoteze istraživanja

Osnovni cilj istraživanja obavljenih u okviru ove disertaciji je da se primenom odgovarajućih proračunskih modela ostvari uvid u potrebne karakteristike AB zidova kojima bi se obezbedilo povoljno ponašanje AB zgrada. Cilj istraživanja je razvoj numeričkih modela kalibriranih i verifikovanih rezultatima iz odabranih, dostupnih, dosadašnjih eksperimentalnih istraživanja. Analizirana su i vrednovana dosadašnja eksperimentalna, analitička i numerička istraživanja AB zidova. Izvršena je sistematizacija i stvorena je baza podataka kao osnova za savremenu metodologiju projektovanja AB zidova u različitim konstruktivnim sistemima objekata visokogranje. Obavljena je kritička analiza ne samo teorijskih i eksperimentalnih istraživanja, već i savremene prakse realizacije AB zidova u konstrukcijama zgarada. Predložen je i pojednostavljeni model kojim se mogu dobiti približni rezultati, zadovoljavajući za svakodnevnu upotrebu u projektantskoj praksi. Cilj je definisanje adekvatnog proračunskog modela prihvatljive složenosti, kojim se sa dovoljnom tačnošću može odrediti kapacitet deformacija.

Proučene su vrste otkaza AB zidova, povezane sa performansama i definisani su seizmički zahtevi (nosivost, krutost, duktilnost, prigušenje, indeks oštećenja, pomeranje vrha zgrade, relativna međuspratna pomeranja, hijerarhija formiranja plastičnih zglobova, i dr.). U okviru istraživanja su proučeni parametri koji dominantno utiču na karakteristike AB zidova. Za dejstvo seizmičkog i cikličnog opterećenja koje simulira zemljotres, definisane su performanse AB zidova. Na osnovu numeričkih istraživanja proučene su vrste otkaza kod AB zidova i mogućnosti predupređenja loma uz formulisanje preporuka za projektovanje i armiranje. U istraživanjima su primenjene nelinearne metode analize: nelinearna statička analiza (Nonlinear Static Pushover Analysis-NSPOA) i nelinearna dinamička analiza (Nonlinear Dynamic Analysis - NDA). Pomoću kojih se najbolje mogu sagledati ponašanja zgrada u zemljotresu.

Verifikacija rezultata je realizovana na osnovu upoređenja predloženih analitičkih i numeričkih modela sa eksperimentalnim rezultatima na fizičkim uzorcima AB zidova sa otvorima (pre svega prema rezultatima Svetlane Žorić). Pri tome su primenjena metoda konačnih elemenata, korišćenjem savremenih softvera (Perform-3d, SAP2000, ETABS).

Ukratko primarni ciljevi ove diertacije su:

- Razvoj modela za simulaciju ponašanja AB zidova pri alternativnom cikličnom opterećenju. Formulisanje modela i njegova implementacija u simuliranje odziva AB zidova.
- Ispitivanje osetljivosti rezultata dobijenih predloženim modelom pri variranju određenih parametara. Sposobnost modela da simulira odgovor AB zidova za različite mehanizme loma.
- Sprovođenje sveobuhvatne analize poređenja rezultata analize predloženog modela.

Osnovne hipoteze – polazišta i pretpostavke koja su korišćena u okviru istraživanja su sledeće:

- Veličina, položaj i oblik otvora u odnosu na dimenzije AB zidova značajno utiču na ponašanje ovih konstrukcijskih elemenata pod dejstvom seizmičkog opterećenja;
- Podrazumeva se zajednički rad betona i armature, a biće korišćeni adekvatni konstitutivni modeli;
- Karakteristike materijala koje će biti korišćene, uvode se na osnovu eksperimentalnih istraživanja i iz idealizovanih dijagrama, važećih tehničkih propisa i preporuka;
- Dijagram  $f_a - \varepsilon_a$  se aproksimira poligonalnim radnim dijagramom;
- Čvrstoća betona na zatezanje se zanemaruje;
- Za modeliranje histerezisnog ponašanja AB zidova sa i bez otvora koristi se model dostupan u Performu3d.

#### 1.4 Značaj istraživanja i primenljivost rezultata

U ovom istraživanju je predložen pojednostavljen numerički model kojim se mogu dobiti približni rezultati, zadovoljavajući za svakodnevnu upotrebu u projektantskoj praksi. U teoretskom smislu, cilj je formulisanje numeričkih modela ponašanja AB zidova napregnutih na savijanje pod dejstvom simuliranog dinamičkog (kvazi-statičkog) opterećenja. Proučene su vrste loma AB zidova, povezane sa performansama i definisani su seizmički zahtevi (nosivost, krutost, duktilnost, prigušenje, indeks oštećenja, pomeranje vrha zgrade, relativna međuspratna pomeranja, hijerarhija formiranja plastičnih zglobova i dr.). U okviru istraživanja su šire proučeni parametri koji dominantno utiču na karakteristike AB zidova sa i bez otvora. Za dejstvo seizmičkog i cikličnog opterećenja koje simulira zemljotres, definisane su performanse AB zidova. Na osnovu numeričkih istraživanja proučene su vrste loma AB zidova i mogućnosti predupređenja loma uz formulisanje preporuka za projektovanje i armiranje. To se u prvom redu odnosi na proširene zone utezanja u sistemima kada su platna oivičena stubovima ili su kombinovana sa zidom/zidovima iz upravnog pravaca.

U okviru ove disertacije realizovana je analiza i vrednovanje dosadašnjih istraživanja AB zidova. Istraživanja su sistematizovana i stvorena je baza podataka kao osnova za savremenu metodologiju projektovanja AB zidova u različitim konstruktivnim sistemima objekata visokogranje. Obavljena je kritička analiza ne samo teorijskih i eksperimentalnih istraživanja, već i aktuelnih problema projektovanja i izvođenja AB zidova.

#### 1.5 Kratak sadržaj rada po poglavljima

Ova teza je organizovana u deset poglavlja. U prvom poglavlju su dati: kratak uvod u istraživački projekat, ciljevi, zadaci, osnovne hipoteze kao i značaj istraživanja i primenljivost rezultata.

U drugom poglavlju je dat kratak osvrt na istorijat razvoja koncepta projektovanja i proračuna na osnovu performansi.

U trećem poglavlju je dat pregled relevantnih teorijskih i eksperimentalnih istraživanja visokih AB zidova pod cikličnim opterećenjem.

Četvrto poglavlje se fokusira na konstitutivne modele materijala. Prezentovani su modeli ponašanje betona, armaturnog čelika, njihove veze i ponašanje diskontinuiteta u betonu.

U poglavlju pet su izučavani makro modeli AB zidova. Prikazani su modeli histerezisnog ponašanja AB zidova i energetski pokazatelji. U ovom poglavlju su okvirno prikazani i mogući mehanizmi loma zidova pod dejstvom monotonog i cikličnog opterećenja.

Poglavljje šest se odnosi na metode seizmičke analize AB konstrukcija zgrada i konceptualno projektovanje.

U sedmom poglavlju su predloženi modeli analize AB zidova. Realizovana je provera predloženih modela, njihova validacija i verifikacija dosadašnjim eksperimentalnim istraživanjima. Dat je predlog histerezisnog modela ponašanja AB zida napretnog na savijanje sa degradacijom nosivosti i krutosti. S obzirom, da kod uzoraka upotrebljenih eksperimentalnih istraživanja deformacija smicanja nije dominantna, modelom nije obuhvaćena interakcija savijanja i smicanja. U ovoj analizi radi određivanja pojedinih veličina korišćeni su energetski pokazatelji koji ukazuju na performanse modela sa gledišta duktiliteta, disipacije i absorpcije energije.

U poglavlju osam je realizovana provera približnog modela na proračunu konstrukcija zgrada. Prikazana je dinamička analiza konstrukcija primenom metode direktne integracije. Kao pobuda su upotrebljeni akcelerogrami dogođenih zemljotresa. U ovom poglavlju su date i preporuke za primenu pojednostavljenog modela u projektovanju AB zgrada.

U poglavlju devet data je mogućnost praktične primene rezultata istraživanja.

Preporuke proistekle iz ove studije, pravci daljih istraživanja, završne napomene i zaključci su dati u poglavlju deset.

## 2 Projektovanje i proračun prema performansama

### 2.1 Osnovni koncept

Nakon šezdesetih godina dvadesetog veka i nekoliko razornih zemljotresa (Čile 1960., Novi Južni Vels 1961., Buin Zahra u Iranu 1962., Skopje 1963, Aljaska 1964. (magnituda 9.2), Meksiko 1965., Peru 1966., Karakas, 1967.) realizovano je mnoštvo istraživanja AB zidova. Tada dolazi do znatno boljeg razumevanja seizmičkog ponašanja AB zidova. Prva zapažanja u vezi aseizmičkog ponašanja AB zidova bila su nakon Čileanskog zemljotresa 1960. Primećena je njihova efikasna uloga u smanjenju pomeranja i ograničenju oštećenja konstruktivnih i nekonstruktivnih elemenata. Pukotine u kritičnoj zoni zida nisu negativno uticale na performanse i integritet celokupnog sistema. I pored začajnih oštećenja zidovi su nastavili da prihvataju gravitaciono opterećenje. Nakon zemljotresa u Skopju 1963. primećeni su: pozitivni efekti interakcije AB zidova i okvira, i pored nedovoljnog armiranja ponašanje AB jezgra je bilo povoljno. Tada je po prvi put primećen i efekat vertikalne rešetke (monolitne stepenice u AB jezgru). Sedamdesetih godina je već formirana značajna baza eksperimentalnih i teoretskih saznanja na osnovu koje je pokazano da pravilnim projektovanjem AB zidova oni mogu postati primarni sistem prihvatanja bočnog opterećenja od zemljotresa i vetra (Fintel, 1974.). Kombinovanje AB zidova i okvira tj. upotreba mešovito konstruktivnog sistema je postala ekonomičnija alternativa u odnosu na čist okvirni sistem. Poslednjih decenija mešoviti konstruktivni sistem je postao dominantan u primeni za zgrade manje i srednje spratnosti.

Prilikom projektovanja, filozofija dimenzionisanja AB zidova se bazira na obezbeđenju potrebne nosivosti i krutosti čime se izbegava ili ograničava šteta nastala za vreme dejstva čestih (slabijih) zemljotresa. Time se osigurava njihovo elastično ponašanje uz obezbeđenje dovoljnog kapaciteta deformacije tokom neelastičnog odgovora za vreme jačih zemljotresa (Massone i Wallace, 2004). AB zidovi se projektuju tako da budu u stanju da rasipaju energiju i nakon dejstva jakih potresa. Zidovi ne smeju biti podložni iznenadnom otkazu usled smicanja, drobljenja betona, izvijanju armature ili gubitka lokalne stabilnosti (Pauley, 1982).

Iako je većina postojećih objekata visokogradnje projektovana na principima elastične analize, pod uticajem jačih zemljotresa oni će sigurno pretrpeti značajne nelinearne deformacije. Savremene metode aseizmičkog projektovanja zasnovane su na zahtevima da se utvrdi realno ponašanje konstrukcija pod uticajem zemljotresa. Uoprednim napretkom računarske tehnologije i njene široke dostupnosti omogućena je nelinearna analiza odgovora konstrukcije, nelinearno ponašanje konstitutivnih materijala, uključujući opadanje krutosti, pad nosivosti i velika pomeranja. Kao takav, nelinearan proračun objekata može imati važnu ulogu u boljem aseizmičkom projektovanju novih kao i sanaciji i/ili ojačanju postojećih objekata.

Nelinearna analiza zahteva znatno više znanja, truda i računarskih resursa. Tipični primeri primene nelinearne analize u aseizmičkom inženjerstvu su:

- a) procena stanja i dimenzionisanje ojačanja postojećih objekata;
- b) aseizmičko projektovanje zgrada u kojima se upotrebljavaju materijali i sistemi koji nisu obuhvaćeni postojećim građevinskim normama i standardima;
- c) procena performansi zgrada za specifične zahteve vlasnika objekata.

Istorijski gledano aseizmičko inženjerstvo se uglavnom fokusiralo na noseću konstrukciju objekta i na načine ublažavanja oštećenja konstruktivnih elemenata. Trenutne tendencije razvoja propisa se kreću u pravcu sveobuhvatnog poboljšanja seizmičkih performansi. Oštećenja nekonstruktivnih elemenata tokom zemljotresa može dovesti do: ljudskih žrtava, štete na zgradama i njihovim sadržajima, usloviti dugotrajno zatvaranje stambenih i javnih objekata do završetka popravki oštećenja. Prema FEMA-74 potencijalne posledice oštećenja od zemljotresa na nekonstruktivnim elementima su podeljene u tri vrste rizika:

- Sigurnost života (LS - life safety) rizik pogibije ljudi ili da budu povređeni od oštećenja ili pada nekonstruktivnih elemenata (plafoni, osvetljenje, pregradni zidovi, atike, dimnjaci,...). Životi mogu biti ugroženi i ukoliko su oštećeni nekonstruktivni elementi blokirali evakuacioni izlaz iz zgrade;
- Gubitak imovine (PL - property loss) nekonstruktivne komponente, kao što su mašinska i elektro oprema, distributivni sistemi i arhitektonski elementi čine 75-85% vrednosti prvobitne izgradnje kao i pokretni sadržaji u objekta (nameštaj i oprema) predstavljaju značajnu dodatnu vrednost rizika gubitka imovine;
- Gubitak funkcije (FL – functional loss) oštećenja nekonstruktivnih elemenata otežavaju ili onemogućavaju obavljanja funkcija koje su uobičajene u objektu. Nakon gubitka života, postzemljotresni zastoj u proizvodnji ili redukcija u upotrebi je četo glavni rizik kod javnih i industrijskih objekata. U stambenim objektima gubitak funkcionalnosti je u obliku: gubitka električnog napajanja, prekidu vodo snabdevanja, šteta na liftovima itd.

Oštećenja nekonstruktivnih komponenti mogu se predstaviti različitim stepenom rizika u svakoj od ove tri kategorije. Oštećenje elementa može direktno ili indirektno dovesti do povreda ili gubitka.

Rang oštećenja i Index oštećenja	Stanje oštećenja i nivoi performansi
10 Zanemarljivo	Operativno Bez oštećenja, kontinuirana upotreba Kontinuirana upotreba, objekat radi i funkcioniše posle zemljotresa. Zanemarljiva šteta na konstruktivnim i nekonstruktivnim elementima.
9 Mali	Odmah ušeljlivo Većina operacija i funkcija se može nastaviti odmah. Popravka potrebna za vraćanje nekih neesencijalnih. Oštećenja mala. Objekat je bezbedan za ulazak ljudi odmah nakon zemljotresa. Osnovne funkcije su zaštićene, sporedne su onemogućene.
8 Umeren	Obezbeđenje ljudskih života Šteta je umerena. Konstruktivni sistem, funkcija i sadržaji objekta su zaštićeni od oštećenja. Bezbednost života je generalno zaštićena. Objekat je oštećen ali je i dalje stabilan. Opasnost od rušenja ne postoji.
7 Težak	Stanje pred kolapsom Sprečen kolaps konstrukcije. Nekonstruktivni elementi mogu se srušiti. Šteta na konstrukciji je ozbiljna, ali je rušenje sprečeno. Nekonstruktivni elementi padaju.
6 Potpun	Kolaps Segmenti primarnog konstruktivnog sistema se ruše. Kolaps totalne noseće strukture.
5 4 3 2 1	

Slika: 2.1 Spektar mogućih nivoa seizmičkih oštećenja, (prema: SEAOC Vision, 2000)

Definisanje ciljeva nelinearne analize je osnova projektovanja. Naredni korak je određivanje specifičnih parametara i prihvatljivih kriterijuma za kvantitativno ocenjivanje nivoa performansi. Zahtevani parametri obično sadrže maksimalne sile i deformacije u nosećim i nenosećim elementima, međuspratno pomeranje i ubrzanja tavanica. Drugi zahtevani parametri, kao što su kumulativna deformacija ili disipacija energije mogu pomoći u proceni tačnosti analize i/ili proceni kumulativne štete.

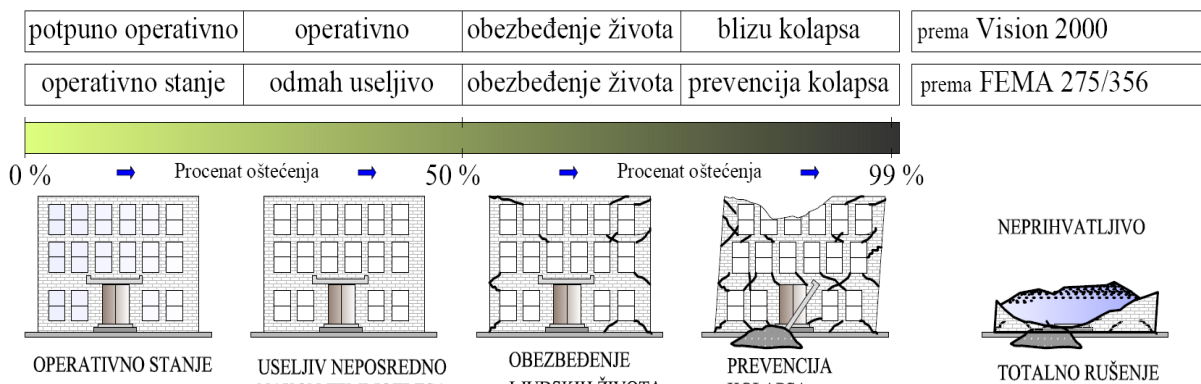
## 2.2 Nivo zahtevanih performansi

Aseizmičke performanse objekata se generalno odnose na štetu u zgradi na: nosećem konstruktivnom sistemu, fasadi, pregradnim zidovima, instalacijama i dr. Performanse zgrada su kontinualne funkcije ali je za projektovanje korisnije diskretizovati nivoe zahtevanih performansi noseće konstrukcije i drugih građevinskih komponenti koje značajno utiču na funkciju objekta, zaštitu imovine i dobara, kao i sigurnost ljudskih života ASCE 41 (ASCE 2007). Većina drugih standarda obično daje uputstva za tri nivoa performansi:

Odmah upotrebljiv (Immediate Occupancy) – Obezbeđuje osnovno elastično ponašanje sa ograničenjem oštećenja konstrukcije (npr. tečenje armature, veće pukotine u betonu i oštećenja na nenosećim elementima).

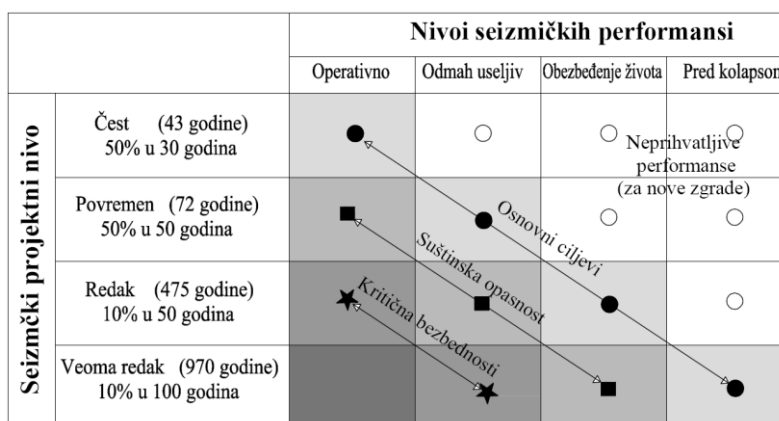
Sigurnost života (Life Safety) – Oštećenje nosećih i nenosećih konstruktivnih elemenata je na nivou kojim se umanjuje rizik od povreda ili ljudskih žrtava, a vitalni pravci komunikacija moraju ostati u funkciji.

Prevenција kolapsa (Collapse Prevention) – Obezbeđuje mali rizik od parcijalnog ili totalnog rušenja objekta tako što ograničava deformacije i uticaje ispod pojave značajne degradacije krutosti i nosivosti konstruktivnih elemenata.



Slika: 2.2 Standardni nivoi performansi (prema: ASCE 41, 2007)

ASCE 41 propisuje kriterijume za prihvatljiv nivo deformacija i nosivosti pojedinih konstruktivnih elemenata. Pored njih zahtevani parametri, naročito međuspratna pomeranja (story drift) i ubrzanja tavanica su takođe bitni pokazatelji oštećenja na nenosećim konstruktivnim elementima i globalnih performansi zgrada (ATC 2009; PEER 2010; Willford i dr. 2008). Pored ovih mogu postojati i druga ograničenja performansi, kao što su oštećenja fasade, instalacija i opreme. Ovim zahtevima se utiče na osiguranje određenog nivoa funkcionalnosti objekta nakon zemljotresa i limitiranje cene eventualne sanacije (radovi na sanaciji instalacije i opreme spadaju u skuplje).



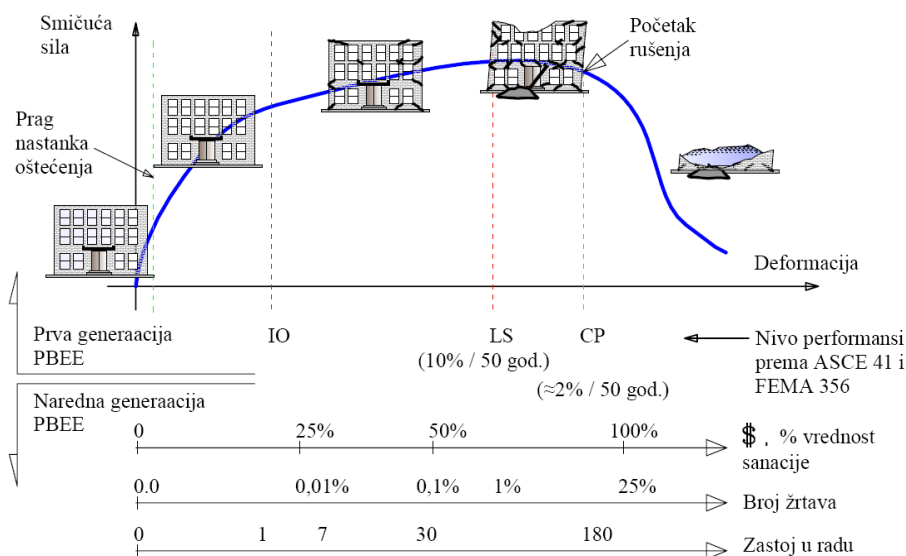
Slika: 2.3 Preporučeni seizmički ciljani zahtevi zgrada (prema: SEAOC Vision 2000)

Tradicionalni propisi kojima se preporučuju minimalni prihvatljivi nivoi projektovanja konstrukcija su u svim zemljama bazirani na linearnoj analizi. Upotrebom takvog pristupa



možemo projektovati objekte koji će uglavnom biti sigurni po pitanju života ljudi za vreme zemljotresa (LS). Tradicionalnim proračunom se, generalno, dobija veći kapacitet nosivosti. Ali ostaje pitanje koliki je to kapacitet i koji nivo pobude je neophodan za rušenje objekta.

Primarno PBEE je korišćen za ocenu stanja postojećih konstrukcija, kao i za ojačanje i sanaciju zemljotresom već oštećenih objekata (ATC-40, 1996). Procena stanja i aseizmičko ojačanje AB zgrada, (FEMA-273, 1997; EN 1998-3:2005). Smernice za aseizmičku rehabilitaciju postojećih zgrada date su u (ASCE-41, 2006). Koncept PBEE kod novih objekata visokogradnje je primenjen u projektovanju visokih zgrada u SAD-u kao specijalnoj klasi objekata sa posebnim karakteristikama i zahtevima (veliki periodi vibracija konstrukcije, značajan uticaj viših tonova, značajan udeo P- $\Delta$  efekta, veliki stepen zauzetosti površine, uticaj oštećenja i/ili rušenja). PBEE je za dve decenije evoluirao iz linearnog statičkog u nelinearni dinamički proračun, iz determinističkog pristupa u probablistički. Inače napredak u nelinearnoj analizi praktičnoj za svakodnevnu upotrebu je omogućen napretkom računarske tehnike.



Slika: 2.4 Šema PBEE procene ponašanje i i pokazatelji učinka, prema: (Deierlin, 2004)

Dve najčešće korišćene smernice su PEER-TBI 2010 i LATBSDC 2014. One se obe odnose na ASCE 41 i ASCE 7 standarde. ASCE 41 je zvanično namenjen seizmičkoj rehabilitaciji postojećih objekata. Međutim, njegovi delovi se rutinski usvajaju kao smernice u projektovanju visokih zgrada. TBI-2010 daje osnovne ciljne performansi (Basic Performance Objectives-BPO) ekvivalentne performansama datim u pravilnicima za projektovanja zgrada FEMA451. Povećani ciljni nivoi performansi dati u TBI-2010 (Enhance Performance Objective-EPO) su strožiji od BPO ali specifičnosti i bliži kriterijumi nisu dati. LATBSDC 2014 određuje nivo performansi kod čestih zemljotresa (za povratni period od 43 godine, 50% verovatnoće) kao upotrebljiv (Serviceability). Dok je za maksimalni razmatrani zemljotres (maximum considered earthquake-MCE) prema ranijim verzijama ASCE 7 definisan sa (2% verovatnoće prekoračenja u 50godina,

povratni period od 2475 godina) usvojen popravljiv nivo oštećenja. Prema ASCE 7-10 definicija hazarda je promenjena i usvaja se potres sa 1% verovatnoće kolapsa u 50 godina. MCER imaće donekle različite povratne periode u zavisnosti od lokacije ( $\approx 2000$  godina). Za MCER ciljni rizik se usvaja kao popravljiv. Seizmički hazard se propisima definiše ubrzanjem spektra odgovora ili najverovatnijim maksimalnim ubrzanjem tla (peak ground acceleration-PGA). Seizmički hazard prevashodno zavisi od lokacije na kojoj se objekat nalazi, lokalnih i regionalnih geoloških karakteristika tla.

Preporuke u vezi izbora kombinacije različitih nivoa performansi i seizmičkog hazarda su date u ASCE-41. Treba istaći da nisu sve kombinacije razumne i ekonomski isplative. Performanse zgrada mogu kvalitativno opisati nivo bezbednosti ljudi za vreme i nakon zemljotresa, troškove i izvodljivost sanacije, vremensko trajanje radova itd. Sve ove performanse su karakteristične i direktno vezane za razmere eventualno nastale štete. Ovim standardom obim oštećenja zgrade je kategorisan kao nivo performansi, a nivo ciljnih performansi se može izabrati. Verovatnoća seizmičkog hazarda za odgovarajuću osrednjenu vrednost povratnog perioda (prosečan broj godina između pojave zemljotresa slične jačine) i data je u tabeli 1.1. Povratni periodi se zaokružuju na 75, 225, 500 i 2500 godina. Ciljevi odabrani za osnovu projektovanja u velikoj meri određuju cenu koštanja, redukuju oštećenja i smanjuju vreme sanacije objekta. Osnovni cilj nivoa performansi je obezbeđenje ljudskih života (3-C) za BSE-1 nivo seizmičkog hazarda i sprečavanje totalnog rušenja nivo (5-E) za BSE-2 nivo seizmičkog hazarda. Svako polje u tabeli 1.2 predstavlja određeni cilj. Prema ASCE-41 polja se mogu koristiti za predstavljanje specifičnog cilja:

- Cilj osnovna bezbednost (BSO)  $k$  i  $p$ ,

- Napredni ciljevi  $k$  i  $m$ ,  $n$  ili  $o$ ,

$p$  i  $i$  ili  $j$ ,

$p$  i  $i$  a,  $b$ ,  $e$  ili  $f$ ,

$m$ ,  $n$  ili samo  $o$ .

- Ograničeni ciljevi samo  $k$ ,

samo  $p$ ,

$c, d, g, h$  ili samo  $t$

Tabela: 1.1 Verovatnoća seizmičkog hazarda Tabela: 1.2 Ciljni nivoi performansi (prema ASCE 2000) (prema: FEMA273)

Verovatnoća pojave zemljotresa		Nivo ciljnih performansi			
Verovatnoća pojave zemljotresa	Srednji povratni period (godine)	Potpuno operativan Nivo 1-A	Odmah upotrebljiv Nivo 1-B	Sigurnost života Nivo 3-C	Prevenција rušenja Nivo 5-B
50%/50 godina	72 (75)	a	b	c	d
20%/50 godina	225 (225)	e	f	g	h
10%/50 godina	474 (500)	i	j	k	l
2%/50 godina	2475 (2500)	m	n	o	p

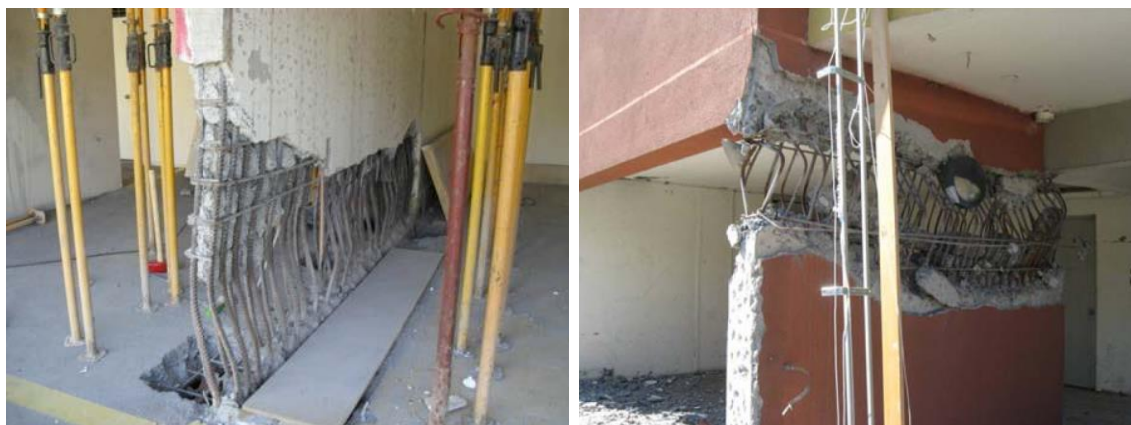
Ciljni nivo performansi zgrada se sastoji od kombinacije performansi konstruktivnih elemenata i od performansi nekonstruktivnih elemenata. Tabela 1.3 približno opisuje nivoe ograničenja štete na konstruktivnim i nekonstruktivnim elementima. Usled karakteristične neizvesnosti u predviđanju ubrzanja tla kao i analitičkih predviđanja performansi zgrada treba očekivati varijacije u stvarnom učinku. Detaljne informacije o pouzdanosti postizanja raznih nivoa performansi mogu se naći u FEMA 273 iz 1997. godine.

Tabela: 1.3 Ograničenje oštećenja i nivoi performansi zgrada (prema: ASCE 41-06)

	Nivo sprečavanja kolapsa (5-E)	Nivo zaštite života (3-C)	Nivo odmah upotreblj (1-B)	Funkcionalan Nivo (1-A)
	Strog	Srednji	Nizak	Veoma nizak
Ukupna šteta	Mala rezidualna krutost i nosivost zidova i stubova. Velike vrednosti relativnog spratnog pomeranja. Poneki izlaz je zatrpan oštećenom ispunom. Zgrada je blizu rušenja. Velika šteta.	Ostalo je malo rezidualne krutosti i nosivosti. Elementi za prijem gravitacionog opterećenja su sačuvali funkciju. Nema loma AB zidova izbijanjem van svoje ravni. Zaostali drift-ovi. Sanirati objekata može biti neekonomična.	Bez trajnih deformacija. Konstrukcija je zadržala originalnu krutost i nosivost. Manje prsline fasade i oštećenja plafona. Liftovi i protivpožarni sistemi su operativni.	Nema trajnih oštećenja. Struktura gotovo u celosti zadržava originalnu krutost i nosivost. Manje pukotine na fasadi, plafonima, pregradnim zidovima. Konstruktivni sistem i svi sistemi bitni za funkcionisanje su neoštećeni.
Nekonstruktivni elementi	Obimna oštećenja	Hazard padanja je umanjen ali mnogi arhitektonski, mašinski i električni sistemi su oštećeni.	Oprema i sadržaji su generalno sigurni, ali mogu biti van upotrebe	Javlja se zanemarljiva šteta. Napajanje strujom je neprekinuto
Komparacija sa performansama namenjene projektovanju zgrada prema NEHRP*	Značajno veća oštećenja i veći rizik	Neznatno veća oštećenja i rizik	Manje oštećenja i manji rizik	Znatno manja oštećenja i manji rizik

Nivoi performansi konstrukcije i njihov raspon (opseg) se prilikom projektovanja biraju u vidu četiri diskretna nivo performansi (Immediate Occupancy S-1, Life Safety S-3, Collapse Prevention S-5, nedozvoljen nivo koji se ne razmatra Not Considered S-6) i dva međunivoa (S-2 i S-4). Širok spektar zahteva performansi pogoduje investitorima i vlasnicima objekata. Četiri nivoa performansi definisana standardom ASCE 41-06 su usvojena prema najčešće zahtevanim

ponašanjima konstrukcije. Čime se investitorima jasno ukazuje na mogući obim radova i trajanje rehabilitacije objekata.



Slika: 2.5 (levo) Maule earthquake, 2010.: Alto Huerto building (slika: PEER, GCR 14-917-25), (desno) Edificio Centro Mayor Čile 2010, (slika: El Mercurio)

Nivo performansi konstrukcije (S-1), odmah upotrebljiv – se odlikuje ograničenim oštećenjima konstrukcije. Osnovni konstruktivni sistem za prihvat gravitacionog i bočnog opterećenja zadržava gotovo sve dotadašnje karakteristike (pre svega nosivost i krutost). Povrede ljudi kao posledica konstruktivnih i nekonstruktivnih oštećenja su minimalne. Dozvoljene su male popravke koje se mogu uraditi pre ponovnog useljenja.

Nivo performansi konstrukcije (S-3), obezbeđuje sigurnost života. Post zemljotresno stanje oštećenja je veliko ali je sigurno od urušavanja bilo unutar ili izvan zgrade. Povrede ljudi se mogu pojaviti za vreme zemljotresa međutim bez smrtnog ishoda. Ktruktivna oštećenja su mala i moguće ih je sanirati, ali iz ekonomskih razloga to često nije opravdano. Iako oštećenja konstrukcije ne uslovljavaju kolaps i rušenje poželjno je sprovesti popravke i privremene podgrade (slika 2.5) pre eventualne konačne sanacije i ponovnog korišćenja.

Nivo (S-5), prevencija rušenja je definisana kao post zemljotresno stanje oštećenja koje omogućuje konstrukciji prihvatanje gravitacionih dejstava. Prijem bočnih dejstava usled novih potresa nije moguć. Ovo znači da je konstrukcija na ivici parcijalnog ili totalnog rušenja. Došlo je do oštećenja konstrukcije, uključujući i značajnu degradaciju lateralne nosivosti i krutosti, velika zaostala pomeranja, ograničena nosivost gravitacionog opterećenja. AB zidovi i stubovi moraju da zadrže sposobnost prihvatanja gravitacionih dejstva težine objekta. Sačuvani su ljudski životi.

Tabela: 1.4 Nivoi performansi i oštećenja konstruktivnih elemenata - vertikalni elementi (prema: ASCE 41-06)

Elem.	Tip	Nivo sprečavanja kolapsa (S-5)	Nivo zaštite života (S-3)	Nivo odmah upotrebljiv (S-1)
AB okviri	Primarni	Obimne pukotine i formiranje plastičnih zglobova u duktilnim elementima. Prsline ograničenog obima i/ili otkaz utezanja i sidrenja armature u nekim neduktilnim stubovima. Teška oštećenja u kratkim stubovima.	Obimna oštećenja greda. Otpadanje i oštećenja zaštitnog sloja, kose smičuće prsline (manje od 3mm) za duktilne stubove. Oštećenja zaštitnog sloja i kose prsline (manje od 3mm) u čvorovima okvira.	Manje prsline. Ograničena plastifikacija armature na nekoliko mesta. Nema drobljenja betona (dilatacije u betonu manje od 0.3%)
	Sekundarni	Obimna oštećenja u stubovima (ograničava se samo na kratke stubove) i grede. Nekoliko oštećenja čvorova. Izbočavanje podužne armature u stubovima.	Obimne pukotine u plastičnim zglobovima formiranim u duktilnim elementima. Ograničena oštećenja, prsline, otkaz sidrenja armature u nekim neduktilnim elementima.	Manje oštećenja na nekoliko mesta u duktilnim stubovima i gredama. Prsline nastale savijanjem u gredama i stubovima. Smičuće kose prsline u čvorovima (širine manje od 0.15mm).
	Drift	4% za vreme zemljotresa 4% trajno bočno pomeranje	2% za vreme zemljotresa 1% trajno bočno pomeranje	1% za vreme zemljotresa nije dozvoljen trajan
AB zidovi	Primarni	Velike pukotine i praznine usled savijanja i smicanja. Smicanje u prizemlju. Intenzivno otpadanje zaštitnog sloja, drobljenje betona, izbočavanje armature. Lomovi oko otvora u AB zidovima. Dezintegracija veznih greda.	Nekoliko zona plastifikacije, ograničeno izvijanje armature. Smicanje u čvorovima. Oštećenja oko otvora. Drobljenje betona u pukotinama usled savijanja. U veznim gredama intenzivne pukotine usled smicanja i savijanja, ponegde je beton i zdrobljen ali je bez delokacije.	Manje prsline u zidovima (manje od 0,15mm) U veznim gredama prsline (manje od 0,3mm)
	Sekundarni	Dezintegracija panela.	Velike pukotine usled smicanja i savijanja. Smicanje u čvorovima. Intenzivno lomljenje zaštitnog sloja. Oštećenja oko otvora. Dvojne grede otkazuju i dolazi do dezintegracije betona.	Manje prsline u zidovima. U veznim gredama prsline (manje od 0,15mm)
	Drift	2% za vreme zemljotresa 2% trajno bočno pomeranje	1% za vreme zemljotresa 0.5% trajno bočno pomeranje	0.5% za vreme zemljotresa nije dozvoljen trajan

U tabeli 1.4 su navedena stanja oštećenja da bi se razumela ozbilnost oštećenja koja mogu da pretrpe razni konstruktivni elementi zgrada koje zadovoljavaju određeni nivo performansi. Vrednost međuspratnog pomeranja je u tabeli data kao glavni faktor ograničenja oštećenja nestrukturnih elemenata (zidovi ispune, prozori, fasade, instalacije,..). Vrednosti su date kako bi kvalitativno približno opisale ponašanje konstrukcije koja zadovoljava naznačeni nivo.

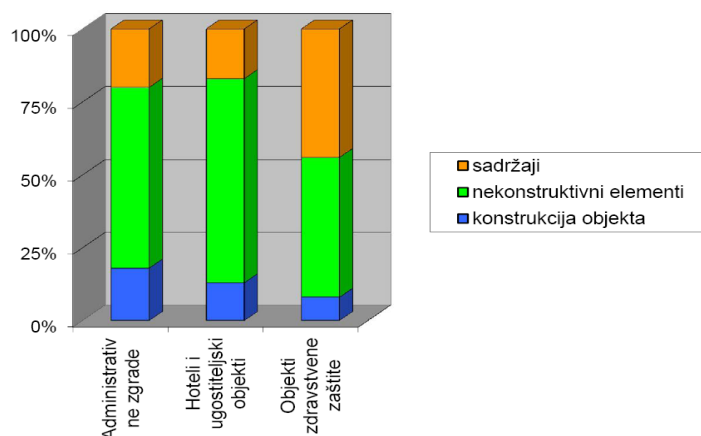


Slika: 2.6 Oštećenja nekonstruktivnih elemenata: spušenih plafona, osvetljenja, ventilacionog sistema u industrijskom postrojenju, Peru, 2001 godine, magnituda 8.4, (slika: BFP Engineers)

Šteta od zemljotresa na nekonstruktivnim elementima se informacije o efikasnosti metoda za smanjenje ove vrste rizika date su u FEMA 74. Izveštaj je nastao 2011. godine kao rezultat ATC-69-1 projekta. Ova publikacija nije namenjena inženjerima već vlasnicima zgrada, osoblju za

održavanje, menadžerima objekata i dr. FEMA 74 je rezultat nacionalnog programa u SAD-u za smanjenje rizika od zemljotresa (NEHRP, 2003). Oštećenja na nekonstruktivnim elementima čine najveći deo štete u nekoliko poslednjih zemljotresa u severnoj Americi. Stoga je od ključne važnosti da se podigne svest o potencijalnim rizicima, skupim posledicama kao i mogućnostima da se one ograniče ili preduprede. Nekonstruktivne komponente zgrade uključuju sve komponente koje nisu deo konstruktivnog sistema, tj. arhitektonske, mašinske, elektrotehničke, vodovodne sisteme, nameštaj, oprema i sadržaji.

Materijalna šteta koja nastaje na njima za vreme zemljotresa višestruko prelazi štetu na samoj nosećoj konstrukciji sistema. Generalno, osnovni konstruktivni sistem zgrade čini 15-25% ukupne vrednosti objekta dok na nekonstruktivne delove otpada 75-85%. U zavisnosti od namene objekta (stambena zgrada, poslovni prostor, bolnica) vrednost sadržaja može da varira u velikim granicama. Upoređenjem cena postaje jasno da u komercijalnim zgradama vrednost nekonstruktivnih elemenata i sadržaja višestruko prevazilazi cenu konstrukcije. Na slici 2.7 je ilustrovan pojedinačni udeo ulaganja za različite vrste komercijalnih objekata.



Slika: 2.7 Tipičan odnos ulaganja prilikom izgradnje komercijalnih objekata (Whittaker i Soong, 2003)

Zemljotres prouzrokuje štetu na nekonstruktivnim elementima na četiri osnovna načina:

- Inercijalne sila izazivaju klizanje, ljuljanje ili prevrtanje;
- Deformacije objekta oštećuju nekonstruktivne elemente bočno vezane za noseću konstrukciju;
- Odvajanje ili sudaranje između različitih konstruktivnih elemenata oštećuje nekonstruktivne elemente;
- Međusobna interakcija susednih nekonstruktivnih elemenata.

Tokom zemljotresa konstruktivni elementi objekta se različito deformišu: savijaju, smiču, uvrću, istežu i skraćuju. Uticaj pomeranja i deformacije konstrukcije na oštećenja nekonstruktivnih elemenata se iskazuje kroz dva glavna parametra a to su: ubrzanja tavanica i

relativna pomeranja tavanica. U zavisnosti od dinamičkih karakteristika konstrukcije i frekventnih karakteristika zemljotresa može doći do značajne amplifikacije ubrzanja viših tavanica u odnosu na inicijalno ubrzanje tla. Relativna horizontalna pomeranja susednih tavanica (story drift) mogu iznositi od nekoliko milimetra pa do nekoliko santimetra u zavisnosti od intenziteta zemljotresa i vrste konstruktivnog sistema tj. krutosti objekta. Ovo može uticati na nivo oštećenja nekonstruktivnih elemenata. Takođe, moguće je inverzno dejstvo, tj. da kruti nekonstruktivni elementi utiču na povećanje oštećenja kod konstruktivnih elemenata. Kruti zidovi ispune povećavaju inicijalnu krutost objekata, smanjuju sopstvene periode vibriranja, amplifikuju ubrzanja tavanica i time povećavaju inercijalne sile. Tokom potresa zidovi ispune veoma brzo „otkazuju“ i ne doprinose daljoj nosivosti, a inicijalno veće inercijalne sile (već unete u sistem) u tom slučaju mora da prihati noseća konstrukcija. Zidovi ispune svojom krutošću sprečavaju i deformaciju stubova i izazivaju pojavu kratkih stubova (short column) tj. (captive column effect). Rešenje ovog problema je ograničenje relativnog spratnog pomeranja (implementirano u svim aseizmičkim propisima) i/ili izolovanje nekonstruktivnih elemenata.

Performanse nekonstruktivnih elemenata zgrada su definisane u pet diskretnih nivoa: operativan (N-A), odmah upotrebljiv (N-B), sigurnost ljudskih života (N-C), redukcija hazarda (N-D) i nerazmatra se (N-E). (N-A) nivo se definiše kao stanje gde su svi nekonstruktivni elementi zadržali svoje (prezemljotresne) funkcije. Instalacije vodovoda, grejanja, osvetljenja kao i računarski sistemi su operativni jedino je potrebno čišćenje i mala popravka. Nivo (N-B) karakteriše pojava oštećenja nekonstruktivnih elemenata ali je zgrada pristupačna, prohodna (vrata, stepeništa, liftovi, nužno svetlo,...) i osigurana je bezbednost života. Dozvoljen je nestanak el.energije, vode, gasa,... Prozori mogu biti slomljeni, plafoni oštećeni ali je rizik po ljudske živote minimalan. Nivo (N-C) oštećenja su značajana ali su životi ljudi bezbedni. Nivo (N-D) oštećenja nekonstruktivnih elemenata su toliko velika da njihovim padom potencijalno mogu biti ugroženi životi ljudi. Posebnim merama se u delovima objekta sa mogućim okupljanjem i/ili prolazom ljudi vrši obezbeđenje stabilnosti od pada, klizanja ili preturanja, zaštita od požara i sl. Obezbeđuju se od pada: atike, dimnjaci, parapeti, teški viseći plafoni, strukturalne fasade, visoki rafovi, itd. Ovaj nivo performansi ne isključuje pojavu ljudskih žrtava. Nivo (N-E) se usvaja kada je nemoguće izvršiti rehabilitaciju konstrukcije bez uklanjanja nekonstruktivnih elemenata i tada se svesno ide na njihovo „žrtvovanje“.

Tabela: 1.5 Ciljni nivo i rasponi performansi zgrada (prema ASCE 41-06)

Nivo performansi nestrukturalnih elemenata	Nivo odmah upotrebljiv (S-1)	Nivo kontrolisanih oštećenja(S-2)	Obezbeđenje sigurnosti života (S-3)	Ograničena sigurnosti života (S-4)	Sprečavanje rušenja (S-4)	Ne razmatra se (S-6)
Operativno (N-A)	Operativno 1-A	2-A	Ne razmatra se	Ne razmatra se	Ne razmatra se	Ne razmatra se
Odmah useljiv (N-B)	Odmah useljiv 1-B	2-B	3-B	Ne razmatra se	Ne razmatra se	Ne razmatra se
Sigurnost života (N-C)	1-C	2-C	Sigurnost	4-C	5-C	6-C
Smanjeni hazard (N-D)	Ne razmatra se	2-D	3-D	4-D	5-D	6-D
Ne razmatra se (N-E)	Ne razmatra se	Ne razmatra se	Ne razmatra se	4-E	Prevenција kolapsa 5-E	Nemoguća sanacija

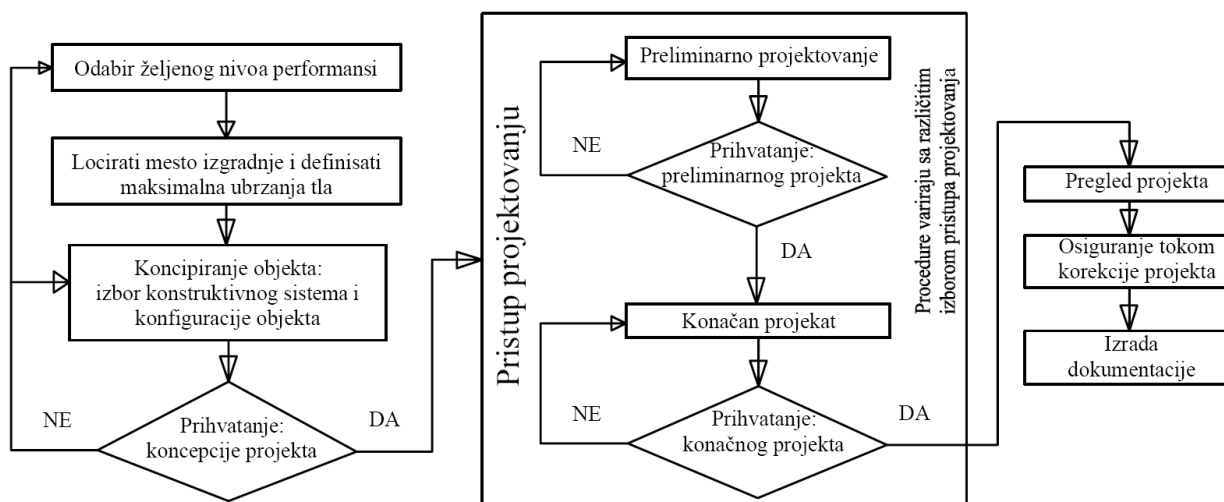
Prema ASCE 41-06 označavanje ciljnog nivoa performansi objekta je slovno-numeričko. Broj označava nivo performansi, konstrukcije a slovo nivo performansi nekonstruktivnih elemenata. Moguće su mnoge kombinacije nivoa performansi. U tabeli 1.5 su date kombinacije koje su najpogodnije i najrealnije za projektovanje.

Praćenje ponašanje konstrukcije po određenim nivoima željenih performansi (sve do potpunog kolapsa) zahteva nelinearane proračune. Nelinearan odgovor konstrukcije zahteva sofisticirane proračunske modele koji su provereni i verifikovani eksperimentalnih istraživanjema. Kako konstrukcija i/ili pojedini njeni delovi zalaze dublje u nelinearno ponašanje dolazi i do većeg odstupanja u proračunu parametara ponašanja. Za potrebe projektovanja kriterijumi ograničavaju nelinearne deformacije na konstruktive elemente kod kojih je to prihvatljivo.

Za razliku od linearne analize čije su metode projektovanja dobro utvrđene, tehnike nelinearne (nelinearne) analize i njihova primena u projektovanju zahteva uvođenje materijalne i geometrijske nelinearnosti. Nelinearne analiza zahteva definisanje modela ponašanja: konstitutivnih modela materijala, zavisnosti makro ponašanja konstruktivnih elemenata (momenat-krivina, sila-pomeranje,...) U zavisnosti od konfiguracije sistema rezultati nelinearne analize mogu biti osetljivi na promenu ulaznih podataka i tip matematičkog modela koji se koristi. Preporučljivo je da projektant unapred ima jasnu predstavu oblasti u kojima se očekuje nelinearno ponašanje.

ASCE-41 predviđa četiri vrste analize: Linearno elastičan statički proračun (LSP), Linearno dinamički postupak (LDP) ili analiza spektra odgovora, nelinearan statički proračun (NSP) obično se naziva i Push-over analiza (ovo je N2 metoda prema EN 1998-1:2004) i nelinearan dinamički postupak (NDP). PEER-TBI 2010 dozvoljava samo dve metode analize performansi: 3D LDP ili NDP za proveru nivoa upotrebljivosti tj. sposobnosti da objekat obavlja funkciju za koju je projektovan i 3D NDP za sve proračune.





Slika: 2.8 Metodologija PBEE (SEAOC, 1999)

## 2.3 Klasifikacija AB zidova

AB zidovi su vertikalni konstruktivni elementi, izduženog poprečnog preseka sa odnosom dužine i debljine  $l_w/t_w$  većim od 4. AB zidovi se projektuju da prihvate i prenesu gravitaciona i bočno dejstva na temelje zgrada. Zidovi prihvataju horizontalna dejstva vetra i zemljotresa, a time obezbeđuju bočnu krutost i nosivost konstrukcije. AB zidovi se dominantno deformišu savijanjem i/ili smicanjem. Uloga AB zidova je da spreče prevelike bočne deformacije zgrada i ograniče nelinearno ponašanje konstrukcije tokom zemljotresa.

Prema načinu izvođenja AB zidovi mogu biti monolitni (betonirani na licu mesta) i montažni (prefabrikovani) karakteristični za krupnopanelni sistem montažne gradnje.

AB zidovi mogu biti pojedinačni ili povezani, sa i bez otvora. Klasifikacija AB zidova sa otvorima zavisi od: geometrije zidova, veličine i rasporeda otvora.

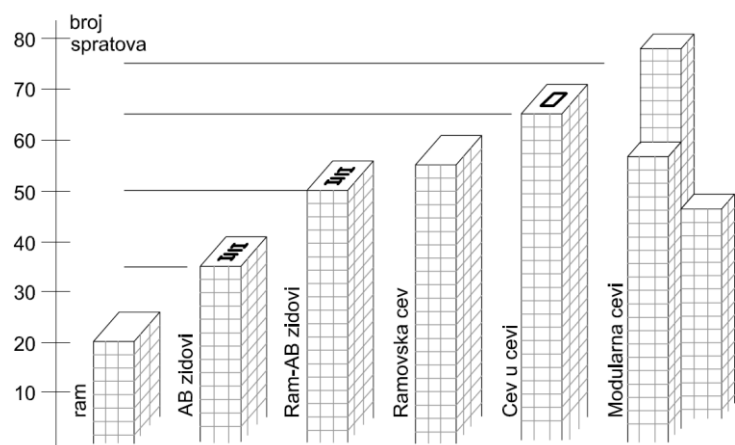
Zidovi se mogu podeliti na osnovu proporcija njihove geometrije (Fragomeni, 1994): prema vitkosti ( $h_w/t_w$ ), odnosu ( $h_w/l_w$ ) i prema relativnoj debljini ( $l_w/t_w$ ). AB zidovi se smatraju visokim ukoliko je  $h_w/l_w > 3$  (Elwood i dr., 2007) tj. prema ASCE/SEI 41-06), ili  $h_w/l_w > 2$  u domaćoj literaturi i propisima. Ukoliko je odnos  $h_w/l_w < 1.5$  zid se smatra niskim ili kratkim. Visoki zidovi su pretežno napregnuti savijanjem i razlikuju se od kratkih zidova po fleksionom mehanizmu loma i histerezisnom ponašanju. Prema EN 1998-1:2004 oni se označeni kao duktilni zidovi (Ductile wall), koji su uklješteni u osnovi tako da je rotacija osnove u odnosu na druge delove konstrukcije sprečena. Duktilni AB zidovi se oblikuju i projektuju tako da se disipacija energije vrši savijanjem u zoni plastičnog zgloba u kome nema otvora ili većih performacija neposredno iznad osnove. Kao uslov duktilnog ponašanja za zidove pravougaone osnove preporučeni odnos geometrije je  $2 < h_w/l_w < 7$  i  $l_w > 2.0m$  (Panelis i Kappos, 1997). Minimalna debljina zida bi trebala da ispuni uslov  $b_{wo} \geq \max\{0.15, h_s/20\}[m]$ , gde je  $h_s$  svetla spratna visina.

Kratki (niski) AB zidovi su dominantno izloženi deformaciji smicanja. Kratke zidove karakteriše: mala deformabilnost tj. velika krutost i znatno manja duktilnost u odnosu na vitke AB zidove. U središnjem opsegu proporcija AB zidovi se ponašaju dvojako tj. deformišu se smicanjem i savijanjem. Kod zidova sa odnosom proporcija od 1.5 do 2 efekat interakcije smicanjem i savijanjem je najizraženiji (Masone i Wallace., 2004).

AB zidovi mogu biti i veliki lako armirani (large lightly reinforced walls). Ove zidove karakterišu velike dimenzije poprečnog preseka (prema EN 1998-1:2004 barem  $l_w > 4.0\text{m}$  ili  $l_w > 2/3 \cdot h_w$ ) uz očekivanje da se formiraju prsline ograničene širine i ograničene neelastične deformacije pri seizmičkom opterećenju. Ovi zidovi su zdepasti (squat walls), veoma su kruti i imaju veliku nosivost. Zbog velike nosivosti mogu se dimenzionisati prema seizmičkom dejstvu koje odgovara elastičnom odgovoru konstrukcije, uz zanemarenje eventualnog umanjenja seizmičkog dejstva. Od ovih zidova se očekuje da seizmičku energiju pretvaraju u potencijalnu odizanjem mase konstrukcije (uplift efekat). Disipacija seizmičke energije unete u sistem realizuje se kroz tlo radijacijskim prigušenjem dok zid rotira kao kruto telo. Ovaj vid prigušenja je karakterističan za izrazito krute konstrukcije. Radijacijsko prigušenje se povećava sa porastom krutosti konstrukcije, fleksibilnošću tla i porastom dubine fundiranja.

Sistem zidova se klasifikuje kao sistem velikih lakih AB zidova ako u razmatranom pravcu uključuje barem dva velika lako armirana zida koji zajedno nose barem 20% ukupnog gravitacionog opterećenja i imaju osnovni period  $T_1 \leq 0.5s$ . Dovoljno je da postoji i samo jedan zid koji zadovoljava ovaj uslov ali se tada osnovna vrednost faktora ponašanja  $q_0$  (datog u tabeli 5.1, EN 1998-1:2004 ) mora podeliti sa 1.5.

Uporedo sa razvojem konstruktivnih sistema u AB konstrukcijama visokogradnje raste i maksimalna spratnost. AB zidovi su nezaobilazan element racionalnog i ekonomičnog projektovanja zgrada. Granica upotrebe pojedinačnih zidova je dvadeset spratova. Pri većim spratnostima je neophodna njihova primena u sadejstvu sa okvirima. Upotreba AB zidova kao elemenata za prihvatanje lateralnog opterećenja u dualnim AB sistemima je 40 do 50 etaža. Primena AB jezgra podižu tu granicu na 60 do 70 etaža u kombinaciji sa AB okvirima. Prednost ovakvog sistema ukrućenja u odnosu na čisto okvirne konstrukcije je njihova mala deformabilnost. Na ovom konstruktivnom sistemu za vreme zemljotresa nastaju manja oštećenja na nekonstruktivnim elementima pri potresima malog ili srednjeg intenziteta.



Slika: 2.9 Razvoj konstrukcijskih sistema u AB zgradama

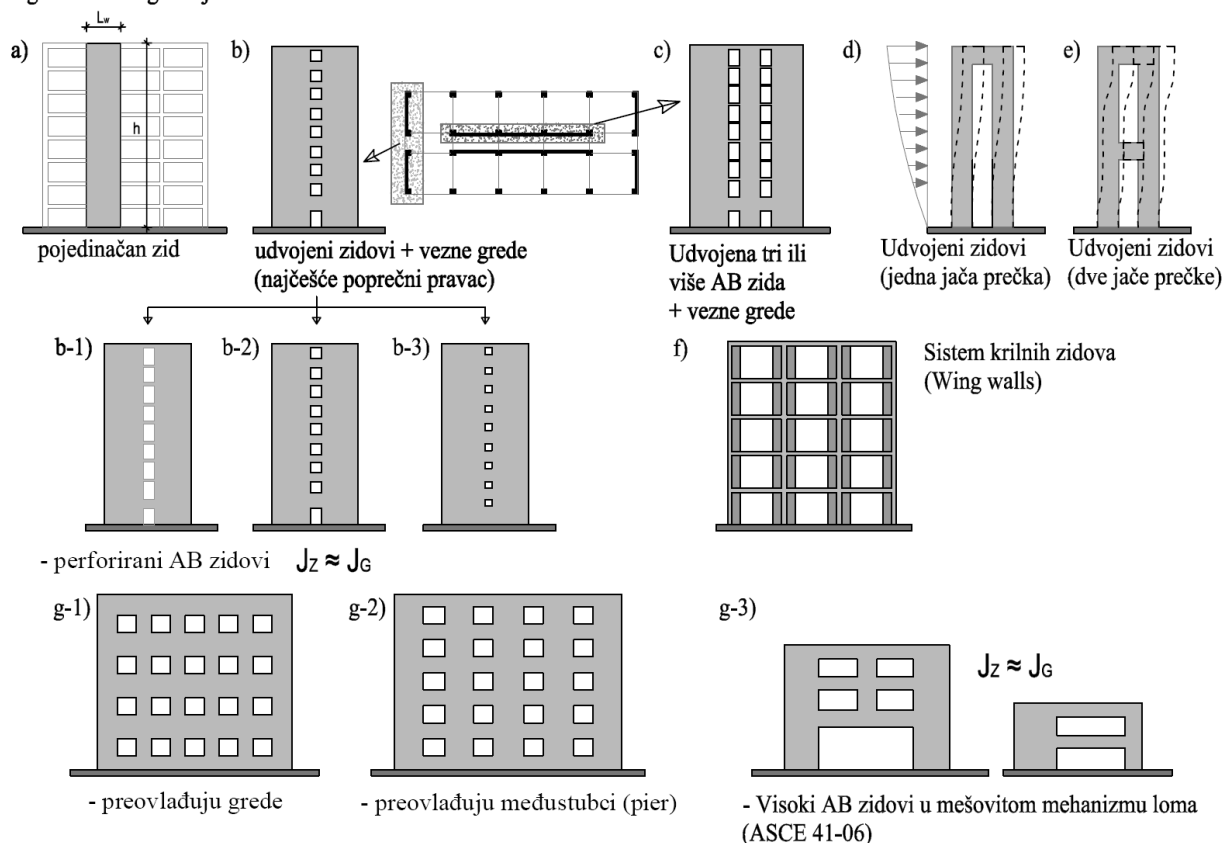
AB zidovi se primenjuju u gotovo svim konstruktivnim sistemima objekata visokogradnje kao: izolovani (samostalni) zidovi u mešovitom konstruktivnom sistemu, udvojeni (coupled shear walls) i diskontinualni, nepovezani smičući zidovi i zidovi sa otvorima. U zgradarstvu oni se koriste u mnogim različitim konfiguracijama (slika 2.11). AB zidovi se ne mogu smatrati nosećim ukoliko otvori značajno utiču na nosivost i neelastično ponašanje (ASCE 2000 ili 41-06). Regularni perforirani AB zidovi (zidovi sa otvorima) se definišu kao AB zidovi sa pravilnim obrascem rasporeda otvora i u vertikalnom i u horizontalnom pravcu. Time se formiraju kontinualni vertikalni stubci spojeni visokim natprozornim segmentima zidova.

AB zidovi su uglavnom konstantnog poprečnog preseka po visini objekta, armiraju se i horizontalnom i vertikalnom armaturom. Kod objekata manje spratnosti AB zidovi se izvode konstantne debljine po čitavoj visini. Sa porastom visine objekta povećanje nosivosti, krutosti i duktilnosti se postiže povećanjem količine armature, marke betona kao i debljine zida na nižim etažama tj. u zoni plastifikacije.

Simetrično udvojeni AB zidovi (Coupled walls) se sastoje od dva, ređe tri ili više zida spojena veznim gredama po vertikali, najčešće na svakoj etaži (slika 2.10, b i c). Znatno je ređe konstruktivno rešenje sa jednom ili dve jake prečke (slika 2.10, d i f). Efekat udvajanja izaziva pojavu sprega normalnih sila u zidovima što povećava krutost sistema na savijanje. Povezivanje dva ili više zidova gredama srednje krutosti u nivou tavanica uzrokuje promenu krutosti i ponašanja celokupnog sistema u odnosu na pojedinačne AB zidove. Dejstvo povezivanja se ogleda u zatežućim i pritiskujućim silama u zidovima što dovodi do promene kapaciteta u pojedinačnim zidovima. Povezivanjem zidova se povećava kapacitet disipiranja energije. Veliki deo seizmičke energije unet u sistem se uspešno može disipirati plastičnim deformacijama u gredama uz kontinuirano očuvanje krutosti i stabilnosti celokupne konstrukcije. Cilj aseizmičkog projektovanja zgrada no principu obezbeđenja programiranog ponašanja (Capacity base design), (Park and Paulay, 1975; Paulay and Priestley, 1992) je osiguranje povoljnog duktilnog

ponašanja. Iz tog razloga je u propisima nekih zemalja za povezane zidove uveden strožiji kriterijum ograničenja gravitacionog opterećenja u odnosu na pojedinačne AB zidove. Kako bi se ostvario željeni nivo duktilnosti. Ovo se obezbeđuje ciljnim predisponiranjem povoljnog plastičnog mehanizma. Oblikovanjem detalja u zoni plastifikacije zidova realizuje se povoljno fleksiono ponašanje pri naizmeničnom cikličnom opterećenju i omogućava histerezisna disipacija energije potresa. Nepoželjan lom smicanjem se sprečava većom smičućom nosivošću AB zida od smičuće sile koja korespondira najvećem mogućem momentu savijanja u oblasti plastičnog zgloba.

- regularne konfiguracije otvora u AB zidovima

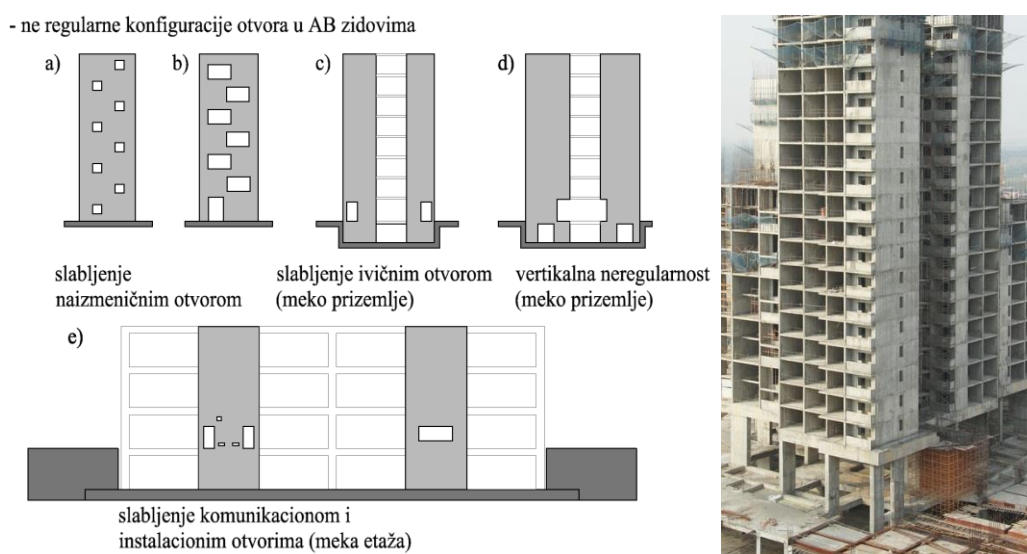


Slika: 2.10 Klasifikacija visokih AB zidova (prema: P. Petronijeviću)

Vezne grede spajaju dva smičuća zida po visini. Time je fleksiona krutost povezanih zidova znatno veća u odnosu na zbir krutosti pojedinačnih zidova. Za slučaj b-1 stepen sprezanja AB zidova je nizak jer je krutost veznih greda mala (vezne grede su male visine ili su zidovi spojeni isključivo međuspratnom AB pločom). Slučaj b-2, vezne grede su znatno manje krutosti u odnosu na zidove ali se njihovo dejstvo na sprezanje zidova ne sme zanemariti. Ovaj slučaj je najčešći u objektima visokogradnje (Simović, 1971). Slučaj b-3, (mali otvori) vezne grede velike visine i krutošću, zid smatramo jedinstvenom celinom. Analiza stepena sprezanja povezanih zidova data je u (tačka: 3.2.1)

Ukoliko vezne grede povezanih zidova nisu adekvatno armirane, za vreme jačih potresa moguć je njihov rani lom i tada zidovi postaju nepovezani. Ukoliko je odnos nosivosti i krutosti zidova i veznih greda takav da primarni plastični zglobovi nastaju u osnovi zida a ne u veznim gredama, mogućnost je duktilno ponašanja povezanih zidova. Neadekvatno sprezanje AB zidova može biti i uzrokovano lošim rasporedom otvora i zidova. Vezne grede a naročito stubovi koji pridržavaju i neposredno sadejstvuju sa AB zidom sa ivičnim otvorom moraju se rigoroznije kontrolisati u odnosu na tipski stub okvirne konstrukcije (slika 2.11-c). Moguća je pojava normalne sile alternativnog znaka tj. stub mora biti dimenzionisan prema pritisku i prema zatezanju u kombinaciji sa smicanjem.

Zidove sa neregularnim rasporedom otvora treba izbegavati zbog nepravilnog toka prenosa opterećenja i generalno nepovoljnog aseizmičkog ponašanja. Ipak, postoji značajna razlika u ponašanju tipično neregularnih zidova sa fleksibilnim prizemljem i zidova sa takozvanim naizmeničnim rasporedom otvora (staggered wall openings). Kod kojih su otvori raspoređeni po jasnom principu i postoji potpun ili delimičan vertikalni kontinuitet AB zida. Detaljnija istraživanja AB zidova sa naizmeničnim otvorima (slika 2.11-a,b) su počela nakon 1985 i zemljotresa u Čileu. Tada su pojedine visoke zgrade sa ovim tipom zidova iskazale povoljno ponašanje uz mali stepen oštećenja. Istraživanjem neregularnih zidova (Aejaz i dr., 1991; Wallace., 1994; Marsono i dr., 2000) dat je doprinos razvoju: proračuna, metoda dimenzionisanja, analizi degradacije, duktilnosti, disipaciji energije i vrstama loma ovih zidova u funkciji položaja otvora i načina armiranja otvora (uzengijama i dijagonalnim ojačanjima).



Slika: 2.11 (levo) AB zidovi sa neregularnim rasporedom ili položajem otvora, (desno) tipičan primer fleksibilnog prizemlja u panelnom sistemu

Pier-and-spandrel sistem stubova i parapeta čini periodični niz uskih visokih AB zidova na malom rastojanju povezanih jakim veznim (parapetnim) gredama. S obzirom na specifičnu

geometriju tj. nepovoljan odnos krutosti međustubaca i greda sposobnost konstrukcije da plastičnim deformacijama disipira seizmičku energiju unetu u sistem je relativno mala. Tipičan primer ponašanja objekta za vreme zemljotresa u ovom sistemu je zgrada O'Higgins iz Concepción u Urugvaju. Objekat je pretrpeo nekoliko oštećenja i delimično rušenje za vreme Maule zemljotresa 2010.godine. Uzrok rušenja je lom smicanjem u AB zidovima povezanim jakim veznim gredama čime je u potpunosti onemogućen nastanak grednog mehanizma loma. Treba napomenuti da je objekat izgrađen pre 1976. godine. Objekat nije adekvatno aseizmički projektovan tako da su i oštećenja primerena tome.

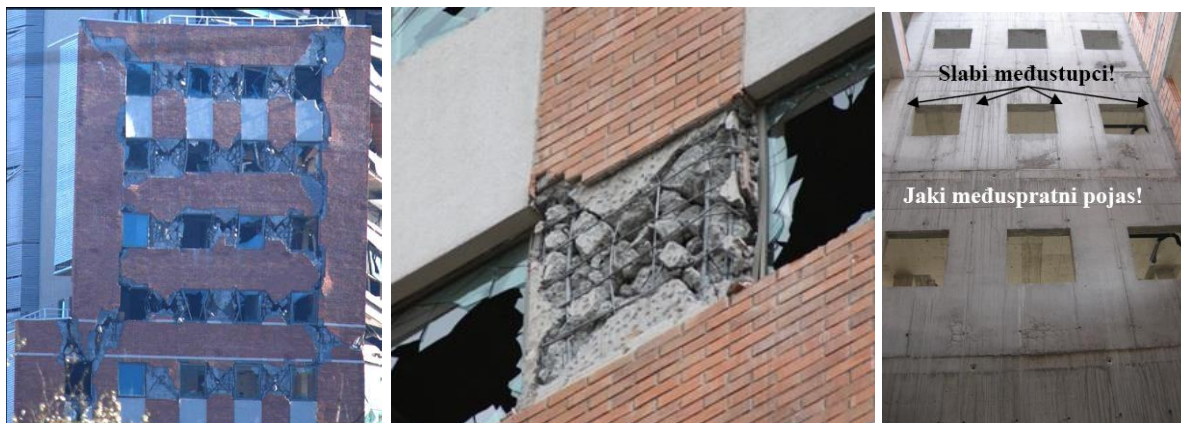


Slika: 2.12 karakteristična oštećenja kosim pukotinama (Osteraas and Somers 1996), slika: (EERI Publication 95-03/2), (desno) ponovljena geometrija otvora i međustubaca (novi blok KC Niš)

Za seizmičku analizu objekata projektovanih u ovom sistemu treba upotrebiti nelinearne metode. Ukoliko je seizmička analiza ovakvih sistema realizovana ekvivalentnom statičkom metodom (ESM) za veće spratnosti je moguće dobiti konzervativnije presečne sile. Konzervativnost je izraženija za momente nego za smičuće sile. To je naročito izraženo u kritičnim presecima u donjem delu zgrada od čijeg ponašanja zavisi seizmički odgovor celog sistema. Posledica toga je veća nosivost na savijanje i dodatno povećanje verovatnoće smičućeg loma koji je već predisponiran geometrijskim oblikovanjem konstrukcije. Sa druge strane primena linearne analize zasnovane na spektru odgovora koji je redukovan u odnosu na elastični spektar za niske i krute objekte u ovom sistemu takođe nije pogodna (Ladinović, 2008). Faktorom redukcije  $R$  se stvarno seizmičko dejstvo smanjuje na nivo za koji je obezbeđena nosivost konstrukcije. Pitanje je u kojoj se meri sme smanjiti nosivost sistema za ovakvu konfiguraciju AB zidova.

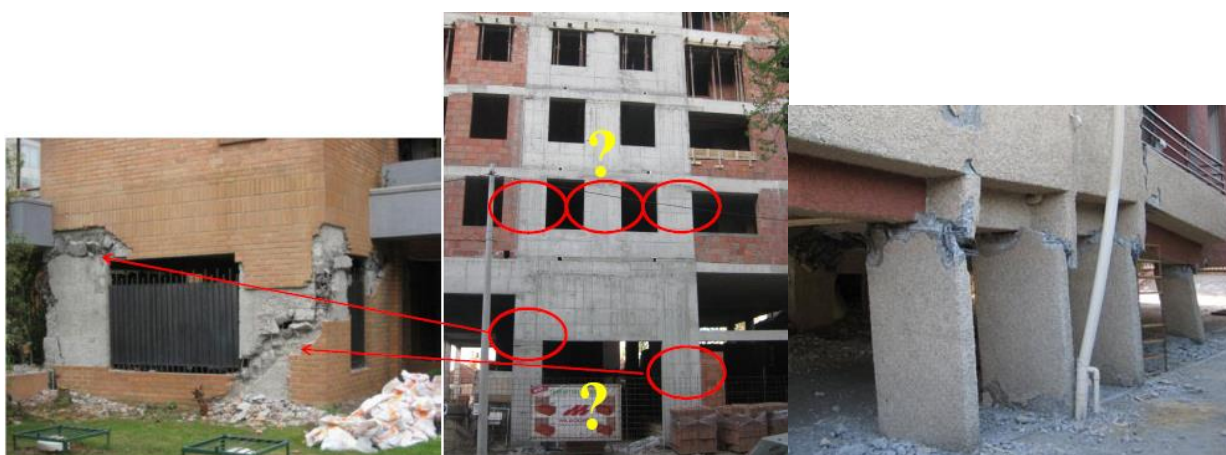
Za vreme jakih zemljotresa očekuje se nelinearni odgovor konstrukcije i neophodno je obezbediti potreban kapacitet deformacije sistema. Koncept proračuna zasnovan na principu jednakih pomeranja elastičnog i neelastičnog sistema daje factor redukcije koji je jednak duktilnosti sistema. Ovo je gruba aproksimacija jer factor redukcije pored duktilnosti zavisi od: sopstvenog perioda sistema, tipa i frekventnog sastava zemljotresa (Ladinović, 2008). Nosivost određena ovom metodom zahteva izuzetno veliku duktilnost koju je teško ostvariti. Da bi se

obezbedila globalna duktilnost konstrukcije, u zonama potencijalne plastifikacije AB zidova treba obezbediti visok kapacitet plastične rotacije. Sa odnosom krutosti međustubaca i međuspratnih greda karakterističnih za pier-and-spandrel sistem to je nemoguće ostvariti. Iz razloga dominantne deformacije smicanjem kod oba ova elementa. Kod krutih konstrukcija se mora obezbediti veća nosivost od prosečne da bi se smanjila veličina plastičnih deformacija i obezbedila duktilnost u realnim granicama (Newmark i dr., 1982).



Slika: 2.13 (levo) O'Higgins zgrada Maule zemljotres 2010. slika: (PEER, GCR 14-917-25), (desno) novi blok KC Niš (slika: P. Petronijević)

Jedan od ciljeva projektovanja aseizmičkih konstrukcija je sposobnost preraspodele uticaja, čime se omogućava širi opseg disipacije energije. Konstrukcije treba projektovati sa što većim stepenom statičke neodređenosti, čime se obezbeđuje konstrukcijska rezerva (structural redundancy). Negativna karakteristika Pier and spandrel sistema je nizak stepen konstrukcijske rezerve i pored velike statičke neodređenosti.

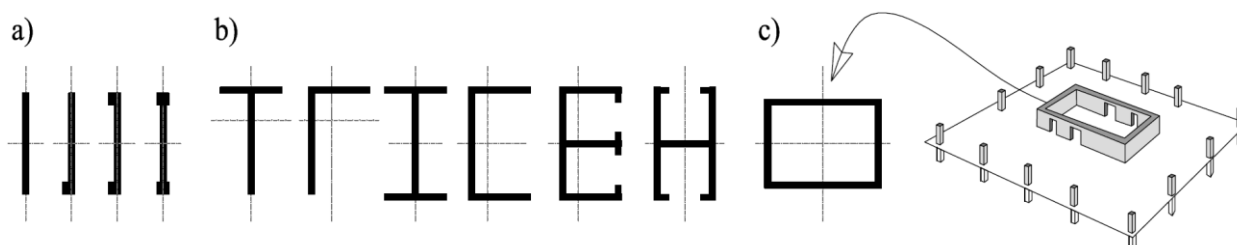


Slika: 2.14 Lom spratnim mehanizmom, Vina del Mar Čile 2010 (levo), stambena zgrada u Nišu sa ponovljenom geometrijom (slika: P. Petronijević), (desno) Maipú., Čile 2010, (slika: Dr. Tao Lai)

Ponašanje zgrada pri seizmičkom opterećenju je moguće razmatrati kroz relativan odnos nosivosti i krutosti pojedinačnih komponenti. Najjednostavniji način je formiranje hijerarhije nosivosti konstruktivnih elemenata i identifikovanje dominantnog mehanizma loma (Zhang et al, 2001). Prema smernicama FEMA 306 (ATC, 1999) strukturalne komponente se kategorišu

prema hijerarhiskom redosledu u plastičnom mehanizmu (Maffei et al, 2000). Na slici 2.19-levo je tipičan slučaj spratnog mehanizma, lom perforiranog zida u zoni plastičnog zgloba (mehanizam tipa B prema FEMA306) na zgradi Vina del Mar za vreme zemljotresa u Chileu 2010. Na slici 2.14-desno je objekat u izgradnji sa identično ponovljenom geometrijom AB zida. Neregularnim rasporedom otvora je napravljena konceptijska greška u kritičnoj oblasti zida. Blokom beskonačne krutosti između prizemlja i prvog sprata predisponirana je smičuća deformacija AB stubaca prizemlja (fleksibilno prizemlje), kombinacija jakog spandler i slabih piers na višim etažama. Konstrukciju odlikuje i nejasan tok i preraspodela horizontalnih sila između perforiranog zida i ostalog dela konstrukcije.

AB zidovi se javljaju u različitim oblicima i veličinama, sa različitim konfiguracijama u osnovi objekata. Uticaj oblika poprečnog preseka smičućih zidova na seizmičko ponašanje zgrada ispitivali su mnogi istraživači. Pokazano je da nosivost, krutost, i duktilnost AB zidova u velikoj meri zavisi od oblika zida (Paulay, 1986; Wallace and Moehle, 1989). Inače na osnovu eksperimentalnih istraživanja AB zidovi pri monotonom i naizmeničnom lateralnom opterećenju, može se zaključiti da na ponašanje zidova, a naročito na kapacitet deformacija pored oblika utiče i položaj (raspored) AB zidova u osnovi, novo aksijalnog opterećenja, nivo smičuće sile, količina armature.



Slika: 2.15 karakteristični poprečni preseki AB zidova, AB zidova sa pojasevina i AB jezgra

Ukoliko su AB zidovi u kombinaciji sa okvirnom AB konstrukcijom karakteristični poprečni preseki AB zidova su dati na slici 2.15-a. Stapanje AB zidova i AB stubova osnovnog konstruktivnog sistema ima pozitivne efekte kao što su: lakša ugradnja ivične armature zida, bolje utezanje preseka (povećanje duktilnosti), povoljniji raspored armature u čvoru sa gredama tavanice, povećana bočna krutost (stabilnost na izbočavanje). Složena geometrija AB zidova je nepovoljnija sa stanovišta izvođenja (komplikovana oplata). Spajanjem AB zidova iz dva pravca (najčešće pod pravim uglom) dobijamo zidove ojačane flanšama tj. pojasevima. Povoljan oblik zidova sa flanšama daje veliku nosivost na savijanje i masovno se upotrebljava za zgrade niže i srednje spratnosti. Karakteristični preseki spojenih AB zidova su u obliku latiničnih slova, I, C, L, T i H (slika 2.15-b). Ovakvo grupisanje zidova je tipično za komunikacione koridore tj. oko



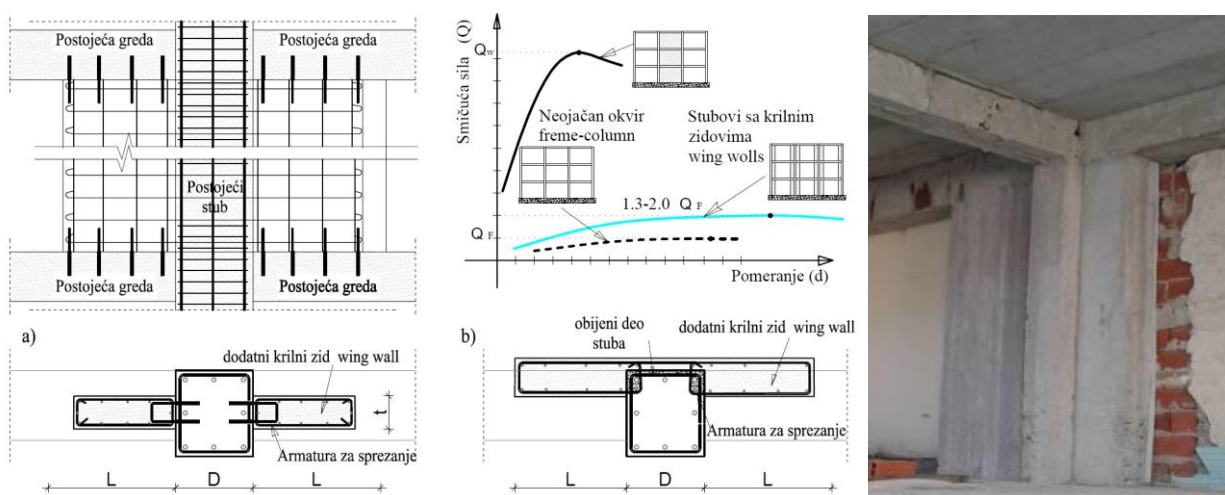
stepeništa i liftovskih okna. Zbog svoje približne krutosti u oba horizontalna pravca njihovo ponašanje pod seizmičkim dejstvom je znatno složenije u odnosu na pojedinačne zidove.



Slika: 2.16 Primer upotrebe L-zidova, (slika: P. Petronijević)

Na slici 2.16 je prikazana konstrukcija industrijskog objekta sa optimalnim položajem AB zidova L oblika. L zidovi su grupisani u fasadnim okvirima čime je postignuta maksimalna torziona krutost i nosivost objekta. Zbog izrazito izdužene osnove primenjene su dodatne dve grupe AB zidova u trećinama osnove. Ovako povoljan koncept konstrukcije je teže realizovati kod stambenih zgrada u gusto izgrađenim sredinama.

Kod objekata visoke spratnosti dominantan je koncept jakog AB jezgra u kome su smešteni svi instalacioni i komunikacioni koridori slika 2.16-c. Glavni problem je obezbediti da se jezgro ponaša kao kontinualna vertikalna konzolna cev. Horizontalne sile od seizmike i vetra dominantno preuzima jezgro, udeo obodnih okvira je uglavnom mali.



Slika: 2.17 Primer upotrebe krilnih zidova - Wing walls (slika: P. Petronijević)

Upotreba krilnih AB zidova (Wing walls) je neekonomična kod novoprojektovanih objekata. Efikasnost krilnih zidova je značajno manja od zidova klasičnog poprečnog preseka sa ivičnim ojačanjima (Lampard i dr., 2000). Krilni zidovi se uglavnom upotrebljavaju kao iznuđeno rešenje

(iz arhitektonskih razloga) ili kao jedna od metoda naknadnog ojačanja okvirnih sistema (kada se zidovi ispune zamenjuje zidovima od armiranog betona. Uticaj krilnih zidova na povećanje nosivosti i krutosti je mala. Prvenstveno se upotrebljavaju kao efikasno sredstvo za „izmeštanje“ plastičnih zglobova iz stubova u grede (Moehle., 2000). Začajna eksperimentalna istraživanja krilnih zidova realizovana su u okviru projekta: TOKYU-2000 Tokyo Construction Co. Japan, (Iso i dr. 2000); YTIT-2010 na Yung-Ta Institute of Technology, Taiwan, (Liu i sar, 2010).

### **3 Pregled važnijih dosadašnjih teorijskih i eksperimentalnih istraživanja**

AB zidovi se dugo primenjuju u okviru različitih konstruktivnih sistema. Slaba teoretska i eksperimentalna saznanja o ponašanju AB zidova ograničavala su njihovu primenu. Sve do sedamdesetih godina postojala je rezerva prema njihovoj široj primeni. Punu primenu AB zidova sprečavala su dva faktora: mala sposobnost disipacije energije i nezadovoljavajuća duktilnost pri dejstvu zemljotresa srednjeg i jačeg intenziteta. Dugo se smatralo da su zidovi podložni lomu smicanjem i/ili gubitku stabilnosti usled izvijanja. Ovi mehanizmi loma su veoma nepoželjni sa stanovišta aseizmičkog inženjerstva. Iz tog razloga, u tom periodu mnogi projektanti su imali rezervu prema AB zidovima i njihovoj sposobnosti da ostvare veće nelinearne deformacije, odnosno veći duktilitet. Pedesetih i šezdesetih godina u betonskim i čeličnim konstrukcijama okvirni sistemi su bili dominantni. Analizom oštećenja okvirnog (skeletnog) konstruktivnog sistema nakon zemljotresa zaključeno je da je on isuviše fleksibilan. Oštećenja nekonstruktivnih elemenata naročito u stambenim i javnim zgradama bila su nedopustivo velika. S obzirom na dominantan uticaj savijanja pri alternativnom dejstvu seizmičkog opterećenja na visoke AB zidove unapređenje ponašanja je ostvareno grupisanjem armature u ivičnim zonama. Napušten je dotadašnji concept uniformnog raspoređivanja armature duž zida. Jer je ostvarivao manju duktilnost u odnosu na presek kod koga je armature grupisana na krajevima. Daljim istraživanjem AB zidova je dodatno unapređeno njihovo ponašanje. Ograničenjem nivoa gravitacionog opterećenja i poprečnim utezanjem ivičnih zona dodatno je povećana duktilnost jer je sprečen krti lom drobljenjem betona i/ili izvijanjem vertikalne armature. Adekvatnim horizontalnim armiranjem predupređen je lom smicanjem u zoni plastičnog zgloba. Generalno, u poslednjih pedeset godina unapređena su saznanja u teoretskom i eksperimentalnom pogledu. Tako da su danas poznati svi mehanizmi ponašanja i loma AB zidova pod dejstvom dinamičkog opterećenja.

#### **3.1 Teorijska istraživanja**

Teorijska rešenja ponašanja zidova sa otvorima su bila aktuelna u vremenu pre intenzivne primene računara u analizi konstrukcija. Ona su uglavnom zasnovana na primeni metode sila, iz razloga dobijanja najtačnijeg rešenja. Ovakav pristup je s druge strane neprimenljiv u praksi zbog potrebe rešavanja sistema velikog broja linearnih algebarskih jednačina. Analitičko rešenje većine autora je dato uz uvođenje niza pretpostavki teorije elastičnosti: važi Hooke-ov zakon, naponi ne prelaze granicu proporcionalnosti, ravni preseki ostaju ravni i nakon deformacije (Navier-ova hipoteza o ravnim presecima), tačka infleksije je na sredini veznih greda, aksialna

krutost veznih greda je beskonačna, visine spratova, poprečni preseći zidova i veznih greda su konstantni po visini ili se skokovito menjaju.

Sistematizaciju najvažnijih analitičkih rešenja je dao Veselin Simović u monografiji zidovi sa otvorima i okvirne konstrukcije iz 1971. godine. U monografiji su istaknuta rešenja: A.R. Ržanjicina koji je 1939. godine dao diferencijalnu jednačinu savijanja grede sastavljene od dva elementa (odgovara zidu sa jednim nizom otvora); M. Tessiera je predložio diferencijalnu jednačinu deformisane linije polovine simetričnog zida za antimetrično opterećenje vetrom; O. Werner je uopštio i proširio rešenje M. Tessier-a uzimajući u obzir i mogućnost elastičnog uklještenja zida u temeljnu konstrukciju kao i mogućnost nejednakog sleganja. Proračun primenom analitičkih metoda je pojednostavio R. Rosman zahvaljujući sastavljenim tablicama za brzo iznalaženje rešenja. V. Simović je postupak proračuna zidova sa otvorima primenom diferencijalnih jednačina predložio u svojoj disertaciji 1969. godine i kasnije razradio u navedenoj monografiji. Pored nabrojanih autora može se istaći i rad P. F. Drozdov-a kao i drugi autori. Ova rešenja nemaju više nikakav praktični značaj ali su navedena u cilju istorijskog sagledavanja problema kao i pieteta prema navedenim autorima.

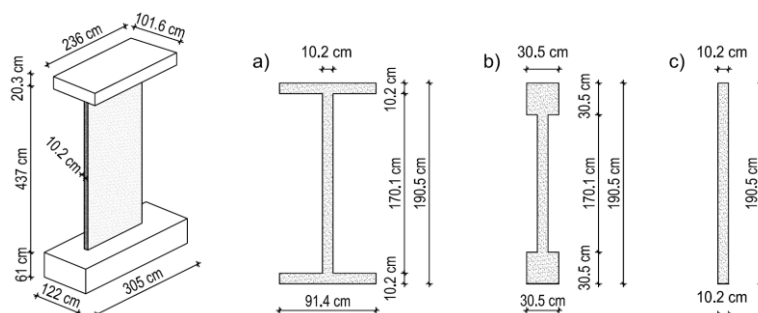
Osamdesetih godina su intenzivirana analitička studije i analize, AB zidova sa otvorima u cilju dobijanja njihovog što realnijeg odgovora. Murat Saatcioglu sa grupom autora razvija tehnike modeliranja povezanih zidova za dinamičku analizu. Istraživanja su obavljena na zamenjujućim modelima uz redukovanje broja stepeni slobode. Upotrebljen je modifikovani program Drain 2D. Tada se po prvi put obrađeni parametri koji definišu histerezisnu zavisnost (Saatcioglu i dr., 1983; Saatcioglu i dr., 1987). Modelima su obuhvaćeni fenomeni efekta interakcije fleksije i smicanja. Poslednjih godina značajna analitička istraživanja modelovanja interakcije savijanja i smicanja kod AB zidova (shear-flexure interaction, SFI) realizovana su na UCLA (Kolozvari i dr., 2013).

### 3.2 Eksperimentalna istraživanja

U drugoj polovinu 20. veka u SAD a kasnije i u drugim razvijenim zemljama, počela su intenzivna naučna istraživanja, a paralelno sa tim i masovna primena AB zidova za povećanje bočne nosivosti i krutosti okvirnih konstrukcija. Prvi radovi iz ove oblasti se javljaju četrdesetih i pedesetih godina prošlog veka Chitty (1947), Pippard (1952) u Velikoj Britaniji, Green (1952), Cardan (1961) u SAD-u i Beck (1960) u Nemačkoj. Prva detaljnija istraživanja o AB zidovima sa otvorima uradio je T. Paulay (1969) na Univerzitetu Canterbury na Novom Zelandu. Ispitivana su dva sedmospratna uzorka sa geometrijskim odnosom greda  $a/d=0.65$ . Ispitivano je ponašanje zidova udvojenih klasično i dijagonalno armiranim veznim gredama. Uzorak sa

dijagonalom armaturom pokazao je znatno povoljnije histerezisno ponašanje u smislu manjeg suženja petlje, veće disipirane energije i veće nosivosti. Sve karakteristike deformabilnosti su bile povoljnije i nije dolazilo do naglog pada krutosti sa pojavom prvog tečenja u AB zidu. Nagli pad krutosti i gubitak disipacije energije kod modela sa klasičnim armiranjem grede je posledica prekomernih deformacija smicanja. Krutost uzorka sa dijagonalnom armaturom je bila očuvana i nakon razvoja prslina. Na osnovu rezultata tih ispitivanja promenjen je ustaljeni način armiranja veznih greda sa odosom  $a/d < 2$  podužnom i poprečnom armaturom. Zbog male efikasnosti konvencionalnog načina armiranja Paulay je predložio dijagonalno armiranje veznih greda. Na taj način veznim gredama se bitno povećava duktilitet a one postaju pogodna mesta apsorpcije energije unete zemljotresom. Dijagonalno armiranje visokih veznih greda je danas inkorporirano u nacionalne propise većine zemalja (ACI 318-99, EN 1998-1:2004, CSA A23.3-94 i NZS 3101-95).

Krajem šezdesetih i početkom sedamdesetih u Portland Cement Association, Skokie, Illinois, USA, obavljen je niz eksperimentalnih istraživanja čiji je cilj bio da se definiše ponašanje kratkih zidova pod cikličnim opterećenjem. U okviru ove institucije realizovana su 1974. godine opsežna eksperimentalna i teorijska istraživanja serije od 16 modela izolovanih vitkih zidova. Cilj istraživanja bilo je formulisanje kriterijuma za obezbeđenje nosivosti i duktilnosti zidova i zidnih sistema u uslovima dejstva zemljotresa. Poznavanje ponašanja zone plastičnog zgloba AB zida je osnov za razumevanje ponašanja celog sistema. Cilj je bio dobijanje: histerezisne zavisnosti sila-pomeranje, veličine duktiliteta i kapaciteta zidova za disipaciju energije. Program istraživanja se sastojao od ispitivanja serije od 16 zidova, pri čemu su varirani: oblik poprečnog preseka zidova, količina ivične vertikalne armature, uzengija i horizontalne armature, veličina normalnog napona, marka betoa i istorija opterećenja.

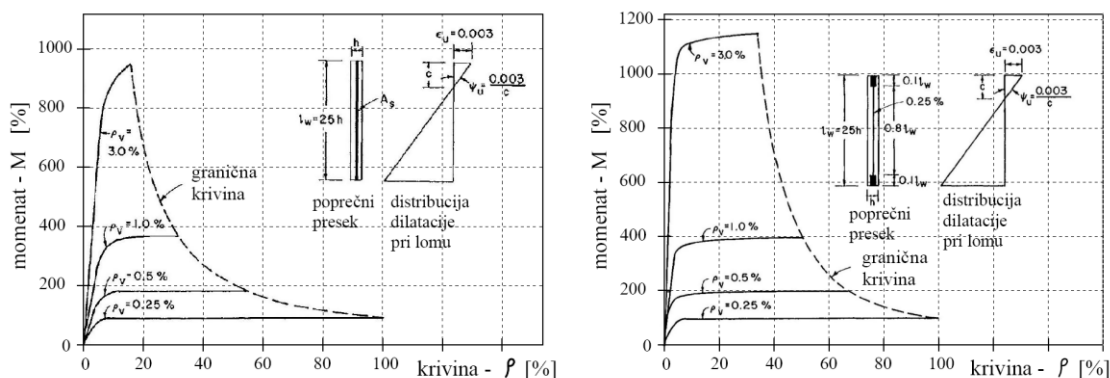


Slika: 3.1 Geometrija modela ispitivanih u Portland Cement Association, Illinois, 1974. godina.

Analizirani su modeli sledećih poprečnih preseka: I-presek, presek sa ivičnim stubovima (barbel sections) i pravougaoni presek. Sredinom sedamdesetih na Kalifornijskom Univerzitetu u Berkliju, počinju sa ispitivanjem serije modela betonskih okvira sa AB zidovima. U laboratorijama Skokie je obavljeno i ispitivanje dva uzorka simetričnih AB zidova sa otvorima

(Saatcioglu i dr. 1987). Varirana je geometrija veznih greda  $a/d=2$  i 2.5. Povećanje aksijalnih sila usled povezivanja zidova se negativno odrazilo na mehanizam loma (drobljenjem betona ivičnih zona zidova). Veći broj greda je dostigao nivo tečenja posle pojave tečenja u zidovima. Rezultati istraživanja su ukazali ne neophodnost usaglašavanja stepena povezivanja sa pritisnom čvrstoćom ivičnih zona zidova kao i duktilnosti greda i zidova.

Do sada je realizovan značajan broj eksperimentalnih istraživanja o ponašanju AB zidova pravougaonog preseka. Početkom sedamdesetih (Cardenas i Magura, 1973) su istražili uticaj ivičnog grupisanja armature na duktilnost zidova. Krajem osamdesetih (Lefas i sar, 1990) su ispitivali trinaest eksperimentalnih modela u krupnoj razmeri pod konstantnim aksijalnim i cikličnim lateralnim opterećenjem. Ispitivan je uticaj različitih parametara na nosivost i mehanizam loma AB zidova: odnos visina-širina zida, intenzitet aksijalnog opterećenja, količina horizontalne armature, marke betona i dr. Većina istraživanja je obavljeno kvazi-statističkim cikličnim opterećenjem (Oesterele i dr., 1976), (Valenas i dr., 1979), (Goodsir, 1985), (Elnashai i dr., 1990). Istraživanjima su istaknuta neka neslaganja ACI Building Code odredbi za projektovanje visokih zidova sa stvarnim ponašanjem modela, kao i uticaj triaksijalnog stanja napona u pritisnutom delu preseka na smičuću nosivost zida. Od ispitivanja pojedinačnih zidova pseudo-dinamičkim opterećenjem treba istaći i (Thiele i dr., 2000).



Slika: 3.2 Geometrija (Cardenas i Magura, 1973)

Od značajnijih autora koji su istraživali odgovor dualnih sistema (okvirne konstrukcije u kombinaciji sa AB zidovima) su (Smith i Coull, 1991), (Sharma, 1998) i (Singh, 2000).

Poslednjih godina značajna eksperimentalna istraživanja AB zidova su realizovali: (Orakcal i Wallace, 2006), ispitujući uzorke pravougaonih i zidova T preseka. Orakcal i Wallace su prilagodili histerezisne modele armaturnog čelika razvijene od strane (Monegotto i Pinta, 1973) koje je Filippou delimično modifikovao.

Eksperimentalna istraživanja veznih greda realizovali su i (Naish, 2009), kao i (El-Tawal sa dr. 2010) koristeći čelične i nosače kao vezne grede AB zidova sa otvorima. Čelične nosače kao vezne grede su pre toga istraživali (Harries sa dr., 1993; Galvaz, 2004).

Alternativni način dijagonalnog armiranja veznih greda predložio je (Lequesne, 2009), takozvanim rombičnim vođenjem armature. U tehničkim propisima većine zemalja se preporučuje dijagonalno armiranje veznih greda za slučaj kada je  $a/d < 2$ . Od relevantnih propisa treba istaći (ACI318-08), (EN 1998-1:2004, tj. EC8) kao i preporuke za modelovanje i kriterijume projektovanja visokih zgrada u publikaciji Pacifičkog istražnog centra za zemljotresno inženjerstvo PEER/ATC-72-1 iz 2010 godine.

Obimna eksperimentalna istraživanja na uzorcima u prirodnoj veličini realizovana su u Jacobs School of Engineering na Kalifornijskom Univerzitetu u San Diegu. Uzorak je predstavljao deo konstruktivnog sklopa realnog objekta sedmospratnice u prirodnoj veličini (sedmospratni uzorak segmenta zgrade ispitan je 2006. godine na UCSD-NEES vibroplatformi). Ispitivanja su vršena dinamičkom pobudom različitog intenziteta u više navrata. Simuliran je veliki broj već dogođenih zemljotresa, intenzitetom blizu rušenja uzorka uz značajno nelinearno ponašanje. Cilj projekta je bio verifikacija performansi AB zgrade srednje visine dimenzionisane prema konceptu displacement-based design. Kojim se dobijaja značajno manje seizmičko opterećenje u odnosu na trenutno važećim odredbama u SAD-u. Rezultate je publikovalo više autora (Panagiotou i Restrepo, 2007; Martinelli i Filippou, 2009; Waugh i Sritharan, 2010) i drugi.

U okviru iste institucije 2012. godine izveden je jedinstveno istraživanje performansi dela objekta u punoj veličini. U okviru projekta Building Nonstructural Components and Systems (BNCS) ispitan je petospratni uzorak bolnice u mešovitom sistemu. Uzorak je sadržao i dve fasade, operativni lift, čelično stepenište, instalacije grejanja i ventilacije, protivpožarni sistem, električne instalacije i kompletnu medicinsku opremu. Cilj projekta je istraživanje ponašanja i performansi konstruktivnih, nekonstruktivnih elemenata, opreme, bazne izolacije i post zemljotresnog požara u realnim uslovima (Report No.SSRP-13/11, BNCS Report 3).



Slika: 3.3 a, b) Ispitivanja zidova u okviru sedmospratnog i petospratnog uzorka zgrade u punoj veličini, Jacobs School of Engineering na Kalifornijskom Univerzitetu u San Diegu (2006. i 2012. godina); c) ispitivanje povezanih zidova u trospratnm uzorku na NEES institutu (2013. godina)

Ispitivanje prednapregnutih povezanih AB zidova u razmeri 1:2,5 obavljeno je 2013. godine u okviru projekta NEESR-CR: Post-Tensioned Coupled Shear Wall Systems. Model se sastojao iz dva zida C-oblika i šest veznih greda. Istraživanje je realizovano u saradnji nekoliko univerziteta i asocijacija na George E. Brown, Jr. Network for Earthquake Engineering Simulation (NEES) institutu. Cilj projekta je razvoj novog tipa povezanih zidova, sa poboljšanim aseizmičkim ponašanjem i smanjenim materijalnim ulaganjima. Klasična dijagonalna armatura veznih greda i ivična armatura zidova je zamenjena prednaprežanjem. Ispitivanje je izvedeno kvazi-statičkim cikličnim opterećenjem.

Istraživanja mehanizma loma niskih zidova i preporuke za povećanje njihove duktilnosti dao je (Paulay, 1986). Istakao je važnost loma smicanjem kod zidova složenog I preseka (zid sa širokim pojasevima) i uticaj debljine rebra na kritičnu smičuću nosivost. Sa porastom broja ciklusa bočnog opterećenja zida dolazi do propagacije i akumulacije oštećenja usled savijanja. U analitičkim modelima ova pojava se uzima direktno. Eksperimentalni rezultati su pokazali da se plastifikacija savijanjem i smicanjem javlja gotovo istovremeno, iako je nosivost zida na smicanje znatno veća od vrednosti smičuće sile koja odgovara momentu plastifikacije. (Massone i Wallace, 2004) ukazuju na pojavu interakcije između nelinearnog ponašanja zida pri savijanju i smicanju. (Wallace i Oracal 2006) su predložili modele koji simuliraju ponašanje i kombinovani lom savijanjem i smicanjem. Predlog modela dao je i (Masone, 2009). Taylor je ispitivao ponašanje AB zidova sa otvorima pri dnu, naročito mogućnost primene Strut-and-Tie štapnih modela za njihov proračun.

U Švajcarskoj i drugim zemljama centralne Evrope koncept i metodologija projektovanja, se značajno razlikuju u odnosu na SAD, Japan i Novi Zeland. Rezultati ispitivanja realizovanih u



zemljama sa visokom seizmičkom aktivnošću se ne mogu jednostavno primeniti i doslovce implementirati u tehničku regulativu ovih zemalja. U cilju stvaranja pouzdanije i primeljivije baze rezultata za definisanje preporuka za kvalitetnije projektovanje zgrada sa AB zidovima 1995. godine je u Švajcarskoj pokrenut sveobuhvatni program istraživanja na Švajcarskom Federalnom Institutu za Tehnologiju (ETH). Program istraživanja se sastojao od niza eksperimentalnih ispitivanja: šestospratnog AB zida u razmeri 1:2 cikličnim kvazi-statičkim opterećenjem (Dazio i dr., 1999), šestospratnog AB zida u razmeri 1:3 na vibro platformi (Lestizzi i sar, 1999) i trospratnog AB zida u razmeri 1:3 pseudo-dinamičkim opterećenjem (Thiele i dr., 1999)



Slika: 3.4 a) Ispitivanje šest uzoraka AB zidova ETH, slika: (Dazio i dr., 1999), b) uzorak udvojenih zidova i veznih greda od HPFRC, slika: (Lequesne et al., 2009)

Paralelno sa istraživanjima AB zidova u zgradarstvu, realizovan je značajan broj eksperimentalnih ispitivanja AB zidova za potrebe izgradnje i procene sigurnosti postojećih nuklearnih objekata. Od kojih treba istaći programe: UTOK-1977 i 1980 na Univerzitetu u Tokiju, NUPEC-1995 i 1999, NUPEC, Japan; UTCAN-2001 na Univerzitetu u Torontu, Kanada; ELSA-2009 na European Laboratory for Structural Assessment, Ispra Italija; CEBTP-1992 i 2004 na CEBTP Saint Remy Les Chevreuses, Francuska; i drugi.

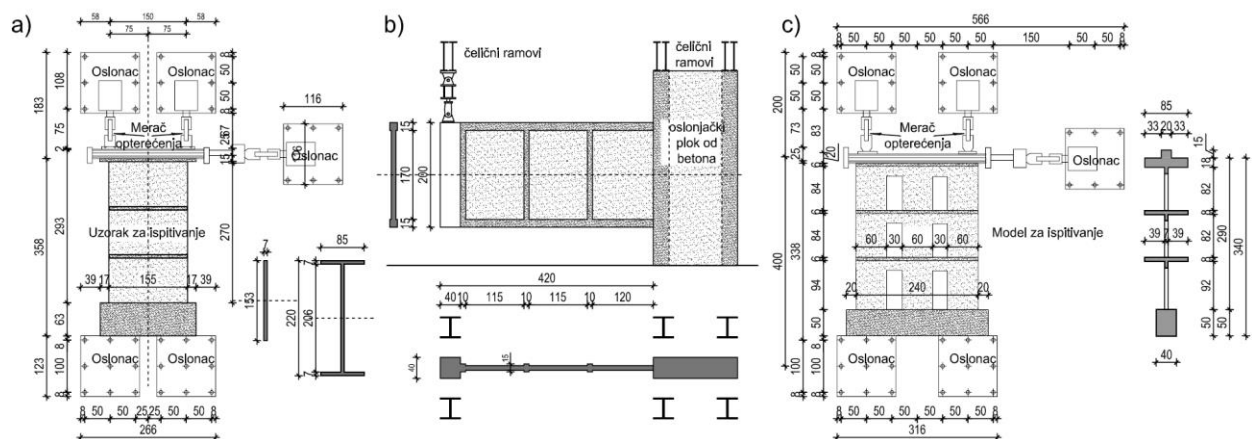
Pored navedenih, postoji značajan broj eksperimentalnih istraživanja usmerenih na mogućnosti ojačanja postojećih i sanacije oštećenih zidova. Intenzivna su istraživanja moguće primene spoljašnjeg ojačanja AB zidova, zidova sa otvorima i veznih greda (Externally Bonded Reinforcement-EBR) vlaknima armiranih kompozita (Fiber Reinforced Polymer-FRP). Od značajnijih treba istaći istraživanja u okviru projekta: EMSI-2000, EMSI CEA Saclay, Francuska; AUTH-2003 Aristotelov Univerzitet u Solunu, Grčka, TOKYU-2000 Tokyo Centar Co., Japan; TUSJ-2000 Sci University of Tokyo, Japan; UUTAH-2003 University of Michigan,

USA, HOKU-2004 Hokkaido University, Japan; UCNZ-2007 University of Canterbury, Novi Zeland i drugi.

Projekti u okviru kojih su vršena ispitivanja AB zidova do određenog nivoa oštećenja a zatim realizovana njihova sanacija, ojačanje i ponovno opterećenje su: LNEC-2000 ispitivanja na vibroplatformi u laboratorijama LNEC u Lisabonu, Portugal; UCI-200 University of California Irvin, SAD; UTCAN-2001 ispitana su dva modela u velikoj razmeri za potrebe nuklearnih objekata na Univerzitetu u Torontu, Kanada; UNIBS-2003 uzorak u punoj veličini na University of Brescia, Italija.

Na prostoru bivše Jugoslavije sredinom sedamdesetih obavljena su ispitivanja serije od pet AB zida u IZIIS-u u Skolju. Ispitivano je ponašanje trospratnih uzoraka AB zidova pravougaonog i I preseka pri cikličnom opterećenju (Simeonov, 1984). Varirani su položaj i količina vertikalne armature, količina horizontalne armature i veličina normalne sile. Istraživanja su obavljena u okviru projekta „Seizmička sigurnost montažnih i monolitnih stambenih zgrada“. U okviru ovog instituta 1999. godine ispitana su i četiri modela AB zidova sa otvorima (S. Žorić, 1999). Varirana je geometrija i način armiranja veznih greda kao i veličina normalne sile.

U Institutu za ispitivanje materijala u Beogradu 1976. godine ispitan je izolovani AB zid za ukrućenje zgrada u IMS sistemu montažne gradnje. Uzorak je izrađen u razmeri 1:2 i predstavljao je pve tri etaže AB zida koji se primenjuje u skeletnom sistemu gradnje. Sprezanje zida i ivičnih elemenata-stubova je onemogućeno plastičnim trakama umetnutim u spoju. Dejstvo gravitacionog opterećenja je simulirano prethodnim naprežanjem.



Slika: 3.5 Eksperimentalna ispitivanja AB zidova na teritoriji bivše SFRJ, a) IZZIS (B. Simeonov, 1984.), b) Intitut IMS (B. Petrović, 1976.), c) IZZIS (S. Žorić, 1999)

### 3.2.1 Uticaj veznih greda na ponašanje povezanih zidova

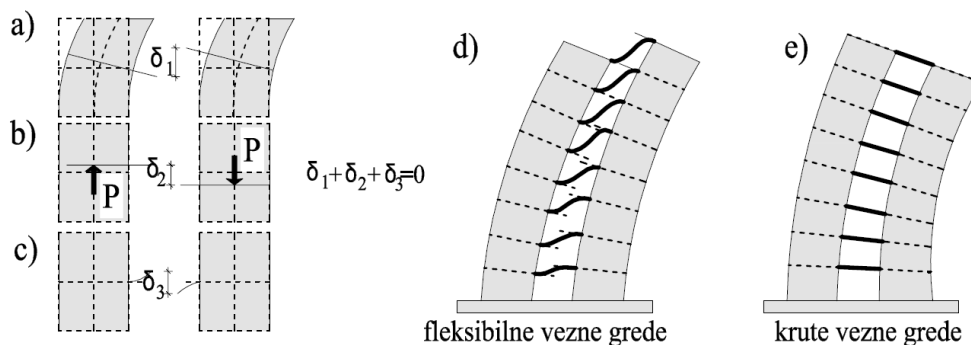
Sve do zemljotresa na Aljasci 1964. godine vezne grede su armirane konvencionalnom armaturom. Tom prilikom vezne grede na mnogim zgradama pretrpele su značajna oštećenja iz razloga nedovoljnog kapaciteta smicanja. Generalno visoke grede teže dijagonalnom zatežućem lomu, koji deli gredu na dva trougla povezana uzengijama. Intenzivnija upotreba poprečne armature daje samo ograničene rezultate. Tako se nametnula potreba za uvođenje dijagonalnog armiranja čime je sprečen dijagonalni lom i ostvorena potrebna smičuća nosivost. Verifikaciju dijagonalnog armiranja ispitivanjem tri uzorka odnosa  $a/d$  od 1.0 do 1.3 realizovali su (Paulay i Santhakumar 1976). Nelinearno ponašanje ovako armiranih veznih greda se pokazalo znatno povoljnijim u odnosu na klasičan vid armiranja (Paulay, 1971; Barney i dr. 1978). Uz zadržavanje krutosti, nosivosti, znatno veću duktilnost i sposobnost disipacije energije. Ipak, u većini starijih zgrada vezne grede imaju konvencionalnu podužnu armaturu (za prijem sila savijanja) i poprečnu armaturu (prijem smičućih sila). U novoizgrađenim i rehabilitovanim starim objektima vezne grede (sa odnosom  $a/d \leq 2$ ) se primarno armiraju dijagonalno (slika: 3.6).



Slika: 3.6 Dijagonalno armirane vezne grede, slika: (Wallace i sar, 2007)

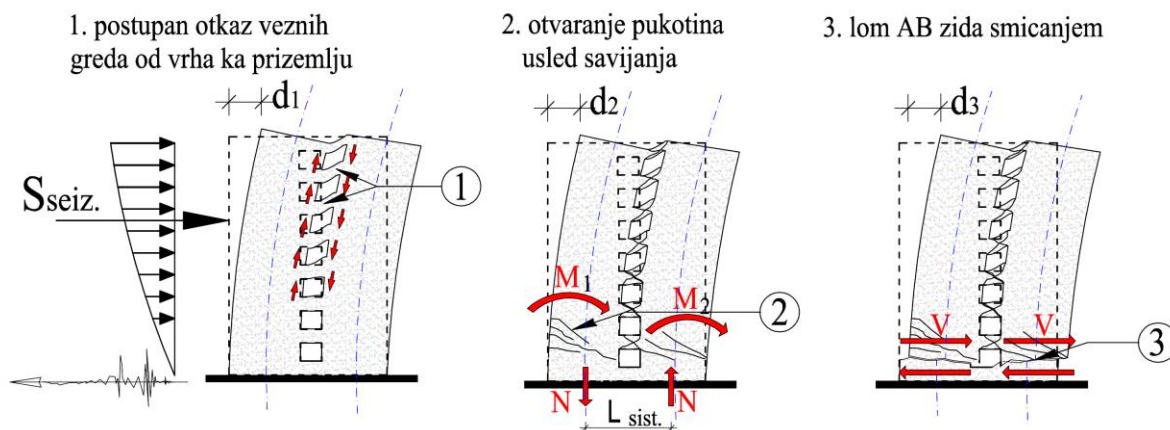
Prilikom deformacije udvojenih zidova pri bočnom opterećenju dolazi do rotacije pojedinačnih zidova. Rotacija zidova usled savijanja izaziva relativno vertikalno pomeranje tačaka oslanjanja veznih greda. Ovo pomeranje je jednako zbiru deformacija: savijanja, smicanja veznih greda i aksijalne deformacije zidova usled normalne sile. Dominantan oblik deformacije direktno zavisi od geometrijskih odnosa veznih greda. Ukoliko su vezne grede fleksibilne (odnos  $a/d > 3$ ) one se uglavnom deformišu savijanjem sa dvostrukom krivinom. Efekat sprežanja zidova je mali a zidovi se ponašaju kao pojedinačni. U slučaju krutih veznih greda, koje imaju mali raspon naspram visine tj. malii odnos  $a/d \leq 2$  deformacija se dominantno ostvaruje smicanjem. Krutost greda je velika i uz njihovo adekvatno armiranje (dijagonalnom armaturom) pozitivni efekti sprežanja udvojenih zidova dolazi do punog izražaja (Paulay i Binney, 1974;

Paulay i Santhakumar, 1976). Dijagonalna armatura duž ukupnog raspona značajno povećava duktilnost i kapacitet rasipanja energije u odnosu na konvencionalno armirane vezne grede.



Slika: 3.7 Relativna pomeranja tačaka oslonaca veznih greda, prema (Smith i dr., 1991)

Kod udvojenih AB zidova izdvajaju se tri tipična radna područja pri seizmičkom dejstvu. Tokom jakih zemljotresa poželjan redosled loma je postupan otkaz veznih greda, propagacija pukotina usled savijanja u kritičnoj oblasti zida i lom zida smicanjem. Ukoliko su vezne grede adekvatno armirane one postupno otkazuju uz velike plastične deformacije (od vrha prema nižim etažama) do trenutka kada zidovi počinju da se ponašaju kao donekle nezavisni tj. nepovezani. Usled popuštanja međusobne sprege dolazi do povećanja momenta savijanja u pojedinačnim zidovima i nastaju pukotine usled savijanja. Sa propagacijom prslina smanjuje se efektivna smičuća površina zida. Povećanjem širine pukotina i broja ciklusa alternativnog opterećenja postupno se gubi efekat vezivanja (interlock) agregata i ostaje efekat trna vertikalne armature. Ovo rezultira lomom AB zida smicanjem (slika 3.8).



Slika: 3.8 Poželjan redosled otkaza elemenata i mehanizam loma kod udvojenih AB zidova

Stepen sprežanja (degree of coupling-DoC) se definiše kao odnos momenta sprega sila na mestu uklještenja u trenutku loma koji se prenosi zidovima i ukupnog momenta savijanja celog sistema udvojenih zidova. Stepenn sprežanja se iskazuje u procentima. Stepenn sprežanja udvojenih zidova direktno zavisi od karakteristika veznih greda (Smith i Coull, 1991). Zidovi se smatraju povezanim ukoliko je udeo sprežanja veći od 25% ukupnog momenta tj.  $DoC \geq 0.25$ .

Prema drugom kriterijumu zidovi se smatraju spregnutim ukoliko je momenat uklještenja zida nakon sprezanja manji za 25% u odnosu na momenat razdvojenog (pojedinačnog) zida.

$$DoC = \frac{N \cdot L_{sist.}}{N \cdot L_{sist.} + M_1 + M_2} \quad (3.1)$$

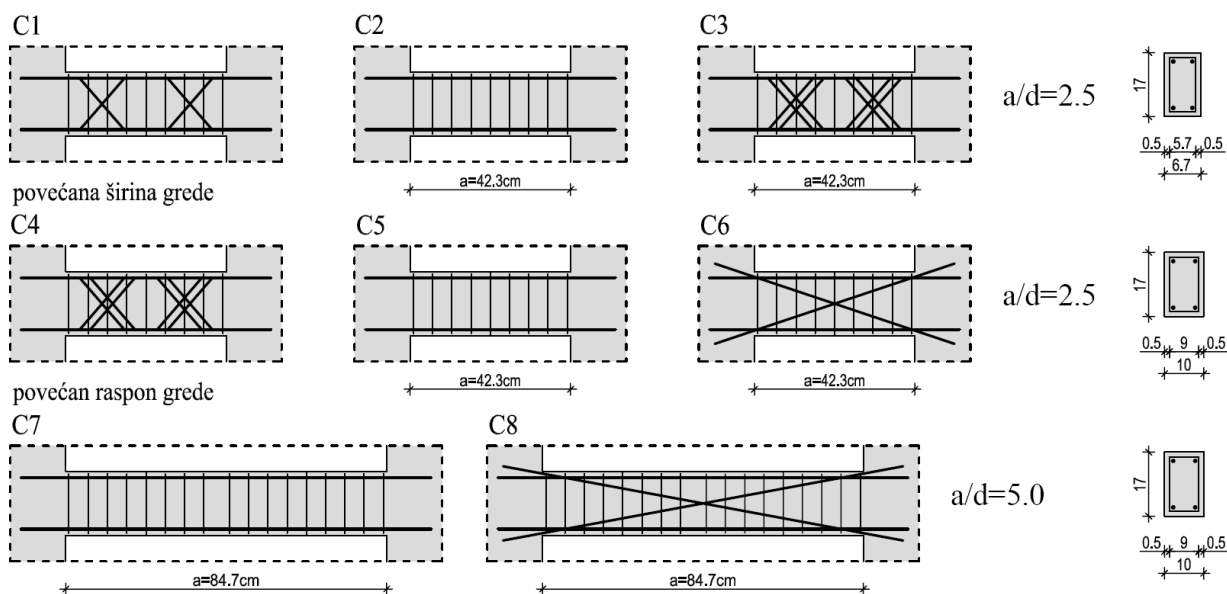
Normalne sile u zidovima koje čine spreg su posledica smicanja u veznim gredama. Sile smicanja u gredama nisu konstantne već rastu sa visinom zgrade. Bitan parametar efekta sprezanja zidova je odnos maksimalne smičuće sile u kritičnoj veznoj gredi i srednje vrednosti sile smicanja u gredama (peak shear demand-PSD). Metodologija klasifikacije udvojenih zidova kao i parametarske studije njihovog ponašanja u zavisnosti od karakteristika veznih greda date su u radovima (Smith i dr., 1984; Chaallal i dr., 1996, Harries i dr., 2004).

$$PSD = \frac{T_{vgr,max}}{T_{vgr,srednje}} \quad (3.2)$$

Prva značajnija eksperimentalna istraživanja veznih greda realizovana su na Novom Zelandu (Paulay i dr., 1974), na klasično armiranim visokim gredama sa odnosom  $a/d=0,9$  i naponom smicanja od  $0.75\sqrt{f_c'}$  do  $1.16\sqrt{f_c'}$  (MPa). Istaknuta je dominantna pojava smicanja veznih greda i neophodnost primene dijagonalne armature duž celog raspona. Primenom dijagonalne armature izmenjen je mehanizam prenosa opterećenja i značajno se povećava: kapacitet nosivosti, duktilnost i sposobnost disipiranja energija. Uslov duktilnog ponašanja dijagonalno armiranih veznih greda je poprečno utezanje dijagonala kako bi se izbegao lom izvijanjem armature pritisnute dijagonale.

Istraživanjima (Atkan i Bertero, 1981) na gredama sa odnosom  $a/d=3$  i naponom smicanja  $0.5\sqrt{f_c'}$  (MPa) zaključeno je da mogućnost („sposobnost“) greda za prijem opterećenja i disipaciju energije zavisi od razmaka uzengija i dijagonalne armature. Kombinacija ovakvog armiranja smanjuje pad krutosti i stabilizuje histerezisne petlje pri daljem povećanju nivoa opterećenja.

U SAD-u su realizovana obimna istraživanja zidova sa otvorima od strane (Barney i dr., 1978). Varirani su: raspon, širina grede, način armiranja i količina armature veznih greda. Ispitivano je osam uzoraka armiranih na različite načine (klasično, dijagonalnom armaturom na krajevima i dijagonalnom armaturom duž čitavog raspona) pod alternativnim cikličnim opterećenjem (slika 3.9).

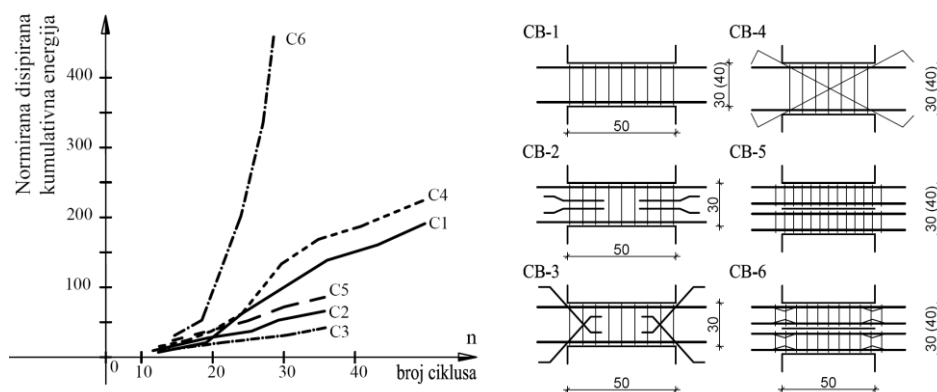


Slika: 3.9 Uzorci ispitivani u laboratorijama „Skokie“ Illinois, (Barney i dr., 1978)

Na osnovu eksperimentalnih rezultata je zaključeno da je ponašanje dijagonalno armiranih greda povoljnije u odnosu na ostale vidove armiranja. Kod klasično armiranih greda bez koso armiranih krajeva (uzorci C1 i C5) nakon postizanja maksimalnog opterećenja došlo je do naglog pada nosivosti. Lom je nastao smicanjem na krajevima greda. Uzengije nisu mogle da spreče lom jer je smicanje nastajalo između uzengija. Kod dijagonalno armiranih uzoraka se nije javilo klizanje (kao kod klasično armiranih) i zabeležen je manji pad čvrstoće pri alternativnom opterećenju. Grede koso armirane na krajevima su i nakon dostizanja maksimalnog opterećenja postepeno gubile nosivost. Pri tome su svi uzorci pokazali tendenciju sužavanja histerezisnih petlji tj. smanjenje kapaciteta disipacije energije. Svi modeli su pokazali tendenciju suženja histerezisne petlje. Dijagonalno armiranje krajeva greda (tzv. rombično armiranje zona plastičnih zglobova) (uzorci C3 i C4) može donekle sprečiti smicanje ali ne može značajnije poboljšati performanse. Zbog male apsorpcije energije i povećanja kompleksnosti armature i troškova izvođenja ovaj način armiranja nije šire primenjivan kod greda sa malim odnosom  $a/d$ . Generalno, zadovoljavajuće rezultate su pokazali uzorci C6 koji su se povoljnije ponašali od drugih. Dijagonalna armatura duž ukupnog raspona značajno je povećala duktilnost i žilavost greda sa manjim odnosom  $a/d$ . Uticaj na poboljšanje histerezisnog odgovora grede sa odnosom  $a/d=5$  je bio mali.

Paralelno sa istraživanjima u SAD-u vršena su istraživanja u Kini, N.Zelandu i Japanu. Na institutu Xi'an u Kini realizovan je niz eksperimentalnih ispitivanja kratkih veznih greda (Wang, i dr., 1986). Varirani su: količina armature, načini armiranja (klasično, udvojeno po visini grede i dijagonalno), visina i raspon greda. Rezultati istraživanja su ukazali da duktilnost zidova bitno zavisi od duktilnosti veznih greda. Vertikalnom armaturom se ne može preduprediti krta lom

smicanjem tj. njihovo angažovanje nije efikasno. Vertikalne uzengije povoljno utiču na oštećenja zategnute i pritisnute dijagonale, ali ne mogu da spreče lom klizanjem. Veći učinak poprečne armature se ostvaruje utezanjem dijagonalne armature nego utezanjem celokupnog preseka vezne grede. Vezne grede sa malim odnosom  $a/d$  i klasičnom armaturom ne utiču bitno na povećanje duktilnosti povezanih zidova. Upotrebom dijagonalnog armiranja veznih greda smanjuju se plastične deformacije udvojenih zidova. Mehanizam loma se menja, od krtoeg ka duktilno-plastičnom lomu. Kontrolisanim mehanizmom loma ostvaruje se povoljna hijerarhija plastičnih zglobova, poboljšava histerezisni odgovor, duktilnost i kapacitet disipacije energije.



Slika: 3.10 Uzorci ispitivani u institutu Xi'an u Kini (Wang, i dr., 1986)

Na ponašanje veznih greda utiču sledeći parametri: odnos  $a/d$  (parametar smicanja), nominalni smičući napon i izabrana vrsta armature za prijem savijanja i smicanja. Dosadašnja istraživanja veznih greda sa širokim opsegom parametra smicanja  $a/d$  su pokazala različita ponašanja i ostvarene mehanizme loma. Parametar  $a/d$  dominantno utiče na mehanizam loma. Ukoliko je odnos:  $a/d \leq 1$  dominantna je deformacija smicanjem,  $a/d > 3$  vezne grede se deformišu fleksijom, za  $1 < a/d \leq 3$  deformacija je mešovita. Ova podela nije striktna i kriterijumi oštećenja prema nekim autorima su:  $a/d \leq 0.75$  oštećenja smicanjem,  $0.75 < a/d \leq 1.75$  oštećenja smicanjem i savijanjem,  $a/d > 1.75$  oštećenja usled savijanja. Kombinovano delovanje momenta savijanja i sila smicanja nepovoljno utiče na kapacitet rotacije veznih greda. Razvoj maksimalno moguće rotacije zavisi i od načina prijema sila smicanja (dijagonalnom ili poprečnom armaturom) Od odnosa  $a/d$  direktno zavisi nominalni smičući napon. Sa smanjenjem odnosa  $a/d$  raste smičući napon.

Smičući napon zavisi od količine podužne armature i njenog napona tečenja jer je sila smicanja u veznoj gredi izloženoj fleksiji direktna posledica kapaciteta savijanja. Eksperimentalnim istraživanjima klasično armiranih greda je pokazano da su naponi smicanja manji od  $0.2-0.3 \sqrt{f_c}$  (MPa) uzrokuju simultani lom savijanjem i smicanjem. Naponi smicanja od  $0.3-0.5 \sqrt{f_c}$  (MPa) formiraju lom klizanjem uz značajan pad krutosti i ograničenu

„sposobnost“ disipacije energije. Vezne grede gube smičuću krutost već nakon prvih par ciklusa. Naponi smicanja veći od  $0.5\sqrt{f_c'}$  (MPa) nepovoljno utiču na histerezisni odgovor veznih greda. Iz tog razloga je preporučljivo ograničenje kapaciteta nosivosti savijanjem, kako bi se postigao prihvatljiv nivo smičućih napona. Primenom alternativnih načina armiranja (dijagonalnom armaturom) može se poboljšati ponašanje pri lomu, a nominalni naponi smicanja povećati do  $0.9\sqrt{f_c'}$  (MPa) (Wang. i dr., 1986).

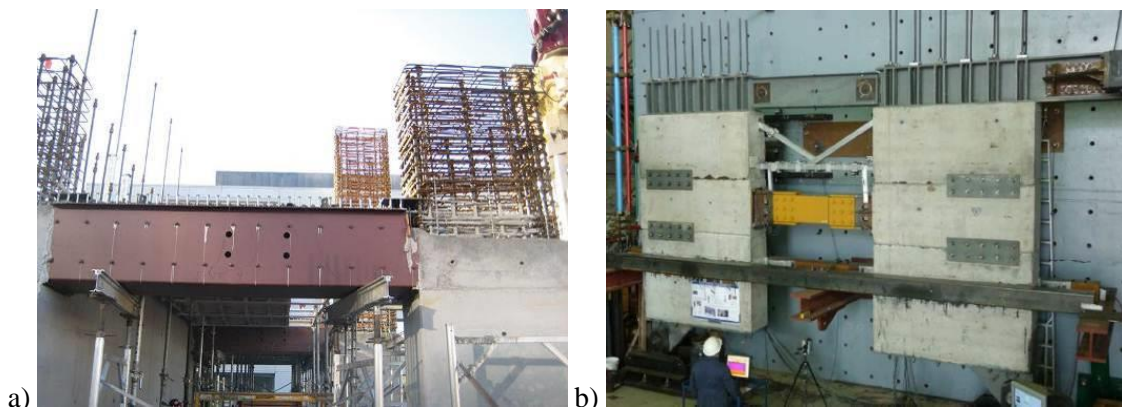
Upotreba središnjih podužnih šipki kao smičuće armature (uzorak CB-2) ima ograničen uticaj na vrednosti napona smicanja do  $0.25\sqrt{f_c'}$  (MPa). Pri većim naponima smicanja ovakav vid armiranja nema efekta. Upotreba dijagonalnih šipki na krajevima grede (uzorak CB-3) je iskazao povoljno ponašanje pri svim nivoima smičuće sile. Dijagonalna armatura duž ukupnog raspona (uzorak CB-4) omogućila je povoljno ponašanje. Histerezisne petlje su stabilne bez pada nosivosti sa naponima smicanja do  $0.9\sqrt{f_c'}$  (MPa).

Dodatni pokušaj upotrebe rombične armature u sprečavanju smičućeg loma kod kratkih stubova i veznih greda izveli su i prikazali (Tegos i Panelis, 1988). Ispitali su dvadeset uzoraka sa odnosom  $2 < a/d < 5$  pri monotonom i cikličnom opterećenju. Rezultati su pokazali zadovoljavajuće ponašanje rombično armiranih greda slično kao kod dijagonalnog armiranja.

Procena upotrebe alternativnih načina armiranja za sprečavanje smičućeg loma realizovana je u okviru eksperimentalnog programa deset uzoraka veznih greda sa odnosom  $1 < a/d < 1.66$  u razmeri 1:2 (Tassios i dr., 1996). Pored konvencionalnog, dijagonalnog i rombičnog armiranja ispitana je i moguća primena podužne armature distribuirane po visini veznih greda. Poboljšanje smičuće nosivosti je bilo rezultat efekta trna armature postavljene duž ukupnog raspona ili samo u zoni oslonca. Ovim načinom armiranja se nije bitno doprinelo povećanju smičuće krutosti niti poboljšanju histerezisnog odgovora ispitanih uzoraka.

Poslednjih godina postoji tendencija istraživanja upotrebe hibridnih sistema i implementacije veznih greda visokih performansi. Istraživanja su usmerena ka eksperimentalnim ispitivnjima veznih greda od: čeličnih profila, pasivnih apsorbera, kompozitnih materijala, spregnutih greda beton-čelik, mikroarmiranog betona, i dr. Prednost čeličnih i kompozitnih veznih greda dolazi do izražaja u slučajevima ograničene visine i nemogućnosti upotrebe duboke AB grede ili gde zahtevana krutost i kapacitet nosivosti ne mogu biti ostvareni upotrebom konvencionalnih AB veznih greda.





Slika: 3.11 a) primer čelične vezne grede izvedene u praksi, b) test veznih greda sa pasivnim disipatorima u prirodnoj veličini (Montgomery, 2011)

Upotreba čeličnih veznih greda je podstaknuta velikom duktilnošću i disipacijom energije koja se lako može ostvariti. Mogućnost prefabrikacije, bolja kontrola kvaliteta i jednostavnija izrada su samo neki od razloga njihove upotrebe. Prva istraživanja upotrebe čeličnih veznih greda i prefabrikovanog načina ostvarenja veze čeličnih profila i AB realizovani su i analizirani u (Marcakis i Mitchell 1980; Malley i Popov, 1983; Engelhardt i Popov, 1983). Na McGill Univerzitetu u Montrealu su obavljena značajna istraživanja paralelnim ispitivanjima AB, čeličnih i spregnutih veznih greda (Harries i dr., 1993; Harries i dr., 2000).

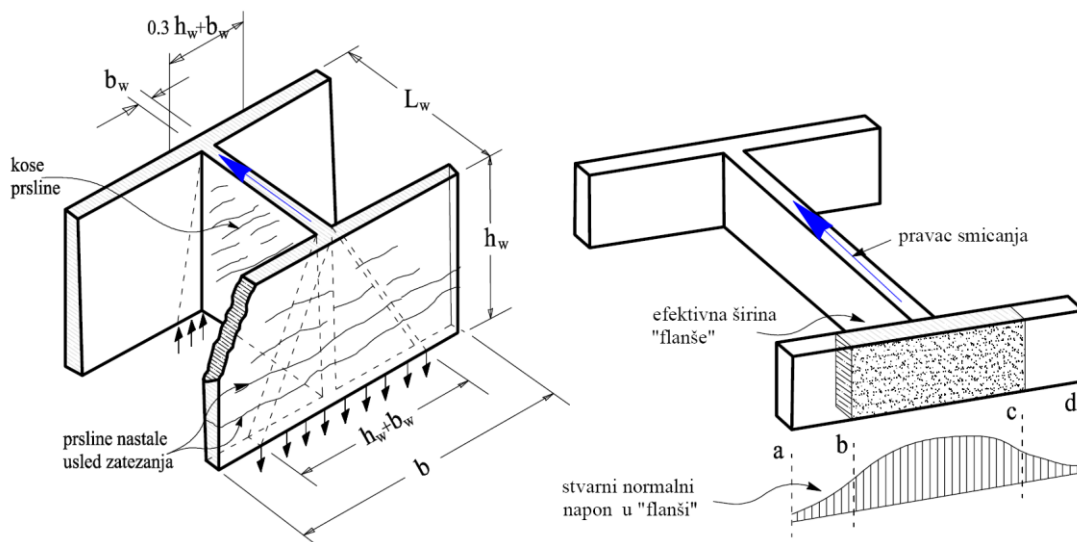
Upotreba viskoelastičnih dampera na mestu veznih greda u visokim zgradama razvijanja je na Univerzitetu u Torontu. Poboljšanje performansi veznih zidova predloženo je u radovima (Montgomery, 2011) upotrebom montažno demontažnih viskoznih dampera Viscoelastic Coupling Damper (VCD) u sastavu veznih greda. Damperi su se sastojali iz više slojeva viskoelastičnog materijala postavljenog između čeličnih ploča. Istraživanja (zamenljivih) čeličnih smičućih “osigurača” izvršio je i (Fortney sa dr., 2007). Za razliku od tipične aksijalne primene viskoelastičnih dampera u kojima relativna pomeranja nisu dovoljna za potpuno aktiviranje viskoelastičnosti materijala u veznim gredama VCD imaju značajnu smičuću deformaciju i dolaze do punog izražaja.

Istraživanja ponašanja prefabrikovanih veznih greda uz upotrebu mikroarmiranog betona visokih performansi (high-performance fiber reinforced concrete-HPFRC) predmet su radova (Canbolat i dr., 2005; Yun i dr., 2007; Zhang i dr., 2007; Lequesne et al., 2009). Cilj upotrebe mikroarmiranog betona je: smanjenje uzengija za utezanje glavne dijagonalne armature, povećanje žilavosti, očuvanje smičuće nosivosti betona pri većim nivoima deformacije smicanja, povećanje apsorpcije energije u veznim gredama, poboljšanje tolerancije na oštećenja kroz disperziju na veći broj manjih pukotina, smanjenje troškova sanacije i drugo.

### 3.2.2 Ispitivanja AB zidova složenog preseka

AB zidovi složenog preseka se često primenjuju u objektima visokogradnje. Oni se uglavnom raspoređuju oko komunikacionih koridora (stepeništa i/ili liftova) gradeći karakteristične preseke (H, C, T, L, E,...). Dugo vremena su se u njihovom projektovanju primenjivala saznanja dobijena ispitivanjem pravougaonih zidova i zidova složenog preseka izloženih uni-direkcionom opterećenju (Thomsen i Wallace, 2004; Orakcal i Wallace, 2006). Složena konfiguracija AB zidova dovodi do međusobne interakcije između zidova različitih pravaca (najčešće orjentisanih upravno). Tako da pretpostavka da svaki segment složenog zida prihvata opterećenje isključivo u svojoj ravni nije opravdana.

Složeni poprečni preseki sastavljeni od povezanih pravougaonih segmenata tretiraju se kao integralni delovi AB zidova. Prilikom savijanja „flanše“ na obe strane, na zategnutoj i na pritisnutoj strani delimično sadejstvuju prihvatajući normalne napone nastale kao posledica momenta savijanja. Normalni napon u flanšama opada sa porastom rastojanja od rebra. Doprinos flanši ukupnoj krutosti i nosivosti varira i zavisi od veličine i znaka deformacije. Uobičajena praksa je da se definiše efektivna šitina flanše u okviru koje se aproksimira konstantan normalni napon. Prema ACI 318 tačka 21.9.5.2, ukoliko se ne radi detaljnija analiza, za efektivnu širinu flanše na svakoj strani rebra se usvaja manja od vrednosti polovine rastojanja između susednih rebra ili 25% od ukupne visine zida preko posmatranog nivoa. Prema EN1998-1:2004 pri proračunu nosivosti na savijanje, efektivne širina flanše na svakoj strani rebra uzima se od ivice rebra do minimalne vrednosti od: stvarne širine rebra,  $\frac{1}{2}$  rastojanja od susednih rebra zida i 25% od ukupne visine zida preko posmatranog nivoa. Vrednosti efektivne širine se isključivo odnose na doprinos flanše krutosti i nosivosti na savijanje. Za određivanje napona u zidu usled gravitacionog opterećenja koristi se ukupna širina flanše.



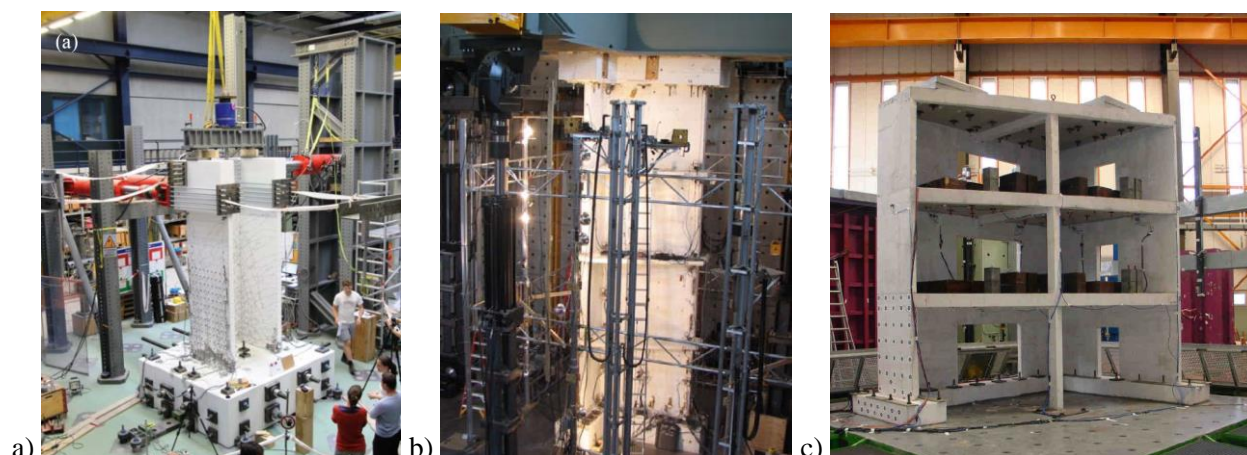
Slika: 3.12 Sprezanje ortogonalnih AB zidova

Zbog približne krutosti u oba pravca ponašanje i ispitivanje AB zidova složenog preseka je znatno komplikovanije. Ispitivanja se vrše kao i kod pojedinačnih AB zidova kvazi-statičkim cikličnim opterećenjem. Kvazi-dinamičkim ili se zemljotresno opterećenje simulira pobudom na vibro platformama. Dugo vremena su ispitivanja vršena isključivo bočnim opterećenjem u pravcima glavnih centralnih osa. Prva značajnija istraživanja zidova složenog preseka obavio je Oosterle sedamdesetih godina. Cilj istraživanja je bilo upoređenje ponašanja uzoraka ispitivanje pod cikličnim naizmeničnim i monotonim opterećenjem. Tada je istaknut značaj ojačanja čvornih zona na spojevima rebara i flanši, kao i efikasnost sprežanja zidova iz različitih pravaca (Oosterle i dr., 1976). Paulay i Goodsir su na Novom Zelandu 1980-tih izvršili niz ispitivanja AB zidova T-preseka pri jednoznačnom bočnom kvazi-statičkom opterećenju (Paulay, 1980). Treba istaći i uporedna istraživanja zidova pravougaonog i T preseka obavljenih na Univerzitetu Potsdam u SAD-u (Thomsen i Wallace, 1995). U Japanu korporacija za inženjering nuklearnih elektrana NUPEC je ispitala uzorke u punoj veličini na vibroplatformi (NUPEC, 1996). Ispitana su dva identična zida H preseka pri istom opterećenju da bi se ocenila ponovljivost ispitivanja. Na Univerzitetu u Torontu su 2002. godine takođe ispitana dva zida slične geometrije pri cikličnom kvazi-statičkom opterećenju (Vecchio i dr., 2002). Cilj je bio povećanje baze podataka za formiranje analitičkih modela ponašanja smičućih AB zidove složenog preseka.

AB zidovi složenog preseka se dimenzionišu na bi-aksijalno opterećenje. Preporuke oko pravca opterećenje i kombinacije savijanja za različite pravce su date u (IBC 2003, FEMA 450, ASCE 7). Preporuka je da se kod zidova složenog oblika koristi kombinacija opterećenja  $1.0F_x+0.3F_y$  (kao i kod asimetričnih zgrada). Na univerzitetu u Minesoti obavljen je niz eksperimentalnih ispitivanja AB zidova T oblika podvrgutim višeosnom bočnom opterećenju. Cilj je bio detaljnije definisanje kritične kombinacije bi-aksijalnog savijanja. Ispitivanje AB zidova C-oblika dijagonalnim cikličnim opterećenjem realizovano je u UTH u Cirihu (Bayer i dr., 2008). Dati test program je kasnije nastavljen u Lozani sa ciljem: identifikacije mogućih mehanizama loma, definisanja transfera opterećenja između zidova i između zida i temelja.

U okviru ENISTAT programa (Experimental and Numerical Investigation of Shear wall RC buildings under Torsional effects using Advanced Techniques) na turskom Srednjeistočnom Univerzitetu (METU) realizovano je ispitivanje sistema pravougaonih i zidova L-oblika, na vibroplatformi uz primenu multi-aksijalnih sintetičkih akceleroograma (Yakut, i Maoult, 2013). Uzorak u krupnoj razmeri (1:2) je simulirao deo konstruktivnog sklopa trospratne zgrade. U ispitivanjima su upotrebljena pet sintetička akceleroograma uz skaliranje na različite PGA vrednosti od 0.1g do 0.8g. Uzorak je ispitivan do loma. Cilj istraživanja je bio: proučavanje ponašanja AB zidova pod dejstvom multi-aksijalnog horizontalnog opterećenja i praćenje

performansi montažnih spojnica zid-međuspratna konstrukcija sa svrhom sprečavanja termičkih mostova.



Slika: 3.13 a) ispitivanje U-zida ETH Cirih, b) ispitivanje T-zida u NEES Minesota, c) ispitivanje sistema zidova L i I oblika na vibroplatformi ENISTAT program (METU)

### 3.3 Zaključak

Na osnovu ovde analiziranih eksperimentalnih istraživanja može se zaključiti da:

Kod pojedinačnih AB zidova sa dominantno fleksionim naprezanjem (tj. sa malom silom smicanja), normalni napon pritiska usled gravitacionog opterećenja smanjuje duktilitet rotacije. Istovremeno sa povećanjem pritiska usled normalne sile eksperimentalni uzorci su ispoljili veću nosivost na smicanje. Normalna sila pozitivno utiče na prenos smicanja u zoni plastičnog zgloba jer održava kompaktnost betona rebra pri alternativnom dejstvu momenta (održava prsline zatvorene). Krsti lom koji se javlja kod AB zidova sa ograničenom kapacitetom deformacije u nelinearnom području rada sa aspekta seizmičkog ponašanja predstavlja opasnost po konstrukciju.

Pojedinačni zidovi sa adekvatno utegnutim ivičnim zonama i dovoljnom količinom horizontalne armature omogućuje značajne nelinearne deformacije. Sa povećanjem sile smicanja duktilitet rotacije opada.

Histerezisno ponašanje AB zidova bitno zavisi od istorije opterećenja. Osnovna karakteristika je kontinualna promena krutosti i pad nosivosti sa porastom nanošenja bočnog cikličnog opterećenja.

Zavisnost  $P-\delta$  pri monotonim prirastom bočnog opterećenja AB zidova predstavlja približnu anvelopu histerezisne petlje pri cikličnom alternativnom opterećenju. Ponavljanje bočnog opterećenja ne utiče značajno na nosivost AB zida, ali utiče na duktilitet. Duktilitet pomeranja pri cikličnom opterećenju je 40-60% manji u odnosu na monotono opterećenje. Tako

zmanjen duktilitet je i dalje dovoljan da obezbedi kapacitet absorpcije i disipacije energije neophodan za slučaj dejstva srednjih i jakih zemljotresa.

Pojava interakcije između smicanja i savijanja kod zidova sa geometrijskim odnosom  $a/d > 4$  je zanemarljiva. Kod manjih vrednosti odnosa ( $a/d < 4$ ) udeo smičuće deformacije u ukupnoj deformaciji u zoni plastičnog zgloba je veliki (do 50%) i ne može se zanemariti. Mehanizam deformacije smicanjem u interakciji je sa fleksionom deformacijom. Sa povećanjem fleksionih deformacija rastu i smičuće deformacije pri istoj sili smicanja.

Komponente ukupnog pomeranja vrha AB zida su: fleksiona deformacija, smičuća deformacija svakog sprata, popuštanje uklještenja AB zida (usled rotacije temelja ili popuštanja sidrenja armature u zoni ankerovanja zida, razaranje sprege beton-čelik), proklizavanje spoja između AB zida i temeljne konstrukcije.

Oblik, prečnik i rastojanje uzengija ivičnih zona direktno utiče na postizanje veće nosivosti i duktilnosti AB zidova na savijanje. Ankerovanje horizontalne armature zida u ivične zone pravim šipkam tj. bez kuka ne obezbeđuje pravilno ankerovanje u zoni plastifikacije zida. U zoni plastičnog zgloba horizontalne prsline u ivičnom stubu se formiraju na mestima horizontalne armature. Ovi preseki su podložni prslinama jer predstavljaju slaba mesta na dejstvo zatezanja. Ukoliko je horizontalna armatura rebra sidrena bez kuka ona neće biti efikasna u preuzimanju sila smicanja.

Dimenzionisanje AB zidova za prijem sila smicanja treba biti prema maksimalnim smičućim uticajima koji se javljaju pri dostizanju maksimalne nosivosti na savijanje kritične oblasti.

Kod povezanih AB zidova globalna duktilnost direktno zavisi od duktilnosti veznih greda. Klasično armirane vezne grede (horizontalnom i vertikalnom armaturom) sa velikim odnosom  $a/d$  ne utiču značajno na povećanje globalne duktilnosti. Uzengije ne mogu uspešno da prihvate naprezanja usled smicanja.

Plastični zglobovi u veznim gredama pozitivno utiču na globalno ponašanje i ostvareni lom udvojenih AB zidova. Ponašanje veznih greda i ostvarenje različitih mehanizama loma dominantno zavisi od odnosa  $a/d$ . Smičući napon direktno zavisi od vrednosti  $a/d$ . Za manji odnos veći je smičući napon. Sa povećanjem podužne armature vezne grede raste i njen kapacitet za prijem momenta savijanja a time raste i smičući napon. Ukoliko je smičući napon dostigao  $0.25\sqrt{f_c}$  dolazi do kombinovanog loma smicanjem i savijanjem. Lom smicanjem se ostvaruje za smičuće napone u granici od  $0.3\sqrt{f_c}$  do  $0.5\sqrt{f_c}$ . Ovo izaziva nagli pad krutosti veznih greda i ograničava disipaciju energije. Poprečnim utezanjem grede i povećanjem poprečne armature

samo se delimično može poboljšati ponašanje. Ukoliko su naponi smicanja veći od  $0.5\sqrt{f_c}$ , histerezisni odgovor vezne grede je nepovoljan. Klasično armirane grede sa ovim vrednostima napona smicanja nisu sposobne da spreče lom klizanjem koji se ostvaruje već nakon prvih par ciklusa. Naponi smicanja u veznim gredama veći  $0.83\sqrt{f_c}$  od nije dozvoljen.

Na osnovu dosadašnjih eksperimentalnih istraživanja može se zaključiti da vezne grede zahtevaju veliku pažnju pri obradi detalja armiranja. Ovo je naročito izraženo kod greda sa odnosom  $a/d < 3$ . Grede sa ovim geometriskim odnosom se armiraju dijagonalnom armaturom. Zategnute dijagonale u formiranom mehanizmu „rešetke“ prihvataju kompletnu graničnu silu smicanja koju prenosi vezna greda. Primena dijagonalne armature duž cele grede omogućava njeno povoljno ponašanje bez suženja histerezisne petlje. Povoljno histerezisno ponašanje veznih greda nije ograničeno vrednošću napona smicanja. Dijagonalno armiranje je postalo dominantan vid armiranja veznih greda sa odnosom  $a/d < 3$ . Pokušaji da se ponašanje veznih greda poboljša primenom srednjih podužnih šipki kao i dijagonalnim šipkama pod  $45^\circ$  na krajevima greda nije dalo zadovoljavajuće rezultate.

## 4 Konstitutivni modeli materijala

Beton se dobija mešanjem cementa, različitih frakcija agregata i vode. U poslednjih par decenija intenzivna je primena i aditiva za poboljšanje određenih karakteristika betona. Beton poseduje veliku nosivost na pritisak, ali je zatezna čvrstoća relativno niska ( $f_{ct} \approx 0.1 f_{cc}$ ) i samim tim se lako lomi. Ponašanje betona je krto, lom nastaje iznenada i bez upozorenja. Beton ne može da ostvari velike deformacije. Sa druge strane, čelik karakteriše velika krutost, nosivost, duktilnost ali ima nedostatke kao što su korozija u vlažnoj sredini i pad nosivosti na povišenoj temperaturi. Kombinovanjem ovih materijala negativni efekti su smanjeni. Beton i armatura čine sinergijsku celinu uz međusobno poboljšanje karakteristika. Ukoliko je ostvarena adekvatna sprega između betona i armature dobija se građevinski materijal velike nosivosti i zadovoljavajuće duktilnosti.

Armirano beton kao građevinski materijal je pogodan za izgradnju zgrada u seizmički aktivnim područjima. Beton ima povoljno ponašanje pri statičkom i dinamičkom dejstvu. AB je jednostavan za proizvodnju, lak je za ugradnju tj. pogodan je za izvođenje složene geometrije i različitih konstruktivnih oblika. U AB se lako vrši prekid i nastavak konstruktivnih elemenata. AB elementi poseduju veliku krutost i nosivost. Pri dinamičkom opterećenju AB ispoljava sposobnost apsorpcije energije i duktilno ponašanje.

AB je kompozitni materijal od betona i čelika. Čelik se smatra homogenim i izotropnim materijalom. Sa druge strane beton je materijal izrazito nehomogen na mikro nivou. Struktura betona ima niz defekata kao što su pore, šupljine, mikro i makro prsline. Na makro nivou beton se ipak može smatrati homogenim. AB zbog svojih svojstava predstavlja izazov za numeričko simuliranje. Za razliku od čelika, beton podvrgnut pritisku od samog starta ispoljava nelinearno ponašanje. Štaviše, AB opterećen zatezanjem znatno ranije podleže degradaciji. Sve ovo predstavlja poteškoće za numeričke analize. Metode mehanike kontinuuma uz primenu određenih konstitutivnih modela armature i betona se uspešno primenjuju u modelovanju AB elemenata. Pregled postojećih saznanja (state-of-the-art) u oblasti konstitutivnih modela betona, armature njihove sprege i interakcije može se naći u (ASCE, 1982; CEB, 1983; CEB 1991).

### 4.1 Analitički i eksperimentalni mikro modeli armiranog betona

U prethodnih nekoliko decenija realizovan je niz istraživanja sa ciljem razvoja analitičkih modela koji će preciznije opisati ponašanje betona pod različitim vidovima opterećenja. Prvi modeli su se zasnivali na teoriji elastičnosti i davno su prevaziđeni. Tek 80-tih godina dvadesetog veka počinju eksperimentalna istraživanja na modelima centrično pritisnutih stubova

u stvarnoj veličini, opterećenih monotonim i cikličnim opterećenjem (Mander i dr., 1984; Scott i dr., 1982; Vellenas i dr. 1977).

Jedan od uslova uspešnog simuliranja ponašanja AB konstrukcija pri opštoj istoriji opterećenja je izbor odgovarajućih materijalnih modela betona i armaturnog čelika. Sa jedne strane, složeniji materijalni modeli tačnije opisuju opšte ponašanje AB elemenata. Dok sa druge, treba uzeti u obzir numeričku efikasnost takvih modela i nivo potrebnog predznanja projekatanta za upotrebu takvih modela. Modeli predloženi u skorije vreme koriste: opštu teoriju mehanike čvrstih tela, teoriju plastičnosti, teoriju loma i mehaniku loma. Većina predloženih modela zadovoljavajuće opisuju pojedine aspekte ponašanja betona sa zadovoljavajućim nivoom tačnosti. Prilikom odabira i upotrebe konkretnog modela neophodno je razmotriti površ otkaza (loma) za jednoosno i višeosno stanje napona. Za modeliranje ponašanja AB zidova naročito je važno dvoosno naprezanje sa minimalnim naponom utezanja u trećem pravcu.

#### 4.1.1 Ponašanje betona

Beton je kompozitni materijal sastavljen od: cementnog kamena, agregata i tranzitne zone između agregata i cementnog kamena. Struktura cementnog kamena je kristalasta i mikroporozna. Prelazna zona je najporozniji deo kompozita i ujedno najslabiji. Inicijalna oštećenja betona nastaju baš u ovoj zoni. Formiranje mikroprslina unutar betona su prvenstveno posledica skupljanja cementnog kamena i oslobađanja toplote u procesu hidratacije cementa. Mikrooštećenja zavise od mnoštva faktora kao što su: vodocementni factor, vrsta cementa, odnos frakcija agregata, primenjenih aditiva i nege betona do ostvarenja 60% procesa hidratacije. Haotično formirane primarne mikroprslina imaju značajnu ulogu u kasnijem procesu loma betona pod opterećenjem. Sa aplikacijom spoljašnjeg opterećenja dolazi do propagacije prslina koje su u funkciji trajektorija glavnih napona i orijentacije primarnih mikroprslina. Širenjem mikroprslina i njihovim međusobnim spajanjem formira se mreža oštećenja kroz cementni kamen i kroz tranzitnu zonu, čime se ostvaruje mehanizam mikroskopskog loma u betonu. Sa daljim povećanjem opterećenja dolazi do povećanih zaostalih "nepovratnih" deformacija prslina propagiraju i kroz zrna agregata i nastaju oštećenja koja rezultiraju krtim lomom.

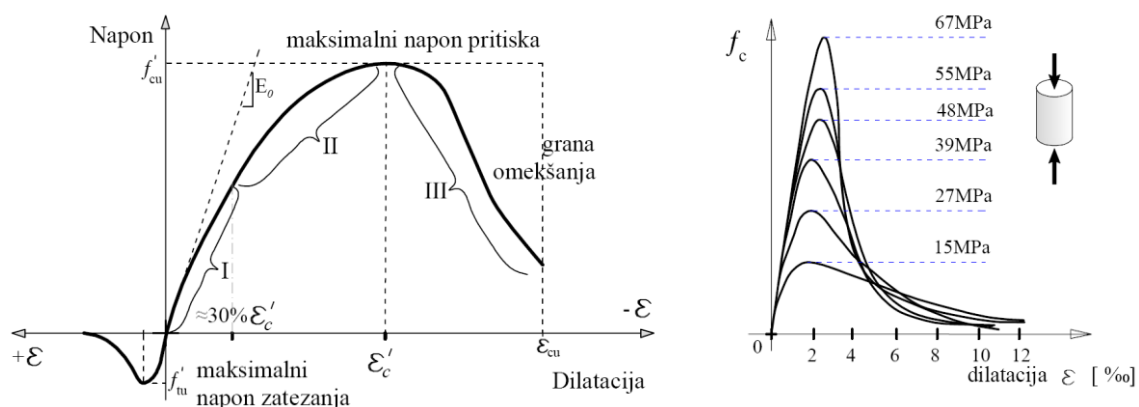
Ponašanje opitnih tela od betona pod dejstvom jednoaksijalnog pritiska do loma  $f_c$  može biti predstavljeno sa tri tipična nivoa: nivo niskog intenziteta napona pri čemu su deformacije uglavnom reverzibilne i smatra se da je ponašanje elastično ( $f < 0,3 f_c$ ). Povećanjem napona razvijaju se mikroprslinae. Ponašanje je vidno nelinearno, praćeno degradacijom krutosti i nepovratnim deformacijama. Kada napon dostigne granicu loma ( $f \approx f_c$ ), pojavljuju se makro



pukotine, povezujući se u globalne diskontinuitete površine ispitnih tela. Nakon dostizanja granice loma ponašanje karakteriše grana omekšanja sa naglim prirastom deformacije.

Reološke pojave kao što su tečenje i skupljanje betona nisu relevantne za ponašanje pri seizmičkom opterećenju.

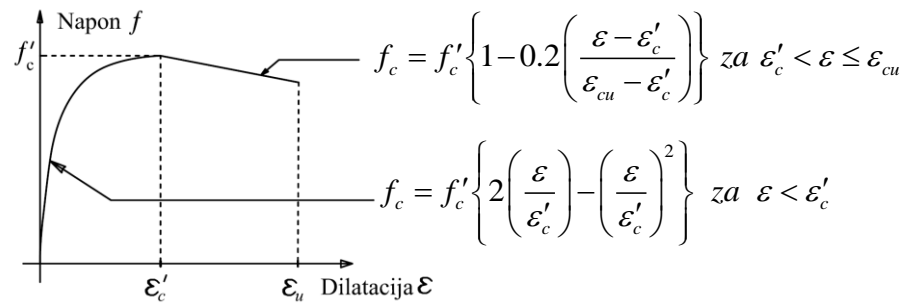
Postoje brojni predlozi zavisnosti  $\sigma$ - $\varepsilon$  betona pri monotonom opterećenju. Inače radni dijagram najbliži stvarnom ponašanju betona pod jednoaksijalnim opterećenjem može se predstaviti krivom sa tri karakteristična dela dijagrama. Početni deo je elastičan do vrednosti  $0,3f_c$ . U drugom delu dijagrama kriva se postepeno zakrivljuje usled opadanja krutosti i završava se dostizanjem maksimalne čvrstoće pri pritisku. Treći deo je opadanje nosivosti (region razmekšavanja), dostizanje graničnih napona i granične dilatacije  $\varepsilon_{cu}$ . Nacionalni propisi većine zemalja uzimaju za vrednost  $\varepsilon_{cu}$  0.35-0.40%



Slika: 4.1 a) Tipična kriva zavisnosti napon-dilatacija ( $\sigma$ - $\varepsilon$ ) kod betona (pritisk- zatezanje),  $\sigma$ - $\varepsilon$  dijagram za betone različite čvrstoće (CEB, 1993)

Beton niže čvrstoće je elastičniji od betona visoke čvrstoće. Sa porastom pritisne čvrstoće opadajuća grana  $\sigma$ - $\varepsilon$  dijagrama je strmija, što ukazuje na krto ponašanje (slika: 4.1-b). Pritisna čvrstoća betona upotrebljenog za AB zidove ne sme biti mala ali duktilnost nikako ne sme biti zanemarena. Kod zgrada niže i srednje spratnosti primena betona velike čvrstoće nije preporučljiva u AB zidovima zbog manje duktilnosti u odnosu na betone uobičajene čvrstoće (30–40 MPa).

Među prvim nelinearnim modelima  $\sigma$ - $\varepsilon$  betona pri jednoaksijalnom monotonom opterećenju predložio je (Hognestad, 1952). Jednostavan model sastojao se iz dve krive parabole do  $\varepsilon'_c$  i linearne funkcije za  $\varepsilon'_c < \varepsilon_c \leq \varepsilon_{cu}$ . Unapređenje ovog modela uvođenjem koeficijenta omekšanja  $\xi$  uradili su (Belarbi i Hsu, 1995).



Slika: 4.2 Jednostavan model zavisnosti napon-dilatacija za pritisnuti beton (Hognestad, 1952)

$\varepsilon_c$  – dilatacija u betonu,

$f_c$  – napon u betonu,

$f'_c$  – čvrstoća betona pri pritisku,

$\varepsilon'_c$  – dilatacija u betonu pri  $f'_c$ ,

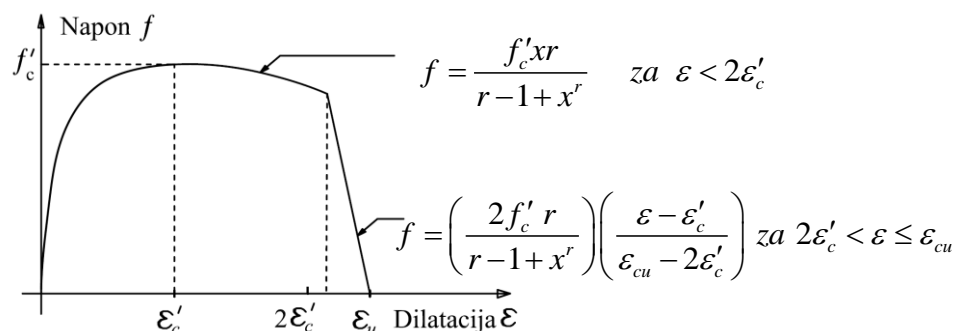
$\varepsilon_{cu}$  – granična dilatacija u betonu.

Čvrstoća betona na zatezanje kod jednostavnog modela uzima se kao  $f'_t = 0.623\sqrt{f'_c}$  u MPa.

Kako bi uvrstio efekat prijanjanja i bi-aksijalno stanje napona model je unapredio (Kupfer i dr., 1969). Modifikovani model je primenjen u MKE gde je  $\sigma_2$  glavni napon pritiska u betonu a  $f'_t$  nosivost betona na zatezanje.

$$f'_t = \left(1 - 0.8 \frac{\sigma_2}{f_c}\right) f_t \quad (4.1)$$

Mander, Priesley i Park su 1984. godine predložili univerzalni model primenljiv na kružni i pravougaoni poprečni presek. Mander-ov model je danas opšte prihvaćen i našao je široku primenu. Veza napon-dilatacija je bazirana na predlogu Popović-a datom 1973. godine. Model daje zavisnost napona i dilatacije izračunavajući čvrstoću betona na pritisak i granične vrednosti deformacije u funkciji utegnutosti betona poprečnom armaturom. Radni dijagrami betona su dati za neutegnut i utegnut poprečni presek. Mander-ova kriva zavisnosti  $\sigma$ - $\varepsilon$  za neutegnut beton se može konstruisati isključivo iz mehaničkih karakteristika ispitnih tela betona. Radni dijagram neutegnutog betona sastoji se od krivolinijskog i pravolinijskog dela i definisan je sledećim funkcijama.



Slika: 4.3 Kriva zavisnosti napon-dilatacija za neutegnut beton (Mander i dr., 1984.)

$E$  – moduo elastičnosti (tangentni)

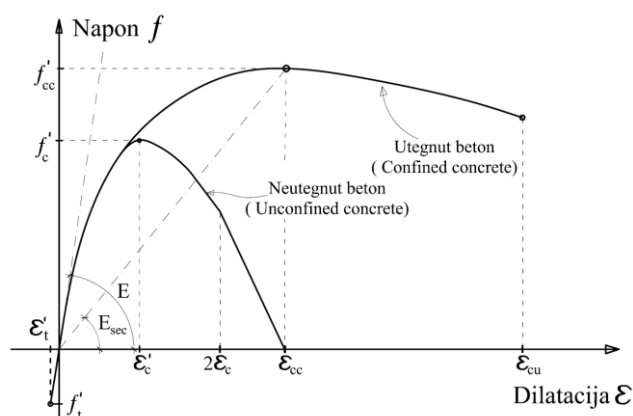
$$E = 5000\sqrt{f'_c} \text{ u Mpa (Priestley i dr., 2007))}$$

$$x = \frac{\varepsilon}{\varepsilon'_c}, \quad (4.2)$$

$$r = \frac{E}{E - (f'_c/\varepsilon'_c)}, \quad (4.3)$$

Čvrstoća betona na zatezanje kod neutegnutog betona uzima se kao  $f'_t = 0.623\sqrt{f'_c}$  u MPa.

Kod utegnutoh betona za definisanje zavisnosti napon-deformacija pored mehaničkih karakteristika betona neophodno je znati i način poprečnog armiranja, tj. površinu, oblik i razmak uzengija.



Slika: 4.4 Kriva zavisnosti napon-dilatacija za utegnut beton (Mander i dr., 1984.)

$E_{sec}$  – sekantni moduo elastičnosti

$f'_{cc}$  - maksimalna čvrstoća utegnutoh betona na pritisak;

$\varepsilon'_{cc}$  – dilatacija u betonu pri  $f'_{cc}$ ;

$\varepsilon_{cu}$  - granična dilatacija utegnutoh betona.

Kriva zavisnosti napon-dilatacija utegnutoh betona je definisana sledećom funkcijom:

$$f = \frac{f'_{cc} x r}{r - 1 + x^r}, \quad (4.4)$$

Gde je,

$$\varepsilon'_{cc} = \left\{ 5 \left( \frac{f'_{cc}}{f'_c} - 1 \right) + 1 \right\} \varepsilon'_c, \quad (4.5)$$

$$x = \frac{\varepsilon_c}{\varepsilon'_{cc}}, \quad (4.6)$$

$$r = \frac{E}{E - E_{\text{sec}}}, \quad (4.7)$$

$$E_{\text{sec}} = \frac{f'_{cc}}{\varepsilon'_{cc}} \quad (4.8)$$

U izrazima za vrednost pritisne čvrstoće  $f'_{cc}$  utegnutog betona koristi se sledeće obeležavanje:

$A_c$  – površina betona poprečno utegnuta;

$A_{cc}$  – površina poprečnog preseka utegnutog betona bez računjanja podužne armature;

$$A_{cc} = A_c (1 - \rho_{cc})$$

$A_e$  – efektivno utegnuta površina betona;

$A_{sL}$  – ukupna površina podužne armature

$A_{sX}$  – površina uzengija postavljenih duž  $x$ -pravca;

$A_{sY}$  – površina uzengija postavljenih duž  $y$ -pravca;

$b_c$  – širina utegnutog preseka tj. rastojanje od težišnih osa uzengija u  $y$ -pravcu;

$d_c$  – debljina utegnutog preseka tj. rastojanje od težišnih osa uzengija u  $x$ -pravcu;

$f_L$  - lateralni pritisak na utegnuti beton ostvaren poprečnom armaturom;

$f'_L$  - efektivni lateralni pritisak na utegnuti beton ostvaren poprečnom armaturom;

$f_{zh}$  - napon tečenja poprečne armature;

$K_e$  – koeficijent efikasnosti utezanja poprečnom armaturom;

$s$  – podužno rastojanje između uzengija;

$s'$  – čisto podužno rastojanje između uzengija;

$w'$  – čisto poprečno rastojanje između podužne armature;

$\rho_{cc}$  – koeficijent armiranja podužnom armaturom;

$$\rho_{cc} = A_{sL} / A_c \quad (4.9)$$

$\rho_s$  – zapreminski koeficijent armiranja poprečnom armaturom;

$\rho_x$  – koeficijent armiranja poprečnom armaturom u  $X$ -pravcu;

$$\rho_x = A_{sX} / s d_c \quad (4.10)$$

$\rho_y$  – koeficijent armiranja poprečnom armaturom u Y-pravcu;

$$\rho_y = A_{SY} / s d_c \quad (4.11)$$

Za pravougaoni poprečni presek

$$f_{Lx} = \rho_x f_{yh} \quad (4.12)$$

$$f_{Ly} = \rho_y f_{yh} \quad (4.13)$$

$$A_e = \left( b_c d_c - \sum_{i=1}^n \frac{w_i'^2}{6} \right) \left( 1 - \frac{s'}{2b_c} \right) \left( 1 - \frac{s'}{2d_c} \right) \quad (4.14)$$

$$K_e = \frac{A_e}{A_{cc}} \quad (4.15)$$

$$f_{Lx}' = K_e f_{Lx} \quad (4.16)$$

$$f_{Ly}' = K_e f_{Ly} \quad (4.16)$$

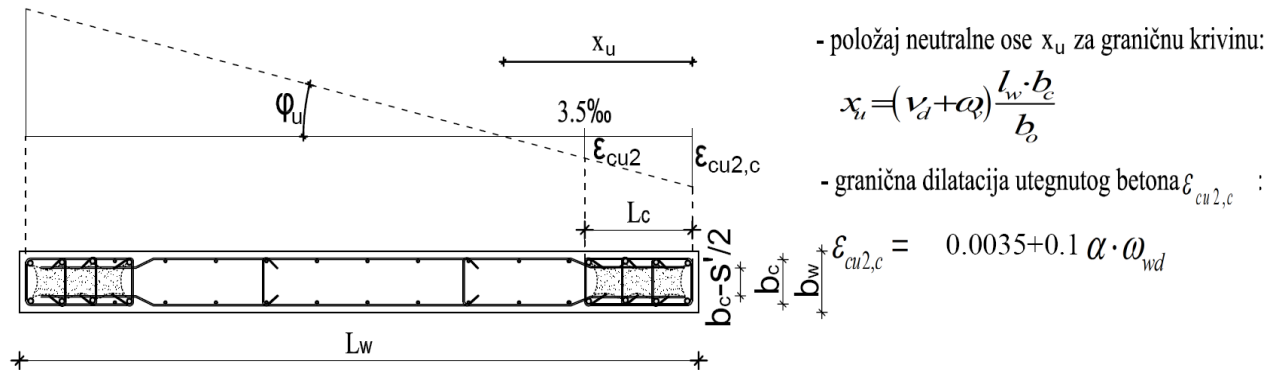
Nakon određivanja  $f_{Lx}'$  i  $f_{Ly}'$ , se  $f_{cc}'$  se očitava sa grafika multiaksijalnog uslova loma u funkciji upravna dva napona utezanja (Mander i dr., 1984). Granična vrednost dilatacije  $\varepsilon_u$  je takođe u funkciji porečnog armiranja. Poređenjem površina dijagrama napon-dilatacija (slika 4.4) evidentan je značajno veći kapacitet energije deformacije utegnuto od neutegnuto betona. Čvrstoća betona na zatezanje kod utegnuto betona uzima se kao  $f_t' = 0.623\sqrt{f_c'}$  u MPa.



Slika: 4.5 Prikaz neadekvatno utegnuto ivičnog dela AB zida (Čile, 2010), ivčna zona zida bez adekvatnog poprečnog utezanja (Niš, 2015) (slika: P. petronijević), New Zealand (Elwood et al. 2011)

Zona plastičnog zgloba u AB zidovima zahteva pažljivo armiranje radi obezbeđenja zahtevane duktilnosti i prevencije otkaza za vreme snažnijih zemljotresa. Dva najvažnija uslova duktilnog ponašanja zidova su sprečavanje loma zida: smicanjem i/ili prekoračenjem napona

pritiska u betonu u krajnjim zonama. Ovo se osigurava adekvatnim definisanjem geometrije zida, horizontalnim armaturnim rebra i poprečnim utezanjem ivičnih zona uzengijama. Poprečno utezanje ivičnih zona povećava: čvrstoću betona na pritisak, vrednost granične dilatacije betona, sprečava izvijanje vertikalne armature i osigurava zonu sidrenja na mestima nastavka vertikalne armature.



Slika: 4.6 Utegnuti ivični element na slobodnoj ivici zida

Prema EC8 ivične zone AB zidova je neophodno utegnuti poprečnom armaturom. Širina ivične zone  $l_c$  se usvaja na delu u kome je moguće odvajanje zaštitnog sloja betona zbog prevelike dilatacije pritiska. Preporuka je da se za deformaciju betona pri kojoj dolazi do otpadanja zaštitnog sloja usvaja  $\varepsilon_{cu2}=3.5\%$ . Širina zone utezanja se može izračunati prema:

$$l_c = x_u \left( 1 - \varepsilon_{cu2} / \varepsilon_{cu2,c} \right) > \begin{cases} 0,15 \cdot l_w \\ 1,5 \cdot b_w \end{cases} \quad (4.17)$$

$x_u$  – širina pritisnute zone poprečnog preseka AB zida,

$\varepsilon_{cu2,c}$  – granična dilatacija utegnutog dela poprečnog preseka AB zida.

$$\varepsilon_{cu2,c} = 0,0035 + 0,1 \omega \alpha_{wd} \quad (4.18)$$

$\alpha = \alpha_n \cdot \alpha_s$  – koeficijent efikasnosti utezanja ivičnog dela AB zida (za pravougaoni poprečni presek).

Gde su:

$$\alpha_n = \left( 1 - \sum_{i=1}^n \frac{b_i^2}{6 \cdot b_c \cdot h_0} \right) \quad (4.19)$$

$$\alpha_s = \left( 1 - \frac{s}{2 \cdot b_c} \right) \cdot \left( 1 - \frac{s}{2 \cdot h_0} \right) \quad (4.20)$$

$\alpha_n$  i  $\alpha_s$  – faktori utezanja preseka

$n$  – ukupan broj šipki podužne armature bočno pridržan uzengijama ili poprečnim šipkama,

$b_i$  – razmak između susjednih podužnih šipki koje su bočno pridržane,

$s$  – razmak između uzengija.

$b_c$  – debljina betonske jezgre,

$b_w$  – debljina poprečnog presjeka,

$h_0$  – širina utegnutog dela poprečnog preseka AB zida ( $h_0 = l_c$ ),

$\omega_{wd}$  – mehanički zapreminski koeficijent armiranja uzengijama za utegnuti deo poprečnog preseka (betonsko jezgro unutar kritičnog područja)

$$\omega_{wd} = \frac{\text{zapremina uzengija za utezanje}}{\text{zapremina betonskog jezgra}} \cdot \frac{f_{yd}}{f_{cd}} \quad (4.21)$$

$f_{yd}$  – računski nosivosti uzengija na zatezanje,

$f_{cd}$  – računski čvrstoća betona na pritisak.

Minimalna vrednost  $\omega_{wd}$  od 0.08 mora biti obezbeđena u kritičnoj oblasti opterećenog AB zida.

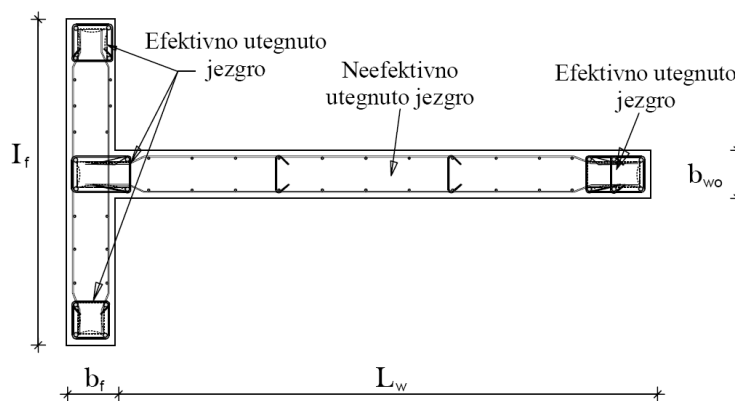
Prilikom oblikovanja pojedinačnih AB zidova jednostavnije je izvesti armiranje i povoljnije je ponašanje zidova sa različitim debljinama rebra i ivičnog elementa. Kod ovakve geometrije poprečnog preseka lakše je grupisanje ivične armature. Ovo je čest slučaj u mešovitom sistemu gde se AB zidovi smeštaju između stubova osnovnog konstruktivnog sistema koji time postaju ivični elementi. Debljinu rebra  $b_{wo}$  treba odabrati pomoću izraza:

$$b_{wo} \geq \max \{0,15 m, h_s/20\} \geq 0,20 m$$

Gde je:

$h_s$  – čista svetla spratna visina u metrima

Prema EN 1998-1:2004 za AB zidove složenog poprečnog preseka ne zahteva se utegnuti ivični element za flanšu zida debljine  $b_f \geq h_s / 15$  i širine  $I_f > h_s / 5$  (slika 4.7).

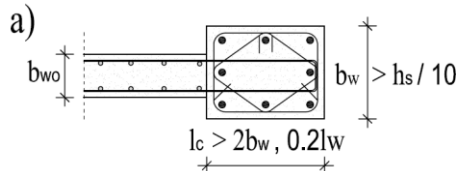


Slika: 4.7 Utegnuti ivični element nije potreban na kraju zida sa velikim poprečnim pojasevima – flanšama, (prema: EN 1998-1:2004)

Prema EN 1998-1:2004 debljina utegnutog dela zida  $b_w$  (ivičnih elemenata) ne sme biti manja od 20cm. Ako dužina utegnutog elementa ne prelazi vrednost  $2b_w$  i  $0.2L_w$  debljina ne sme biti manja od  $h_s/15$ . Ako dužina utegnutog dela premašuje veću vrednost od  $2b_w$  i  $0.2L_w$ , vrednost  $b_w$  ne sme biti manja od  $h_s/10$ .

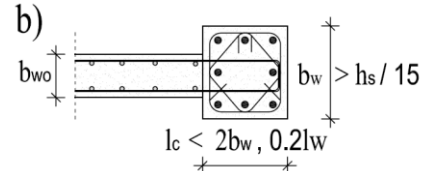
Ako je  $l_c > \max\{2 \cdot b_w, 0,2 \cdot l_w\}$

$$b_w > h_s / 10$$



Ako je  $l_c < \max\{2 b_w, 0,2 l_w\}$

$$b_w > h_s / 15$$



Slika: 4.8 Minimalna debljina utegnutih ivičnih elemenata

U zoni plastičnog zgloba AB zida (do visine kritičnog područja) za kontrolu potrebne zakrivljenosti preseka i nivoa utezanja ivičnog elementa zida prema EN 1998-1:2004 primenjuju se izrazi:

$$\alpha \cdot \omega_{wd} \geq 30 \cdot \mu_F \cdot (v_d + \omega_v) \cdot \varepsilon_{sy,d} \cdot b_c / b_o - 0,035 \quad (4.22)$$

Gde je:

$\mu_F$  – zahtevani faktor duktilnosti izražen preko zakrivljenosti:

$$\mu_F = (2 \cdot q_o - 1) \quad \mu_F = (2 \cdot q_o - 1) \quad \text{za } T_1 \geq T_c \quad (4.23)$$

$$\mu_F = 1 + 2 \cdot (q_o - 1) \cdot (T_c / T_1) \quad \text{za } T_1 < T_c \quad (4.24)$$

$v_d$  – bezdimenzionalna veličina normalne sile

$$v_d = N_{Ed} / (A_w \cdot f_{cd}) \quad (4.25)$$

$N_{Ed}$  – proračunska normalna sila u celom zidu

$A_w$  – površina horizontalnog poprečnog preseka zida

$\varepsilon_{sy,d}$  – proračunska vrednost dilatacije u zategnutoj armaturi na granici tečenja,

$\omega_v$  – mehanički koeficijent armiranja ivične zone,

$$\omega_v = \rho_v \cdot f_{yd,v} / f_{cd} \quad (4.26)$$

$\rho_v$  – koeficijent armiranja ivične zone vertikalnom armaturom

Najmanji koeficijent armiranja uzdužnom armaturom unutar ivičnog elementa je 0,5%.



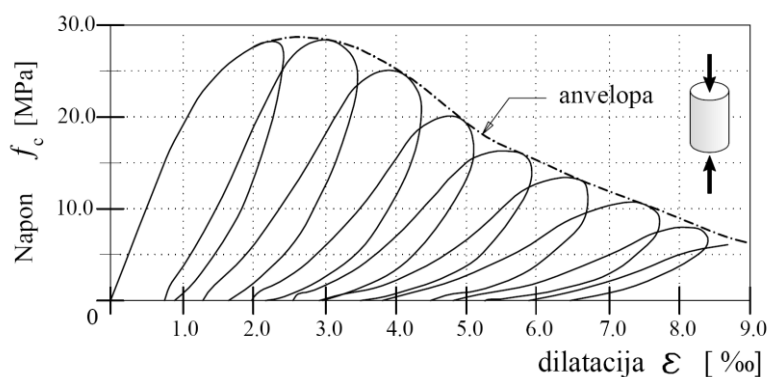
Kod zidova razreda duktilnosti DCM poprečna armatura ivičnog elementa može se odrediti samo prema odredbama EN 1992-1-1 (bez posebnih pravila datih u EN 1998-1) ako je ispunjen uslov:

$$v_d < 0,15 \text{ ili}$$

$$0,15 < v_d < 0,2 \text{ i ako je } q \text{ smanjen za } 15\%.$$

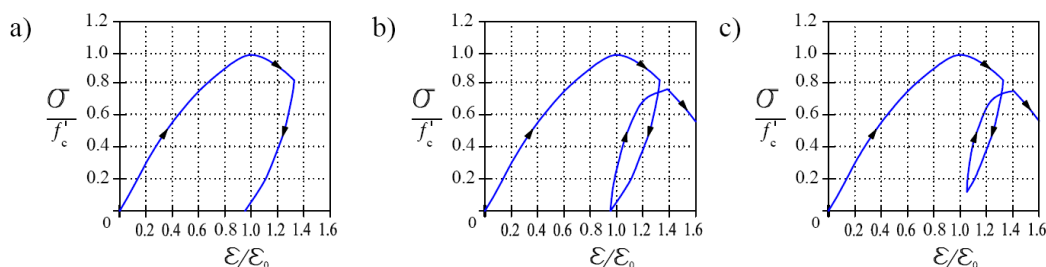
Nosivost betona na zatezanje  $f_{ct}$  je parametar koji se teško dobija direktno eksperimentalnim putem. Vrednosti se dobijaju indirektnim ogledima na primer ogledom savijanja ili cepanja (Brazilian test). Zbog niske vrednosti zatezne čvrstoće u odnosu na pritisak, nelinearnog ponašanja armiranog betona pri seizmičkom opterećenju i izrazitog omekšanja pri zatezanju tokom cikličnog opterećenja ovaj parametar se obično ne uzima pri seizmičkim proračunima. Ukoliko se zatezanje obuhvata ono se definiše pravom linijom do  $f_{ct}$  zatezne čvrstoće. Moduo elastičnosti se usvaja isti kao i pri pritisku ( $E_c = E_{ct}$ ). Napon zatezanja je linearan do oko 80% od maksimalnog. Vrednost maksimalnog napona zatezanja je znatno manja u odnosu na pritisak ( $f_{ct} < 20\% f_c$ ). Nakon dostizanja maksimalne vrednosti otvara se pukotina i otpornost pada na vrlo nisku rezidualnu vrednost (slika 4.1).

Jedno od prvih istraživanja ponašanja betona pod cikličnim opterećenjem sproveli su (Sinha i dr. 1964). Eksperiment se sastojao od 48 uzoraka (cilindara) nosivosti na pritisak 20-28MPa. Uzorci su podvrgnuti cikličnom aksijalnom opterećenju kako bi se utvrdili glavni faktori koji utiču na ciklični odgovor betona. Istraživani su i efekti istorije opterećenja. Aksijalna sila je aplicirana na dva načina uz potpuno i delimično rasterećenje. Do danas su predloženi mnogi matematički modeli ponašanja betona pod cikličnim opterećenjem (Mander, Priestley i Park, 1988; Yankelevsky i Reinhardt, 1989; Okumura i Maekawa, 1991; Foster i Marti., 2003; Palermo i Vecchio., 2003; Sima i dr., 2008).

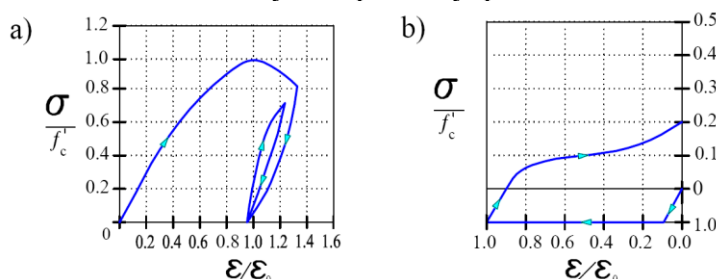


Slika: 4.9 Ponašanje betona pri cikličnom opterećenju pritiska (Sinha i dr., 1964)

Kada se uzorak od betona monotono optereći pritiskom do određenog nivoa a zatim rastereti do nule, kriva rasterećenja je konkavna. Sa ponovnim reopterećenjem počevši od nule do anvelope monotonog opterećenja dobijaju se krive koje su glatke na svim segmentima. U početnim ciklusima kriva rasterećenja je velike krutosti. Sa porastom broja ciklusa i nivoa opterećenja nagib krive rasterećenja se postepeno smanjuje (Sinha i dr., 1964). Do sličnih rezultata su došli i (Karsan and Jirsa, 1969). Eksperimentalna istraživanja su pokazala da krutost pada sa povećanjem broja ciklusa dolazi uglavnom zbog širenja mikroprrsline. Nepovratne deformacije su rezultat fenomena klizanja i uklinjanja između površina loma čime je onemogućeno zatvaranje pukotine (Mazars, 1991). Omekšanje betona je izraženije pri cikličnom opterećenju alternativnog znaka. Kada se ispitna tela podvrgnu cikličnom opterećenju pritiska anvelopa krive napon-dilatacija odgovara krivoj monotonog opita pritiska (slika: 4.9). Na slici 4.10 su dati dijagrami zavisnosti  $\sigma$ - $\varepsilon$  za pojedinačne cikluse opterećenja-rasterećenja-reopterećenja. Treba istaći da su svi ovi testovi statičkog tipa. U realnim uslovima pri seizmičkom dejstvu variranje napona tokom vremena je veliko. Poznato je da je čvrstoća betona na pritisak pri dinamičkom opterećenju  $f_{c,din}$  i do 20% veća u odnosu na monotono nanošenje opterećenja. Ovo povećanje je manje izraženo kod betona visokih čvrstoća.



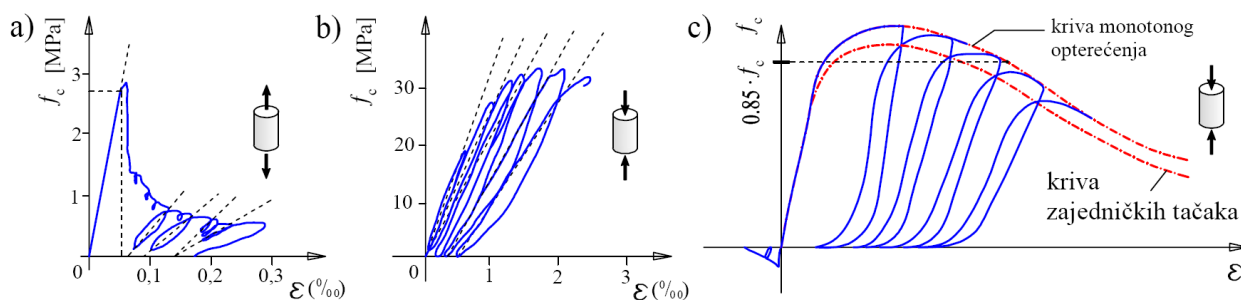
Slika: 4.10 a) Totalno rasterećenje pri pritisku, b) totalno rasterećenje i reopterećenje pri pritisku, c) parcijalno rasterećenje i reopterećenje pri pritisku, d) parcijalno rasterećenje pri pritisku, e) opterećenje zatezanjem i opterećenje pritiskom



Slika: 4.11 a) parcijalno rasterećenje pri pritisku, b) opterećenje zatezanjem i opterećenje pritiskom

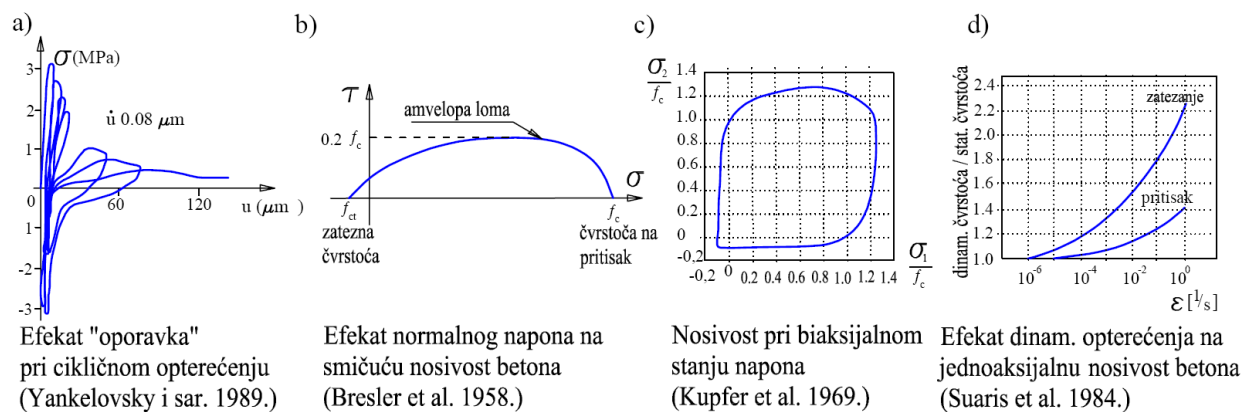
Cilj modeliranja krive rasterećenja i reopterećenja je obuhvatanje akumulacije oštećenja i disipacije energije pri cikličnom opterećenju. Inače sa radnog dijagrama je jasno da beton ostvaruje značajan histeretisni efekat pri pritisku. Analiza odgovora betona pri zatezanju tokom alternativnog cikličnog opterećenja nema praktični značaj. Sa prekoračenjem zatezne čvrstoće dolazi do loma a dalje histeretisno rasipanje energije ne postoji. Tokom realnog zemljotresa ovaj

fenomen se uglavnom javlja na samom početku opterećenja. Tako da, efekat zatezne čvrstoće ne utiče i zanemaruje se za potrebe aseizmičkog projektovanja.



Slika: 4.12 a,b) Testovi betona pri cikličnim opterećenjem (Mazars, 1991), d) Tipičan odgovor betona pri cikličnom opterećenju (Guedes, 1997)

Pod naizmeničnim opterećenjem (od pritiska do zatezanja i obrnuto) zapažen je efekat regeneracija smanjene krutosti (Slika 4.12), što zavisi od: nivoa opterećenja, orijentacije i karakteristika mikro prslina. Alternativno opterećenje-rasterećenje ne utiče na ponašanje betona ukoliko ono ne prelazi  $0,5f_{c,din}$  (Aoyama i Noguchi, 1979). Sa druge strane, ukoliko napon pritiska pređe  $0,85f_{c,din}$  dolazi do značajnog smanjenja krutosti i nosivosti (slika 4.12-c). AB zidovi su opterećeni multi aksijalnim stanjima napona. U radovima (Brasler i dr., 1958) je prvi put prikazan uticaj normalnog napona na smičuću nosivost betona (slika 4.13-b). Kod biaksijalnog stanja napona značajan porast nosivosti betona na smicanje se javlja sa porastom normalnog napona pritiska i može dostići i  $0,2f_c$ . Ovaj efekat je manje izražen pri zatezanju.

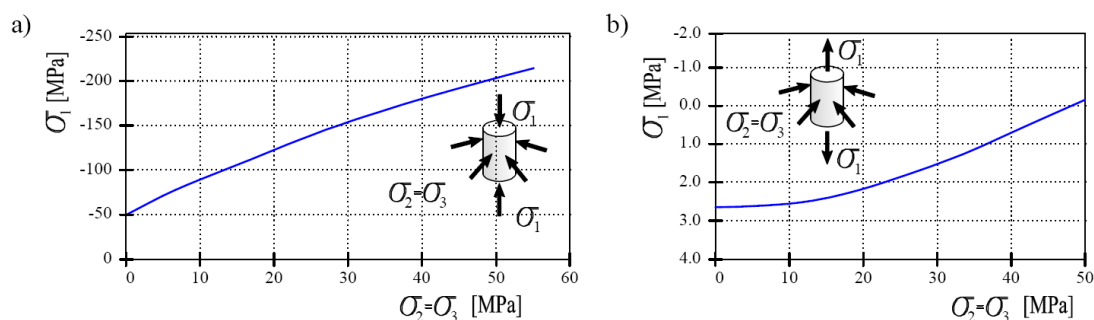


Slika: 4.13 Uticaj alternativnog opterećenja, biaksijalnog opterećenja i brzine prirasta opterećenja na nosivost betona

Još jedan važan efekat koji se odnosi na ponašanje AB konstrukcija za vreme zemljotresa je brzina prirasta opterećenja. Testiranjem opitnih tela sa povećanjem brzine povećava se i maksimalna nosivost. To je, uglavnom, zbog visoke osetljivosti mikroprslina na brzinu prirasta napona. Imajući u vidu da se za tipičan zemljotres frekventni opseg kreće u granicama od  $10^{-6}/s$

do  $10^{-1}/s$  zavisnosti prikazane na slici 4.13-d iskazuju povećanje nosivosti do 80% kod zatezanja i 25% kod pritiska (Suaris i dr. 1984).

Biaksijalno i triaksijalno stanje napona može se postići efektom utezanja preseka koji predstavlja pasivan otpor bočnim deformacijama usled Poisson-ovog efekta i značajno utiče na krutost i preraspodelu uticaja. Utezanje preseka može značajno da promeni ponašanje betona, ne samo u pogledu nosivosti već i u pogledu duktilnosti (Saatcioglu i Razvi, 1992; Richart i dr., 1928). Pri triaksojalnom stanju napona povećanje nosivosti betona na pritisak može biti preko četiri puta veća od jednoaksijalne čvrstoće (Coutinho i dr., 1994).



Slika: 4.14 Uticaj triaksijalnog stanja napona na čvrstoću betona (Coutinho i dr., 1994)

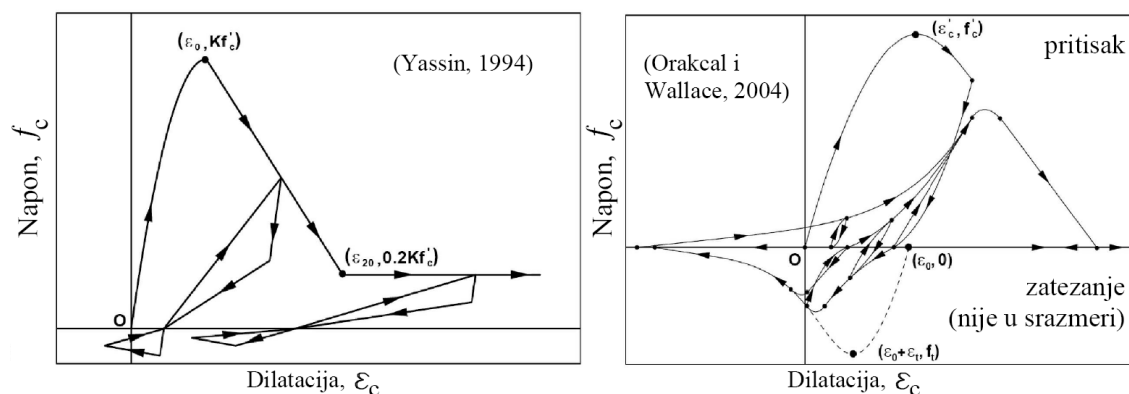
Naponsko stanje u betonu ne zavisi isključivo od stanja deformacija u datom trenutku već i od prethodne istorije opterećenja i rasterećenja. Ako bi analitički model pamtio celokupnu prethodnu istoriju opterećenja i rasterećenja to bi sa stanovišta računarskih resursa bilo nepraktično. Aktuelni modeli sadrže isključivo unapred definisan broj prethodnih krivih  $f_c - \varepsilon$ . Kriva zavisnosti  $f_c - \varepsilon$  se obično sastoji iz tri pojedinačne krive koje predstavljaju: anvelopu karakterističnu za monotono opterećenje, krivu rasterećenja i krivu ponovnog opterećenja (reopterećenja) sa degradacijom.

$$\sigma = \sigma(\varepsilon, \boldsymbol{\eta}) \quad (4.27)$$

Gde je  $\sigma$  -normalni napon,  $\varepsilon$  -dilatacija i  $\boldsymbol{\eta}$  -vektor parametara istorije opterećenja.

U modelima slojeva i vlakana ponašanje elemenata zavisi od uniaksijalnog ponašanja materijala. Zavisnosti napon-dilatacija betona najčešće primenjivane u fiber modelima date su na slici 4.15. S obzirom da se vlakana mogu upotrebljavati za SLE i MCE, predstavljanje ponašanja mora biti relativno tačno za ceo opseg moguće dilatacije materijala. Anvelope modela sa slike 4.15 su bazirane na modelu (Scott i dr., 1982). Materijalni modeli vlakana za utegnuti i neutegnuti beton pri rasterećenju i reopterećenju bazirani su na modelima (Yassin, 1994). Modele ponašanja betona su dodatno unapredili (Orakcal i Wallace, 2004). Pored ovih, postoji dugi niz modela koji su takođe u upotrebi (Mander i dr., 1988), (Saatcioglu i Razvi, 1992), (Cheng i Mander, 1994, (Razvi i Saatcioglu, 1999).

Poređenjem modela jednoosijalnog ponašanja betona Yassin-a, Orakcal-a i Wallace-a evidentan je značajan napredak u opisivaju jednoosijalnog ponašanja betona.

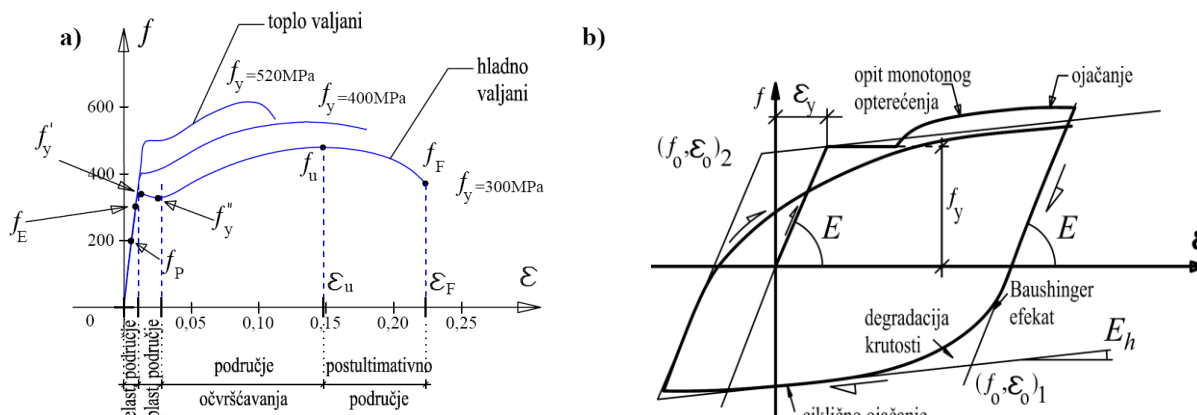


Slika: 4.15 Uniaksijalni modeli betona najčešće primenjivan u fiber modelima za opštu istoriju opterećenaj (Yassin, 1994; Orakcel i Wallace, 2004)

U široj i praktičnoj primeni, u cilju pojednostavljena problema uvodi se niz pretpostavki kojim se značajno smanjuje potreba za računarskim resursima. Prvenstveno beton se tretira kao homogen materijal na makro nivou. Fizičke karakteristike betona, kao što su naponi i dilatacije definišu se uz zanemarenje prslina na mikro nivou uz pretpostavku razmazanih prslina. Zatezna čvrstoća betona se zanemaruje. Sve sile zatezanja se poveravaju armaturi. Deformacije zatezanja betona nemaju nikakav uticaj na dalje ponašanje betona pri pritisku. Pretpostavlja se da je beton pod jednoosnim stanjem napreznaja.

#### 4.1.2 Ponašanje armaturnog čelika

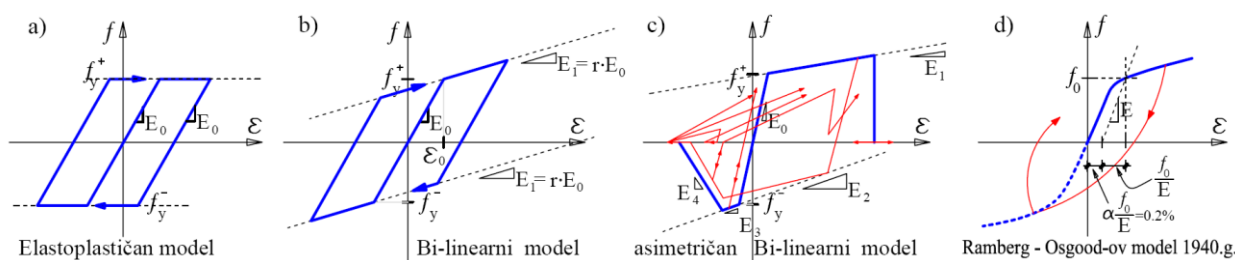
Armaturni čelici se dele u dve vrste: toplo valjani i hladno vučeni. Meki (hladno valjani) čelici postižu veću deformabilnost što znači i veću duktilnost. Upoređujući radne dijagrame čelika može se uočiti da hladno valjani čelici iako imaju nižu nosivost ostvaruju znatno veću ukupnu deformaciju, a samim tim i veći deformacioni rad. Ovo je od posebnog značaja kod konstrukcija izloženih seizmičkim dejstvima. Na  $\sigma-\epsilon$  dijagramu čelika pri monotonom opterećenju jasno se mogu uočiti sledeća područja: elastično, plastično, očvršćavanja i postultimativno (slika 4.16-a). Ukoliko je poprečni presek adekvatno utegnuto i nema pojave izvijanja, ponašanje pri zatezanju i pritisku je slično. Nakon izlaganja naizmjeničnom cikličnom opterećenju čelik ispoljava nelinearan odgovor (Baushinger-ov efekat). Drugi važani fenomeni pri cikličnom opterećenju su: ojačanje koje se ogleda u porastu nosivosti čelika u kasnijim ciklusima i akumulacija nepovratne plastične deformacije (slika 4.15-b).



Slika: 4.16 Ponašanje armaturnog čelika pri: a) monotonom opterećenju (Paulay i Priestley, 1992), b) cikličnom alternativnom opterećenju

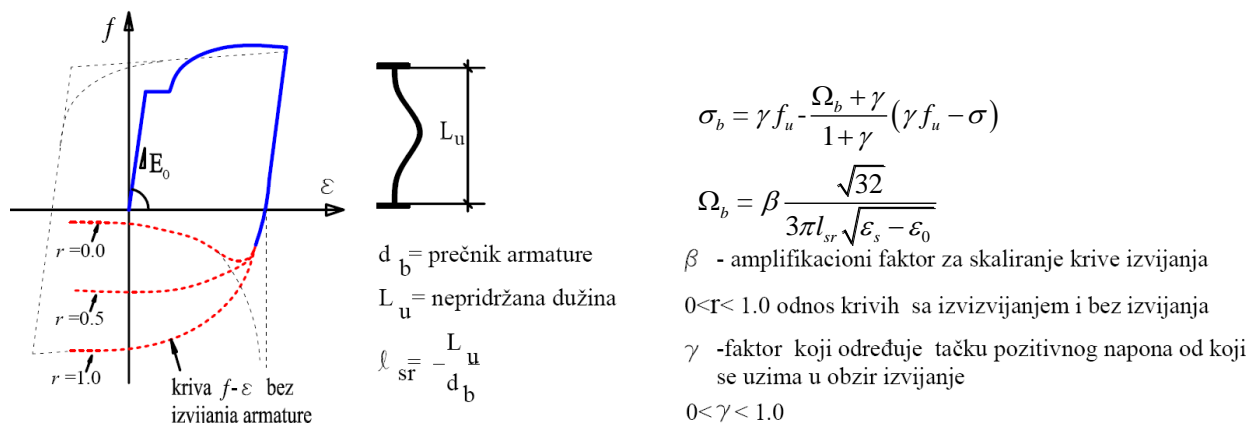
Postoji veliki broj modela ponašanja armaturnog čelika. Mali broj ovih modela se bazira na mikroskopskom odgovoru materijala (modeli razvijeni na osnovu materijalne konstitutivne teorije). Većina modela je fenomenološkog karaktera i dobijeni su na osnovu makroskopskog odgovora ispitnih tela. Modeli se baziraju na jednoaksijalnom opitu epruveta čiji je odgovor relativno jednostavan. Istirijski razvoj modela je krenuo od najjednostavnijih i lako primenljivih modela baziranih na teoriji elastoplastičnosti (elastoplastičan, bilinearni i multilinearni modeli) (slika 4.16-a,b). Zanemarenje ojačanja čelika u zoni većih plastičnih deformacija je glavni nedostatak elastoplastičnog modela koji je delimično ispravljen bi-linearnim modelom. Pri cikličnom opterećenju bi-linearni model daje konzervativne vrednosti nosivosti i absorpcije energije. Tokom vremena ova dva modela su dodatno unapređena uvođenjem različite krutosti na delu krive rasterećenja i reopterećenja i/ili asimetričnosti (pritisak-zatezanje). Asimetričnost je uvedena radi simulacije izvijanja pritisnutih armaturnih šipki (slika 4.17-c). Rembrang i Osgood 1940. godine uvode model koji adekvatnim odabirom konstitutivnih parametara  $K$  i  $n$  daje zadovoljavajuće rezultate u opisivanju post elastičnog ponašanja materijala. Originalan oblik Rembrang-ovog modela glasi:

$$\varepsilon = \frac{\sigma}{E} + K \left( \frac{\sigma}{E} \right)^n \tag{4.28}$$



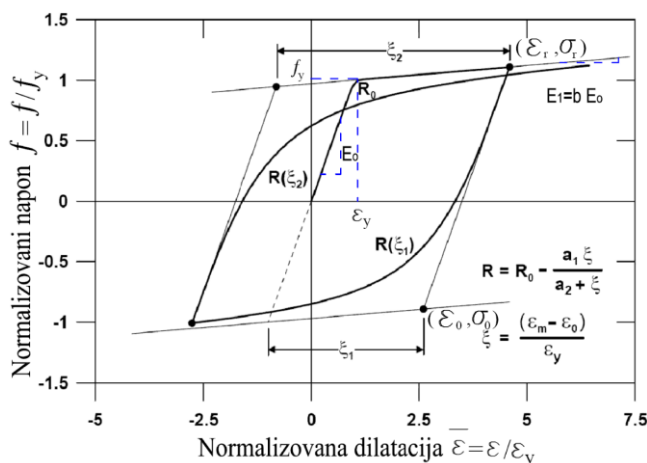
Slika: 4.17 osnovni tipovi modela armaturnog čelika

Trenutni razvoj modela armaturnog čelika se odvija u obuhvatanju: degradacionih fenomena nakon ojačanja, akumulacije oštećenja, loma usled niskocikličnog zamora (od značaja za mostovske konstrukcije), izvijanje pritisnute armature (Chang i Mander, 1994; Gomes i Appleton, 1997). Savremeni modeli armaturnog čelika su asimetrični sa mogućnošću simuliranja izvijanja pritisnutih šipki (slika 4.17). Numerički ovi modeli su znatno zahtevniji (neophodan je manji korak integracije) sa izrazito povećanim problemom konvergencije.



Slika: 4.18 model čelika sa mogućnošću simuliranja izvijanja pritisnutih šipki (Gomes i Appleton, 1997)

U modelima vlakana ponašanje armaturnog čelika pri cikličnom opterećenju se obično modelira prema predlogu Giuffre-Menegotto-Pinto. Model su predložili (Pinto i Giuffre, 1970; Menegotto i Pinto, 1973). Unapređenje modela uvođenjem efekta ojačanja uradio je (Filippou, 1983). Model na slici 4.18 je model definisan parametrima  $E_0$ -moduo elastičnosti,  $b$ -parametar ojačanja,  $R = f(R_0, a_1, a_2)$ -parametar kojim se definiše prelazak sa jedne na drugu asimptotu tj. definisanje Bauschinger-ovog efekta. Svi parametri modela se kalibrišu na osnovu specifičnih eksperimentalnih ispitivanja cikličnog ponašanja epruveta armaturnog čelika



Slika: 4.19 konstitutivni model armaturnog čelika (Menegotto i Pinto, 1973)

Koeficijenti  $R_0$ ,  $a_1$  i  $a_2$  u ovom konstitutivnom modelu se određuju eksperimentalno. Najčešće se usvajaju vrednosti  $R_0=20$ ,  $a_1=18.5$  i  $a_2=0.15$  koje su predložili autori modela. Relacija kojom

se opisuje zakrivljeni deo krive na prelazu sa elastičnog dela dijagrama na zonu ojačanja je data sledećim izrazom:

$$\sigma^* = b\varepsilon^* + \frac{(1-b)\varepsilon^*}{(1-\varepsilon^{*R})^{1/R}} \quad (4.29)$$

Gde su  $\varepsilon^*$  i  $\sigma^*$  normalizovane vrednosti sračunate prema:

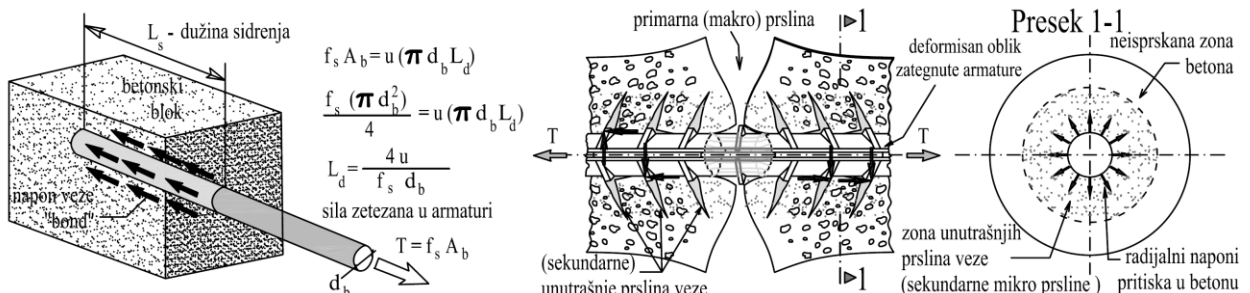
$$\varepsilon^* = \frac{\varepsilon - \varepsilon_r}{\varepsilon_0 - \varepsilon_r}, \quad \sigma^* = \frac{\sigma - \sigma_r}{\sigma_0 - \sigma_r} \quad (4.30)$$

Model ima dve asimptote. Jedna ima nagib elastične krutosti a druga nagib linije ojačanja.  $R$  je vrednost kojom se utiče na deo prelazne krive i njome se simulira Baushinger-ob efekat.  $\xi$  je koeficijent oblika i ažurira se pri svakom koraku reopterećenja.

### 4.1.3 Ponašanje veze betona i čelika

Pored nelinearnog ponašanja betona i čelika, ukupno nelinearno ponašanje armiranog betona dominantno zavisi i od: načina propagacije prslina u betonu i nelinearnosti funkcije adhezije između armature i betona. Kompozitno ponašanje AB je uglavnom uzrokovano ponašanjem veze (bond) između betona i armature. Jedan od razloga naglog loma AB je gubitak veze između armature i betona. Pri tom se podrazumeva da kod ispravno projektovanih elemenata ne sme doći do loma usled otkaza sidrenja armature. Ovakav vid loma se izbegava naročito u seizmičkim područjima. Sprega ima dominantan uticaj na seizmičko ponašanje AB elemenata, direktno utiče na krutost i sposobnost disipacije energije.

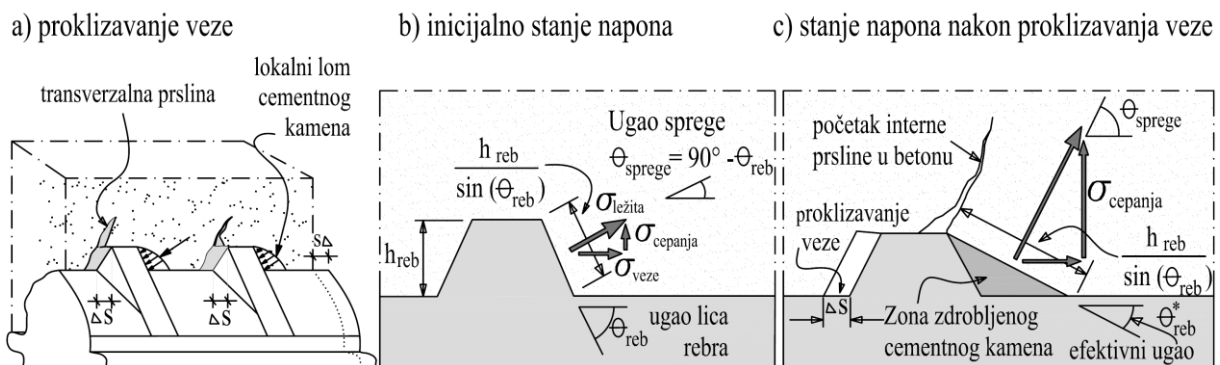
Za vreme zemljotresa AB zidovi dispiraju seizmičku energiju neelastičnim deformacijama. Pri tome je sprega betona i armature visoko napregnuta i rezultira: lomom veze, pojavom prslina, padom krutosti i degradacijom preseka. Veza armature i betona je posledica: hemijske adhezije čelika i cementnog kamena, trenja između površina i mehaničkog otpora na rebrima armaturnih šipki. Sa proklizavanjem veze javlja se različita dilatacija u čeliku i betonu što dovodi do njihovog relativnog pomeranja (slika 4.20).



Slika: 4.20 a) Jednostavan koncept sprege kod glatke armature (Tompson i dr.2002), b,c) Mehanizam nastanka prslina usled loma sprege kod rebraste armature (Costa,J.L.D.,2003)



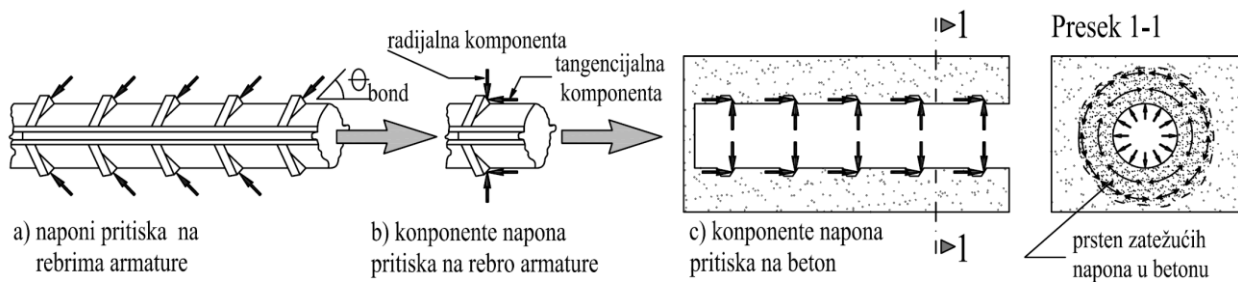
Danas postoji više analitičkih modela koji se uglavnom zasnivaju na konstitutivnim jednačinama veze i eksperimentalnim podacima. Obično se sprega izražava smičućim naponom veze  $\tau_{bond}$  (bond stress), koji se izražava u funkciji relativnog klizanja (Penelis i Kapos, 1997).



Slika: 4.21 Proklizavanje veze i mehanizam sprege rebrasta armatura-beton

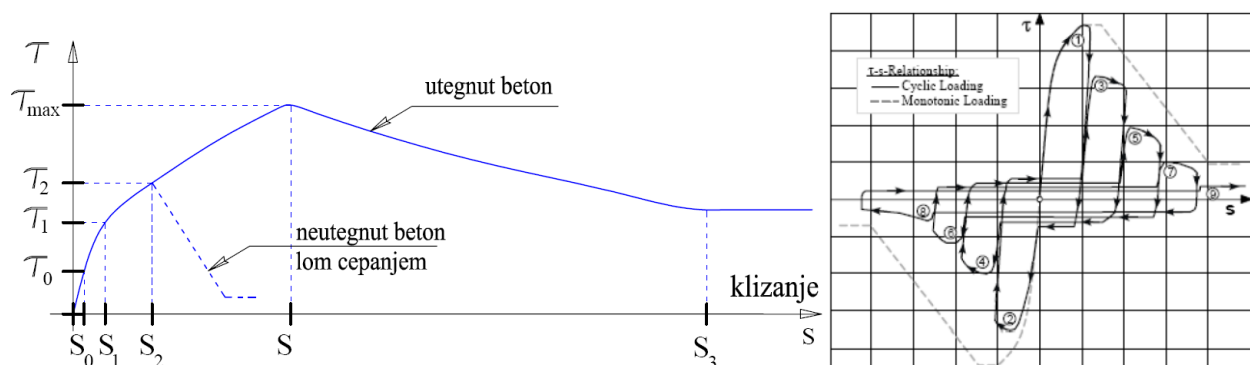
Nivo ostvarene sprege u velikoj meri zavisi od triaksijalnog stanja napona i stepena utegnutosti preseka. Ponašanje sprege pri monotonom opterećenju dato je na (slici 4.23-a). Dijagramom je predstavljena samo kvalitativna slika odnosa napona smicanja i klizanja za utegnuto i neutegnuto beton. Do određenog nivoa  $\tau_0$  gotovo da nema klizanja. U ovom početnom stanju napona sprega se ostvaruje adhezijom između cementne paste i površine armature. Vrednost  $\tau_0$  se kreće u od 0,5-1,0MPa. Nakon otkaza adhezije ( $\tau_{bond} > \tau_0$ ), veza se prenosi trenjem između cementne paste i mikroskopskih anomalija površine armature (tačkasta korozija). Za deformisanu armaturu na nivou napona  $\tau_1$  prslina u betonu se formiraju kao na slici 4.19-b. Inače, otkaz sprege je složen proces i zavisi od čvrstoće cementnog kamena, razmaka, veličine i oblika rebara na armaturi. Nakon nastanka prslina u betonu kao rezultat delovanja pritiska po obodu rebara armature naponi veze se prenose kosim naponima pritiska. Time se stvara unutrašnji pritisak koji izaziva lom cepanjem (slika 4.21-c). Ovo razdvajanje dovodi do poprečnog pomeranja koje dovodi do povećanja obima površine betona koji je u interakciji sa armaturom (Park i Paulay, 1975). Propagiranjem loma veze ka površini betonskog elementa dolazi do razdvajanja veze (nivo napona  $\tau_2$ ). Ukoliko betonski element nije utegnuto to dovodi do potpunog otkaza. Kod utegnuto preseka poprečna armatura sprečava dalje širenje. Iz tog razloga je poprečna kompresija korisna u sidrenju armature. Unutar utegnutih elemenata sprega može da dostigne značajno veće vrednosti napona smicanja  $\tau_{max}$ . Utezanje dovodi do duktilnijeg ponašanja sprege i sprečava lom usled odvajanja zaštitnog sloja betona. Nakon dostizanja vrednosti  $\tau_2$  dolazi do deterioracije betona između susjednih rebara armature (opadajuća grana

sprege). Nakon klizanja  $s_3$  zadržava se rezidualna vrednost smičućeg napona koja je posledica trenja betona o vrhove rebara.



Slika: 4.22 Komponente napona na rebrima armature ( Tompson i dr. 2002)

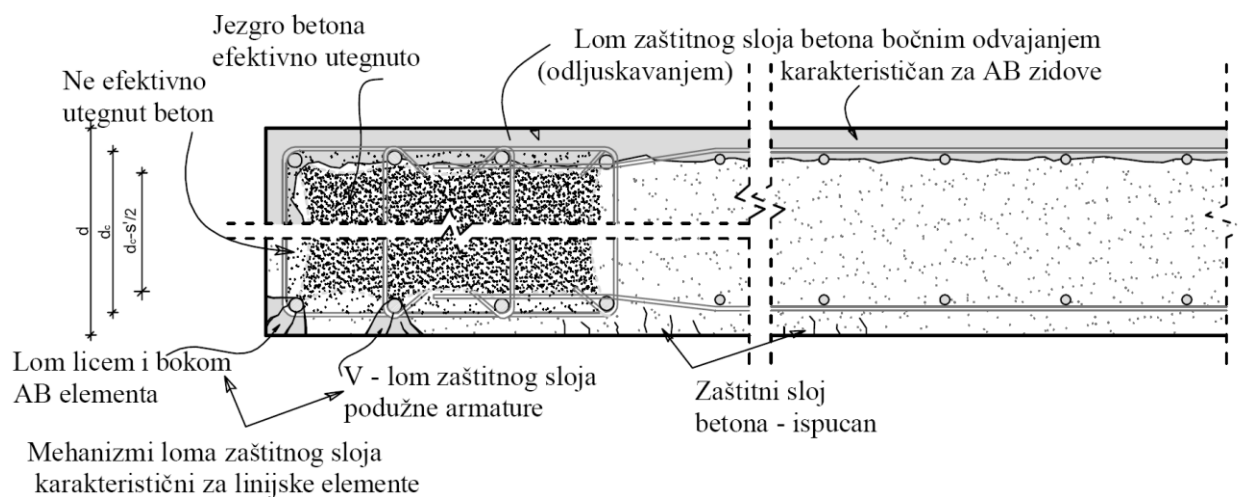
Uticaj cikličnog opterećenja na klizanje sprege i zavisnost sila-deformacija je slična ponašanju nearmiranog betona pri pritisku (Rehm i Eligehausen, 1977). Nosivost sprege opada sa porastom broja ciklusa (zamor sprege). Rezidualno klizanje sa porastom broja ciklusa je zanatno veće u odnosu na početno pri maksimalnom opterećenju. A rezultat je nagomilavanja oštećenja u cementnom kamenu i spajanje mikroprslina u unutrašnje prsline veze. Posmatrajući sliku 4.23-b mogu se istaći tri karakteristike koje opisuju sprege pri cikličnim opterećenjem. Rezidualna klizanja tokom rasterećenja su velika. Ovo je uglavnom zbog činjenice da elastični deo deformacije klizanja u betonu je mali u odnosu na deo ostvaren u čeliku. Mikroprsline u betonu nastale usled skupljanja su permanentno prisutne a njihova propagacija za vreme zatezanja armature ne može se vratiti nakon rasterećenja. Na grani reopterećenja razlikuju se dva karakteristična dela. Prvi sa relativno malim nagibom do vrednosti klizanja iz prethodnog ciklusa. Drugi deo sa većim nagibom za vrednosti klizanja većim od vrednosti u prethodnom ciklusu. Otpor klizanju u prvom delu daje samo trenje između armature i betonske površine po omotaču. U drugom delu armatura dolazi u kontakt sa neoštećenim betonom što dovodi do povećanja krutosti (slika: 4.23-b). Zapaža se veliko omekšanje i brzi pad nosivosti sa porastom broja ciklusa. Uzrok ovome je postepen gubitak hrapavosti spoja između armature i betona. Što dovodi do gubitka „interlock“ efekta rebara armature i pada sile trenja.



Slika: 4.23 a) Tipičan dijagram napon veze za utegnut i neutegnut beton, b) Klizanje veze armatra-beton pri cikličnom i monotonom opterećenju (Eligehausen i dr.1983)

U uobičajenim analizama ponašanja AB konstrukcija pomoću MKE pretpostavlja se potpuna sprega između čelika i betona. Zanemarivanje nelinearnosti usled popuštanja adhezije pri opterećenju se opravdava uticajem velikog broja faktora i nepostojanjem jedinstvene relacije između adhezije i klizanja armature. Ponašanje veze zavisi od: napona u armaturi, dužine sidrenja, prečnika armature, utegnutosti preseka, kvaliteta betona, procenta armiranja i dr.

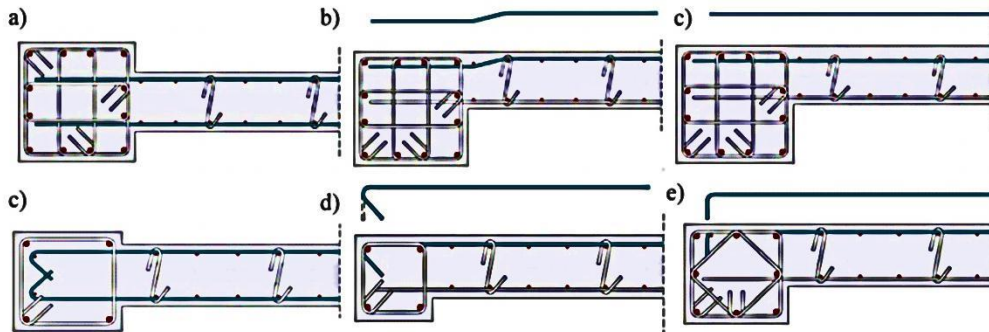
U analizi AB konstrukcija MKE nelinearne materijalne karakteristike betona u zoni pritiska, kao i nelinearnu vezu između adhezije (beton-čelik) i klizanja uveo je (Nilson, 1968). Scordelis i Nilson su uveli bond-link elemente za simulaciju veze beton-čelik. Time je diskretnim elementima koncentrisanim u čvornim tačkama simulirana sprega. Ove elemente čine dve upravne opruge koje prenose smičuće i aksijalne sile između čvorova. Dalji razvoj modela veze je uvođenje interface elemenata (Ngo i Scordelis, 1967). Savremeni 3d modeli MKE prijanjanje uspešno simuliraju kontaktnom analizom, ali je takva analiza znatno zahtevnija u računarskim resursima. Generalno gledano, zbog kompleksnosti problema većina modela koju se primenjuju u praksi uglavnom se bazira na obuhvatanju materijalne, geometrijske i nelinearnosti usled pojave prslina. Poslednjih par decenija u modelovanju sprege uspešno se primenjuje metod diskretnih elemenata (discrete element method).



Slika: 4.24 Mogući oblici loma zaštitnog sloja betona ( Tompson i dr. 2002)

Lom zaštitnog sloja betona u ivičnim zonama AB zidova nastaje kao rezultat kombinacije Poisson-ovog efekta i naizmeničnog dejstva pritiska i zatezanja usled savijanja. Pri pritisku vertikalna armatura ima tendenciju izbočavanja čime vrši bočni pritisak na zaštitni sloj. Pri zatezanju javlja se kosi pritisak po obodu rebara armature koji nastaje u procesu popuštanja sprege. U ivičnim zonama je skoncentrisana vertikalna armatura većeg prečnika na relativno malom rastojanju. Zone prstena zatežućih napona sprege oko armaturnih profila se međusobno preklapaju i superponiraju. Iz tog razloga, efekat unutrašnjeg pritiska usled prenosa sprege kosim

naponima je izraženiji u odnosu na rebro zida. Zaštitni sloj armiranog betona je neutegnut. Otkaz sprege dovodi do poprečnog pomeranja betona u zoni sidrenja. Nakon dostizanja čvrstoće na pritisak on naglo otkazuje. Drobljenje i odvajanje zaštitnog sloja u velikim površinama je karakteristično za AB zidove (slika: 5.10-15). Nastavak vertikalne armature ivičnih elemenata treba izbegavati u kritičnoj zoni. Kod zidova se ne javljaju mehanizmi loma zaštitnog sloja: V-lomom, licem i bokom (slika: 4.24). Ovi oblici loma zaštitnog sloja su karakteristični za linijske elemente.



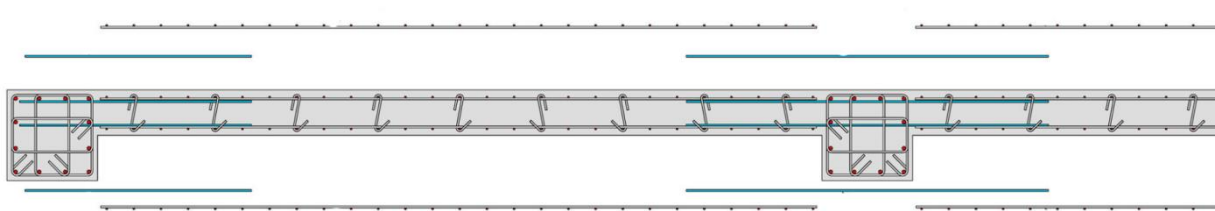
Slika: 4.25 Sidrenja horizontalne armature rebra u ivični element AB zida

Horizontalnu armaturu rebra treba usidriti u utegnute ivične elemente na krajevima zida. Krajeve AB zidova treba armirati zatvorenim, poprečnim uzengijama. One obavijaju efektivno utegnuto betonsko jezgro, pridržavaju pritisnutu vertikalnu armaturu, sprečavaju njeno izvijanje povećavaju nosivost i duktilitet sprege. Američki standard ACI 318-11 na zatvorenim uzengijama za utezanje ivičnog dela zida zahteva kuke od 135°. Na poprečnim šipkama (cross-ties) unutar utegnute zone se iz razloga lakše montaže dozvoljava umesto kuka savijenih za 135° na oba kraja, ugradnja kuke savijene za 135° na jednom i za 90° na drugom kraju. Sidrenje poprečnom armaturom je kvalitetnije za slučaj kuka savijenih sa 135. Iz tog razloga je neophodno naizmenično (po horizontali i po vertikali) postavljati kuke savijene za 90° i 135°.

Rebro se po pravilu armira tanjim profilima koji su na većem međusobnom rastojanju u odnosu na ivičnu armaturu zida. Kod armiranja rebra zidova treba ići na što manji prečnik armature ali ne ispod  $\phi 8\text{mm}$  (prema: NZS 3101.1.2006  $\phi 10\text{mm}$ ). Maksimalne dozvoljene vrednosti razmaka horizontalne i vertikalne armature (prema: NZS 3101.1.2006 i ACI 318-11)  $e_{h,\min} = e_{v,\min} = \min(L_{zida} / 3, 3t_{zida}, 45\text{cm})$  treba izbegavati. Fenomen superpozicije bočnih napona pritiska susednih šipki u rebro zida ne postoji. Znatno kvalitetnije sidrenje horizontalne armature i povoljnije ponašanje sprege ispoljavaju zidovi sa formiranim ivičnim elementima u odnosu na pravougaone zidove. Videti smernice date u tački 4.1.1. Opšte preporuke za sidrenje horizontalne armature rebra za različit položaj rebra i ivičnog ojačanja date su na slici: 4.25-a,b,c. Ukoliko je ivično ojačanje zidova veliko sidrenje se ostvaruje pravim šipkama (bez kuka).

Ukoliko je ivični element slab obavezno je sidrenje kukama (slika: 4.23-d,e,f). Najpovoljniji je slučaj centričnog položaja rebra u odnosu na ivični element. U slučaju da se lice rebra ravna sa ivičnim elementom neophodno je povijanje horizontalnih šipki unutar utegnuto delu ivičnog elementa. Sidrenje kukama sa spoljne strane se smatra nedovoljno pouzdanim.

Kontinualni zidovi preko dva ili više polja su karakteristični za podrumске etaže. U nadzemnim etažama u dualnom sistemu su retki. Kontinuiranje horizontalne armature je komplikovano ukoliko se upotrebljava mrežasta armatura. Za adekvatno sidrenje pored mrežaste neophodna je i dodatna armatura (slika: 4.25).



Slika: 4.26 sidrenje horizontalne armature rebara kod AB zidova na više polja

#### 4.1.4 Modelovanje smičućeg ponašanja AB zidova

Prema (Park i Paulay, 1974) smicanje se kroz ispucali beton prenosi: direktnim smicanjem po betonu u pritisnutom delu preseka, direktnim zatezanjem horizontalne armature zida, interlock efektom agregata duž pukotine i efektom trna vertikalne armature. Na osnovu pretpostavke da se primarne pukotine u betonu poklapaju sa pravcima glavnih napona, a smicanje se odvija duž površi pukotina formiran je model (Stivens i dr., 1992). Pored Stivens-ovog treba istaći i modele (Palermo i Vecchio, 2003; Mansour i Hsu, 2005; Gerin i Adebar, 2009). Zbog kompleksnosti u primeni ni jedan od ovih modela nije uvršten u nekom od široko rasprostranjenih programa MKE. Sa porastom bočnog opterećenja može doći i do delimične promene pravaca glavnih napona ali se slika primarnih pukotina ne menja u značajnoj meri. Smicanje duž pukotine ima marginalni efekat na ponašanje visokih duktilnih (dominantno napregnutih savijanjem) zidova. Pravilnim projektovanjem visokih AB zidova sprečava se lom smicanjem i obezbeđuje fleksiono ponašanje.

Kod zidova sa geometrijskim odnosom  $H_{zida}/b_{zida} < 4$  smičuća deformacija i fleksiono-smičuća interakcija (FSI) se ne smeju zanemariti. Duž smičuće ravni razvija se otpor smicanju usled interlock efekt agregata i efekta trna vertikalne armature. Smičuća otpornost duž pukotine zavisi i od veličine normalnog napona upravno na pukotinu. Ukoliko se interlock efekat agregata podceni i zanemari dobija se nerealna deformacija smicanja duž pukotine AB zida. Model smičućeg ponašanja pločastih elemenata pri cikličnom opterećenju (Fixed Strut Angle Model-FSAM) predložen od strane (Ulugteking, 2010) nije sadržao dowel efekat. U cilju poboljšanja

analitičkog modela ponašanja AB zidova (Orakcal i dr., 2012) pored simuliranja interlock efekta u vidu trenja uvode i efekat trna sa linearno-elastičnom zavisnošću. ACI 318-11 (tačka 11.6.4) oba efekta sublimira u jedan mehanizam smičuće otpornosti. U radovima (Koložvari i dr. 2014) ova dva efekta su razmatrana zasebno i parametarski nezavisno definisana, čime je omogućena fleksibilnija kalibracija analitičkog modela eksperimentalnim rezultatima.

#### **4.1.5 Modelovanje diskontinuiteta u betonu**

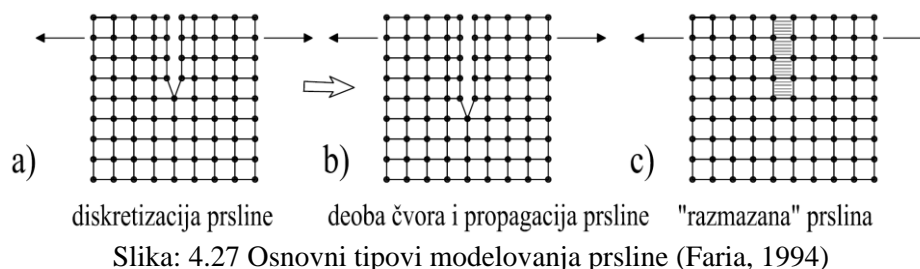
Zbog kompleksnosti problema modelovanja AB elemenata većina modela se bazira na obuhvatanju materijalne nelinearnosti i nelinearnosti usled pojave prslina. Tokom 1960-tih godina i ranih istraživanja nelinearnog ponašanja betona formirala su se dva pristupa modelovanju prslina. Ngo i Scordelis (1967) su uveli diskretan model definisanja stanja prslina (discreet crack approach). Saouma i Ingraffea (1981) su prvi primenili ovaj koncept na armirani beton. Rane studije su analizirale jednostavne gredne elemente uz uvođenje link elemenata za povezivanje čelika i betona (simulacija bond-slip efekta). Analizirane su grede sa unapred predisponiranim pukotinama. Cilj istraživanja je bilo određivanje: glavnih napona u betonu, napona u čeliku i napona prijanjanja. Prsline su modelovane kao odvajanje čvorova konačnih elemenata. Mehaničke karakteristike elemenata ovim se ne menjaju, već se promene vrše isključivo na topografiji mreže konačnih elemenata tj. menjaju se granični uslovi. Model sa raspedljenim „razmazanim“ prslinama (smeared crack approach) prvi je uveo (Rasid, 1968). Ovaj pristup su prihvatili mnogi istraživači (Bazant, 1983; de Borst i Nauta, 1985; Pfeiffer, 1983; Červenka, 1985) nastavljajući dalji razvoj i unapređenje modela sedamdesetih i osamdesetih godina. Ovim modelom se isprskali beton tretira kao orto anizotropan materijal sa umanjenim vrednostima mehaničkih karakteristika (smanjuje se modul elastičnosti u ravni upravnoj na ravan prsline). Sa vremenom pristup razmazanih prslina je dobio primat u odnosu na diskretno modelovanje zbog efikasnosti proračuna i jednostavnosti. Ukoliko je cilj istraživanja naći odgovor konstrukcije (opterećenje-pomeranje) pristup razmazanih prslina je prikladan. Međutim, ukoliko je cilj simulacija detaljnije raspodele: napona u betonu, čeliku i koncentracija napona usled diskontinuiteta tadaje diskretni pristup neophodan.

U poslednje dve decenije došlo je do značajnijeg razvoja metode unutrašnjih smekšanih traka (inner softening band -ICB). Ovaj pristup spada u grupu metoda koja pojavu prslina posmatra fenomenološki. Uticaj prslina na ponašanje betona se uvodi kroz promenu konstitutivne relacije napon-dilatacija. Ovom grupom metoda se izbegavaju poteškoće u definisanju diskontinualnog naponskog stanja, kao i pomeranja u lokalnim zonama oko prsline. Bez obzira na pristup kojim se modeluju prsline u betonu, važno je modelom postići adekvatan kapacitet apsorpcije energije (Li i dr., 1985). U ICB metodi ovo se ostvaruje bez uvođenja dodatnih materijalnih karakteristika

i parametara osim elastičnih konstanti i onih koji opisuju krivu napon-dilatacija. Varijacija gustine mreže ne utiče u većoj meri na ukupano ponašanje modela (Bazant i Cedolin, 1980). Koncept je jednostavan i uspešno se primenjuje u MKE.

#### 4.1.5.1 Diskretizacija prslina

Pristup diskretizacije prslina se zasniva na usvajanju konkretnog unapred zadanog mesta prslina koja se u modelu uvodi kao geometrijski entitet. Diskretni pristup je zasnovan na principima mehanike loma. Propagacije prslina se ostvaruje kada sile u čvoru premašuju kriterijum zatezane čvrstoće betona. Čvor se deli na dva čvora i vrh prslina se pomera na naredni čvor. Nakon redefinisavanja nove strukture mreže (remeshing) vrši se reopterećenje. Sa dostizanjem zatezne čvrstoće u ovom čvoru postupak deljenja čvorova i propagacija prslina se delje ponavlja. Pogodnost modela je što fizički predstavlja pukotinu, ali ne može da opiše pravac propagacije pukotine na odgovarajući način (Hillerborg i dr., 1976; Cervenka, 1994). Nilson (1972) prvi uvodi materijalnu nelinearnost betona, čelika, bond-slip i inkrementalno opterećenje u pristupu diskretnih prslina. Ovaj metod više odgovara opisivanju lokalnog loma nego globalnog ponašanja elementa. Diskretni model je zahtevniji u smislu potrebe za specijalizovanim softverom i upotrebe kontaktne analize.



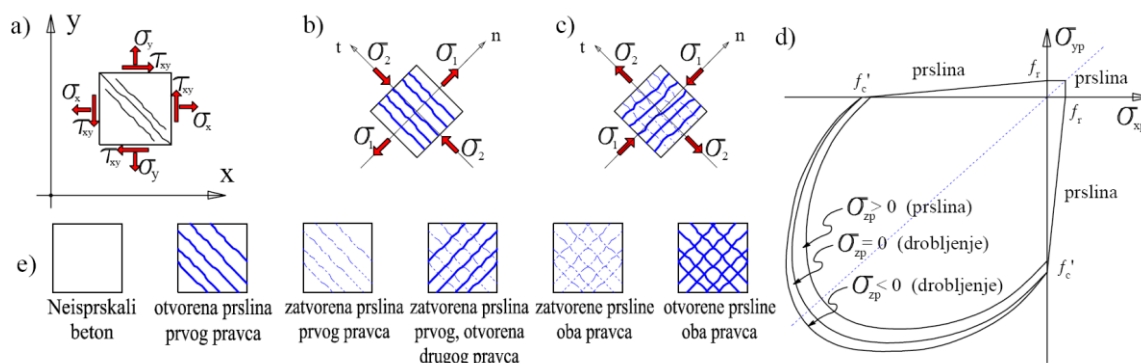
Slika: 4.27 Osnovni tipovi modelovanja prslina (Faria, 1994)

#### 4.1.5.2 Pristup "razmazanih" prslina

Pristup razmazanih prslina se zasniva na substituciji jedne ili više prslina unutar određene zapremine uticajem na degradaciju krutosti i nosivosti elementa. Generalno ukoliko naponsko stanje unutar elementa prekoračuje unapred zadati kriterijum, npr. glavni napon zatezanja dostiže zateznu čvrstoću  $f_t$  pokreće se mehanizam prslina. To uslovljava da u tački integracije u kojoj se prati promena: napona, dilatacije i/ili neke varijable, izotropna relacija napon-dilatacija se zamenjuje ortotropnom relacijom u kojoj  $n, t$ -ose postaju pravci ortotropije,  $n$ -osa je u pravcu upravnom na prslinu,  $t$ -osa je tangencijalna u odnosu na prslinu.

Koncept razmazanih prslina je makroskopski model oštećenja. Ukoliko u daljem procesu opterećenja glavni napon  $\sigma_2$  prekorači zateznu čvrstoću betona, sekundarne prslina se pojavljuju

upravno na prvu. Kod cikličnog opterećenja alternativnog smera moguća je i pojava zatvaranja prslina. Uopšteno posmatrano mogući su različiti vidovi konfiguracije prslina (slika 4.26-e).



Slika: 4.28 Ekvivalentno jednoosna zavisnost napon-dilatacija za Sbeta materijalni model i bi-aksijalna kriva loma, (Červenka., 1985)

Modelom prslina koji je implementiran u mnogim programima opšte namene, zasnovanih na MKE (npr. ANSYS) modeluju se prsline i drobljenje betona. Za  $\sigma_{xp}, \sigma_{yp} \leq 0$  pritisak i  $\sigma_{zp} > 0$  zatezanje, prslina će nastati u pravcu paralelnim sa  $\sigma_{zp}$ . Ukoliko je  $\sigma_{zp} \leq 0$  beton će se drobiti. Nakon pucanja, moduo elastičnosti betonskog elementa dobija vrednost nula u pravcu paralelnom sa pravcem glavnog napona zatezanja. Lom može nastupiti i kada napon pritiska dostigne granicu loma pritiskom. U praksi, lom betona usled pritiska ja nepoželjan (krti lom). Konstrukcijskim oblikovanjem i ograničenjem normalnog napona pritiska u AB zidovima usled gravitacionog opterećenja vrši se prevencija loma drobljenjem. Tako da je njegova pojava malo verovatna. Drobljenje betona se ignoriše (zanemaruje) a propagacija prslina kontroliše lom.

Za slučaj ravnog stanja napon pre pojave prslina materijalne karakteristike betona se definišu linearnim ili nelinearnim zakonom. Zavisnost napon-dilatacija u inkrementnom obliku na nivou konačnog elementa glasi:

$$\begin{Bmatrix} d\sigma_x \\ d\sigma_y \\ d\sigma_{xy} \end{Bmatrix} = \frac{E}{1-\nu^2} \begin{vmatrix} 1 & \nu & 0 \\ \nu & 1 & 0 \\ 0 & 0 & (1-\nu)/2 \end{vmatrix} \begin{Bmatrix} d\varepsilon_x \\ d\varepsilon_y \\ d\gamma_{xy} \end{Bmatrix} \quad (4.31)$$

Nakon prekoračenja zatezne čvrstoće u betonu, prsline se formiraju upravno na pravac glavnog napona zatezanja. Moduo elastičnosti u pravcu upravnom na prslinu tada postaje nula. Inkrementalna zavisnost napon-dilatacija tada glasi:

$$\begin{Bmatrix} d\sigma_1 \\ d\sigma_2 \\ d\sigma_{12} \end{Bmatrix} = \begin{vmatrix} 0 & 0 & 0 \\ 0 & E & 0 \\ 0 & 0 & \beta \cdot G \end{vmatrix} \begin{Bmatrix} d\varepsilon_1 \\ d\varepsilon_2 \\ d\gamma_{12} \end{Bmatrix} \quad (4.32)$$

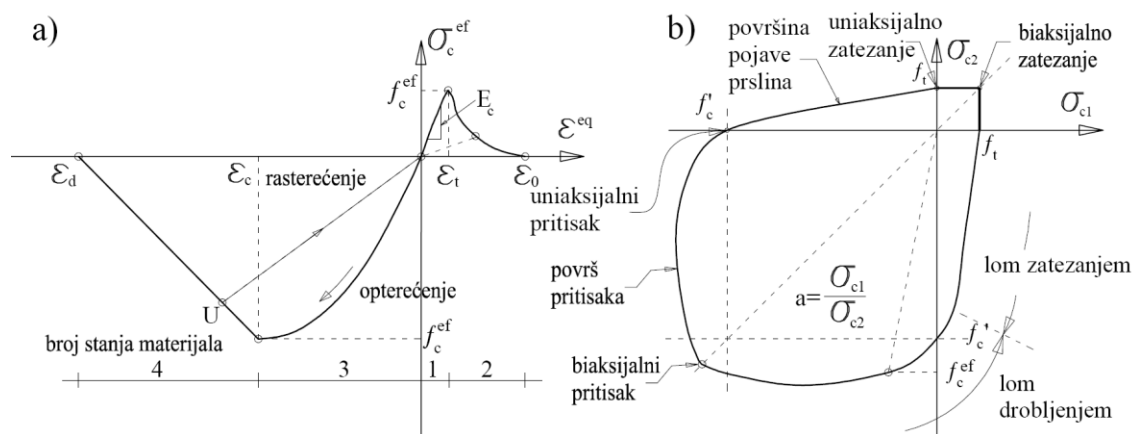
Faktor redukcije smicanja  $\beta$  se kreće u granicama ( $0 < \beta < 1$ ). Njime se uklanja većina numeričkih teškoća. Model poseduje mogućnost simuliranja prenošenja smičućih sila peko



prslina usled trenja i „interlock“ efekta. Sa pojavom prslina u oba pravca inkrementalna relacija  $\sigma - \varepsilon$  postaje:

$$\begin{Bmatrix} d\sigma_1 \\ d\sigma_2 \\ d\sigma_{12} \end{Bmatrix} = \begin{bmatrix} 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & \beta \cdot G \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} d\varepsilon_1 \\ d\varepsilon_2 \\ d\gamma_{12} \end{Bmatrix} \quad (4.33)$$

Model razmazanih prslina koji je razvio (Červenka., 1985) je prvi model inkorporiran u nekom od programa na bazi MKE (Sbeta, 1995). Ovaj model predstavlja klasičan tip razmazanih prslina. Nakon inicijacije prslina koja je pod kontrolom bi-aksijalne anvelope loma, materijal koji je u prvoj fazi defionisan kao izotropan prelazi u ortotropan. Modul rasterećenja se određuje za svaki pravac ponaosob a na osnovu ekvivalentne jednoosne zavisnosti napon-dilatacija.



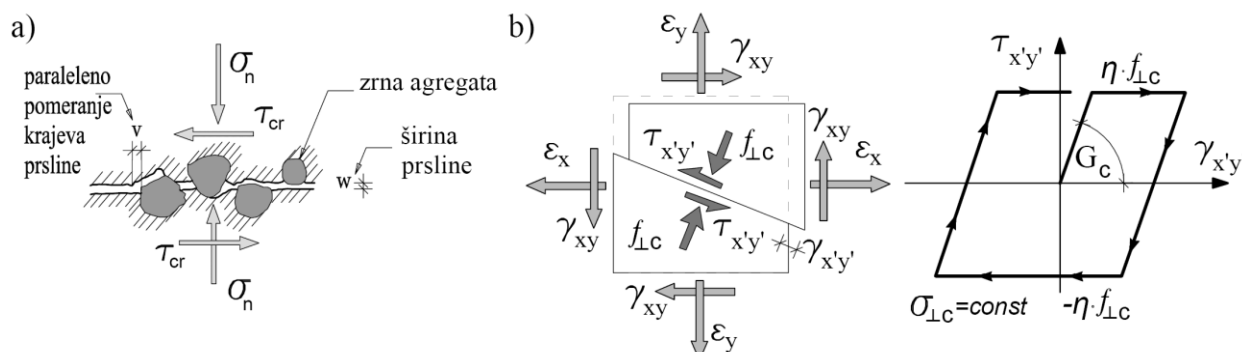
Slika: 4.29 a) ekvivalentna jednoosna zavisnost napon-dilatacija za Sbeta materijalni model, b) bi-aksijalna površ loma (Kupfer i dr.,1969)

U biaksijalnom stanju napona ova zapažanja se generalizuju konceptom površi loma. Kalibracija ovih površi se vrši eksperimentalno. Na slici 4.29-b je prikazan kriterijum dvodimenzionalnog loma betona. Kriterijumi koji definišu slučajeve površinskog loma betona usled pojave prslina ili drobljenja betona su vrednosti granične čvrstoće pri zatezanju  $f_{ct}$  i pritisku  $f_{cc}$ .

#### 4.1.5.3 Modelovanje interlock efekta agregata

Prenos smicanja interlock efektom agregata je složen fenomen. On u sebi sadrži nekoliko mehanizama koji su uključeni u interakciju normalnih i smičućih napona. Prslina imaju tendenciju širenja tokom međusobnog kliznja zrna agregata. Pri cikličnom opterećenju smicanjem sa porastom broja ciklusa dolazi do postepenog glačanja dodirnih površi. Što rezultira padom smičuće krutosti. Modeliranje interlock efekta je kompleksno. Teško je odrediti hrapavost i proceniti naponsko stanje u zoni oko armaturnih šipki (dowel efekat). Istraživanjem prenosa

smičuće sile interlock efektom bavili su se (Mattock i dr.,1975; Hamadi., 1980; Walraven i Reinhardt, 1981).



Slika: 4.30 Interlock agregata model smicanja (Ulugteking, 2010)

Jednostavni modeli (EN 1992-1.1 i ACI-318-11) definišu maksimalni smičući napon koji se može preneti interlock efektom agregata preko Coulomb-ovog kriterijuma loma  $\tau = C + \mu\sigma_{n,cr}$ . Faktor kohezije  $C$  se definiše u funkciji čvrstoće betona na zatezanje. Koeficijent trenja zavisi od hrapavosti. Vrednosti kohezije i koeficijenta trenja se kreću u širokom opsegu a analizirani su u radovima (Hamadi i Regan, 1980; Climaco i Regan, 2001). Nedostatak ovih modela je zanemarenje uticaja širine pukotine na vrednost smicanja. Nakon plastifikacije poprečne armature sa porastom širine pukotine opada smičuća nosivost. Maksimalni smičući napon koji može da se prenese pukotinom u modifikovanoj teoriji polja napona (modified compression field theory-MCFT) prema (Vecchio i Collins, 1986) dat je jednačinom (4.34). Vrednost smičućeg napona zavisi od veličine normalnog napona  $f_{ci}$  i trenutne širine pukotine  $w$ .

$$\tau = 0.18v_{ci\max} + 1.64f_{ci} - 0.82 \frac{f_{ci}^2}{v_{ci\max}} \quad (4.34)$$

Gde je:

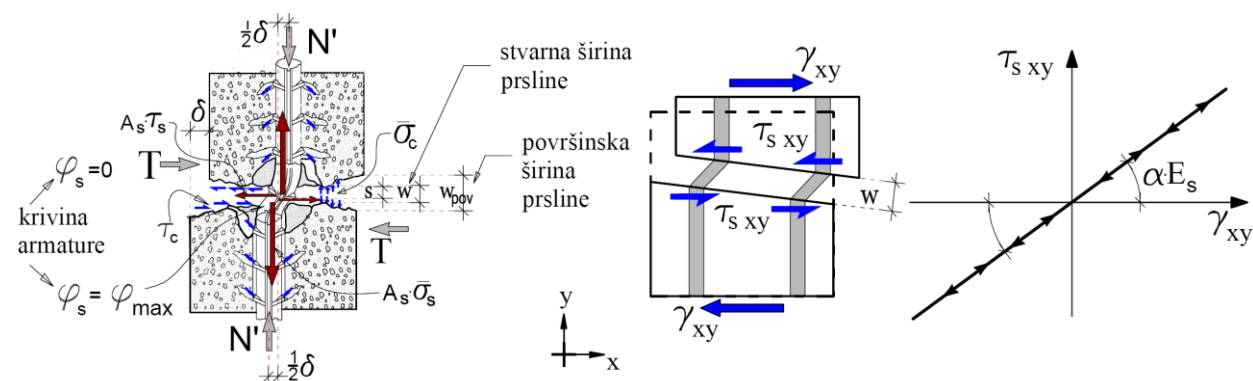
$$v_{ci\max} = \frac{\sqrt{f_{ci}}}{0.31 + 24w / (a + 16)} \quad (4.35)$$

Prvi konstitutivni model interlock efekta inkorporiran u FSAM bio je zasnovana na principu trenja duž smičuće ravni (Orakcal i dr. 2012). Vrednost smičuće nosivosti direktno je zavisi od napona normalnog na ravan klizanja i koeficijenta trenja koji se kreće u granicama  $\eta = 0.6 - 1.4$ . Vrednost  $\eta$  se određuje eksperimentalno. Moduo klizanja duž pukotine na delu rasterećenja i reopterećenja je  $G_c = 0.4E_c$ . Smičući napon je jednak proizvodu koeficijenta trenja i normalnog napona za slučaj (zatvorene prsline). Pri konstantnoj vrednosti normalnog napona pritiska upravno na ravan prsline  $\sigma_{\perp c} = const$  model prelazi u elasto-plastično ponašanje (slika. 4.29-b). Smičući napon ne postoji pri normalnom naponu zatezanja upravno na ravan pukotine (otvorena prsline).

#### 4.1.5.4 Modelovanje efekta trna (Dowel Action)

Efekat trna je značajna komponenta prenosa smicanja kroz ispucali beton. Ovim fenomenom su se bavili mnogi autori (Dulacska, 1972; Vinceleou i Tassios, 1987; Dei Poli i dr., 1992). Sa druge strane, i pored višedecenijskih eksperimentalnih i analitičkih istraživanja nije došlo do eksplicitne primene efekta trna u MKE. Efekat se u MKE tretira fenomenološki u zbiru sa ostalim fenomenima koji utiču na smičuće ponašanje. Napredni analitički FSAM modeli nelinearnog smičućeg ponašanja AB zidova inkorporiraju ovaj efekat najčešće u kombinaciji sa interlock efektom (Kolozvari i dr., 2016). Efekat trna je značajan za uspešnu simulaciju smičućeg ponašanja zidova odnosa  $h_w/l_w < 4$  (odnos pri kome se fleksiono smičuća deformacija ne sme zanemariti). Kod niskih i srednje visokih zidova efekat se ispoljava u značajnoj meri. Direktno utiče na pinching efekat tj. efekat sažimanja histerezisne petlje u koordinatnom početku u odnosu na krajeve. Uzrokovan je gubitkom krutosti prvenstveno usled oštećenja smicanjem i interakcije strukturalnih komponenti pri velikim dilatacijama. Pre svega naizmeničnim otvaranjem i zatvaranjem prslina u betonu, proklizavanju sprege kao i lokalnom izbočavanju pritisnute podužne armature. Kod visokih AB zidova dominantno napregnutih savijanjem ovaj efekat nije značajan.

Na ukupno smičuće ponašanje zidova i sažimanje histerezisne krive utiče: interlock efekat agregata, bond-slip efekat proklizavanja horizontalne armature i efekat trna vertikalne armature duž smičuće površi (dowel action). U slučaju zatezanja zida (otovrena prslina) i nepostojanja interlock efekta zid pokazuje određeni nivo nosivosti na smicanje usled efekta trna vertikalne armature. Ukoliko je vertikalna armatura upravna na pukotinu efekat trna će doprineti smičućoj nosivosti. Najjednostavniji model efekta trna je predstavljen linearno-elastičnom zavisnošću. Realističniji modeli smičuće nosivosti efektom trna dati su u radovima (Dulacska, 1972; Vinceleou i Tassios, 1987).



Slika: 4.31 Šema dowel efekta nakon formiranja prslineIzgled

Smičući  $\tau_{s,xy}$  napon koji se prenosi efektom trna vertikalne armature preko horizontalne pukotine elastičnim zakonom se može predstaviti jednačinom:

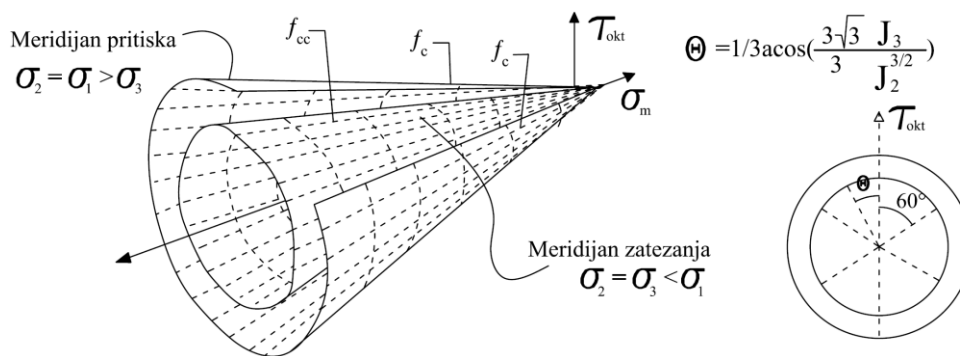
$$\tau_{s,xy} = \alpha \cdot E_s \cdot \gamma_{xy} \quad (4.36)$$

Smičući napon je direktno proporcijalan koeficijentu trenja  $\alpha$ , modulu elastičnosti čelika  $E_s$ . Treba istaći da je mehanizam prenosa smicanja efektom trna nelinearan i zavisi od mnogo faktora. Napredniji modeli su nelinearni i bazirani su na Winkler-ovoj teoriji štapa na elastičnoj podlozi. Armatura se posmatra kao štap oslonjen oprugama na okolni beton uz uvođenje korelacije između tzv. krutosti trna  $k_{dowel}$  i defleksije armature (Dulacska, 1972; Vintzeleou i Tassios, 1987).

## 4.2 Ulomi loma

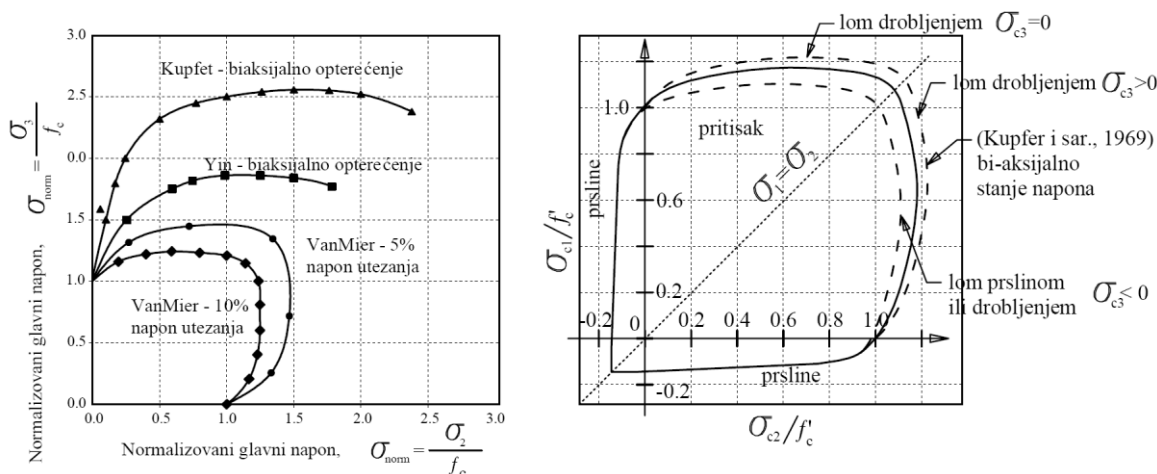
Beton je kvazi krt materijal sa izrazito nelinearnim ponašanjem pri pritisku. Čvrstoća pri jednoaksijalnom zatezanju je 8-15% čvrstoće pritiska. Model loma kod betona mora uspešno da simulira lom drobljenjem i lom prskanjem. Određivanje kriterijuma loma kod betona je važno i za pravilnu simulaciju degradacije nosivosti betonskih elemenata. Dva glavna mehanizma loma betona su pucanje usled zatezanja i drobljenje pod dejstvom pritiska. Međutim, nosivost betona određena jednoaksijalnim stanjem napona (jednoosna kompresija ili tenzija) se bitno razlikuje od slučaja složenog naponskog stanja. Na primer, isti uzorak pod bi-aksijalnim pritiskom dostiže 10 do 20% veću nosivost u odnosu na jednoosno stanje pritiska, dok je kod hidrostatičkog stanja (uniformni tri-aksijalni pritisak) nosivost teoretski neograničena. Nosivost betona za troosno stanje napona, pod pretpostavkom da se beton smatra za izotropnim i homogenim materijalom može se ograničiti prostornom površi. Uslov za uvođenje ove pretpostavke je posmatranje dovoljno velike zapreminu betona čime se zanemaruju svojstva betona kao konglomerata sastavljenog od agregata i cementnog kamena. Stanje napona koje odgovara lomu se nalazi na površi loma dok je stanje nosivosti unutar nje. Takođe takozvana površ plastičnog potencijala je locirana unutar ovog prostora. Nakon prolaska kroz površ nosivosti dve situacije su moguće. Prirast deformacije bez promene napona – plastificiranje elementa ili nagli lom materijala cepanjem (kidanjem).

Da bi se opisao odgovor betona u plastičnom stanju, neophodno je definisati uslov plastičnosti i funkciju ojačanja (Mendes., 2002). Za beton se najčešće primenjuje Mohr-Coulomb-ov uslov plastičnosti i Drucker-Prager-ov uslov loma. Uslov loma nije određen dilataciom već energijom naprezanja a granična površ u polju napona ima oblika kupe. Model uzima u obzir i efekat hidrostatičkog pritiska. Prednost upotrebe ovog kriterijuma loma je ravna granična površ, čime je omogućena jednostavna numerička primena. Nedostatak modela je u delimično odstupanje od stvarnog ponašanja betona.



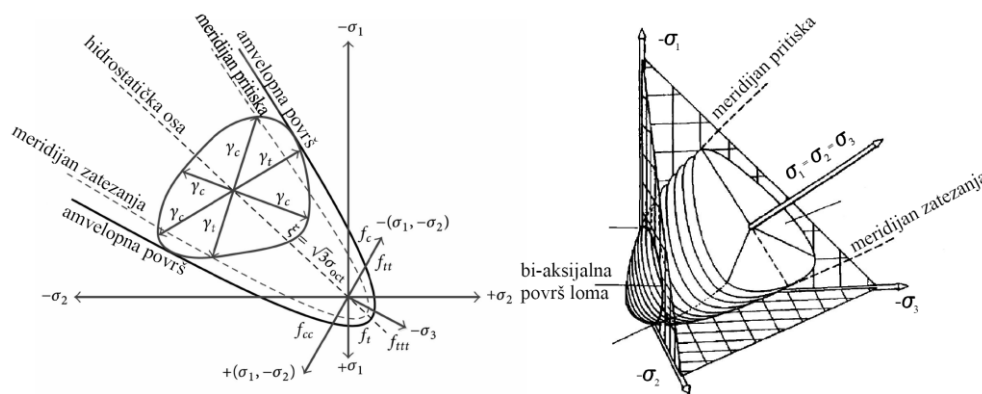
Slika: 4.32 Izgled granične površi plastičnosti (Drucker-Prager 1952), devijatorski poprečni presek

Značajna istraživanje uslova loma betona kod dvoosnog stanja napona izvršili su (Kupfer i dr. 1969). U ovim ispitivanjima su uzorci ploča približnih dimenzija 20x20x5cm opterećeni do loma različitim odnosima  $\sigma_1:\sigma_2$  dok je  $\sigma_3=0$ . Linije loma dobijene ovim istraživanjima su prikazane na slici 4.32. Rezultati istraživanja sprovedenih od strane Yin-a i grupe autora su dala zadovoljavajuća poklapanja sa neznatno višom linijom loma u odnosu na Kupfera. Neslaganja su bila uzrokovana načinom pripreme uzoraka, vrstom upotrebljenog agregata i načinom i brzinom nanošenja opterećenja. Kupfer je nanosio opterećenje sporije. Od značajnijih istraživanja uslova loma betona treba još istaći i (Yin i dr. 1989; Van Mier, 1986, Van Mier i dr., 1997)



Slika: 4.33 Uslov tečenja betona (niski nivo utezanja) za bi-aksijalno stanje napona; površ loma za približno bi-aksijalno stanje napona (Kupfer i dr. 1969)

Slika 4.33 reprezentuje 3D površ loma pri stanju napona kada je  $\sigma_3 \approx 0$ . Date su tri površi bi-aksijalnog uslova loma za različite vrednosti napona  $\sigma_3$ . Površi predstavljaju projekcije na ravan  $\sigma_1$ -  $\sigma_2$  preseka površi za tri vrednosti  $\sigma_3$ . U zavisnosti od međusobne kombinacije vrednosti napona moguć je lom prslinom ili drobljenjem.



Slika: 4.34 Površ loma pri tri-aksijalnom stanju napona

Kriterijum loma pri tri-aksijalnom stanju napona može se matematički iskazati kao površ anvelope loma u polju napona (slika: 4.34). Gde za kordinatne ose uzimamo glavne napone ( $\sigma_1, \sigma_2, \sigma_3$ ). Kriterijum loma može biti iskazan i u cilindričnom koordinatnom sistemu ( $\sigma_{oct}, \tau_{oct}, \theta$ ). Matematički se iskazuje funkcijom loma  $F(\sigma_{oct}, \tau_{oct}, \theta) = 0$ .

#### 4.2.1 Zaključci

U literaturi postoji mnogo konstitutivnih modela koji simuliraju ponašanje AB pri monotonom i cikličnom opterećenju. Međutim, realno ponašanja je nemoguće predstaviti postojećim modelima. Razvoj tačnog modela ponašanja AB je komplikovan iz mnogo razloga. Pre svega zato što nelinearno ponašanje AB zavisi od velikog broja faktora: nehomogenog položaja armature, nastanka pukotina u betonu, prenosa smicanja kroz pukotine, nelinearnog ponašanja betona pri tri-aksijalnom stanju napona, ponašanje pri velikim dilatacijama, degradaciji pri cikličnom opterećenju, itd. Procena ponašanja konstitutivnih materijala pomaže projektantima da unaprede odgovor AB elemenata za vreme zemljotresa. U mnogim slučajevima jedino rešenje predstavlja numeričko modelovanje. Modelovanje AB konstrukcija pri cikličnom opterećenju primenom MKE je vremenom sa razvojem računarske opreme postalo znatno realnije. Ponašanje numeričkih uzoraka se „približilo“ eksperimentalnim rezultatima zahvaljujući unapređenju materijalnih modela. U prethodnim razmatranjima su analizirani podaci koji karakterišu ponašanje armiranog betona pri različitim istorijama opterećenja. Definisanje analitičkog modela znatno je komplikovanije za beton u odnosu na armaturni čelik. Beton je nehomogen i ima mnoge nedostatke kao što su šupljine i prsline koje se javljaju u još neopterećenom betonu. Ponašanje betona napregnutog u ravni je određeno sledećim parametrima: jednoosnom čvrstoćom na pritisak, jednoosnom čvrstoćom na zatezanje, modulom elastičnosti, Poissonovim koeficijentom i energijom loma. Pored toga, ponašanje betona je uzrokovano formiranjem mehanizma loma koji se ispoljava kroz smanjenje modula elastičnosti usled opterećenja bliskog granici loma, kao i plastifikacijom betona usled nagomilavanja,

zaostalih deformacija nakon rasterećenja. Analizirani podaci ukazuju da je ponašanje betona funkcija višeosnog stanja napona, istorije opterećenja i rasterećenja kao i brzine nanošenja tj. prirasta opterećenja. Eksperimentalna istraživanja pokazuju značajno osipanje rezultata. Ova odstupanja su posledica načina ispitivanja kao procedura korišćenih od strane različitih istraživača. Međutim, varijacije su posledica i variranja eksperimentalnih uslova kao što su temperatura, vlažnost, kao i karakteristika komponenti betona (cement, agregat, aditivi). Svi ovi činioci ne mogu eksplicitno biti uključeni u materijalne (konstitutivne) modele zbog velikog broja a ne toliko velikog uticaja. I dalje ponašanje AB pod dejstvom dinamičkog opterećenja predstavlja veliki izazov i predmet je istraživačkog rada širom sveta.

Konstitutivni modeli betona treba da simuliraju ponašanje pod opterećenjem, a ne rezultate pojedinačnog eksperimentalnog ispitivanja konkretnog uzorka. Visoko sofisticirani analitički konstitutivni modeli- betona koji opisuju ponašanje pod svim istorijama opterećenja su nepraktični i računski neprimenljivi.

## 5 Modelovanje i analiza AB zidova (Makro i mikro modeli)

Počeci numeričkog modelovanja AB konstrukcija se vezuju za radove (Claugh., 1965) kada je predložen prvi nelinearni makromodel. Scordelis 1967. prvi primenjuje MKE u analizi AB konstrukcija. Od tada je načinjen ogroman napredak na polju modelovanja elemenata AB konstrukcija uključujući i AB zidove. S obzirom da su AB zidovi bitan element u aseizmičkim konstrukcijama visokogradnje razvoj modela za njihovu numeričku analizu je od velike važnosti. Postoji mnogo različitih modela za numeričko modelovanje konstrukcijskih AB zidova koji se mogu naći u literaturi. Pregled stanja i klasifikacija važnijih numeričkih modela AB zidova dati su u izveštaju (Linde, 1993).

Idealan model AB zidova pod istovremenim dejstvom aksijalnog i bočnog opterećenja treba da obuhvati faktore koji utiču na njegovo globalno i lokalno ponašanje kao što su: tečenje armature, pojava prslina, redukcija krutosti usled pojave prslina, SFI, otvaranje i zatvaranje prslina uz „oporavak“ krutosti, degradacija nosivosti usled cikličnog opterećenja, drobljenje betona, izvijanje armature, pojava zaostalih deformacija, proklizavanje zida, „interlock“ efekat agregata, efekat trna vertikalne armature, efekat višeosnog stanja napona u betonu (efekat utezanja ivičnih zona), efekat brzine prirasta napona i dr. Jasno je da takav model ne postoji niti ga je moguće definisati i uspešno primeniti u svim vidovima proračuna. Do sada je razvijen veliki broj modela sa određenim prednostima i manama.

Generalno, postoje dva osnovna pristupa modelovanju AB elemenata. To su mikro i makro (fenomenološki) pristup modelovanju. Analiza i međusobno poređenje modela data je u (Vulcano i Bertero, 1987). Mikro modeli MKE i model slojeva (layer) se zasnivaju na modeliranju ponašanja različitih materijala koji čine AB elemenat i interekcije među njima. Mikromodeli daju nelinearne odgovore pojedinačnih elemenata, delova elemenata ili samo lokalno ponašanje. Ovaj pristup je kompleksan i zahtevniji je po pitanju računarskih resursa. Iz tog razloga nije praktičan za velike objekte već se uglavnom primenjuje u numeričkom modelovanju pojedinačnih konstruktivnih elemenata. Pouzdanost ovih modela je takođe pod znakom pitanja, zbog složenosti ulaznih parametara i tumačenja izlaznih rezultata. Sa druge strane makro modeli (global response models) su zasnovani na ponašanju celog konstruktivnog elementa. Globalno ponašanje makro modela zahteva podešavanje parametara tj. treba ih kalibrisati eksperimentalnim rezultatima. Ovaj pristup je jednostavan i nije numerički zahtevan, što ga čini pogodnim za simuliranje nelinearnog ponašanja zgrada.

Pored ova dva osnovna tipa modela postoje i mezo modeli koji sadrže karakteristike i mikro i makro modela. Mezo modeli su pojednostavljeni dvodimenzionalni modeli nastali kao nadogradnja mikro modela. Ovi modeli su nastali iz potrebe bolje računarske efikasnosti mikro



modela. Modeli zidova se sastoje od membranskih elementa, sa jednostavnim bilinearnim materijalnim modelom (Meskouris i dr., 1991). Eksplicitna formulacija prslina nije uzeta u obzir. Elementi su anizotropni sa jednostavnim histerezisnim modelom kojim se simulira ojačanje čelika i pojava prslina u betonu. Meso modeli nisu doživeli široku praktičnu afirmaciju.

Na ponašanje makro modela zidova prvenstveno utiče kombinacija fleksione, aksijalne i smičuće deformacije. Srednji i visoki AB zidovi se uglavnom deformišu savijanjem dok niski dominantno smicanjem. Nelinearno ponašanje makro modela može značajno da varira i prvenstveno zavisi od sledećih nekoliko faktora: međusobnih odnosa dimenzija zida, veličine aksijalnog opterećenja, količine ivične armature, kvalitet sidrenja armature, sprege armatura-beton, odnosa kapaciteta fleksione i smičuće deformacije, uticaja konstruktivnih elemenata povezanih sa AB zidom (vezne grede), stepena uklještenja zida, krutosti fundamenta itd. Makro modeli su bazirani na globalnom histerezisnom ponašanju AB zida definisanom zavisnošću moment-rotacija ili sila-pomeranje pojedinih podkomponenti u sastavu modela. Makro modeli su efikasni i mogu uspešno da simuliraju odgovor elementa izloženog delovanju aksijalne sile i momenta savijanja (značajno za AB zidove). Model kosog (dvoosnog) savijanja je znatno teže definisati jer je histerezisna zavisnost izuzetno složena, naročito za naizmenično ciklično opterećenje. Primena makro modela nije pogodna za zidove složenog poprečnog preseka.

Sa razvojem fiber modela (layer u slučaju površinskih nosača) i njihovom implementacijom u komercijalne primene štapnih modela, model rešetke i model vertikalnih aksijalnih opruga su donekle potisnuti iz inženjerske prakse. Fiber mikro modeli su trenutno veoma zastupljeni u modelovanju u zemljotresnom inženjerstvu. Prednost im je u mogućnosti efikasnog razmatranja dvoosnog savijanja (bitno kod stubova). Nedostaci su nemogućnost direktne simulacije smicanja silama i popuštanja sprege čelik-beton. Efikasni su u modelovanju stubova i AB zidova sa dominantnom deformacijom savijanja a ne bi trebalo da se koriste kod kratkih AB zidova.

### **5.1.1 Modeli histerezisnog ponašanja AB zidova**

Ponašanje zgrada pri dinamičkom opterećenju, naročito za vreme jačih zemljotresa kada se konstrukcija ponaša nelinearno zavisi od više faktora. Odgovor sistema pored pobude date u vidu zapisa tla zavisi od: mase, nosivosti, krutosti i prigušenja kao parametara same konstrukcije. Pored obezbeđenja globalne duktilnosti pomeranja pri datom opterećenju za ocenu ponašanja konstrukcije pri seizmičkom dejstvu važno je i koliki deo unete energije u sistem konstrukcija može da apsorbuje. Sistem koji vibrira izvestan deo energije gubi u svakom ciklusu vibracija. Ova pojava se naziva prigušenje ili disipacija energije. Prigušenje je svojstvo materijala koje direktno utiče na dinamički odgovor konstrukcije. Energija uneta u sistem (ulazna energija) se disipira na više načina. Viskozno prigušenje usled otpora sredine je zanemarljivo. Otpor vazduha

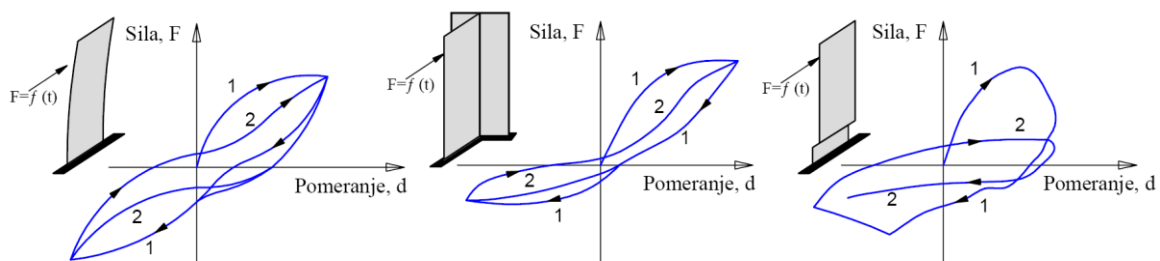
kao sredine je mali i ne uzima se u obzir u metodama dinamičke analize. Radijacisko prigušenje je karakteristično za krute sisteme na tlu zadovoljavajuće nosivosti (sistemi sa velikim lako armiranim zidovima, videti tačku: 2.3). Prigušenje usled trenja unutar materijala i veza konstruktivnih elemenata transformiše energiju u unutrašnju toplotnu materijala. Histerezisnim prigušenjem se mehanička energija transformiše u neelastičan deformacioni rad. U postelastičnoj fazi rada sistema uneta energija se dominantno disipira kroz histerezisno prigušenje.

Za različite metode dinamičke analize koriste se odgovarajući tipovi prigušenja (Ćosić i sar, 2017). Gubitak kinetičke energije se najjednostavnije modelira unutrašnjim viskoznom prigušenjem. Ono je proporcionalno relativnoj brzini vibracija. Sa povećanjem frekvencije raste i vrednost viskoznog prigušenja. Iz tog razloga je preporučljivo definisati koeficijent prigušenja za svaki ton ponaosob (modalno definisanje prigušenja). Modalno definisanje prigušenja se koristi u proračunu spektra odgovora i modalnoj analizi direktne integracije (response-spectrum i modal time-history analyses). Modalno-materijalno prigušenje, takođe poznato i kao kompozitno modalno prigušenje je u funkciji krutosti elementa i svojstvenih perioda. Za svaki materijal se usvaja koeficijent prigušenja koji je u granicama  $0 < r < 1$  i definiše se za svaki ton oscilovanja ponaosob. Viskozno prigušenje se upotrebljava kod vibracija sistema u elastičnom domenu. Zbog jednostavne numeričke primene često se i drugi vidovi prigušenja modeluju u vidu viskoznog i iskazuju preko koeficijenta ekvivalentnog prigušenja. Treba istaći da ne postoji izraz za određivanje koeficijenta prigušenja u zavisnosti od primenjenog materijala i/ili vrste konstrukcije. Koeficijent prigušenja je relativno nepouzdana vrednost a bitno utiče na dinamički odgovor konstrukcije (naročito linearne). Stvarnu veličinu viskoznog prigušenja pri nelinearnom radu konstrukcije jako je teško odrediti bez eksperimentalnog ispitivanja. Procena koeficijenata viskoznog prigušenja jako je nepouzdana. Uobičajeno je da se vrednost uzima u iznosu od 5% od kritičnog prigušenja. Viskozno prigušenje se koristi kod metode direktne integracije (time-history analysis) i proporcionalno je masi i krutosti. Na rezultate nelinearne analize veličina viskoznog prigušenja ne utiče u tolikoj meri kao kod linearne analize. Nelinearan odgovor sistema dominantno zavisi od histerezisnog ponašanja konstrukcije. Energija disipirana na ovaj način može biti jako velika.

Količina energije disipirane kroz histerezisno prigušenje za vreme jakih zemljotresa i velikih neelastičnih pomeranja je znatno veća u odnosu na druge vidove disipacije energije. Mera disipirane energije u jednom ciklusu je površina petlje  $F - d$ . Široke i stabilne petlje sa velikom površinom pokazuju povoljno histerezisno ponašanje i imaju veliki kapacitet disipacije energije u jednom ciklusu kao i kumulativno u svim ciklusima zajedno. Histerezisno prigušenje je jedan

od parametara koji omogućava da konstrukcija može da izdrži i veoma jake zemljotrese bez rušenja.

Upotreba histerezisnih konstitutivnih zakona je neophodna za simulaciju ponašanja AB konstrukcija opterećenih cikličnim opterećenjem. AB elementi koje prelaze u domen nelinearnog ponašanja tokom cikličnog opterećenja trpe izvesna oštećenja, gube deo krutosti i nosivosti, dobijaju zaostale deformacije. Sa porastom opterećenja prsline u betonu imaju tendenciju propagacije, spajaju se i razvijaju u pukotine čim se ostvaruje diskontinuitet u materijalu. Na histerezisno ponašanje AB zidova utiče: istorija opterećenja, karakteristike materijala, način armiranja, količina vertikalne armature, stepen utegnutosti ivičnih elemenata, količina horizontalne armature i rebru zida, ostvareni nivo sidrenja, stepen sprege armatura-beton, nivo aksijalnog opterećenja, FSI i drugo. Kvalitetni histerezisni modeli su sposobni da simuliraju sve glavne fenomene nelinearnog ponašanja: degradaciju krutosti, pad nosivosti, progresivni “pinching” efekat, proklizavanje veze armatura-beton (bond-slip effect), efekat izbočavanja. Ali su sa stanovišta numeričkih resursa ovakvi modeli su izuzetno zahtevni. Inače stvaran oblik histerezisnih petlji je nepravilan i tek nakon poligonalnog pojednostavljenja može se koristiti u proračunskim analizama.

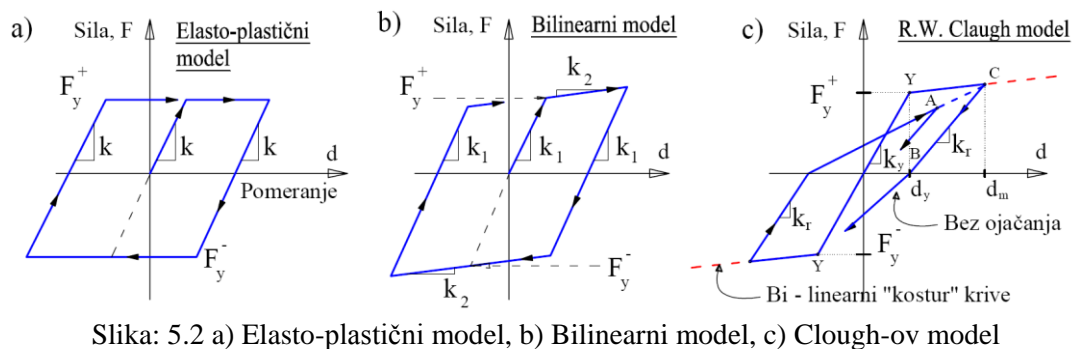


Slika: 5.1 a) Tipičan histerezis AB zida I-preseka, b) T-preseka, c) histerezis loma AB zida smicnjem

U poslednjih pedeset godina razvijen je niz različitih modela koji opisuju ponašanja AB elemenata pod dejstvom dinamičkog opterećenja. Generalno dva osnovna tipa ponašanja karakteristična su za AB zidove pod cikličnim opterećenjem. Fleksiono ponašanje čija su odlike stabilne otvorene histerezisne petlje sila-pomeranje sa malom deterioracijom krutosti (karakteristično za visoke duktilne zidove). Smičuće ponašanje sa izraženim uštinućem petlje (karakteristično za naske i zidove kod kojih se FSI nemože zanemariti). Oba ponašanja karakteriše gubitak krutosti i nosivosti sa porastom brojem ciklusa (karakteristično za vezne grede udvojenih zidova).

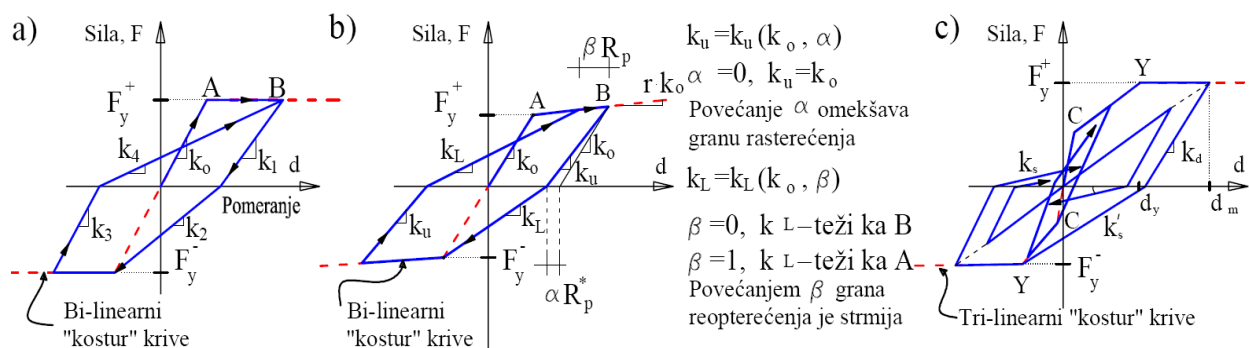
Eksperimentalna istraživanja su pokazala da histerezisno ponašanje AB elemenata direktno zavisi od istorije opterećenja. Osnovna karakteristika ponašanja je stalna promena krutosti i degradacija nosivosti pod dejstvom progresivnog cikličnog opterećenja. Ponašanje AB zidova

pod cikličnim opterećenjem se definiše upotrebom histerezisnih zavisnosti koje su u stanju da simuliraju različite neelastične fenomene. Izabrani model histerezisnog ponašanja značajno utiče na ponašanje AB zidova.



Slika: 5.2 a) Elasto-plastični model, b) Bilinearni model, c) Clough-ov model

Do sredine šezdesetih godina, većina histerezisnih modela ponašanja AB zidova bazirala se na elasto-plastičnoj ili bilinearnoj zavisnosti (slika 5.2-a,b). Glavna karakteristika ovih modela je jednostavnost i mogućnost upotrebe sa skromnim računarskim resursima. U začetima numeričke implementacije elastoplastičan i bilinearan model su upotrebljavani zbog jednostavnosti u primeni. Glavni nedostatak modela je bila nemogućnost simulacije degradacije krutosti sa povećanjem broja ciklusa. Prvi histerezisni model sa degradacijom krutosti i omekšanjem grane reopterećenja predložio je R.W. Clough. Model (Clough i Johnston, 1965) se sastojao od dve paralelne komponente. Jedna opruga je bila potpuno elastična a druga idealno elasto-plastična. Njihovom kombinacijom je predstavljano neelastično ponašanje materijala. Kosturna kriva ovog modela je bilinearna, a grana rasterećenja nije sadržala redukciju krutosti. (Nielsen i Imbeault, 1970) uvode degradaciju krutosti rasterećenja u funkciji dostignutog pomerenja u datom ciklusu. Anagnostopoulos (1972) je uopštio Clough-ov model smanjenjem krutosti na delu krive rasterećenja. Svi ovi modeli nisu disipirali energije pri malim ekskurzijama pomerenja.

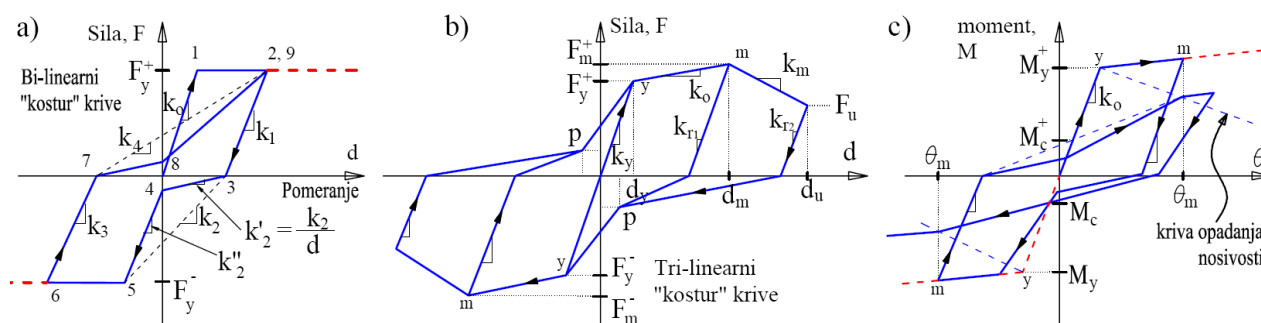


Slika: 5.3 a) model (Anagnostopoulos, 1972), b) Modifikovani Takeda model (Otani, 1974), Takeda-slip model (Eto i Takeda, 1973)

Dalja eksperimentalna istraživanja su pokazala da ciklično opterećenje AB izaziva smanjenje krutosti, degradaciju nosivosti i redukcija kapaciteta apsorpcije energije (Takeda i dr. 1970; Saatcioglu i Ozcebe, 1989; Dowell i dr., 1998). Takeda je predložio trilinearnu skeletnu krivu,

promenu krutosti usled pojave prslina i ojačanja čelika, dao pravilo promene unutrašnjih petlji i uveo degradaciju krutosti rasterećenja. Unapređenjem osnovnog Takedinog modela nastao je generalisani Takedin model. Skeletna linija je bilinearna s tim da je grana reopterećenja sa „omekšanjem“. Parametrom  $\alpha$  je omogućena korekcija krutosti grane rasterećenja u funkciji maksimalno dostignutog pomeranja u prethodnom ciklusu. Parametar  $\beta$  koriguje krutost grane reopterećenja u odnosu na osnovnu krutost (slika 5.2-b). Model je dalje unapredio degradacijom krutosti (Otani, 1974) obuhvatanjem uticaja proklizavanja sprege armatra-beton (bond slip) i koristio ga je za procenu dinamičkog ponašanja SDFS. Anderson i Townsend 1977. koriste trilinearni model u analizi MDFS. Modelima je uspešno simulirano ponašanje plastičnog zgloba duktilnih AB zidova. Nedostatak ovih ovih modela je linearan zakon smičućeg ponašanje tako da nisu bili pogodni za simulaciju ponašanja niskih zidova. Ni jedan model iz ove grupe nije obuhvatao „pinching“ efekat.

Daljim razvojem modela uvodi sa degradacija krutosti grane reopterećenja tj. sa „omekšanjem“ i uštinućem histerezijsne petlje u zoni koordinatnog početka. Efekat štivanja petlje tzv. „pinching“ efekat nastaje usled delovanja smičućih sila u kritičnoj zoni zida, kada prsline nastale usled savijanja nisu zatvorene, odnosno nivo sile pritiska u betonu nije dostigla dovoljno visok nivo čime bi se kompenzovala rezidualna izduženja u armaturi nakon tečenja. AB zidovi iako dominantno napregnuti savijanjem pokazuju uštinuće histerezijsne petlje. Pinching efekat je izraženiji kod nesimetričnih zidova. Takeda (1973) modifikacijom svog modela inkorporirao klizanje. Skeletna kriva je trilinearna a promena krutosti može biti različita za alternativne smerove opterećenja. Suženje petlje se dešava samo kada je dostignuto ojačanje pri reopterećenju.



Slika: 5.4 a) Model sa degradacijom krutosti i uštinućem, b) Model (Gavrilović, 1982)

Modifikovani Takedin trilinearni model sa inkorporiranim pinching efektom i degradacijom nosivosti usled smicanja (Takayanagi i Schnobrich, 1976) su primenili kod kratkih veznih greda. Unapređenjem modela efekat suženja je uključen i na grani reopterećenja. (Saatcioglu i Derecho 1980) su inkorporirali efekat aksijalno-fleksione interakcije u histerezijsnom ponašanju udvojenih zidova.

Od značajnijih treba istaći Park-ov model tri parametra (Park i dr. 1987). Skeletna kriva je trilinearna. Model sadrži: degradaciju krutosti, pinching efekat i degradaciju nosivosti sa porastom broja ciklusa. Histerezisnim modelom aksijalne deformacije (Kabeyasawa i dr. 1983) je simulirano ponašanje ivičnih ojačanja AB zidova. Model je formiran na osnovu eksperimentalnih ispitivanja u punoj veličini. Za aksijalnu krutost pri zatezanju je usvojena krutost armature dok je pri pritisku smatrana za elastičnu uključujući i betonski deo preseka.

Efekat kumulativnog oštećenja na degradaciju krutosti i nosivosti uvode (Wang i Shah, 1987). Degradacija krutosti je jednaka za obe grane (grane rasterećenja i reopterećenja) i proporcionalna je faktoru  $(1-D_{ws})$ , gde je  $D_{ws}$  indeks oštećenja. Koeficijentom  $D_{ws}$  se množe i koordinate bilinearne skeletne krive.

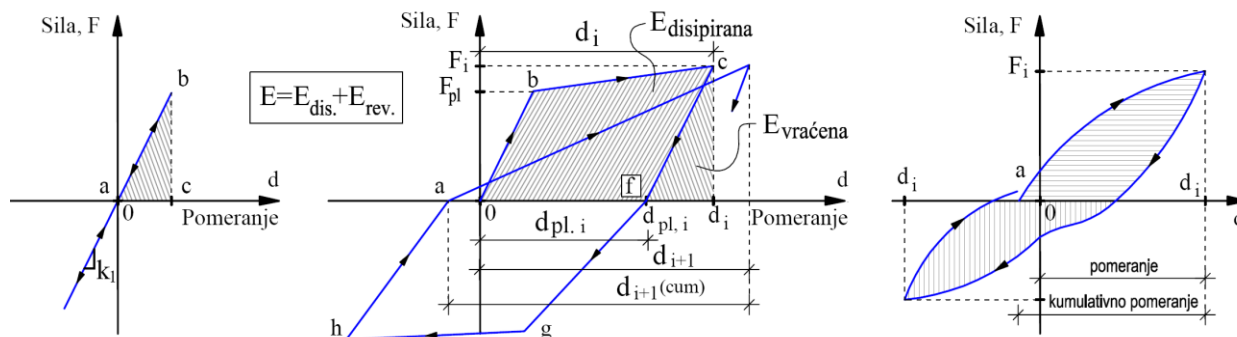
Predloženi model (Ibara, Medina, Krawinkler, 2005) pad nosivost tokom ciklusa i degradaciju krutosti definiše na bazi disipirane histerezisne energije. Degradacija nosivosti počinje nakon dostizanja maksimalne nosivosti i zavisi od broja ciklusa. Kosturna kriva, krutost rasterećenja i reopterećenja takođe mogu da degradiraju.

#### 5.1.1.1 Energetski pokazatelji

Energetski koncept projektovanja konstrukcija se zasniva na primeni zakona održanja energije. Usled pomeranja tla za vreme zemljotresa dolazi do kontinualnog unosa energije u konstrukciju. Određeni deo tako unete energije se transformiše u akumuliranu-potencijalnu energiju (elastični rad –  $\Delta abc$ ). Pri cikličnom opterećenju tačka „b“ predstavlja maksimalno pomeranje za slučaj elastičnog ponašanja sistema (slika: 5.5). Pri prolasku kroz ravnotežni položaj akumulirana energija se pretvara u kinetičku energiju (oscilovanje konstrukcije). Kod elastičnih sistema ukupna akumulirana energija se vraća u obliku kinetičke energije. Za vreme srednjih i jačih zemljotresa konstrukcije nisu sposobne da prihvate celokupan iznos inercijalnih sila a da pritom ostanu u elastičnoj oblasti. Pri svakom ciklusu oscilovanja izvesni deo te energije se gubi tj. dolazi do disipacije energije " *adef* ". U domenu linearnog rada konstrukcije prigušenje je najjednostavnije predstaviti kao unutrašnje viskozno prigušenje. U jednačini kretanja (6.1) ovaj vid prigušenja je proporcionalan brzini oscilovanja (vibriranja). Sa porastom plastičnih deformacija raste i količina energije disipirane histerezisnim prigušenjem u odnosu na energiju predstavljenu viskoznim prigušenjem. U postelastičnoj fazi rada konstrukcije najveći deo unete energije disipira se histerezisnim prigušenjem. Tako da se nelinearno ponašanje konstrukcije može razmatrati i sa energetskog aspekta.

Iz jednačine energetskog bilansa mogu se odrediti vrednosti: akumulirane energije, vraćene energije i disipirane energije. Dijagrami  $F-d$  se dobijaju eksperimentalnim ispitivanjem

uzoraka kvazi statičkim opterećenjem. Akumulirana energija jednaka je površini koju zahvata grana opterećenja  $F-d$  dijagrama i apcisna osa. Ona ne daje podatak o sposobnosti konstrukcije da apsorbuje energiju i ne predstavlja značajan pokazatelj ponašanj. Površina petlje  $F-d$  koju zahvataju grana opterećenja i rasterećenja jednaka je  $E_{dis}$ -disipiranoj energiji jednog poluciklusa. Vraćena energija  $E_{rev}$  je jednaka površini između grane rasterećenja i apcisne ose.



Sika: 5.5 grafik energetskog bilansa

$$E = E_{rev} + E_{dis} \quad (5.1)$$

Kod sistema sa pojedinačnim AB zidovima najveći deo histerezisnog prigušenja se odvija plastičnim deformacijama u kritičnoj zoni zida. Globalno histerezisno ponašanje sistema dominantno zavisi od ponašanja plastičnog zgloba u uklještenju pojedinačnih zidova. Stoga naročitu pažnju treba posvetiti konstrukcijskom oblikovanju i armiranju kritičnog područja zida u kojime se predviđa trošenje energije potresa. Za povoljan histerezisni odgovor neophodno je obezbediti i adekvatno utezanje ivičnih zona zida. Time se sprečava izvijanje pritisnute vertikalne armature i krta lom betona drobljenjem. U zategnutim delovima rebra može se javiti potreba za dodatnim armiranjem horizontalnom armaturom jer vertikalni normalni naponi usled savijanja mogu biti znatno veći od gravitacionog opterećenja koje zid nosi. Usled rasterećenja i pojave vertikalnog zatezanja u delovima zida, smičuća sila se ne može uspešno preneti naročito ukoliko je zid ispucao. U slučaju horizontalnih pukotina sile smicanja se prenose isključivo interlock i efektom trna kroz pukotinu. Lom smicanjem je nepoželjan jer uzrokuje sažimanje histerezisnih petlji „pinching efekat“. Petlje više nisu stabilne i široke već su sa znatno manjom površinom a samim tim i manjom disipiranom energijom (Cismigiu i dr., 1967; Darwin i Nmai, 1986).

Kod zgrada sa udvojenim zidovima globalno histerezisno ponašanje sistema zavisi od nelinearnog ponašanja veznih greda i pojedinačnih AB zidova. Ostvarenjem koncepta programiranog ponašanja tj. povoljnim redosledom pojave platičnih zglobova stvara se preduslov za povoljno histerezisno ponašanje sistema. Adekvatnim izborom: odnosa krutosti i nosivosti između zidova i veznih greda, odnosa geometrijskih karakteristika veznih greda,

primenom dijagonalnog armiranja, adekvatnim sidrenjem i poprečnim utezanjem dijagonalne armature veznih greda dobija se povoljan histerezisni odgovor u vidu širokih i stabilnih petlji.

Važni energetske pokazatelji su: kumulativna disipirana energija, normirana kumulativna energija disipacije, faktor apsorpcije energije, bezdimenzionalna energija, energetske duktilitet i indeks plastične ekscurzije.

Kumulativna disipirana energija  $Cum E_{dis}$  jednaka je sumi apsorbovane energije tokom svih ciklusa sa plastičnim ekscurzijama.

$$Cum E_{dis} = \sum_{i=1}^n E_{dis, i} \quad (5.2)$$

Normirana kumulativna energija disipacije  $E_{norm.}$  pojedinačnog ciklusa opterećenja jednaka je količniku kumulativne disipirane energije i vrednosti  $P_i \Delta_i$ .

$$E_{norm} = \frac{1}{P_i \Delta_i} \sum_{i=1}^n E_{dis, i} \quad (5.3)$$

Faktor apsorpcije energije  $\varepsilon$  predstavlja odnos između disipirane i ukupno akumulirane energije. Povoljnije aseizmičko ponašanje iskazuje konstrukcija koja ima veću absorpcionu sposobnost (Priestley i dr., 2005). Vrednost faktora absorpcije raste sa povećanjem plastičnih deformacija i kreće se u granicama  $0 < \varepsilon < 1$ .

$$\varepsilon = \frac{E_{dis}}{E} \quad (5.4)$$

Bezdimenzionalna energija  $e$  tokom jednog poluciklusa jednaka je količniku disipirane energije u toku jednog poluciklusa i elastičnog rada sile  $P_i$  na pomeranju  $d_i$  u toku tog poluciklusa.

$$e = \frac{E_{dis}}{A_{el}} \quad (5.5)$$

Gde je:

$$A_{el} = \frac{P_i \cdot d_i}{2} \quad (5.6)$$

Bezdimenzionalna energija se može izraziti i u vidu kumulativne vrednost bezdimenzionalne energije  $Cum.e$  u funkciji broja plastičnih ekscurzija.

$$Cum.e = \sum_{i=1}^n e_i \quad (5.7)$$

Energetske duktilitet  $\mu_e$  je izražen odnosom akumulirane i povratne energije.



$$\mu_e = \frac{E}{E - E_{dis}} = \frac{E}{E_{rev}} \quad (5.8)$$

Indeks plastične ekskuzije  $\pi_{pl}$  datog poluciklusa jednak je količniku plastične ekskuzije u toku jednog poluciklusa i maksimalno dostignutog pomeranja u datom poluciklusu.

$$\pi_{pl} = \frac{d_{pl,i}}{d_i} \quad (5.9)$$

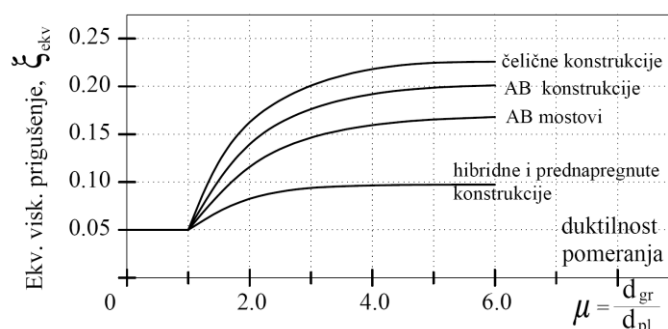
Veličina plastične deformacije  $d_{pl,i}$  (plastična ekskuzija) se smara najboljom karakteristikom nelinearnog ponašanja konstrukcije. To je trajna deformacija koja ostaje i nakon rasterećenja u nekom poluciklusu. Duktilnost izražena preko indeksa plastične ekskuzije je najbolji pokazatelj neelastičnog ponašanja konstrukcije. Vrednost koeficijenta duktilnosti pomeranja raste sa povećanjem zaostalih plastičnih deformacija i kreće se u granicama  $1 < \mu_d < 2$ . Za  $\mu_d = 1$  ponašanje je linearno elastično (nema zaostalih deformacija), a za  $\mu_d = 2$  kruto plastično. Koeficijent duktilnosti pomeranja dat je izrazom:

$$\mu_d = 1 + \pi_{pl} = 1 + \frac{d_{pl,i}}{d_i} \quad (5.10)$$

Ekvivalentno viskozno prigušenje (equivalent viscous damping - EVD) je još jedan od energetskih pokazatelja koji se prikazuju u funkciji maksimalnog postignutog pomeranja u pojedinačnom ciklusu. Koeficijent ekvivalentnog viskoznog prigušenja se određuje na osnovu pretpostavke da je ukupna disipirana energija datog sistema u toku jednog ciklusa jednaka disipiranoj energiji ekvivalentnog linearnog sistema sa viskoznim prigušenjem. Izraz za koeficijent ekvivalentnog viskoznog prigušenja  $\xi_{ek.vis}$  je:

$$\xi_{ek.vis,i} = \frac{E_{dis}}{4\pi A_{el}} \quad (5.11)$$

Koeficijent ekvivalentnog viskoznog prigušenja  $\xi_{ek.vis} = \xi_{vis} + \xi_{his}$  je jednak zbiru elastičnog viskoznog i histerezisnog prigušenja.



Slika: 5.6 Zavisnost EVD i duktilnosti pomeranja (Priestley i dr., 2007)

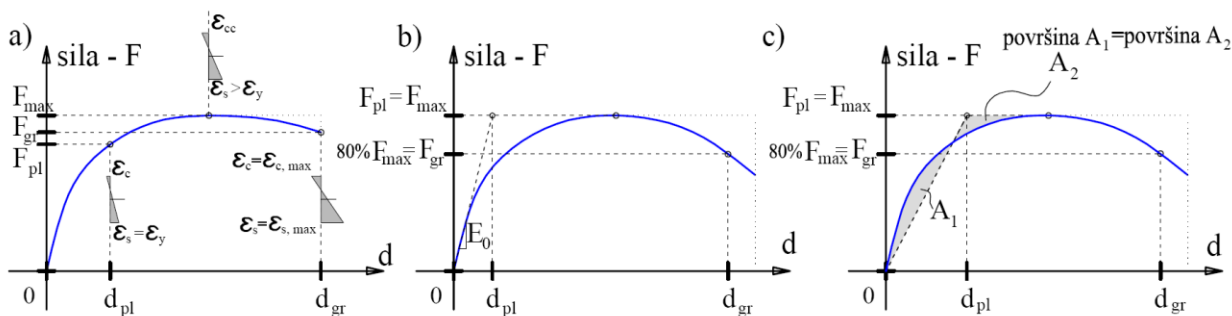
Model unutrašnjeg viskoznog prigušenja preovladava u linearno elastičnom domenu rada konstrukcije. Pri nelinearnom ponašanju konstrukcije je teško odrediti stvarnu vrednost viskoznog prigušenja bez eksperimentalnih podataka. Iz tog razloga procena viskoznog prigušenja pri modelovanju nelinearnog ponašanja je veoma nepouzdana. Na rezultate nelinearne analize veličina viskoznog prigušenja utiče u maloj meri. Nelinearan odgovor pretežno zavisi od histerezisnog prigušenja konstrukcije.

Zbog jednostavnosti u rešavanju jednačine kretanja (6.1) model unutrašnjeg viskoznog prigušenja se često upotrebljava za simulaciju drugih tipova prigušenja. Prigušenje sistema je obično izraženo u procentima od kritičnog viskoznog prigušenja. Kada se model unutrašnjeg viskoznog prigušenja koristi za modelovanje histerezisnog prigušenja koristi se koeficijent ekvivalentnog prigušenja  $\xi_{ekv.vis}$ . Ovako usvojen pristup zahteva kalibraciju EVD u zavisnosti od krutosti i histerezisnog modela primenjenog u nelinearnoj dinamičkoj analizi. Detaljna razmatranja su data u radovima (Priestley i Grant., 2005; Dwairi i Kowalsky, 2006). Korekcionni koeficijenti EVD proizilaze iz uslova jednakosti amplitudnih pomeranja. Ukoliko se u analizi usvoji elastična (inicijalna) krutost što je najčešći slučaj, to dovodi do nerealno velikog prigušenja pri nelinearnom odgovoru konstrukcije. Redukciju apsorbovane energije viskoznim prigušenjem data je u radovima (Priestley i dr., 2005; Priestley i dr., 2007). Predložena je upotreba tangente krutosti za proračun viskoznog prigušenja. Time sa sa promenom krutosti u svakom koraku integracije koriguje i vrednost prigušenja. Inače veličina prigušenja ima bitan uticaj na intenzitet indukovanih inercijalnih (seizmičkih) sila, faktor dinamičke amplifikacije i amplitudna pomeranja. Sa povećanjem prigušenja opada pobuđenost sistema.

### 5.1.1.2 Duktilnost

Duktilnost je sposobnost konstrukcije ili pojedinačnog konstruktivnog elementa da se plastično deformiše. Mera duktilnosti se iskazuje koeficijentom duktiliteta  $\mu$  koji je jednak količniku maksimalne granične deformacije  $d_{gran.}$  (u trenutku loma) i deformacije u trenutku tečenja  $d_{pl.}$  Za vrednost granične deformacije obično se usvaja vrednost koja odgovara 80% od maksimalne nosivosti. Ovako definisan koeficijent duktilnosti naziva se efektivnim duktilitetom. Primenjuje se kod elastoplastičnog dijagrama sila-pomeranje formiranog usled dejstva monotonog opterećenja ili obujmice histerezisne krive  $F-d$  usled cikličnog alternativnog opterećenja.

$$\mu_{eff} = \frac{d_{gr}}{d_{pl}} \quad (5.12)$$

Slika: 5.7 Mogući načini određivanja  $d_{pl}$  kod AB konstrukcija (Bržev, 1989)

Ovaj način definisanja duktilnosti je pogodan za čelične konstrukcije zbog jasno izražene tačke plastifikacije. Kod AB konstrukcija  $F - d$  dijagram je izrazito krivolinijski i ne može se lako definisati elasto-plastičnim zakonom. Vrednost pomeranja  $d_{pl}$  nije jednoznačno određena i može se usvojiti na jedan od tri načina: a) usvaja se vrednost  $d_{pl}$  u trenutku početka tečenja armature, b)  $d_{pl}$  se usvaja kao elastično pomeranje koje odgovara maksimalnoj sili  $P_{ul}$ , c)  $d_{pl}$  se određuje iz uslova jednakosti kapaciteta akumulacije energije stvarnog i idealizovanog (elasto-plastičnog)  $F - d$  dijagrama (Bržev, 1989). Granična deformacija je rezultat karakteristika elementa ili sistema da se plastično deformiše i da kroz kontrolisana oštećenja (na odgovarajućim mestima) disipira energiju.

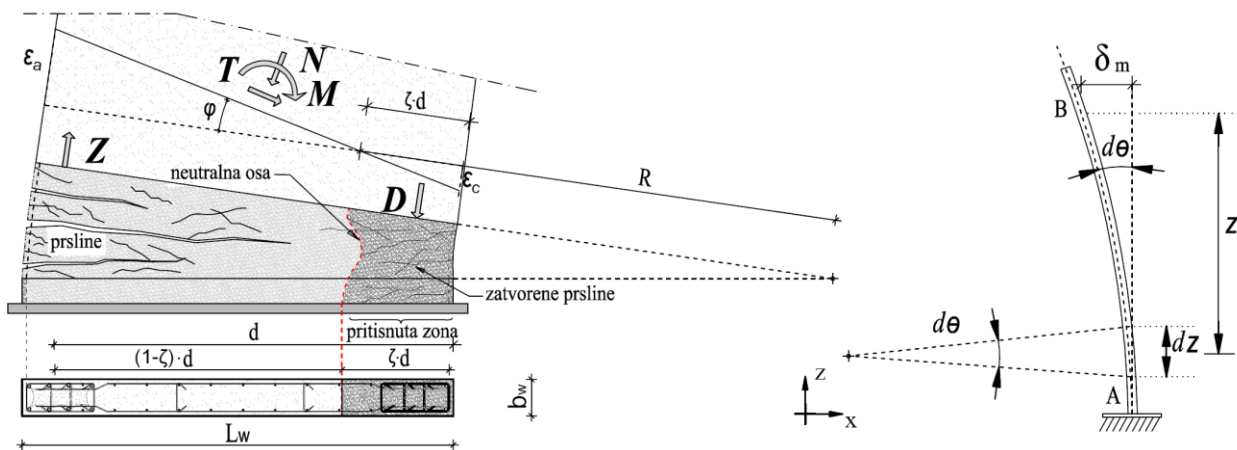
Duktilnost se može izraziti ne samo preko pomeranja već i preko krivine preseka, rotacije ili neke druge deformacijske veličine. Najčešće se posmatra globalna duktilnost pomeranja vrha konstrukcije pri formiranju nekog od mogućih mehanizama rušenja. Duktilitet pomeranja je posledica plastičnih deformacija tj. nepovratnih oštećenja konstrukcije.

Duktilnost je važan pokazatelj predviđanja nelinearnog ponašanja konstrukcije. Obezbeđenje dovoljnog kapaciteta deformacije konstrukcije je jedan od osnovnih ciljeva aseizmičkog inženjerstva. Ispravnim projektovanjem, konstrukcijskim oblikovanjem i adekvatnim armiranjem kritičnih područja u kojima je predviđeno trošenje energije potresa unete u sistem, obezbeđuje se visoka duktilnost. Kod takvih zgrada moguće je u većoj meri smanjiti nosivost nego kod konstrukcija sa manjom obezbeđenom duktilnošću (Paulay, 1992). Kontrolisanom redukcijom nosivosti, uz pojavu prihvatljivog nivoa oštećenaja dozvoljava se nelinearan odgovor konstrukcije. Ovim se omogućuje smanjenje projektog seizmičkog opterećenja pri linearnoj analizi baziranoj na spektru odgovora koji je redukovano u odnosu na elastični spektar (Lađinović, 2002).

Treba razlikovati koeficijente duktiliteta pomeranja i duktiliteta rotacije. Ovo je naročito važno kod AB zidova zbog načina ostvarenja mehanizma loma. Vrednost koeficijenta duktilnosti krivine (curvature ductility) može biti izražena i preko ugla rotacije. Pojedinačni AB zidovi u statičkom smislu predstavljaju konzole. Pomeranje vrha konzole se najvećim delom realizuje

rotacijom u plastičnom zglobu. Pojava prve pukotine u kritičnoj zoni uslovljava nagli pad krutosti AB zida. Nakon formiranja diskontinuiteta usled pojave prslina u zoni plastičnog zgloba definisanje zavisnosti momentat-krivina je komplikovanije.

Nakon formiranja pukotina u AB zidu sa porastom opterećenja prirast krivine je intenzivniji. Plastifikacijom ivične armature dolazi do formiranja plastičnog zgloba a krivina se dalje povećava u skladu sa obezbeđenim kapacitetom rotacije. Ukoliko je procenat vertikalne armature ograničen, a ivične zone zida adekvatno utegnute do kritične visine krivina zida se realizuje neelastičnim deformacijama armature i betona (slika 5.8). Rotacija preseka se dominantno ostvaruje pojavom plastičnog zgloba u kritičnoj zoni zida. Lokalna duktilnost AB zida ne korespondira istovremeno i duktilnosti celokupne konstrukcije.



Slika: 5.8 Deformacija zida napregnutog na savijanje

Krivina elementa štapa je rotacija po jedinici dužine štapa  $k$ . Ukupna rotacija štapa se može dobiti integraljenjem po dužini štapa. Horizontalno pomeranje usled rotacije štapa tada glasi:

$$\delta_{AB} = \int_A^B zk dz \quad (5.13)$$

Gde je:

$$k = \frac{\varepsilon_c}{\xi \cdot d} = \frac{\varepsilon_a}{(1-\xi) \cdot d} \quad (5.14)$$

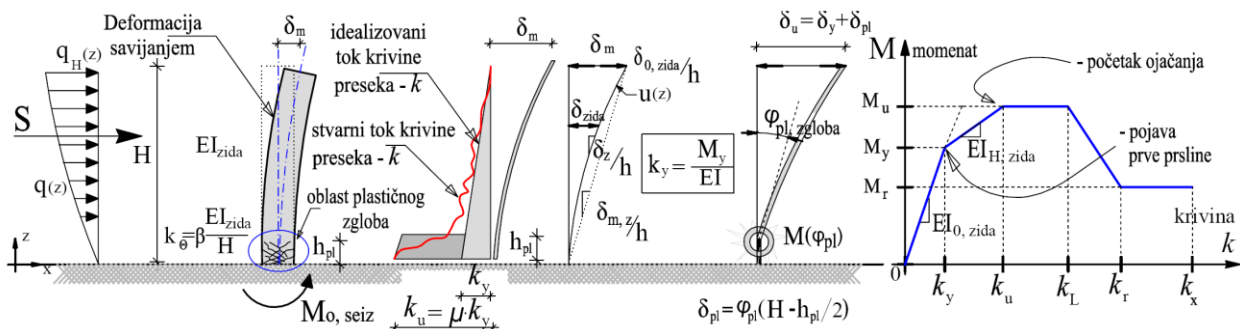
Duktilnost rotacije AB zidova dominantno opterećenih savijanjem (videti: 2.3) pored momenta savijanja značajno zavisi i od uticaja normalne sile. Sa porastom normalne sile povećava se i nosivost ali redukuje duktilnost krivine. S obzirom na alternativno dejstvo seizmičkih sila vertikalna armatura se grupiše na krajevima zida. Raspoređivanje vertikalne armature ravnomerno duž zida u odnosu na njeno grupisanje na krajevima nepovoljno utiče i na nosivost i na duktilnost rotacije (Cardenas i Morgan, 1973). Sa smanjenjem procenta armiranja vertikalnom armaturom povećava se zakrivljenost AB zida.

Plastični mehanizam kod pojedinačnih AB zidova se formira pojavom plastičnog zgloba u uklještenju dok preostali deo zida ostaje u elastičnom području. Iz tog razloga se područje plastičnog zgloba često modelira koncentrisanom nelinearnom oprugom sa adekvatnom zavisnošću moment( $M$ )-rotacija( $\varphi$ ). Podrazumeva se da deformacija ne sme nastati otkazom sidrenja armature ili rotacijom temelja.

Koeficijent duktilnosti krivine  $\mu_{krivine}$  jednak je količniku  $k_y$  - krivine u trenutku dostizanja prvog tečenja vertikalne armature u ivičnoj zoni i  $k_x$  - krivine pri lomu.

$$\mu_{krivine} = \frac{k_u}{k_y} \quad (5.15)$$

Model koncentrisane plastičnosti za potrebe proračuna pomeranja konzolnih stubova predložili su (Priestley i Park, 1987). Ukupno pomeranje sadrži elastičnu i plastičnu komponentu  $\delta_u = \delta_y + \delta_{pl}$ . Elastična komponenta pomeranja zavisi od raspodele opterećenja i krutosti po visini zida. Plastična komponenta je jednaka proizvodu rotacije plastičnog zgloba i rastojanja od zgloba do vrha zida. Ovaj model (Dacio, 2004) je prilagodio kao procedura procene pomeranja postojećih objekata u.



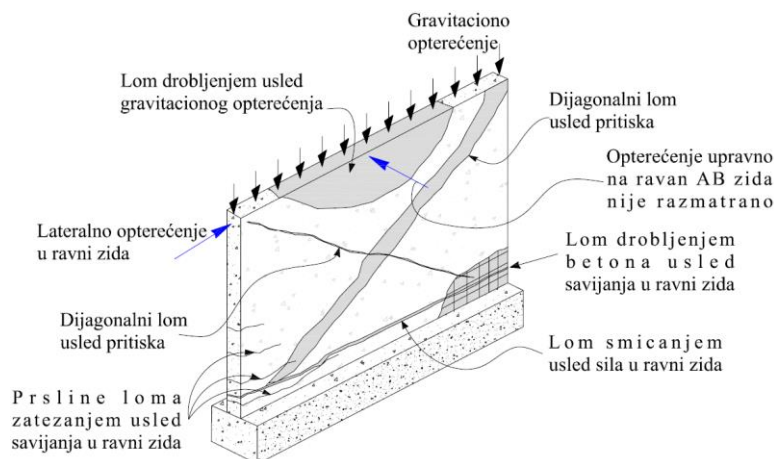
Slika: 5.9 Duktilnost krivine AB zida za slučaj koncentrisane plastičnosti, idealizovani bilinearan model raspodele krivine (Priestley i Park, 1987)

Potrebna duktilnost krivine preseka se ostvaruje povećanjem kapaciteta dilatacije pritiska u ivičnim zonama zida. Ovo se može ostvariti na dva načina: ograničenjem aksijalnog napreznja i poprečnim utezanjem krajeva zida. Prema EN 1992-1-1 za osiguranje minimalne duktilnosti i sprečavanje lokalnog izvijanja podužnih šipki moraju se upotrebiti uzengije prečnika ne manjeg od 6mm na odgovarajućem rastojanju tako da ivične zone ostanu u triaksijalnom naponskom stanju. Istim propisom vrednost normalizovane aksijalne sile  $\nu_d$  ograničena je na 0.4 u primarnim AB zidovima. Brojna istraživanja obavljena od strane (Bertero, 1975; Atkan., 1981) pokazala su da povećanje zategnute ivične armature utiče na povećanje kapaciteta nosivosti. Dok povećanje pritisnute armature i poprečno utezanje ivičnih zona povećava deformabilnost tj. duktilnosti krivine.

Vezne grede sa dijagonalnom armaturom u odnosu na klasično armirane pokazuju značajno veću duktilnost. Ostvareni duktilitet veznih greda i AB zidova pojedinačno je uvek veći od ukupnog duktiliteta sistema. Iz tog razloga naročitu pažnju treba posvetiti njihovoj vezi tj. pre svega adekvatnom sidrenju dijagonalne armature.

### 5.1.2 Mehanizmi loma AB zidova

AB zidovi mogu biti izloženi opterećenju u svojoj ravni i upravno na ravan zida. Različiti vidovi opterećenja uzrokuju različite mehanizme loma zida. Opterećenje upravno na ravan zida uzrokuje lom savijanjem oko slabije ose i/ili smicanjem van ravni zida. Ovaj vid loma je malo verovatan jer horizontalne sile upravne na dati zid prihvataju zidovi upravnog pravca. Zidovi upravnog pravca gotovo uvek postoje jer je osnova aseizmičkog projektovanja zgrada ravnomerna raspodela krutosti i nosivosti u osnovi za oba pravca. Savijanje zidova usled ekscentričnog gravitacionog opterećenja i/ili krute veze međuspratne konstrukcije i ivičnog zida je zanemarljivo. Tako da, izuzev zidova složenog preseka, pojedinačni zidovi isključivo preuzimaju horizontalno seizmičko opterećenje u svojoj ravni.

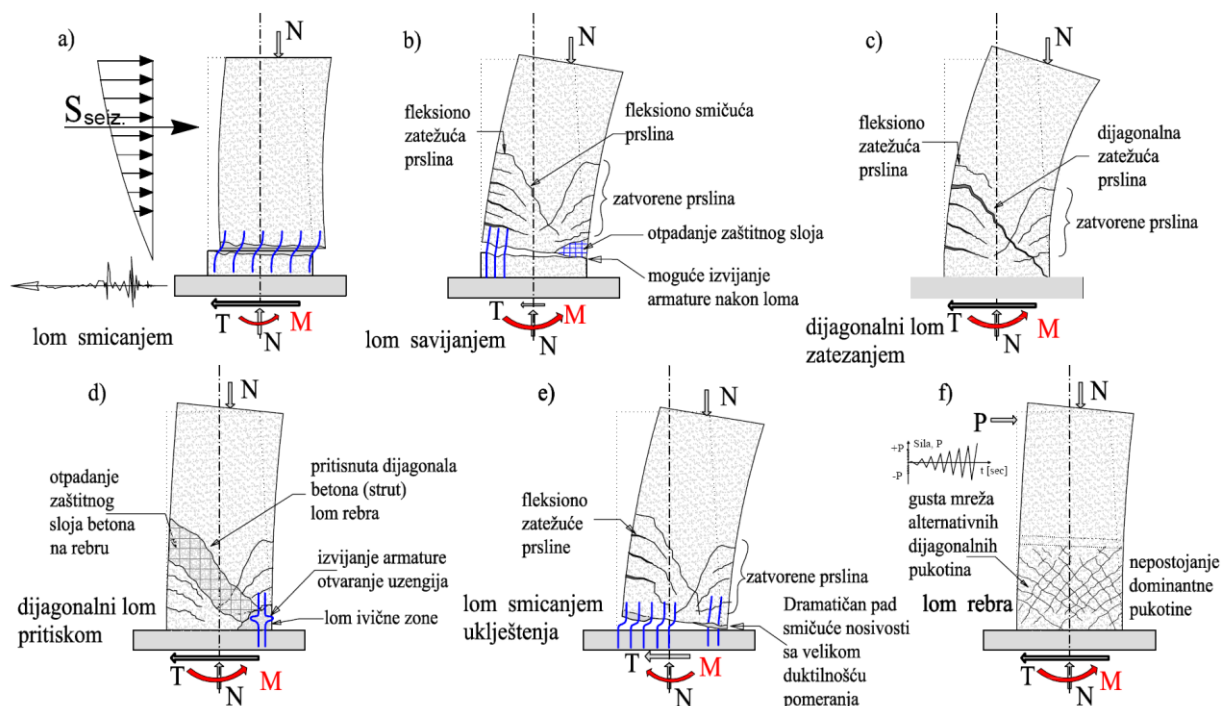


Slika: 5.10 Mogući mehanizmi loma AB zida za opterećenje u svojoj ravni

Lom betona drobljenjem usled gravitacionog opterećenja je naveden ilustrativno. U realnim konstrukcijama zgrada ovaj vid loma je nemoguć zbog ograničenja gravitacionog opterećenja u zidovima. Ograničenje eksploatacionog normalnog napona u AB zidovima je definisano gotovo svim propisima aseizmičke gradnje. Ovim se obezbeđuje stabilnost i rezerva nosivosti kao preduslov duktilnog ponašanja AB zidova za vreme zemljotresa.

Usled seizmičkog dejstva u AB zidovima dolazi do pojave prslina koje se sa porastom intenziteta dejstva i/ili porastom broja ciklusa sve više povećavaju i šire. Geometrijske i mehaničke karakteristike zida kao i tip dejstva kome je zid izložen utiču na mehanizam loma. Bočna dejstva u ravni zida mogu da uzrokuje: krti lom smicanjem, krti lom drobljenjem betona usled pritiska uzrokovanim savijanjem (ova dva tipa loma su nepoželjna sa stanovišta

aseizmičkog projektovanja), dijagonalni lom pritiskom ili zatezanjem, duktilan lom savijanjem (poželjan vid loma) slika 5.10. Za vreme zemljotresa može biti ispoljen jedan dominantan ili više kombinovanih mehanizama loma zidova. Oni mogu nastati istovremeno ili jedan mehanizam može da izazove pojavu drugog (fleksiono-smičuća interakcija kod zidova sa odnosom  $h_w / l_w < 3$  (Elwood i dr., 2007; ASCE/SEI 41-06).



Slika: 5.11 Karakteristični mehanizmi loma AB zidova, prema: (Tang i dr., 2014; Kappos i Panelis, 2010), modifikovao P. Petronijević

Ponašanje eksperimentalno ispitanih uzoraka AB zidova pri cikličnom opterećenju se donekle razlikuje od loma zidova za vreme stvarnih zemljotresa. U eksperimentalnim uslovima intenzitet cikličnog opterećenja se postupno povećava stvarajući mogućnost postepene plastifikacije kritične zone zida. Koja se karakteriše gustom mrežom pukotina manje širine. U realnim uslovima u zavisnosti od krutosti, nosivosti, duktilnosti AB zida, intenziteta i frekventnog sastava zemljotresa konstrukcija se uglavnom ponaša elastično do trenutka glavnog udara zemljotresa. Nakon naglog povećanja ulazne energije AB zidovi su prinuđeni na neelastičan rad. Većina neadekvatno projektovanih i izvedenih zidova se u datom trenutku ponaša kao okidač. Tada nastaju značajna oštećenja zidova. Dolazi do naglog prigušenja usled velike disipacije unete energije koja se vrši elastoplastičnom deformacijom (Lađinović, 2002). Ovo je karakteristično za AB zidove koji su makar u jednom poluciklusu pretrpeli značajna oštećenja. Treba istaći da ovo ne važi uvek. Ponašanje konstrukcija jednake krutosti a različite nosivosti za istu pobudu može biti drugačije.

Početak loma se može definisati na više načina. Najčešće se definiše na osnovu  $F-d$  dijagrama globalnog ponašanja zida, kao tačka od koje počinje opadanje nosivosti (slika 5.7-a). Potpuni lom nastaje kada zid nije više sposoban da primi gravitaciono opterećenje. U realnim konstrukcijama potpuni gubitak nosivosti gravitacionog opterećenja zidova je redak i rezultira dramatičnim posledicama po stabilnost celokupnog sistema.

### 5.1.3 Smičući lom AB zidova

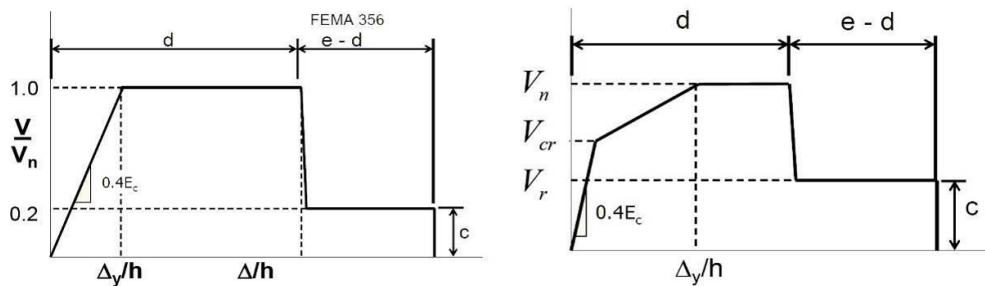
Smičući lom AB zidova se smatra najnepovoljnijim načinom ponašanja (slika: 5.11). Ovaj vid loma se karakteriše kao krti lom. Degradacija smičuće nosivosti pri cikličnom opterećenju direktno zavisi od dostignutog nivoa smičućeg napona (Paulay., 1986). Pri smičućim naponima  $\tau > 0.5\sqrt{f_c}$  (MPa) može se očekivati smičući lom. Smičući lom podrazumeva kompletnu destrukciju betona u ravni smicanja. U modelu rešetke horizontalna smičuća sila se nakon loma može isključivo preneti rezidualnom smičućom nosivosti koja je posledica trenja i dowel efekta (videti tačku: 4.1.5.4). Važno je istaći da smičući lom ne ugrožava direktno stabilnost celokupne konstrukcije. Horizontalna pukotina omogućava zidu da u značajnoj meri nastavi sa prihvatanjem gravitacionog opterećenja.



Slika: 5.12 (levo) Lom AB zida smicanjem, nedostatak grupisanja armature na krajevima zida, Aljaska 1964, (desno) lom smicanjem Maipú., Čile 2010, (slika: Dr. Tao Lai)

Postoji veliki broj studija AB zidova realizovanih sa ciljem istraživanja smicanja na ukupnu deformaciju zida. Ponašanje zidova nakon plastifikacije i pojavu degradacije nosivosti na smicanje ispitivali su (Hirosava, 1975; Hidalgo i dr., 2002; Massone, 2006). Na slici 5.11 su prikazane idealizovane anvelope zavisnosti smičuća sila-deformacija prema FEMA 356 i unapređena kriva prema ASCE/SEI 41-06 aneks br. 1. Unapređen model nezavisno definiše smičuću krutost pre i posle pojave prslina.





Slika: 5.13 anvelope histerezisne krive smičuća sila-deformacija prema: FEMA356 i ASCE/SEI 41-06

Granična vrednost smičuće sile u AB zidu prema ACI 318-08 je data izrazom:

$$V_n = A_{cv} \left( 0.217 \alpha_c \lambda \sqrt{f'_c} + \rho_t f_y \right) \quad \text{gde je } \alpha_c \text{ - linearno} \quad (5.16)$$

$$\alpha_c = 3.0 \quad \text{za } h_z/l_z \leq 1.5$$

$$\alpha_c = 2.0 \quad \text{za } h_z/l_z \geq 2.0$$

Gde su:

$\lambda = 1.0$  – za klasičan beton (0.75 za laki beton),

$A_{cv}$  – površina rebra zida,

$\rho_t$  – koef. armiranja rebra horizontalnom armaturom.

Za zidove sa odnosom  $h_z/l_z \geq 2.0$  ASCE-ACI, 1973. daje obrazac  $V_n = 0.664 \sqrt{f'_c} A_{cv}$ . Što je potvrđeno eksperimentalnim istraživanjima (Cardenas i dr., 1973). Iz razloga obezbeđenja duktilnog ponašanja visokih AB zidova i sprečavanja smičućeg loma (Wang i dr., 1975; Aktan i dr., 1980) su predložili smanjenje ograničenje smičuće sile na  $V_n = 0.5 \sqrt{f'_c} A_{cv}$ . Istraživanja (Paulay i dr., 1980) su pokazala da se i pri sili smicanja  $V_n = 0.664 \sqrt{f'_c} A_{cv}$  može postići zadovoljavajuća duktilnost AB zidova  $\mu = 4.0$ .

Prema EN 1998-1:2004 u potencijalnoj ravni klizanja unutar kritične oblasti mora biti zadovoljen sledeći uslov:

$$V_{Rd} \leq V_{Rd,S} = V_{dd} + V_{id} + V_{fd} \quad (5.17)$$

$$V_{dd} = \min \left\{ \begin{array}{l} 1.3 \sum A_{sj} \cdot \sqrt{f_{cd} \cdot f_{yd}} \\ 0.25 \cdot f_{yd} \cdot A_{sj} \end{array} \right.$$

$$V_{id} = \sum A_{si} \cdot f_{yd} \cos \varphi \quad (5.18)$$

$$V_{fd} = \min \left\{ \begin{array}{l} \mu_f \left[ \left( \sum A_{sj} \cdot f_{yd} + N_{Ed} \right) \xi + M_{Ed} / z \right] \\ 0.5 \eta \cdot f_{cd} \cdot \xi \cdot l_w \cdot b_{wo} \end{array} \right.$$

Gde su:

$\mu_f$  – koeficijent trenja beton betona pri cikličnim dejstvom, za glatku površinu  $\mu_f = 0.6$ ,

za rapavu kontaktnu površinu  $\mu_f = 0.7$ ,

$\xi$  – normalizovana visina neutralne ose,

$\sum A_{sj}$  – zbir površina vertikalnih šipki u rebru i vičnim ojačanjima na krajevima zida u cilju otpornosti na klizanje pri lomu smicanjem,

$\sum A_{si}$  – zbir površina svih kosih šipki u oba pravca (za ovu namenu preporučuju se šipke većeg prečnika)

$$\eta = 0.6(1 - f_{ck})/250 \quad [MPa]$$

#### 5.1.4 Savijanje AB zidova

Duktilni lom zida savijanjem nastaje pri opterećenju kome odgovaraju male vrednosti smičućih napona ( $\tau < 0.3\sqrt{f_c}$  (MPa)). Ovim je omogućeno ostvarenje velikog broja ciklusa bez značajnije deterioracije i pada kapaciteta disipacije energije. Početne prsline pri ovom lomu su horizontalne, tipične za fleksiono ponašanje. Sa porastom nivoa opterećenja nastavlja se propagacija prsline po visini i dubini preseka. Sa proširenjem zone plastifikacije horizontalne prsline sa ivičnih ojačanja (utegnuti deo preseka) prelaze u kose prsline na rebru zida (slika: 5.11-b). Adekvatno utegnuti ivični elementi (barbel sections) sa gusto raspoređenim uzengijama omogućavaju stvaranje mreže fino raspoređenih prsline male širine. Sa daljim porastom opterećenja dolazi do dalje propagacije i spajanja prsline sa različitih krajeva zidova. Razmak uzengija u ivičnim zonama zida direktno utiče na raspored prsline. Ukoliko su uzengije postavljene gusto dobija se mreža ravnomerno raspoređenih prsline male širine. Rezultati eksperimentalnih istraživanja su pokazali da povećanje procenta zategnute armature utiče na povećanje nosivosti na savijanje dok povećanje pritisnute armature izrazito povećava deformabilnost pod uslovom da su ivične zone adekvatno poprečno utegnute.

Tabela: 5.1 Ograničenje eksploatacionog napona u AB zidovima usled gravitacionog opterećenja

	ACI 318-14 i NEHRP		EN 1998-1:2004	NZS 3101.1.2006	BAB87 i YU81
	Pojedinačni AB zid	Udvojeni AB zidovi			
Ograničenje eksplat. nap. pritiska	$\sigma_0 = \frac{P}{A_g} < 0.35f_b$	$\sigma_0 = \frac{P}{A_g} < 0.1f_b$	$v_d = N_{Ed}/(A_w \cdot f_{cd})$ 0,40 za DCM 0,35 za DCH	$\sigma_0 = \frac{P}{A_g} < 0.30f_b$	$\sigma_0 = \frac{P}{A_g} < 0.20f_b$
$\mu_{v,min}$	$\mu_{min} = 0.25\%$		$\mu_{min} = 0.20\%$	$\mu_{min} = 0.40\%$	$\mu_{min, vert} = 0.15\%$
$\mu_{h,min}$	$\mu_{min} = 0.25\%$		$\max \begin{pmatrix} 0.25A_v \\ 0.001A_c \end{pmatrix}$	$\mu_{ver, max} < 2\%$ $\mu_{hor, min} = 0.25(0.3)\%$ $f_y = 500(250) MPa$ $\mu_{ver, max} > 2\%$	$\mu_{min, hor} = 0.20\%$
$\mu_{v,max}$	/		$\mu_{max} = 4.0\%$	$\mu_{max} = 4.0\%$	/

Nosivost AB zidova se proverava za najnepovoljniju aksijalnu silu. Prema EN1998-1:2004 vrednost normalizovane aksijalne sile  $v_d$  ne sme biti veća od 0.35 za zidove visoke duktilnosti i (0.4 srednjeg nivoa duktilnosti). Kod povezanih zidova kriterijum ograničenja gravitacionog opterećenja je znatno stroži. Razlog je znatno povećanje aksijalne sile u susednim zidovima nastalo kao posledica međusobnog sprezanja (ACI 318-14).

### 5.1.5 Dijagonalni smičući lom

Dijagonalni lom AB zidova u zoni plastičnog zgloba nastaje pri dejstvu alternativnog opterećenja kome odgovara visok nivo smičućih napona. Horizontalne (fleksione) prsline sa ivice zida propagiraju u kose prsline u rebru. Tada se simetrično na obe strane zida formira mehanizam rešetke koji prenosi smičuću silu (Oesterle i dr.,1984.). U slučaju realnih zemljotresa srednjeg i jačeg intenziteta do trenutka nastupa glavnog udara zemljotresa oštećenja su uglavnom zanemarljiva. Konstrukcije sa velikom nosivošću se uglavnom do tog trenutka ponašaju elastično. Sa naglim porastom ulazne energije zidovi bivaju primoran na značajan neelastičan rad. Putem elastoplastičnih deformacija disipira se velika količina energije u datom poluciklusu a odgovor sistema postaje naglo prigušen. Jer je utrošak energije u datom ciklusu veći od energije koja se unese u sistem (Lađinović, 2002). U tom slučaju izostaju karakteristične pukotine X-oblika koje nastaju usled alternativnog naprezanja. Dijagonalni lom zida zatezanjem nastaje kao posledica nedostatka horizontalne armature u kritičnoj zoni (slika: 5.14). AB zid nakon ovako pretrpljenog oštećenja nikada više ne može da povрати prvobitnu krutost.



Slika: 5.14 (levo) Dijagonalni lom AB zida l'Aquila zemljotresa 2009. [<http://eesd.epfl.ch/seismic-RC-core-walls>], (desno) Maipú, Čile 2010. (slika: Dr. Guillermo Franco)

Prema EN 1998-1:2004 proračun armature rebra za granično stanje loma (ULS) pri smicanju mora uzeti u obzir odnos smicanja  $a_s = M_{Ed} / (V_{Ed} \cdot l_z)$ . Vrednost  $a_s$  u se koristi za proveru graničnog stanja loma pri smicanju u etaži.

Za  $a_s \geq 2$  primenjuju se odredbe EN 19912-1 -1:2004 6.2.3(1)-(7), za dimenzionisanje smičuće armature zasnovana na modelu rešetke sa vrednošću  $z = 0.8$  i  $\tan \theta = 1$ .

Za  $a_s < 2$  horizontalna armature u rebru mora da zadovolji izraz:

$$V_{Ed} < V_{Rd,c} + 0.75 \rho_h f_{yd,h} b_{wo} \alpha_s l_w \quad (5.19)$$

Gde je:

$\rho_h = A_h / (b_{wo} s_h)$  - koef. armiranja rebra horizontalnom armaturom,

U zoni plastičnog zgloba AB zida vrednost za  $V_{Rd,c}$  se uzima da je 0 ukoliko je aksijalna sila  $N_{Rd}$  zatezanje.

Vertikalna armature u kritičnoj oblasti mora da zadovolji uslov:

$$\rho_h f_{yd,h} b_{wo} z \leq \rho_v f_{yd,v} b_{wo} z + \min N_{Ed} \quad (5.20)$$

Gde je:

$\rho_v = A_v / (b_{wo} s_v)$  - koef. armiranja rebra horizontalnom armaturom,

$N_{Ed}$  - se uzima kao pozitivna ukoliko je sila pritiska.

Kod oblikovanja armature voditi računa da horizontalne šipke moraju biti sidrene kukom pod 90° ili 135°. Horizontalne šipke u rebru zatvorenog II-oblika smatraju se potpuno usidrenim.

U slučaju adekvatnog armiranja horizontalnom armaturom i prekoračenja nosivosti pritisnute dijagonale (strut) u modelu rešetke nastaje dijagonalni lom pritiskom. Ovaj vid loma je praćen odljuskavanjem zaštitnog sloja betona na rebru, otvaranjem uzengija i izvijanjem vertikalne armature ivičnih zona.



Slika: 5.15 a) lom izvijanjem armature, b) dijagonalni lom AB zida pritiskom (Kam i dr., 2011)

Nakon dostizanja maksimalne smičuće nosivosti zida u kritičnoj oblasti i formiranja dijagonalne pukotine smičuća krutost značajno pada. Smičuće otpornost zida  $V_{\max} = V_c + V_s$  se dekomponuje na deo smičuće nosivosti modela rešetke  $V_s$  i mehanizma luka  $V_c$ . Pod pretpostavkom da su dijagonalna pukotina i pritisnuta dijagonala pod 45, smičuća krutost modela analogne rešetke je ( $k_{v,45}$ ) pri vrednosti smičuće sile  $V_s$  je:

$$\frac{V_s}{d_v} = k_{v,45} = \frac{\rho_v}{1+4n\rho_v} \frac{E_s b_w d}{h_w} \quad (5.21)$$

Gde je  $\rho_v = A_{sv}/(sb_w)$  koeficijent armiranja transferzalnom armaturom, a  $n = E_s/E_c$  odnos modula elastičnosti. Kao rezultat opterećenja zida silom smicanja manjom od  $V_{cr}$ , koeficijent  $\alpha = 1$ . Za  $V > V_{cr}$  redukциони faktor ekvivalentne krutosti smicanja za ispucali beton je:

$$\alpha_v = \frac{V_{\max}}{V_{\max} - V_c} \frac{k_{v,45}}{k_v} = \frac{V_{\max}}{V_{\max} - V_c} \frac{\rho_v}{1+4n\rho_v} \frac{E_s}{G} f \quad (5.22)$$

Maksimalna smičuća sila koju može da prenese horizontalna armatura na u trenutku plastifikacije je  $V_s = \rho_v f_{yv} b_w d$ .

### 5.1.6 Ostali vidovi loma AB zidova

Model dijagonalnog loma rebra (web crushing) nastaje otkazom pritisnute dijagonale rebra kod (barbel sections). Ovakav vid loma je karakterističan za eksperimentalne uslove ispitivanja zidova kvazi-statičkom metodom i postepeno povećanje bočnog opterećenja (slika: 5.11-f). Postepena redukcija nosivosti pri cikličnom opterećenju nastaje usled formiranja pukotina zatezanjem upravno na pritisnutu dijagonalu (Panelis i Kappos, 1997).



Slika: 5.16 a) Oštećenje zida, Vina del Mar, (slika: P. Bonelli), b) Lom betona drobljenjem-neadekvatno utegnuta ivična zona zida (slika: Wallace i Moehle, 1992)



Slika: 5.17 a) Drobljenje ivične zone i izvijanje armature; b) lom AB zida izbočavanjem, Novi Zeland 2011. (Elwood et al. 2011); c) Edificio Plaza Mayor Čile 2010, (slika: El Mercurio)

Još u okviru pionirskih istraživanja AB zidova, zaključeno je da oblik, količina i način sidrenja poprečne armature ivičnih zona značajno utiče na dostizanje veće nosivosti na smicanje. Sidrenje horizontalne armature AB zida pravim šipkama bez kuka u ivičnim zonama ne obezbeđuje adekvatno ankerovanje u zoni plastičnog zgloba. Bitan parametar lokalnog izvijanja armature je utegnutost preseka i razmak uzengija (slika 5.16-desno). Uobičajen razmak uzengija od 15cm je prevelik i u zoni formiranja plastičnog zgloba ne može da spreči izvijanje pritisnute podužne armature. Prema (Paulay i dr., 1980) za osiguranje lokalnog izvijanja podužne armature, preporučeni razmak uzengija je 6 prečnika podužne armature.

Na mestu formiranja plastičnog zgloba u pritisnutoj zoni zida lom može nastati usled gubitka stabilnosti van ravni zida. Parametri koji utiču na izvijanje su: debljina AB zida, visina kritične etaže i nivo gravitacionog opterećenja. Zidovi tankih preseka izloženi neelastičnim cikličnim deformacijama predstavljaju kritična mesta za gubitak stabilnosti. Ukoliko arhitektonski uslovi dozvoljavaju opšta preporuka je formiranje proširenja ivičnih zona zida (barbel sections) (Milev, 2016).

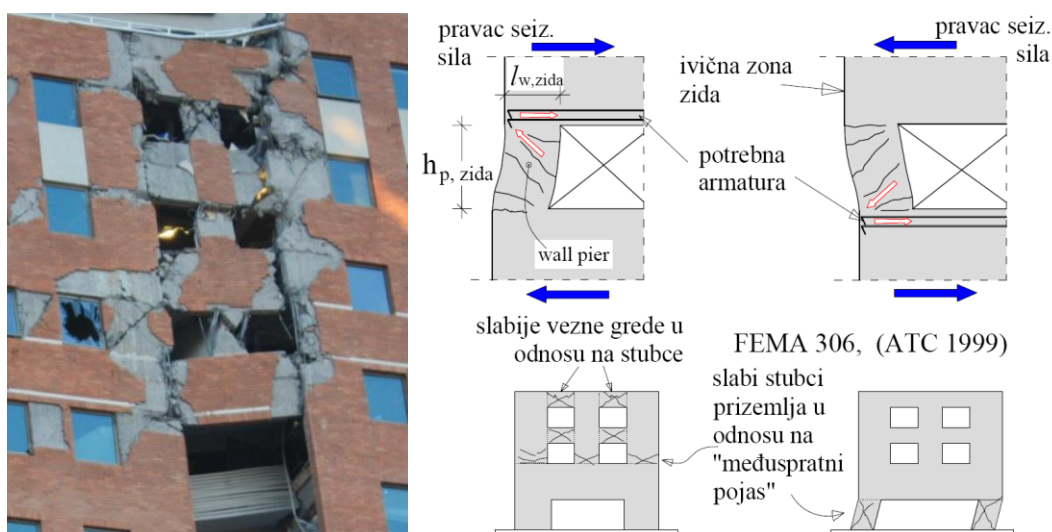


Slika: 5.18 a) Oštećenje zida bočnim izvijanjem armature, Santiago. (Wallace i dr., 2012); b) Čileu februar 27, 2010, (slika: Dr. Guillermo Franco)

Kod AB zidova sa otvorima raspored i veličina otvora u zidu imaju bitan uticaj na: krutost, nosivost, granično stanje loma, duktilnost i dinamičke karakteristike pri seizmičkom opterećenju. U zavisnosti od dispozicije i veličine otvora, kao i odnosa krutosti i nosivosti AB stubaca i greda dolazi do formiranja različitih mehanizama loma (bočnog ili grednog). Podrazumeva se da je formiranje bočnog mehanizma loma sa plastičnim zglobovima u AB stubcima nepoželjan i posledica je nepovoljnog odnosa nosivosti i krutosti stubaca i greda. Propisima je definisan uslov nastanka grednog mehanizma preko odnosa momenta tečenja stuba najmanje dimenzije u odnosu na moment tečenja veznih greda. Datim ograničenjem se omogućuje nastanak plastičnih zglobova u veznim gredama jer su one najpovoljnije mesto za disipaciju energije. Pri ovome treba imati u vidu da različiti načini armiranja veznih greda ostvaruju različito histerezisno ponašanje. Dijagonalno armirane grede ostvaruju najbolji histerezisni odgovor sa širokim i stabilnim petljama čime one poseduju najveći kapacitet disipacije energije.

Prema ACI 318-11 standardu uslov grednog mehanizma je da odnos  $M_{pl.stuba} / M_{pl.grede} \geq 1.54$ , pri čemu se aksijalna sila ograničava na 10% nosivosti betonskog preseka. Što je 3,5 puta strožiji uslov u odnosu na pojedinačan AB zid.

Prema ranim istraživanjima na Novom Zelandu (Park i Paulay., 1974) dati odnos momenata tečenja ne osigurava razvoj grednog mehanizma. Propisima NZS 3101.1.2006 odnos  $M_{pl.stuba} / M_{pl.grede} \geq 2.0 - 2.5$ . Primenom povoljnog odnosa dimenzija otvora, odnosno veznih greda, koji dovodi do pojave plastičnih zglobova u veznim gredama i formiranja grednog mehanizma ostvaruje se i veći duktilitet pomeranja sistema povezanih zidova.



Slika: 5.19 a) različiti mehanizmi loma perforiranog zida (Radisson Hotel Ciudad Empresarial, Čile 2010), b) potrebna horizontalna armatura u segmentu zida iznad i ispod ivičnih stubaca

Ponašanje povezanih i perforiranih zidova pri seizmičkom opterećenju je moguće razmatrati kroz relativan odnos nosivosti i krutosti pojedinačnih komponenti. Najjednostavniji način je

formiranje hijerarhije nosivosti konstruktivnih elemenata i identifikovanje dominantnog mehanizma loma. Prema smernicama FEMA 306 (ATC 1999) strukturalne komponente se kategorišu prema hijerarhiskom redosledu u plastičnom mehanizmu (Zhang i dr., 2011).

Ponašanje čvornih zona iznad i ispod krajnjih stubaca u sistemu stubova i parapeta (pier-and-spandler) karakterišu sile cepanja usled unosa sile pritiska iz dijagonale idealizovanog modela rešetke (Strut-and-Tie). Prema ACI-318 Section 21.9.8 obavezno je ojačanje međuspratnih pojasa (spandler) dodatna podužna armature za prijem ovih sila (slika 5.16-desno).

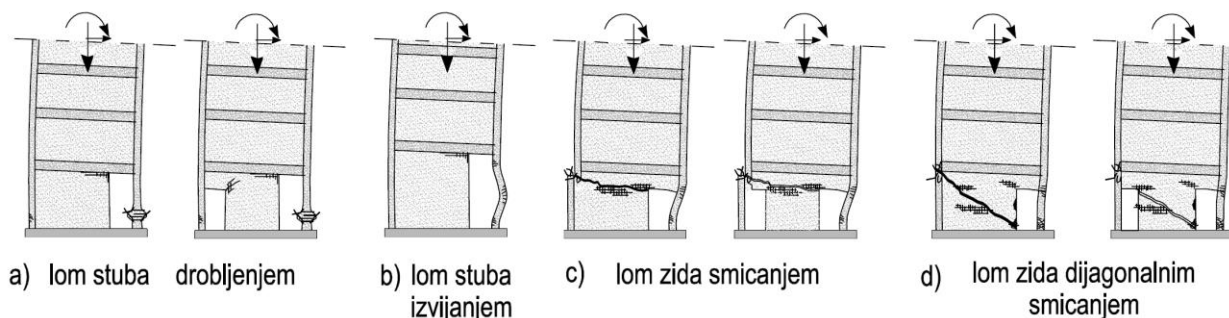
Prema ACI-318 Section 21.7.10.2 transverzalna armatura u međustubcima sa odnosom dimenzija  $h_{p,zida} / l_{p,zida} \leq 2,5$  i  $h_{p,zida} / b_{p,zida} > 2,5$  se ne dimenzioniše kao kod klasičnih stubova. ACI standardom je dato relativno strogo ograničenje prosečnog smičućeg napona u elementima u sastavu perforiranih zidova na  $0.66\sqrt{f'_c}$  (MPa). Za pojedinačni element perforiranog AB zida maksimalni smičući napon je ograničen na  $0.83\sqrt{f'_c}$  (MPa). Cilj ovako konzervativno usvojene vrednosti graničnog napona smicanja je sprečavanje smičućeg loma. Inače kod delova AB zidova sa geometrijskim odnosom  $h_{p,zida} / l_{p,zida} \leq 2,5$  kod kojih ovaj uslov nije ispunjen obavezno je dijagonalno armiranje. Za slučaj  $\tau > 0.83\sqrt{f'_c}$  potrebna površina dijagonalne armature se sračunava prema izrazu:

$$A_{vd} = \frac{5\sqrt{f'_c} A_{cw}}{f_y \sin \alpha} \quad (5.23)$$

Gde je  $\alpha$  ugao nagiba dijagonalne armature u odnosu na osu stubca. Potpuno iskorišćenje smičućih napona i ovakav vid armiranja nije preporučljiv u vertikalnim elementima i treba ga izbegavati. Sistem stubova i parapeta je karakterističan po maloj duktilnosti i treba težiti što manjim plastičnim deformacijama njegovih elemenata.

Neregularan raspored otvora i greške u oblikovanju kritične zone uslovljavaju nepovoljno ponašanje zida. U slučaju ivičnih otvora treba primeniti strožije zahteve koji se odnose na dimenzionisanje ivičnih elemenata AB zidova. Na slici 5.20 su dati mogući mehanizmi loma neregularnih zidova. U većini slučajeva se javlja krti lom smicanjem prizemne etaže uzrokovan smanjenjem raspoložive smičuće površine zida.





Slika: 5.20 Mehanizmi loma neregularnih zidova (oslabljena zona plastičnog zgloba)

Ovakvim oblikovanjem zida je teško osigurati duktilni lom savijanjem (vrednost faktora duktilnosti krivine  $\mu_k$  je mala). Projektovanjem ivičnih otvora se gubi mogućnost nastanka plastičnog zgloba tečenjem ivične armature u kritičnoj oblasti zida. Mehanizam otkaza se ostvaruje veoma nepovoljnim vidovima krtog loma.

Lom ivičnog stuba nastaje prekoračenjem granične nosivosti betona na pritisak. Momenti u ivičnom stubu su mali, a naprezanje elementa je dominantno izazvano aksijalnom silom. Uzroci loma su: neadekvatna površina poprečnog preseka stuba, niska marka betona, nedovoljno utezanje poprečnog preseka stuba uzengijama i/ili nedovoljna količina podužne armature. Lom gubitkom stabilnosti nastaje usled izvijanja ivičnog stuba. Uzrok loma je velika vitkost karakteristična za veću visinu prizemlja.

Krti lom zida smicanjem uzrokovan je smanjenjem horizontalne površine preseka zida u kritičnoj oblasti. Lom se manifestuje pretežno horizontalnom pukotinom, a uslovljen je efektom zarezna na ivicama otvora. Dijagonalni lom zida usled kosih glavnih napona zatezanja u kritičnoj zoni uzrokovan je nedovoljnom količina horizontalne armature zida.

AB zidovima sa ivičnim otvorima su ispoljili nepovoljno ponašanje za vreme zemljotresa u Čileu. Iz tog razloga treba obazrivo i sa naročitom pažnjom pristupiti projektovanju otvora u AB zidovima (Petronijević i Folić, 2016).



Slika: 5.21 Smičući lom neregularnih AB zidova oslabljenih otvorom

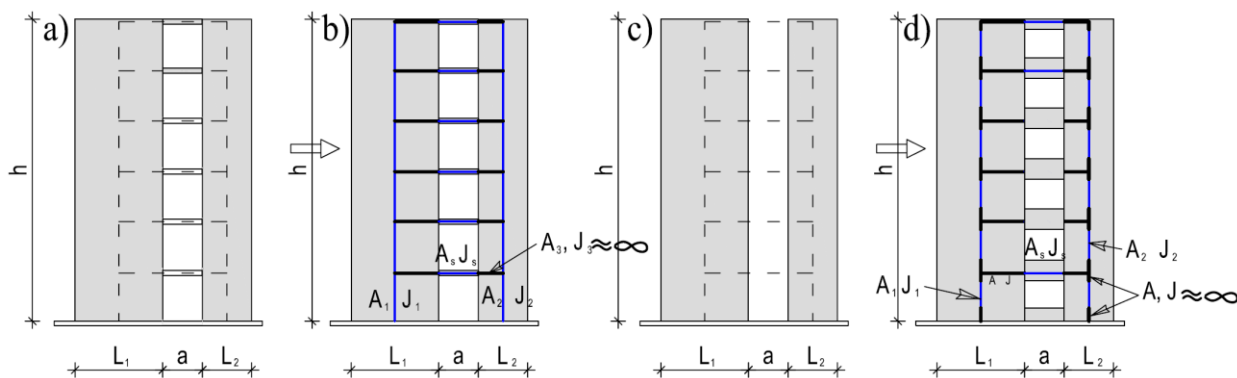
## 5.2 Modeli AB zidova u ravni

U ovoj tački su opisani najznačajniji modeli AB zidova u ravni. Dati su modeli višespratnih zidova jednostavne geometrije koji su regularni po visini. Različiti modeli su ukratko opisani kao i njihove prednosti i nedostaci. Iz grupe makromodela prikazani su: model ekvivalentnog okvira, model rešetke i model vertikalnih aksijalnih opruga. Od mikro modela prikazani su: model vlakana, model slojeva i MKE. Makromodeli se zasnivaju na fenomenološkom pritupu. Kategorija mikromodela je bazirana na mehanici krutog tela. Prikazane su najvažnije karakteristike nelinearnog ponašanja zidova putem numeričkog modelovanja. Prezentovane su mogućnosti modela, njihova osetljivost na promenu parametara, stepen slaganja sa eksperimentalnim rezultatima i nivo zahtevanih računarskih resursa. Primarni cilj modelovanja zidova je definisanje zavisnosti (dejstvo-deformacija) usled: savijanja, aksijalnog napreznja, smicanja i njihove međusobne interakcije. Pouzdanost matematičkog modela se ispituje poređenjem ponašanja modela sa eksperimentalnim rezultatima ispitivanja zidova monotonim i alternativnim cikličnim dejstvom.

### 5.2.1 Modeli ekvivalentnog okvira (Analogija širokog stuba)

Visoki AB zidovi se mogu modelirati ekvivalentnim linijskim elementima greda-stub koji uključuju deformacije savijanja i smicanja. Ovaj model se primenjuje za simulaciju ponašanja zidova jednostavne geometrije tj. zidova u ravni (pravougaonih i sa ivičnim ojačanjima). Model nije pogodan za simulaciju zidova složenog preseka mada postoje pokušaji upotrebe modela i u takvim slučajevima. Model ekvivalentnog okvira je svestran, relativno jednostavan i prilagođen je nelinearnoj analizi. Otpornost na savijanje elementa greda-stub sadrži interakciju aksijalnog i fleksionog napreznja. Napredniji linijski modeli uključuju i interakciju smicanja i savijanja. Model AB zida se formira tako da se štapovi postavljaju u osama zidova. Štapni elementi formiraju zamenjujući okvirni sistem preko odgovarajućih proračunskih krutosti. Vezne grede se uzimaju sa efektivnom krutošću. Čvorne zone modela greda-stub modeluju se fiktivnim štapovima. Fiktivni štapovi se smatraju apsolutno krutim na savijanje i smicanje ( $EI=\infty$ ). Uobičajeno se usvaja fleksiona i smičuća krutost minimalno sto puta veća u odnosu na pripadajuću krutost prema geometriji. Ovi elementi su pozicionirani od ivice zida do težišne ose. Njima se simulira ekscentrično oslanjanje veznih greda (slika 5.22). Krutost AB zidova se u slučaju slabih veznih greda uzima kao pripadajuća i kontinualna. U slučaju jakih veznih greda krutost AB zidova se usvaja diskontinualno. Međustubci se modeliraju pripadajućom efektivnom krutošću dok se zone čvorova smatraju apsolutno krutim (slika 5.22-d).

Štapni elementi koji simuliraju zidove i vezne grede su za čvorne elemente vezani kruto.



Slika: 5.22 Linijski model zida sa otvorima

Modelovanje zidova asimetričnog poprečnog preseka je složenije zbog različite sposobnosti savijanja za različite smerove dejstva opterećenja. Za modelovaje stubova i veznih greda najčešće se primenjuju štapovi sa koncentrisanom plastičnošću. Efektivna krutost elementa se definiše na osnovu svojstva materijala, dimenzija, količine armature, graničnih uslova i trenutnog opterećenja. Za početak plastifikacije usvaja se tečenje ivične armature  $\varepsilon_s = f_{sy}/E_s$  ili dostizanje maksimalne dilatacije u betonu  $\varepsilon_c = \varepsilon_{c,y}$ . Ovom trenutku odgovara krivina pri nastanku tečenja  $k_y$  (prema slici 5.7).

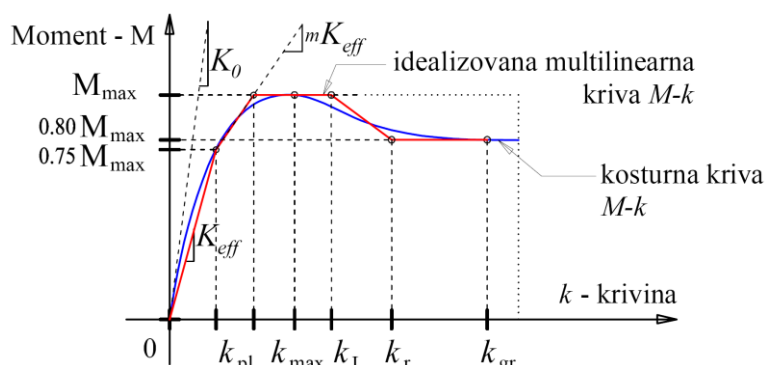
$$k_y = \min\left(\frac{f_{sy}}{E_s} \cdot \frac{1}{(1-\xi) \cdot d}, \frac{\varepsilon_c}{\xi \cdot d}\right) \quad (5.24)$$

S obzirom da je krivina proporcionalna momentu savijanja, raspodela krivine po visini zida odgovara slici 5.9. Značajan uticaj na pad krutosti imaju pukotine usled savijanja i smicanja isključivo u kritičnoj zoni zida. Prema (Priestley i dr., 2007) za zidove sa odnosom  $h_w/l_w > 5$  preporuka je da se redukcija krutosti usvoji samo za vertikalne štapove u donjoj polovini visine zida. Nelinearnim štapnim elementima moguća je simulacija degradacije krutosti i nosivosti smicanjem do velikih deformacija tokom alternativnog cikličnog dejstva. Sa porastom opterećenja rotacija zida se dominantno ostvaruje krivinom plastičnih zglobova štapa prizemlja. Granična krivina  $k_u$  se usvaja pri vrednosti granične dilatacije u betonu. Za graničnu vrednost dilatacije betona se usvaja dilatacija na opadajućoj grani „radnog dijagrama“ betona koja odgovarase 85% čvrstoće utegnutog betona.

$$k_u = \frac{\varepsilon_{c,u}}{\xi_u \cdot d} \quad (5.25)$$

Usled prslina zona plastičnog zgloba zida je izrazito diskontinualna. Iz tog razloga većina eksperimentalnih istraživanja umesto promene dilatacije kao rezultat daje makro zavisnost

promene momentat-krivina. Karakteristične vrednosti ponašanja plastičnih zglobova se usvajaju na osnovu idealizovane krive  $M - k$  (slika 5.23).



Slika: 5.23 Idealizacija zavisnosti momentat-krivina koncentrisane plastičnosti štapnih elemenata

Efektivna fleksiona krutost do granice plastifikacije se usvaja prema obrascu:

$$EI_{eff} = \frac{0.75M_{max}}{k_y} \quad (5.26)$$

U praktičnim proračunima efektivnu krutost je jednostavnije izraziti u funkciji faktora redukcije i krutosti bruto preseka bez i efekta prslina vertikalne armature.

$$EI_{eff} = \alpha_f E_c I_g \quad (5.27)$$

Prve smernice u redukciji proračunske fleksione krutosti date su u ACI318-71. Koeficijent redukcije  $\alpha_f$  dat je propisima mnogih zemalja i kreće se u granicama od 0.35 do 0.875.

Efektivna smičuća krutost elastične grane multilinearne idealizacije krive smicanje-klizanje definiše se redukcionim faktorom  $\alpha_v$  u odnosu na tangentnu krutost  $k_v$  prema izrazu:

$$k_{v,eff} = \alpha_v \cdot k_v \quad (5.28)$$

Gde je  $k_{v,eff}$  sekantna smičuća krutost u trenutku plastifikacije a  $k_v$  smičuća krutost neispucalog preseka definisana prema (Park i Paulay, 1974). Koeficijent  $f = 1.2$  za pravougaoni presek zida, a  $f = 1$  za zid sa ivičnim ojačanjima ili I presek. Međuvrednosti se dobijaju interpolacijom. Prema ( tč: 11.9.4, ACI-318-11) smičuća površina zida je  $A_{v,w} = b_w d$ . Efektivna dužina zida je  $d = 0.8l_w$  za pravougaoni presek zida, a  $d = 1.0l_w$  za zid sa ivičnim ojačanjima.

$$k_v = \frac{GA_{v,w}}{f \cdot h_w} \quad (5.29)$$

Gde je  $h_w$  ukupna visina zida.

Prema (tč: 11.9.3, ACI-318-11) maksimalna računaska sila smicanja mora da zadovolji

$$V_n \leq 0.83 \sqrt{f_c} h_w d$$

Za pravougaone zidove  $h_w/l_w \leq 2.5$  i zidove sa flanšama  $h_w/l_w \leq 3.5$  može se koristiti metoda ekvivalentnog rama ili metod aksijalnih opruga. Uslov primene je uvođenje pretpostavke da segment zida u okviru jedne etaže ima istu krivinu. Pod pretpostavkom da je inicijalna krutost  $K_o$  određena na osnovu klasične mehanike preporučene su vrednosti faktora redukcije fleksione i smičuće krutosti pojedininačnih konstruktivnih elemenata.

Prema tabeli 6-5 ASCE 41-06 za efektivnu krutost AB zidova treba uzeti:

Tabela: 5.2 Efektivne krutosti AB zidova prema ASCE 41-06

AB zid	fleksiona krutost	Smičuća krutost	Aksijalna krutost
stanje bez prslina	$0.8 E_c I_g$	$0.4 E_c A_w$	$E_c A_g$
stanje sa prslina	$0.5 E_c I_g$	$0.4 E_c A_w$	$E_c A_g$

$I_g$  - moment inercije bruto preseka bez efekta prslina

Prema tabeli 7-2 PEER-TBI 2010 za efektivnu krutost AB zidova treba uzeti:

Tabela: 5.3 Efektivne krutosti AB zidova prema (PEER-TBI 2010)

Tip konstruktivnog elementa	Fleksiona krutost	Smičuća krutost	Aksijalna krutost
AB zid	$0.75 E_c I_g$	$G_c A_g$	$E_c A_g$
AB stubovi	$0.5 E_c I_g$	$G_c A_g$	$E_c A_g$
AB grede - neprednapregnute	$0.5 E_c I_g$	$G_c A_g$	$E_c A_g$
AB grede - prednapregnute	$E_c I_g$	$G_c A_g$	$E_c A_g$
AB tavanice	$0.5 E_c I_g$	$G_c A_g$	$E_c A_g$

Moduo elastičnosti  $E_c$  se izračuna (prema: ACI 318-11), za određeni kvalitet betona prema tabeli 7.1.

Moduo smicanja:  $G_c = \frac{E_c}{2(1+\nu)}$ , za  $\nu$  se uzima vrednost 0.2.

Opšta preporuka je da se fleksiona krutost stubova i rigli u proračunu redukuje faktorom 0.5. Smičuća i aksijalna krutost se ne redukuju kod linijskih elemenata.

Prema (LATBSDC, 2014) za efektivnu krutost AB zidova treba uzeti:

Tabela: 5.4 Efektivne krutosti AB zidova prema (LATBSDC, 2014)

Tip konstruktivnog elementa		Eksploataciono opterećenje i vetar	Nivo MCE, nelinearni modeli
AB zidovi	fleksiona	$0.75 E_c I_g$	$1.0 E_c I_g^*$
	smičuća	$1.0 G_c A_g$	$0.5 G_c A_g$
AB zidovi podruma	fleksiona	$1.0 E_c I_g$	$0.8 E_c I_g$
	smičuća	$1.0 G_c A_g$	$0.5 G_c A_g$
Tavanice	fleksiona	$0.5 E_c I_g$	$0.25 E_c I_g$
	smičuća	$0.8 G_c A_g$	$0.50 G_c A_g$
Vezne grede	fleksiona	$0.3 E_c I_g$	$0.2 E_c I_g$
	smičuća	$1.0 G_c A_g$	$1.0 G_c A_g$
AB grede	fleksiona	$0.7 E_c I_g$	$0.35 E_c I_g$
	smičuća	$1.0 G_c A_g$	$1.0 G_c A_g$
AB stubovi	fleksiona	$0.9 E_c I_g$	$0.7 E_c I_g$
	smičuća	$1.0 G_c A_g$	$1.0 G_c A_g$

\* Modelovajem AB zidova nelinearnim fiber elementima automatski je obuhvaćena redukcija krutosti betonskih elemenata jer se vlakana betona definišu bez krutosti na zatezanje.

Preporuka koeficijenta za redukciju krutosti linijskih elemenata prema (LATBSDC, 2014) je: za grede  $0.7E_cI_g$  za proračun konstrukcije pri uticaju vetra i  $0.35E_cI_g$  za seizmčka dejstva. Za stubove ove vrednosti iznose:  $0.9E_cI_g$  i  $0.7E_cI_g$ .

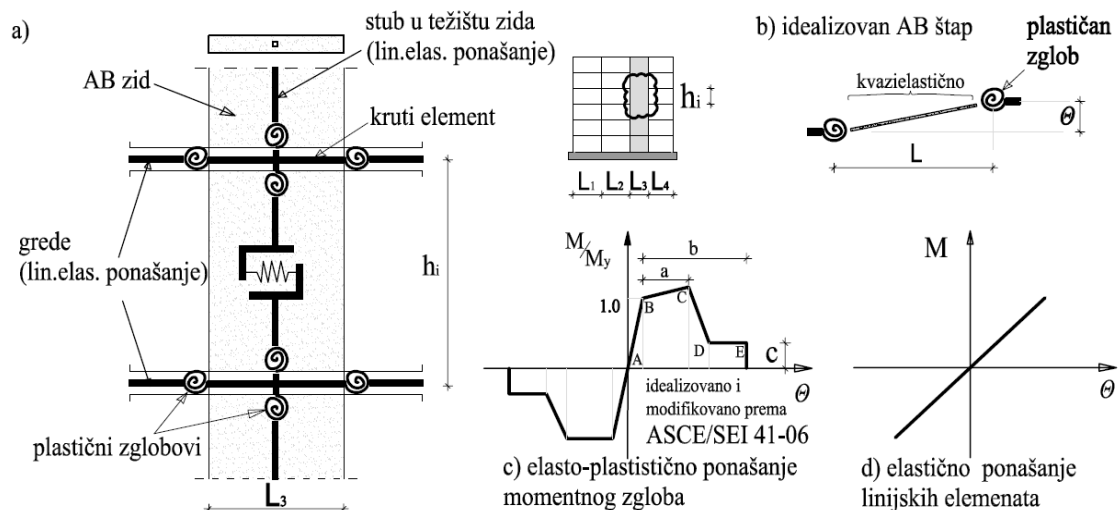
Vrednost modula elastičnosti se dobija iz izraza:

$$E_c = 4732\sqrt{f'_c} \text{ za } f'_c \leq 41.36\text{MPa} \quad (E_c = 57000\sqrt{f'_c} \text{ za } f'_c \leq 6000\text{psi}) \text{ prema: ACI 363R-92,}$$

$$E_c = 3321\sqrt{f'_c} + 6894 \text{ za } f'_c > 41.36\text{MPa} \quad (E_c = 40000\sqrt{f'_c} + 10^6 \text{ za } f'_c > 6000\text{psi}),$$

$$E_c = 5000\sqrt{f'_c} \text{ prema (Priestley i dr., 2007),}$$

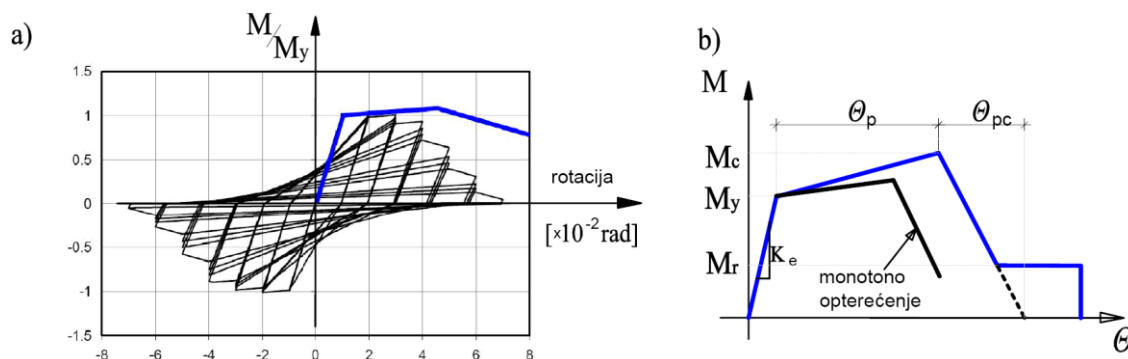
Model ekvivalentnog okvira je dugo vremena bio dominantan u primeni. Trenutno najzastupljeniji način modelovanja nelinearnog ponašanja konstruktivnih elemenata je fiber elementima za AB zidove i koncentracijom zona plastifikacije kod greda i stubova. U nelinearnoj analizi prigušenje je obuhvaćeno viskoznim i histerezisnim prigušenjem. Vrednost viskoznog prigušenja usled disipacije energije u nekonstruktivnim komponentama koje nisu modelovane se uvodi dodatno. U nekim slučajevima je ovo neophodno da bi se izbegla numerička nestabilnost sistema. Prema LATBSDC 2014 prigušenje se maksimalno uzima do 2.5% i za najniži nivo proračunskog opterećenja (vetar) i za maksimalni projektni zemljotres-MCE.



Slika: 5.24 Linijski model ekvivalentnog rama mešovitog (dualnog) sistema

Model ekvivalentnog okvira je naročito pogodan za modelovanje dualnih sistema pri konceptu programiranog ponašanja. Linijskim elementima se reprezentuju grede, stubovi i AB zidovi. Elementi su idealizovani štapovima sa plastičnim zglobovima na jednom ili oba kraja. Neelastično ponašanje se modelira kroz plastične zglobove, gde su karakteristike opruga kalibrisane prema odgovarajućim anvelopama zavisnosti moment-rotacija dobijenih na osnovu kvazi-statičkog ispitivanja štapova ciličnim opterećenjem. Ovaj način modelovanja ne isključuje

moгуćnost inkorporiranja fiber modela u pojedinim elementima. Ukoliko se proračun vrši upotrebom fiber modela krutost elemenata se ne redukuje direktno već posredno definisanjem karakteristika preseka i konstitutivnih relacija materijala.



Slika: 5.25 a) Idealizovano ponašanje linijskog elementa pod cikličnim opterećenjem, b) kriva za monotono opterećenje i modifikovana kriva

Neophodni parametri za modelovanje linijskih elemenata ekvivalentnog rama su: efektivna fleksiona krutost  $E_c I_{eff}$ , efektivna smičuća krutost  $G_c A_{eff}$ , granično opterećenje plastifikacije  $M_y$  i  $V_y$ , krutost nakon plastifikacije (krutost ojačanja), kapacitet deformacije, rezidualna nosivost i dr. Parametri se obično definišu pomoću procedure definisane standardima ACI 318-11 (Building Requirement for Structural Concrete (ACI, 2011), ASCE/SEI 41-6 ili na osnovu eksperimentalno dobijenih vrednosti. Nosivost na savijanje može biti modelovana uz pretpostavljenje prosečne vrednosti normalne sile tj. nezavisno od promene aksijalnog opterećenja kao i pomoću dijagrama interakcije  $M_3-N$  i  $M_2-M_3-N$ . Unapređenje štapnih modela je moguće distribuiranom plastičnošću.

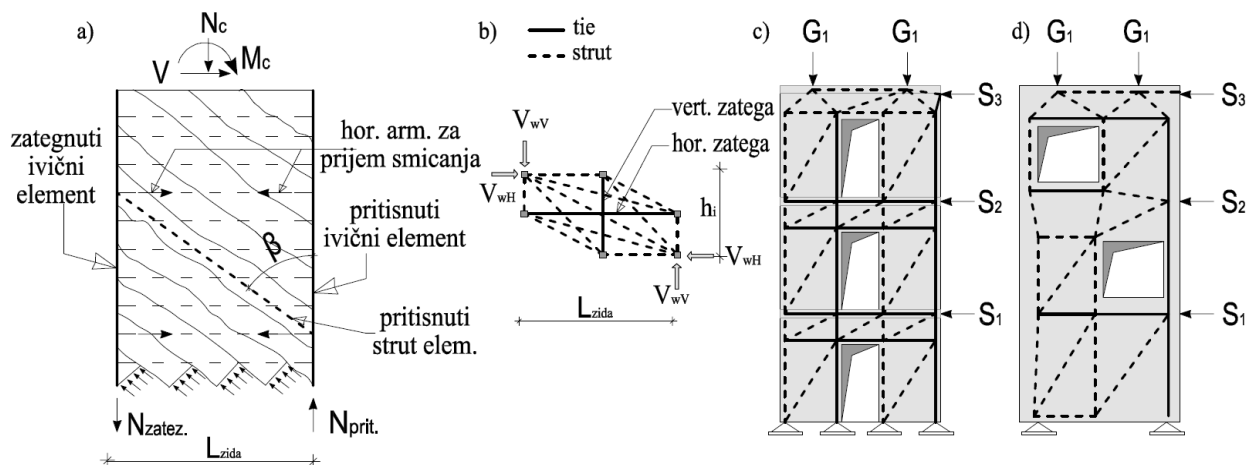
Nedostaci ove metode modelovanja zidova su: nemogućnost simulacije pomeranja neutralne ose duž poprečnog preseka tokom alternativnog opterećenja savijanjem, odsustvo interakcije sa drugim konstruktivnim elementima kao što su međuspratne konstrukcije i flanše zida u upravnom pravcu, uticaj variranja normalne sile na krutost zida. Metoda nema mogućnost modelovanja zidova složenog preseka. Pozitivne strane su jednostavnost primene i lako rešavanje.

### 5.2.2 Model rešetke - metod pritisnutih štapova i zategi (Strut-and-Tie)

Model rešetke predstavlja praktičnu i racionalnu osnovu za modelovanje AB elemenata. Generalizacijom strut-and-tie metode (STM) omogućena je primene hipotetičke rešetke i na D regione (oblasti u kojima ne važi Bernulijeva hipoteza o ravnim preseovima). Uopštenje je opravdano činjenicom da AB konstrukcija prenosi opterećenje preko niza međusobno povezanih zona sa naponskim stanjem pritiska ili zatezanja. Pritisak prihvata beton a zategnute oblasti se armiraju čelikom. Generalno postoji više vrsta modela rešetki kojima se simulira ponašanje AB

zidova. Tipičan model je prikazana na slici 5.25 koji se sastoji iz dva vertikalna elementa i minimalno jedne dijagonale i horizontale na svakoj etaži. Upotrebu ovog model su predložili (Vallenas i dr. 1979; Hirashi, 1984; Osterle i dr.,1984). Model rešetke je najpre upotrebljen za proraču kapaciteta niskih AB zidova. Model zida se sastoji iz vertikalnih ivičnih elemenata, pritisnutih dijagonalnih zona i horizontalnih zategi. Dijagonalama rešetke „strut elementima“ se simuliraju pritisnute zone unutar AB zida opterećenog bočnim opterećenjem. Horizontalne zatege reprezentuju horizontalnu smičuću armaturu.

Ponašanje AB zida se ovim modelom može opisati dovoljno tačno za monotono rastuće dejstvo. Međutim, u slučaju alternativnog bočnog opterećenja neophodno je koristiti unakrsne dijagonale sa mogućnošću prihvatanja jednoznačnog aksijalnog dejstva. Osim toga, nedostatak modela je nemogućnost modeliranja FSI i realne deformacije usled gravitacionog opterećenja. Ograničenje je i nemogućnost detaljnijeg predstavljanja ponašanja AB zida duž poprečnog preseka. Generalno, model je upotrebljiv za niske zidove za monotono rastuće bočna dejstva uz nizak nivo gravitacionog opterećenje.



Slika: 5.26 a) Model rešetke (Oesterle i dr.,1984.), b) Strut-and-tie model sa "omekšanjem" (Yu i Hwang, 2005.), c,d) modeli rešetke za zidove sa otvorima

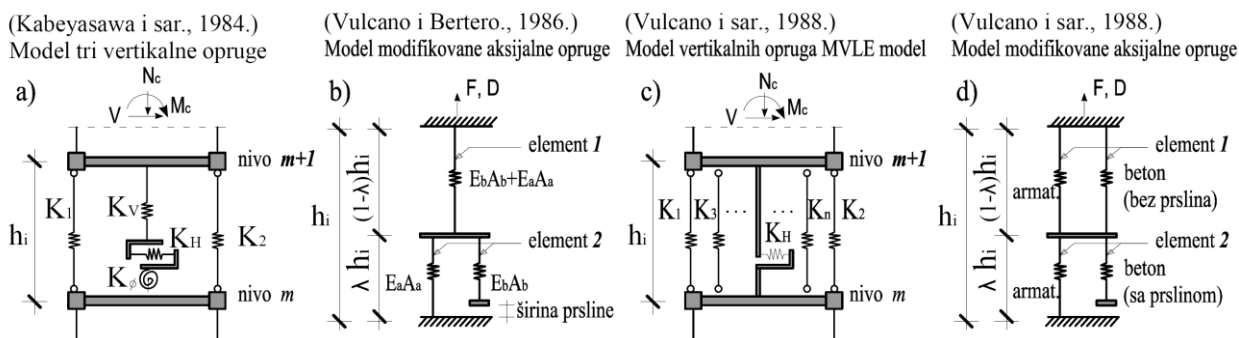
Metoda je pogodna za modelovanje AB zidova sa otvorima. Detaljno uputstvo za modeliranje ovakvog tipa konstrukcija je dato u ACI318-99. Dimenzionisanje je bazirano na Apendix-u A Strut-and-tie modela iz ACI 318-02. Prvi korak u formiranju modela je formiranje posebne rešetke za svaki slučaj opterećenja ponaosob. U nekim slučajevima može da se desi da rešetka bude statički predodređena tj. labilna (čest je slučaj i pojave kritične konfiguracije) ali ovaj problem treba shvatiti uslovno. Jedino je obavezno ispunjenje uslova ravnoteže svih čvorova. Velike razlike koje se javljaju između STM i elastične raspodele napona su posledica pojave mnogobrojnih pukotina u betonu pod opterećenjem. Metoda se koristi za kontrolu prslina, dimenzionisanje zategnute armature i kontrolu betona na pritisak kako bi se izbeglo njegovo drobljenje. Obavezan korak je i postupak provere čvornih zona, dužina sidrenja i koncentrata



napona. Važno je istaći da model pored dobre sposobnosti da predvidi fleksioni i smičući kapacitet nije u stanju da adekvatno opiše histerezisno ponašanje zida pri cikličnim opterećenjem. Model rešetke takođe nije pogodan za dinamičku analizu.

### 5.2.3 Metod vertikalnih aksijalnih opruga

Ovaj model je prvi uveo (Kabeyasawa i dr. 1984). Model se sastoji iz tri ili više vertikalna linijska elemenata vezanih za krute štapove u nivoima tavanica. Krajnje opruge simuliraju ponašanje ivičnih ojačanja dok centralna definiše ponašanje tri stepena slobode (horizontalno, vertikalno pomeranje i deformaciju rotacije zida kao na slici 5.27. Nedostatak metode je nepostojanje kompatibilnosti deformacija ivičnih opruga i AB zida. Kao i poteškoće prilikom definisanja karakteristika opruga. Model je kasnije modifikovan radi jednostavnijeg definisanja histerezisnog ponašanja modela (Vulcano i Bertero, 1986; Vulcano i dr., 1988). Ivični element je zamenjen sa dva aksijalna elementa vezana u seriji (axial element in series model - AESM) slika 5.27-b. Gornji deo elementa reprezentuje aksijalnu krutost AB u neisprskalom stanju. Donji deo opisuje ponašanje betona i armature nakon gubitka sprege. Ovim modelom je moguće simulirati stvarni histerezisni odgovor materijala i njihovu interkciju (popuštanje sprege beton-armatura, pojava pukotina,...). Model je pogodan za simulaciju ponašanja AB zidova dominantno opterećenih savijanjem. Model nije pogodan za simulaciju niskih zidova dominantno napregnutih smicanjem. Model je unapređen uvođenjem većeg broja paralelnih opruga multiple vertical line element model - MVLEM (Vulcano, 1988). Krajnje opruge simuliraju ponašanje ivičnih ojačanja a unutrašnje opruge simuliraju aksijalno-fleksiono ponašanje središnjeg dela zida. Model efikasno simulira deformaciju savijanja zida upotrebom relativno malog broja opruga (svega četiri). Horizontalna opruga podražava smičuće ponašanje AB zida. AESM je unapređen dodavanjem još jedne opruge kojom je opisano ponašanje betona u neispucalom stanju. Izbačena je rotaciona komponenta središnjeg štapa a kasnije je uvedena interakcija između aksijalnog naprezanja i smicanja. Unapređeni modeli nisu obuhvatili FSI. FSI u MVLE model uveo je (Colotti, 1993). Dalje unapređenje modela realizovali su (Kunnath, 1990; Linde, 1994).

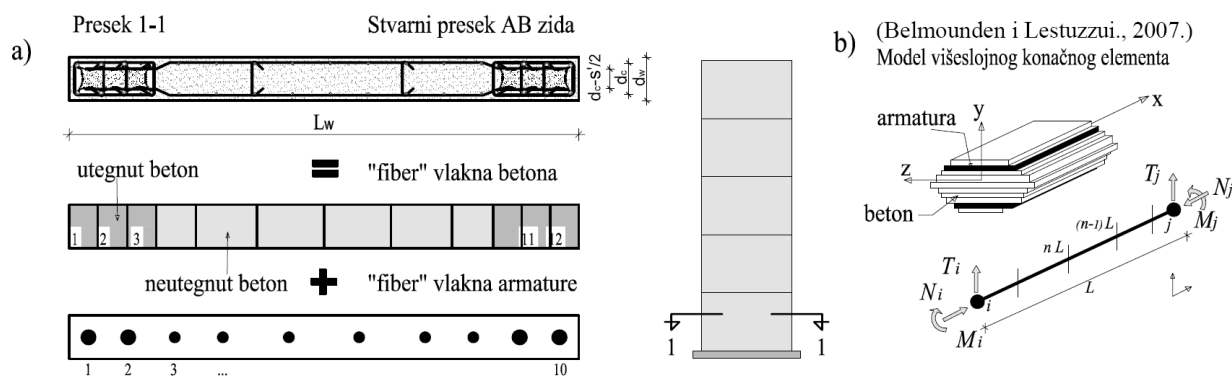


Slika: 5.27 Model vertikalnih aksijalnih opruga

### 5.2.4 Model vlakana (Fiber) i model slojeva (layer)

U poslednje tri decenije ova grupa mikromodela je doživela značajan razvoj i široku primenu. Mogućnosti relativno tačnog definisanja ponašanja poprečnog preseka elementa je osnovna prednost ovog modela. Metoda je otvorila široku mogućnost implementacije konstitutivnih relacija betona i armaturnog čelika. Efekti trodimenzionalnog stanja napona se jednostavno uvode u vidu uniaksijalne zavisnosti materijala pojedinačnih vlakna (od važnosti kod utegnutoг betona). Interakcija savijanja i aksijalnog naprežanja se jednostavno uspostavlja (od važnosti kod udvojenih zidova). U slučaju modelovanja AB zidova vrši se uobičajena aproksimacija zavisnosti  $\sigma$ - $\varepsilon$  betona za ravansko stanje napona i primena membranskih konačnih elemenata. U fiber modelu elementat je uzdužno podeljen na više segmenta, a svaki segment se sastoji iz paralelnih vlakana. Određena vlakna predstavljaju beton a druga armaturu. Fiber model je prvi put primenjen u modelovanju linijskih elemenata pod dejstvom cikličnog opterećenja (Park i dr.,1972). Ovaj model je našao široku primenu u simulaciji histerezisnog ponašanja stubova. Simulaciju ponašanja AB zidova fiber modelom pod cikličnim opterećenjem izložili su (Kotronis i dr. 2005; Belmouden i dr., 2007). Nedostaci modela su linearna smičuća deformacija i zanemarenje proklizavanja sprege armatura-beton.

U geometriji poprečnog preseka vlakna betona i armature se nezavisno definišu. Na slici 5.28-a beton je podeljen na 12 vlakna dok je armature na 10. Važno je koristiti dovoljan broj vlakana duž visine poprečnog preseka kako bi se simulirala što tačnija prerasodela deformacije u preseku. Broj elemenata po visini zida je bitan zbog simuliranja sveopšteg ponašanja zida. Sa brojem vlakana ne treba preterivati jer značajno mogu da povećaju potrebu za računarskim resursom i vremenom proračuna. Gustina mreže se optimizuje preliminarnim linearnim proračunom u kome se ispituje osetljivost mreže.

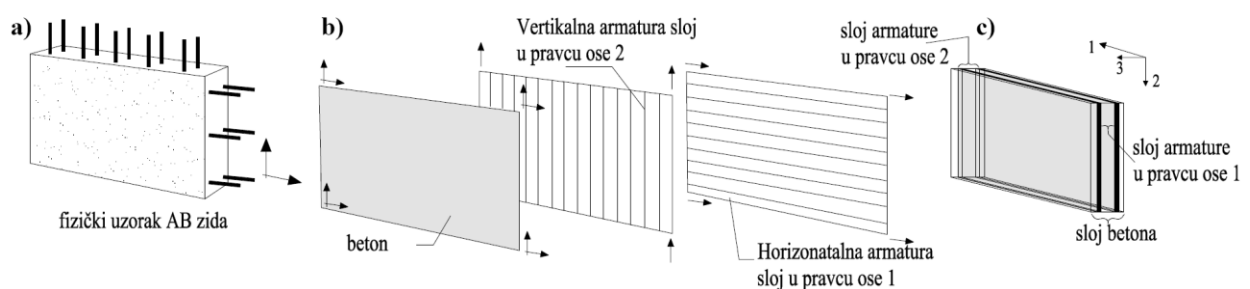


Slika: 5.28 Fiber model AB zidova (prema PEER/ATC, 2010)

Sa razvojem MKE u modelovanju AB zidova se sve češće primenjuju dvodimenzionalni (layer) konačni elementi. Ovaj model podrazumevaja podelu preseka zida na slojeve betona i armature u dva nezavisna pravca kao na slici 5.29. Upotreba modela slojeva je doživela

ekspanziju nakon implementacije u komercijalnim softverima. (Katonis i dr. 2005) su ovim modelom simulirali ponašanje zida pod dinamičkim dejstvom.

U modelu slojeva ponašanje materijala za svaki pojedinačan pravac se definiše radnim dijagramima napon-dilatacija jednoaksijalne kompresije i/ili zatezanja. Stanje loma se definiše graničnom dilatacijom za dati materijala. Prema ASCE/SEI 41-06 za vrednost maksimalne dilatacija neutegnutog betona pri aksijalnoj kompresiji usvaja se  $\varepsilon_c = 0.002$  i utegnutog betona  $\varepsilon_c = 0.005$ . Granične vrednosti dilatacije u neutegnutom i utegnutom betonu usvajaju se  $\varepsilon_{cu} = 0.0035$  i  $\varepsilon_{cu} = 0.01$ . Maksimalna dilatacija zatezanja u armaturi je  $\varepsilon_{st} = 0.05$  a pritiska  $\varepsilon_{sc} = 0.02$ . Nedostaci fiber modela su: veliki uticaj usvojene materijalne zavisnosti betona i armature, pretpostavka linearne deformacije smicanja, zanemarivanje efekta proklizavanja veze armature-beton. Za razliku od štapnog modela gde je fleksiona krutost usvojena kao  $E_c I_{eff} = (0.35 - 0.875) E_c I_g$  u fiber modelu promena krutosti zavisi od definisanih materijalnih zavisnosti i veličine aksijalnog opterećenje vlakana. Proširenjem jednoaksijalnog modela vlakana na dve dimenzije dobija se napredniji model slika 5.26. Plastifikacija materijala je moguća u oba pravca (horizontalno i vertikalno) čime se simulira složeno ponašanje plastičnih zglobova AB zida.



Slika: 5.29 Layer model AB zidova sa tzv. "razmazanom armaturom"

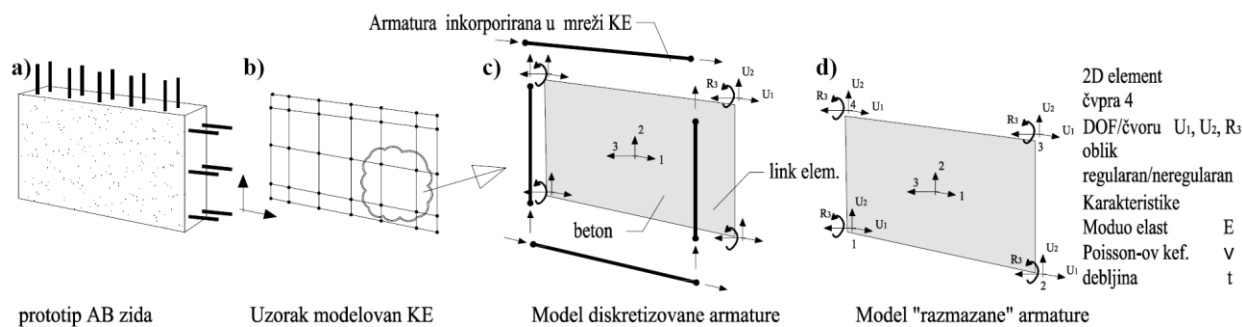
U štapnim i fiber modelima smičuće ponašanje AB zida je potpuno nezavisno od savijanja. U modelima koji ne obuhvataju SFI nelinearno ponašanje pri savijanju je praćeno linearnom zavisnošću smicanja i obrnuto. Međutim, u eksperimentalnim istraživanjima ova interakcija je dokazana. Nepostojanje interakcije u ponašanju je veliki nedostatak. Generalno, interakcija savijanja i smicanja je prvenstveno uslovljena prslinama usled savijanja. Sa propagacijom prslina i povećanjem zazora dolazi do degradacije krutosti i nosivosti na smicanje (Massone. i dr., 2006; Elwood i dr., 2007). Predlog modela interakcije za niske zidove dati su u radovima (Petrangeli i dr., 1999; Massone., 2006). (Belmonden i Lestuzzi., 2007) su upotrebili ovaj model za simulaciju nelinearnog ponašanja AB zida pod cikličnim opterećenjem. Komercijalni softverski programi ne uzimaju u obzir SFI. Ova pojava se u modelima obuhvata kroz redukciju smičuće krutosti prema tabelama 5.2, 5.3 i 5.4.

### 5.2.5 Metod konačnih elemenata

Najopštija tehnika modeliranja AB zidova pomoću mikro modela je metod konačnih elementa. Složeno ponašanje AB pod dejstvom cikličnog opterećenja čini nemogućim izvođenje opštih analitičkih modela koji potpuno uključuju efekte svih uzroka nelinearnosti. Prvi pokušaji primene MKE u opisu ponašanje AB elemenata pri statičkim a kasnije i dinamičkim opterećenjem datiraju iz 60-tih godina sa radovima Nego i Scordelis-a. Sa razvojem računarske tehnike MKE je našao široku primenu u modelovanju ponašanja svih vidova konstrukcija, konstruktivnih elemenata pa i AB zidova. Najčešće primenjivani softveri opšte namene su: ABACUS, ADINA, ALGOR, ANSYS, NASTRAN i dr. Od softvera MKE namenjenih analizi građevinskih konstrukcija treba istaći: ATENA, SAP, ETABS, DIANA; RFEM, ROBOT i dr.

AB zidovi mogu biti modelovani 2D elementima (membrane i shell) i 3D (solid) elementima. Štapni modeli AB zidova su vremenom sa razvojem računarske tehnike potisnuti i već se smatraju prevaziđenim. Upotreba membranskih elemenata u modelovanju zidova je trenutno najracionalnija. Membranski elementi prihvataju isključivo opterećenje u svojoj ravni što je i dominantan vid naprezanja kod zidova. Čvorovi membranskih elemenata mogu imati dva ili tri stepena slobode. Shell elementi pored membranske sadrže i fleksionu komponentu deformacije tj. sposobni su da prihvate opterećenje upravno na svoju ravan. Čvorovi shell elemenata mogu imati pet ili šest stepena slobode. Što podiže zahteve u smislu računarskih resursa.

Modeliranje armature može biti na tri načina: diskretni model, model zatopljene armature i model razmazane armature „smeared reinforcement“. Kod diskretnog modela gustina mreže direktno mora da korespondira razmaku armaturnih šipki. To uslovljava razradu strukturirane mreže a ona ponekad može biti preglomazna. Konceptom zatopljene armature se obezbeđuje kompatibilnost pomeranja između tačaka na ivicama elemenata betona i linijskih elemenata kojima se modeluju armaturne šipke. Grupisanje više armaturnih profila u jednom elementu je rezultiralo modelom razmazane armature posebno za svaki pravac. Nelinearno ponašanje AB u najvećoj meri potiče od tečenja armature, popuštanja sprege i pojave prslina. Postoje dva pristupa modeliraju prslina: pristup diskretnih prslina i pristup razmazanih prslina „smeared crack“. Drugi princip je zastupljeniji i u njemu nijedna pojedinačna prslina nije simulirana već su sve prsline na jednom elementu predstavljene fiktivnom razmazanom prslinom. Modelovanje razmazanom armaturom i prslinama je racionalno, široko rasprostranjeno i daje dobra poklapanja sa eksperimentalnim rezultatima. Modelovanje diskretnom metodom je delotvornije ukoliko je armatura velikog prečnika i grupisana.



Slika: 5.30 model AB zidova 2D konačnim elementima

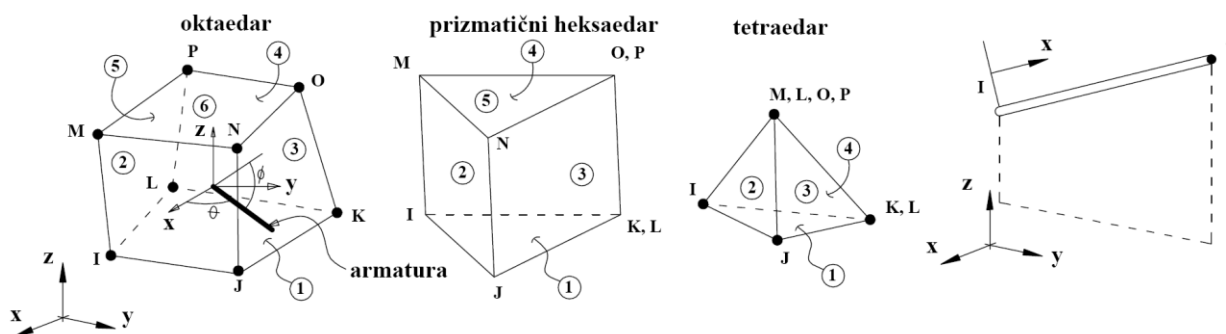
Nelinearna analiza mešovitog sistema uključuje i neelastično ponašanje linijskih elemenata. Postoje tri pristupa modeliranju plastičnosti kod greda i stubova. Najzastupljeniji su modeli koncentrisane plastičnosti (plastic hinges) i model distribuirane plastičnosti duž štapa (fiber model). Poslednjih decenija razvijaju se i alternativni modeli produženja zone neelastičnosti u blizini kritične zone čime se utiče na krutost. Pristup koncentrisane plastičnosti se bazira na promeni krutosti usled plastifikacije unapred zadatog preseka - plastičnog zgloba. Za položaj se najčešće usvaja početak i kraj štapa uz pomeranje od čvorova sistema zbog off-set efekta. Plastifikacija preseka se uvodi kroz zadavanje zavisnosti moment-rotacija. Kriva zavisnosti moment-rotacija se definišu na osnovu geometrije, količine i položaja armature, karakteristika materijala i nivoa aksijalnog opterećenja. Za krivu  $M - \varphi$  se može približno usvojiti anvelopa histerezisnog ponašanja elemenata pri cikličnom opterećenju. Savremeni softverski paketi samostalno generišu ovu zavisnost u skladu sa smernicama i preporukama (FEMA357, ACI 440 i dr.).

### 5.2.5.1 3D Modeli AB zidova

Mogućnosti ove metode su najšire i u stanju je da simulira većinu fenomena vezanih za nelinearno ponašanje AB. Nelinearni solid 3d modeli se trenutno koriste za analizu čvornih veza, karakterističnih detalja i pojedinačnih konstruktivnih elemenata. Prostorni modeli AB zidova se uspešno primenjuju u NSPOA. 3D modeli solid konačnim elementima još uvek nisu našli široku primenu u NDA. NDA većih sistema primenjuju se retko. Razlozi su: složenost formulacije modela, glomaznost problema i veliki zahtevi za računarskim resursima.

Prostorni modeli AB zidova su kompleksniji i tačniji, ali istovremeno u svakom pogledu manje efikasni. U numeričkoj analizi faktori koji uslovljavaju veličinu i složenost modela su: vrsta analize (linearna ili nelinearna, statička ili dinamička), zahtevani nivo tačnosti i potrebno vreme rada računara za analizu. Ovi parametri se optimizuju na način da se obezbede rezultati sa relevantnom tačnošću uz što kraće vreme rada računara. Trodimenzionalni numerički modeli podrazumevaju formiranje modela koji je geometrijski istovetan stvarnom uzorku. To uzrokuje

veliki broj čvorova i stepeni slobode. Utrošeno vreme računara direktno zavisi od ukupnog broja stepeni slobode sistema i može se smanjiti: promenom metode analize, redukcijom ukupnog broja konačnih elemenata ili upotrebom elemenata sa manjim brojem stepeni slobode. Generalno sa sadašnjim nivoom razvoja računarske tehnike NDA prostornih modela zidova je retka. Primena mreže adekvatne gustine može da poveća proračunske zahteve do te mere da praktično onemogući sprovođenje proračuna. Modeli slojeva se i dalje primenjuju pri modelovanju AB zidova u ovoj metodi analize, jer 2d elementi imaju manji broj čvorova i stepeni slobode od zapreminskih. Modelovanje AB zidova na ovaj način značajno skraćuje potrebno vreme rada računara.



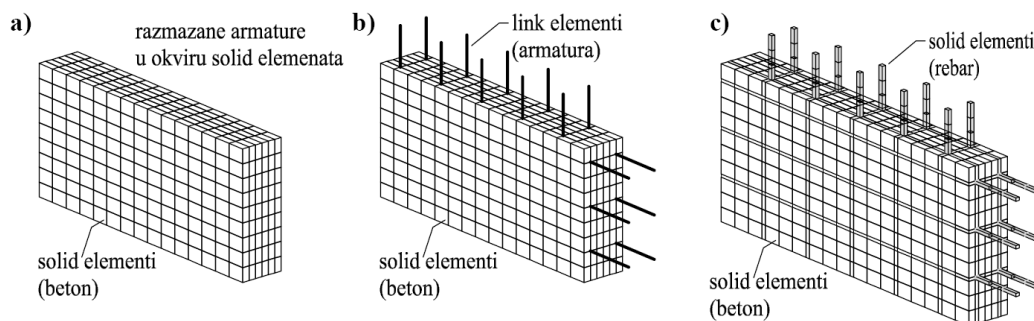
Slika: 5.31 Solid65 i Spar 3-d konačni elementi (Link8), ANSYS

Solid (3d) konačni elementi se upotrebljavaju za prostorno modelovanje betona. Oblik solid elementa koji se najčešće primenjuje je oktaedar (element sa osam čvorova i tri stepena slobode u svakom čvoru). Ovaj element je pogodan za strukturirano omrežavanje modela i sve načine definisanja armature u medelu. Opšti oblik solid elementa dat je na slici 5.30. Heksaedri se alternativno mogu koristiti dok se upotreba tetraedara ne preporučuje. Solid elementi koji se primenjuju za modelovanje betona (npr. Solid 65 u Ansys-u) su sposobni da simuliraju plastične deformacije, drobljenje betona, razmazane prsline i armiranje u sva tri ortogonalna pravca.

Postoje tri koncepta simulacije armature u 3d mikro modelima. Armatura se može definisati unutar zapremine pojedinačnog konačnog elementa. To je pristup razmazane armature, koja se raspoređuje u sva tri pravca nezavisno. Teoretska je pretpostavka da je armatura raspoređena jednako po čitavom elementu za sva tri pravca. Svaki od pravaca se može definisati posebnim materijalnim zakonima. Količina armature za svaki pravac se definiše procentom zapremine elementa. Ovako definisana armatura može da prenese isključivo aksijalne napone u pravcu svog pružanja. Koncept je naročito pogodan za polje malih deformacija gde armatura ostaje u elastičnoj oblasti rada. Ovaj koncept modeliranja armature ima prednost u bržoj konvergenciji proračuna, pogodan je za male koeficijente armiranja, imuniji je na koncentracije napona. Sa druge strane nedostatak je u nepraktičnom i otežanom definisanju količine armature (procentat

armiranja je u funkciji veličine i orijentacije elemenata). Metod nije pogodan za opisivanje preseka sa velikim procentom armiranja i profilima velikog prečnika.

Najzastupljeniji metod modeliranja armature je preko posebnih linijskih elemenata. Linijski elementi se upotrebljavaju za simuliranje armaturnog čelika u diskretnom i zatopljenom modelu. U ovu svrhu primenjuju se: spar, link i beam elementi. Spar element je najčešće u primeni i sposoban je da prenese isključivo aksijalno opterećenje uz mogućnost plastifikacije (link8 je 3d spar element u Ansys-u). Link elementi (u izvornom značenju), poseduju svih šest deformacionih stepena slobode. Ponašanje link elemenata može biti linarno, nelinearno i frekventno zavisno od opterećenja. Link i beam elementi se ređe primenjuju zbog složenosti. U diskretnom modelu čvorovi zapreminskih i linijskih elemenata se poklapaju (shared nodes). Ovakav pristup zahteva unapred strogo strukturiranu mrežu koja je uslovljena geometriskim rasporedom i orijentaciom armature. Kod zatopljenog modela mreža ne mora biti strukturirana. Čvorovi zapreminskih i linijskih elemenata se u opštem slučaju ne poklapaju, a njihova veza se ostvaruje u međučvorovima. Međusobno sprezanje elemenata je obezbeđeno uslovima kompatibilnosti pomeranja međučvorova.



Slika: 5.32 načini modelovanja armature u 3D mikro modelima AB zidova

Diskretno modelovanje armature može biti i zapreminskim (solid) elementima (slika 5.31-c). Ovaj vid modelovanja je sveobuhvatan i najopštiji. Sadejstvo između elemenata koji predstavljaju beton i elemenata armature se najčešće rešava jednostavnom vezom elemenata u zajedničkim čvorovima. Napredniji modeli ovaj fenomen tretiraju kroz kontaktni problem, čime se otvara mogućnost za direktno simuliranje sprege beton-čelik. Primenjuju se oba vida kontakta elemenata: čvor na čvor (poin-to-point) ili površ na površ. S obzirom da je pored prslina popuštanje sprege glavni uzrok nelinearnog ponašanja AB, ovim se čini značajan napredak u modelovanju ponašanja AB. Nedostatak je značajno usložnjavanje proračuna a modeli postaju preglomazni.

### 5.2.6 Zaključci

U prethodnom poglavlju su razmotreni najznačajniji nelinearni matematički modeli AB zidova. Dat je kratak prikaz različitih tehnika modelovanja smičućih zidova koje se upotrebljavaju od strane istraživača i projekatanta. Prezentovan je razvoj modela predviđanja neelastičnog ponašanja AB zidova (fleksionog i smičućeg). Razmotrena je efikasnost svakog modela u predstavljanju globalnog i lokalnog ponašanja AB zidova. Analizirani su različiti faktori koji utiču na odgovor AB zidova i pitanje da li ih sve treba uzeti u obzir prilikom numeričkog modeliranja. Razmotreni su i različiti histerezisni modeli koji se koriste u simulaciji ponašanja AB zidova. Prikazani su istoriski razvoj, napredak i izazovi u oblasti modeliranja smičućih zidova. Razvoj modela se kretao od jednostavnih linijskih makromodela, kao što su: model zamenjujućeg okvira (sa koncentrisanom plastičnošću), štapni model, model multiaksijalnih opruga, model rešetke, kombinovani modeli. Do složenih mikromodela: MKE, model vlakana i model slojeva. Aktuelni oblik i razvoj modela je bio direktno uslovljen razvojem računarske tehnologije (Kovačević, 2006). Praktična primena mikromodela i MKE je bila nemoguća bez prateće računarske osnove. Softverska implementacija je značajno odredila mogućnost praktične primene MKE u modelovanju AB zidova. To se ne odnosi samo na simulaciju realnog ponašanja konstrukcijskih sistema primenom modela MKE sa velikim brojem stepeni slobode već i na složene aproksimacije konstitutivnih relacija materijala (Norio i dr., 1997; Hidalgo i dr., 2002).



## 6 Seizmička analiza AB konstrukcija zgrada

Seizmičkom analizom se ramatra ponašanje objekata pod seizmičkim dejstvima. Ona je sastavni deo procesa projektovanja objekata u seizmički aktivnim područjima. Zemljotres kao fenomen je složen, a njegove posledice mogu biti izuzetno destruktivne. Iskustva iz dogođenih zemljotresa su pokazala da oni mogu izazvati čak i katastrofalna ekonomska razaranja i gubitak velikog broja ljudskih života. Iz tih razloga, projektovnju novih i aseizmičkom ojačanju postojećih objekata se posvećuje velika pažnja, u mnogim zemljama u seizmički aktivnim područjima.

U poslednjih sto godina razvoj aseizmičkog projektovanja je u stalnom usponu. U nekoliko prethodnih decenija u ovoj oblasti ostvaren je napredak koji značajno prevazilazi saznanja ostvarena na polju projektovanja konstrukcija za sva ostala dejstva (gravitaciono, korisno, vetar i dr.). Sa razvojem računarske tehnike došlo je do značajnog napretka u analizi: propagacije i bližeg poznavanja seizmičkih talasa kroz tlo, interakciji tla i konstrukcije, analizi konstrukcija pri seizmičkom dejstvu, nelinearnih konstitutivnih modela materijala, itd.

Savremeno projektovanje objekata visokogradnje u seizmičkim područjima je kompleksno i zahteva ozbiljan pristup počev od faze konceptualne razrade objekta kojom se formira osnovna filozofija konstrukcije. Zatim sledi odabir konstruktivnog sistema, oblikovanje gabarita objekta, definisanje konstrukcije u osnovi i po visini, uspostavljanje ciljnih performansi, određivanje seizmičkog dejstva, analize konstrukcije i proračun unutrašnjih sila (linearna analiza), dimenzionisanje konstruktivnih elemenata, procena performansi (nelinearna analiza) i oblikovanje detalja armiranja sa ciljem kontrolisane disipacije energije.

Seizmička dejstva su u početku bila definisana proporcionalno masi objekta. Bez obzira na vrstu i karakteristike objekta usvajana je najpre uniformna, a kasnije linearna raspodela seizmičkih sila po visini objekta. Sa razvojem inženjerske seizmologije došlo je do podela oblasti/regiona u različite seizmičke zone sa različitim intenzitetima seizmičkog hazarda. Pored intenziteta značajan je i povratni period seizmičkog događaja (seismic event) te su oni usvojeni kao osnovne karakteristike seizmičkog hazarda. Intenzitet seizmičkog događaja se izražava najverovatnijem maksimalnim ubrzanjem tla (peak ground acceleration-PGA) podeljen gravitacionim ubrzanjem  $g$ . Ovo je bio važan napredak koji je doveo do mikrorekonizacije oblasti na osnovu probabalističkih analiza seizmičkog hazarda.

Daljim napretkom saznanja, shvatilo se da seizmička dejstva ne zavise isključivo od lokacije objekta već i od dinamičkih karakteristika konstrukcije. U drugoj polovini dvadesetog veka, uticaj perioda prvog tona vibracija sistema na veličinu inercijalnih sila uvršten je preko

koeficijenta  $C_d(T)$ . U tom periodu široko rasprostranjen metod sračunavanja seizmičkog dejstva bio je prema jednačini:  $V_{seiz} = C_d(T)Z_{s.haz.}G$ . Gde je  $Z_{s.haz.}$  faktor seizmičkog hazarda lokacije, a  $G$  ukupna težina objekta. Uticaj efektivne krutosti, vrste materijala i tipa konstruktivnog sistema tada nije razmatran. Ovu fazu je obeležio i početak primene elastičnog spektra odgovora (elastic design spectrum – EDS) u cilju proračuna seizmičkih dejstva. EDS daje maksimalno ubrzanje za SDOF sistem pri određenom dinamičkom dejstvu kao odgovor sistema sa različitim sopstvenim periodima. Ovaj postupak zasnovan na metodi spektralne analize je stvorio osnovu za kasniji razvoj propisa za proračun građevinskih objekata većine zemalja. U tom periodu analiza se i dalje zasnivala na elastičnom odgovoru konstrukcije.

U narednoj fazi je uzet u obzir i efekat karakteristika tla na projektni spektar. Ukoliko su slojevi tla kruti pomeranja tla (seizmički talasi) se kroz tlo do površinskih slojeva prenose bez većih promena. Sa druge strane, u umereno krutom i mekšem tlu dolazi do amplifikacije pomeranja. Da bi se obuhvatio ovaj efekat, zemljišta su klasifikovana u kategorije kojima odgovaraju različiti projektni spektri.

Razmatranje duktilnosti je uvedeno 70-tih godina kao posledica niza eksperimetalnih dokaza da konstrukcija sa adekvatno oblikovanim detaljima armature može, zahvalljujući postelastičnom ponašanju, da izdrži indukovane inercijalne sile višestruko veće od sila predviđenih elastičnom analizom. Time je stvoren koncept po kome se nosivost konstrukcije određuje prema uticajima za kontrolisano smanjena dejstva stvarnog zemljotresa, kome odgovara referentni povratni period seizmičkog događaja (najčešće  $T_r \approx 500\text{god}$ ). Intenzitet proračunskih seizmičkih sila se određuje primenom faktora redukcije (faktor ponašanja  $q$  prema: EN 1998-1:2004) koji se usvaja u zavisnosti od obezbeđenog kapaciteta deformacije konstrukcije. Time se za očekivano seizmičko dejstvo dozvoljava nelinearan odgovor konstrukcije uz određeni stepen oštećenja konstrukcije. Cilj ovog pristupa je izbegavanje eksplicitne nelinearne analize koja je veoma složena. U seizmičkim proračunima je i dalje primenjivana elastična analiza bazirana na spektru odgovora redukovanom u odnosu na elastični spektar. Faktor redukcije nosivosti zavisi od duktilnosti. Ovako projektovani objekti prema konceptu zasnovanom na silama (force based design - FBD) mogu da izdrže zemljotresna dejstva bez lokalnog ili globalnog rušenja, uz uslov da maksimalna ubrzanja tla, frekventni sastav i dužina trajanja stvarnog zemljotresa odgovaraju usvojenom seizmičkom hazardu. Za slučaj jačih zemljotresa čija je verovatnoća pojave tokom eksploatacionog veka objekta mala, dozvoljavaju se značajnija oštećenja konstrukcije i nekonstruktivnih elemenata uz uslov da ne dođe do rušenja objekta.

Projektovanje na bazi kapaciteta konstrukcije (capacity based design - CBD) se zasniva na ostvarenju koncepta programiranog ponašanja. Koncept je razvijen 70-tih godina iz potrebe kvantifikacije neelastičnih deformacija konstruktivnih elemenata. U CBD eksplicitno se razmatra problem određivanja unapred planiranog mehanizma otkaza (loma) konstrukcije. Koncept polazi od pretpostavke da je u određenim elementima konstrukcije dopušteno nelinearno ponašanje dok drugi elementi moraju ostati u linearnom domenu. Analizom se može ustanoviti koji će elementi konstrukcije pri seizmičkom dejstvu dostići nelinearne deformacije, a koji ne. Tako dobijeni podaci mogu biti nepouzdana čak i netačni, jer analiziramo idealizovani matematički model, a ne stvarnu konstrukciju. Ispravnije je unapred odrediti elemente koji moraju ostati u elastičnom domenu i one koji mogu da pretrpe značajnije deformacije i plastifikuju se. Komponentama koje su predviđene za nelinearno ponašanje obezbeđujemo dovoljnu duktilnost bez značajnijeg pada nosivosti. Time se unapred odabrani konstruktivni elementi ponašaju kao „osigurači“ preko kojih se sprovodi željeni mehanizam loma i obezbeđuje stabilna disipacija energije tokom seizmičkog događaja. Detaljne smernice za projektovanje duktilnih elemenata date su u radu (Goel i dr., 2010) i dr. Potrebna nosivost konstruktivnih elemenata se uobičajeno određuje prema uticajima dobijenih elastičnom analizom prostornog modela konstrukcije.

Prednosti ovakvog koncepta su pouzdaniji model za analizu i tačniji odnos zahtevanog i ostvarenog (demands/capacity - D/C). U okvirnim konstrukcijama postupak projektovanja programiranog ponašanja se sastoji iz sledećih koraka: dimenzionisanje linijskih elemenata na savijanje usled dejstva gravitacionog i seizmičkog dejstva, usvajanje podužne armature u gredama, proračun momenata plastičnosti zglobova i osiguranje greda od krtog loma smicanjem, korigovanje računskih momenata gornjeg i donjeg preseka stuba za razmatrani čvor, dimenzionisanje stubova za računsku normalnu silu i korigovane momente savijanja, obezbeđenje stuba od loma transferzalnim silama, kontrola loma čvora. Princip je relativno jednostavan za primenu kod okvirnih konstrukcija za seizmička dejstva, jer se plastični mehanizam može približno pretpostaviti. Praktična primena koncepta kod dualnog sistema sa dominantnom uticajem pojedinačnih zidova se sastoji u predviđanju fleksionog platičnog zgloba u bazi AB zida. Kod sistema povezanih zidova poželjan redosled nastanka plastičnih zglobova je najpre u veznim gredama, a zatim u osnovi zidova. Kod dualnih sistema sa približnim uticajem okvira i AB zidova lociranje i redosled nastanka plastičnih zglobova je znatno složeniji. Nelinearna analiza nije neophodna za CBD. Osnovni uslov je da  $D/C < 1$ . Komponente koje se plastifikuju moraju biti armirane tako da obezbede zahtevani kapacitet deformacije.

Sa uvođenjem nelinearnih metoda u aseizmičko projektovanje kapacitet je predstavljen u kombinaciji nosivosti pune plastifikacije preseka pojedinih konstruktivnih elemenata i ukupne

duktilnosti pomeranja. Za procenu ovih parametara uvedena je NSA pre svega metoda NSPOA. Prednost nelinearnih metoda je mogućnost tačnijeg određivanja zahtevanih kapaciteta i globalnog ponašanja ukupnog sistema.

Bitan nedostatak koncepta FBD je nepostojanje uniformnog rizika, jer različite konstrukcije projektovane prema istim propisima pri istom zemljotresu mogu imati različite nivoe oštećenja. Nivo seizmičkog rizika predviđen tadašnjim tehničkim propisima, nije osiguravao adekvatnu zaštitu ekonomskih resursa i ljudi. Klasičan koncept aseizmičkog projektovanja zgrada imao je za cilj da obezbedi: sigurnost ljudskih života, ograniči oštećenja, obezbedi upotrebljivost objekata od posebnog značajnih za funkcionisanje objekta i zaštitu ljudi. Prihvatljiv nivo seizmičkog rizika direktno zavisi od ekonomske snage zemlje. Na seizmički rizik utiču: parametri seizmičkog hazarda, ponašanje konstrukcije i karakteristike tla. Bogatije i ekonomski snažnije zemlje dozvoljavaju niže vrednosti seizmičkog rizika u odnosu na siromašnije zemlje. Međutim, ovakvim konceptom projektovanja se ne može u potpunosti kontrolisati stepen oštećenja konstrukcije. Mnogi objekti projektovani prema FBD su izdržali dogođene zemljotrese bez rušenja ali sanacija brojnih oštećenja na njima je bila neekonomična. Time su objekti posredno bili izgubljeni. Posledice razornih zemljotresa iz tog perioda ukazale su na potrebu za novim postupcima projektovanja.

Značajna istraživanja su realizovana 80-tih i 90-tih godina u Evropi, SAD i Novom Zelandu sa ciljem stvaranja alternative konceptu FBD. Dalji razvoj aseizmičkog projektovanja je bio uslovljen nepostojanjem uvida u: stepen oštećenja (noseće konstrukcije, pregradnih zidova i opreme), integritet konstrukcije, preostali deformacioni kapacitet konstrukcije, sigurnost objekta od rušenja za dejstvo zemljotresa sa dužim povratnim periodom od uobičajenih  $T_r \approx 500 \text{ god}$  (verovatnoća je mala ali ipak postoji).

Koncept aseizmičkog projektovanja konstrukcija sa ciljem postizanja određenog nivoa deformacija (displacement based design - DBD) prvi put je predstavljen 1993. godine na Novom Zelandu (Priestley, 1993). Osnova pristupa DBD je da se konstrukcija projektuje da dostigne određeni nivo performansi (definisanih preko ograničenja pomeranja ili dilatacije) pri određenim nivoom seizmičkog hazarda. Time se obezbeđuje uniformni rizik jer različite konstrukcije projektovane prema istom propisu imaju približan nivo oštećenja nakon istog zemljotresa. Sa ciljem ograničenja oštećenja realizovan je alternativni koncept aseizmičkog projektovanja zasnovan na pomeranjima umesto na silama jer su velika pomeranja razlog oštećenja i rušenja. Nosivost konstruktivnih elemenata je i dalje ostala važna ali samo kao uslov smanjenja deformacija. Koncept DBD je postepeno razvijan u naredne dve decenije (Priestley i dr., 2007). Globalna deformacija sistema (apsolutno pomeranje vrha zgrade, relativna spratna pomernja) i

lokalna deformacija (dilatacija) materijala su direktno povezane sa osetljivošću konstrukcije prema oštećenjima.

Poslednjih godina aseizmički propisi se razvijaju u pravcu formulisanja koncepta projektovanja zasnovanog na kontroli više projektnih kriterijuma. Osnovni cilj je da se zadovolje zahtevane performanse, a ne da globalni odgovor konstrukcije ostane u propisanim granicama (Ladinović, 2002). Pored kontrole nosivosti i provere globalnih deformacija neophodna je i provera parametra koji opisuju oštećenja i ponašanje konstrukcija za vreme zemljotresa. Različiti objekti imaju različite potrebe u nivoima performansi i nije prikladno identične kriterijume koristiti u svim slučajevima. Zahtevane performanse su karakteristične za sam objekat i njegovu namenu. Na primer, kod stambenih zgrada u slučaju ekstremno jakih zemljotresa dozvoljavaju se znatna oštećenja, dok se kod bolnica i vatrogasnih stanica zahtevaju minimalna oštećenja kako funkcionalnost ne bi bila u prekidu. Konceptom projektovanja konstrukcija zasnovanim na performansama (performance based design – PBD) ostvaren je značajan napredak u odnosu na tradicionalne koncepte zemljotresnog inženjerstva.

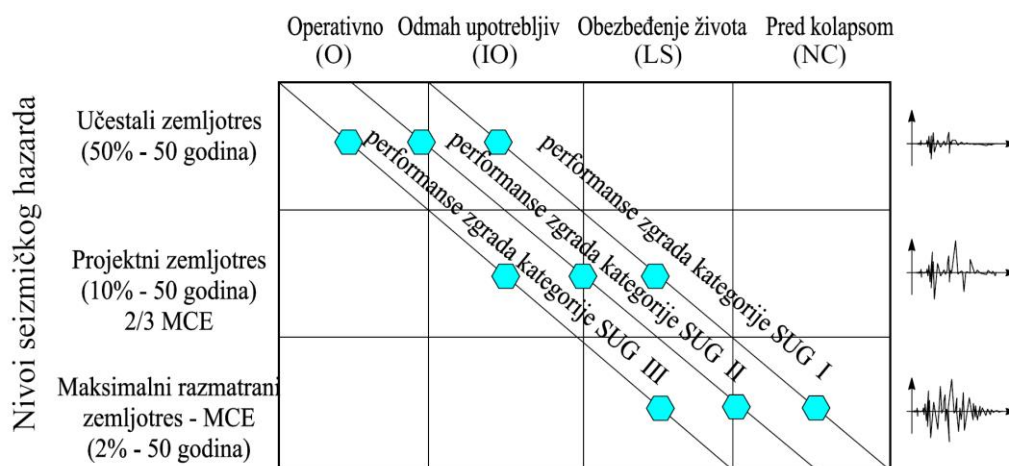
PBD je usmeren ka formulisanju prikladnih postupaka projektovanja kojima se mogu dovoljno tačno proceniti seizmičke performanse konstrukcije pri nelinearnom ponašanju. Projektovanje na bazi performansi može da varira od relativno uskog pristupa gde se isključivo zahteva određeni nivo rizika od oštećenja pri usvojenom nivou seizmičkog hazarda. Do pristupa kojim se kombinuju zahtevi: inicijalnog finansijskog ulaganja u konstrukciju, vrednost naknadnih radova na eventualnoj sanaciji oštećenja, nivo gubitka funkcije i trajanje prekida upotrebe objekta. Sa razvojem PBD težište pristupa je fokusirano na zahteve investitora (client-based approach). Umesto striktno specifikacije zahteva propisima (code-specified approach) ostavljena je delimična mogućnost izbora željenih performansi. Time je dozvoljena mogućnost korekcije balansa između vrednosti inicijalnih ulaganja u izgradnju objekta i mogućeg seizmičkog rizika. Za sada ovaj pristup je prikladan za procenu i ojačanje postojećih objekata. U projektovanju novih objekata pristup još nije dobio širu primenu.

PBEE podrazumeva projektovanje objekata čije performanse pri učestalim i retkim zemljotresima odgovaraju različitim potrebama i ciljevima investitora, korisnika stanova i šire društvene zajednice. PBEE se zasniva na proceni performansi čime se dobija mogućnost predviđanja i donošenja odluka zasnovanih na celokupnom životnom veku objekta a ne isključivo na inicijalnoj ceni izgradnje objekta. Implementacija ovog koncepta zahteva delimično preusmerenje sa empiriskih saznanja ka procesu projektovanja i procene performansi baziranom na predviđanju ponašanja konstrukcije pri različitim intenzitetima seizmičkog dejstva. Ovaj proces podrazumeva prelaz ka više naučno zasnovanom projektovanju, sa naglaskom na preciznu

karakterizaciju i predviđanje za koje se koristi viši nivo tehnologije nego što je korišćen u prošlosti.

Na početku razvoja metodologija PBD je bila bazirana na determinističkom, a kasnije na probabalističkom pristupu. Postoje nekoliko konceptualnih okvira PBEE razvijenih u poslednjih par decenija (SEAOC Vision 2000, FEMA 273, ATC-40). Oni se razlikuju u detaljima ali ne i konceptualno. Na slici 1.1 dat je dijagram globalnog algoritma koji identifikuje procese, koncepte i glavna pitanja koja treba rešiti u kontekstu PBD. Pitanja obuhvataju razmatranje: seizmoloških, geotehničkih, konstrukcijskih, arhitektonskih, instalatarskih i socio-ekonomskih problema. Svaki problem je povezan sa velikim istraživačkim radom koji obuhvata znatno veća saznanja od datih PBEE. Prednost PBD u odnosu na tradicionalni koncept projektovanja je mogućnost procene seizmičkih performansi zgrada kao kombinacije ponašanja osnovnog (nosećeg) konstruktivnog sistema i nenosećih elemenata. Time se formira celokupna slika stepena oštećenja za više različitih nivoa seizmičkog hazarda.

Seizmičke performanse se mogu definisati i kao sposobnost konstrukcije da održi funkcije sigurnosti i upotrebljivosti pri nekom određenom nivoa seizmičkog hazarda. Savremenim postupkom projektovanja zgrada PBD su definisana tri nivoa seizmičkog hazarda (EN 1998-1:2004; FEMA 273; Panagiotakos i Fardis, 1999). Ova tri seizmička hazarda su klasifikovana kao: česti zemljotresi (obično sa povratnim periodom od 100godina, 50% verovatnoće prekoračenja u 50godina), osnovni projektni zemljotres (design basis earthquake – DBE) sa povratnim periodom 475godina i 10% verovatnoće prekoračenja u 50 godina i maksimalni mogući zemljotres (maximum considered earthquake - MCE) sa povratnim periodom 2475 godina i 2% verovatnoće u 50 godina. Intenzitet karakterističnih zemljotresa koji odgovaraju datom nivou hazarda zavise od seizmičkih karakteristika šireg područja i mikrolokacije izgradnje objekta. Zahtevane performanse zgrada za ova tri nivoa hazarda zavise od važnosti i namene objekta. Objekti veće važnosti zahtevaju viši nivo performansi tj. očuvanje funkcionalnosti i nakon retkih zemljotresa. Objekti se mogu smatrati upotrebljivim ukoliko su u stanju da ispune svoje operativne funkcije za koje su projektovani i za koje se smatra da ne ugrožavaju živote ljudi i opreme. Generalno zahtevane performanse novih objekta se mogu klasifikovati u četiri nivoa (SEAOC Vision 2000) za različite nivoe hazarda i tri kategorije važnosti objekta (seismic use groups – SUG) prema slici 6.1.



Slika: 6.1 Nivoi performansi različitih SUG kategorija novih zgrada (prema FEMA 450, deo 2)

Prvu i poslednju kategoriju performansi je lakše utvrditi u odnosu na preostale dve. Operativno stanje znači da je izbegnuta značajnija šteta dok „pred lomom“ označava da konstrukcija još uvek stoji bez obzira na značajan stepen oštećenja. Tumačenje preostale dve kategorije može biti subjektivno. Odmah upotrebljiv znači da je došlo do blagog neelastičnog odgovora uz manja oštećenja. Dozvoljena su lako popravljiva oštećenja kao što su: pukotine, plastifikovanje armature, otpadanje zaštitnog sloja. Nepopravljiva oštećenja tipa izvijanje ili kidanje armature nisu dozvoljena. Pri ekstremnim zemljotresima MCE, stambene zgrade moraju da zadovolje kriterijume za prevenciju kolapsa dok važniji objekti moraju da zadovolje kriterijum „upotrebljivosti“. Iz ovoga proizilazi da je u stambenim zgradama pri MCE život ljudi ugrožen ali to zapravo nije tako. Za razliku od samog imena, obe kategorije LS i NC obezbeđuje sigurnost života. Pretnja po život i sigurnost ljudi uglavnom potiče od totalnog rušenja a ne od teških oštećenja. Bezbednost ljudskih života je obezbeđena i za kategoriju „blizu kolapsa“. Za PBD uobičajene zgrade ne smeju da pretrpe ozbiljna (nepopravljiva) oštećenja. Objekti ne smeju da izgube upotrebljivost, dok je još važnije da moraju biti na raspolaganju za neposredno korišćenje nakon zemljotresa. Nakon čestih zemljotresa dozvoljena su manja oštećenja za čiju popravku nije neophodno zatvaranje objekta. Kod važnijih objekata zahteva se da ostanu potpuno neoštećeni „operativni“.

Upotrebom PBD, definicija kapaciteta je postala kompleksnija jer se za procenu ponašanja ovom metodom zahteva više od jednog parametra. Seizmički kapacitet objekta je postao subjektivan i bez striktnih kvantitativnih interpretacija termina kao što su na primer: IO, LS i CP. Tek sa korelacijom ciljnih nivoa performansi sa kategorijama kao što su: tečenje, pojava pukotina, deformacije, nastanak oštećenja, izvijanje, globalna nestabilnost moguća je njihova kvantifikacija.

Ponašanje objekata za vreme zemljotresa i ostvareni nivo performansi mogu se kvantifikovati stepenom oštećenja (damage index – DI). DI se formuliše parametrima odgovora konstrukcije za razmatrana seizmička dejstva i opisuje stanje konstrukcije nakon zemljotresa. DI se obično normalizuje i može imati vrednosti od 0 do 1 (neoštećen do potpunog rušenja). DI se koristi za procenu ugroženosti postzemljotresnog stanja objekata i evaluaciju performansi novoprojektovanih objekata. Vrednosti DI dobijene opservacijom oštećenih objekata ili iz analitičkih modela se porede sa određenim stanjima oštećenja. Time se postiže kategorizacija razmatranih oštećenja. U literaturi se mogu naći različite oblici DI za AB konstrukcije. Od značajnijih treba istaći: modifikovani Park-Ang-ov index oštećenja (Park i Ang, 1985), indeks oštećenja zasnovan na plastičnoj (ne kumulativnoj) deformaciji konstrukcije (Powell i Allahabadi, 1988), indeks oštećenja zasnovan na kumulativnoj plastičnoj deformaciji (Mehanny i Deierlein, 2001), indeks oštećenja (Wang i Shah, 1987; Colombo i Negro, 2005, Lađinović, 2002) i dr.

## 6.1 Konceptualno projektovanje AB zgrada i uloga zidova

Iskustva iz do sada dogođenih zemljotresa ukazuju na značaj konceptualnog projektovanja. Ispravno koncipirani i kvalitetno izvedeni objekti daju povoljan odgovor pri seizmičkom dejstvu. Simetrične zgrade, torziona otporne, prostorno svedene sa jednostavnim rešenjem konstrukcije ispoljavaju bolje ponašanje u odnosu na zgrade sa bilo kojom vrstom neregularnosti. Regularnost objekta utiče i na izbor potencijalnih metoda seizmičke analize. Metod ekvivalentnog statičkog opterećenja i raspodela opterećenja po etažama data u (Pravilnik, 1981) je primenljiva samo za regularne zgrade. Važnost konceptualnog projektovanja i ispravnog oblikovanja zgrada je istaknuta u gotovo svim seizmičkim propisima (EN 1998-1:2004, FEMA 451 i dr.). Iz tog razloga je u ovom odeljku stavljen naglasak upravo na konceptualni aspekt projektovanja.

Izbor osnovnog konstruktivnog sistema i vrste materijala predstavljaju važan korak u projektovanju zgrada. U zavisnosti od primenjenih materijala i konstruktivnog sistema konstrukcije zgrada ispoljavaju različitu sposobnost nelinearnog ponašanja. Striktne preporuke o izboru konstruktivnog sistema ne postoji. Izbor sistema zavisi od namene i funkcije zgrade, uslova lokacije, estetsko arhitektonskih zahteva i dr (Dražić i Folić, 2006). Dobar opšti koncept, dobar izbor materijala uz pažljivo oblikovanje detalja mogu različite konstruktivne sisteme učiniti otpornim na dejstvo zemljotresa. Bez obzira na izabrani konstruktivni sistem, kada je u pitanju seizmička sigurnost objekta, statički neodređeni sistemi imaju prednost nad statički određenim zbog mogućnosti preraspodele unutrašnjih sila. AB kao građevinski materijal je veoma pogodan za izgradnju zgrada u seizmički aktivnim područjima. Jer uz adekvatno oblikovanje detalja ispoljava duktilno ponašanje pri dinamičkom dejstvu.

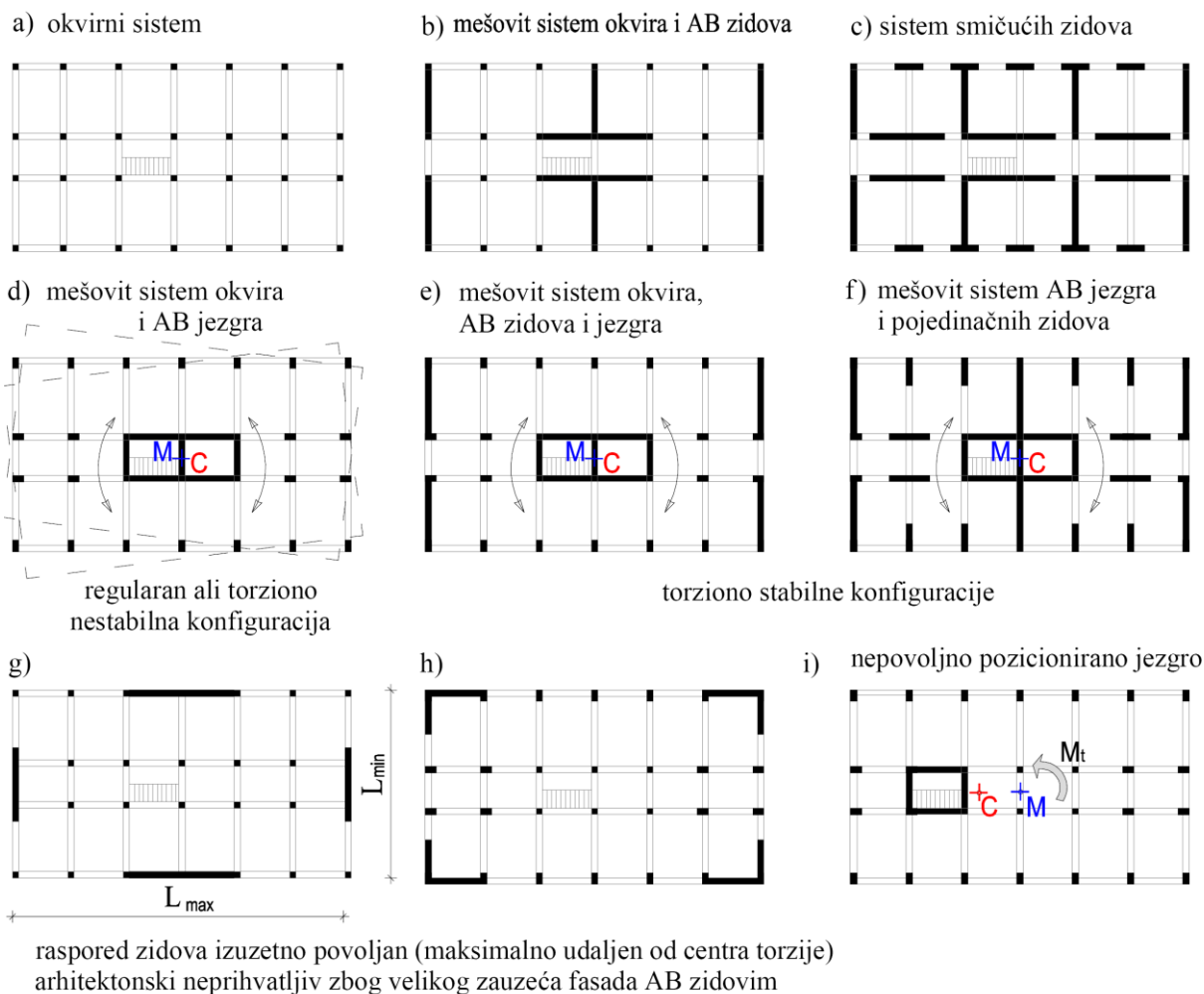


### 6.1.1 Konceptija konstruktivnog sistema

Osnovni factor koji utiče na pravilno ponašanje zgrada je racionalno projektovanje primarnog konstruktivnog sistema. Uloga noseće konstrukcije u zgradarstvu je prihvatanje gravitacionih i bočnih dejstava (inercijalne sile nastale za vreme zemljotresa i sile vetra). Pravilna koncepcija objekta treba da obezbedi svođenje gravitacionih dejstava najkraćim putem po vertikali i prenos bočnog opterećenja do temelja bez velike rotacije objekta u osnovi. Loša konstrukcijska koncepcija i/ili isuviše uproštene ili neodgovarajuće pretpostavke proračuna, dovode do neekonomičnih ili nedovoljno pouzdanih objekata.

Primena AB zidova kao nosećih ili kao zidovi za ukrućenje okvirnog sistema je uobičajena u objektima visokogradnje. Osnovna podela konstruktivnih sistema AB zgrada je na: okvirni sistem, okvirni sistem ukrućen zidovima (ili jezgrom) i sistem nosećih zidova (Panelis i Kappos, 1997; Aničić i dr., 1990). Okvirni sistem je najpovoljniji sa stanovišta arhitektonske fleksibilnosti. Mana ovog sistema je velika deformabilnost čija su posledica značajna oštećenja nekonstruktivnih elemenata za vreme zemljotresa. Sistem nosećih zidova u dva upravna pravca je pogodan za primenu u seizmički aktivnim područjima. Zgrade u ovom sistemu imaju veću masu, znatno su kruće, a time na sebe navlače znatno veće seizmičke sile u odnosu na okvirni sistem. Nosivost sistema je velika tako da povećanje seizmičkih sila u odnosu na okvirni sistem ne predstavlja problem. Oštećenja nekonstruktivnih elemenata su mala. Mana sistema su veća materijalna ulaganja u ugradnju objekta i nedovoljna arhitektonska fleksibilnost prostora. Okvirni sistem ukrućen zidovima (dualni sistem, prema: EN 1998-1:2004) je kompromis svojstava prethodna dva sistema. AB zidovi presudno utiču na obezbeđenje simetrije krutosti u osnovi i torzione stabilnosti zgrada. Dispozicioni raspored zidova iziskuje posebnu pažnju, jer od njihovog položaja zavisi njihova efikasnost. AB zidovi su efikasni u prihvatanju bočnih sila i masovno se primenjuju poslednjih decenija.

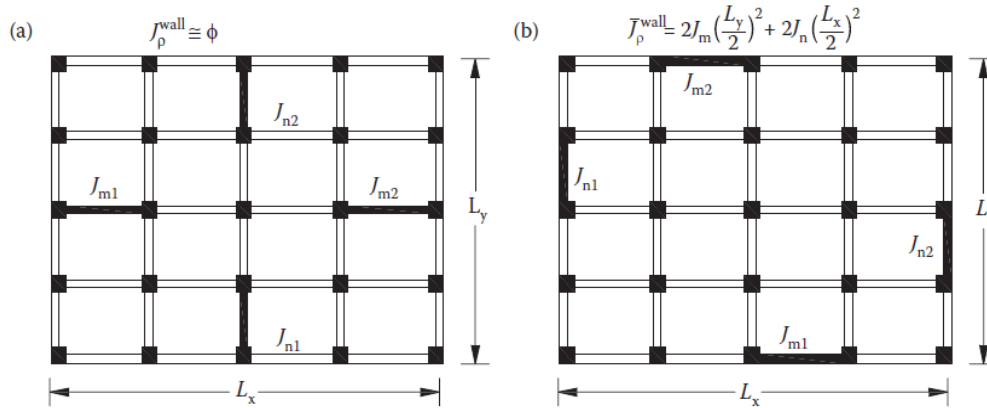
Poželjno ponašanje zgrada zasniva se na disipaciji energije i duktilnosti konstrukcije tj. sposobnosti konstrukcije da se postelastično deformiše. Ovo se postiže poštovanjem opštih principa koji dovode do smanjenja seizmičkog rizika. Prema EN 1998-1:2004 opšti zahtevi projektovanja su: jednostavnost i simetričnost konstrukcije, regularnost oblika u osnovi i po visini, ujednačen raspored masa u osnovi i po visini, ujednačena krutost i nosivost u oba pravca, obezbeđenje pouzdane veze između konstruktivnih elemenata, redudentnost sistema (statička neodređenost), torziona krutost i nosivost, obezbeđenje velike krutosti tavanica u svojoj ravni, adekvatno temeljenje, projektovanje seizmičkih razdelnica između susednih zgrada ili pojedinih, delova istog objekta.



Slika: 6.2 Jednostavni konstruktivni sistemi AB okvira i zidova (Panelis i Kappos, 1997)

Elementi koji obezbeđuju bočnu krutost konstrukcije i raspored masa treba da bude približno simetrični u odnosu na obe glavne ortogonalne ose osnove. Osnova mora biti kompaktna. Svaka tavanica treba da bude ograničena konveksnom poligonalnom linijom. Ukoliko postoji sažimanje tavanica u osnovi ali ono ne prelazi 5% od površine tavanice i ne utiče na bočnu krutost, konstrukcija se može smatrati regularnom. Tavanice moraju da zadovolje uslove krute dijafragme. Krutost tavanica mora biti dovoljno velika u odnosu na bočnu krutost AB zidova i okvira tako da deformacija tavanice ne utiče na preraspodelu horizontalnih sila između vertikalnih konstruktivnih elemenata. Osnova može biti regularna i dvoosno simetrična ali uslovno torziona nestabilna (slika 6.2-d). To je slučaj kada su zidovi ili jezgra skoncentrisani centralno unutar osnove. Za karakterističnu dispoziciju osnove sa jednim AB jezgrom, torziona otpornost se mora obezbediti fasadnim okvirima. Torziona povoljniji raspored zidova je kada su oni udaljeni od centra torzije tj. kada su po periferiji osnove (slika 6.1-e,f). Ovakav raspored zidova je izuzetno povoljan ali teško primenljiv iz razloga zatvaranja fasade.

EN 1998-1:2004 propisuje uslov da na svakoj razmatranoj etaži u oba pravca konstrukcijski ekscentricitet (rastojanje centra krutosti i centra mase) mora biti manji od 30% torzionog radijusa za oba pravca  $r_{xc}$  i  $r_{yc}$ .



Slika: 6.3 Efekat položaja AB zidova na torzionu krutost sistema

Torzioni radijus u odnosu na centar krutosti  $C$  :

$$r_{xc} = \sqrt{\frac{\bar{J}_{TC}}{\sum_{j=1}^m J_{jx}}}, \quad (6.1)$$

Torzioni radijus u odnosu na centar masa  $M$  :

$$r_{xm} = \sqrt{\frac{\bar{J}_{TM}}{\sum_{j=1}^m J_{jx}}}, \quad (6.2)$$

Prema EN 1998-1:2004 tipovi konstrukcijskog sistema AB zgrada saglasno njihovom ponašanju pri horizontalnom seizmičkom dejstvu (okviri, dvojni sistemi, sistemi duktilnih zidova i sistem velikih lako armiranih zidova) moraju da poseduju minimalnu torzionu krutost. Na svakoj etaži, za oba razmatrana pravca mora biti ispunjen uslov:

$$e_{ox} \leq 0.3 \cdot r_x \quad i \quad e_{oy} \leq 0.3 \cdot r_y \quad (6.3)$$

$$r_x \geq I_s \quad i \quad r_y \geq I_s \quad (6.4)$$

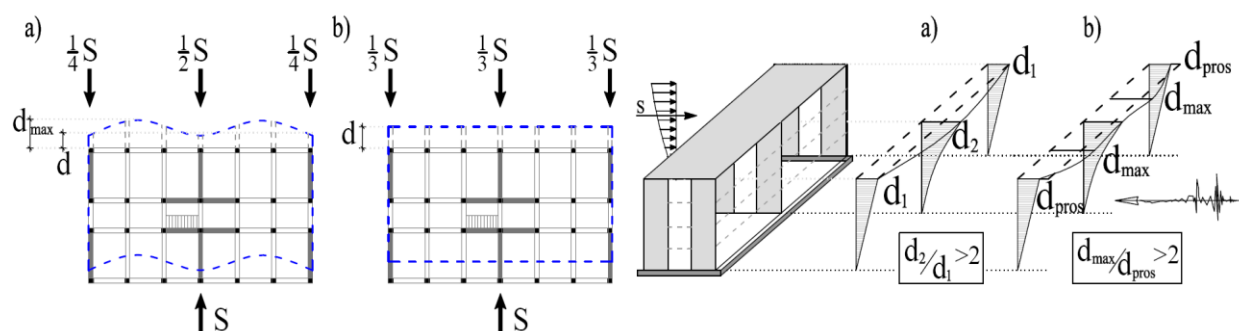
Gde su:

$e_{ox}, e_{oy}$  - rastojanja između centra krutosti i centra mase,

$r_x, r_y$  - kvadratni koren iz odnosa bočne i torzione krutosti u  $y$  i  $x$  pravcu (torzioni radijus),

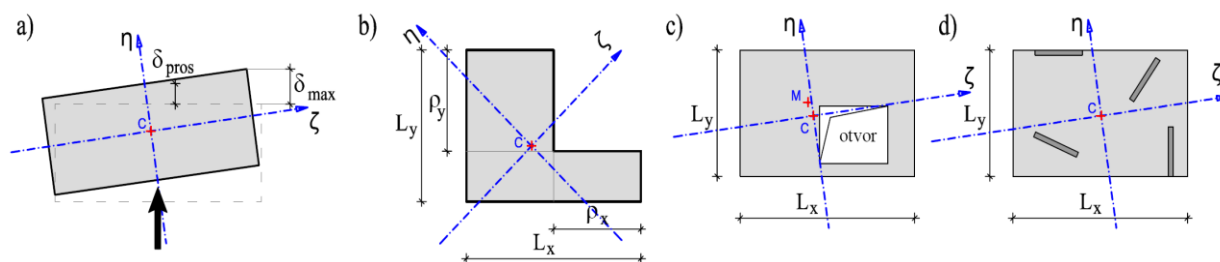
$I_s$  - radijus inercije mase tavanice (kvadratni koren iz odnosa polarnog momenta inercije mase tavanice u odnosu na vertikalnu osu u centru mase i mase tavanice).

Ukoliko uslov 6.2 nije ispunjen sistem se klasifikuje kao torziona nestabilan.



Slika: 6.4 Uticaj krutosti tavanice na preraspodelu seizmičkog dejstva

Zgrade izdužene osnove su podložne nesinhronom vibriranju pojedinih delova. Ova pojava je posledica haotičnog i nesinhronog pomeranja tla ispod zgrade, a zavisi od odnosa dužine zgrade i talasne dužine seizmičkih talasa (Aničić i dr., 1990). Uticaj fleksibilnosti tavanica na preraspodlu horizontalnih dejstava je značajan (slika: 6.4). Tavanice savremenih višespratnih zgrada se mogu smatrati krutim ukoliko su AB pune monolitne. Prema preporukama (NEHRP, 2003) AB međuspratne konstrukcije se mogu smatrati krutim u svojoj ravni ukoliko ne postoji horizontalna neregularnost i ukoliko je odnos strana osnove manji od  $L_x/L_y < 3$ . Sitnorebraste AB i spregnute tavanice celik-beton sa minimalnom debljinom betonske ploče 4cm i adekvatnim brojem poprečnih rebara (koji je u funkciji raspona) mogu se takođe smatrati krutim. Geometrijski neregularne tavanice i čelične međuspratne konstrukcije se smatraju fleksibilnim.



Slika: 6.5 a) torziona neregularnost b) ugaona neregularnost, c) neregularnost otvora, d) neregularnost ortogonalnosti zidova (prema: NEHRP, 2003)

Neregularnost horizontalne dijafragme (diskontinuitet krutosti osnove objekta) prikazana je na (slici: 6.4-c). Neregularnost postoji ukoliko je površina otvora u međuspratnoj konstrukciji veća od 50% osnove ili ukoliko se efektivna krutost razlikuje između susednih etaža za više od 50%. Regularnost horizontalne dijafragme je uslov primene

$$\begin{aligned}
 \delta_{\max} < 1.2\delta_{\text{pros}} & \quad \text{regularno} \\
 1.2\delta_{\text{pros}} \leq \delta_{\max} \leq 1.4\delta_{\text{pros}} & \quad \text{neregularno} \\
 1.4\delta_{\text{pros}} < \delta_{\max} & \quad \text{ekstremno neregularno}
 \end{aligned} \tag{6.5}$$

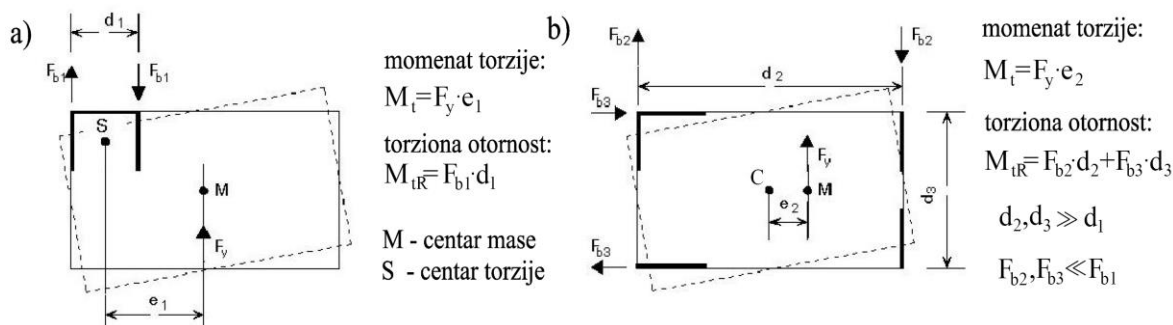
Uslov ugaone neregularnosti osnove objekta:

$$\begin{aligned}
 \rho_y > 0.15L_y & \quad \text{neregularno} \\
 \rho_x > 0.15L_x & \quad \text{neregularno}
 \end{aligned} \tag{6.6}$$

Neregularnost paralelnosti zidova postoji ukoliko raspored vertikalnih elementa za prijem horizontalnih sila nije paralelan ili simetričan sa glavnim centralnim osama objekta (slika: 6.5-d).

Osnovno pravilo projektovanja aseizmičkih zgrada je kontinuitet vertikalnih nosećih elemenata (stubova i AB zidova) celom visinom zgrade. Jednostavan konstruktivni sistem obezbeđuje najkraći put prenosa gravitacionih dejstva. Rezultati analize ovakve konstrukcije su verodostojniji u odnosu na objekte složene koncepcije. Zgrade regularne u osnovi i po visini bez diskontinuiteta u prenosu vertikalnih i bočnih dejstva na tlo imaju povoljno seizmičko ponašanje.

Dejstvo zemljotresa izaziva torzione efekte u konstrukciji, zato što rezultanta inercijalnih sila deluje u centru masa tavanice svakog sprata. Centar masa se uglavnom ne poklapa sa centrom krutosti. Kod visokih objekata javlja se pojava asinhronog torzionog vibriranja gde se na pojedinim etažama suprotni momenti torzije superponiraju. Intenzitet torzionog efekta se u procesu projektovanja procenjuje jer rastojanje između  $M$  i  $C$  nije striktno definisano. U zavisnosti od eventualne promene rasporeda opterećenja tokom životnog veka objekta (promena namene objekta, pomeranje zidova ispune i dr.) moguća je promena ekscentričnosti centra mase u odnosu na centar krutosti.

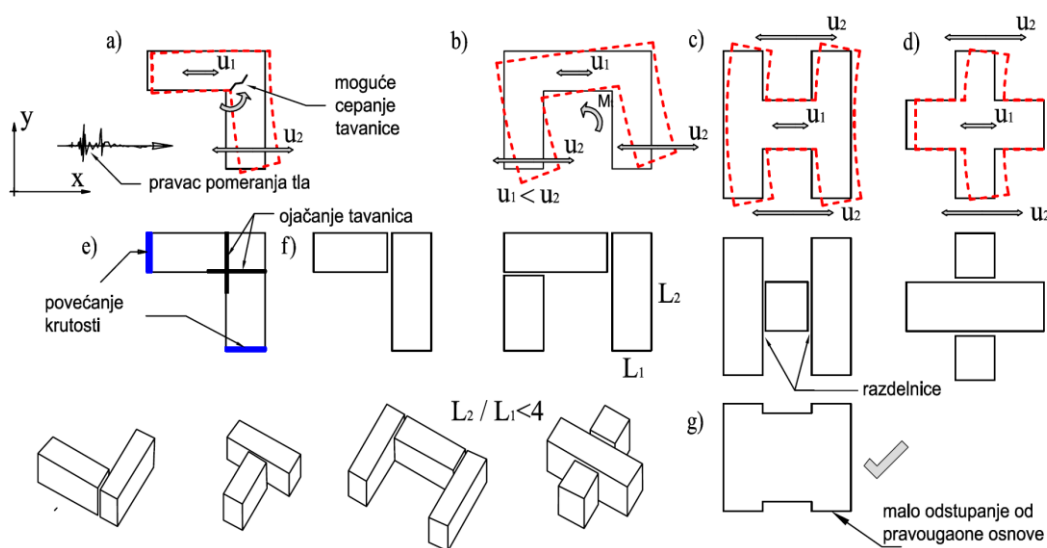


Slika: 6.6 uticaj torzionog efekta na preraspodelu sila u AB zidovima

Kontinuitet krutosti i mase po vertikali objekta sprečava nastanak osetljivih zona i koncentracije uticaja. Uravnoteženom raspodelom masa, krutosti i nosivosti smanjuje se ekscentricitet između centra mase i centra krutosti. Povećanje ekscentriciteta izaziva neželjene efekte torzije i povećanje deformacije perifernih okvira. Određena ekscentričnost se ne može izbeći (npr. nepravilan raspored nekonstruktivnih zidova pomera centar mase) ali se rasporedom AB zidova efekat torzije može ublažiti. Pored bočne krutosti i nosivosti, konstrukcija mora da poseduje adekvatnu torzionu krutost i nosivost sa ciljem ograničenja torzionih pomeranja. Torzija izaziva neravnomerno opterećenje unutrašnjih i perifernih okvira i AB zidova. Obodni AB zidovi i okviri su opterećeniji. U cilju povećanja torzione nosivosti i krutosti povoljnije su konfiguracije sa rasporedom AB zidova po obodu zgrade.

Zgrade sažetih osnova imaju izrazitu prednost u odnosu na dugačke i razučene osnove. Nepravilnost u osnovi dovodi do koncentracije uticaja. U tom slučaju je neophodno celokupnu

osnovu podeliti aseizmičkim razdelnicama na niz dinamički nezavisnih celina. Širina razdelnica mora biti projektovana da ne dođe do sudaranja pojedinačnih celina. Kvadratni i pravougaoni oblici osnove se poželjni jer je njihovo ponašanje predvidljivo. Duge pravougaone osnove treba izbegavati ( $L_{max}/L_{min}>4$ ) zbog pojave fenomena diferencijalnog ponašanja suprotnih krajeva (nesinhrono vibriranje). Simetrična konfiguracija osnove nije uvek moguća iz arhitektonskih razloga. Osnove oblika  $T$ ,  $L$ ,  $U$  izazivaju torziju deformaciju zgrade i koncentraciju uticaja u kritičnim zonama. U zavisnosti od pravca prostiranja zemljotresa odgovor krilnih delova može biti asinhron. Inercijalne sile u podužnom pravcu jednog krila izazvaće dominantno translatorno pomeranje, dok će u drugom (upravnom) krilu pomeranje biti izraženije. Problematičnim osnovama treba posvetiti naročitu pažnju. Eventualne mere korekcije ponašanja su: povećanje torziona krutosti, ojačanje tavanica za prijem znatnog opterećenja u svojoj ravni (sprečiti cepanje u kritičnim zonama—uglovi tavanica), povećanje krutosti krajnjih ivičnih zona (slika 6.7).



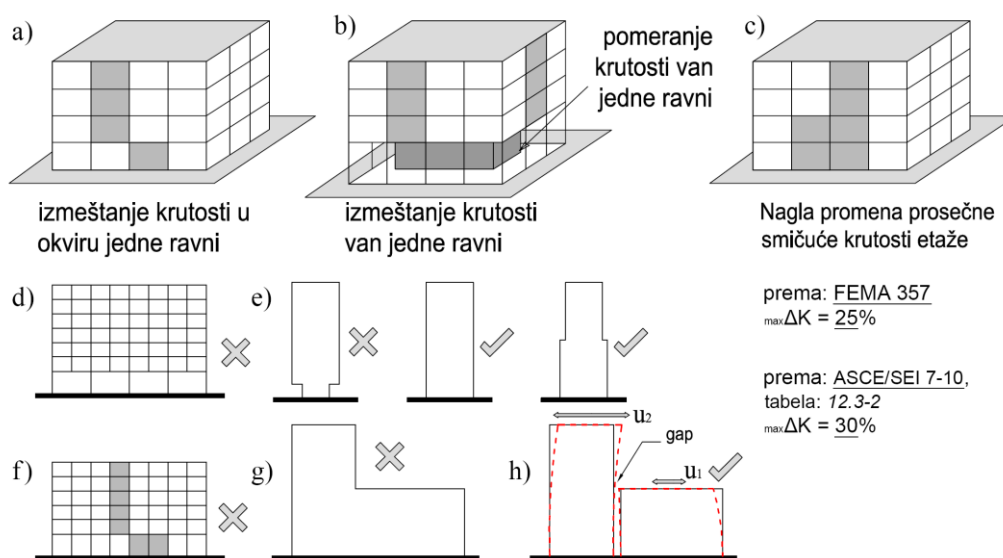
Slika: 6.7 Ponašanje objekata nepovoljne osnove i svodenje osnove na jednostavne oblike dilatiranjem

Vertikalna neregularnost objekata se definiše kao nagla promena nosivosti, krutosti, geometrije ili mase. Ova svojstva se razmatraju zasebno ali mogu da deluju i simultano. Dobro oblikovani detalji i kvalitetno izvođenje su od manjeg značaja, ukoliko zgrada ima nepravilan oblik po visini (Folić i Lađinović, 2003). Iako objekti sa nepravilnom konfiguracijom mogu biti projektovani tako da zadovoljavaju sve zahteve i norme oni se za seizmička dejstva ne ponašaju na isti način kao regularni objekti. Odlike neregularne konfiguracije zgrade su: nepravilna geometrija u osnovi, meka etaža, slaba etaža, neravnomeran raspored mase po visini, diskontinuitet u nososećem sistemu za prijem horizontalnih dejstava.

Ujednačenost rasporeda mase i krutosti po visini je od suštinskog značaja za povoljno aseizmičko ponašanje. Prema preporukama (NEHRP, 2003) neregularnim se smatra razlika masa susednih etaže veća od 50%. Detaljna klasifikacija vertikalne neregularnosti zgrada data je u

(ASCE/SEI 7-10, tabela: 12.3-2). Datim standardom su definisane neregularnosti diskontinuiteta nosivosti i krutosti. Etaža se smatra neregularnom ukoliko joj je bočna krutost manja od 70% krutosti etaže iznad ili 80% prosečne krutosti svih etaža. Ekstremno neregularnim se smatra bočna krutost manja od 60% krutosti etaže iznad ili 70% prosečne krutosti tri etaže iznad. Ova pojava je najčešće posledica otvora u AB zidovima ili povećane visine prizemlja (soft story). Bočna nosivost etaže ne sme biti manja od 80% nosivosti etaže iznad. Ekstremno neregularnim se smatra ukoliko je nosivost etaže manja od 65% prethodne etaže (weak story). Sa porastom visine zgrada redukcija dimenzija sistema za prijem bočnih dejstava ne sme biti veće od 30% za dve susedne etaže. Vertikalna neregularnost se uvodi ukoliko je razlika međuspratnih pomernja susednih etaža manja od 30%.

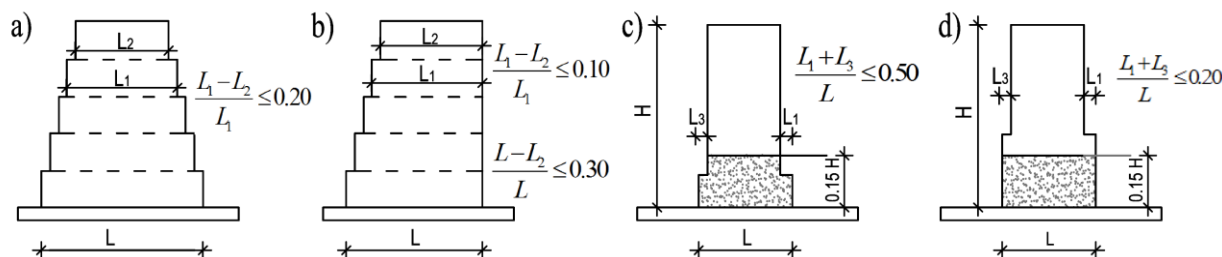
Prekid stubova njihovim oslanjanjem na jake grede ili smicanje AB zidova u jednoj ravni na susednim etažama stvara diskontinuitet u prenosu opterećenja do temelja. Nepovoljan je i vertikalni prekid krutosti AB zidova van svoje ravni i prenos opterećenja tavanicom u vidu horizontalne dijafragme (slika. 6.8-b). Ovo su loši znaci budućeg ponašanja zgrada za vreme jakih zemljotresa. FEMA 356 izričito ne zabranjuje ovakve neregularnosti ali je preko DCR (demand-capacity ratio) koeficijenta uvedeno ograničenje primene linearnih i statičkin metoda seizmičkog proračuna takvog objekta (videti tačku: 6.3).



Slika: 6.8 Povoljne i nepovoljne konfiguracije zgrada po visini

Ukoliko postoje sažimanja konstrukcije po visini prema EN 1998-1:2004 primenjuju se sledeći dodatni uslovi: postupna simetrična sažimanja između dve etaže ne sme da bude veća od 20%, za samo jedno sažimanje u kritičnoj zoni (15% ukupne visine objekta) sažimanje ne sme da bude veće od 50%, a van kritične zone ne sme da bude veće od 20%, kod asimetričnog sažimanja maksimalno sažimanje po etaži je ograničeno na 10%, a ukupno u odnosu na osnovu prizemlja

na 30%. Inače, EN 1998-1:2004 neregularnost koriguje faktorom ponašanja kojim se utiče na povećanje intenziteta seizmičkog opterećenja, a u zavisnosti od regularnosti konstrukcije. Sa povećanjem neregularnosti konstrukcije usvaja se redukovana vrednost faktora ponašanja  $q$ .



Slika: 6.9 Kriterijumi regularnosti zgrada sa sažimanjem po visini, prema: (EN 1998-1:2004)

Seizmičko dejstvo ne ograničava visinu zgrada jer sa porastom visine dejstvo vetra postaje dominantno horizontalno dejstvo. U fazi konceptualnog projektovanja spratnost zgrade i geometrija osnove uslovljavaju izbor konstrukcijskog sistema. Izbor povoljne konfiguracije objekta i adekvatnog konstruktivnog sistema obezbeđuje ekonomski opravdanu aseizmičku zaštitu. Primena AB zidova za ukrućenje zgrada je znatno povoljnija u odnosu na upotrebu AB okvira bez ukrućenja zbog velike krutosti i nosivosti AB zidova. Negativna strana primene AB zidova je: ograničenje arhitektonske slobode organizacije funkcije i njihova manja duktilnost u odnosu na okvire zbog mogućeg krtog loma smicanjem. Kod krtog loma je nemoguće ostvariti visoku duktilnost za razliku od loma savijanjem. Obezbeđenje duktilnog ponašanja AB zidova se postiže primenom odgovarajuće metode projektovanja i adekvatnim oblikovanjem detalja.

Za uspešno projektovanje zgrada opterećenih vertikalnim i bočnim dejstvima, kao što su vetar i zemljotres, AB zidovi treba da poseduju odgovarajući kapacitet disipacije energije bez značajnog smanjenja njihove ukupne nosivosti (EN 1998-1:2004). Jedan od osnovnih ciljeva aseizmičkog projektovanja je i poželjan redosled pojave plastičnih zglobova u nosećem sistemu (koncept programiranog ponašanja). Time se omogućava veća disipacija seizmičke energije unete u sistem i prevencija preranog loma jednog ili grupe elemenata bitnih za stabilnost celog sistema. Time se omogućuje veća disipacija seizmičke energije unete u sistem i prevencija preranog loma jednog ili grupe elemenata bitnih za stabilnost celog sistema. Sprečavanje formiranja spratnog mehanizma se postiže pomeranjem oštećenja iz zidova, stubova i čvorova okvira u grede. Duktilno ponašanje zgrade se može utvrditi na osnovu karakteristika pojedinih elemenata. Redosled pojave plastičnih zglobova su od najvećeg značaja. Duktilni lom AB zidova savijanjem treba da prethodi krtom lomu smicanjem. Prema EN 1998-1:2004 zgrade se u zavisnosti od obezbeđenog kapaciteta duktilnosti svrstavaju u tri klase duktilnosti (EC8): DCM (klasa srednje duktilnosti), DCH (klasa visoke duktilnosti) i DCL (klasa niske duktilnosti). Za



klase duktilnosti DCM i DCH su definisani uslovi za oblikovanje detalja kojima se obezbeđuje zahtevano ponašanje konstruktivnih elementa. Zgrade niske klase duktilnosti DCL se ne preporučuju u seizmički aktivnim područjima. Njihova gradnja je dopuštena u zonama niskog seizmičkog intenziteta (ubrzanje osnovne stene  $PGA < 0.08 \cdot g$ ) ili kod objekata sa baznom izolacijom. U zavisnosti od obezbeđene klase duktilnosti realizuje se redukcija elastičnog odgovora konstrukcije na nivo projektnog seizmičkog dejstva.

Ukoliko se položaj i geometrija otvora u AB zidovima pravilno usvoji formira se aseizmički povoljan konstruktivni sistem povezanih zidova. Povezani zidovi su konstruktivni sklop sastavljen od dva ili više pojedinačna AB zida međusobno povezana veznim gredama. Ukoliko su zidovi spojeni adekvatno armiranim veznim gredama (dijagonalno armiranim), ponašanje sistema biće duktilno sa izrazitom sposobnošću disipacije seizmičke energije. Zidovi se smatraju povezanim ukoliko se njihovim sprežanjem suma momenata savijanja u osloncima smanji za najmanje 25% u odnosu na njihovo pojedinačno delovanje. Konceptualnim rešenjem zgrade treba težiti povezivanju zidova kad to dozvoljavaju arhitektonski uslovi.

Izborom regularne konfiguracije omogućava se viši stepen pouzdanosti analize. Građenje u seizmički aktivnim područjima uslovljava poznavanje i primenu principa aseizmičkog projektovanja već u fazi konceptualnog projektovanja. U toj fazi od posebnog značaja je timski rad arhitekta, projektanta konstrukcije i projektanta tehnologije i organizacije građenja. Tipičan primer konceptualno loše rešenog objekta „stradalog“ za vreme zemljotresa u Čileu 2010. prikazan je na slici 6.10-a. Objekat bez vertikalnog kontinuiteta nosećih elemenata kojima je poveren prijem seizmičkih dejstava prikazan je na slici 6.10-b. Nepovoljno pozicionirani otvori u zidu i neregularan raspored krutosti po vertikali objekta rezultira neregularnim tokom horizontalnih sila do temelja (Petronijević i Folić, 2016). Momenat savijanja perforiranog zida se prihvata spregom aksijalnih sila u stubovima na koje se zid oslanja. Ove sile mogu biti vrlo velike i dovesti do loma stuba drobljenjem. Količina podužne armature može postati vrlo velika zbog potrebe prihvatanja velike sile zatezanja. Za ovakvu koncepciju objekta teško je ostvariti zahtevanu duktilnost rotacije krajeva stubova prizemlja.

Treba istaći i nepoželjnu praksu da se tokom eksploatacije objekta realizuju izmene na konstruktivnom sistemu. Prepravka koja se realizuje na AB zidovima je naknadno probijanje otvora zbog povećanja arhitektonske fleksibilnosti objekta (slika 6.10-c). Time se narušava projektovani koncept ponašanja konstrukcije. Ovakve pojave su nedopustive, a neplanske izmene treba sprečiti.



Slika: 6.10 a) Torre O'Higgins zgrada Maule zemljotres, Čile 2010. slika: (PEER, GCR 14-917-25) ), b) primer neregularnog toka bočnih sila po vertikali objekta (slika P. Petronijević), c) naknadna intervencija na otvaranju otvora u prizemlju AB zida, zgrada GAF-a Niš, (slika: P. Petronijević)

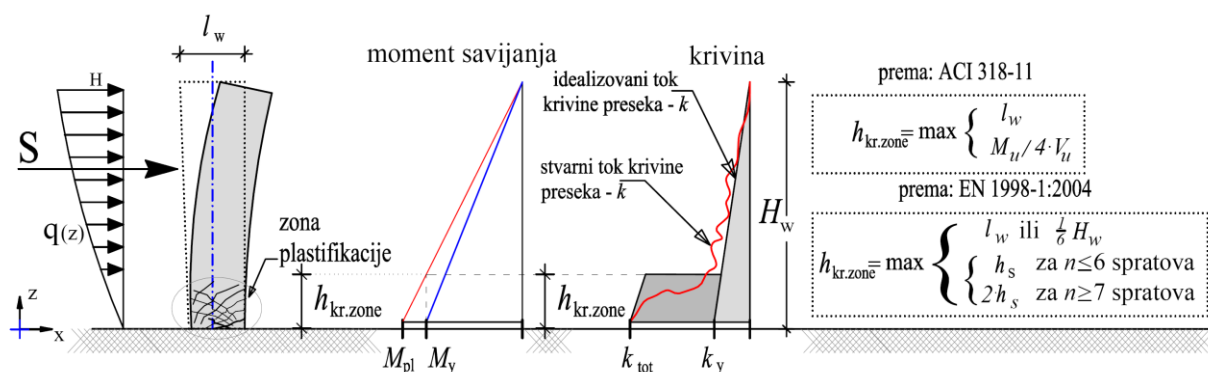
Položaj otvora i njihove dimenzije se moraju odrediti još u početnoj fazi projektovanja. Arhitektonski zahtevi utiču da otvori u AB zidovima budu nepravilno pozicionirani i/ili potpuno neprihvatljivih dimenzija. Otvori u oblasti kritične zone dominantno utiču na loše ponašanje zidova. Otvori su glavni uzrok vertikalne neregularnosti AB zidova. Da bi se obezbedio nivo performansi LS ili IO nisu dozvoljene slabe i/ili meke etaže (prema: FEMA 310). Neregularne konfiguracije zidova kao na slikama: 6.11, 6.13 i 6.14 nisu dozvoljene. Nesimetričan položaj zidova utiče na dinamički odgovor konstrukcije, a može dovesti i do povećanog uticaja viših tonova vibriranja. Kod neregularnih zgrada zahtevi seizmičke analize su strožiji. Za proračun neregularnih konstrukcija nije dozvoljena primena ESA. U ovakvim slučajevima primenom NDA se preciznije sagledava ponašanje konstrukcije i distribucija unutrašnjih sila.

Na slici 6.11 su primeri nagomilavanja otvora u AB zidovima starog i novog bloka kliničkog centra u Nišu. Etaže sa ovim oslabljenjem su potencijalna mesta krtog loma AB zidova smicanjem - slaba etaža (prema: ASCE/SEI 7-10), (Petronijević i Folić, 2016). Naglo smanjenje nosivosti na nekoj etaži se može javiti bilo gde, ali je to najčešće prizemlje gde je to najnepovoljnije. Ovakvi diskontinuiteti se uglavnom javljaju u restoranima, hotelima i bolnicama jer se zahteva veliki prazan prostor, kao i u poslovno stambenim zgradama gde je funkcija prizemlja i spratova različita.



Slika: 6.11 Konceptualno loš raspored otvora u AB zidovima (slaba etaža), (slika: P. Petronijević)

Kako bi se obezbedio visok nivo duktilnosti AB zidova bez značajnijeg pada nosivosti propisima mnogih zemalja su propisani strožiji zahtevi armiranja kritične zone (ACI 318-11, NZS 3101.1.2006, EN 1998-1:2004 i dr.). Kritična zona se definiše u funkciji: visine (spratnosti) zgrade, geometrije zida i odnosa presečnih sila. U kritičnoj zoni su strožiji zahtevi armiranja rebra i ivičnih zona zida podužnom i poprečnom armaturom kako bi se ostvario efekat poprečnog utezanja (Mander i dr., 1988; Panelis i Kappos, 1997). Deo zida van zone plastifikacije se dimenzioniše tako da ostane u elastičnom domenu.



Slika: 6.12 Visina kritične zone (zone plastifikacije AB zida)

Visina kritičnog područja iznad kote oslanjanja zida je (prema: ACI 318-11):

$$h_{cr} = \max \{ l_w; 0.25 M_u / V_u \} \quad (6.7)$$

Visina kritičnog područja iznad kote oslanjanja zida je (prema: EN 1998-1:2004):

$$h_{cr} = \max \{ l_w, h_w / 6 \} \quad (6.8)$$

ali ne veće od:

$$h_{cr} \leq \begin{cases} 2l_w \\ h_s \text{ za } n \leq 6 \text{ spratova} \\ 2h_s \text{ za } n \geq 7 \text{ spratova} \end{cases} \quad (6.9)$$

gde je  $h_s$ -svetla spratna visina.

Prema EN 1998-1:2004 u kritičnom području važe strožija pravila, dok se za područje iznad primenjuje EN 1992-1-1:2004. Za klasu duktilnosti DCH minimum polovinu poprečne armature

kritične oblasti treba usvojiti i na narednoj etaži iznad kritične oblasti. Unutar kritične oblasti se ne preporučuje nastavljanje vertikalne armature na preklop. Prema EC8 debljina rebra  $b_{wo}$  treba da zadovolji uslov:

$$b_{wo} \geq \max \begin{cases} 0.15 \\ h_s/20 \end{cases} \quad (6.10)$$

Visina kritičnog područja iznad kote oslanjanja zida je (prema: NZS 3101.1.2006):

$$h_{cr} \leq \begin{cases} \frac{1}{10} H_w \\ h_s \text{ za } n \leq 24m \\ 2h_s \text{ za } H_w > 24m \end{cases} \quad (6.11)$$

AB zidovi se projektuju tako da apsorbuju seizmičku energiju unetu u sistem savijanjem i plastifikacijom kritične zone zida. Otvori u kritičnoj zoni nisu dozvoljeni mada se u inženjerskoj praksi jako često susreću. Na slikama 6.13 su tipični primeri fleksibilnog prizemlja (soft story) na objektima izvedenim u Nišu. Nagla redukcija krutosti u kritičnoj zoni zida je rizična i zahteva pažljivu obradu detalja zida i/ili stubova na koje se zid oslanja. Redukcijom krutosti kritične zone smanjuje se efikasnost zidova. Efikasnost zidova se smanjuje i deformacijom temeljne konstrukcije savijanjem usled odsustva obodnih zidova podrumске etaže (odsustvo efekta krute kutije), (slika: 6.13-c). Deformacija stubova aksijalnim naprezanjem nije zanemarljiva i dodatno dovodi do rotacije zida kao krutog tela, a time smanjuje njegovu efektivnu krutost i aseizmički efekat. Ovim je povećan opšti rizik, jer su kritično opterećeni stubovi koji i inače predstavljaju najosetljiviji deo konstrukcije (Aničić i dr., 1990). Zahtevani duktilitet rotacije plastičnog zgloba oslabljenog zida je teško ostvariv (slika: 6.13-b). Smanjenjem površine zidova u kritičnoj zoni menja se i mehanizam loma. Iskustva iz zemljotresa u Čileu 2010. pokazuju štetnost ovakvog slabljenja zidova. Detaljne analize o negativnim posledicama nepoštovanja preporuka konceptualnog projektovanja AB zidova mogu se naći u (report: NIST GCR 14-917-25).



Slika: 6.13 Primeri neregularnih AB zidova – „fleksibilno prizemlje“, (slika: P. Petronijević)

Spratni raspored oslonaca, tj. vertikalnih elemenata mora biti identičan. Raspored stubova i AB zidova u podzemnim etažama i prizemlju mora da odgovara rasporedu po spratovima. Raspored stubova na fasadi mora da odgovara rasporedu stubova u unutrašnjosti zgrade. Ukoliko bilo koje od ovih pravila nije ispunjeno koncepcija konstrukcije je loša i može dovesti do povećane upotrebe armature ili usloviti nedovoljno armiranje konstruktivnih elemenata bitnih za stabilnost objekta. Ovakvi slučajevi nisu poželjni jer ponašanje celokupne konstrukcije zavisi od ponašanja kritičnog elementa. Mogućnost preraspodele unutrašnjih sila kod ovakve konstrukcije je mala jer nosivost jednog elementa „najslabije karike lanca“ određuje nosivost celog sistema.

Najčešće odstupanje od vertikalnosti AB zidova je njihov diskontinuitet tj. izmeštanje u svojoj i van svoje ravni (slika: 6.8-a,b). Izmeštanje se po pravilu realizuje u krtičnoj zoni (u prizemlju ili podzemnim etažama). Ukoliko je tavanica dovoljne krutosti i nosivosti, smičuća sila se može preneti na izmešteni zid (Aničić i dr., 1990). Izmeštanjem zida u svojoj ravni momenat savijanja se prihvata spregom aksijalnih sila u stubovima na koje se zid oslanja. Ukoliko se zid izmešta van svoje ravni, momenat savijanja u nivou diskontinuiteta se ne može preneti na izmešteni zid. Ovakav koncept rešenja konstrukcije je nedopustiv (slika: 6.14).



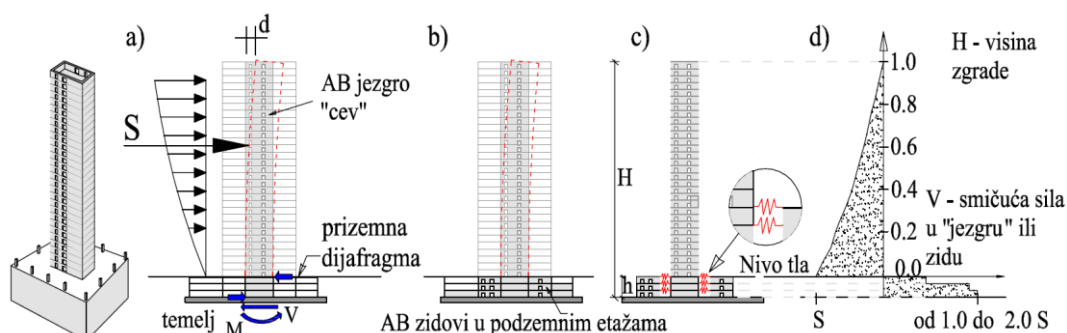
Slika: 6.14 Primeri neregularnih AB zidova – „offset zida van jedne ravni“, (slika: P. Petronijević)

### 6.1.2 Backstay i Step-Back efekat

U zgradama sa AB zidovima, inercijalne sile generisane za vreme zemljotresa se preko tavanica prenose na zidove. Dobra veza između tavanica i AB zidova je značajna za pravilan tok sila ka temeljnoj konstrukciji (Moehle i dr., 2010). U zavisnosti od načina oslanjanja AB zidovi mogu smičuće sile preneti direktno na temeljnu konstrukciju ili posredno preko tavanice na zidove podzemne etaže (backstay effect). Ovaj fenomen se javlja kod visokih zgrada sa izrazitom razlikom krutosti nadzemnog i podzemnog dela konstrukcije. Prilikom projektovanja AB zgrada

sa krutim AB jezgrima obavezna je kontrola ovog efekta. Kod visokih zgrada sa krutim obodnim zidovima u podzemnim etažama oslanjanje AB zidova se ne ostvaruje isključivo krutom vezom sa temeljnom konstrukcijom već i spregom horizontalnih sila između temelja i tavanice podruma (slika: 6.15). Tavanica podruma prenosi horizontalne uticaje u svojoj ravni do obodnih i/ili unutrašnjih zidova podzemnog dela objekta. U podzemnom delu zidova se generiše značajno veća smičuća sila u odnosu na smičuću silu prizemlja (slika: 6.15-d). Smičuća sila može biti uvećana do dva puta (PEER/ATC-72-1, 2010). Ovo je posledica veće visine nadzemnog dela objekta u odnosu na podzemni deo. Tavanica u nivou tla razupire AB jezgro i u njoj nastaju dodatne sile pritiska, zatezanja i smicanja. Ova pojava se delimično ublažava povoljnim konceptualnim oblikovanjem podzemnog dela konstrukcije.

Podzemne etaže je poželjno ukrutiti AB zidovima u oba pravca. Time se umanjuje ovaj efekat, a debljina temeljne ploče je racionalnija. Od konstruktivnih mera za prijem uticaja ovog efekta primenjuju se: podebljanje zidova u podzemnim etažama, povećanje debljine tavanice (main backstay diaphragm), primenjuje obavezno dvojno armiranje tavanice uz upotrebu kose armature na spojevima AB zidova i tavanice. Minimalna debljina tavanice mora biti 15cm sa minimalnim procentom armiranja  $\mu_{\min} = 0.25\%$  obe zone u oba pravca. Tavanica podruma dimenzionisana prema uticajima „backstay“ efekta zahteva veću debljinu i veće procente armiranja u odnosu na dimenzionisanje prema uticajima dobijenih od gravitacionih dejstava. Diskontinuiteti u nultoj tavanici nepovoljno utiču na „backstay“ efekat. Pozicioniranje većih otvora i denivelacija u tavanici podruma između susednih AB zidova je nepovoljno, jer se time narušava regularan tok smičućih sila. Primena sitnorebrastih tavanica nije preporučena.



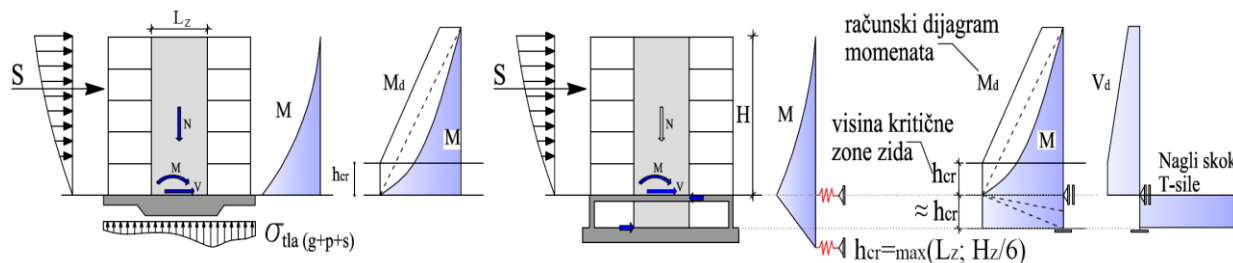
Slika: 6.15 „Backstay effect“ kod visokih zgrada sa jakim AB jezgrom i podzemnim etažama

Backstay efekat se može uvesti u linearnu i nelinearnu analizu. Preraspodela uticaja između zidova zavisi od: krutosti zidova, krutosti i nosivosti tavanice. U analizi zgrada za horizontalna dejstva računaska krutost tavanica se redukuje različitim koeficijentima za dejstvo vetra, SLE i MCE. Koeficijenti redukcije krutosti zidova se usvajaju različito za nadzemni i podzemni deo objekta (tabela: 5.4). Efektivna krutost međuspratne tavanice se koriguje parcijalnim

koeficijentima. Uticaj fleksione krutosti tavanica na backstay efekat je zanemarljiv. Odredbama PEER/ATC-72-1 su date vrednosti koeficijenta redukcije membranske krutosti tavanica.

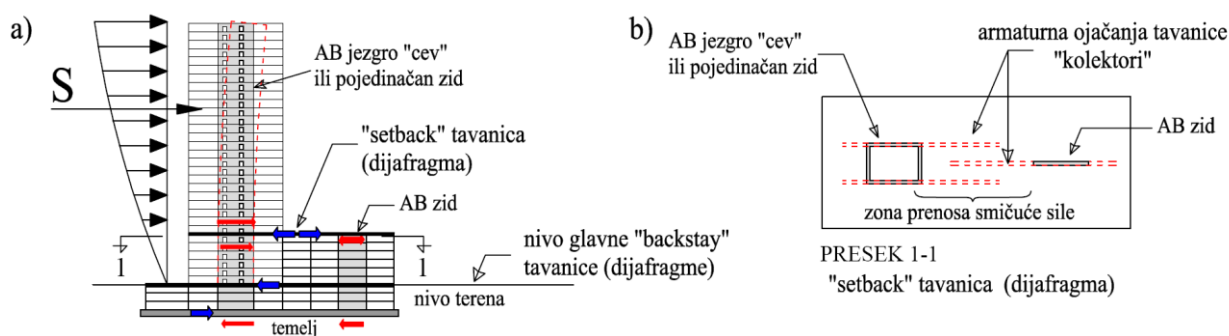
Tabela: 6.1 Preporučeni faktori redukcije krutosti (prema: PEER-ATC-72-1)

Tip konstruktivnog elementa	Efektivna fleksiona krutost $EI_{eff}$	Smičuća krutost $GA_{eff}$
Gornja ploča (tavanica)	$0.5 E_c I_g$	$0.5 E_c A_g$
Donja (temeljna) ploča	$(0.2-0.25) E_c I_g$	$(0.2-0.25) E_c A_g$



Slika: 6.16 Uticaj „Backstay“ efekta na promenu računskih uticaja u AB zidu

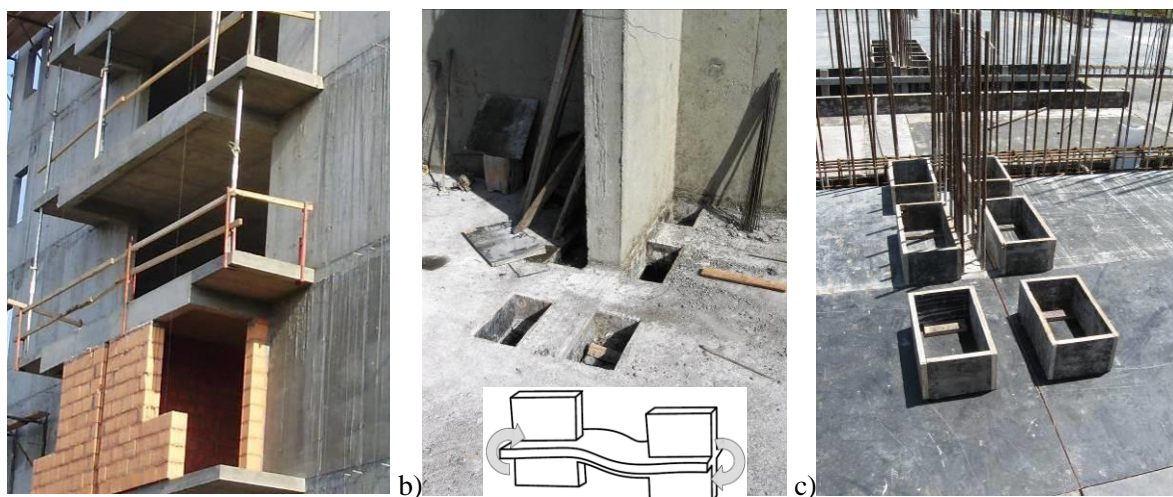
Pojava nagle promene sile smicanja u AB zidu ili jezgru nije karakteristična samo za nultu tavanicu. Ova pojava nastaje i pri nagloj promeni krutosti susjednih etaža između zidova različite visine (Setback effect) ili (Step-back effect). Ova pojava je vid vertikalne neregularnosti noseće konstrukcije. U visokim zgradama sa konfiguracijom i rasporedom krutosti zidova kao na slici 6.17 dolazi do preraspodele horizontalnih uticaja između susjednih zidova različite visine. Usled kompatibilnosti deformacije niži i krući zid preuzima određeni deo horizontalnih uticaja. Horizontalni uticaji se prenose kroz tavanicu kao deformabilnu dijafragmu. Deformabilnost tavanice značajno utiče na intenzitet preraspodele uticaja. Posledica interakcije susjednih zidova može biti izmeštanje zone plastifikacije AB zida iz kritične zone ka višim etažama. Dimenzionisanjem i oblikovanjem detalja treba sprečiti nelinearno ponašanje AB zida na mestu nagle promene krutosti na višim etažama. Preporuka je da deo zida iznad kritične tavanice mora ostati u linearno elastičnom domenu. Efekat „setback“ je nepoželjan i izaziva neregularan tok horizontalnih uticaja po vertikali ka temelju. Konceptualnim projektovanjem ovaj efekat treba izbeći razdvajanjem delova zgrade različite visine i krutosti. Smernice za analizu ovih efekata date su u (PEER/ATC-72-1, 2010 i LATBSDC, 2014).



Slika: 6.17 „Setback“ efekat AB jezgra u odnosu na susjedni zid nižeg dela objekta

### 6.1.3 Udvajanje zidova međuspratnom konstrukcijom

Modelovanje tavanica kao i veze tavanica-zid je od sekundarnog značaja za predviđanje loma zida. Mogućnost loma veze tavanica-zid rezultira odvajanjem tavanica i nastankom diskontinuiteta u tavanici. Time tavanica gubi sposobnost prenosa gravitacionog opterećenja što može da rezultira vertikalnim rušenjem tavanice. Iako su oštećenja veze ploča-AB zid primećena nakon dejstva mnogih zemljotresa (Wallace i Moehle, 1989), nije zabeležen slučaj da je oštećenje konvencionalno oblikovanih detalja veze dovelo do kolapsa. Vertikalni lom tavanica za vreme dejstva zemljotresa može biti uzrokovan jedino grubim konceptualnim greškama u smislu značajnog slabljenja ploče u zoni intenzivnog naprezanja (Slika: 6.18 a) Izostanak udvajanja AB zidova iz arhitektonskih razloga, b, c) slabljenje tavanica na mestu spoja sa AB zidom.



Slika: 6.18 a) Izostanak udvajanja AB zidova iz arhitektonskih razloga, b, c) slabljenje tavanica na mestu spoja sa AB zidom, (slika: P. Petronijević)

U eksperimentalnim istraživanjima (Žorić, 1990) se jasno ističe fenomen formiranja prslina iz uglova veznih greda na spoju sa zidom i njihova propagacija u dubinu polja međuspratne konstrukcije. Sadejstvo ploče i veznih greda, kao i aktivna širina ploče je utvrđeno još 1984. godine u eksperimentalnim istraživanjima obavljenim na Berkliju (Bertero i Atkan, 1984). Rezultati su objavljeni u izveštaju UCB/EERC-84/05. Eksperimentalnim istraživanjima je potvrđeno da širenje prslina u međuspratnoj konstrukciji na uglovima veznih greda je intenzivnije kod veznih greda manje visine. Konceptualno rešenje povezivanja AB zidova pločom je nepovoljno. Pri velikim rotacijama zidova, smicanje se na tavanice prenosi unutrašnjom ivicom zida. Efekat povezivanja zidova je mali i bez značajnije disipacije energije plastifikacijom tavanice. Udvajanje AB zidova isključivo pločom se ne preporučuje zbog potencijalno velikih oštećenja međuspratne konstrukcije i komplikovanog postupka sanacije. Na slici 6.18-a je prikazan primer ne-povezivanja simetričnih AB zidova, izostanak vezne grede je iz arhitektonskih razloga. Povezivanje zidova pločom zahteva kontrolu oslonačkih zona tavanice na



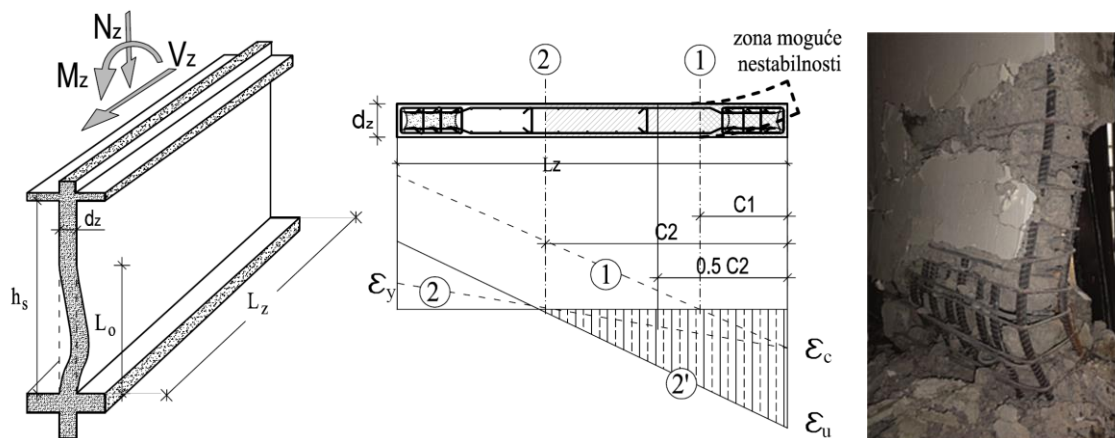
probijanje (punching shear resistance) usled simultanog dejstva sile smicanja i momenta savijanja usled gravitacionog i seizmičkog dejstva.



Slika: 6.19 Oštećenja na mestu spreznja AB zidova međuspratnom konstrukcijom

#### 6.1.4 Nestabilnost vitkih AB zidova pravougaonog poprečnog preseka

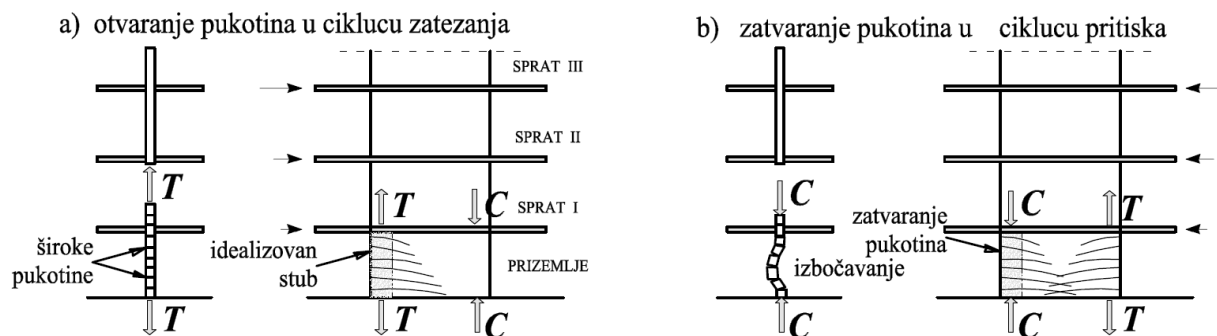
Prema izveštajima nakon zemljotresa u Čileu 2010. (Report: NIST GCR 14-917-25) i Novom Zelandu 2011. bočna nestabilnost pojedinačnih zidova je bila glavni uzrok rušenja ili prevelikih oštećenja velikog broja zgrada. Usled povećane vitkosti AB zida u okviru jedne etaže, velikog aksijalnog opterećenja i izostanka ojačanja ivičnih zona (barbel sections) postoji opasnost od prevremenog loma zida usled gubitka bočne stabilnosti. Ovo može biti posledica ekscentričnog aksijalnog opterećenja i/ili geometrije sistema kao i znatnog pomeranja neutralne ose u zoni plastičnog zgloba (linija 2') na slici: 6.20. Aktuelni propisi aseizmičke gradnje zabranjuju pojavu nestabilnosti zidova. Već se od njih očekuje duktilno ponašanje za vreme MCE. Generalno, postoje dve hipoteze mehanizma izbočavanja zidova. Prva da plastifikacija ivične zone zatezanjem smanjuje kasniju graničnu nosivosti na pritisak, što dovodi do bočne nestabilnosti. Prema drugoj hipotezi nestabilnost zida je sekundarna posledica prvobitnog loma drobljenjem betona usled pritiska i smicanja.



Slika: 6.20 Raspodela dilatacija u AB zidu (Paulay i dr., 1985) (levo), Izvijanje AB zida (Elwood 2013)

Značajnija eksperimentalna istraživanja bočne stabilnosti AB zidova izvršili su (Oesterle, 1979; Vallenias i dr., 1979; Goodsir, 1985; Paulay i Priestley., 1985; Wallace, 2004). Izbočavanje je obično ograničeno na ivične regione gde su najveći vertikalni naponi pritiska (Elwood 2013).

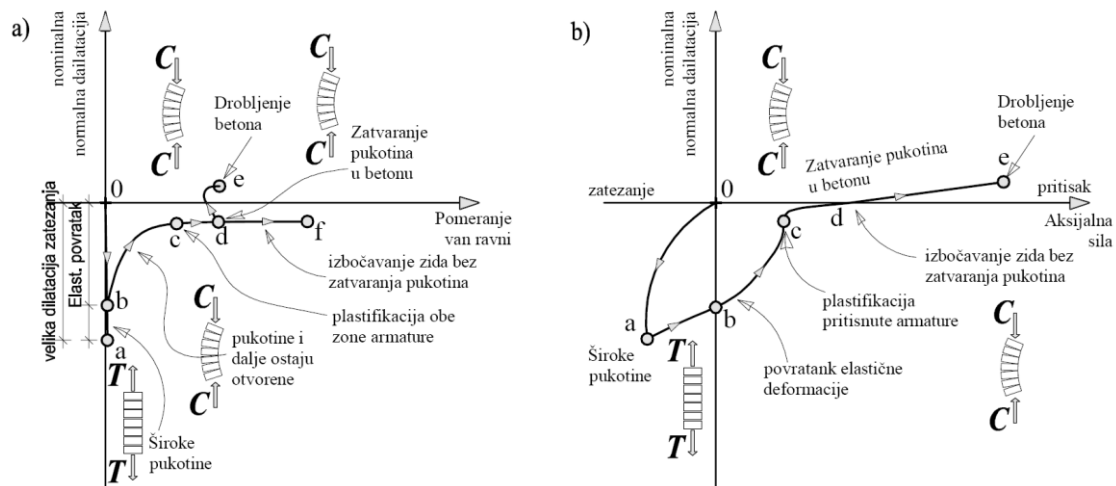
Na osnovu eksperimentalnih i teoretskih razmatranja pravougaonih AB zidova (Paulay i Priestly, 1993) su formulisali preporuke za predviđanje nestabilnosti zida van svoje ravni. Zaključili su da pored vitkosti (visina/debljina zida) i istorije opterećenja na pojavu izbočavanja značajno utiče odnos dužine i visine ( $L_z/h_s$ ) zida u zoni plastičnog zgloba. Kao i da je preduslov izbočavanja da ta ivica zida najpre mora da prođe kroz ciklus zatezanja uz dostizanje plastifikacije armature. Veličina dilatacije zatezanja je osnovni parametar koji utiče na gubitak stabilnosti zidova. Određivanje efektivne dužine izbočavanja  $L_o$  je složeno i zavisi od uslova oslanjanja (popuštanje krute veze zida i ploče). U SAD, istraživanja stabilnosti zidova obavljena su na idealizovanim uzorcima ivičnih regiona (Chai i Elayer, 1999). Ispitano je nekoliko AB stubova koji su projektovani tako da predstavljaju ponašanje ivičnih zona duktilnih zidova pri naizmeničnom cikličnom opterećenju velikih amplituda. Ovim istraživanjem je potvrđen uticaj maksimalne dilatacije zatezanja na bočnu stabilnost ivične zone. Osnova ponašanja ivične zone pravougaonog zida pod cikličnim opterećenjem prikazana je na slici 6.21.



Slika: 6.21 Idealizovani ivični region AB zida (Chai i Elayer, 1999)

Različita stanja kroz koja prolazi idealizovani uzorak su ilustrovani na slici 6.22. Pretpostavlja se da uzorak najpre mora da pretrpi značajnu plastifikaciju zatezanjem (*0-a*). Velika deformacija zatezanja je samo delimično reverzibilna. Povratna dilatacija usled rasterećenja se ostvaruje isključivo armaturom. Opterećenje aksijalnim pritiskom je malo i prenosi se isključivo armaturom (*b-c*), beton je i dalje sa prslinama, a zid je primoran na bočno pomeranje usled postojanja inicijalnog ekscentriciteta normalne sile. Povećanje normalne sile uslovljava plastifikaciju armature, smanjenje poprečne krutosti i propagaciju bočnog pomeranja. Plastifikacija usled pritiska se javlja i u drugom sloju armature uz brzu propagaciju bočnog pomeranja. Nakon zatvaranja pukotina u betonu (*d*) postoje dva moguća oblika razvoja deformacije koji zavise od prvobitnog koraka zatezanja. Ukoliko opterećenje zatezanjem u prvom koraku nije bilo veliko dolazi do zatvaranja pukotina. Smanjuje se pomeranje van ravni

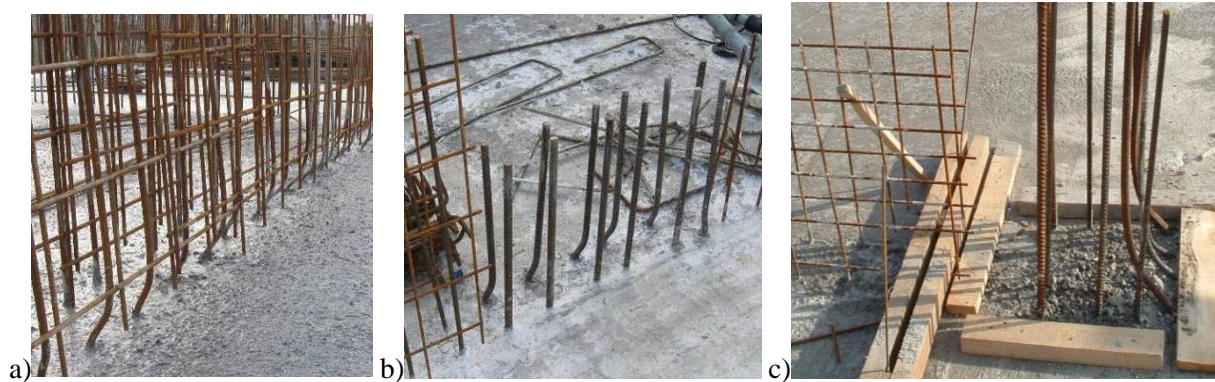
zida ( $d-e$ ) koji sa porastom normalne sile rezultira drobljenjem betona. Za slučaj prekomernog otvaranja pukotina u prvom koraku daljom kompresijom nije moguće zatvoriti prsline. Bočno pomeranje na dalje propagira bez zatvaranja prsline. Deformacija zida se završava izbočavanjem (Chai i Elayer, 1999).



Slika: 6.22 Ponašanje ivičnog regiona pod cikličnim aksijalnim opterećenjem (Chai i Elayer, 1999)

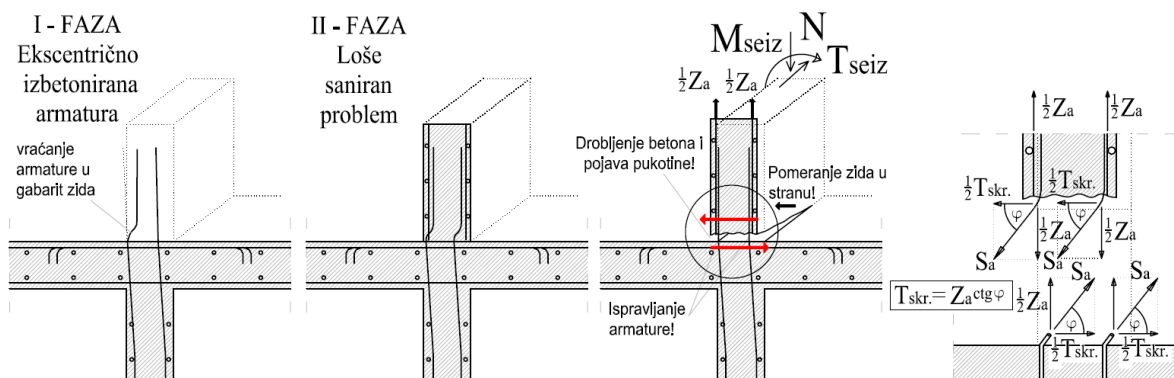
Građevinski propisi sadrže odredbe kojima se ograničava vitkost AB zidova. Prema UBC 97 vitkost je ograničena na  $L_0/d_z \leq 16$ . Američke i novozelandske norme uvode minimalnu debljinu zida od 15cm (ACI 318, NZS 3101). Prema EN 1998-1:2004 za minimalnu debljinu pravougaonih AB zidova se preporučuje 20cm. Debljina zidova složenog preseka može biti i 15cm ali ne manja od  $h_v/20$ . Na osnovu istraživanja mehanizama loma zgrada oštećenih za vreme zemljotresa u Čileu 2010. zapažen je i veliki broj otkaza AB zidova izbočavanjem (Parra i Moehle., 2014). Gde je bočna nestabilnost ivičnih zona nastajala kao posledica loma drobljenjem betona usled pritiska. Inače u Čileu je bila rasprostranjena praksa projektovanja zgrada u panelnom sistemu sa pravougaonim AB zidova debljine od 15 do 20cm. Ovu činjenicu treba posebno istaći jer je i u Srbiji ovakva praksa široko rasprostranjena.

Na bočnu stabilnost AB zidova utiče i tehnologija betoniranja bez bočnog fiksiranja armaturnih mreža i vertikalne armature ivičnih ojačanja. Ekscentričan položaj armature zidova nastaje usled lošeg fiksiranja armaturnih mreža koja se izvija i iznad kote betoniranja formira početni nagib u odnosu na vertikalnu. Ekscentričnost armature je u proseku 2 do 5cm i uglavnom je po celoj dužini zida. Rešenje koje se uobičajeno primenjuje je povijanje vertikalnih profila neposredno iznad međuspratne konstrukcije i vraćanje armature u projektovani položaj unutar gabarita zida. Ekscentričnost vertikalne armature ivičnih ojačanja je ozbiljnija greška. Ova imperfekcija se uglavnom koriguje na neadekvatan način.



Slika: 6.23 Ekscentričnost vertikalne armature u rebru i ivičnom ojačanju zida (slika: P. Petronijević)

Koso povijena armatura (slika: 6.23) usled zatezanja teži da se ispravi. Povijena armatura ne može da prihvati silu zatezanja bez stvaranja bočnih napona zatezanja u betonu. Ovakva deformacija zatezanja nije povratna. Ispravljanje kosih šipki rezultira bočnim odvajanjem zaštitnog sloja betona i razaranjem utegnutog dela preseka. Ekscentričnost vertikalne armature u odnosu na podužnu osu zida povećava pomeranje zida van svoje ravni. Time se stvara početna imperfekcija kojom se povećava opasnost od nestabilnosti zida. Sa povećanjem broja ciklusa i intenziteta uticaja ova greška izaziva krti lom smicanjem ili drobljenjem. Mehanizam loma zida bočnim smicanjem prikazan je slici 6.24. Ovakva mesta predstavljaju buduće slabe tačke koje mogu biti kobne po stabilnost celog objekta jer se javljaju i u zoni plastifikacije zida. Mogućnost ovako izvedenih zidova da prihvate eventualna seizmička dejstva i prenesu ih na tlo je smanjena. Time se stvara nizak kapacitet plastičnih deformacija u kritičnoj zoni zida, čime se smanjuje duktilnost i sposobnost disipacije seizmičke energije. Ovo je jedna od najozbiljnijih grešaka koja se često čini, a po posledicama može biti katastrofalna.



Slika: 6.24 Mehanizam bočnog loma AB zida sa ekscentrično postavljenom armaturom

## 6.2 Modelovanje konstrukcija zgrada 2D i 3D modeli konstrukcija

Proračun konstrukcije za seizmička dejstva zasniva se na adekvatnom proračunskom modelu uz uvođenje racionalnih pretpostavki. Proračunski model je idealizovani matematički model ponašanja realnog fizičkog objekta. Izbor i definisanje matematičkog modela konstrukcije

predstavlja najznačajniju fazu svakog proračuna. Model mora da sadrži sve bitne karakteristike konstrukcije i da sa inženjerskog stanovišta dovoljno tačno simulira stvarno ponašanje konstrukcije. Model treba biti dovoljno jednostavan kako bi proračun bio ekonomičan i dovoljno složen da obuhvati najbitnije karakteristike konstrukcije i dejstva koja deluju na konstrukciju.

Projektovanje objekata visokogradnje je praćeno analizama na manje ili više složenim proračunskim modelima. Složenost modela zavisi od faze projekta i složenosti konstrukcije. Jednostavne, simetrične i pravilne objekte (u osnovi i po visini) je lakše modelovati u odnosu na nepravilne. Kod regularnih zgrada svođenje gravitacionog opterećenja je jednostavnije i moguća je kontrakcija prostornog modela na model u ravni (pseudo 3D model) ili ekvivalentni MDOF model. Uvođenje pojednostavljenja kod modela složenih konstrukcija sa nepravilnom osnovom može dovesti do grešaka u proceni njihovog ponašanja. Isuviše složen model može dovesti do zabluda, previda i grubih grešaka.

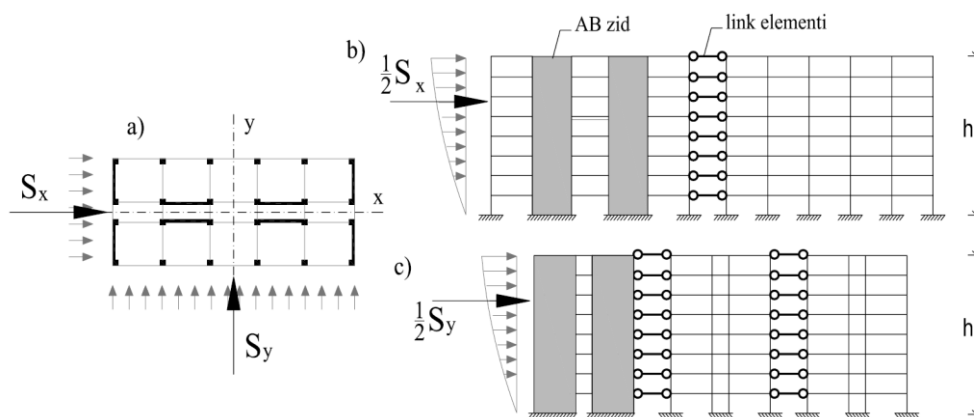
Dinamička analiza zahteva znatno više računarskih resursa od statičke analize. Iz tog razloga u tradicionalnom pristupu projektovanju optimalno je usvojiti dva konceptijski različita modela proračuna. Jednostavniji za dinamičku analizu i složeniji za analizu statičkih dejstva. Prelazak iz složenijeg u jednostavniji model se vrši kondenzovanjem tj. eliminacijom svih nebitnih stepeni slobode (za koje nema dejstava ili su male inercijalne sile (mala masa ili ubrzanja). Za dinamičku analizu sistema je dugo primenjivan pojednostavljen linijski model sa kondenzovanim brojem masa i brojem dinamičkih stepeni slobode (Kovačević, 2006). Sa razvojem računarske tehnike i pojavom velikog broja komercijalnih programa namenjenih analizi konstrukcija na bazi MKE upotreba detaljnih prostornih modela je postala uobičajena za obe vrste analize. Pojednostavljeni modeli ekvivalentni MDOF i SDOF su vremenom potisnuti i ređe se upotrebljavaju.

AB objekti visokogradnje se najčešće projektuju u kombinaciji okvira i smičućih zidova. Jer dualni sistem sadrži pozitivna svojstva okvirnog i sistema zidova. Slobodu arhitektonskog oblikovanja prostora koja je karakteristična za okvirni sistem i značajnu bočnu nosivost i krutost AB zidova. Analiza dualnog sistema je komplikovanija u odnosu na analizu okvirnih konstrukcija. Simulacija realnog ponašanja smičućih zidova je zahtevala razvoj adekvatnih modela. Istorijski gledano najpre su razvijeni linijski modeli: model analogije širokog stuba (model ekvivalentnog okvira), model okvira ukrućen kosnicima i štapni model (strut-and-tie), model multiaksijalnih opruga i dr. Linijski modeli AB zidova su upotrebljavani u rešavanju dvodimenzionalnih problema. Njihova primena u prostornim modelima i za simuliranje zidova složenog preseka je moguća ali zbog složenosti formiranja modela i nepouzdanosti rezultata nemaju širu primenu. Aktuelni modeli na bazi MKE podrazumevaju modelovanje AB zidova pločastim konačnim elementima različitog nivoa složenosti.

### 6.2.1 Model konstrukcija u ravni (Pseudo 3D model)

Model u ravni se formira pojednostavljenjem stvarne trodimenzionalne konstrukcije uz uvođenje ograničenja i niza pretpostavki. Uslov primene modela je kriterijum regularnosti zgrade u osnovi i da su pojedinačni AB zidovi u dva ortogonalna pravca jedini primarni seizmički elementi. Tada se smatra da seizmička dejstva deluju odvojeno i bez kombinovanja duž dva glavna ortogonalna horizontalna pravca konstrukcije. Ukoliko su AB zidovi složenog preseka i/ili postoje AB jezgra model se ne može primeniti iz razloga sadejstva zidova upravnih pravaca.

Ova metoda se naziva pseudo 3D modelovanje. Model u ravni se generiše razvijanjem svih okvira jednog pravca u jednu ravan. Jednakost horizontalnih pomeranja tačaka iste etaže je ostvarena uz pretpostavku apsolutno krutih tavanicama u svojoj ravni. Time se značajno smanjuje broj stepeni slobode tačaka sistema. Međusobna veza pojedinačnih okvira se ostvaruje prostim štapovima u nivou tavanica. Metoda je primenjiva isključivo na objekte pravilne osnove i simetričnog raspreda masa i krutosti. Metodu nije moguće primeniti u proračunu asimetričnih zgrada kod kojih se torzioni efekat usled dejstva bočnih dejstava ne može zanemariti. U ovom slučaju je neophodna primena trodimenzionalnih modela.



Slika: 6.25 Pseudo 3D modeli

Uporedo sa napretkom računarske tehnologije razvijeno je više programa za pseudo 3D analizu. Tipičan primer je TABS (Wilson, 1972.) u kome se trodimenzionalan objekat redukuje na niz okvira međusobno povezanih krutim dijafragmama u nivou tavanica. Svaka dijafragma je imala tri stepena slobode. Prve verzije pseudo 3D programa su imale ograničenu primenu i nisu davali adekvatne rezultate naročito kod AB zidova složenog preseka. Ista grupa autora sa Univerziteta Kalifornije u Berkliju razvija SAP kao program za 3D analizu konstrukcija. Zapažene radove u ovoj oblasti su publikovali Ghali i Nevilli. Osamdesetih godina je prezentovan program TAP-86 za statičku i dinamičku analizu visokih zgrada.

Unapređenje pseudo 3D modela su predložili (Rutenberg i Eisenberger, 1986; Smith i Cruvellier, 1996). Prostorni dinamički model je kondenzovan MDOF sistemom. Svakoj etaži je

dodeljen po jedan čvor sa pripadajućom masom tri stepena slobode. Vodeći čvorovi (governing nodes) su link elementima kruto vezani za pojedine okvire, čime je uključen i efekat torzije. Rezultati poboljšanog modela bili su zadovoljavajući za pravougaone AB zidove. Kod zgrada sa zidovima složenog oblika (L, U, E) model je imao ograničenu primenu jer su rezultati bili nepouzdati.

Prilikom modelovanja konstrukcija treba imati u vidu da od nivoa usvojene krutosti pojedinih konstruktivnih elemenata (AB zidova, stubova, greda,...) zavisi preraspodela proračunskih uticaja. Loša procena odnosa krutosti pojedinih elemenata ima za posledicu nerealnu preraspodelu uticaja unutar sistema. Detaljne smernice za određivanje efektivne aksijalne, fleksione i smičuće krutosti većine konstruktivnih elemenata data je u okviru standarda (ACI 318, NZS i CSA A23.3-94) i preporuka (ASCE 41-06; PEER-TBI 2010; LATBSDC, 2014).

Tabelarno su dati koeficijenti redukcije efektivne smičuće i fleksione krutosti AB zidova prema ACI 318, NZS i CSA A23.3-94 standardima.

Tabela: 6.2 Preporučeni faktori redukcije krutosti (Efektivna krutost AB zidova)

Tip konstruktivnog elementa	ACI 318		NZS 3101		CSA A23.3-94	
	$E_c A_g$	$0.7 E_c I_g$	$0.8 E_c A_g$	$0.8 E_c I_g$	$E_c A_g$	$0.45 E_c I_g$
Pritisnuti AB zid	$E_c A_g$	$0.7 E_c I_g$	$0.8 E_c A_g$	$0.8 E_c I_g$	$E_c A_g$	$0.45 E_c I_g$
zategnuti AB zid	$0.35 E_c A_g$	$0.35 E_c I_g$	$0.5 E_c A_g$	$0.25 E_c I_g$	$0.5 E_c A_g$	$0.5 E_c I_g$
Vezne AB grede (konvencionalno armirane / dijagonalno armirane)	$0.35 E_c I_{grede}$	-	$\frac{0.4 E_c I_{grede}}{1+8(d/a)^2}$	$\frac{0.4 E_c I_{grede}}{1.7+2.7(d/a)^2}$	$\frac{0.2 E_c I_{grede}}{1+3(d/a)^2}$	$\frac{0.4 E_c I_{grede}}{1+3(d/a)^2}$

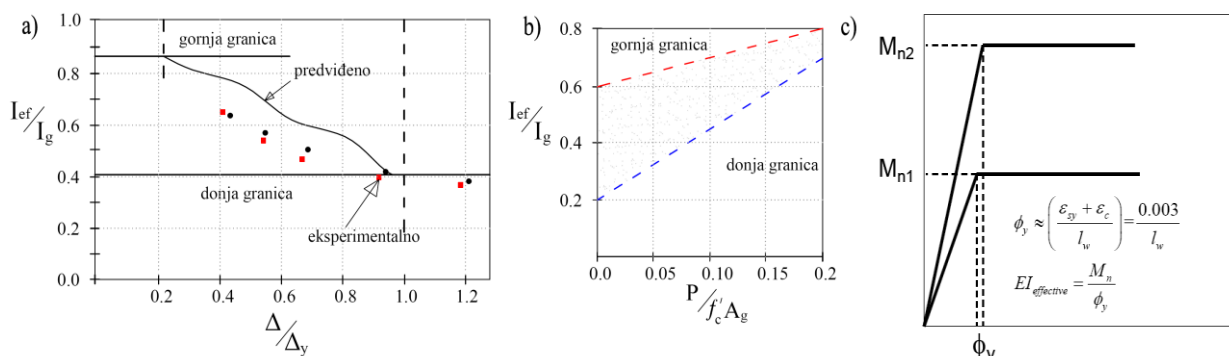
Redukcija geometrijskih karakteristika poprečnog preseka usled nastanka pukotina i pada krutosti pri cikličnim opterećenjem je najjednostavniji vid obuhvatanja nelinearnih fenomena koji se mogu uvrstiti u linijske modele (model ekvivalentnog okvira) i linearnu seizmičku analizu. U poslednjoj modifikaciji kanadskih propisa date su preporuke za granične vrednosti fleksione krutosti AB zidova pri linearnoj analizi. Prema predlogu (Adebar i dr., 2007) gornja i donja granica je:

$$I_{ef} = \left( 0.6 + P / f'_c \cdot A_g \right) I_g \leq I_g \quad (6.12)$$

$$I_{ef} = \left( 0.2 + 2.5P / f'_c \cdot A_g \right) I_g \leq 0.7 I_g \quad (6.13)$$

Na slici 6.26 je prikazana gornja granica vrednosti efektivne krutosti koja odgovara AB zidu bez prslina sa maksimalnim pomeranjem vrha manjim od 20% od pomeranja na granici tečenja.

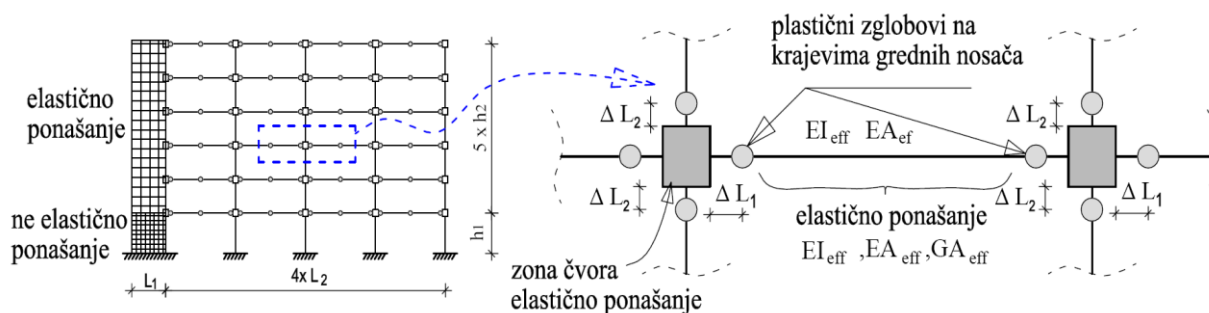
Grafici se mogu upotrebiti pri proračunu konstrukcija za SLE. Krutost se pretpostavlja unapred i proverava kroz kontrolu u par iteracija. Vrednost efektivne krutosti na donjoj granici se upotrebljava za proračun pri projektnom zemljotresu MCE. Na slici 6.26-c je data zavisnost efektivne krutosti u funkciji fleksione nosivosti (PEER-ATC-1). Logično je očekivati da sa smanjenjem ivične armature pada i  $I_{ef}$ . S obzirom da je krivina primarno u funkciji dužine zida tj.  $\phi_y \approx (0.0025 - 0.003)/l_w$ , redukcijom momenta plastičnosti direktno proporcionalno se utiče na redukciju efektivne krutosti AB zida.



Slika: 6.26 Gornja i donja granica efektivne krutosti u funkciji: normirane aksijalne sile, normiranog bočnog pomeranja i fleksione nosivosti (Adebar i dr., 2007)

NSA i NDA zahtevaju znatno detaljnije modele u odnosu na linearnu analizu. Osnovni razlog je uključenje nosivosti konstruktivnih elemenata i njihovo post-elastično ponašanje. Materijalna nelinearnost se u model uvodi plastifikacijom štapnih elemenata, veznih greda i kritične zone AB zidova. Čvorovi AB okvira se smatraju apsolutno krutim za razliku od čeličnih konstrukcija gde deformabilnost čvorova značajno utiče na ponašanje ukupnog sistema. Detalj veze grednih nosača sa dva unutrašnja stuba je prikazan na slici 6.27. Detalj ilustruje glavne karakteristike modela: izdvojene čvorne zone i pristup koncentrisane plastičnosti (lumped model) u linijskim elementima. Prednost ovog modela je jednostavna primena, relativno mali zahtevi za računarskim resursima, stabilnost numeričkog proračuna i dr. Nedostatak modela je pojednostavljenje stvarnog ponašanja koje podrazumeva postepeno širenje zone plastifikacije u funkciji istorije opterećenja. Ovaj nedostatak je prepoznat u nekoliko istraživanja korelacije između eksperimentalnih rezultata i ponašanja analitičkih modela dualnog sistema (Bertero i dr., 1984). Predlog unapređenja klasičnog modela koncentrisane plastičnosti dali su (Lai i dr., 1984) uvođenjem interakcije aksijalne sile i momenta savijanja preko modela vlakana (fiber hinge model). Model distribuirane plastičnosti realnije opisuje neelastično ponašanja AB elemenata. Za razliku od modela koncentrisane plastičnosti materijalna nelinearnost se može realizovati na bilo kom delu elementa. Model vlakana je našao punu primenu u modelu distribuirane plastičnosti (Otani, 1980).

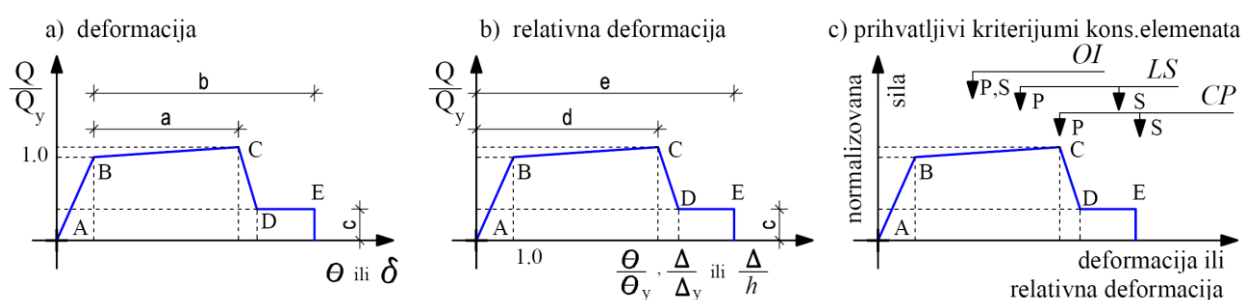




Slika: 6.27 Model koncentrisane plastičnosti linijskih elemenata (lumped model)

Idealizovane krive zavisnosti generalisana sila-deformacija prema FEMA 356 modelu se kroz četiri karakteristične faze ponašanja elementa. Linearno ponašanje je prikazano između tačaka  $A$  i  $B$ . Od tačke  $B$  do  $C$  je predstavljena zona ojačanja karakteristično malog nagiba od 0-10% od elastičnog. Ovim je obuhvaćen fenomen ojačanja armaturnog čelika usled Baušingerovog efekata. Tačka  $C$  predstavlja nosivost elementa nakon koje dolazi do značajnog pada nosivosti (linija  $C-D$ ). Iza tačke  $D$  element je sa znatno smanjenom nosivošću (oko 20% nosivosti na granici velikih izduženja) do tačke  $E$ . Na delu deformacija većim od tačke  $E$  nosivost elementa je nula 0.

Za neke konstruktivne elemente je pogodno propisati zavisnost normalizovane sile prema deformaciji (pomeranju, rotaciji ili krivini). Dok je za neke druge elemente pogodna zavisnost u funkciji odnosa deformacija (slika: 6.28-c). Prihvatljivi kriterijumi za deformacije ili odnosa deformacija odgovaraju ciljnom nivou performansi objekta: prevencija kolapsa (CP), životna bezbednost (LS) i odmah upotrebljiv (IO).



Slika: 6.28 Modeli generalizovanih zavisnosti sila-deformacija sa prihvatljivim kriterijumima

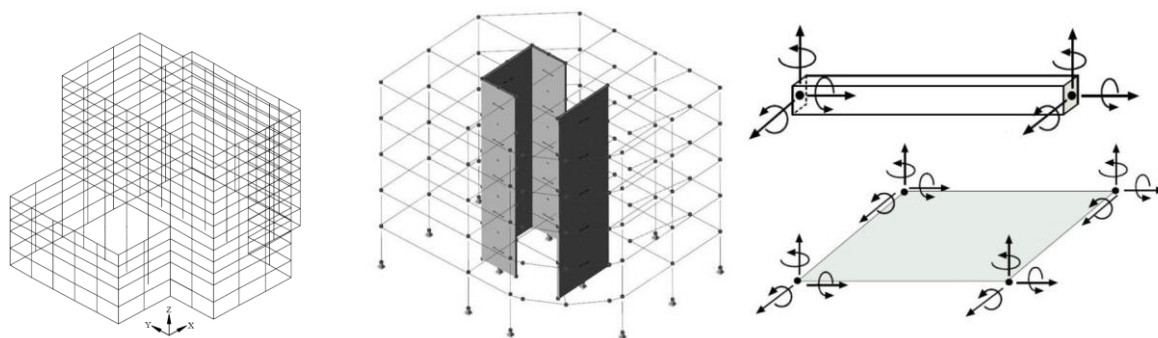
## 6.2.2 Prostorni 3D modeli konstrukcija

U slučaju arhitektonski razuđenih objekata (nepravilnih u osnovi i po vertikali) neophodno je napraviti preciznije prostorne 3D modele. Trodimenzionalni modeli se formiraju modelovanjem svih značajnih elemenata konstruktivnog sistema. Prostorni modeli su univerzalni i mogu se primenjivati za regularne i neregularne objekte. Prednost prostornih modela je direktan uticaj svih nepravilnosti u geometriji, rasporedu masa i krutosti na rezultate analize. Nedostatak modela je složenost izrade, veliki utrošak vremena na formiranje modela „man-hour“, povećanja

zahteva za računarskim resursima i dr. Detaljne smernice za statičku i dinamičku analizu prostornih modela AB konstrukcija date su u (Wilson i Dovey, 1972; Moazzi i Bertero, 1987; Wilson, 2002). Trenutno postoji veliki broj komercijalnih programa sa širokim spektrom mogućnosti statičke i dinamičke analize, linearnim ili nelinearnim metodama koji su našli veliku primenu u svakodnevnoj inženjerskoj praksi (SAP2000, PERFORM-3D, STAAD, RFEM, ...).

U FEMA 451 ukazuje se na značaj 3D modela i mogućnost procene aseizmičkog ponašanja na osnovu oblika prvih tonova vibracija zgrada. Pažljiva analiza sopstvenih formi vibracija može dati smernice za aseizmičko poboljšanje konstrukcije. Iterativnom ocenom modalnih oblika, tj. odnosa pomeranja u pravcu glavnih osa sistema i torzionog pomeranja unapređuje se dizajn nosećeg konstruktivnog sistema. Dobro projektovane konstrukcije imaju minimalni udeo torzije u osnovnim tonovima vibracija. Glavni pravci zgrade mogu se odrediti na osnovu orijentacije fiktivnih reakcija oslonaca prvog tona vibracija. U posebnim slučajevima kod simetričnih objekata sopstveni tonovi se striktno izdvajaju u ortogonalnim pravcima. Time se stvara mogućnost smanjenja broja stepeni slobode i racionalizacija dinamičke analize.

Aktuelni propisi definišu „iregularne objekte“ kao one sa nepravilnim oblikom (u osnovi i po visini) ili one kod kojih postoji diskontinuitet mase i/ili krutosti. Racionalnija definicija „regularnih objekta“ je da kod njih postoji minimalna veza između bočnih pomeranja i torzije (rotacije objekta) u prvih nekoliko tonova vibracija. Tako da, u fazi preliminarnog projektovanja model može biti „podešavan“ 3D analizom sopstvenih formi vibracija. Sa stanovišta aseizmičkog projektovanja ovim postupkom je moguće pretvoriti „geometrijski neregularnu“ konstrukciju u „dinamički regularnu“.



Slika: 6.29 3d modeli konstrukcija, linijski i površinski element sa šest stepeni slobode u svakom čvoru

U 3D modelima raspored masa može biti: koncentrisan, raspodeljen ili mešovit. Modeli sa raspodeljenom masom daju dinamički odgovor najbliži realnom. Prednost prostornih modela je automatsko uzimanje efekata ekscentričnosti centra masa i centra krutosti po etažama. Konstruktivni elementi i opterećenja na njima se modeluje direktno prema njihovom stvarnom geometrijskom rasporedu. Svaki 3D model ima mogućnost pomeranja tačaka u sva tri pravca.

Tavanice se uglavnom smatraju apsolutno krutim u svojoj ravni jer se time značajno smanjuje vreme proračuna. Seizmička analiza prostornih modela LDA je moguća metodama modalne superpozicije i integracijom korak-po-korak. U nedostatku standardizovanih zapisa pomeranja tla, većina projekatata i dalje upotrebljava ESA i SMA kao osnovni pristup seizmičkog proračuna prostornih modela.

NDA je moguće predvideti distribuciju dinamičkih sila u izrazito neregularnim objektima sa istim stepenom pouzdanosti kao kod regularnih objekata. NLTHA daje složeniji odgovor sa realnijim vrednostima uticaja. Ova metoda je prikladna za analizu regularnih i neregularnih konstrukcija jer se zasniva na realističnoj distribuciji dinamičkih sila. Ukoliko su obe konstrukcije dimenzionisane za identični zapis kretanja tla, nema logičkih razloga regularnu konstrukciju smatrati pouzdanijom u odnosu na neregularnu za dato dinamičko dejstvo. Međutim ovo važi isključivo za dati zapis pomeranja tla. Drugi vremenski zapis potresa rezultira značajno drugačijim veličinama deformacija i naprezanja. Iz tog razloga u propisima mnogih zemalja je definisan minimalni broj upotrebljenih zapisa kako bi se postigao određeni nivo pouzdanosti analize. Na primer EN 1998-1:2004 propisuje upotrebu minimalno sedam različitih akcelorograma.

Ukoliko seizmičku analizu zgrada realizujemo ELF, odredbe (NEHRP, 2003) zahtevaju apliciranje opterećenja u pravcu koji izaziva kritičan efekat “critical load effect“. S obzirom da pravac nije direktno definisan dozvoljeno je kombinovanje seizmičkog dejstva iz ortogonalnih pravaca po obrascu  $1.0S_x + 0.3S_y$ .

Ukoliko postoji neizvesnost rasporeda gravitacionog opterećenja ili neregularnost objekta u osnovi tako da maksimalno pomeranje tavanice zadovoljava uslov  $1.2\delta_{pros} < \delta_{max} \leq 1.4\delta_{pros}$ . Efekat torziona neregularnosti se uzima povećanjem ekscentriciteta centra mase za 5% u datom pravcu (prema: NEHRP, 2003).

U EN 1998-1:2004, se takođe predviđa kombinaciju komponenti seizmičkog dejstva. Ukoliko se analiza vrši multimodalnom spektralnom analizom odgovor konstrukcije se dobija kombinovanjem modalnih odgovora, ili se bilo koji uticaj u konstrukciji dobija kao kvadratni koren kvadrata uticaja za svaku horizontalnu komponentu seizmičkog dejstva. Alternativa ovim stavkama je proračun uticaja kao kombinacije uticaja usled komponenti seizmičkih dejstva  $E_{Edx} + 0.3E_{Edy}$  i  $E_{Edy} + 0.3E_{Edx}$ . Gde su  $E_{Edx}$  i  $E_{Edy}$  uticaji usled primene seizmičkog dejstva u pravcu  $x$  i  $y$  ose konstrukcije.

Kada se koristi NSPOA i primenjuje prostorni proračunski model, pravila kombinovanja se primenjuju smatrajući sile i deformacije usled primene ciljnog pomeranja u  $x$  pravcu kao  $E_{Edx}$ , a

sile i deformacije usled primene ciljnog pomeranja u  $y$  pravcu kao  $E_{E_{dy}}$ . Unutrašnje sile koje su rezultat kombinovanja ne smeju da prekorače odgovarajuće kapacitete nosivosti. Kada se koristi NLTHA i prostorni proračunski model konstrukcije, simultano dejstvo akceleroograma podrazumeva dejstvo u oba horizontalna pravca (EN 1998-1:2004).

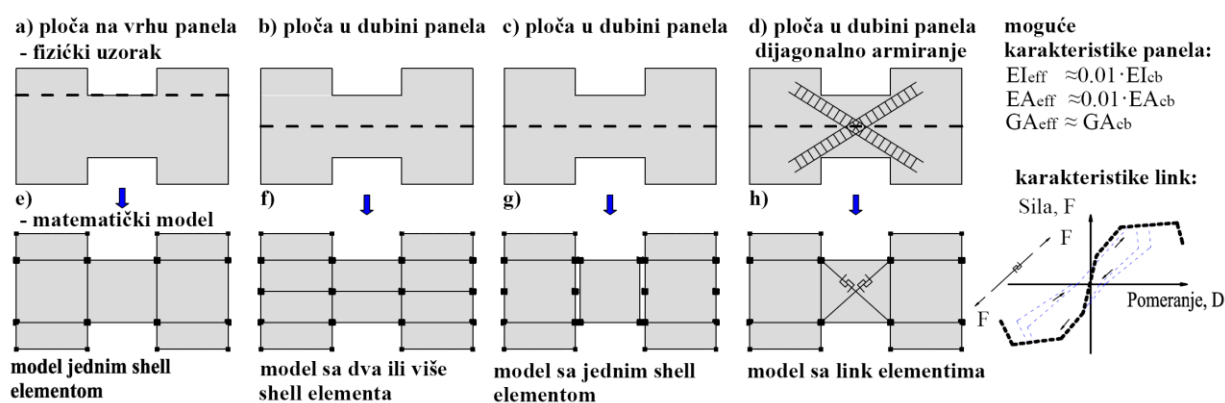
### 6.2.3 Modelovanje karakteristika veznih greda i AB zidova

Vezne grede povezuju AB zidove, obezbeđuju povećanje ukupne krutosti i predstavljaju idealna mesta za disipiranje energije. Stepem sprezanja povezanih zidova definiše se kao odnos momenta sprega normalnih sila u povezanim zidovima i ukupnog momenta savijanja celog sistema udvojenih zidova u trenutku loma. Efekat povezivanja se ostvaruje kroz smicanje i savijanje veznih greda. Efekat povezivanja zavisi od odnosa krutosti i nosivosti veznih greda i AB zidova. Elastična analiza nije dovoljna da bi se utvrdio stepen sprezanja povezanih zidova i preraspodela uticanja između zidova tokom trajanja zemljotresa. Plastifikacija veznih greda utiče na promenu interakcije između zidova tj. na karakteristike sprega sila koje se javljaju u zidovima kao posledica njihovog povezivanja.

Histeretisne karakteristike veznih greda bitno utiču na ukupno ponašanje povezanih zidova. Ovo je naročito izraženo kod povezanih zidova sa velikim stepenom sprezanja (Paulay, 1980; Atkan i Bertero, 1981; Harries, 1999). Eksperimentalnim istraživanjima je pokazano da duktilnost sistema povezanih zidova zavisi od duktilnost veznih greda. Ukoliko želimo ostvariti duktilnost sistema  $\mu = 4$  duktilnost veznih greda mora biti  $\mu = 6$  (Harries, 1998). Više istraživanja je realizovano sa ciljem povećanja duktilnosti i disipacije energije u veznim gredama. Kod veznih greda sa odnosom raspon/visina manjim od 2 upotrebu naročite dijagonalne armature uveli su (Paulay i Binney, 1974), čime su značajno popravili ponašanje veznih greda pri naizmeničnom, cikličnom opterećenju. (Shiu i dr., 1978) su potvrdili poboljšano ponašanje dijagonalno armiranih greda. Ovim istraživanjima je takođe pokazano da sa odnosom  $a/d \geq 2.5$  dijagonalno armiranje više nije efikasno, zbog smanjenja ugla nagiba dijagonalne armature i manjeg doprinosa nosivosti na smicanje. Zbog velikih postelastičnih deformacija veoma je bitno obezbediti adekvatno ankerovanje i utezanje dijagonalne armature, čime se sprečava mogućnost izvijanja pritisnutih šipki (Barney i dr., 1980). Preporuka je dužinu sidrenja povećati za 50% u odnosu na računsku (Harries, 1998) iz razloga geometrijskog ograničenja ankerovanja. Dijagonalan način armiranja često čini izvođenje veznih greda komplikovanim, zbog koncentracije profila na mestu dijagonala unutar grede i sidrenja na mestima ivičnih ojačanja AB zidova.

Vezne grede bilo koje visine i geometrijskih odnosa se uspešno mogu modelovati upotrebom linijskih ili pločastih (shell) elemenata. Upotreba štapnog modela veznih greda ima prednost u boljoj kontroli nelinearnog ponašanja ali je definisanje ulaznih karakteristika znatno komplikovanije. Upotreba shell elemenata je jednostavnija za definisanje geometrije ali je ponašanje veznih greda nesigurno. U nekim slučajevima modelovanjem veznih greda shell elementima dobija se nerealno visok stepen sprezanja udvojenih zidova.

Visoke vezne grede sa odnosom  $a/d \approx 1$  (Coupling Panels) su dominantno napregnute smicanjem i one su najjednostavnije za modelovanje. Ukoliko se međuspratna konstrukcija ravna sa gornjom ivicom veznog panela, moguće je i samo jednim elementom modelovati panel (Graham, 2013). Za slučaj da se MK u dubini panela onda se vezni panel deli na dva ili više elementa. Alternativna upotreba jednog elementa u ovom slučaju nije preporučljiva zbog povećanja vremena analize. Upotreba jednog nelinearnog elementa ima prednost zbog mogućnosti direktnog sagledavanja odnosa zahtevane i stvarne smičuće nosivosti vezne grede (demand-capacity ratio). Model panela sa više elemenata zahteva dodatni korak svođenja smičućeg napona na silu tj. upotrebu opcija (section-cut). Aksijalno-fleksiono ponašanje panela je moguće opisati i linearnim zakonom. Model sa jednim panelom (slika: 6.30-g) se ne preporučuje zbog povećanja širine matrice krutosti sistema, povećanja dužine proračuna i moguće nestabilnosti sistema. U linearnoj analizi efektivnu aksijalnu i fleksionu krutost panela treba uzeti u smanjenom iznosu, oko 1% od stvarne. Za smičuću krutost panela se uzima stvarna vrednost. Ovim se izbegava efekat nerealno velikog sprezanja zidova.

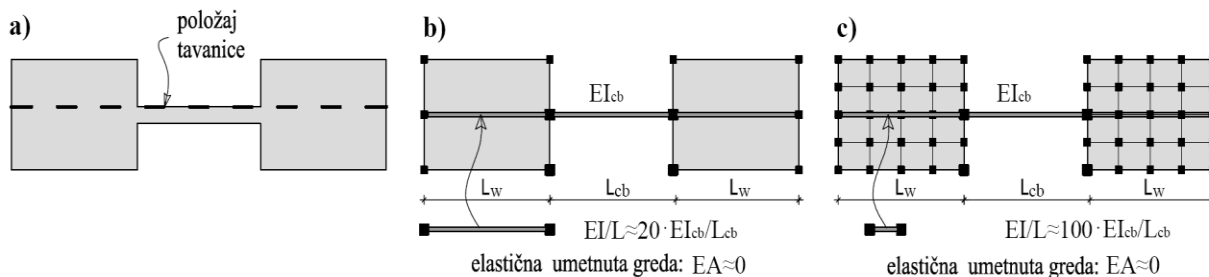


Slika: 6.30 Modelovanje dubokih veznih panela shell elementima (Graham, 2013)

Alternativa je upotreba layer-shell (SAP2000) elemenata sa nelinearnim ponašanjem svih vidova deformacije ili General Wall elemenata (Perform 3D) tj. fiber modela za oba pravca veznog elementa. Na slici 6.12-d je prikazan napredniji nivo modelovanja. Link elementima se simulira ponašanje dijagonalne armature vezne grede. Aksijalno ponašanje link elementa se definiše nelinearnom zavisnošću. Ostale karakteristike link elementa su neaktivne. U tom slučaju

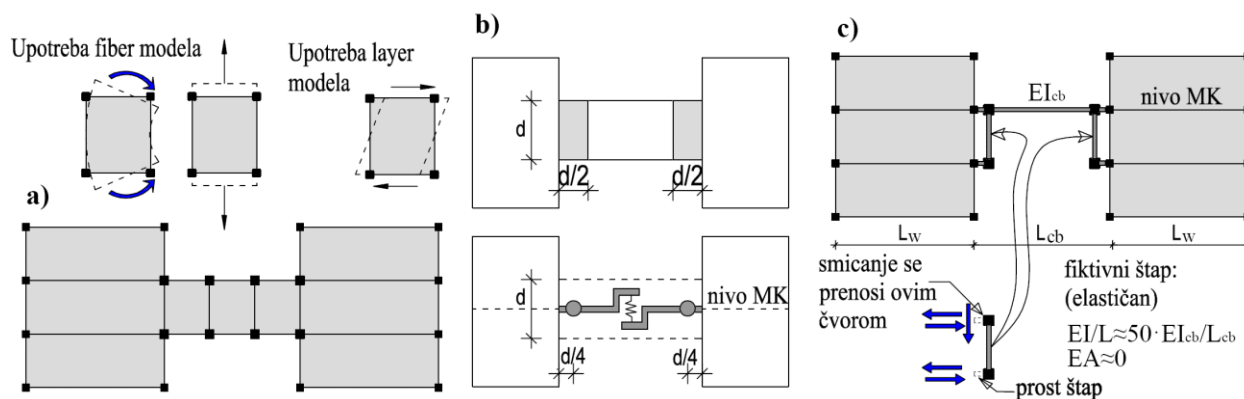
efektivnu krutost pločastih elemenata veznih greda treba redukovati u odnosu na stvarnu vrednost. Krutost je najjednostavnije korigovati promenom modula elastičnosti  $E_{fik} \approx (0.1 \div 0.4) \cdot E_{stv}$ .

Izdužene vezne grede se deformišu i savijanjem i smicanjem. Relativno su jednostavne za modelovanje i uobičajeno se koriste (beam) elementi. U slučaju kada ne postoji greda unutar zida u nivou MK, obavezno je ubacivanje fiktivnog štapa. Ovim se obezbeđuje kruti spoj elemenata zida i vezne grede. Alternativno je usvojiti zglobnu vezu (ili sa izvesnim stepenom popustljivosti) umetnute fiktivne grede prema veznoj gredi. Stepem popustljivosti fiktivne (ubačene) grede ima uticaj na inicijalnu elastičnu krutost „sklopa“. Sa plastifikacijom vezne grede, najveći deo deformacije se odvija u plastičnim zglobovima vezne greda tako da je uticaj ubačenih štapova u postelastičnoj fazi rada mali.



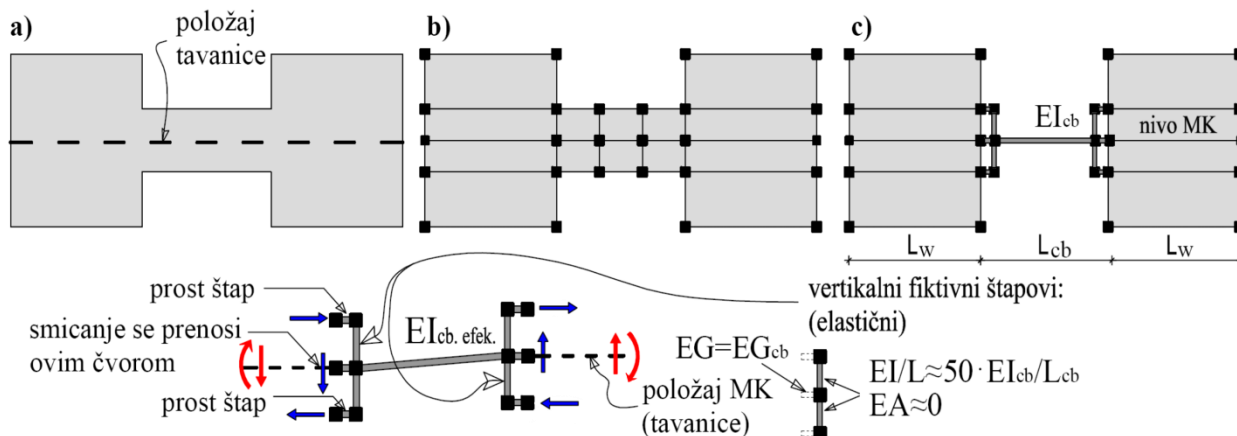
Slika: 6.31 Modelovanje vitkih veznih greda beam elementima

Modelovanje visokih veznih greda je složenije. Kod visokih greda deformacija savijanjem je mala, a većina deformacije se realizuje smicanjem. Na slici 6.32 su prikazani mogući MKE modeli za položaj tavanice na gornjoj ivici vezne grede. Visoke vezne grede se moraju modelovati layer-shell elementima u SAP-u ili (General Wall) elementima u Perform 3D. Vezne grede umerene visine se mogu modelovati linijskim elementima (slika: 6.32-c). U tom slučaju smičuća i fleksiona krutost i nosivost grede se moraju sračunati indirektno. Efektivna elastična krutost grede se usvaja u granicama  $EJ_{efek.} \approx (0.1 \div 0.35) \cdot EJ_{stv}$ . Tavanice neznatno utiču na povećanje krutosti, nosivosti i duktilnosti veznih greda.



Slika: 6.32 Modelovanje visokih veznih greda (tavanica na gornjoj ivici vezne grede)

Fleksiona krutost vertikalnih fiktivnih štapova mora biti dovoljno velika kako bi se uspešno prenela deformacija savijanja do para prostih štapova. Aksijalna krutost fiktivnih štapova treba biti mala kako bi se izbeglo povećanje fleksione krutosti zida na tom delu. Celokupna smičuća sila se prenosi kroz jedan (vodeći) čvor. Horizontalni fiktivni štap na mestu vodećeg čvora je uvek vezan kruto vezan za zid. Položaj vodećeg čvora zavisi od položaja tavanice u odnosu na veznu gredu. Savijanje vezne grede se na elemente zida prenosi preko dva štapa u vidu sprega sila (slika: 6.33). Nedostatak ovog model je moguća nestabilnost i divergencija rezultata usled koncentracije uticaja u zidnim elementima na mestu veze sa fiktivnim štapovima.



Slika: 6.33 Modelovanje visokih veznih greda (tavanica na sredini visine vezne grede)

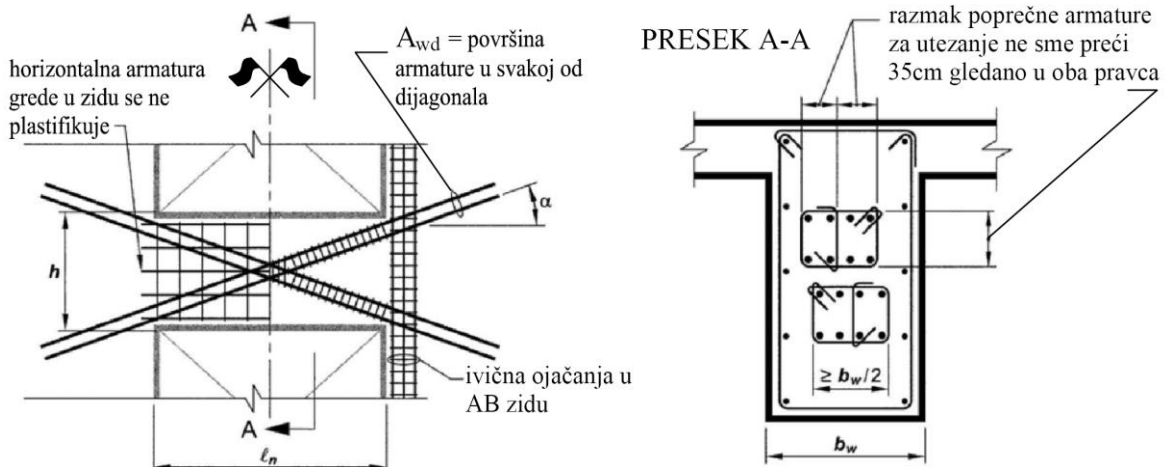
U sistemu sa nosećim zidovima (tunnel form building) interakcija tavanica i zidova je izraženija u odnosu na dualni sistem. Značajna koncentracija uticaja u zoni veze tavanica i zidova zahteva KE sa fleksionom i membranskom deformacijom (Balkaya i Kalkan, 2003). U tu svrhu razvijeni su namenski konačni elementi višeg reda. Napredni modeli veznih greda uključuje kombinaciju nelinearnih izoparametarskih pločastih elemenata (isoparametric shell elements) i diskretan model armature. Tada, modeli povezanih zidova zahtevaju složenu mrežu konačnih elemenata. Progušćenje mreže KE se primenjuje osim u osloncu zida u nivou tavanica i u zoni sidrenja dijagonalne i horizontalne armature veznih greda (Balkaya i Kalkan, 2004).

#### 6.2.4 Vezne grede u nacionalnim propisima

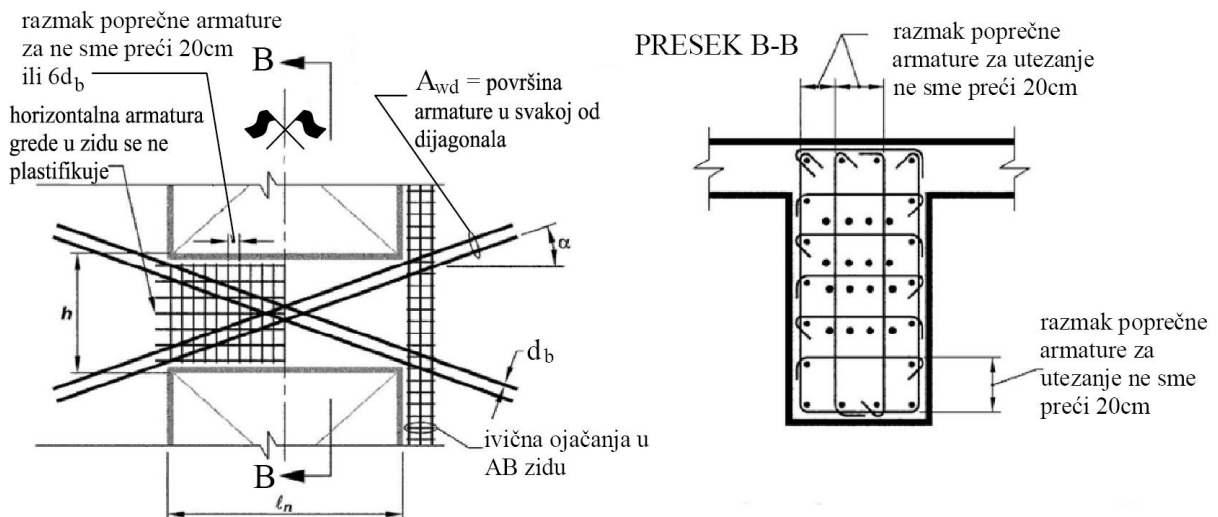
Nacionalni propisi mnogih zemalja daju smernice za dimenzionisanje i izbor odgovarajućeg načina armiranja veznih greda (ACI 318-99, CSA A23.3-94, NZS 3101-95 i EN 1998-1:2004). U slučajevima kada ne postoje značajni seizmički zahtevi (nizak nivo seizmičkog hazarda, mala spratnost zgrade i dr.) vezne grede mogu biti konvencionalno armirane.

Prema ACI 318-99 tačka 21.6:

- Za  $L/d \geq 4$  vezna greda može biti dimenzionisana kao fleksiono napregnut štap, nije predviđeno dijagonalno armiranje a smičući napon u veznoj gredi mora da zadovolji uslov  $v \leq (\alpha_c \lambda \sqrt{f'_c} + \rho_n f_y)$ . Gde se usvajaju sledeće vrednosti za koeficijente:
  - $\lambda = 1.0$  za klasičan beton,
  - $\alpha_c = 0.25$  za  $d/L \leq 1.5$ ,
  - $\alpha_c = 0.167$  za  $d/L \geq 2.0$
- Unutar granične oblasti  $\alpha_c$  se uzima kao linearna interpolacija  $0.167 \leq \alpha_c \leq 0.25$ .
- Za  $L/d \leq 4$  smičući napon u veznoj gredi mora da zadovolji  $v \leq 0.83\sqrt{f'_c}$ . Predviđeno je opciono armiranje dijagonalnom ili konvencionalnom.
- Za  $L/d \leq 2$  smičući napon u veznoj gredi mora da zadovolji  $v \leq 0.83\sqrt{f'_c}$ . Predviđeno je isključivo dijagonalno armiranje. Za slučaj  $v \geq 0.83\sqrt{f'_c}$  dijagonalna armatura se izračunava prema obrascu  $A_{vd} = V_n / (f_y \sin \alpha)$  pri čemu  $V_n \leq 0.83\sqrt{f'_c} A_{cw}$ .



Slika: 6.34 Poprečno utezanje pojedinačne dijagonale (prema ACI 318-99 tačka 21.9.7.4)



Slika: 6.35 Poprečno utezanje celokupne vezne grede (prema ACI 318-99 tačka 21.9.7.4)



Eksperimentalno je pokazano da efekat dijagonalnog armiranja ima svoj puni efekat isključivo ukoliko je nagib dijagonala veliki u odnosu na podužnu osu veznih greda (Barney i dr., 1978). Dijagonalnu armaturu treba pozicionirati simetrično u odnosu na poprečni presek grede. U zavisnosti od dimenzija veznih greda dijagonalno armiranje je moguće izvesti i u nekoliko slojeva. Poprečno utezanje veznih greda je moguće izvesti na dva načina (slika 6.34). Utezanjem snopova dijagonalne armature izvodi se posebnim uzengijama. Utezanjem celokupnog poprečnog preseka vezne grede (slika 6.35). Drugi način je uveden 2008. Godine u ACI standardu iz razloga jednostavnijeg izvođenja. Preporuka je da se dužina sidrenja dijagonalne armature poveća za minimum 25% u odnosu na standardnu dužinu sidrenja sračunatu prema naponu pune plastifikacije armature  $f_y$ .

Prema Kanadskim propisima CSA23.3-94 (Design of Concrete Structures, CSA 1994), tačka 21.3 i 21.5:

- Za  $L/d \geq 4$  vezna greda se armira konvencionalnom armaturom a smičući napon u veznoj gredi mora da zadovolji  $v \leq 0.1L/d\sqrt{f'_c}$ . Greda mora biti sposobna da u plastičnim zglobovima usled fleksije prihvati smičuću silu  $V_r \geq 2M_p/L$ .
- Za  $L/d \leq 4$  vezna greda se armira dijagonalnom armaturom a smičući napon u veznoj gredi mora da zadovolji  $v \leq \sqrt{f'_c}$ . Greda mora biti sposobna da u plastičnim zglobovima usled savijanja prihvati smičuću silu  $V_r \geq 2M_p/L$ . Dijagonalna armatura mora da zadovolji uslov  $\phi_s A_s f_y \geq V_u / \sin \alpha$ .

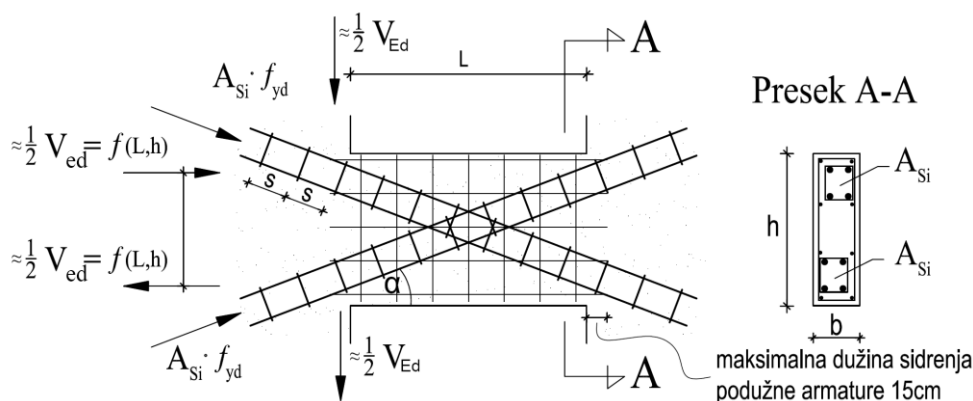
Prema NZS 3101 (Concrete Structures Standard, NZS 1995), tačka 9.4.4.1.2, zahteva se:

Ukoliko je  $L/d \geq 4$  vezna greda se armira konvencionalnom armaturom. Ukoliko je maksimalna smičuća sila u veznoj gredi unutar kritične oblasti plastičnog zgloba  $V_{cb} \leq 0.83A_{cv}\sqrt{f'_c}$  greda se armira konvencionalnom armaturom uz obezbeđenje: utezanja poprečnog preseka grede. Plastični zglobovi nastali usled savijanja se pokrivaju poprečnom armaturom sposobnom da prihvati transferzalnu silu  $V_r \geq 2M_p/L$ .

Određeni geometrijski odnos dimenzija veznih greda nije striktno preciziran kao uslov dijagonalnog armiranja. Za smičuću silu u veznoj gredi  $V_{cb} \geq 0.25(2+r)\sqrt{f'_c}A_{cv}$  dijagonalna armatura se dimenzioniše prema smičućoj sili  $V_{di} \geq 0.75\left(\frac{V_{cb}}{A_{cv}\sqrt{f'_c}} + 0.4\right)(-r)V_{cb} \leq V_{cb}$ . Koeficijent  $r$  uzima u obzir odnos smičućih sila u gredi za alternativno dejstvo seizmičkog opterećenja.

Koeficijent se koristi isključivo ukoliko je u granicama  $-1.0 < r < -0.2$ . Dijagonalna armatura se računa prema  $V_{di} = f_y \sin \alpha (A_{vd} + A'_{vd})$ . Dijagonalna armatura mora biti utegnuta i adekvatno sidrena u AB zidove. Ugao nagiba dijagonalne armature treba da bude  $30^\circ$  do  $60^\circ$ . Dužina sidrenja dijagonalne armature se povećava za 50% u odnosu na standardnu dužinu sidrenja.

Prema EN 1998-1:2004 vezne grede se smatraju dominantno napregnute savijanjem ukoliko je proračunska vrednost smičuće sile  $V_{Ed} \leq f_{ctd} \cdot b_w \cdot d$  ili ako geometrijski odnos grede zadovoljava  $L/d \geq 3$ . Ukoliko oba uslova nisu zadovoljena, nosivost grede na seizmička dejstva treba obezbediti dijagonalnom armaturom u oba pravca. Površina dijagonalne armature se dobija iz izraza  $V_{Ed} \leq 2A_{Si} f_{yd} \sin \alpha$ . Bočna lica se armiraju minimalnom armaturom propisanom za visoke grede  $\min S = \{2b, 30\text{cm}\}$ . Podužnu armaturu ne treba sidriti u povezane zidove već je treba produžiti samo za 15cm.

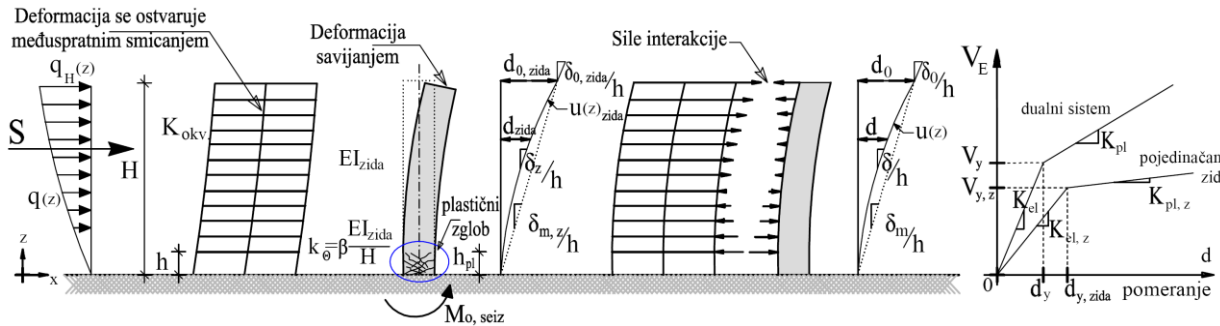


Slika: 6.36 Vezne grede sa dijagonalnom armaturom (prema EN 1998-1:2004 tačka 5.5.3.5)

Pravilnikom ACI Building Code (ACI Committee 318, 2008) su pored datih pravila proračuna, armiranja, minimalne vertikalne i horizontalne armature u zidu i veznih greda data i uputstva za redukciju računске krutosti konstruktivnih elemenata. Proračunske krutosti zidova, stubova i greda za analizu dejstva gravitacionog i seizmičkog opterećenja se razlikuju. Za vreme zemljotresa se dozvoljavaju veće vrednosti dilatacija, što uslovljava povećanje prslina i krivina poprečnih preseka a time i smanjenje krutosti konstrukcijskih elemenata. Uobičajena je praksa da se za krutost stubova i greda usvaja odgovarajući faktor redukcije krutosti nezavisno od položaja elementa u sistemu. Principijelno krutost greda ivičnih i središnjih okvira se razlikuju iako su istih dimenzija zbog uticaja različitih sadejstvujućih širina ploča (T i  $\Gamma$  presek). Razlika u krutosti ivičnih i unutrašnjih stubova može biti prouzrokovana različitom aksijalnom silom i količinom armature.

## 6.2.5 Analiza mešoviti (dualni) sistema zgrada

Okvirne konstrukcije pod dejstvom horizontalnih dejstava se dominantno deformišu međuspratnim smicanjem. Pojedinačni visoki AB zidovi se deformišu savijanjem. U dualnom sistemu interakcija je takva da na nižim etažama AB zid ukrućuje okvir dok je na višim etažama uloga obrnuta. Detaljne smernice za analizu dualnog sistema date su u (Macleod, 1985; Moazzi i Bertero, 1987; Akis, 2004).



Slika: 6.37 Model interakcije između zida i okvira u višespratnoj zgradi

Uprošćen model interakcije dualnog sistema se sastoji iz dve konzole sa odgovarajućim krutostima, od kojih jedna predstavlja zid  $EI_{zida}$  a jedna okvir  $K_s$ . Postelastično ponašanje zone plastifikacije AB zida se opisuje nelinearnom oprugom sa rotacionom krutošću  $k_\theta$ . Pojednostavljena diferencijalna jednačina horizontalnog pomeranja mešovitog sistema prema (König i dr., 1985) glasi:

$$EI_{zida} \cdot x^{IV} - K_s x''(z) = q(z) \quad (6.14)$$

Pri čemu su opšti granični uslovi:

$$x(0) = 0, k_\theta x'(z) = EI_{zida} \cdot x''(z), EI_{zida} \cdot x'''(H) = K_s x'(z) \quad (6.15)$$

Funkcija raspodele lateralnog opterećenja u opštem slučaju prema (Miranda, 1999) glasi:

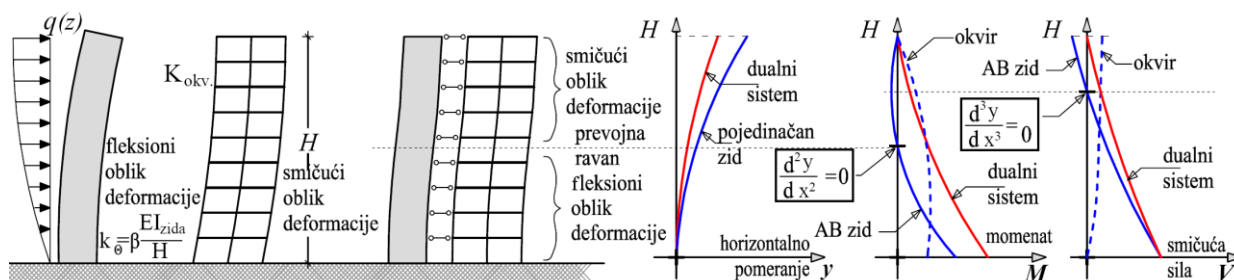
$$q(z) = q_0 \frac{1 - e^{-\alpha z/H}}{1 - e^{-\alpha}} \quad (6.16)$$

Gde za vrednost  $\alpha = 0$  funkcija opterećenja teži trougaonom opterećenju, a za vrednost  $\alpha = \infty$  teži uniformnom pravougaonom opterećenju.

Do trenutka pojave tečenja ivične armature zida u zoni plastičnog zgloba konzola se može smatrati potpuno uklještena. Nadalje fleksiona krutost zida naglo opada. Sa razvojem plastičnog zgloba u AB zidu doprinos okvira u ukupnoj nosivosti i krutosti raste. Glavni problem pojednostavljene metode je procena ekvivalentne krutosti okvira i zida. Mogući metod je redukcija krutosti usled prslina i popuštanja veze armatura-beton prema vrednostima za

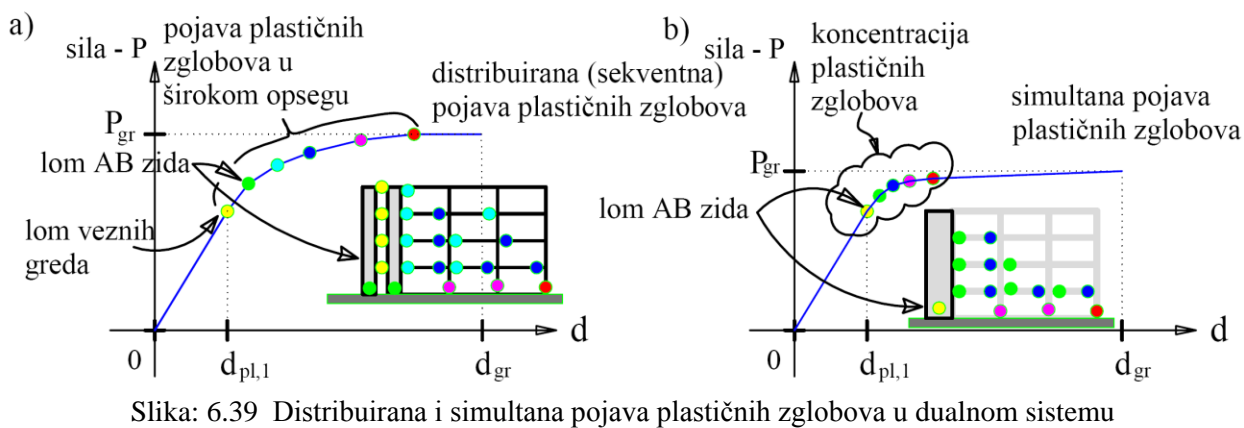
efektivnu krutost AB zidova iz tabele: 5.4 (ASCE 41-06) ili prema tabeli: 5.3 (PEER-TBI 2010). Parametarske studije pojednostavljenim modelom prikazane su u (Dazio i dr., 1999; Dazio, 2000).

Na slici 6.38 je data tipična preraspodela uticaja unutar komponenti dualnog nosećeg sistema. Iz uslova  $\frac{d^2 y}{dx^2} = 0$  dobija se visina prevojne ravni iznad koje deformaciona linija zida u dualnom sistemu menja nagib. Iznad te visine moment savijanja u zidu menja znak. Iz uslova  $\frac{d^3 y}{dx^3} = 0$  dobija se položaj nulte tačke smicanja. Iznad nulte tačke sila smicanja u zidu je suprotnog smera u odnosu na smer razmatranog horizontalnog dejstva. Na tom delu sistema sila smicanja u okviru je nominalno veća od ukupne smičuće sile dualnog sistema.



Slika: 6.38 Dijagram pomeranja i preraspodele horizontalnih uticaja nosećem sistemu zgrada

Efikasna metoda za procenu nelinearnog ponašanja dualnog sistema, uz sva svoja ograničenja, predstavlja NSPOA. U odnosu na sisteme sa dominantnim zidovima ili dominantnim okvirima koncept programiranog ponašanja je znatno teže ostvariti kod mešovito sistema. Razlog je mogućnost formiranja većeg broja plastičnih mehanizama u mešovitom sistemu (Dazio, 2000). Ponašanje dualnog sistema izloženog dejstvu zemljotresa biće prihvatljivo pod uslovom da su preduzete mere za ostvarenje povoljnog mehanizma loma. Pod ovim se podrazumeva stvaranje uslova za duktilan post-elastičan rad određenih elemenata, čime se ne ugrožava opšta stabilnost sistema. Međusobna preraspodela seizmičkih sila i odnos krutost-nosivost zida i elemenata okvira treba da obezbedi postepenu pojavu plastičnih zglobova. Pokazatelj povoljnog ponašanja dualnog sistema je redosled pojave plastičnih zglobova (razvoj grednog ili spratnog mehanizma) i sekventnost (podeljenost) pojave plastičnih zglobova na  $P-d$  krivoj. Distribuirana pojava plastičnih zglobova je povoljnija od simultane (slika: 6.39). Lom AB zidova smicanjem se ne sme dozvoliti, jer je time ugrožena globalna duktilnost sistema.



Na osnovu preraspodele ukupne smičuće sile između okvira i AB zidova u nivou prizemlja (prema EN 1998-1:2004) mešoviti sistemi zgrada se klasifikuju na:

a) Okvirni sistem. Kod koga AB okviri (ramovi) prihvataju više od  $65\% V_{base}$  ukupne smičuće sile u nivou temelja.

b) Dualni sistem. Kod koga se raspodela ukupne smičuće sile između okvira i AB zidova kreće u granici između  $35\%$  i  $65\% V_{base}$

- dualni sistem sa dominantnim delovanjem okvira

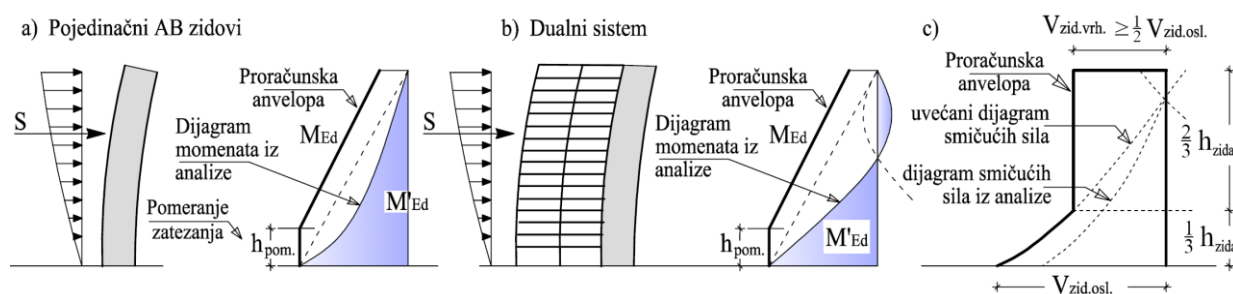
(okviri prihvataju od  $50\%$  do  $65\% V_{base}$ )

- dualni sistem sa dominantnim delovanjem zidova

(AB zidovi prihvataju od  $50\%$  do  $65\% V_{base}$ .)

c) Zidni sistem. Kod koga zidovi prihvataju više od  $65\% V_{base}$

Efekti interakcije okvira i zidova se povećavaju sa porastom spratnosti zgrade. Interakcija je izraženija kod vitkih zidova. Nepouzdanosti proračuna i postelastični dinamički efekti se moraju uvesti pri definisanju proračunske anvelope momenata savijanja i smičuće sile (EN 1998-1:2004).



Nepouzdanost stvarne raspodele momenta i smičuće sile po visini zida se mora uzeti na odgovarajući način. Dijagram proračunskog momenta savijanja po visini zida se uzima kao

anelopa dijagrama momenta dobijenog analizom konstrukcije koja je vertikalno pomena. Anelopa se može pretpostaviti kao prava linija ukoliko konstrukcija nema bitnih diskontinuiteta masa, krutosti ili nosivosti po visini (slika: 6.40-b). EN 1998-1:2004 zahteva povećanja transferzalne sile nakon pojave tečenja u osnovi zida ili usled dinamičkog efekta (slika: 6.40-c). Uslov se može smatrati ispunjen ukoliko se usvoji da je proračunska smičuća sila 50% veća od sile smicanja dobijene iz analize.

Koncept programiranog ponašanja EN 1998-1:2004 predviđa povećanje smičuće sile  $V'_{Ed}$  koja se dobija za umanjeno seizmičko opterećenje faktorom ponašanja  $q$ . Korekcijom inicijalne vrednosti  $V_{sd}$ , i njenim multipliciranjem faktorom uvećanja  $\varepsilon$  dobija se proračunska anelopa smičućih sila.

$$V_{Ed} = \varepsilon V'_{Ed} \quad (6.17)$$

Gde su:

$V'_{Ed}$  - smičuća sila dobijena iz analize;

$\varepsilon$  - multiplikacioni množilac.

$$\varepsilon = q \sqrt{\left(\frac{\gamma_{Rd}}{q} \cdot \frac{M_{Rd}}{M_{Ed}}\right)^2 + 0,1 \left(\frac{S_e(T_c)}{S_e(T_1)}\right)^2} \leq q \quad (6.18)$$

Gde su:

$q$  - faktor ponašanja koji se koristi u analizi;

$M_{Rd}$  - proračunski momenat savijanja u osnovi zida;

$M_{Ed}$  - stvarni momenat nosivosti u istom preseku;

$\gamma_{Rd}$  - koeficijent rezervne nosivosti armature koji obuhvata efekat očvršćavanja čelika (u nedostatku preciznijih podataka usvaja se 1,2);

$T_1$  - osnovni period vibriranja u razmatranom pravcu;

$T_c$  - gornja granica perioda vibracija za gornji maksimalni nivo spektralne krive ubrzanja;

$S_e(T)$  - ordinate spectra elastičnog odgovora.

Prvi član izraza predstavlja uticaj povećane nosivosti plastičnog zgloba na savijanje čime se direktno povećava i smičuća sila. Drugi deo izraza uvodi uticaj povećanja smičuće sile usled dinamičkog efekta. S obzirom da su ova dva efekta različita po svojoj prirodi i da se njihove maksimalne vrednosti ne dostižu u istom trenutku primenjuje statistička kombinacija ocene verovatnoće (square root of the sum of the squares - SRSS) njihovog maksimalnog efekta.

### 6.3 Metode seizmičke analize

Projektovanje seizmički otpornih konstrukcija zahteva primenu postupaka proračuna koji omogućuju dovoljno tačan uvid u realno ponašanje konstrukcije, uz racionalno angažovanje ljudskih i računarskih resursa. Analizom se definišu: matematički model, dejstva kojima će konstrukcija biti izložena, numerička aproksimacija pojave i metoda numeričke analize. Primenjena metoda analize mora biti dovoljno tačna ali ne treba očekivati da seizmička analiza može da predvidi stvaran odgovor konstrukcije. Razlozi za to su stohastička priroda zemljotresa, nedovoljno poznavanje seizmičkih parametara mikrolokacije, parametara tla, karakteristika konstrukcije i dr. Ova ograničenja su opšta i važe za metode linearne i nelinearne analize. Metode analiza konstrukcija za seizmička dejstva mogu biti statičke i dinamičke. Odluka o izboru metode analize za određenu fazu projekta je podjednako bitna kao izbor odgovarajuće tehnike modelovanja.

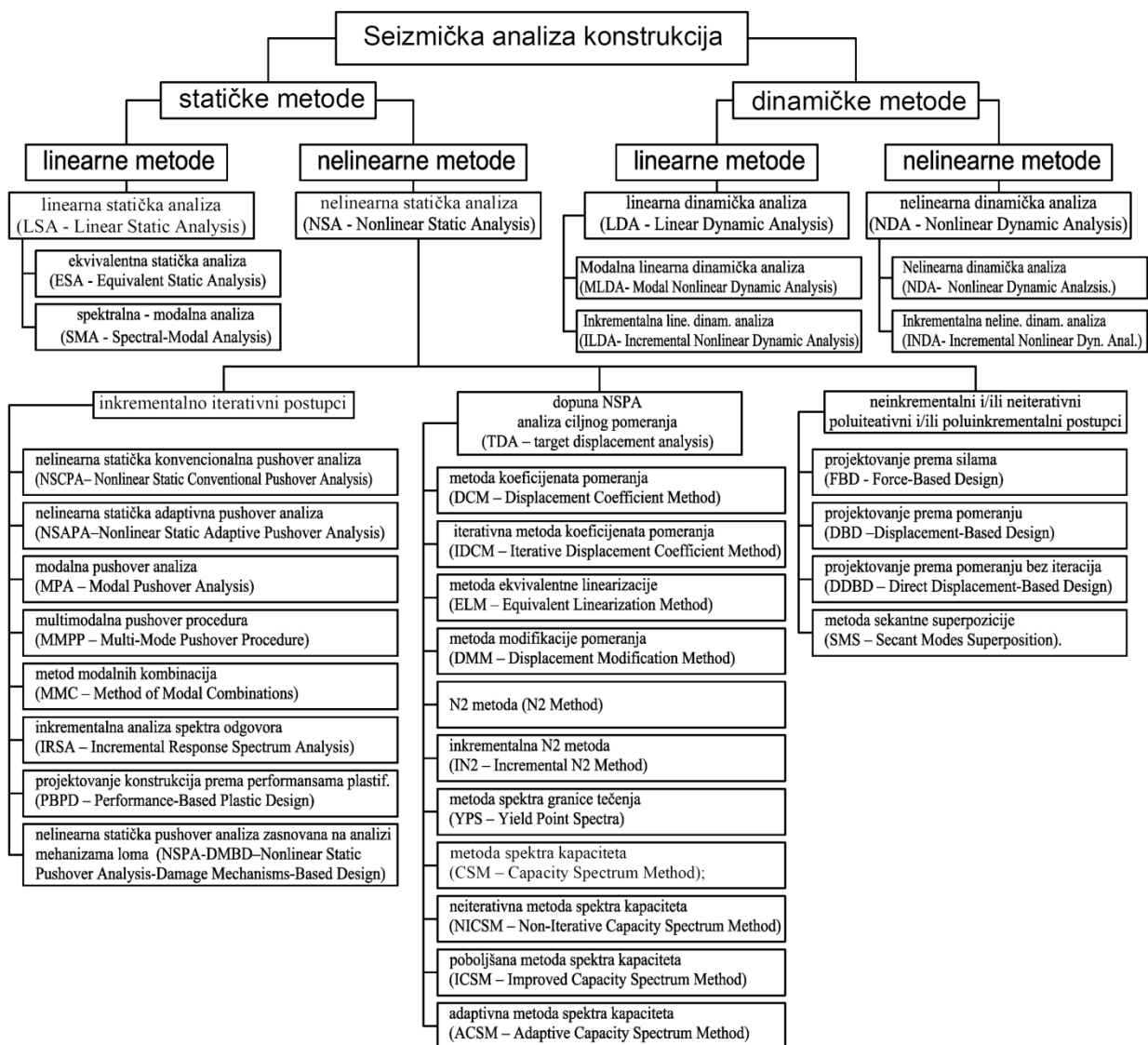
Model konstrukcije je idealizovana i pojednostavljena reprezentacija ponašanja konstrukcije za neko dejstvo. U zavisnosti od načina definisanja veza između spoljašnjih dejstava i odgovora konstrukcije matematički modeli mogu biti linearni i nelinearni. Nelinearnost ponašanja modela potiče od fenomena: velikih deformacija, velikih pomeranja i velikih naprezanja. Fenomen velikih deformacija predstavlja nelinearnost veze lokalne deformacije (dilatacije) i makro pomeranja. Fenomen velikih pomeranja uzrokuje nelinearnost uslova ravnoteže. Fenomen velikih naprezanja predstavlja nelinearnost veze lokalne deformacije (dilatacije) i napona. Da bi matematički model bio nelinearan neophodno je da obuhvata barem jedan od navedenih fenomena (Kovačević, 2006). Nelinearni fenomeni se mogu klasifikovati i prema uzroku pojave nelinearnosti na: geometrijsku nelinearnost, materijalnu nelinearnost, nelinearnost spoljašnjih dejstava u funkciji generalisanih pomeranja i nelinearnost usled promene konturnih uslova. Geometrijska nelinearnost je posledica velikih pomeranja i velikih deformacija. Materijalna nelinearnost je posledica velikih naprezanja i zavisi od prethodne istorije naprezanja.

Metodologija PBEE se razvijena u poslednje dve decenije najpre na determinističkom, a zatim i na probabalističkom nivou. Metode analize za procenu performansi koje proističu iz nelinearnog ponašanja konstrukcije moraju biti nelinearne. Matematički model za procenu seizmičkih kapaciteta mora biti pouzdan. Modeli koji uključuju materijalnu i geometrijsku nelinearnost su pouzdaniji ali zahtevaju veće računarske resurse.

Pri seizmičkoj analizi kombinacijom ovih modela i vrsta analize konstrukcija moguće je formirati četiri grupe seizmičke analize. U poslednjih nekoliko decenija razvijen je veliki broj metoda za seizmičku analizu konstrukcija. Ovde je dat kratak prikaz značajnijih metoda seizmičke analize. Prvi korak seizmičke analize je usvajanje adekvatnog dinamičkog modela i

redukcija stepeni slobode pomeranja masa. Dinamičkim modelom idealizujemo realnu konstrukciju i određujemo dinamičke karakteristike sistema. Šire teorijske osnove metoda analize mogu se naći u stručnoj literaturi, dok su ovde prikazane u sažetoj formi.

Uprkos napretku računarskih sposobnosti, NDA tek treba da bude široko prihvaćena u aseizmičkom projektovanju. NDA se primenjuje u retkim slučajevima i verovatno će tako ostati u bliskoj budućnosti. Iz tog razloga je naglasak stavljen na razvoj NSA metoda kao što su NSPOA u kombinaciji sa (target displacement analysis – TDA). Detaljna klasifikacija metoda seizmičke analize u rešavanju problema analize konstrukcija prema performansama data je u radu (Ćosić i dr., 2017).



Slika: 6.41 Sistematizacija metoda seizmičke analize (Ćosić i dr., 2017)

Fema 440 i ATC 40 daju detaljna uputstva u izboru tipa metode seizmičke analize konstrukcija. U njima su sumirani rezultati istraživanja kako bi se procenila sposobnost



nelinearnih statičkih metoda (Coefficient Method u FEMA 356 i Capacity-Spectrum Method u ATC-40) da približno simuliraju maksimalna pomeranja neelastičnih modela.

Značajan napredak PBEE i evolucija aseizmičkog građevinarstva ostvaren je zahvaljujući pojavi velikog broja metoda seizmičke analize. Njihov razvoj je bio uslovljen:

- povećanjem brzine obrade podataka računaram,
- značajnim napredkom u razvoju konstitutivnih modela za razne aspekte ponašanja materijala bitnih za seizmički odgovor konstruktivnih elemenata,
- razvojem pojednostavljenih metoda koje mogu relativno precizno da obuhvate ponašanje sistema čija je analiza nekada bila moguća jedino detaljnim analizama.

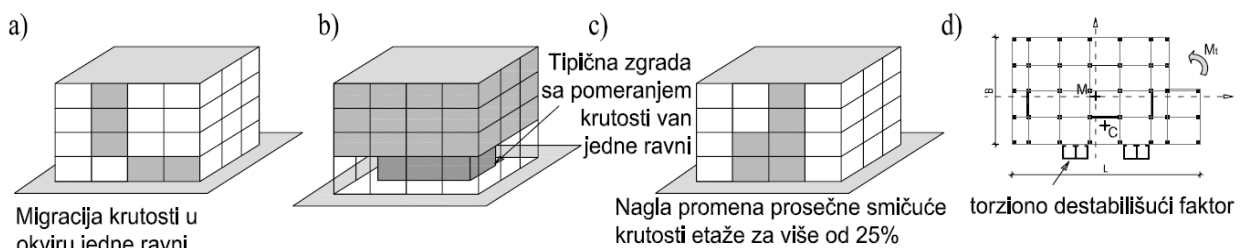
Time se stvorila mogućnost nelinearne seizmičke analize MDOF i prostornih sistema. Treba istaći da je sa povećanjem brzine rada računara težište problema prebačeno sa same analize na postupak formiranja i razvoja proračunskog (matematičkog) modela. Vreme samog proračuna je postalo relativno kratko. Razvoj konstitutivnih modela je pratio realizaciju velikog broja eksperimentalnih istraživanja pojedinačnih konstruktivnih elemenata i konstruktivnih sklopova u punoj veličini. Aktuelni konstitutivni modeli imaju mogućnost simulacije ponašanja AB u punom opsegu naprezanja, od početnog ponašanja (pre pojave prslina), do pojave tečenja armature, odljuskavanja zaštitnog sloja, izvijanja podužne armature do konačnog loma.

Paralelnim razvojem mikro modela (formulacija zavisnosti  $\sigma - \varepsilon$ ) i uključenjem u MKE razvijeni su i kalibrirani makro modeli konstitutivnih relacija (momenat-krivina ili sila-pomeranje) koji se koriste u analizi ponašanja ukupnog sistema. Pored MKE (finite element method-FEM) za matematičko-numeričko modeliranje i simulaciju ponašanja konstrukcija i procenu aseizmičkih performansi razvijen je i metod graničnih elemenata (boundary element method-BEM). Značajniju primenu u dinamičkoj i seizmičkoj analizi progresivnog kolapsa konstrukcija pronašla je metoda primenjenih elemenata (applied element method-AEM). Komercijalni programski paketi MKE za analizu konstrukcijskih i geotehničkih sistema su postali lako dostupni. Time je omogućeno modelovanje interakcije tlo-konstrukcija, koji je u mnogim slučajevima od ključnog značaja za seizmički odgovor sistema.

Procena seizmičkih performansi (za postojeće objekte se može sprovesti prema FEMA 273 i 356 koja predviđa četiri različite procedure: linearna-statička, linearna-dinamička, nelinearna-statička (push-over analysis POA) i nelinearna-dinamička. Upotrebom jedne od navedenih procedura može se proceniti ponašanje konstrukcije, uočiti kritična mesta i nedostaci. Rezultati ovih analiza pružaju ključne informacije za izbor odgovarajućih korekcija u postupku projektovanja. Linearna statička i dinamička procedura seizmičkog proračuna daje seizmičke

sile, njihovu raspodelu po visini objekta kao i odgovarajuća pomeranja podrazumevajući elastično ponašanje konstrukcije. U praksi seizmički proračuni su i dalje bazirani na linearnoj analizi. Linearna analiza je neophodna i kao početni korak u nelinearnoj analizi. Linearna analiza uz pridržavanje opštih preporuka aseizmičkog projektovanja i upotrebu metode programiranog ponašanja (Capacity design) daje zadovoljavajuću aseizmičku otpornost i pri najačim zemljotresima (Maximum Considered Earthquake - MCE) (Paulay i Priestley., 1992). Linearna analiza može dovoljno tačno da simulira ponašanje konstrukcija samo za zemljotrese niže do umerene jačine gde ne dolazi do značajnijeg nelinearnog ponašanja konstrukcije. Metode analize koje su implementirane u propise mnogih zemalja baziraju se na linearnoj analizi. Ograničenje metode su: regularnost objekta i uslov da raspored oštećenja mora biti ravnomeran tj. ne sme biti koncentracije oštećenja u pojedinim delovima konstrukcije. Iskustva iz već dogođenih zemljotresa srednjeg nivoa jačine (Service Level Earthquake – SLE) i pojava značajnih oštećenja na novim konstrukcijama sračunatih na osnovu linearne analize ukazuju na nedostatke ove metode.

Prema smernicama FEMA 356 linearne metode se ne mogu upotrebljavati za neregularne konstrukcije. Linearna analiza nije dozvoljena ukoliko postoji diskontinuitet krutosti po vertikali (posmatrano u jednoj ravni ili van jedne ravni), razlika krutosti dve etaže za više od 25%, razlika u masi etaže za više od 50%, ukoliko postoji torziona neregularnost (razlika u pomeranjima ivice u odnosu na težište etaže za bilo koji pravac ne sme da pređe 50%), ukoliko je dužina ili širina etaže za 40% manja od prethodne, ukoliko je prvi sopstveni period konstrukcije 3.5 veći od prve granične vrednosti na horizontalnom elastičnom spektru odgovora ( $T_0$  u FEMA356 ili  $T_B$  u EC8). Veliki nedostatak linearnih metoda je nepostojanje uvida u nosivost i duktilnost pojedinih konstruktivnih elemenata.



Slika: 6.42 Ograničavajući faktori primene linearnog seizmičkog proračuna, prema: (FEMA 273)

Za procenu ponašanja nosećeg konstruktivnog sistema u nelinearnom domenu, procenu oštećenja na konstruktivnim i nekonstruktivnim elementima, oštećenjima na opremi i instalacijama neophodna je primena nelinearnih metoda. Nelinearni postupci seizmičkog proračuna mogu biti: NSA i NDA. Nelinearna statička analiza (Nonlinear Static Analysis-NSA), takođe poznata kao Push-over analiza (N2-metoda prema EC8). POA se sastoji od bočnog

guranja konstrukcije u jednom smeru odgovarajućom bočnom silom ili pomeranjem konstrukcije do dostizanja unapred definisane vrednosti ciljnog pomeranja. Slučaj pojave numeričke nestabilnosti u određenom koraku proračuna ukazuje na kolaps konstrukcije. Linearne procedure imaju svoja ograničenja, ali sa druge strane nelinearne analize su znatno komplikovanije. NSA se češće koristi nego NDA. Uprkos napredku računarskih resursa, NDA tek treba da bude široko prihvaćena u aseizmičkom projektovanju. Iz tog razloga je veliki akcenat stavljen na razvoj NSA metoda kao što su NSPOA u kombinaciji sa TDA. Detaljna klasifikacija metoda seizmičke analize u rešavanju problema analize konstrukcija prema performansama data je u radu (Ćosić i dr., 2017).

Dinamičko ponašanje konstrukcija je definisano složenom interakcijom mnogobrojnih faktora i može se dovoljno tačno sagledati samo pomoću NDA. Nelinearni dinamički postupak direktne integracije vremenskog zapisa (Time History Analysis-THA) daje precizniju procenu dinamičkog odgovora konstrukcije. Pri rešavanju jednačina kretanja mogu se primeniti: inkrementni postupci, iterativni postupci i njihova kombinacija -mešoviti postupci. Bez obzira na primenjeni postupak rezultati analize su veoma osetljivi na karakteristike upotrebljivih zapisa ubrzanja tla. U anlizi se koriste zapisi već dogođenih zemljotresa koji su prethodno obrađeni skaliranjem na određeni nivo maksimalnog ubrzanja. Takođe mogu se koristiti i veštački generisani zapisi sa ciljano izabranim frekventnim karakteristikama. Bitne karakteristike primenjenih akcelorograma su: maksimalno ubrzanje tla  $max a_g$ , vreme trajanja intenzivnog dela zemljotresa  $t_d$ , dominantni period vibriranja tla  $T_g$ . U svakom slučaju analizu treba obaviti za veći broj zapisa ubrzanja tla. Ovo se takođe odnosi i na linearno-dinamičku analizu. FEMA 356 i EN 1998-1:2004 daju preporuke za minimalni broj zapisa koji treba upotrebiti za THA.

### 6.3.1 Metod ekvivalentnog statičkog opterećenja (ELF)

Metoda ekvivalentnog statičkog opterećenja je u propisima najzastupljenija metoda seizmičke analize. Njena pozitivna strana je jednostavnost i lako razumevanje. Ograničenje metode je nemogućnost primene na neregularne konstrukcije. Kod zgrada prvi ton vibriranja je najčešće dominantan i većina propisa se zasniva na njemu uz pretpostavku elastičnog odgovora konstrukcije na pomeranje tla pri zemljotresu. Metoda odražava tradicionalan način upotrebe zavisnosti napon-deformacija u konstitutivnim materijalima. Metoda ELF se bazira na uprošćenoj spektralnoj analizi ekvivalentnog SDOF. Ukupno seizmičko opterećenje  $F_{seiz}$  je u funkciji dinamičkih karakteristika konstrukcije, značaja objekta, karakteristika tla i nivoa seizmičkog hazarda.

$$F_{seiz} = S_d \cdot G \quad (6.19)$$

Gde je  $G$  ukupna težina objekta.

Upotrebom adekvatne spektralne krive određuje se ekvivalentno statičko opterećenje. Konstrukcija se modelira linearno elastičnom krutošću sa ekvivalentnim viskoznom prigušenjem u skladu sa realnim ponašanjem za vreme zemljotresa (uobičajeno  $\xi=5\%$ ). Elastični odgovor konstrukcije daje gornju granicu seizmičkog opterećenja. U zavisnosti od kapaciteta nelinearne deformacije konstrukcije (tečenje armature, pojava prslina u betonu,..) maksimalno seizmičko opterećenje se smanjuje redukcionim faktorom (faktor ponašanja  $q$  prema: EN 1998-1:2004) na projektno seizmičko opterećenje. Vrednost redukcionog faktora se propisima uobičajeno uzima nezavisno od perioda vibracija. Za realniju procenu ponašanja konstrukcija pod seizmičkim dejstvom i određivanje njene potrebne nosivosti neophodno je faktor redukcije usvojiti u funkciji frekventnog područja i obezbeđenog nivoa duktilnosti (Lađinović, 2002). Minimalna vrednost redukcionog faktora se ograničava svakim seizmičkim propisima na primer EN 1998-1:2004 faktor ponašanja ograničava na  $q_{min}>1.5$ . Sa smanjenjem proračunskih seizmičkih sila rastu nelinearne deformacije koje konstrukcija treba da podnese bez smanjenja nosivosti. EN 1998-1:2004 predviđa tri nivoa projektog opterećenja u zavisnosti od obezbeđene klase duktilnosti: DCH klasa visoke duktilnosti sa najnižim projektim opterećenjem, DCM klasa srednje duktilnosti i DCL klasa niske duktilnosti (najviši nivo seizmičkog opterećenja). Za određenu klasu duktilnosti dati su odgovarajući uslovi oblikovanja detalja kojim se osigurava zahtevani nivo ponašanja konstrukcije. Procedura seizmičke analize zgrada metodom ekvivalentnog statičkog opterećenja sastoji se iz proračuna: osnovnog perioda vibracija konstrukcije, ukupne seizmičke sile, preraspodele ukupne seizmičke sile po tavanicama, napadne tačke pripadajuće sile tavanice (centar mase date etaže) i analize konstrukcije od tako zadatih sila. ELF sa porastom visine zgrade daje nepouzdanije rezultate. Kod visokih objekata sa dužim periodama vibracija raste uticaj viših tonova. Pravilnikom iz 1981. je ovo korigovano koncentrisanjem 15% ukupone seizmičke sile na najvišoj etaži. U području dužih perioda EN 1998-1:2004 koeficijentima  $k_1$  i  $k_2$  koriguje funkcije elastičnog spektra. ASCE 7-10 u oblasti srednjih i dužih perioda preko bilinearne promene koeficijenta  $k$  utiče na preraspodelu seizmičkog opterećenja po visini zgrade. Za razliku od (Pravilnika GSP, 81) koji ne predviđa istovremenu analizu uticaja iz dva pravca, prema (EN 1998-1:2004 i ASCE 7-10) prostorno seizmičko dejstvo se približno može uzeti kombinacijom maksimalnog dejstva u jednom pravcu i 30% dejstva upravnog pravca.

### 6.3.2 Metod modalno spektralne analize

Modalna analiza je linearna dinamička metoda sistema sa  $n$  stepeni slobode. Metoda se zasniva na postupku prevođenja sistema diferencijalnih jednačina (6.1) u sistem nezavisnih jednačina uz transformaciju na modalne koordinate (razvijanje po svojstvenim periodima

vibracija). Matrice krutosti i prigušenja se dijagonalizuju. Diskretni sistem sa  $n$  stepeni slobode se rastavlja na  $n$  nezavisnih jednačina sa jednim stepenom slobode. Ovo rastavljanje predstavlja modalnu analizu. Uvodi se pretpostavka da proizvoljni vektor pomeranja  $\{u\}$  u transformaciji može da se izrazi kao linearna kombinacija vektora pomeranja za svaki izabrani sopstveni oblik vibracija.

$$\{u\} = [\Phi]\{Y\}, \quad [\Phi]^T [K][\Phi] = [\Omega^2], \quad [\Phi]^T [M][\Phi] = [I] \quad (6.20)$$

Gde su:

$\{Y\}$  – vektor modalnih koordinata,

$[\Phi]$  – modalna matrica (kolone matrice su vektori svojstvenih oblika vibracija),

$[\Omega^2]$  – dijagonalna matrica kvadrata svojstvenih vrednosti.

Uvođenjem pretpostavke o proporcionalnom prigušenju nakon transformacije se dobija sistem nezavisnih diferencijalnih jednačina. Broj jednačina zavisi od broja svojstvenih frekvencija sistema usvojenih za analizu. Pojedinačne jednačine imaju oblik:

$$\ddot{y}_i(t) + (2\xi_i\omega_i)\dot{y}_i(t) + \omega_i^2 y_i(t) = [\Phi]_i^T \{F(t)\} \quad i = 1, \dots, n \quad (6.21)$$

Gde su:

$\xi_i$  - koeficijent modalnog prigušenja,

$\omega_i$  - svojstvena vrednost  $i$ ,

$[\Phi]_i$  - kolona matrice  $[\Phi]$  za  $i$ -ti ton vibracija.

Rešenje jednačine (6.21) se daje u vidu Duhamelovog integrala. U zavisnosti od oblika funkcije  $F(t)$  koja je u opštem slučaju aperiodična primenjuje se neki od numeričkih postupaka integracije. U narednom koraku se rešenja  $y(t)$  transformišu u polazni koordinatni sistem tj. određuje se vektor pomeranja  $\{u\}$ . Rešenje sistema jednačina se dobija superpozicijom rešenja pojedinačnih jednačina koje odgovaraju svakom svojstvenom obliku vibracija. Odgovor konstrukcije (presečne sile, deformacije,...) jednak je sumi pojedinačnih doprinosa svih svojstvenih oblika vibracija.

$$r(t) = r_1(t) + r_2(t) + \dots + r_n(t) \quad (6.22)$$

Modalna analiza se često koristi u kombinaciji sa spektrima odziva. Ovaj postupak je implementiran u propise mnogih zemalja (multi modalna analiza - MMA). Primena ove metode je moguća kako kod ravanskih tako i kod prostornih sistema. Postupkom spektralne modalne

analize se dobijaju isključivo maksimalne vrednosti presečnih sila ali ne i vremenska istorija odziva. Maksimalne vrednosti odziva nastupaju u različitim trenucima i za različite svojstvene oblike. Standardna superpozicija nije moguća. Već se vrednosti dobijaju kao kombinacija maksimalnih pojedinačnih doprinosa svakog svojstvenog oblika tzv. „statistička superpozicija“. Kombinacije koje se koriste u spektralnoj analizi su:

ABS – suma apsolutnih vrednosti (absolute sum). Ova kombinacija daje najveće moguće vrednosti i retko se primenjuje u građevinskom inženjerstvu,

$$r = \sum_{i=1}^n |r_i| \quad (6.23)$$

SRSS – kvadratni koren iz sume kvadrata (Square root of sum squares). Upotrebljava se uz pretpostavku međusobne nezavisnosti svojstvenih tonova. Ova kombinacija ne daje zadovoljavajuće rezultate kod konstrukcija sa približno istim vrednostima svojstvenih perioda.

$$r = \sqrt{\sum_{i=1}^n r_i^2}, \quad \text{za} \quad T_i \leq 0.9T_j \quad (6.24)$$

CQC – kompletna kvadratna kombinacija (Complete quadratic combination)

$$r = \sqrt{\sum_{i=1}^n r_i^2 + \sum_{j=1}^n \sum_{i=1}^n \rho_{ij} r_j r_i}; \quad i \neq j \quad (6.25)$$

Gde je  $\rho$  korelacioni faktor koji je u funkciji prigušenja i odnosa svojstvenih perioda  $i$ -tog i  $j$ -tog oblika vibracija. Faktor  $\rho$  se kreće u granicama od 0 do 1 za  $i \neq n$  i ima jediničnu vrednost za  $i = n$ .

### 6.3.3 Pushover analiza (N2 – metod)

Složenost THA za široku praktičnu primenu uslovlila je razvoj pojednostavljenih nelinearnih metoda seizmičke analize. Pushover analiza (POA) koristi pojednostavljenu nelinearnu analizu za procenu deformacije konstrukcije. Uvodi se pretpostavka da je odgovor konstrukcije po obliku jednak prvom svojstvenom obliku (ili prvih nekoliko oblika) i taj oblik ostaje isti tokom elastičnog i plastičnog odgovora konstrukcije. Ovo daje osnovu za prevođenje dinamičkog u statički problem (Krawinkler i dr., 1998). Metoda se primenjuje za objekte u kojima nisu značajni efekti viših oblika vibracija. Kriterijum je ispunjen ukoliko prvi ton vibracija daje 90% ukupne seizmičke energije. Metoda je primenljiva za regularne objekte jer se torzioni efekti teško obuhvataju. Nedostatak metode je i nemogućnost modelovanja promene dinamičkih karakteristika (perioda vibracija) sa progresijom degradacije krutosti sistema.

Pomeranja tačaka MDOF indukovana zemljotresom izražavaju se jednačinom:

$$[M]\{\ddot{u}\} + [C]\{\dot{u}\} + \{F\} = -[M]\{1\}\ddot{u}_g \quad (6.26)$$

Gde su:

$\{F\}$  – vektor raspodele sila po spratovima,

$\{1\}$  – vektor pomeranja masa pri jediničnom pomeranju tla,

$\ddot{u}_g$  – akceleroگرام pomeranja tla.

Uz usvajanje prvog tona vibracija za definisanje vektora relativnih pomeranja tačaka MDOF  $\{\Phi\}$  koji nije u funkciji vremena. Vektor pomeranja je tada  $U = \{\Phi\}u_t$ . Dinamička jednačina MDOF sistema se transformiše u:

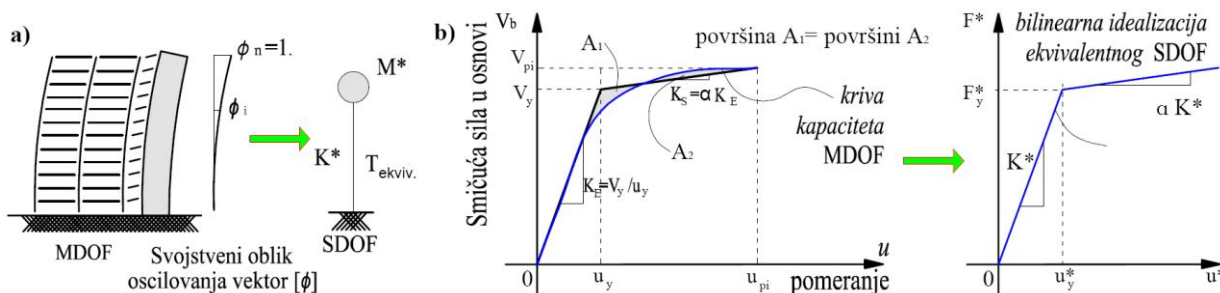
$$[M]\{\Phi\}\ddot{u}_t + [C]\{\Phi\}\dot{u}_t + \{F\} = -[M]\{1\}\ddot{u}_g \quad (6.27)$$

A pomeranje SDOF sistema je:

$$u^* = \frac{\{\Phi\}^T [M] \{\Phi\}}{\{\Phi\}^T [M] \{1\}} u_t \quad (6.28)$$

Transformacijom jednačine 6.27 dobija se diferencijalna jednačina odgovora ESDOF:

$$[M]^* \ddot{u}^* + [C]^* \dot{u}^* + F^* = -M^* \ddot{u}_g \quad (5.10)$$



Slika: 6.43 a) Koncept transformacije MDOF u SDOF, b) Transformacija krive kapaciteta MDOF u bilinearnu idealizaciju ESDOF

Sa grafika zavisnosti sile–pomeranja očitavaju se najvažniji parametri konstrukcije: krutost, nosivost i duktilnost. U drugom koraku se usvaja ekvivalentan SDOF sistem kojim se simulira odziv date konstrukcije koja osciluje u prvom tonu. Efektivni period vibracija ESDOF sistema je dat izrazom:

$$T_{ef} = 2\pi \sqrt{\frac{M^*}{K^*}} \quad (6.29)$$

Gde je  $K^*$  predstavlja elastičnu krutost ESDOF sistema:

$$K^* = \frac{F_y^*}{u_y^*} \quad (6.30)$$

POA ili (nonlinear static pushover analysis - NSPA) se sprovodi u kapacitivnom domenu. Na osama kapacitivnog domena predstavljaju se parametri odgovora konstrukcije. Paralelno sa POA realnog sistema sprovodi se i analiza ciljanog pomeranja SDOF sistema pomoću TDA. Cilj postupka POA je definisanje krive pomeranja vrha sistema-ukupna smičuća sila. Ovim se ostvaruje uvid u ukupnu bočnu nosivost, globalno elastično i post elastično ponašanje sistema. Prema EN 1998-1:2004 u matematičkom modelu sistema se uključuje nosivost i postelastično ponašanje pojedinačnih konstruktivnih elemenata. Na nivou elementa najmanje je potrebno uvesti bilinearnu zavisnost sila-deformacija (EN 1992-1:2004). Ponašanje pojedinačnih elemenata se prema FEMA 356 može modelirati različitim tipovima krivi zavisnosti sila-deformacija (slika 6.28). Mesta mogućih plastičnih zglobova se unapred definišu, čime se stvara preduslov za formiranja poželjnog mehanizma loma konstrukcije. Nelinearne deformacije elemenata sistema tada imaju kontrolisani razvoj čime se sprečava pojava potpunog kolapsa konstrukcije.

POA se generalno mogu podeliti u tri grupe: konvencionalne metode, adaptivne metode i energetske POA (Energy-Based pushover metode – BPOA). Konvencionalne POA su: metoda spektra kapaciteta CSM, iterativna metoda spektra kapaciteta ICSM, N2, metoda koeficijenta pomeranja (displacement coefficient method – DCM) i modalna pushover analiza (modal pushover analysis – MPA). Adaptivne POA su skorijeg datuma i sofisticiranije su varijante konvencionalnih metoda. Veći broj autora je izvršio unapređenje POA i proširio primenu ove nelinearne statičke metode (Chopra, 2002; Gupta i dr., 2000; Bracci i dr., 1997). Predloženi su multimodalni i adaptivni postupci POA, u smislu prilagođenja vertikalne distribucije bočnog opterećenja sa permanentnim ažuriranjem tokom analize. Na ovaj način, krutost sistema na različitim nivoima utiče na promenu seizmičkog dejstva, degradaciju krutosti i produženje perioda vibracija. Time se uspešno može modelirati promena inercijalnih sila tokom dinamičke analize za različite nivoe deformacije sistema. EBPOA se zasnivaju na principu da su sile ili pomeranja koja se nanose na sistem u funkciji inercijalnih karakteristika i kinetičke energije sistema. To znači da POA treba da zavisi od seizmičkog inputa, jer ne postoji jedinstven odgovor sistema nezavisno od seizmičkog intenziteta.

Širu primenu su ostvarile metode koje su ugrađene u procedure pojedinih normi CSM u ATC 40, DCM u FEMA 273 i EN 1992-1:2004 (N2 metod). N2 metoda se bazira na dinamičkoj analizi ESDOF i nelinearnim spektrima. Metoda se može smatrati kao kombinacija POA i spektralne analize. Postupak N2 je najpre predstavio (Fajfer i dr., 1988) kao alternativu CSM.

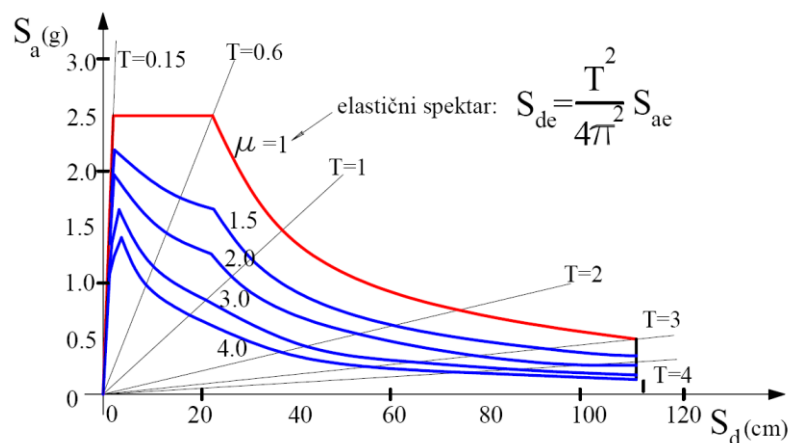


Razlika je u spektru upotrebljenog za procenu ciljnog pomeranja. N2 je nelinearna metoda i koristi dva različita modela u osam koraka proračuna. U prvom koraku se NSA (postupkom naguravanja) MDOF odredi odnos između ukupne bočne sile u osnovi i pomeranja vrha sistema. Pushover kriva se konvertuje u krivu kapaciteta za ESDOF (slika 6.43-b) uz upotrebu sledećih jednačina:

$$S_a = \frac{V_b}{\Gamma_j M^*} \quad i \quad S_d = \frac{u}{\Gamma_j \phi_n} \quad (6.31)$$

Gde je  $M^* = \sum M_i \phi_{ij}$  efektivna masa zgrade,  $\phi_n$  - pomeranje vrha i  $\Gamma_j$  - koeficijent participacije forme  $j$ .

Zatim se vrši konverzija krive kapaciteta u spektralnu krivu (format ubrzanje-pomeranje), koji je pogodan za vizuelni pregled osnovnih promeljivih koje čine seizmički odgovor sistema. Seizmičko dejstvo se ilustruje elastičnim spektrom ubrzanja koji predstavlja seizmičko dejstvo na predmetnoj lokaciji za određeni projektni nivo seizmičkog hazarda ( $T_{pov.} = 475 \text{ god.}$ ). S obzirom da je ovo nelinearna metoda, nelinearni spektri se definišu pomoću dva faktora: duktilnosti  $\mu$  i  $R_\mu$  faktora redukcije. Faktor redukcije zavisi od obezbeđenog nivoa duktilnosti konstrukcije tj. od sposobnosti histerezisnog disipiranja seizmičke energije unete u sistem. Radijalne linije predstavljaju vrednosti perioda vibracija.



Slika: 6.44 Spektar zahteva (N2 metod)

Vrednosti spektralnog ubrzanja i spektralnog pomeranja za nelinearan SDOF sistem uz usvojenu bilinearnu zavisnost sila-pomeranje se dobijaju iz izraza:

$$S_a = \frac{S_{ae}}{R_\mu} \quad i \quad S_d = \frac{\mu}{R_\mu} S_{de} = \frac{\mu T^2}{R_\mu 4\pi^2} S_{de} = \mu \frac{T^2}{4\pi^2} S_a \quad (6.32)$$

Za vrednost faktora redukcije su data nekoliko predloga. Treba istaći da  $R_\mu$  ne predstavlja redukcionu faktor seizmičkog dejstva koji se uzima prema propisima. Faktor redukcije uzet u

propisima je veći jer obuhvata i rezidualnu (rezervnu) nosivost konstrukcije. Uobičajeno se vrednost  $R_\mu$  usvaja prema predlogu (Fischinger i Fajfar, 1994) kao:

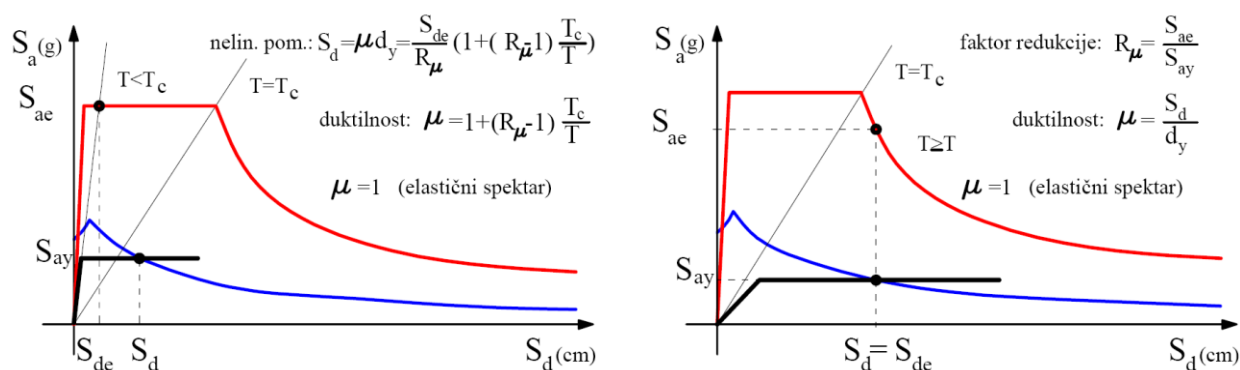
$$R_\mu = 1 + (\mu - 1) \frac{T}{T_c} \quad \text{za } T < T_c \quad \text{i} \quad R_\mu = \mu \quad \text{za } T_c \leq T \quad (6.33)$$

Gde je  $T_c$  karakterističan period definisan kao središna vrednost između oblasti kratkih i srednjih perioda (između oblasti konstantnog ubrzanja i konstantne brzine).

U trećem koraku se sprovodi POA sistema podvrgnutog bočnom dejstvu, koje odgovara inercijalnim silama tokom seizmičkog dejstva. Postepenim povećanjem bočne sile, konstruktivni elementi sukcesivno dostižu elastičnu nosivost i dolazi do neelastičnog ponašanja unapred definisanih plastičnih zglobova. Rezultat je postepen pad globalne krutosti sistema. Raspored seizmičkih sila po visini zgrade je značajan. Upotrebom različitih raspodela bočnog opterećenja dobijaju se različite krive sila-pomeranje. FEMA 356 i EN 1998-1:2004 preporučuju minimum dve raspodele. EN 1992-1:2004 propisuje ravnomernu raspodelu (sile su proporcijalne masama etaža) i modalnu preraspodelu bočnog dejstva (sile raspoređene prema raspodeli usvojenoj u elastičnoj analizi). Upotrebljava se niz drugih raspodela obrnuta trougaona, adaptivna i dr. Raspodela prema FEMA356 uključuje koeficijentat  $k$  koji zavisi od osnovnog perioda vibracija sistema.

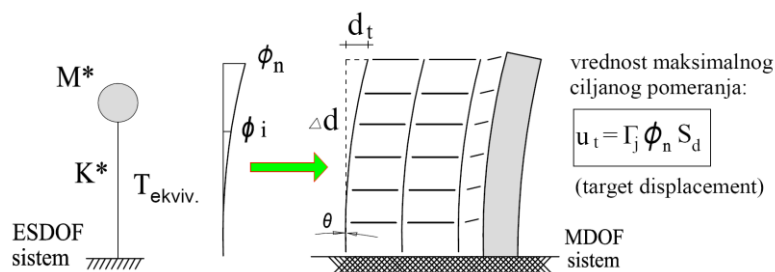
$$F_i = \frac{W_i h_i^k}{\sum_{i=1}^n W_i h_i^k} V_b \quad (6.34)$$

U četvrtom koraku se kriva kapaciteta MDOF pojednostavljuje kao idealizovana bilinearna kriva ESDOF (slika 6.43-b). U petom koraku se seizmički zahtevi ESDOF određuju prema grafičkom postupku prikazanom na slici 6.45. Na istoj slici je neophodno nacrtati i bilinearnu krivu kapaciteta razmatrane konstrukcije i spektar zahteva za projektno seizmičko dejstvo. Spektralno ubrzanje  $S_{ay}$  određuje nivo seizmičkog dejstva i kapacitet nosivosti koji je potreban.



Slika: 6.45 Određivanje ciljnog pomeranja za ESDOF sistem za  $T < T_c$  i  $T \geq T_c$  (N2 metod)

Za slučaj kada je period vibracija manji od karakterističnog perioda pomeranja tla  $T_c$  pomeranje će biti uvek veće od inicijalnog elastičnog pomeranja. Slika 6.45-b se primenjuje za zgrade sa srednjom i dugom periodom vibracija kod kojih je pomeranje linearnog i nelinearnog sistema jednako. U šestom koraku se određuju globalni seizmički zahtevi za MDOF sistem. Maksimalno pomeranje ESDOF sistema se pretvara u vrednost ciljnog pomeranja vrha višespratne konstrukcije (Target Displacement).



Slika: 6.46 Transformacija pomeranja SDOF sistema u pomeranja date konstrukcije

U sedmom koraku se određuju pojedini seizmički zahtevi za razmatranu konstrukciju. Uticaji i deformacije se određuju nelinearnom statičkom analizom za MDOF sistem. Za maksimalno realizovano pomeranje vrha konstrukcije  $u_t$  određuju se diferencijalna spratna pomeranja, rotacije čvorova, i dr). U osmom koraku proveravaju se seizmičke performanse razmatrane konstrukcije.

#### 6.3.4 Metod linearne dinamičke analize (Linear Dynamic Analysis - LDA)

Linearna dinamička metoda je pogodna za procenu ponašanja neregularnih i/ili dinamički složenih konstrukcija zgrada. Neregularnost uzrokovana diskontinualnim rasporedom mase i krutosti je karakteristična za zgrade sa kompleksnim arhitektonskim rešenjem ili asimetričnom konfiguracijom osnove. Dinamička kompleksnost je izražena kod fleksibilnih sistema. Na ponašanje vitkih konstrukcija (visokih zgrada) značajno utiču viši sopstveni oblici vibracija. Metoda je naročito pogodna za analizu visokih zgrada na dejstvo vetra. LDA se koristi za određivanje uticaja pojedinih tonova na performanse sistema pri dinamičkom dejstvu. Značaj viših tonova zavisi od odnosa osnovnog tona konstrukcije i dinamičkih karakteristika pomeranja tla. Ukoliko sistem pri dinamičkom dejstvu dominantno vibrira u obliku prvog tona dozvoljena je LSA. Interakcija konstrukcija-tlo se tada modeluje projektnim spektrom odgovora tj. pogodna je ELF metoda.

Jednačina kretanja sistema je identična sa 6.35 tim što se matrice mase, krutosti i prigušenja ne menjaju sa vremenom. Za rešenje sistema diferencijalnih jednačina se mogu primeniti sledeća

dva postupka: metoda modalne superpozicije (primenjuje se isključivo za linearne sisteme), metoda direktne integracije (ima opštu primenu za linearne i nelinearne sisteme).

Postupkom modalne dekompozicije uz upotrebu ortogonalnosti sopstvenih vektora sistem jednačina kretanja se transformiše u sistem nezavisnih jednačina ravnoteže. Time se mogu razmatrati vibracije sistema u svakom sopstvenom tonu posebno. Integracija sistema se vrši nekim od postupaka numeričke integracije. Kao rezultat se dobija vremenska promena pomeranja sistema po pojedinim sopstvenim formama (modalno rešenje). S obzirom da je rešenje linearno ukupan odgovor u svakom trenutku se dobija jednostavnim sabiranjem pomeranja po pojedinačnim formama. Ovo je značajna prednost u odnosu na metodu spektralne analize. U analizu se uključuju svi sopstveni oblici koji značajno utiču na ukupan odgovor sistema. Obično je dovoljno obuhvatiti nekoliko prvih sopstvenih formi.

Modalna superpozicija može da se kombinuje sa spektrima odgovora. Time se dobija maksimalna vrednost, ali ne i vremenska istorija odgovora. S obzirom da maksimalne vrednosti nastaju u različitim trenucima za različite svojstvene oblike nije moguća direktna superpozicija. Vrednost uticaja se dobija nekom od metoda statističke superpozicije npr. SRSS ili (complete quadratic combination – CQC). Metoda je pogodna za sisteme sa malim brojem stepeni slobode i modele za koje je dovoljno da se odredi samo mali broj najnižih svojstvenih vrednosti. Nedostatak ove metode je nemogućnost obuhvatanja nelinearnog ponašanja materijala.

### **6.3.5 Metod nelinearne dinamičke analize u vremenu (Nonlinear Time history analysis - NTHA)**

Metoda direktne numeričke integracije daje vremenski tok odgovora konstrukcije. Metoda se zasniva na numeričkoj integraciji jednačina kretanja. Integrija se realizuje direktno u određenim trenucima vremena bez ikakvih transformacija jednačina kretanja. Ova metoda je najsloženija i najtačnija. Rezultati analize se osipaju sa upotrebom različitih: zapisa kretanja tla, nelinearnih konstitutivnih relacija materijala i vrednosti prigušenja. Zbog svoje kompleksnosti za sada se upotrebljava isključivo za projektovanje značajnijih objekata i u istraživačke svrhe. Primena NTHA na prostornim modelima je retka i uglavnom se sprovodi na 2D modelima. Veliki nedostatak metode je nemogućnost provere i korelacije dobijenih rezultata ukoliko ne postoje eksperimentalni rezultati koji bi se iskoristili za validaciju modela. Podela metoda NDA prema postupku proračuna data je u radu (Ćosić i dr., 2017)

Ponašanje sistema sa više stepeni slobode opisano je diferencijalnom jednačinom drugog reda u matičnom obliku (6.35). Osim pobude (date u vidu zapisa ubrzanja tla) u jednačinama figurišu i matrice masa, prigušenja i krutosti koje su parametri same konstrukcije.

$$[M]\{\ddot{u}\} + [C]\{\dot{u}\} + [K]\{u\} = \{F(t)\} \quad (6.35)$$

Gde su:

[M] – matrica masa sistema,

[C] – matrica prigušenja sistema,

[K] – matrica krutosti sistema,

$\{\ddot{u}\}$  vektor ubrzanja,

$\{\dot{u}\}$  – vektor brzine,

$\{u\}$  – vektor pomeranja,

$\{F(t)\}$  – vektor seizmičkog dejstva.

Rešenje jednačine kretanja sistema se dobija metodom direktne integracije. Metoda je zasnovana na numeričkom rešavanju primenom postupka “korak po korak” u vremenski zadanom domenu. Odgovor u vremenu  $t$  se određuje na osnovu odgovora u vremenu  $t - \Delta t$ , gde je  $\Delta t$  vremenski inkrement. Funkcija promene pomeranja, brzine i ubrzanja u svakom vremenskom inkrementu  $\Delta t$  se unapred pretpostavlja. Kao početna vrednost koriste se uticaji sa kraja prethodnog koraka. Rešenje dinamičke jednačine određuje se u diskretnim trenucima vremena  $t_i$ , koji su na međusobnom intervalu  $\Delta t_i$ .

U dinamičkoj analizi konstrukcija za određivanje odziva sistema primenjuju se različiti postupci direktne integracije. Prema strukturi uslovnih jednačina kretanja postupci direktne integracije se dele na eksplicitne (metod centralnih konačnih razlika) i implicitne (Newmark-ova, Wilson-ova, Houbolt-ova, Hilber-ova i dr). Zbog stabilnosti rešenja i konvergencije za bilo koju zadatu vrednost inkrementa, Newmark-ov postupak se najčešće koristi (Kovačević, 2006). Newmark-ov postupak se bazira na pretpostavci o linearnoj promeni ubrzanja u intervalu  $\Delta t$ . Za dobijanje stabilnog rešenja usvaja se konstantna vrednost ubrzanja tj. prosečno ubrzanje u intervalu  $\Delta t$ . Jednačina dinamičke ravnoteže na kraju vremenskog inkrementa glasi:

$$[M]\{\ddot{u}\}_{t+\Delta t} + [C]\{\dot{u}\}_{t+\Delta t} + [K]\{u\}_{t+\Delta t} = \{F(t)\}_{t+\Delta t} \quad (6.36)$$

Ovaj postupak zahteva značajno isustvo uz kritičko rasuđivanje i upotrebljava se uz određena ograničenja. Prema odredbama (NEHRP, 2003) minimalan broj upotrebljenih akceleroograma je tri. Preporuka EN 1998-1:2004 je da odgovor bude određen na osnovu minimalno sedam različitih akceleroograma koji se biraju prema lokalnim uslovima i karakteristikama tla. Pored zapisa ubrzanja tla već dogođenih zemljotresa mogu se upotrebljavati i sintetički generisani akceleroogrami koji odgovaraju karakteristikama očekivanog kretanja tla. Ukoliko se u proračunu

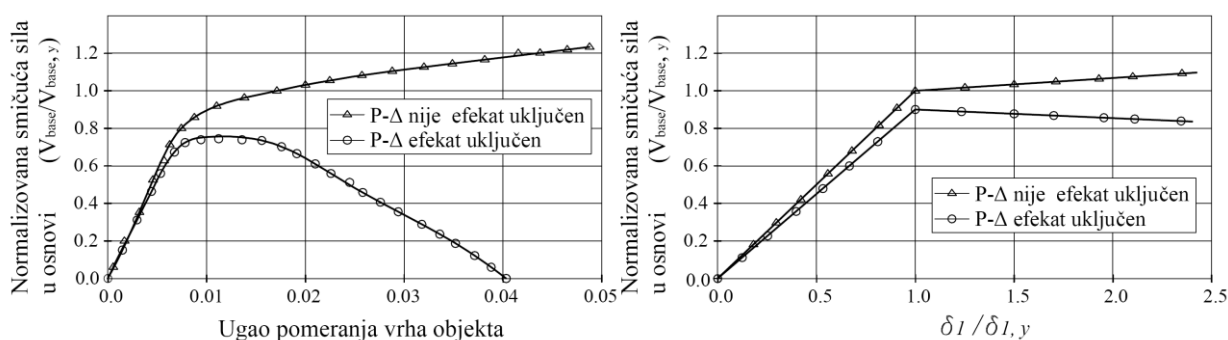
koriste akcelorogrami veštački generisani, oni moraju da odgovaraju elastičnom spektru odgovora za 5% prigušenja. Dužina trajanja zapisa prema EN 1998-1:2004 je minimalno 10s.

### 6.3.6 Uticaj $P-\Delta$ efekta na bočnu nosivost AB zidova

Za vreme jakih zemljotresa koji dugo traju kod fleksibilnih konstrukcije može doći do značajnog povećanja bočnih pomeranja. Tada je pored materijane neophodno uvesti i geometrijsku nelinearnost. Dodatni nepovoljni uticaji u konstrukciji se javljaju kao posledica deformisanog položaja masa, a uzrokovani su relativnim međuspratnim pomeranjima. Usled deformisanog položaja tavanica uticaj normalnih sila u stubovima i AB zidovima izaziva dodatno povećanje momenata savijanja po teoriji drugog reda (Paulay i Priestley, 1992). Ovaj efekat je izraženiji kod okvirnih konstrukcija dok su dualni sistemi manje osetljivi na efekat teorije drugog reda. Zato je važno kod sistema sa AB zidovima ukrućenja usvojiti približno jednako za oba pravca.

Postoje različiti postupci kojima se u analizu uvode efekti teorije drugog reda. Najčešće se uticaj iskazuju kroz  $P-\Delta$  efekat (Pettinga i Priestley, 2007).  $P-\Delta$  efekat se može uvrstiti u linearnu i nelinearnu analizu. Za nelinearne proračune,  $P-\Delta$  efekat bi trebalo uključiti u matematički model kroz analizu nelinearne zavisnosti sila-pomeranje za sve konstruktivne elemente sa značajnom normalnom silom. Statički  $P-\Delta$  efekat se ostvaruje dejstvom gravitacionog opterećenja na deformisanu konfiguraciju sistema i uzrokuje dodatno povećanje momenata savijanja u vertikalnim elementima. Time se utiče na smanjenje kapaciteta bočne nosivosti i pad efektivne bočne krutosti za sve odnose sila-pomeranje (PEER/ATC 2010).

Dinamički  $P-\Delta$  efekat je izazvan opadajućom (negativnom) krutošću koja povećava relativno spratno pomeranje (slika 6.47). Stepem kojim dinamički  $P-\Delta$  efekat povećava pomeranja zavisi od: osnovnog perioda vibracija zgrade, odnosa između negativne i elastične krutosti, histerezisne relacije opterećenje-pomeranje za svaki sprat, opsega opterećenja (strength ratio -  $R$ ), frekventnih karakteristika potresa i dužine trajanja pomeranja tla.



Slika: 6.47 Uticaj  $P-\Delta$  efekta na bočnu otpornost zgrada (Push-over) za celu zgradu i prvu tavanicu prema: (Krawinkler i dr., 1998)

Efekat  $P-\Delta$  se u proračunima uključuje kroz geometrijsku nelinearnost. Tako što se jednačine ravnoteže ispisuju na deformisanoj geometriji sistema. Postupak je pogodan za analizu problema kod kojih su spoljašnje sile velike, a pomeranja mala. Ukoliko deformacija postane i suviše velika tako da prevazilazi linearne uslove kompatibilnosti neophodna je analiza velikih deformacija (large deformation analyses).

U komercijalnim programima  $P-\Delta$  efekat se može realizovati na dva načina. Približnim neiterativnim postupkom (non-iterative based on Mass), koji sistem tretira pojednostavljenim štapnim modelom dok su tavanice apsolutno krute. Pristup je pogodan za slučajeve opterećenja koji ne obuhvataju gravitaciono opterećenje. Postupak je jednostavan i ne zahteva velike računarske resurse. Nedostatak je loša simulacija lokalne nestabilnosti pojedinih elemenata. Iterativni postupak koji je pogodan kod kombinacija opterećenja koje sadrže gravitaciono opterećenje. Ovom metodom se  $P-\Delta$  efekat primenjuje postupno (element po element) tako da je pogodan za proračun lokalne nestabilnosti (CSI, 2011).

Prema FEMA 356 u linearnoj proceduri seizmičkog proračuna koeficijent stabilnosti se računa posebno za svaku etažu za oba upravna pravca prema izrazu:

$$\Theta_i = \frac{P_i \delta_i}{V_i h_i} \quad (6.37)$$

$P_i$  - deo totalnog opterećenja konstrukcije (ukupno stalno, permanentno korisno + 25% prolaznog korisnog opterećenja) koje deluje na vertikalne elemente date etaže

$V_i$  – ukupna računarska smičuća sila u razmatranom pravcu dejstva zemljotresa

$h_i$  – visina  $i$ -tog sprata koji se razmatra

$\delta_i$  – lateralno pomeranje  $i$ -tog sprata u razmatranom pravcu dejstva zemljotresa (mereno u centru mase date etaže).

Ukoliko je koeficijent stabilnosti  $\theta_i$  manji od 0.1 u svim etažama,  $P-\Delta$  efekat se ne uzima u proračunu. Ukoliko je  $\theta_i$  u granicama  $0.1 < \theta_i < 0.33$ , seizmičke sile i pomeranja  $i$ -tog sprata treba uvećati faktorom  $1/(1-\theta_i)$ . U slučaju da je koeficijent  $\theta_i$  veći od 0.33 konstrukcija se smatra nestabilnom.

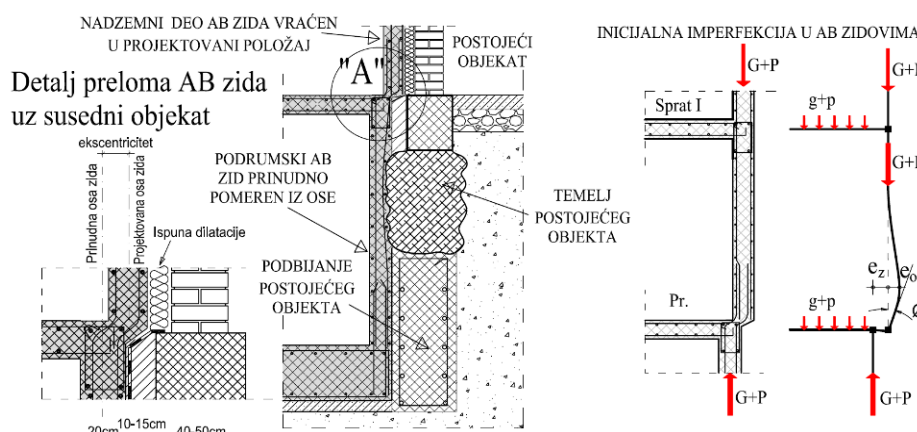
Prema (ASCE 7-05) u izrazu za koeficijent stabilnosti figuriše i faktor uvećanja pomeranja (deflection amplification factor)  $C_d$ .

$$\theta_i = \frac{P_i \delta_i}{V_i h_i C_d} \quad (6.38)$$

$$\theta_{\max} = \frac{0.5}{\beta C_d} < 0.25 \quad (6.39)$$

Gde je  $\beta$  odnos zahtevane i obezbeđene smičuće nosivosti razmatrane etaže. Ukoliko je  $0.1 < \theta < \theta_{\max}$  (ASCE 7-05) predviđa uvećanje uticaja i pomeranja faktorom  $\alpha = 1/1 - \theta$ .

U NSA, statički  $P-\Delta$  efekat će uključuje aktiviranjem opcije geometrijske nelinearnosti u svim elementima i komponentama izloženim normalnoj sili. Kod dobro koncipiranih zgrade sa adekvatnim odnosom bočna krutost/masa uključanjem  $P-\Delta$  efekta pomaranja i unutrašnje sile se razlikuju za manje od 10% (Kravinkler i dr., 1998). U slučaju lošeg koncepta zgrade, odnosno konstruktivnog sistema sa malom poprečnom krutošću u odnosu na masu  $P-\Delta$  efekat može da ima znatno veći uticaj (>25%).



Slika: 6.48 Šema ekscentričnog izvođenja AB platna u podrumu i iznad zemlje (levo), primer slučajne ekscentričnosti stuba

Uticaj  $P-\Delta$  efekta na povećanje momenta savijanja oko jače ose AB zidova je zanemarljiv. Dok savijanje zidova van svoje ravni u pojedinim slučajevima može znatno da promeni ponašanje zida i sam mehanizam loma. Na povećanje  $P-\Delta$  efekta može da utiče inicijalne imperfekcije AB zidova van svoje ravni koja je uglavnom posledica lošeg izvođenja i relativno je retka. Pojava postavljanja stubova i AB zidova van projektovanih osa može biti posledica greške ali i namerna (slika 6.49). Na slici 6.49 mesto oslanjanja AB zida na zidove podrumске etaže objekata koji se gradi uz postojeći stari objekat. Temelji starih objekata po pravilu izlaze van nadzemnog gabarita objekta i zadiru u geometriju konstrukcije novoprojektovanih objekata. Povlačenje objekta automatski znači i smanjenje ukupne kvadrature osnove objekta na šta investitori teško pristaju. To uslovljava postepeno pomeranje vertikalnih elemenata u projektovani položaj u nadzemnom delu objekta. Varijantno rešenje je skokovit prelaz u nivou ploče podruma. Ukoliko povlačenje AB zidova narušava arhitektonsku funkcionalnost nije retkost da se dimenzija zidova smanjenju a pojedini AB zidovi se ukidaju u odnosu na projektovano stanje (slika 6.49).





Slika: 6.49 Primeri smanjenja AB platna na 7cm u podrumu i potpuno ukidanje AB zida iznad zemlje

## 7 Predlog modela za analizu AB zidova

Tokom prethodnih pedeset godina razvijen je niz različitih modela za opisivanje ponašanja AB zidova pod dejstvom statičkog ili dinamičkog dejstva. Sa razvojem modela poboljšavala se i mogućnost realnijeg opisivanja i predviđanja ponašanja AB zidova. U zavisnosti od geometrijskih karakteristika AB zidova karakteristična su dva tipa ponašanja pri dejstvu cikličnog opterećenja. Fleksiono ponašanje kojim se ostvariju stabilne široke petlje i smičuće ponašanje sa karakterističnim „uštinutim“ histerezisnim petljama sila-pomeranje. Pojava suženja petlji, degradacija krutosti i gubitak nosivosti sa porastom brojem ciklusa su tipični za skoro sve slučajeve istovremenog delovanja momenta, normalne i smičuće sile. Realna (stvarna) zavisnost sila-pomeranje AB zidova je nelinearna funkcija velikog broja parametara.

Nelinearni matematički modeli uključuju nosivost konstruktivnih elemenata i njihovo postelastično ponašanje. Potrebno je da model visokih AB zidova realno simulira krutost, nosivost, kapacitet deformacije, histerezisno ponašanje, potencijalni lom savijanjem i/ili smicanjem, interakciju sa drugim konstruktivnom i nenosećim-nekonstruktivnim elementima i dr. Pored navedenih seizmičkih zahteva model treba da pruži dovoljno tačan uvid o veličini disipirane energije.

Ponašanje AB zidova i konstrukcija zgrada za vreme zemljotresa je teško pouzdano predvideti. Ovo potvrđuju analize rezultata teorijskih i eksperimentalnih istraživanja, kao i iskustva iz do sada dogođenih zemljotresima. Dosadašnjim istraživanjima je ustanovljeno da nelinearno ponašanje AB zidova zavisi od:

- dimenzija zida i geometrijskih odnosa,
- nivoa aksijalnog opterećenja (aksijalno-fleksiona interakcija),
- interakcije savijanja i smicanja,
- količine vertikalne i horizontalne armature, načina armiranja, ostvarene sprege armatura-beton,
- odnosa kapaciteta nosivosti na savijanje i smicanje,
- ostvarenog stepena uklještenja zida u temeljnu konstrukciju, interakcije temelja i tla,
- efekta drugih konstruktivnih elemenata povezanih sa zidom (vezne grede, sadejstvo okvira u dualnom sistemu, i dr).

U zavisnosti od željenog nivoa tačnosti, pri modelovanju ponašanja AB zidova treba uzeti u obzir određen broj navedenih faktora. Primenjeni analitički model bi prvenstveno trebao da predstavi kapacitet nosivosti pri monotonom opterećenju, a zatim i ponašanje pri alternativnim cikličnim opterećenjem (Orakle i sar., 2012). S obzirom na ključnu ulogu AB zidova na

ostvarenje željenih seizmičkih performansi zgrada, neophodno je da analitički modeli u adekvatnoj meri opišu i njihovo histerezisno ponašanje. Idealni model bi trebao da predstavi i druge fenomene poput: prslina u betonu, otvaranje i zatvaranje prslina sa povratkom prvobitne krutosti, pad nosivosti i krutosti sa porastom broja ciklusa opterećenja, efekat utezanja betona na pritisnu nosivost, izvijanje vertikalne armature i dr. U većini slučajeva jedan ili više faktora se mogu zanemariti, pod uslovom da aproksimacija ne dovodi do značajnog rasipanja rezultata. Cilj analize sužava izbor mogućih modela. Definisane modele podrazumeva izbor geometrijske, fizičke, matematičke i numeričke aproksimacije problema (Kovačević, 2006).

AB zidovi mogu razviti nelinearne deformacije i pokazuju nelinearno ponašanje pod umerenom i jakim zemljotresnom pobudom. Modeliranje postelastičnog ponašanja u smičućim zidovima nije jednostavan postupak. Ne postoji univerzalni postupak ili preporuke koje se mogu usvojiti za algoritam modelovanja. Najvažnije je biti svestan ograničenja datog modela i mogućnosti primenjenog programa. Pogodnost softvera MKE za nelinearnu analizu se određuje na osnovu mogućnosti modeliranja realnih problema teorije konstrukcija. Ostale mogućnosti jednog softvera u odnosu na drugi (postojanje specifičnih opcija analize, različiti numerički algoritmi za povećanje efikasnosti analize, primena konačnih elemenata višeg reda, i dr.) su u drugom planu kada je u pitanju procena MKE softvera (Kovačević, 2006).

## 7.1 Analiza AB zidova – predlog modela

Za analizu modela je izabran program Perform-3D zbog velikih mogućnosti nelinearne seizmičke analize. Perform-3D je razvijen od strane „Computers and Structures, Inc“ i nije program opšte namene. Program je namenjen poboljšanju aseizmičkog dizajna već projektovanih konstrukcija u nekom od srodnih programa (SAP2000 ili ETABS). Program poseduje moćne alate za realizaciju DBD i CD. Nedostatak programa je komplikovanost u radu, otežano formiranje i manipulacija modelom, oskudan postprocesor, i dr.

Predloženi model AB zidova se zasniva na (general wall) konačnom elementu dostupnom u Perform-3D. Ovaj element sadrži pet slojeva različite deformacije. Ovaj model nema mogućnost multi-aksijalnog ponašanja betona. Umesto toga on razdvaja različite tipove deformacija u posebne slojeve, uz jedno-aksijalno stanje naprezanja u svakom sloju. U modelu su upotrebljene vertikalna i horizontalna aksijalno-fleksiona i smičuća deformacija. Sloj dijagonalne kompresije nije upotrebljen, a time ni opcija interakcije aksijalno-fleksione i dijagonalne deformacije. Svaki element sadrži četiri čvora i ima 24 stepena slobode, a deformacija savijanja zida se simulira diskretizacijom poprečnog preseka vlaknima. Za svaki poprečni presek su definisani položaji, geometrijske i materijalne karakteristike materija „vlakna“ armature i betona. Perform-3D

nezavisno definiše zavisnost smičućeg i fleksiono-aksijalnog naprezanja, tj. ne postoji međusobna interakcija.

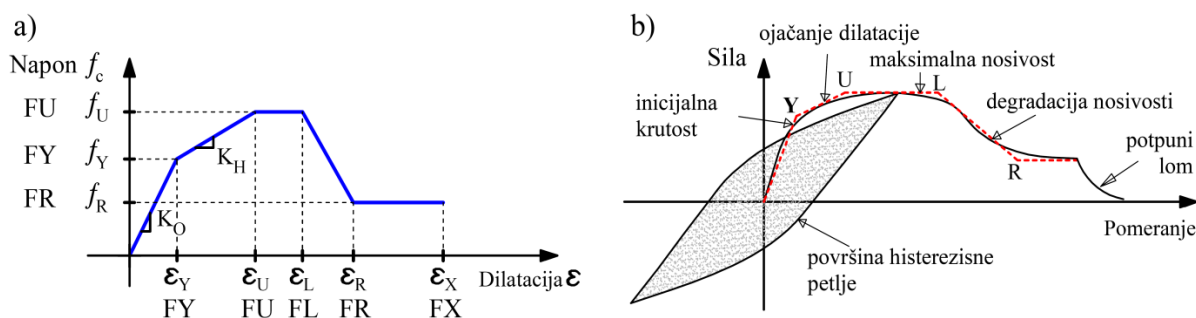
Ne postoji striktna preporuka oko minimalnog broja vlakana jer optimalan broj vlakana zavisi i od usvojenog broja zidnih elemenata po etaži. Ukoliko se zid modelira po jednim elementom na svakoj etaži minimalan broj vlakana van zone plastifikacije je četiri za beton i četiri za armaturu. U zoni plastifikacije broj vlakana se duplo povećava u odnosu na elemente na višim delovima zida. Površina vlakana betona se definiše u funkciji debljine i dužine poprečnog preseka zida. Vlakna armature se definišu procentom armiranja u odnosu na površinu betona ili preko apsolutne površine. Odnos dimenzija zidnih elemenata (horizontalni prema vertikalnim) ne bi trebalo da pređe 1:5 prema *PERFORM-3D™ Nonlinear Analysis and Performance Assessment for 3D Structures, Version 5* (CSI, 2011). Ovo ograničenje važi za jednostavnije (shear wall) elemente ali se primenjuje i na (general wall) konačne elemente.

Kao materijalni modeli koriste se jedno-aksijalne konstitutivne relacije betona i armature. Radni dijagrami su poli-linearni sa degradacijom nosivosti pri velikim dilatacijama. Ponašanje betona se definiše na osnovu nosivosti opitnih tela. Modeli čiji su elementi bazirani na jednoaksijalnom ponašanju materijala našli su široku praktičnu primenu (OpenSees, Perform 3-D i dr.). Ovakav pristup se pokazao kao racionalno rešenje modeliranja aksijalnog i fleksionog ponašanja AB zidova (Orakle i Wallace, 2004; Orakle i Wallace, 2006). Ovi modeli generalno ne sadrže SFI. S obzirom da su u ovom radu tretirani zidovi geometrijskog odnosa  $h_w/t_w$  znatno većeg od četiri ovo ograničenje ne dovodi u pitanje relevantnost modela posmatrano sa tog aspekta. Inače prema eksperimentalnim istraživanjima: (Tomsen i Wallace, 1995) na uzorcima zidova sa geometrijskim odnosom  $h_w/t_w=3$  i (Sayre, 2003) sa odnosom  $h_w/t_w=4$  udeo smičuće deformacije na međuspratno pomeranje i ukupan drift iznosi od 10% do 30%. Prema istraživanjima na uzorcima sa geometrijskim odnosom  $h_w/t_w=1,5$  (Wallace, 2012) udeo SFI na ukupnu deformaciju je značajan i iznosi preko 35%.

Efekti interakcije smicanja i aksijalnog opterećenja nisu obuhvaćeni modelom. Ovo je ujedno i najznačajniji nedostatak predloženog modela, čime se ograničava njegova primenu na zidove sa odnosom  $h_w/t_w>4$ . Eksperimentalna istraživanja (Massone i sar., 2009.) su pokazala interakcija smicanje-aksijalno opterećenje može imati negativan efekat na krutost i nosivost AB zidova čak i kada su dominantno visoki. Inače modeli koji u sebi sadrže ovaj tip interakcije postoje ali nisu dostupni u okviru komercijalnih programa. Sa stanovišta ispravnosti modela ovo zanemarenje je ipak opravdano s obzirom da su tokom eksperimentalnih istraživanja (Oracle i Wallas., 2006) registrovane male vrednosti nelinearnog smičućeg ponašanja ispitivanih uzoraka. Približno udeo deformacije smicanja u horizontalnom pomeranju vrha uzoraka iznosio je do 10%.

Vertikalna aksijalno-fleksiona deformacija zida u ravni je značajnija od horizontalne. Kod modela zidova jednostavne geometrije i bez otvora racionalnije je nelinearnim fiber modelom definisati ponašanje samo u pravcu vertikalne ose. Kod visokih AB zidova van zone plastifikacije nelinearno ponašanje materijala je ograničeno. Modelovanje nelinearnog ponašanja ima smisla isključivo u kritičnoj zoni AB zida. U cilju racionalizacije proračuna iznad zone plastifikacije može se upotrebiti elastoplastičan model bez gubitka nosivosti. Na višim etažama uobičajeno je usvajanje linearnog modela. Horizontalno aksijalno ponašanje u pojednostavljenom modelu pogodnom za svakodnevnu praksu se modeluje linearnom zavisnošću.

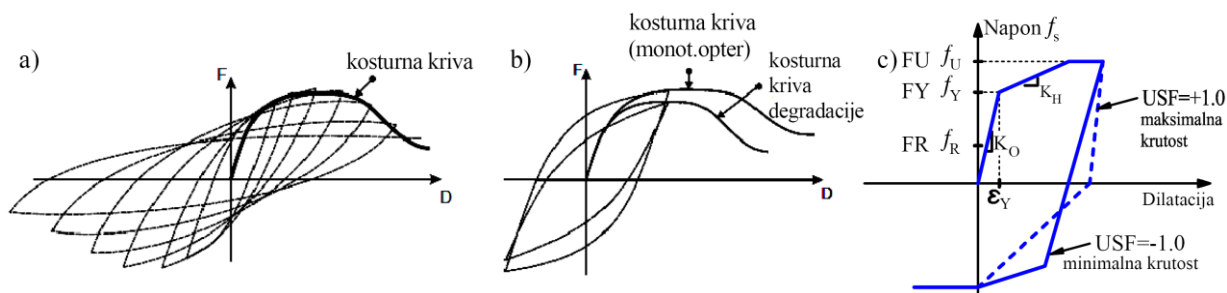
Konstitutivne relacije materijala u Performu-3D se definišu karakterističnom tri-linearnom kosturnom krivom (F-D), kojom se definiše zavisnost napon-dilatacija. Kosturna kriva je multi-linearna idealizacija teoretske zavisnosti  $f - \varepsilon$ . Linearizacijom segmenata se obezbeđuje numerički efikasna formulacija i jednostavnija primena. Poređenje teoretske i idealizovane krive (slika: 7.1-b) ukazuje da egzaktna formulacija može biti pojednostavljena multi-linearnom sa minimalnim odstupanjem. Upotrebom multi-linearne skeletne krive obezbeđuje se jednostavan ali tačan metod za procenu ponašanja ukupnog sistema. Kalibracijom skeletne krive moguće je modelom predstavi deterioraciju ponašanja pri cikličnom opterećenju.



Slika: 7.1 inicijalna kriva zavisnosti napon-dilatacija za beton (inicijal backbone curve) prema PEER/ATC-72-1, glavni aspekti nelinearnog ponašanja

Na slici 7.2-a je prikazana referentna kriva zavisnosti napon-dilatacija kojom se definiše anvelopa histerezisnih krivi (fiber) vlakana. Ukoliko se ne definiše degradacija krutosti i nosivosti sa porastom broja ciklusa ova kriva je približna krivoj dobijenoj za monotono opterećenje (inicijal backbone curve - IBC). Obuhvatanjem degradacije dolazi do pomeranja i rotacije kosturne krive (cyclic backbone curve). Krutost i nosivost počinju da odstupaju od prvobitne kosturne krive nakon prvog dostizanja grane ojačanja. Posledica degradacije nosivosti i krutosti je nedostatak stabilnosti krive odgovora  $F-D$ . Treba napomenuti da ova kriva zavisi od istorije opterećenja i veličine nelinearne deformacije u materijalu. IBC uključuje opadanje nosivosti za slučaj dilatacije veće od tačke  $\varepsilon_L$  (tačka maksimalne nosivosti pri monotonim

opterećenjem). Karakteristike inicijalne (monotone) krive u pozitivnom i negativnom delu ne moraju biti iste. Gubitak nosivosti i rezidualna nosivost ne moraju da postoje, tj. materijalni model može elastoplastičan sa ojačanjem nakon plastifikacije (tri-linearan dijagram). Ukoliko se uključi opcija gubitka nosivosti mora biti ispunjen uslov odnosa dilatacija  $\varepsilon_R \leq 95\% \varepsilon_X$ .

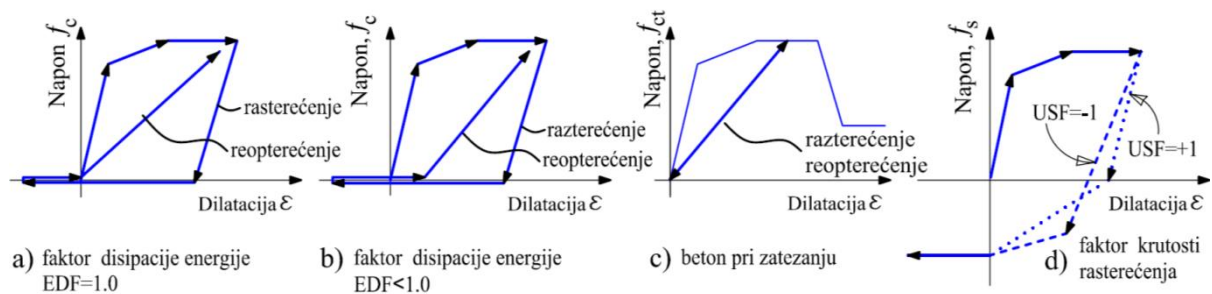


Slika: 7.2 histerezisna kriva i anvelopa monotonog i cikličnom opterećenja

Gubitak nosivosti se definiše preko interakcionog faktora. Vrednost faktora interakcije  $k_{int.}=0$  podrazumeva da gubitak nosivosti u jednom smeru nema uticaja na gubitak nosivosti pri alternativnom opterećenju. Sa druge strane, faktora interakcije  $k_{int.}=1$  podrazumeva da gubitak nosivosti u jednom smeru uzrokuje ekvivalentan gubitak u suprotnom smeru. Prema (Naish i dr., 2010) preporučena vrednost interakcionog faktora je usvojena  $k_{int.}=0.25$  za sve vezne grede.

U Perform-3D ponašanje armature pri rasterećenju se definiše faktorom krutosti grane rasterećenja (unloading stiffness factor-USF). Faktor kontroliše ponašanje histerezisne petlje pri rasterećenju kod tri-linearne  $F-D$  zavisnosti (slika: 7.2). Faktor se kreće u granicama  $-1.0 \leq USF \leq 1.0$ . Za vrednost  $USF=+1.0$  nastaje maksimalna krutost grane rasterećenja, tj. minimalan udeo elastičnog rasterećenja. Ukoliko je  $USF=-1.0$  krutost grane rasterećenja je minimalna, tj. rasterećenje je elastično (slika: 7.3).

Perform-3D histerezisni model betona prikazan je na slici 7.3. Model se koristi za simulaciju ponašanja vlakna betona. Skeletna kriva modela je tri-linearna. Krutost grane rasterećenja je uvek jednaka inicijalnoj elastičnoj krutosti. Perform-3D nema mogućnost degradacije krutosti grane rasterećenja betona, tj. ne može da simulira sažimanje histerezisne petlje. Umesto toga on koristi cikličnu degradaciju energije kojom se dobija manja kontrola oblika petlje pojedinačnog ciklusa. Parametar degradacije energije (energy degradation factor–EDF) utiče na oblik histerezisne petlje. Ovim parametrom se pomoću korekcije krutosti grane reopterećenja koriguje površina histerezisne petlje.



Slika: 7.3 modelovanje betona pri pritisku – histerezisni model, a) EDF=1.0, b) EDF<1.0

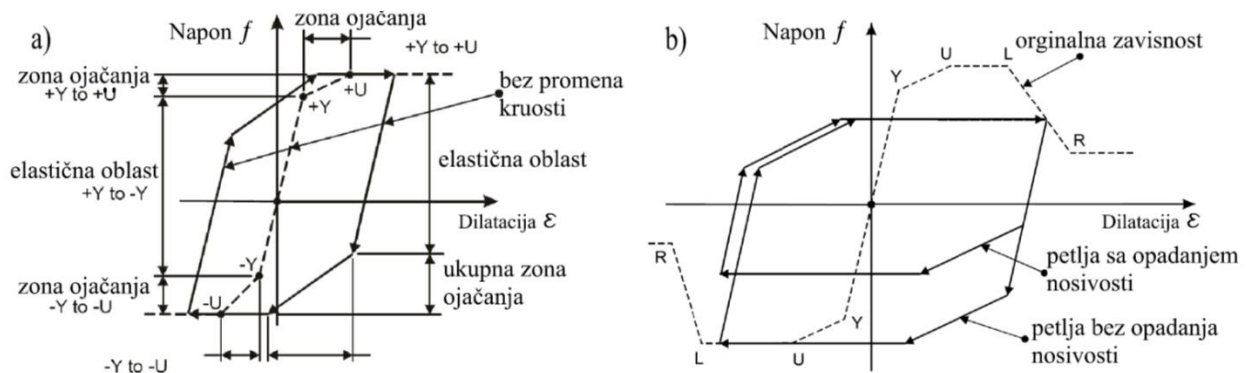
Vrednosti EDF se kreće u granicama  $0 < EDF \leq 1.0$ . Ukoliko je EDF=1.0 reopterećenje se odvija prema krivoj datoj na slici 7.3-a. Ovo je najveća moguća disipacija energije. Ukoliko je EDF<1.0 reopterećenje se dešava prema krivoj datoj na slici 7.3-b. Ukoliko je EDF=0 krive rasterećenja i reopterećenja se poklapaju i nema disipacije energije. Parametri upotrebljeni za definisanje EDF su dati u tabeli 7.1.

Pri realizaciji histerezisnog pravila, glavni cilj je dobiti disipiranu energiju koja se koriguje EDF i USF koeficijentima. Postupak uspostavljanja relacije između histerezisnih krivih i EDF koeficijenta se zasniva na maksimalnoj i minimalnoj deformaciji komponenti na koje se odnosi EDF. U tom smislu, uticaj EDF na oblik histerezisne petlje se definiše jednačinom 7.1. Gde je  $w$  težinski faktor funkcije,  $e_{min}$  i  $e_{max}$  su pozitivna i negativna energije deformacije pri ekstremnoj deformaciji materijala. EDF se definiše površinskom odnosom degradirane i nedegradirane histerezisne petlje.

$$e = w e_{min} + (1 - w) e_{max} \quad (7.1)$$

USF kontroliše oblik grana rasterećenja Ukoliko postoji degradacija energije, tj. ako svojstva komponenti uzorka opadaju sa brojem ciklusa, Perform-3D ovu pojavu definiše kroz korekciju krutosti rasterećenja. Time se vrši promena površine histerezisne petlje i redukcija energije utrošene tokom jednog ciklusa.

Model betona može da sadrži zatežuću nosivost. Kosturna kriva betona pri zatezanju je tri-linearne. Disipacija energije zatezanjem nije moguća, tj. kriva rasterećenja i reopterećenja se poklapaju (ne postoji površina obuhvaćena petljom). Perform3D pretpostavlja nezavisno ponašanje betona pri pritisku i zatezanju. Stoga, drobljenje pri pritisku ne zavisi od prethodne istorije opterećenja zatezanjem, kao što ni lom zatezanjem ne zavisi od prethodne istorije opterećenja pritiska. Ovo je jedno od značajnijih ograničenja konstitutivnog modela betona značajno za naizmenično ciklično opterećenje.

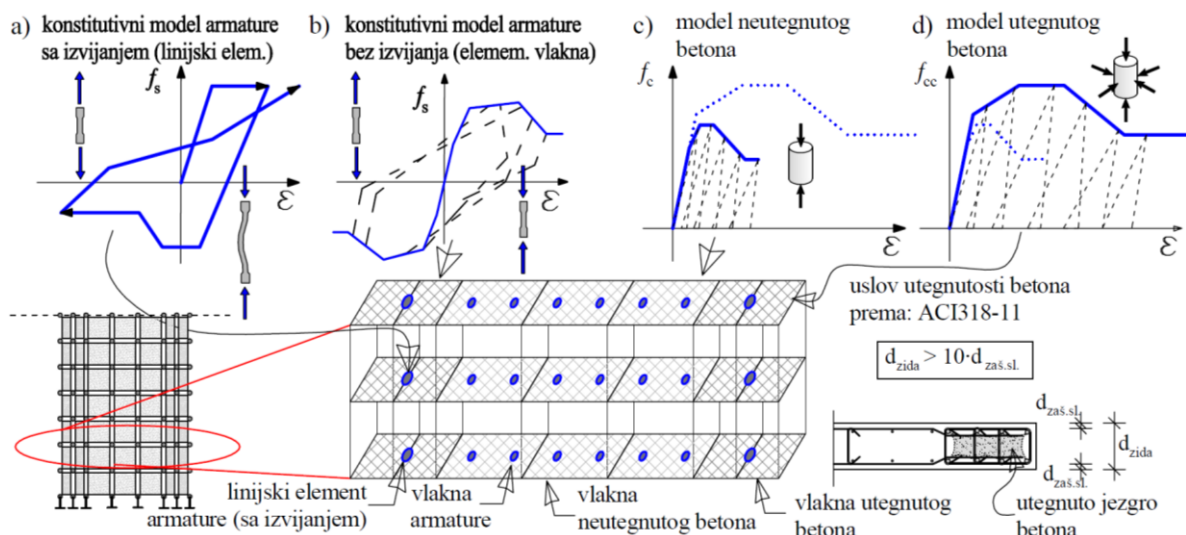


Slika: 7.4 a) histerezisna petlja bez gubitka nosivosti, b) histerezisne petlje nakon tačke gubitka nosivosti

Ukoliko je element napregnutog do nivoa kritičnog cikličnog opterećenja to dovodi do nemogućnosti prihvatanja istog nivoa opterećenja uz istu vrednost deformacije. Ova pojava uzrokuje postepeno smanjenje nosivosti. Kod AB zidova eksperimentalni rezultati su pokazali da je opadanje otpornosti proporcionalno otpornosti ostvarenoj pri kritičnoj krivini preseka  $\varphi_{crit}$ .

U numeričkim modelima ispitanih uzoraka ivična ojačanja zidova, rebra zidova i vezne grede su modelirane zasebno upotrebom general wall elemenata u Performu-3D. Dispozicija elemenata u zidovima je data na slici: 7.5). U general wall elementima dijagonalni sloj je ignorisan i razmatrano je samo konvencionalno smicanje. Uzengije ivičnih zona, horizontalna i vertikalna armatura rebra su modelovani vlaknima u posebnim slojevima za dva pravca aksiono-fleksione deformacije. Količina armature je definisana preko procenta armiranja za svako vlakno koji definiše odnos površine armature i površine betona u preseku. Celokupna glavna armatura modela: vertikalna armatura ivičnih zona, horizontalna armatura greda i dijagonalna armatura je modelovana linijskim elementima. Vlakna armature rebra zidova i uzengija greda su modelovana (Non Buckling Inelastic Steel Materijal). Materijalni model vertikalne armature ivičnih zona zida sadrži mogućnost simulacije izvijanja. Vlakna betona su modelovana materijalnim modelom (Inelastic 1D Concrete Material). U svim primenjenim materijalnim modelima usvojene su tri-linearne skeletne krive i uključena je degradacija nosivosti. Smičuće ponašanje general wall elemenata je modelovano materijalnim modelom (Inelastic Shear Material for a Wall). Tri-linearom skeletnom krivom.





Slika: 7.5 Analitičkim model AB zidova sa primenjenim konstitutivnim relacijama materijalnih modela

Predloženi numerički model AB zidova se zasniva na najčešće upotrebljavanim konstitutivnim modelima betona i armature. Modifikovani Monegotto-Pinto model armature i Mander-ov model betona su osnova predloženog modela jer su najprihvaćeniji i široko rasprostranjeni konstitutivni modeli u analitičkim istraživanjima AB konstrukcija. Ova dva materijalna modela su odabrana i prilagođena konfiguraciji modela dobijenih ispitivanjem ispitnih tela materijala od kojih su izrađeni ispitni uzorci upotrebljeni za validaciju numeričkog modela. Histerezisno ponašanje betona je definisano Mander-ovim modelom upotrebom koeficijenata EDF modifikovanih prema (Xuewei i dr., 2011).

Tabela: 7.1 Upotrebljene vrednosti parametra EDF, prema (Xuewei i dr., 2011; Ghodsi i dr., 2009)

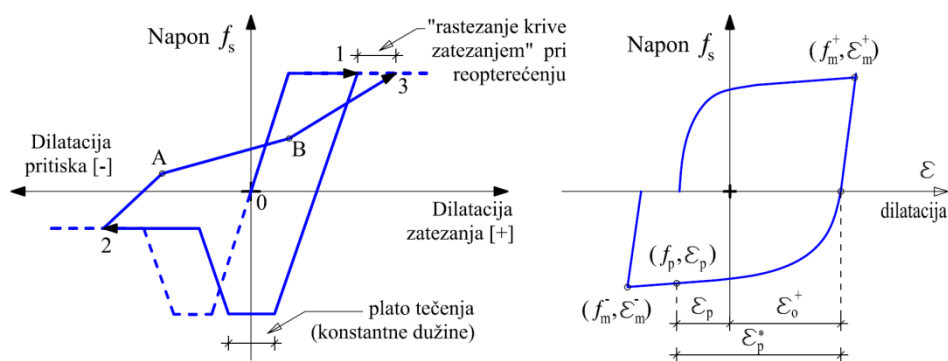
C25/30		FY/DY	FU/DU	FU/DL	FR/DR	FR/DX
Utegnut beton		$f'_{c,exp} / \epsilon_{c,y}$	$f'_{cc,exp} / 0.8 \cdot \epsilon_{cc}$	$f'_{cc,exp} / 1.1 \cdot \epsilon_{cc}$	$f'_{cr,exp} / \epsilon_{cr}$	$f'_{cr,exp} / \epsilon_{cu}$
	$f$ [MPa]	16.232	30.859	30.859	23.438	23.438
	$\epsilon$	0.00068	0.0028	0.0065	0.014	0.0167
	EDF	1.0	0.9	0.7	0.5	0.2
Neutegnut beton		$f'_{c,exp} / \epsilon_{c,y}$	$f'_{c,exp} / 0.8 \cdot \epsilon_c$	$f'_{c,exp} / 1.1 \cdot \epsilon_c$	$f'_{cr,exp} / \epsilon_{cr}$	$f'_{cr,exp} / \epsilon_{cu}$
	$f$ [MPa]	15.706	25.190	25.190	16.864	16.864
	$\epsilon$	0.00072	0.00128	0.0025	0.0035	0.004
	EDF	1.0	0.75	0.7	0.5	0.2
Armatura		$f_{y,exp} / \epsilon_y$	$f_{u,exp} / \epsilon_{u,y}$	$f_{u,exp} / \epsilon_l$	$f_{u,rez} / \epsilon_r$	$f_{u,rez} / \epsilon_{failure}$
	$f$ [MPa]	683.0	838.0	838.0	670.4	670.4
	$\epsilon$	0.002	0.0025	.004	0.006	0.02
	EDF	1.0	0.45	0.40	0.3	0.1

### 7.1.1 Model izvijanja vertikalne armature

Perform-3D poseduje mogućnost modelovanja izvijanja armature (Steel Material Buckling) modelom. Model histerezisne krive  $f - \epsilon$  je prikazan na slici 7.6. Ovaj materijal se može upotrebiti za materijalni model konačnih elemenata: armaturnih šipki (Steel Bar), zatega (Tie) i

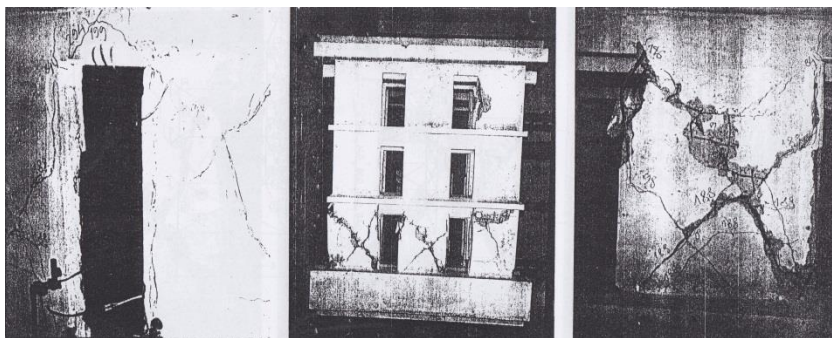
pritisnutih štapova (Strut). Materijal se može upotrebiti i za modelovanje ponašanja vlakana armature kod linijskih elemenata (greda i stubova). Materijal se ne može primeniti u (General Wall) i (Shell Wall) elementima. Ovo ograničenje usložnjava predloženi model jer zahteva uvođenje linijskih elemenata za modelovanje armature grupisane u ivičnim zonama zida i oko otvora. Time se u numeričkom modelu pored razmazanog uvodi i diskretno modelovanje armature većeg prečnika.

Položaj armature izložene potencijalnom riziku izvijanja uslovljava diskretizaciju MKE. Minimalna geometrijska tolerancija (rastojanje između dva susedna čvora) u Performu-3D je ograničena na 5cm. Sve ovo uslovljava da geometrijski položaj glavne vertikalne armature zidova i dijagonalne armature u veznim gredama utiče na gustinu i strukturiranje mreže KE. Jer konačni elementi zidova u Performu-3D ne poseduju međučvorove kojima bi se ostvarila veza linijskih i pločastih elemenata. Tada, modeli povezanih zidova zahtevaju složenu mrežu konačnih elemenata. Progušćenje mreže KE se primenjuje osim u osloncu zida u nivou tavanica i u zoni sidrenja dijagonalne i horizontalne armature veznih greda (Balkaya i Kalkan, 2004). Ovaj nedostatak modela je moguće nadoknaditi upotrebom KE višeg reda.



Slika: 7.6 model histerezisne krive pri izvijanju armature, prema: (Perform-3D), dilatacija  $\epsilon_p^*$  - indikator izvijanja (Rodriguez i dr., 1999)

Izvijanje armature može biti uzrokovano drobljenjem betona usled dostizanja granične nosivosti na pritisak ili znatno manjim naponima pritiska ukoliko je u prethodnim ciklusima zid bio podvrgnut značajnim deformacijama zatezanja. Analiza loma uzoraka, upotrebljenih za kalibraciju predloženog modela ukazuje da je kod svih uzoraka uočen problem lokalnog izvijanja podužne armature (vertikalna armatura u ivičnim zonama). Lokalno izvijanje ivične armature nastalo je kao posledica pritiska u armaturi u kojoj je dostignuta zatežuća dilatacija tečenja u prethodnim ciklusima opterećenja. Razmera eksperimentalnih uzoraka (Žorić, 1990) i debljina zida od 7cm nisu dozvolili značajniji efekat utezanja ivičnih zona. Neutegnute ivice, bez efektivnog poprečnog utezanja omogućile su lokalno izvijanje podužne armature.



Slika: 7.7 Granično stanje uzorka M12 - izvijanje vertikalne armature oko otvora, (Žorić, 1990)

Prema preporukama izveštaja (NIST, 2014) minimalna debljina zida bi trebala da bude deset puta veća od debljine zaštitnog sloja (uključujući i geometrijska odstupanja debljine zaštitnog sloja) da bi poprečno utezanje ivičnih zona imalo efekta. Prema (ACI 318-11) razmak uzengija ivične zone zida ne bi trebalo da bude veći trećine debljine zida  $s_{uz} \leq t_w/3$ . Prema (NIST, 2014) razmak vertikalne armature ne bi trebalo da bude veći od  $s_{ver,arm} \leq (2/3 - 1.0)t_w$ . Ova ograničenja nisu ispoštovana u uzorcima (Žorić, 1990) tako da je sav beton tretiran kao neutegnut.

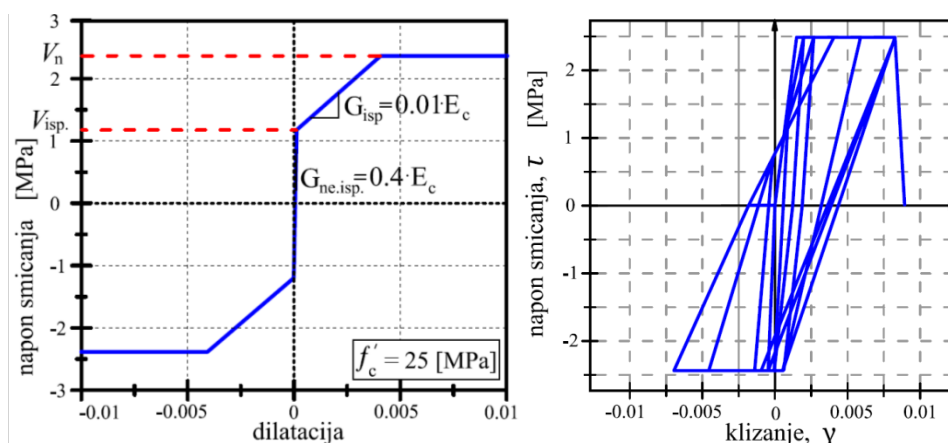
### 7.1.2 Smičuće ponašanje betona u Performu-3D

U predloženom modelu smičuća deformacija betona je definisana nelinearnom zavisnošću. Smičuće ponašanje pločastih elemenata u Performu-3D je definisano materijalnim modelom (Inelastic Shear Material for a Wall). Skeletna kriva smičućeg ponašanja je tri-linearna sa opcijama smanjenja nosivosti i rezidualne nosivosti. U Perform-3D nije moguće modelovati SFI. U modelu je sadržana degradacije krutosti sa porastom broja ciklusa. Degradacija nosivosti i krutosti kod AB zavisi od velikog broja faktora: prslina u zategnutom betonu, drobljenja betona, izvijanja armature, proklizavanje veze beton-armatura, pad utezanja usled plastifikacije poprečne armature, otkaz sidrenja poprečne armature, redukcija „interlock“ efekta u agregatu, pojava dijagonalnih i horizontalnih pukotine u AB zidovima, proklizavanje zida duž pukotine smicanjem, itd. Modelovanje degradacije je kompleksno. U većini slučajeva mora biti bazirano na eksperimentalnim rezultatima, uz pojednostavljenje ponašanja. Stvar je inženjerske procene kada je degradacija dovoljno značajna da se mora uvrstiti u analitički model.

Modelovanje ponašanja AB pri cikličnom opterećenju bazirano je na konceptu anvelope „backbone curve“ kojom se uokviruje histerezisni odgovor pojedinih komponenti. Setom pravila su definisane karakteristike histerezisnog ponašanja. Histerezisne petlje se formiraju unutar zadate anvelope. Postoje mnogi modeli za ilustraciju ovog koncepta koji su dostupni u literaturi (Ibarra-Krawinkler., 2005; Zareian., 2006).

Smičuće ponašanje zida je modelirano tri-linearnim modelom prema preporukama (ASCE/SEI 41-06 dodatak br.1) a prema eksperimentalnim rezultatima publikovanim u izveštaju

PEER/ATC-72-1, (ATC, 2008). Usvojeni model smicanja je nelinearan i kombinuje se sa modelom vlakana. Elastični moduo smicanja betona (moduo smicanja za ne ispucali beton) je usvojen  $G_c = 0.4E_c$ . Pretpostavljeno je da se dijagonalne prsline javljaju pri naponu  $0.25\sqrt{f'_c}$  [MPa] ali ne većem od  $0.5 \cdot V_n$ , gde je  $V_n = V_c + V_s$  nominalna smičuća nosivost zida dobijena kao zbir nosivosti betona i armature na smicanje prema (ACI318-08, Tuna i Wallace, 2012). Smičuća nosivost betona se kod nosećih zidova određuje na osnovu donje granične vrednosti (lower-bond) pritiska čvrstoće betona. U zoni plastifikacije (Priestley i sar., 2007) preporučuju vrednosti donje granične čvrstoće  $1.3f'_c$  i gornje granične čvrstoće betona  $1.7f'_c$ .

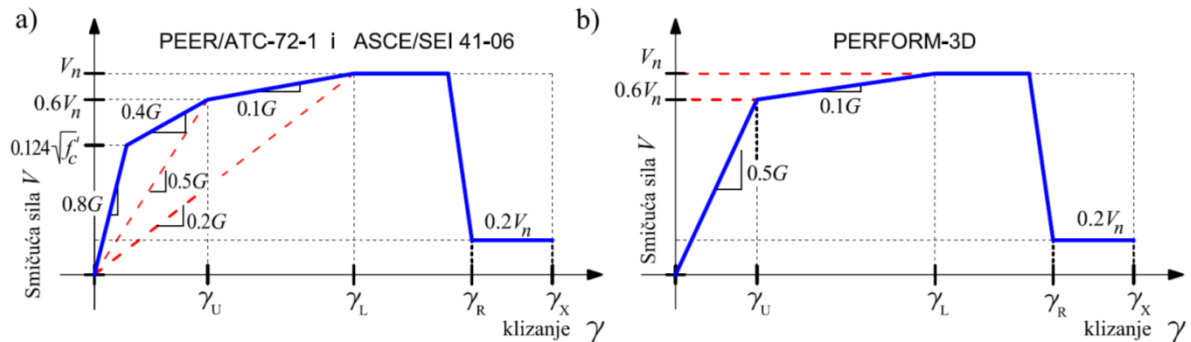


Slika: 7.8 a) tri-linearni model smicanja (Tuna i Wallace, 2012), b) model ciklične zavisnosti napon smicanja-klizanje upotrebljen u Perform-3D

Perform-3D nema mogućnost simulacije suženja histerezisnog odgovora karakterističnog za AB zidove. Da bi se obuhvatio efekat suženja histerezisnih petlji na disipaciju energije uvedena je ciklična degradacija smičuće krutosti grana rasterećenja i reopterećenja. Prema preporukama za projektovanje AB zidova (NIST GCR 14-917-25) usvojen je odnos krutosti grane rasterećenja prema inicijalnoj krutosti  $G_{raster.}/G_o = 1.0$  do smičuće nosivosti  $0.6 \cdot V_n$  ili približno granici elastičnosti. Krutost grane negativnog opterećenja se razlikuje za različite nivoe klizanja i dobija se izjednačavanjem površina petlji i željenog sažimanja histerezisne petlje (slika 7.20-b).

Kriva definisane grafikom (slika: 7.15-a) predstavlja zavisnost smičuće sile  $V = A_{cv}\tau$ , gde je  $A_{cv}$  nominalna smičuća površina a  $\tau$  smičući napon. Idealizovani model uvodi redukciju smičuće krutosti kroz korekciju modula smicanja  $G_{eff} = 0.8G_c$  do nivoa napona smicanja  $0.124f'_c$  koji se smatra naponom pojave prve prsline u AB zidu. Nagib naredne grana krive jednak je  $0.4G_c$ , definisan je prvom prslinom i ide do tačke pojave tečenja sile smicanja  $0.6V_n$ .

Rezultujuća sekantna krutost ove dve grane je  $0.52G_c$ . Kriva dalje ide pod nagibom  $0.1G_c$  do nominalne sile smičanja  $V_n$ .



Slika: 7.9 a) multi-linearna kiva razvijena iz eksperimentalnih rezultata (PEER/ATC-72-1), b) pojednostavljena kriva upotrebljena u Perfform-3D

Prema kriterijumima za projektovanje visokih zgrada (PEER/ATC-72-1) preporučuje se upotreba efektivne smičuće krutosti pri nelinearnoj analizi vremenskog odgovora. Za lako armirane smičuće zidove efektivna smičuća krutost je  $GA_{v,eff} = (0.05 - 0.1) \cdot GA_{v,gros}$ . Kriva se definiše karakterističnim tačkama  $0.6V_n$  i  $1.0V_n$ . Za zidove dominantno opterećene savijanjem prema (ASCE/SEI 41-06) opadajuća grana dijagrama je definisana klizanjem  $\gamma = 0.0075$  a rezidualna smičuća nosivost  $0.2V_n$ . Granična vrednost klizanja se usvaja  $\gamma_x = 0.01$ .

## 7.2 Analiza AB zidova sa otvorima – predlog modela

U nelinearnoj analizi zidova sa otvorima vezne grede se mogu modelovati na više načina. Najjednostavniji način je linijskim elementom sa nelinearnim smičućim zglobovima na sredini raspona grede (NIST GCR 14-917-25). Ponašanje vezne grede je predstavljeno fenomenološki. Nelinearno ponašanje zidova i stepen njihovog sprežanja (DoC) su tada u funkciji jedne zavisnosti. U zavisnosti od geometrijskog odnosa  $a/d$  tj. ukoliko se fleksiono ponašanje veznih greda ne može zanemariti modelu se dodaju momentni zglobovi na kraju grede. Smičuće i fleksiono ponašanje vezne grede je definisano preporukama (ASCE/SEI 41-06), a model je jednostavan i lak za kalibraciju. Nosivost veznih greda se određuje prema (ACI 318-11). Dijagonalna armature povećava ukupnu smičuću nosivost greda i mora se obuhvatiti. Da bi model ponašanje veznih greda bio što realniji, mehaničke karakteristike i skeletne krive konstitutivnih materijala treba zasnovati na očekivanim vrednostima njihove nosivosti. Očekivane vrednosti materijala treba usvojiti prema preporukama (PEER TBI, 2010). Za vezne grede očekivane vrednosti materijala su za armaturni čelik  $f_{y,exp} = 1.17f_y$  i za beton  $f'_{c,exp} = 1.3f'_c$ .

Nosivost veznih greda na smicanje ukoliko su armirane simetričnom dijagonalnom armaturom, sa minimalno četiri šipke u dva sloja za oba pravca određuje se prema (ACI 318-11, izraz.: 21-9). Uslov je da je dužina sidrenja određena za  $1.25f_{y,t}$ . Očekivana smičuća nosivost je:

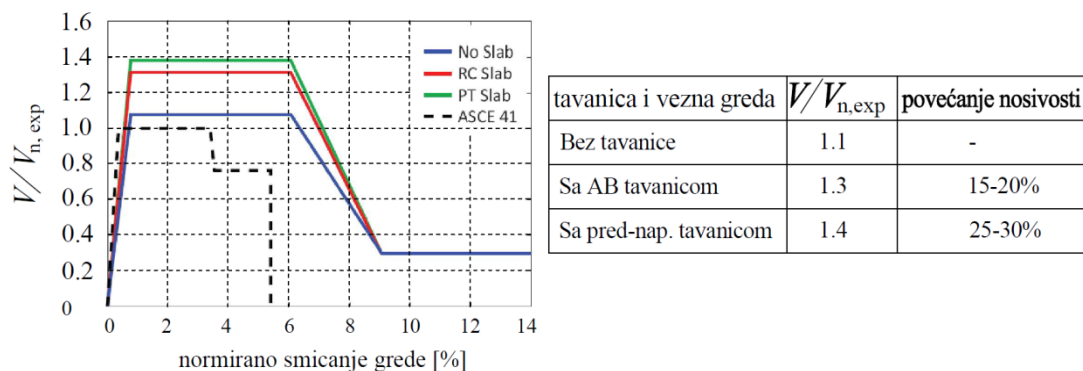
$$V_{n,exp} = 2A_{vd}f_{y,ehp} \sin \alpha \leq 0.83A_{cb}\sqrt{f_{c,exp}} \quad (7.1)$$

Gde je:

$\alpha$  – ugao između dijagonala i aksijalne ose vezne grede,

$A_{vd}$  - ukupna površina armature u jednoj dijagonali.

Uticao tavanica na nosivost veznih greda je istražen u radovima (Naish i dr., 2009). Tavanice mogu značajno da utiču na krutost, nosivost i deformacioni kapacitet veznih greda ukoliko su tavanice adekvatno spregnute sa veznom gredom. Rezultati ispitivanja greda u prirodnoj veličini su pokazali da tavanica povećava fleksionu nosivost vezne grede do 20%, a smičuću nosivost 15-20%.



Slika: 7.10 Uticaj tavanice na smičuću nosivost veznih greda (Naish i dr., 2009)

Maksimalna i rezidualna smičuća nosivost veznih greda uključujući i uticaj tavanice se prema preporukama (Naish i dr., 2009, Naish i dr., 2010) izračunava kao:

$$V_{u,exp} = 1.33V_y \quad (7.2)$$

$$V_{r,exp} = 0.25V_{u,exp} \quad (7.3)$$

Fleksiona nosivost veznih greda se određuje pomoću pravougaone raspodele napona pritiska unutar poprečnog preseka grede (ACI 318-11, 2011). Pretpostavlja se ravnomerna raspodela napona u ekvivalentnoj zoni pritiska. Pritisnuta zona je ograničena ivicom preseka grede i linijom paralelnom sa neutralnom osom na rastojanju  $\alpha$  od vlakna sa maksimalnom deformacijom. Rastojanje se izračunava:

$$\alpha = \beta_1 \cdot c \quad (7.4)$$

Gde je:

- Parametar je  $\beta_1$  faktor koji se odnosi na rastojanje težišta ekvivalentnog pravougaonog dijagrama napona pritiska od neutralne ose preseka. Za beton sa  $f'_c \geq 27.58 \text{ MPa}$  (4000psi), faktor  $\beta_1$  se linearno smanjuje za 0.05 za svakih  $6.89 \text{ MPa}$  (1000psi). Minimalna vrednost faktora je  $\beta_{1,\min} = 0.65$ .
- Parametar  $c$  je rastojanje od ivičnog vlakna sa maksimalnom dilatacijom pritiska do neutralne ose preseka.

U proračun graničnog momenta koji može da prihvati vezna greda se uzima dijagonalna armatura i pritisnuta zona u betonu. Uticaj podužne armature na fleksionu nosivost veznih greda se zanemaruje.

Vezne grede sa odnosom  $a/d > 2$  se dominantno deformišu savijanjem. Grede sa odnosom  $a/d < 1.4$  se deformišu i smicanjem i savijanjem. Efektivna smičuća, fleksiona i aksijalna krutost veznih greda se prema (ATC 72-1) redukuje prema tablici 7.2. Za vezne grede u opsegu  $1.4 < a/d < 2$  primenjuje se linearna interpolacija koeficijenata. Kod greda sa odnosom  $a/d < 1$  fleksiona deformacija se može zanemariti.

Pojednostavljenje linijskog modela veznih greda se može realizovati redukcijom efektivne fleksione krutosti na  $0.15 E_c I_g$ . Gde je  $I_g$  moment inercije bruto preseka vezne grede. Redukcijom fleksione krutosti se simulira deformacija smicanja vezne grede bez upotrebe smičućeg zgloba. Deformacija vezne grede je DC i definisana je preko relativnog smicanja (chord rotation). Relativno smicanje je jednako odnosu smicanja krajeva štapa  $\Delta$  i raspona štapa  $l_{cb}$ . Ponašanje vezne grede je definisano preko relativnog smicanja preko celog raspona vezne grede. Maksimalna vrednost relativnog smicanja je ograničena na 35 prema ASCE 41-06 (ASCE, 2007). Preporučena vrednost interakcionog faktora gubitka nosivosti je 0.25 (Naish i dr., 2009). Time se utiče na smanjenje smičuće nosivosti vezne grede pod opterećenjem u jednom smeru u funkciji ostvarene deformacije pri opterećenju u drugom smeru.

Tabela: 7.2 Efektivne krutosti veznih greda prema ATC 72-1

Geometrijski odnos $a/d$	fleksiona krutost $E_c I_{eff}$	Smičuća krutost $G_{c,eff} A_g$	Aksijalna krutost $E_c A_{eff}$
$2 \leq a/d \leq 4$	$0.15 E_c I_g$	$0.4 E_c A_g$	$E_c A_g$
$a/d \leq 1.4$	$0.15 E_c I_g$	$0.1 E_c A_g$	$E_c A_g$

$I_g$  i  $A_g$ - moment inercije i površina bruto preseka bez efekta prslina

Kod klasično armiranih veznih greda sa geometrijskim odnosom  $a/d > 2$  moguća je primena linijskog modela vezne grede u kombinaciji sa plastičnim zglobovima. Prednost ovog modela je jednostavnija kontrola ponašanja i manji zahtevi za računarskim resursima. U polovini raspona vezne grede postavlja se smičući zglob a na krajevima grede momentni zglobovi. Ponašanje

zglobova sila-smicanje i moment-rotacija se definišu tri-linearnim skeletnim krivama. Adekvatnom kalibracijom modela skeletne krive pri monotonom opterećenju dobija se skeletna kriva pri cikličnom opterećenju (slika: 7.1-b).

Tabela: 7.3 Vrednosti parametara ciklične skeletne krive momentnih i smičućeg zgloba vezne grede eksperimentalnih uzoraka M21 i M22 upotrebljenih u numeričkom modelu

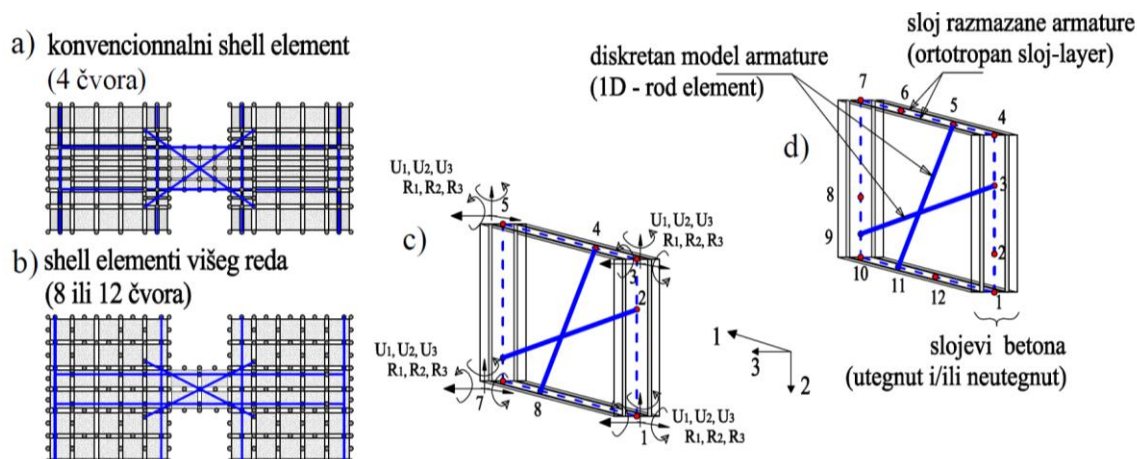
$a/d=3$	DY	DU	DL	DR	DX
M [kNm]	3.1	3.4	3.4	0.6181	0.6181
$\varphi$ [rad]	0.0	0.01013	0.01797	0.02301	0.02633
V [kN]	7.18	7.898	7.898	7.579	7.579
d [m]	0.0	0.002	0.005	0.007	0.01

Treba napomenuti da modeli momentnog i smičućeg zgloba linijskih elemenata u Perform-3D nemaju svojstvo degradacije krutosti rasterećenja. Već im se histerezisno ponašanje koriguje EDF koeficijentom. EDF faktor se koristi za definisanja oblika histerezisnih. Vrednosti EDF bi trebalo odrediti na osnovu eksperimentalnih rezultata ispitivanja veznih greda približnog geometrijskog odnosa  $a/d$  i načina armiranja.

Tabela: 7.4 Vrednosti parametra EDF za geometrijski odnos veznih greda  $2 \leq a/d \leq 4$ , (Naish i dr., 2010)

EDF	DY	DU	DL	DR	DX
(Galano, L., Vignoli, A., 2000) $a/d=1.5$	0.225	0.225	0.225	0.15	0.15
(Naish i dr., 2010), $2 \leq a/d \leq 4$	0.5	0.45	0.40	0.35	0.30

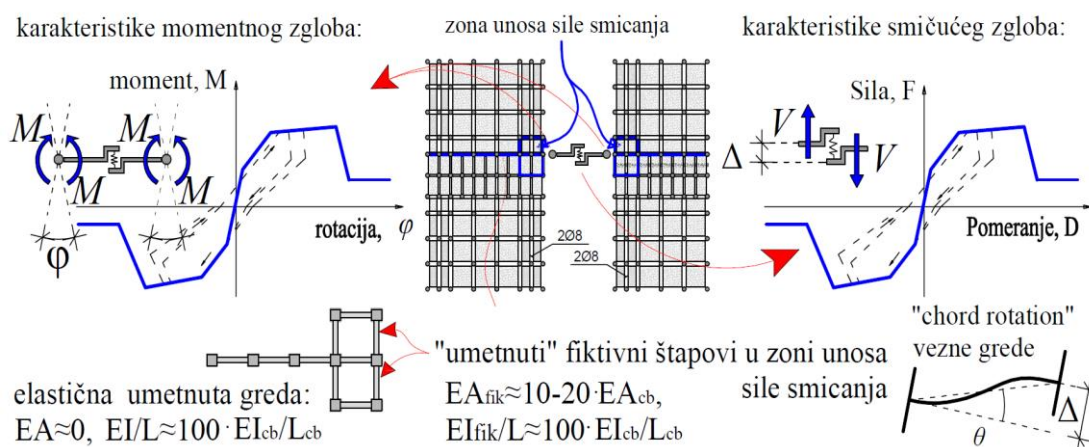
Napredniji model visokih veznih greda sa odnosom geometrije  $a/d < 2$  se formira (general wall) konačnim elementima. Model je komplikovaniji i numerički zahtevniji ali pruža mogućnost detaljnijeg definisanja konstitutivnih relacija materijala (Graham, 2013). Dalje unapređenje modela može se realizovati diskretnim modelovanjem glavne armature (konvencionalne i dijagonalne armature) (Balkaya i Kalkan, 2003). Nedostaci ovog modela su: znatno povećanje gustine mreže KE, obavezno strukturiranje mreže KE, povećani zahtevi za računarskim resursima, komplikovana kalibracija modela i dr.



Slika: 7.11 Moguće unapređenje modela uvođenjem izoparametarskih elemenata sa 8 ili 12 čvorova



Pločasti elementi u Performu-3D imaju četiri čvora sa bez mogućnosti prenosa rotacije u ravni elementa. Ukoliko se povežu gredni i zidni element veza je zglobna. Da bi se obezbedio prenos momenta između vezne grede i zida neophodno je umetanje fiktivnih linijskih elemenata. Fleksiona krutost umetnutih elemenata se usvaja znatno već od krutosti vezne grede (slika: 7.8). Ovaj način veze može da prouzrokuje velike lokalne poremećaje u zidu na mestu oslanjanja. Iz tog razloga se preporučuje formiranje okvira od fiktivnih štapova čime se zona poremećaja proširuje na susedne zidne elemente a intenzitet poremećaja smanjuje. Time se sprečava divergencija proračuna.



Slika: 7.12 Model veznih greda uzoraka M21 i M22

Tavanica je modelovana General Wall elementima. (Graham i sar., 2004). Fleksiona krutost tavanice je zanemarena zbog nemogućnosti modelovanja savijanja pločastih elemenata nelinearnom zavisnošću. Uticaj tavanice na nosivost savijanja veznih greda je kod modela M11 i M12 sagledan direktno, sprežanjem tavanice po gornjoj ivici veznih greda. Preliminarne analize ispitanih uzoraka M11 i M12 (Žorić, 1990) su ukazale da je smičuća deformacija veznih greda dominantna u odnosu na deformaciju savijanja. Tako da je ova aproksimacija imala opravdanje. Kod modela M21 i M22 uticaj tavanice je uvršten kroz fleksiono ponašanje idealizovanog linijskog modela sa koncentrisanom plastičnošću. Eksperimentalni rezultati (Žorić, 1990) su ukazali na sadejstvo ploče i veznih greda brojnim prslinama koje su se širile po uglovima vezne grede duž cele širine ploče. Ovo je naročito bilo izraženo kod modela sa manjom visinom greda.

## 7.2.1 Prigušenje

Prigušenje u realnim konstrukcijama je uvek kombinacija različitih vidova gubitka kinetičke energije. U linearnom domenu rada konstruktivnih elemenata najjednostavniji vid modeliranja prigušenja je preko unutrašnjeg viskoznog prigušenja. Viskozno prigušenje se definiše u vidu ekvivalentnog koeficijenta prigušenja  $\xi$ , koje može biti implementirano u Performu-3D na više načina, uključujući Rayleigh-ovo ili modalno prigušenje. Ovi modeli prigušenja su razvijeni za

primenu u linearnoj modalnoj analizi i mogu biti neprikladni za nelinearnu seizmičku analizu. Naročito treba biti obazriv kod Rayleigh-ovog prigušenja jer se upotrebljava matrica krutosti formirana na osnovu inicijalne (elastične) krutosti sistema. U Performu-3D ovo može da uzrokuje veštačko povećanje prigušenja nakon plastifikacije modela (Charney, 2008). U cilju izbegavanja ovog efekta, deo prigušenja  $\beta K$  proporcionalan krutosti treba korigovati na pojedinim konstruktivnim elementima. Multiplikator treba usvojiti  $\beta=0$  za elemente sa velikom početnom krutošću kao što su vezne grede.

Za krutost pločastih elementa od AB modelovanih modelom vlakana usvaja se inicijalna krutost. Inicijalna krutost se računa pod pretpostavkom da sva vlakana poseduju krutost. Vlakna betona pri zatezanju nakon pojave prslina nemaju krutost. Viskoznim prigušenjem  $\beta K$  pri čemu je  $K$  krutost usvojena za neispucali beton dovodi do nerealno velike vrednosti viskoznog prigušenja. Ovo se dešava kod fiber modela smičućih zidova. Nakon loma vlakana betona dolazi do pomeranja neutralne ose. Ukoliko je aksijalna krutost vlakana  $K$  velika, ukupna količina viskozno disipirane energije je prevelika. Da bi se izbegla ova pojava u Perform-3d je usvajena pretpostavka da se aksijalna krutost vlakana betona usvaja u vrednosti 15% od pripadajućeg dela preseka. Drugim rečima, u elementima u kojim je moguća pojava pukotina usled savijanja pri proračunu viskoznog prigušenja  $\beta K$  usvaja se redukovana krutost za NDA. Krutost armaturnih vlakna se ne redukuje (Perform 3D, 2006).

Definisanje opšteg obrasca za definisanje koeficijenta prigušenja nije moguće. On zavisi od visine zgrade, vrste materijala i karakteristika konstrukcije. Za uobičajene zgrade, prigušenje pri seizmičkim dejstvom se uobičajeno pretpostavlja u rasponu od 2% do 5% od kritičnog prigušenja. Manje vrednosti prigušenja se očekuju za visoke zgrade i zgrade od čeličnih okvira, a veće vrednosti prigušenja za AB zgrade manje spratnosti. Izbor koeficijenta je nepouzdan, a bitno utiče na odgovor konstrukcije. S obzirom, da je stvarni mehanizam prigušenja daleko od viskoznog ovo je značajna aproksimacija i može uzrokovati značajno rasipanje rezultata. Sa povećanjem nelinearnih deformacija sistema uticaj viskoznog prigušenja opada. U postelastičnoj fazi rada konstruktivnih elemenata uneta energija se disipira najvećim delom kroz histerezisno prigušenje.

Reyleigh-jevo prigušenje je definisano kao 2.5% kritičnog za vrednosti  $0.2T_1$  i  $1.2 T_1$ , gde je  $T_1$  prvi period oscilovanja modela. Prigušenje je upotrebljeno u NTHA prema preporukama (PEER/ATC 72, 2010). Vrednosti  $\alpha$  i  $\beta$  se automatski sračunavaju u Performu-3D. Ove vrednosti su tipične za NLTHA visokih AB zgrada ali mogu biti konzervativne za slučaj seizmičke analize SLE (nivo zemljotresa srednje jačine). Efektivni period vibracija zgrada blizu rušenja je znatno

veći od nominalnog prvog tona vibracija. U takvim slučajevima, uobičajeni opseg perioda Rayleigh-evog prigušenje treba preispitati. Duži periodi biće previše prigušeni, a mogućnost rušenja neće biti realno sagledana u analizi.

### 7.3 Verifikacija modela

Cilj ovog dela istraživanja je doprinos boljem razumevanju i validaciji numeričkog modela ponašanja AB zidova pod dejstvom alternativnog cikličnog opterećenja do loma. Za validaciju predloženog modela upotrebljeni su eksperimentalno ispitani modeli AB zidova sa otvorima izloženi dejstvu momenta i smičuće sile promenljivog smera i rastućeg intenziteta (Žorić., 1990). Parametri opterećenja i modela su izabrani tako da je fleksiono ponašanje dominantno. Što je preduslov primene modela koji ne sadrži FSI (Orakle i sar., 2006).

Postoje dva pristupa (eksperimentalni i analitički) kojim se može proceniti da li matematički model zadovoljava određene zahteve. Eksperimentalni pristup se sastoji od izrade fizičkog modela - uzorka (specimen) u određenoj razmeri i njegovom podvrgavanju dejstvima kojima se simuliraju uticaje usled seizmičkog pomeranja tla. Simulacija seizmičkog dejstva se može realizovati kroz više metoda.

Najverodostojniji metod je ispitivanje eksperimentalnih uzoraka na vibroplatformi (shaking table testing method). Pomeranja se nanose u bazu (osnovi) uzorka prema istoriji ubrzanja već dogođenih zemljotresa ili se primenjuju sintetički generisani zapisi akceleracije tla. Aplikacija pomeranja može biti u jednom, dva ili tri pravca. Primenjeni zapisi se obično skaliraju na unapred određene vrednosti maksimalnih ubrzanja ( $PGA = 0.1g, 0.2g, 0.3g, 0.4g$ ). Primenom ove metode inercijalni efekti i realno ponašanje sistema su dobro reprezentovani. Nedostatak metode je ograničenje mase i veličine uzorka dimenzijama vibroplatforme.

Druga grupa metoda je zasnovanih na kvazi-dinamičkom ispitivanju (pseudo-dynamic test metod). Ova tehnika je pogodna za ispitivanje sistema čije se ponašanje pod dinamičkim dejstvom može kondenzovati smanjenjem broja stepeni slobode. Servo hidro-aktuatorima se sistem pobuđuju isključivo u pravcu mogućeg pomeranja. Metoda je hibridna i razvijena je na bazi određivanja nelinearnih povratnih sila (restoring forces), pomoću vremenske integracije semi-diskretne jednačine kretanja. Integracija se vrši pomoću eksplicitne Newmark-ove metode a sama realizacije ispitivanja se ne vrši u realnom vremenu. Aplikacijom dejstva visoke učestalosti (približno frekventnom opsegu realnih zemljotresa) povećava se greška ispitivanja. Ispitna aparatura sadrži računar kojim se prate i kontrolišu pomeranja. Odgovarajuće „inercijalne“ sile se izračunavaju i apliciraju na sistem tako da prinudna pomeranja tačaka približno odgovaraju

onim koja bi nastala da je konstrukcija podvrgnuta realnoj seizmičkoj pobudi. Ova metoda je razvijena u SAD-u i Japanu. Prednost metode je mogućnost ispitivanja velikih uzoraka.

Poslednjih godina razvijene su metode kvazi-dinamičkog ispitivanja u realnom vremenu (real time pseudo-dynamic testing method) i hibridno kvazi-dinamičkog ispitivanja u realnom vremenu (real time dynamic hybrid testing method).

Metodom kvazi-statičkog opterećenja (quasi-static loading test method) uzorak se podvrgava dejstvima hidrauličkih aktuatora. Prirast sile aktuatora ili prinudnog pomeranja je spor. Inercijalni efekti unutar uzorka se ne razmatraju. Dinamičku prirodu zemljotresnog dejstva ova metoda ne sagledava. Cilj metode je posmatranje materijalnog ponašanja konstruktivnih elemenata izloženih ciklusima rastućeg alternativnog opterećenja.

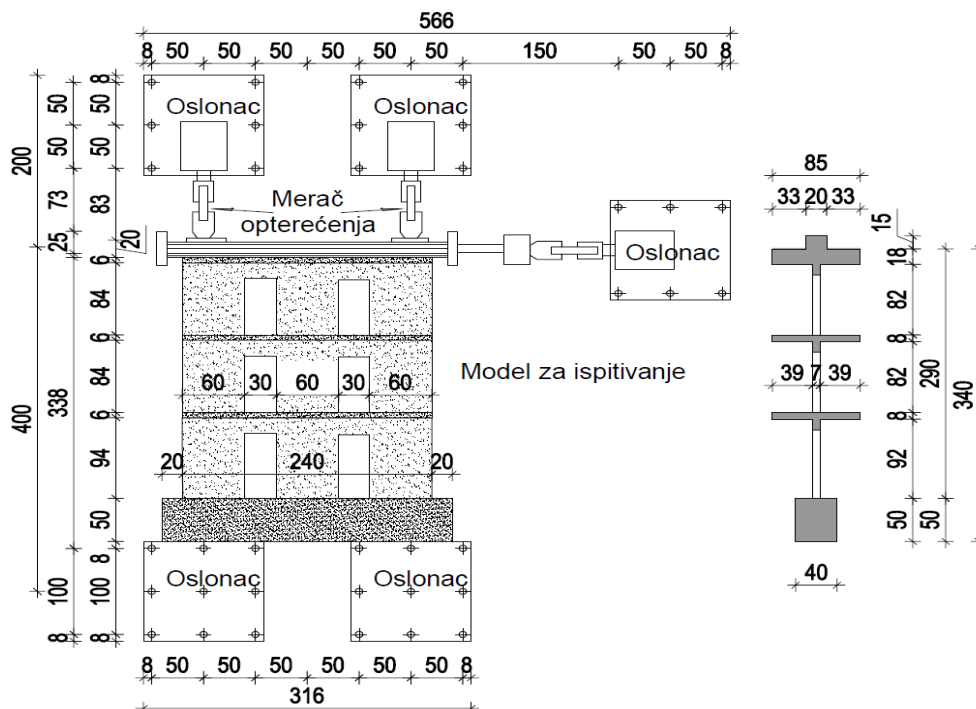
Metoda efektivnih sila (effective force testing method) aplicira dinamičke sile na uzorak konstrukcije koja je usidrena u krutu nepokretnu podlogu. Ispitivanje se odvija u realnom vremenu simulacije zemljotresa. Sile se apliciraju na osnovu kontrolnog algoritma zasnovanog na ubrzanjima tla i mase konstrukcije.

Verifikacija numeričkih modela predloženih u okviru ove tačke realizovana je na osnovu eksperimentalnih ispitivanja sprovedenih 1990. godine u okviru disertacije Svetlane Žorić. Ispitivanja su realizovana metodom kvazi-statičkog opterećenja na četiri uzorka AB zidova sa otvorima. Po dva modela su istih geometrijskih karakteristika a promenljivi parametri su: visina veznih greda, količina i način armiranja greda. Rezultati ispitivanja su dati u vidu histerezisnih dijagrama sila-pomeranje ( $P-\Delta$ ). Preuzeti eksperimentalni rezultati su analizirani u cilju dobijanja podataka o opštem ponašanju AB zidova sa otvorima. Dobijeni rezultati su upotrebljeni u svrhu verifikacije i kalibracije predloženog modela. Na osnovu toga su izvedeni zaključci o pojavama i ponašanju sistema povezanih zidova.

Razmatrajući formirane prsline i mehanizme loma ispitanih uzoraka i ponašanje zida u celini usvojeno je da se ponašanje zida sa otvorima modelira modelom general wall elementom u Performu -3D. Time je omogućena primena modela slojeva i modela vlakana. Vezne grede su u zavisnosti od njihove visine modelirane prema postupku navedenom u prethodnoj tački (tačka: 7.2). Kod modela sa jačim veznim gredama koje su armirane dijagonalnom armaturom duž celog raspona modeliranje je obavljeno diskretnim modelovanjem armature.

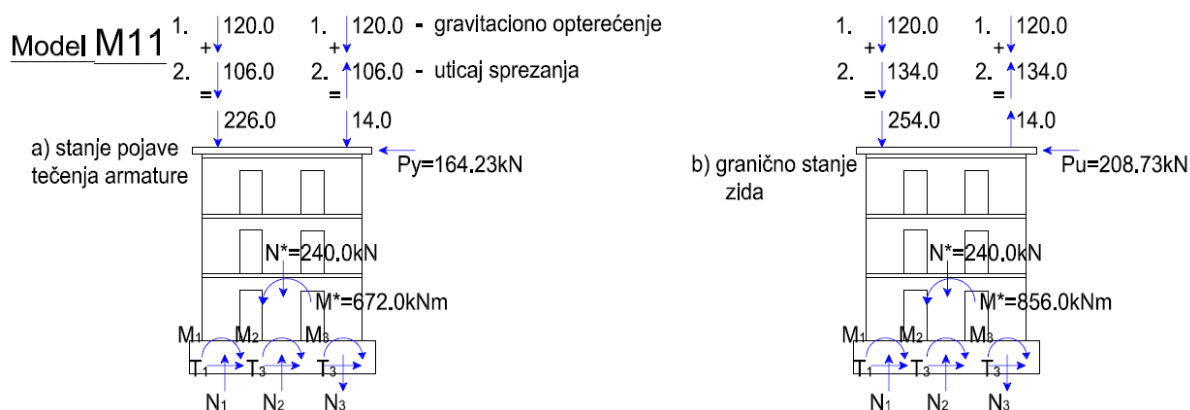
Model M21 je jedini opterećen simulacijom gravitacionog opterećenja sa parametrom aksijalnog opterećenja  $s = \sigma_o / \beta_b = 0.077$ . Kod ostalih modela primenjeno je gravitaciono opterećenje sa u iznosu  $s = 0.135$ . Spreg vertikalnih sila u zidovima za simulaciju sprežanja veznim gredama na višim etažama je u funkciji lateralne sile. Horizontalno ciklično opterećenje

je zadato u više koraka i faza. Prva faza nanošenja opterećenja je bila do pojave prvih prslina. Druga do pojave i formiranja kosih i horizontalnih prslina u zidovima. Treća nakon pojave prvog tečenja u armaturi zidova pri opterećenju približno 80% graničnog. Nakon ovoga histerezisni dijagram pokazuje karakteristično suženje i prelom zakrivljenja usled tečenja armature. Određivanje veličine ovog opterećenja je od naročitog značaja jer označava početak plastičnog ponašanja modela.



Slika: 7.13 Model i oprema za ispitivanje upotrebljena u eksperimentalnim istraživanjima (Žorić, 1990)

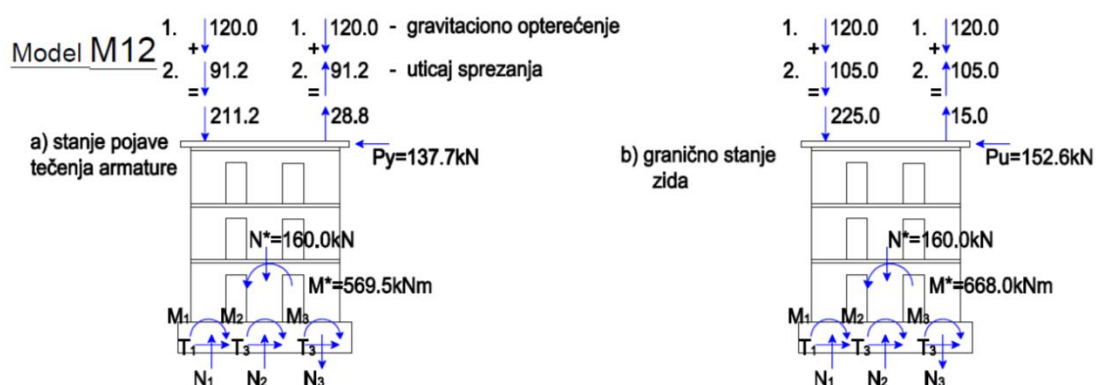
Eksperimentalni uzorci reprezentuju prve tri etaže zida sa otvorima u razmeri 1:3. Variran je parametar smicanja, tj. odnos  $a/d$  veznih greda. Kod modela M11 parametar smicanja iznosi 1.5, odnosno kod modela M21  $a/d$  iznosi 3.0. Odnosi  $a/d$  su realno primenljivi.



Slika: 7.14 Uslovi opterećenja modela M11, gravitaciono opterećenje i uticaj spreznjanja veznim gredama

Analiziran je doprinos naprezanja ivične armature na ponašanje sistema povezanih zidova. Grupisana ivična armatura na krajevima preseka zidova doprinosi povećanju nosivosti na

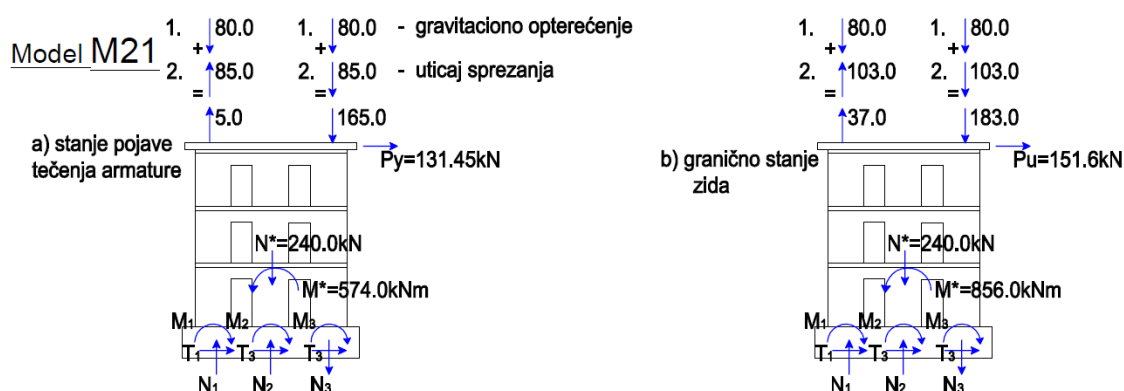
savijanje. Nedostatak utezanja ivičnih zona uslovio je izvijanje vertikalne armature. Horizontalna i vertikalna armatura rebra koja presecaju kosu prslinu, znatno doprinose nosivosti zida na smicanje. Horizontalna armatura prima sile smicanja usled zatezanja, što je i potvrđeno eksperimentom (Žorić, 1990). Vertikalna armatura doprinosi nosivosti smicanja efektom trna.



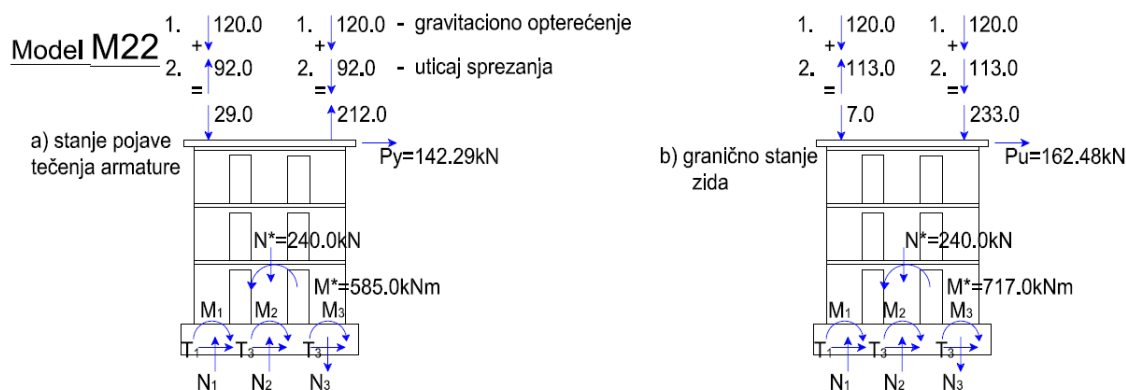
Slika: 7.15 Uslovi opterećenja modela M12, aksijalno i bočno opterećenje sa zamenjujućim spregom sila

Izbor programa opterećenja se generalno vrši na osnovu proračunatih karakterističnih sila (sila pri tečenju i granična sila loma). Očekivana deformacija je drugi faktor koji utiče na način promene nanošenja lateralnog opterećenja. U eksperimentalnim istraživanjima Svetlane Žorić upotrebljenim za verifikaciju predloženog numeričkog modela upotrebljeno je bočno opterećenje sa postepenim povećanjem intenziteta dok se uzorak ne dovede do stanja tečenja, odnosno korak po korak do graničnog stanja loma.

Aksijalne sile od gravitacionog opterećenja su najpre nanete a zatim je zadavanjem horizontalnog pomeranja ostvarena aplikacija horizontalne sile. Kod nanošenja cikličnog opterećenja svaki ciklus je ponavljan dva puta za isti iznos bočnog pomeranja (Slika 7.40-b,c). Nakon dostizanja tačke tečenja ponašanje modela može biti nepredvidljivo usled naglog gubitka krutosti i nosivosti. Iz tog razloga se prirast lateralnog opterećenja ublažava (anvelopa se prelama) slika 7.40-e. Uporedo sa merenjima vršena je registracija i obeležavanje prslina na modelu.

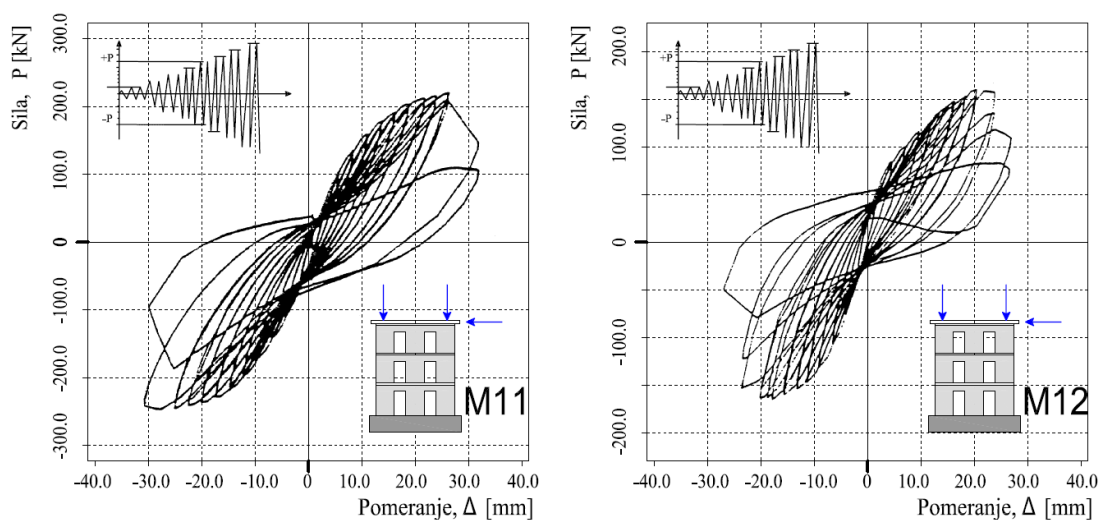


Slika: 7.16 Uslovi opterećenja modelu M21, aksijalno i bočno opterećenje sa zamenjujućim spregom sila



Slika: 7.17 Uslovi opterećenja modelu M22, aksijalno i bočno opterećenje sa zamenjujućim spregom sila

Na modelu M11 prve prsline su registrovane u pritisnutom zidu pri nivou opterećenja od 100kN (48% od graničnog). Zatim pri sili od 128kN registrovane su prsline u zidu Z3. Pri ovome su registrovane dilatacije u zategnutoj armaturi zida Z3 od 0.0981% i pritisnutoj armaturi 0.1426%. U zidu Z1 dilatacija zatezanja je 0.167% odnosno 0.223% u pritisnutoj armaturi. Prsline u veznim gredama su registrovane pri 112kN (54% graničnog). Dilatacije u pritisnutoj podužnoj armaturi greda su iznosile 0.1013% a u zategnutoj 0.0428%. Pomeranje vrha modela pri pojavi iznosilo je 7.3mm. Dalji rast opterećenja doveo je do pojave kosih prsline u zidovima Z2 i Z3 pri opterećenju od 148kN. Tečenje grupisane ivične vertikalne armature zida nastaje pri 165kN (79% graničnog). Ova tačka se uzima za početak plastičnog ponašanja modela a histerezisni dijagram pokazuje karakterističan prelom i zakrivljenje usled tečenja. Pri ovom opterećenju prsline nastale usled savijanja i smicanja se prostiru kroz celu etažu. Za daljim porastom opterećenja dolazi do povećanja pomeranja, proširenja postojećih pukotina i pojava novih na višim etažama. Pri sili od 209kN i pomeranju vrha modela za 24.9mm došlo je do drobljenja betona na pritisnutoj ivici i izvijanja bočne armature



Slika: 7.18 Histerezisno ponašanje modela M11 i M12, zavisnost P- $\Delta$  pomeranje vrha modela

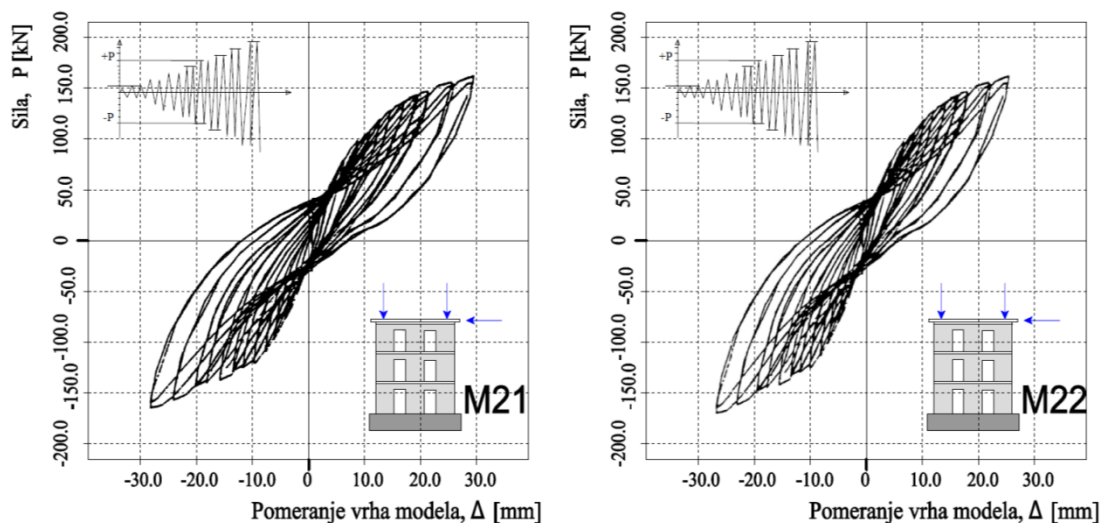
Model M12 je opterećen gravitacionim opterećenjem kao i model M11 u iznosu od 120kN, što daje normalni napon 4MPa. Razlika u odnosu na model M11 je u načinu armiranja. Vertikalna armatura grupisana oko otvora je smanjena. Kose prsline su registrovane u zidovima Z1 i Z3, a posle i na zidu Z2 pri nivou opterećenja od 34-117kN (22-77% od graničnog opterećenja). Prsline u veznim gredama i horizontalne prsline u zidovima su registrovane istovremeno. Horizontalne prsline usled savijanja nastale su pri 48% od graničnog opterećenja. Dilatacija zategnute ivične armature iznosila je 0.0414% a pritisnute 0.0737%. Sa daljim povećanjem opterećenja do 142kN pojavljuju se horizontalne prsline u pritisnutom zidu Z3. U veznim gredama javljaju se prsline u višim etažama. Prvo tečenje vertikalne armature nastaje pri 132kN (87% graničnog). Pukotine od savijanja i smicana su se značajno proširile. Nakon 152kN dolazi do naglog prirasta deformacija uz smanjenje opterećenja. Ovo ukazuje na opadanje čvrstoće i krutosti i ovo opterećenje se definiše kao granično. Pomeranje vrha modela je iznosilo 24.4mm.

Model M21 je bio opterećen konstantnim gravitacionim opterećenjem od 80kN, što daje  $\sigma=2.45\text{MPa}$  ( $S=0.077$ ). Pri horizontalnom opterećenju od 40kN (24.5% graničnog) pomeranje je iznosilo 1.53mm. Pukotine i oštećenja nisu bile prouzrokovane. Sa povećanjem na 65.5kN (40% graničnog opterećenja) nastaju horizontalne prsline u ivičnim zidovima Z1 i Z3. Horizontalno pomeranje je iznosilo 6.78mm. Dilatacije u pritisnutoj ivičnoj armaturi su iznosile 0.174% a u zategnutoj 1.110%. Povećanjem opterećenja na 72kN (44.5%) razvijaju se vertikalne i kose prsline u veznim gredama druge etaže kao i kose prsline u zidu Z3. Pri opterećenju od 107kN (66% graničnog) registrovane su prsline u veznim gredama prvog nivoa. U srednjem zidu Z2 pojava horizontalnih prsline se javlja pri 138kN (85% graničnog opterećenja) i predstavlja granicu tečenja. Pri tome je ostvareno horizontalno pomeranje od 11.87mm. Dilatacija u zategnutoj ivičnoj armaturi iznosila je 0.313%, odnosno 0.314% u pritisnutoj. Pri opterećenju od 163kN došlo je do drobljenja betona pritisnute ivice i izvijanja vertikalne armature. Horizontalno pomeranje je iznosilo 24.96mm.

Model M22 se od prethodnog razlikuje u gušćem rasporedu uzengija veznih greda. Primenjeno je gravitaciono opterećenje od 120kN, što daje  $\sigma=3.307\text{MPa}$  ( $S=0.135$ ). Naneto je horizontalno opterećenje od 34.5kN (21.1% graničnog) i izazvalo pomeraja od 1.68mm. Prsline nisu registrovane. Opterećenje 56.1kN (34.4% graničnog) izazvalo je formiranje horizontalnih prsline u zidovima Z1 i Z3. razvoj kosih prsline u zidovima Z1 i Z3 nastao je pri 44% graničnog opterećenja. Naredni ciklus opterećenja od 98.8kN (60.6% graničnog) izazvao je horizontalne prsline u zidu Z1. Pri opterećenju od 110kN registrovana je pojava prsline u veznim gredama prva dva nivoa. Horizontalno pomeranje je iznosilo 9.95mm. tečenje vertikalne armature nastalo

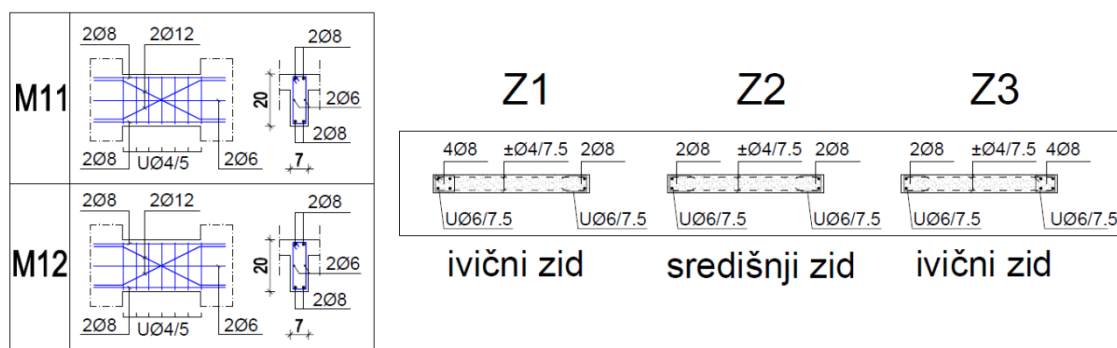


je pri opterećenju 142kN (87% graničnog). Registrovane dilatacije armature u ivičnim zonama su 0.392% zatezanje odnosno 0.15% u pritisnutoj armaturi. Horizontalno pomeranje vrha zida je iznosilo 17.22mm. Granično pomeranje vrha modela iznosilo je 24.84mm pri opterećenju 163kN. Lom je nastao odljuskavanjem zaštitnog sloja betona i izvijanjem pritisnute armature.

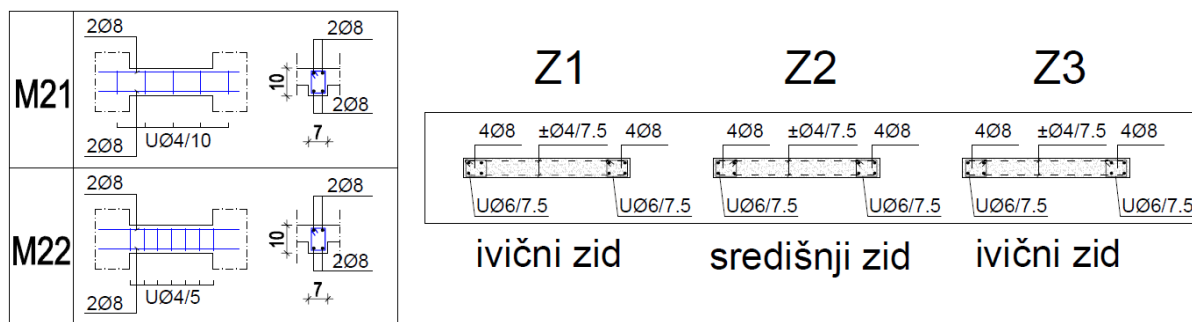


Slika: 7.19 Histerezisno ponašanje modela M21 i M22, zavisnost P- $\Delta$  pomeranje vrha modela

Rezultati numeričkog ispitivanja modela i cikličnog opterećenja na opšte histerezisno ponašanje modela daju sledeći redosled pojave otkaza. Kod modela M11 i M12 najpre nastaje otkaz kosim prslinama u zidovima, zatim prslinama u gredama prva dva nivoa. Granično stanje loma nastaje horizontalnim pukotinom na mestu uklještenja zida. Kod modela M21 i M22 redosled pojave otkaza je obrnut tj. najpre se javljaju horizontalne prsline na mestu uklještenja uslovljene savijanjem. Zatim prsline u veznim gredama nivoa jedan i dva. Na kraju se javljaju kose prsline u zidovima prve etaže.



Slika: 7.20 Način armiranja veznih greda i zidova



Slika: 7.21 Način armiranja veznih greda i zidova

Aksijalno opterećenje od 80kN na modelu M21 u odnosu na modele M11 i M12 uslovljava manju otpornost na pojavu prvih horizontalnih prslina uzrokovanih savijanjem. Značaj nivoa gravitacionog opterećenja tj. uticaj aksijalnih sila na pojavu prslina i opšte ponašanje AB zidova je značajan.

### 7.3.1 Modeli materijala usvojeni u analizi (karakteristike materijala)

Procena ponašanja predloženog modela AB zidova je realizovana dinamičkom analizom kvazistatičkim opterećenjem. Analiza je realizovana pomoću programa Perform-3D. Elementi zida su modelirani kao pločasti elementi modelom slojeva i vlakana. Vezne grede uzoraka M11 i M12 ( $a/d=1.5$ ) su modelovane pločastim elementima, a i M21 i M22 ( $a/d=3.0$ ) su modelovane linijskim elementom sa koncentrisanom plastičnošću na krajevima i sredini raspona.

Poprečni presek pločastih elemenata je predstavljen sa četiri vrste vlakana: neutegnutim betonom kojim je modeliran beton rebra van zona ivičnih ojačanja, utegnuti beton kojim je modelirano jezgro preseka ivičnih ojačanja, model vlakana armature  $\phi 6\text{mm}$  i model vlakana armature  $\phi 8\text{mm}$  i  $\phi 12\text{mm}$  (različitih su mehaničkih karakteristika). Zbog specifičnosti ponašanja eksperimentalnih uzoraka upotrebljenih za validaciju predloženog modela javila se potreba za uvođenjem dodatnog modela armature koji simulira izvijanje pritisnute armature..

Analiza loma eksperimentalnih uzoraka (Žorić, 1990) je ukazala da se kod svih uzoraka pojavio problem lokalne nestabilnosti podužne armature. Izvijanje podužne armature na ivicama zidova je nastalo kao posledica pritiska u armaturi u kojoj je dostignuto tečenje u prethodnim ciklusima opterećenja. Neukrućene ivice, bez efektivnog ojačanja (utezanja) u poprečnom pravcu omogućile su lokalno izvijanje podužne armature. Bitan parametar lokalnog izvijanja armature je utegnutost preseka i razmak uzengija. Prema preporukama (ACI 318-11) datim u tački 7.1.1 razmak uzengija je tri puta veći od preporučenih  $s_{uz} \leq t_w/3$

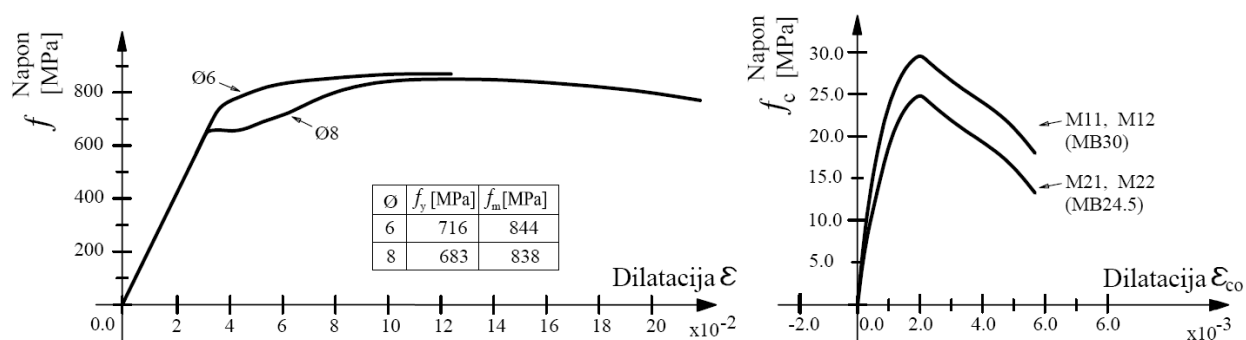
Očigledno je da je u oblikovanju detalja eksperimentalnih uzoraka napravljen propust. Otvorene uzengije sa odnosom razmaka i prečnika vertikalne armature  $s/d_v \approx 11$  ne mogu sprečiti izvijanje podužne armature. Preporuka je  $\max(s/d_v)=6$  (Paulay i Priestley, 1992). Treba sagledati

i uticaj razmere eksperimentalnih uzoraka i debljine zida od  $d_z=7\text{cm}$  na mogućnost postizanja efektivnog utezanja ivičnih zona. Preporučeni minimalni odnos debljine zida i debljine zaštitnog sloja je 10 da bi efekti utezanja bili značajni (NIST, 2014). U uzorcima je  $t_{zida}/t_{zaš.sloj.} = 7 \leq 10$  i uslov nije ispunjen.

Zbog svega navedenog u numeričkom modelu je upotrebljen model vlakana neutegnutog betona za sve elemente (Inelastic 1D Concrete Material). Pločastim elementima je dodeljena nelinearno smičuće ponašanje. Za simulaciju ponašanja izvijanja armature uveden je model vlakana sa mogućnošću izvijanja (Inelastic Steel material, Buckling). Ovaj tip materijala ima ograničenje u primeni i nije ga moguće primeniti u pločastim elementima. Iz tog razloga za simulaciju ivične armature uveden je novi linijski element (Beam, Inelastic Fiber section). Vlaknima betona veznih greda uzoraka M11 i M12, kao i vlaknima betona prvog nivoa svih uzoraka korigovan je koeficijent Rayleigh-ovog prigušenja  $\beta$  prema napomenama datim u tački 7.2.1.

U realnim konstrukcijama sa jačim utezanjem ivičnih preseka, zatvorenim uzengijama, uz njihov manji razmak u potencijalnim zonama plastifikacije zidovi bi nesumnjivo ostvarili povoljnije ponašanje u nelinearnoj oblasti. Tako da bi u modelu AB zidova u realnoj razmeri primena vlakana utegnutog betona za simulaciju ponašanja ivičnih zona bila opravdana.

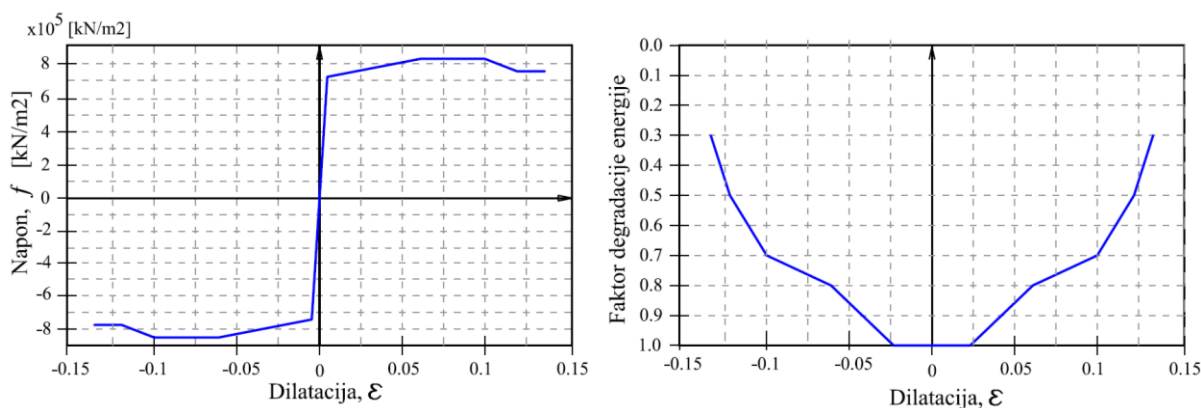
Definisanje konstitutivnih parametara materijala je početni činioac u modelovanju ponašanja konstrukcija. Kao materijalni modeli koriste se jednoaksijalne konstitutivne relacije betona i armature. Radni dijagrami su poli-linearni sa degradacijom nosivosti pri velikim dilatacijama. Ponašanje betona je definisano na osnovu nosivosti ispitnih tela. Ispitivanjem ugrađenih materijala armaturnog čelika i betona dobijene su sledeće zavisnosti napon-dilatacija (slika 7.14). Eksperimentalnim ispitivanjem ispitnih tela ugrađenog betona u modelima M11 i M12 ostvarena je pritisna čvrstoća od 30MPa. Dok je za (M21 i M22) ostvarena pritisna čvrstoća iznosila 24.5MPa.



Slika: 7.22 Rezultati ispitivanja ugrađenih materijala (Žorić., 1990)

Armaturni čelik je modeliran kao (Inelastic Steel material). Opcija izvijanja armature nije uključena tako da je tri-linearni radni dijagram  $f - \varepsilon$  simetričan pri pritisku i zatezanju. poligonalnom krivom sa simulacijom degradacije nosivosti (opadajući deo krive). Primenjene su dve konstitutivne krive sa simetričnim karakteristikama u zategnutoj i pritisnutoj zoni. Ovim relacijama modelovani su slojevi armature u (General Wall Inelastic Section). Karakteristike komponenti su unete prema slici 7.14. Usvojene vrednosti se neznatno razlikuju od preporuka (ASCE/SEI 41-06 dodatak br.1) prema kome se dilatacija tečenja usvaja  $DL = -0.02$  za pritisak i  $DL = 0.05$  za zatezanje. Nakon ove dilatacije počinje pad nosivosti. Rezidualna nosivost je usvojena kao 80% maksimalne. Preporučena vrednost rezidualne nosivosti može biti u veoma velikom rasponu i kreće se od 10% pa do pune maksimalne nosivosti (bez gubitka).

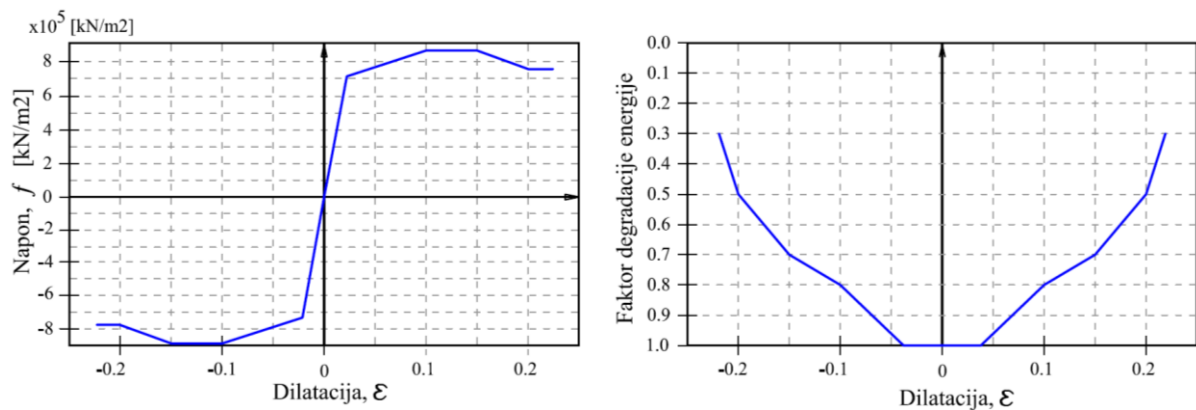
S obzirom da nisu postojali rezultati eksperimentalnih ispitivanja uzoraka armature pod cikličnim opterećenjem za analizu je usvojen modifikovani Monegotto-Pinto model. Vrednosti EDF i USF koeficijenata su kalibrisane prema modifikovanom Monegotto-Pinto konstitutivnom modelu armature, za parametre:  $R_0=20$ ,  $a_1=18.5$ ,  $a_2=0.15$ ,  $a_3=0.01$ ,  $a_4=7$  prema preporukama (Ghodsi i Ruiz, 2009).



Slika: 7.23 Multi-linearna kriva napon-dilatacija i FDE za armaturni čelik  $\phi 6$ ,  $f_y/f_u = 716/844$  [MPa]

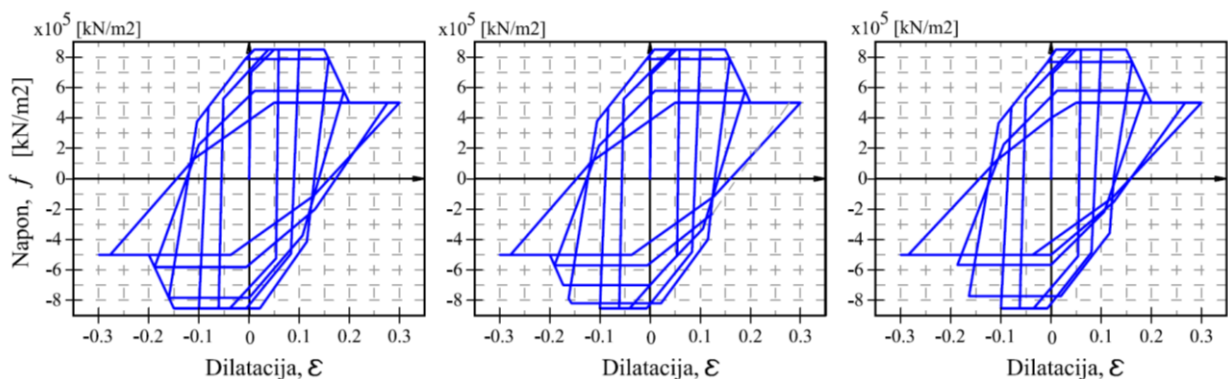
Polja zidova su armirana mrežom  $\phi 4/7.5$ . Površina vlakana armature je definisana procentualno u odnosu na površinu vlakana betona  $A_{vl.arm}=0.004787 \cdot A_{vl.bet}$ . Što odgovara razmazanoj efektivnoj debljini  $d_{vl.arm}=0.3351$ mm armaturene mrežom. Ivične zone zidova i vezne grede armirane su žicama  $\phi 8$ mm. Što odgovara procentualnom udelu površine vlakana u površini betona od  $\mu=2.872\%$  i  $\mu=1.436\%$ .

Preliminarnim analizama ponašanja modela dobijena je znatno veća krutost i granična nosivost numeričkih modela u odnosu na ponašanje eksperimentalne uzoraka. Razvojem modela su korigovane konstitutivne relacije betona i armature u ivičnim i zonama oko otvora u zidovima. Vlakna betona su sva modelovana neutegnutim betonom a vertikalna ivična armatura je modelovana diskretnim modelom armature uz uvođenje izvijanja armature

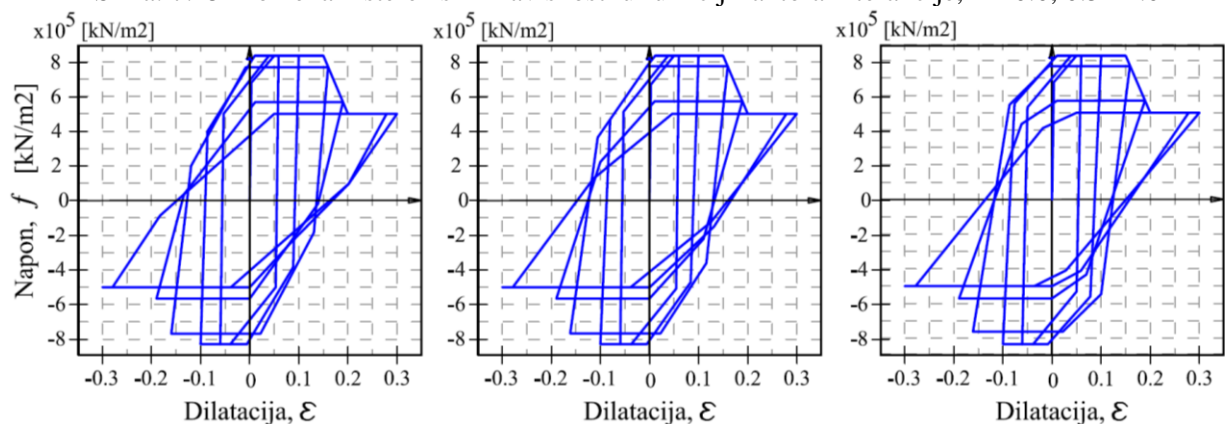


Slika: 7.24 Multi-linearna kriva napon-dilatacija i FDE za armaturni čelik  $\phi 8$ ,  $f_y/f_u = 683/838$  [MPa]

Vrednosti parametara EDF su usvojene prema tabeli 7.1 (Ghods i dr., 2009). Uticaja parametara oblika histerezisnih petlji je dat na slikama 7.25 i 7.26. Faktor interakcije (Interaction Factor-FI) utiče na efekat interakcije gubitka nosivosti pri alternativnom naprezanju. Faktor krutosti rasterećenja (Unloading Stiffness Factor-USF) utiče na krutost grane rasterećenja. Koeficijenti oblika histerezisnih krivi armature su usvojeni u granicama  $FI=0.85-1.0$  i  $USF=-1.0$ . Treba istaći da faktor krutosti rasterećenja samo delimično uspeva da sažme histerezisne petlje ponašanja armature. U globalnom histerezisnom odgovoru sistema ovaj uticaj je dodatno smanjen. Time je model značajno ograničen jer ne poseduje mogućnost modeliranja sažimanja petlji. Ovo za posledicu ima značajno odstupanje oblika histerezisnih petlji u oblasti ravnotežnog položaja.



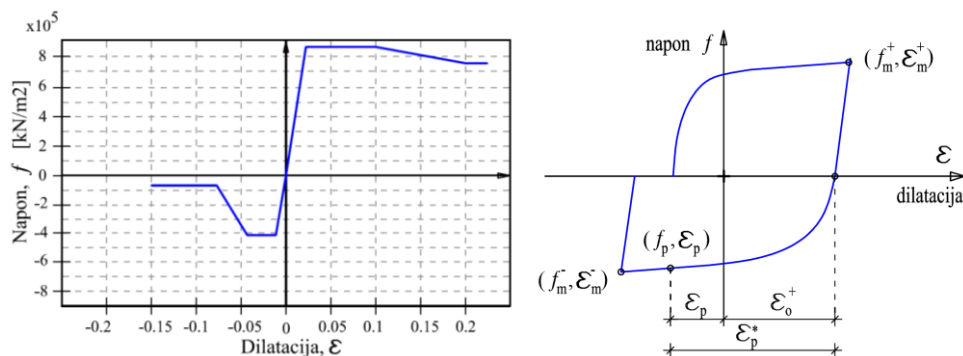
Slika: 7.25 Promena histerezisnih zavisnosti u funkciji faktora interakcije,  $FI=0.0, 0.5$  i  $1.0$



Slika: 7.26 Promena histerezisnih zavisnosti u funkciji faktora krutosti rasterećenja,  $USF=-1.0, 0.0$  i  $+1.0$

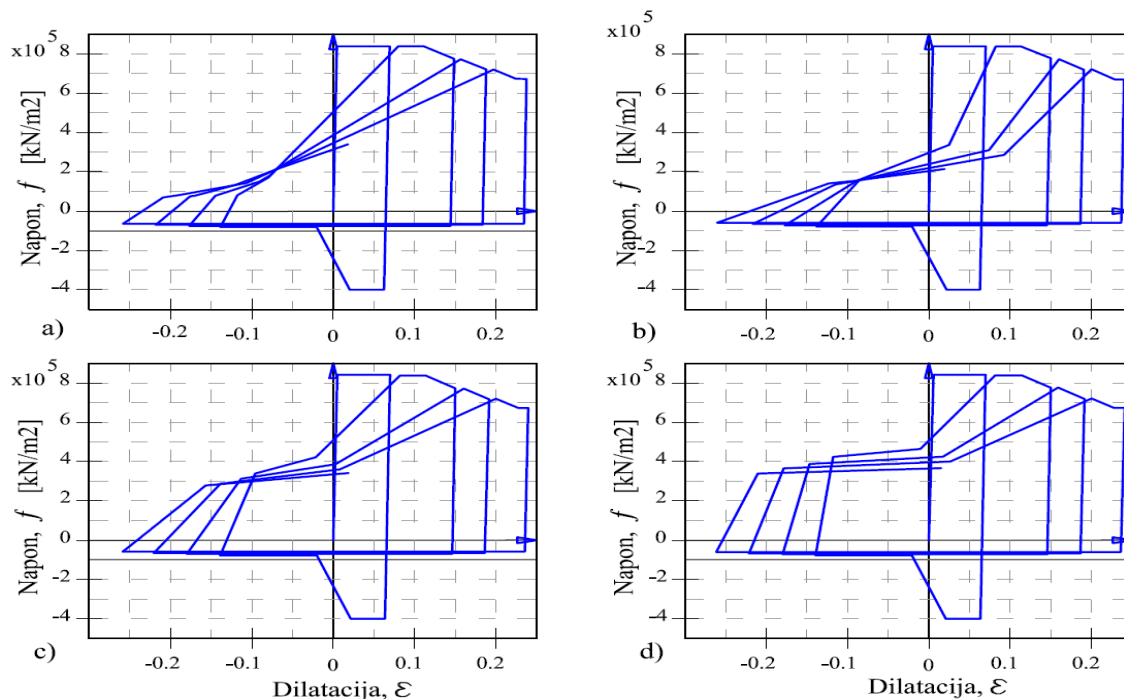
U uzorku M12 do loma je došlo izbočavanjem van ravni zida. Izbočavanju je prethodilo izvijanje pritisnute armature usled nedovoljnog razmaka između uzengija oko otvora. Formirani mehanizam loma zida ukazuje na neophodnost redukcije nosivosti na pritisak vertikalne armature u ivičnim zonama. Iz tog razloga uvedena je i treća relacija  $f - \varepsilon$  za armaturu. Kojom je simulirano izvijanje vertikalne armature  $\phi 8\text{mm}$  u ivičnim zonama uzoraka.

Vrednosti su usvojene na osnovu preporuka (Tuna i Wallace, 2012). Efekat izvijanja armature je simuliran smanjenjem nosivosti faktorom koji zavisi od vitkosti vertikalne armature za dilatacije skraćanja veće od  $\varepsilon = 0.003$ . Odnos vertikalnog razmaka uzengija ivičnih ojačanja i vertikalne armature je  $s/d_b = 9.4$ . Ukoliko je odnos  $s/d_b > 6$  prema (ACI 318 tačka: 21.6.4.3) vertikalna armature je podložna izvijanju. Na osnovu eksperimentalnih istraživanja izvijanja pojedinačnog uzorka armaturene šipke u radu (Rodriguez i dr., 1999) je dat postupak za procenu dilatacije pri kojoj počinje sa izvijanjem vertikalne armature (buckling strain indicator,  $\varepsilon_p^*$ ). Postupak se sastoji u formiranju krive moment krivina u korelaciji sa dilatacijom u ivičnim zonama zida sa koje se očitavaju dilatacije pritiska i zatezanja za određeni nivo alternativnog pomeranja vrha zida. Vrednosti dilatacija se sabiraju, a zbir odgovara  $\varepsilon_p^*$ . Postupak se ponavlja za nekoliko karakterističnih vrednosti pomeranja vrha zida. Za dobijene vrednosti  $\varepsilon_p^*$  se konstruiše kriva na nomogramima za različite vrednosti  $s/d_b$  sa kojih se očitava  $\varepsilon_{p,cal}^*$  (Rodriguez i dr., 1999).

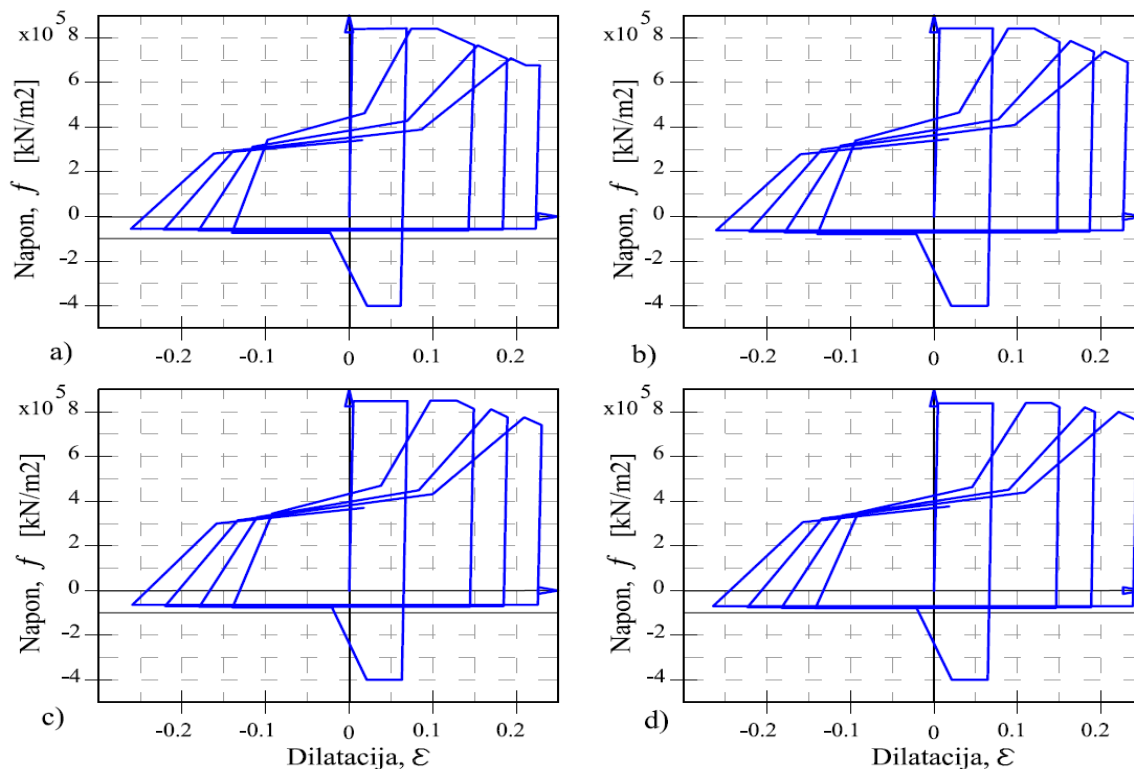


Slika: 7.27 Multi-linearna kriva napon-dilatacija sa izvijanjem armature, dilatacija  $\varepsilon_p^*$  - indikator izvijanja (Rodriguez i dr., 1999)

Za zidove sa odnosom  $s/d_b > 8$  (maksimalni odnos za koji je istraživane realizovano je  $s/d_b = 8$ ) procenjena vrednost dilatacije izvijanja je u granicama  $0.005 < \varepsilon_p^* < 0.015$ . U modelu je usvojena računaska vrednost dilatacije  $\varepsilon_{p,cal}^* = 0.01$ . Na slikama 7.26 i 7.27 su date histerezisne krive za različite vrednosti koeficijenata koji definišu krivu reopterećenja (Perform, 2006).



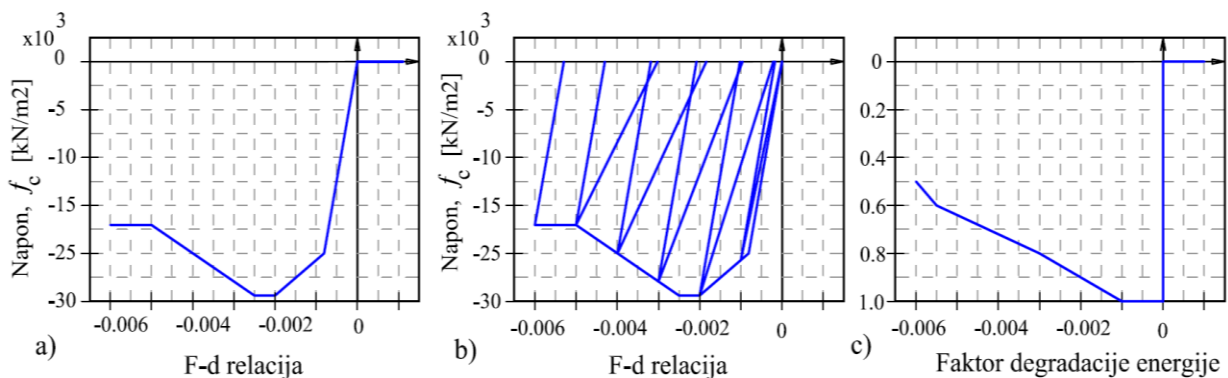
Slika: 7.28 Uticaj faktora reopterećenja na oblik histerezisnih petlji a)  $A=0.1$   $0.2$   $B=0.2$   $0.4$ ,  $SF=0.2$ , b)  $A=0.1$   $0.2$ ,  $B=0.2$   $0.4$ ,  $SF=0.2$ , b)  $A=0.2$   $0.25$ ,  $B=0.4$   $0.7$ , c)  $A=0.4$   $0.4$ ,  $B=0.22$   $0.2$ ,  $SF=0.2$  i d)  $A=0.5$   $0.1$ ,  $B=0.55$   $0.35$ ,  $SF=0.2$ .



Slika: 7.29 Uticaj faktora proklizavanja na oblik histerezisnih petlji armature  $f_y/f_u = 683/838$  [MPa], model obuhvata izvijanje armature, a)  $SF=0.1$ , b)  $SF=0.3$ , b)  $SF=0.5$  i b)  $SF=0.7$

Neutegnut beton je modeliran jednoaksijalnim modelom ponašanja (Inelastic 1D Concrete Material). Skeletna kriva ponašanja betona pri cikličnom opterećenju se može smatrati identičnom krivoj  $f - \varepsilon$  pri monotonom opterećenju. Ovaj zaključak je od posebnog značaja pri

modelovanju odgovora betona pri jednoaksijalnom pritisku. Za ovakvo naponsko stanje i praktične primenu modela najvažniji aspekt modelovanja je tačan opis ove krive. Veza napona i deformacije pritisnutog betona je modelirana nelinearnom zakonom. Parametri kojima je definisano ponašanje materijala su dati na slici 7.30. Modelom je simuliran i gubitak nosivosti nakon dostizanja graničnog napona  $f_{cu}$  tj. polilinja opada unutar opsega razmekšavanja koji je posledica drobljenja betona. Nelinearna kriva veze  $f_c - \varepsilon_c$  je pojednostavljena multi-linearnom zavisnošću. Nosivost betona na zatezanje realno postoji a funkcija  $f_c - \varepsilon_c$  u zoni zatezanja je približno linearna do dostizanja maksimalne zatezne čvrstoće  $f_{ctu}$ . U odnosu na armaturu doprinos betona ukupnoj nosivosti preseka na zatezanje je zanemarljiv. U numeričkom modelu razmatranih AB zidova, konstitutivna relacija za beton svih uzoraka je usvojena bez uzimanja u obzir nosivosti betona na zatezanje. Ovim se numerička simulacija čini znatno jednostavnijom.



Slika: 7.30 materijalni model  $f_c - \varepsilon_c$  neutegnutog betona uzoraka M21 i M22, EDF koeficijent

Granična dilatacija u betonu je sračunata prema obrascu (9.1) predložena od (Prestley i sar., 1996), a konzervativna je procena predloga (Mander i sar., 1988).

$$\varepsilon_{cu} = 0.004 + 1.4 \rho_s f_{yh} \varepsilon_{su} / f_{cc}' \quad (7.5)$$

$$\rho_s = \rho_x + \rho_y \quad , \quad \rho_x = \frac{A_{vx}}{d_c \cdot s} \quad i \quad \rho_y = \frac{A_{vy}}{b_c \cdot s} \quad (7.6)$$

Gde su:

$\rho_s$  - zapreminski koeficijent armiranja utegnuto betona,

$\rho_x$  i  $\rho_y$  - koeficijenti poprečnog armiranja u  $x$  i  $y$  pravcu,

$A_{vx}$  i  $A_{vy}$  - površine poprečne armature u  $x$  i  $y$  pravcu,

$S$  - razmak uzengija,

$f_{yh}$  - napon tečenja poprečne armature,



$\varepsilon_{su}$  - granična dilatacija poprečne armature.

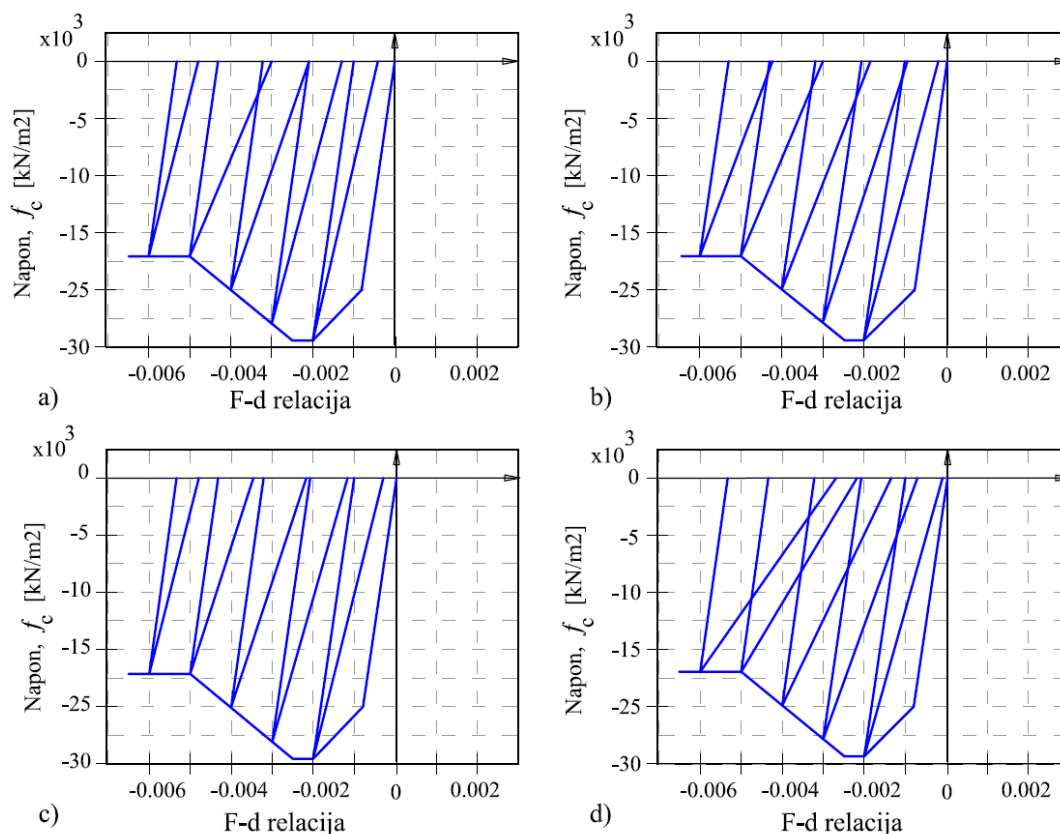
$b_c$  – širina utegnutog dela preseka tj. rastojanje od ose do ose uzengija u  $y$ -pravcu;

$d_c$  – dužina utegnutog dela preseka tj. rastojanje od ose do ose uzengija u  $x$ -pravcu;

$f'_{cc}$  - maksimalna čvrstoća utegnutog betona na pritisak (Mander i sar. 1988);

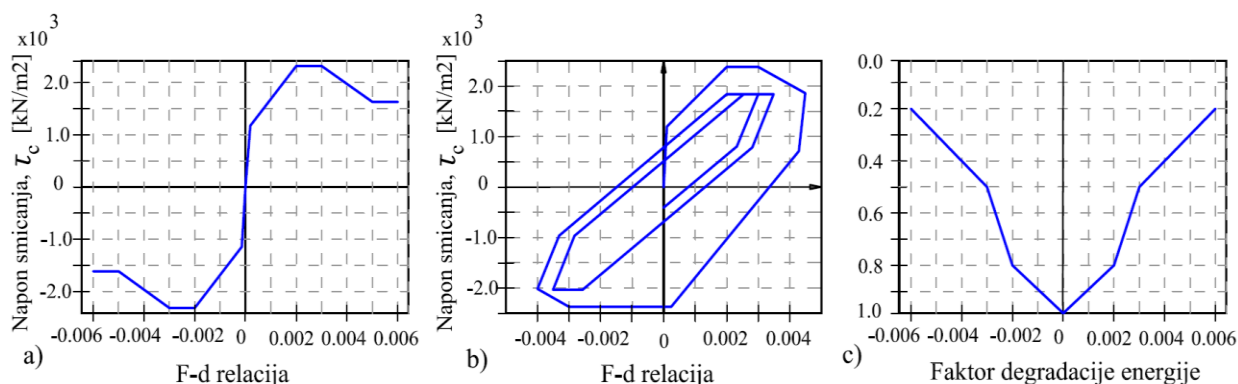
U materijalnom modelu utegnutog betona su sagledana geometrijska ograničenja eksperimentalnih uzoraka. Zbog veoma male debljine zida koji su bez ivičnih ojačanja efekat utezanja preseka je ograničen. Beton je definisan opcijom *Inelastic ID Concrete material* u Performu-3D. Ponašanje betona pri pritisku je definisano tri-linearnim dijagramom do tačke gubitka nosivosti. Grana gubitka nosivosti je linearna i opada do rezidualne nosivosti od 10% maksimalne nosivosti betona na pritisak. Na osnovu ispitivanja opitnih tela potpuni gubitak nosivosti je usvojen pri dilataciji  $DX=-0.006$ . Prema ASCE/SEI 41-06 dodatak br.1, tč. 6.3.3.1 (ASCE, 2008) preporuka za  $DX=-0.005$ . beton je modelovan bez nosivosti na zatezanje.

Histerezisne zavisnosti se koriguju kontrolnim koeficijentima koji kontrolišu oblik histerezisne krive za svaki smer opterećenja, pad nosivosti i kalibrišu se eksperimentalnim vrednostima.



Slika: 7.31 Uticaj faktora energije na granu rasterećenja i oblik histerezisnih petlji a) EF=1.0, 0.6, 0.4, 0.3, 0.1; b) EF=1.0, 0.8, 0.6, 0.3, 0.2; b) EF=1.0, 0.9, 0.7, 0.5, 0.5; c) EF=1.0, 0.7, 0.5, 0.2, 0.1

Smičuće ponašanje betona je modelovano materijalom (Inelastic Shear Material for Wall), tri-linearnim modelom, prema preporukama ASCE 41-06. Efektivan moduo smicanja neispucalog betona je usvojen  $G_c \approx 0.4E_c$ . Napon smicanja pri nastanku prve pukotine usvojen je  $0.25\sqrt{f'_c}$  ali ne veći od napona koji odgovara  $0.5V_n$ , gde je  $V_n$  nominalna smičuća nosivost zida prema ACI 318-08. Kao što je već razmatrano cikličnim opterećenjem ispucalog betona naglo se smanjuje efektivnu smičuća krutost. U betonu pravci glavnih napona se uglavnom poklapaju sa pravcem pružanja prslina. Ovo uslovljava da smičuća svojstva betona duž prslina u mnogome zavise od međusobnog odnosa glavnih napona kao i od efekta uklještenja zrna agregata duž pukotine (interlock efekat). Podaci potrebni za procenu smičućeg ponašanja nakon pojave prslina su ograničeni zbog teškoća u instrumentaciji i merenju veoma malih deformacija klizanja kod zidova. Otežavajući faktor je i nemogućnost tačnog razlučivanja i procene relativnog doprinosa savijanja, smicanja i klizanja u ukupnoj deformaciji. Nakon nastanka pukotina skeletna kriva smičućeg ponašanja je formirana prema preporukama (PEER-ATC 71-1, 2010). Kod visokih zidova dominantno fleksiono napregnutih je ovakav pristup opravdan.



Slika: 7.32 Smičuća zavisnost betona ( $\tau - \gamma$ ), promena FDE

Kod zidova sa značajnom smičućom deformacijom (Sozen i Moehle, 1993) su predložili relativno jednostavan model ponašanja zidova do početka degradacije nosivosti. Predloženi model se sastoji iz tri komponente deformacije simulirajući fleksionu deformaciju, smičuću deformaciju i klizanje. Smičuće ponašanje je definisano karakterističnim tačkama (pojavom prslina i maksimalnom smičućom nosivošću). Tačka pojave prslina je definisana vrednostima:

$$v_c = 0.332\sqrt{f'_c + 0.083f_o}\sqrt{f'_c} \text{ [MPa]} \quad \text{i} \quad \gamma_c = k \frac{V_c}{G_c} \quad (7.7)$$

Gde su:

$f_o$  - prosečan normalni napon u zidu od gravitacionog opterećenja,

$\gamma_c$  - deformacija smicanja u trenutku pojave prvih prslina,

prosečan normalni napon u zidu od gravitacionog opterećenja,

$G_c$  - elastični smičući modul  $G_c \approx 0.4E_c$ ,

$k$  - koeficijent oblika poprečnog preseka zida koji utiče na raspodelu napona ( $k = 0.833$  za pravougaoni i  $k = 0.909$  za  $I$  presek).

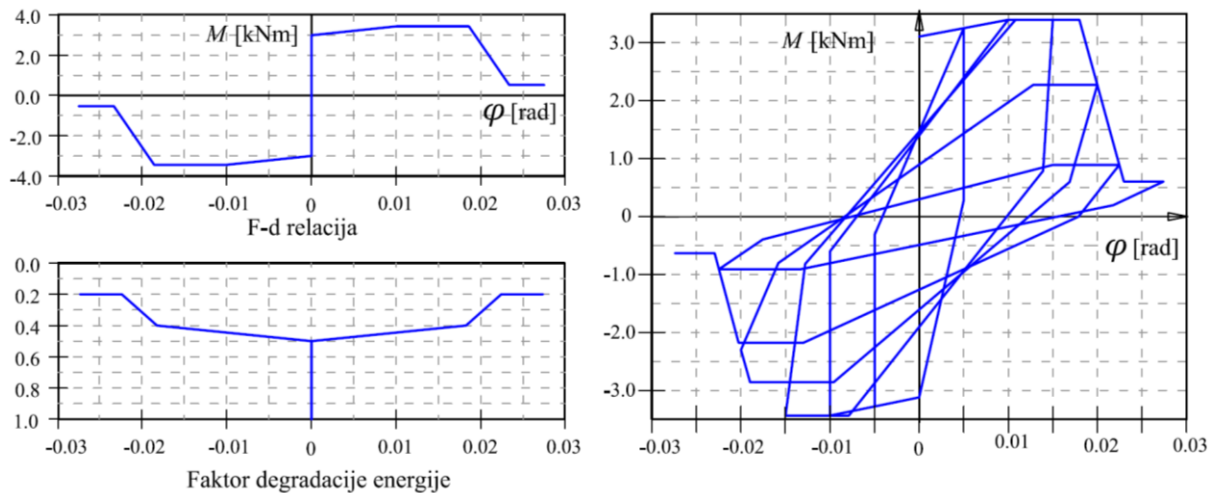
Maksimalna smičuća nosivost je definisana vrednostima:

$$v_{cu} = v_c + \rho_w f_y \quad \text{i} \quad \gamma_{cu} = k \frac{v_{cu}}{n \rho_w G_c}, \quad n = \frac{E_s}{E_c} \quad (7.8)$$

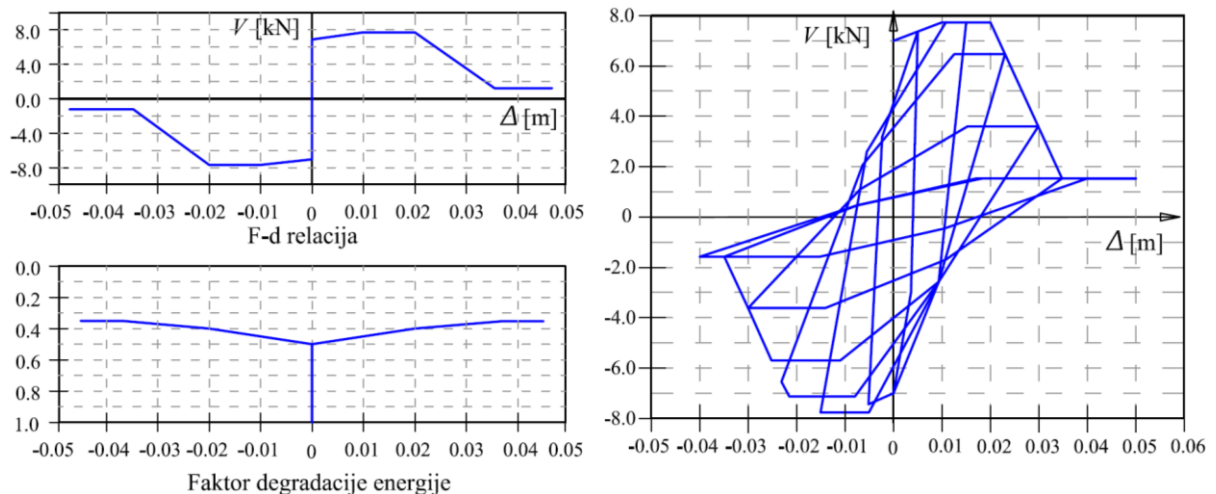
Gde su:

$\rho_w$  - koeficijent armiranja rebra zida,  $\rho_w = \min\{\rho_h, \rho_v\}$ .

Nelinearna zavisnost veznih gređa uzoraka M21 i M22 je modelovana linijskim modelom i koncentrisanom plastičnošću prema podacima iz tabele: 7.2. U eksperimentalnim uzorcima vezne gređe su ostvarile daleko manje nosivosti od teoretskih (slika: 7.33), što ukazuje da u ovim elementima nije razvijena teoretski sračunata vrednost krivine odnosno rotacije.



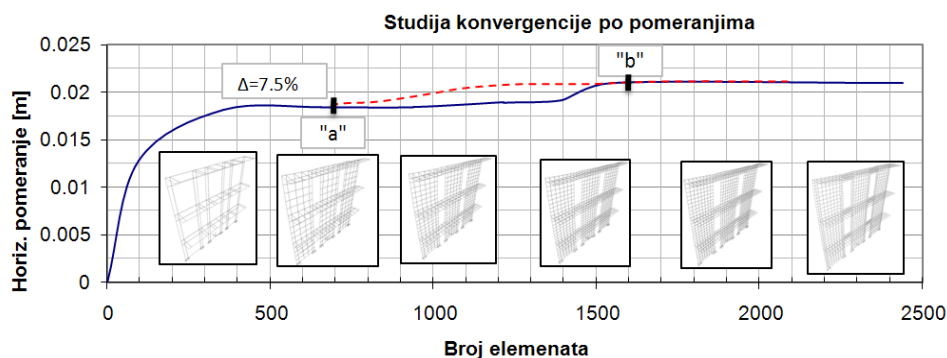
Slika: 7.33 Ulazne karakteristike momentnog zgloba uzoraka M21 i M22, zavisnost  $M - \varphi$  i EDF



Slika: 7.34 Ulazne karakteristike momentnog zgloba uzoraka M21 i M22, zavisnost  $V - \Delta$  i EDF

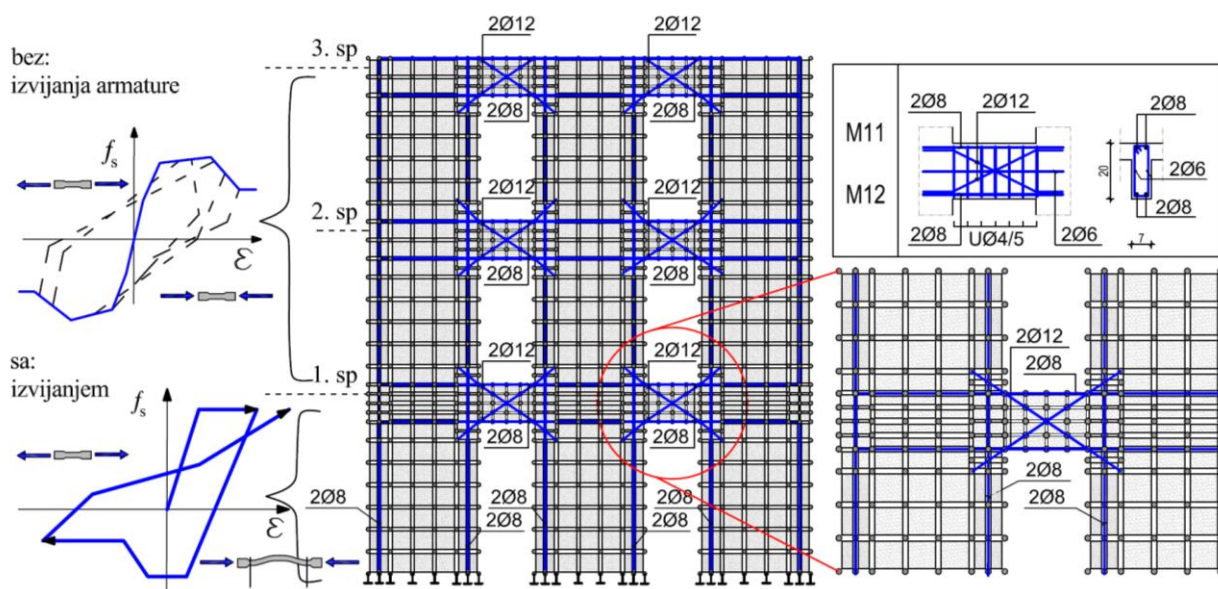
Kalibracija EDF i USF koeficijenta je bazirana na poređenju eksperimentalnih rezultata i analitički sračunatih relacija sila smicanja u osnovi-pomeranje vrha ispitnog uzorka (base shear-top displacement curve). U istraživanju su definisane različite vrednosti EDF i USF, a dobijeni rezultati su analizirani u svakom koraku poboljšanja modela. S obzirom da EDF i USF kontrolišu različita svojstva histerezisnog odgovora, dobijene (kalibrirane) vrednosti koeficijenta su jedinstvene i ne mogu se bukvalno primeniti na drugim uzorcima bez određene korekcije.

Gustina mreže konačnih elemenata se određuje u zavisnosti od zahtevanog nivo tačnosti i racionalnog vremena rada računara za analizu. Prvi korak u realizovanoj analizi MKE je studija konvergencije. U cilju formiranja optimalnog modela iskorišćena je simetrija ispitivanih nosača. Time je izbegnuto modelovanje međuspratne konstrukcije u punom preseku već samo u jednom delu. Za numerički uzorak najpre je realizovana analiza konvergencije mreže konačnih elemenata. Studija konvergencije je realizovana za osam uzorka AB zida sa otvorima. Modeli su sadržali po: 96, 357, 656, 939, 1216, 1396, 1548 i 2440 elemenata. Analiziran je veći broj uzorka kako bi se ispitala delimična anomalija u konvergenciji mreže. S obzirom na složenost sistema uniformno progušćenje mreže celog uzorka ne daje najefikasniji rezultat. Ivične zone pojedinačnih stubaca i vezne grede su dva dominantna element koji utiču na globalno ponašanje ovog modela. Prema obliku funkcije može se zaključiti da na brzinu stabilizacije krive konvergencije (kriterijum po pomeranjima) najveći uticaj ima gustina mreže u veznim gredama (deo grafika „a-b“). Gustina mreže u zidovima je ograničena zonama različitog armiranja i odnosom strana KE. Konvergencija je realizovana prema strožijem kriterijumu tj. da prirast horizontalnog pomeranja vrha uzorka ili ivičnog normalnog napona u bazi zida između dva koraka nema prirast veću od 5%. Konvergencija modela se ostvaruje brže po kriterijumu pomeranja u odnosu na kriterijum sila. Progušćenje mreže na pojedinom konstruktivnom elementu daje precizniju raspodelu naponskog stanja unutar preseka elementa. Primenjena je strukturirana mreža konačnih elemenata prilagođena geometrijskim karakteristikama numeričkog uzorka i diskretnom modeliranju grupisane armature. Funkcija daje stabilne rezultate nakon 1200 elemenata. U daljim analizama je usvojena prosečna vrednost dimenzija KE na 7,5x9cm.

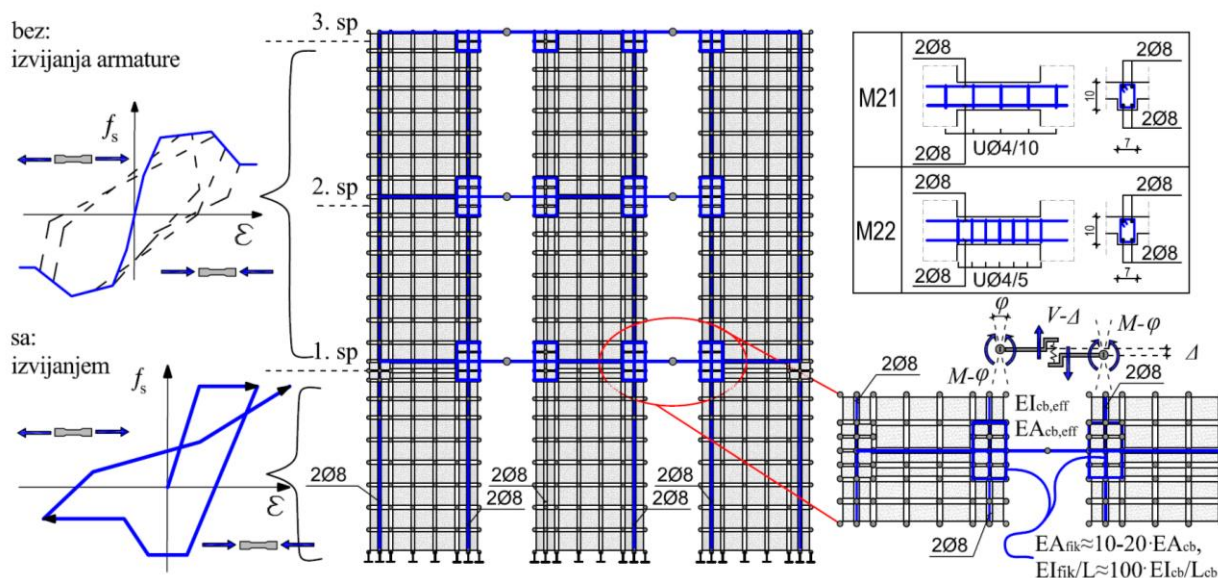


Slika: 7.35 Studija konvergencije rezultata prema gustini mreže konačnih elemenata

Treba istaći da zbog primene linijskih elemenata za simulaciju ivične armature zidova i dijagonalne armature veznih greda uzoraka M11 i M22 gustina i konfiguracija mreže elemenata je morala biti podređena uslovu konvergencije rezultata. Maksimalni odnos dužine ivica elemenata modela (aspect ratio of 2D element) je ograničen na 0.5. Minimalna dimenzija elementa je usvojena 0.05m (ograničeno Performom-3D). Ugao izobličenja elemenata (skew angle) je 0° jer ne postoji iskošenje elemenata, tj. svi elementi su usvojeni kao kvadrati ili pravougaonici. Kvalitet mreže se može oceniti kao izuzetno visok za model vlakana. S obzirom da je gustina mreže velika usvojen je minimalna broj vlakana po jednom elementu (dva vlakna). Dimenzije i koordinate vlakana su definisane (Auto Size) naredbom.



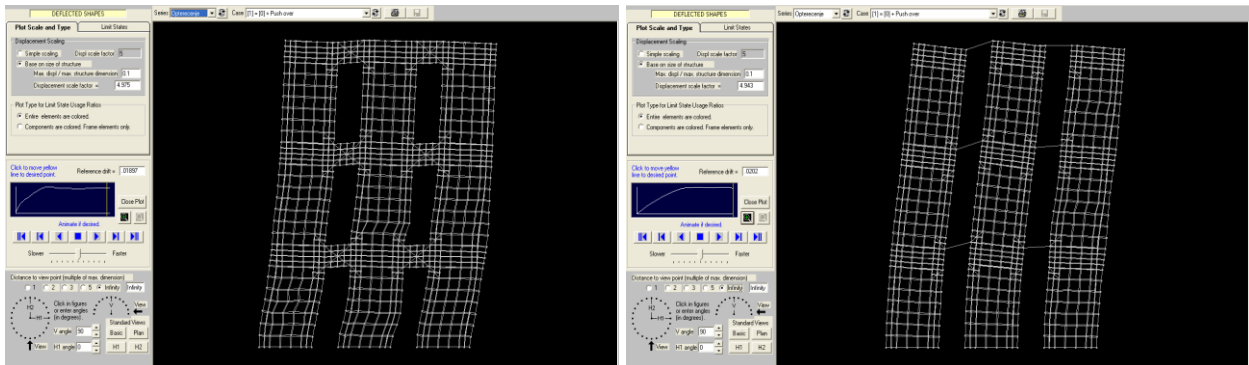
Slika: 7.36 Dispozicija mreže KE u uzorcima M11 i M12



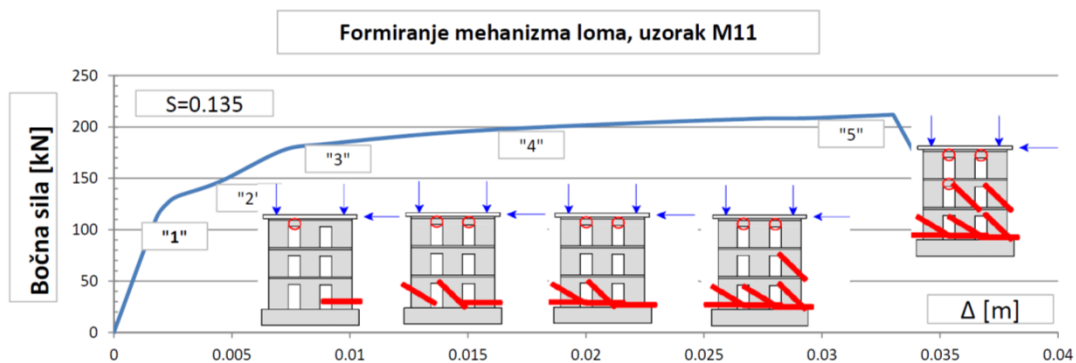
Slika: 7.37 Dispozicija mreže KE u uzorcima M21 i M22

Kako bi se obezbedio efikasan program cikličnog opterećenja, najpre su definisane karakteristične tačke ponašanja uzoraka. Za sva četiri uzorka M11, M12, M21 i M22 najpre su

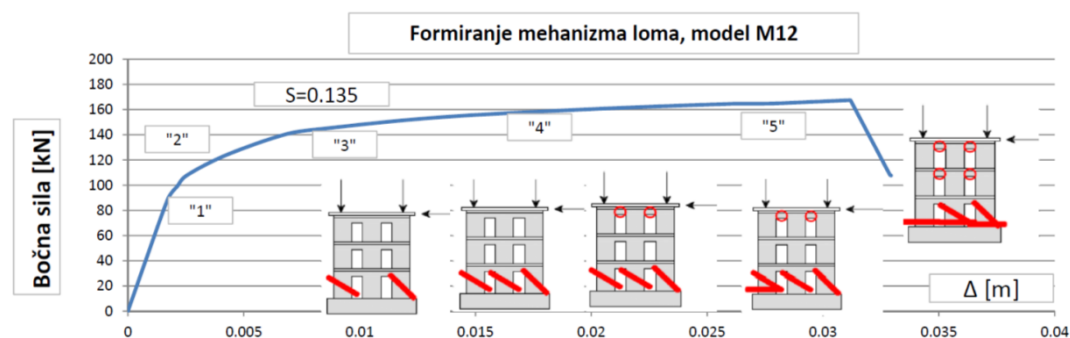
metodom naguravanja proračunate: deformacije, karakteristične sile pri tečenju i granična sila pri lomu. U zavisnosti od dostignutih deformacija numeričkih uzoraka određena je njihova granična i maksimalna nosivost. Primenjeno je monotono opterećenje sa postupnim povećanjem bočne sile dok se uzorak ne dovede u stanje tečenja, odnosno korak po korak do graničnog opterećenja. Vertikalno aksijalno (gravitaciono) opterećenje je održavano konstantno svo vreme numeričke simulacije. Spreng vertikalnih sila na vrhu modela kojim se simulira veza zidova veznim gredama gornjih etaža definisan je koeficijentom u odnosu na promenu horizontalne sile. Zavisnost sila sprega je direktno proporcionalna horizontalnoj sili.



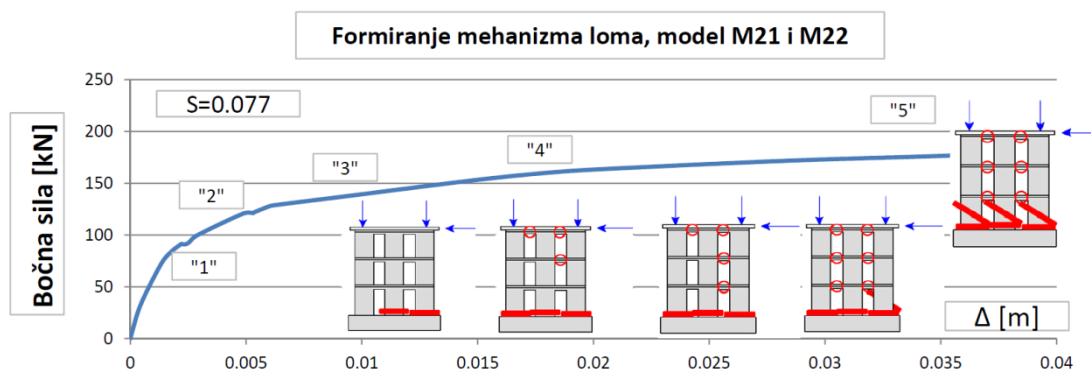
Slika: 7.38 Modeli uzoraka M11 i M21 u Performu-3D (Push-over analiza)



Slika: 7.39 Ispitivanje granične nosivosti uzorka M11 (Push-over analizom)

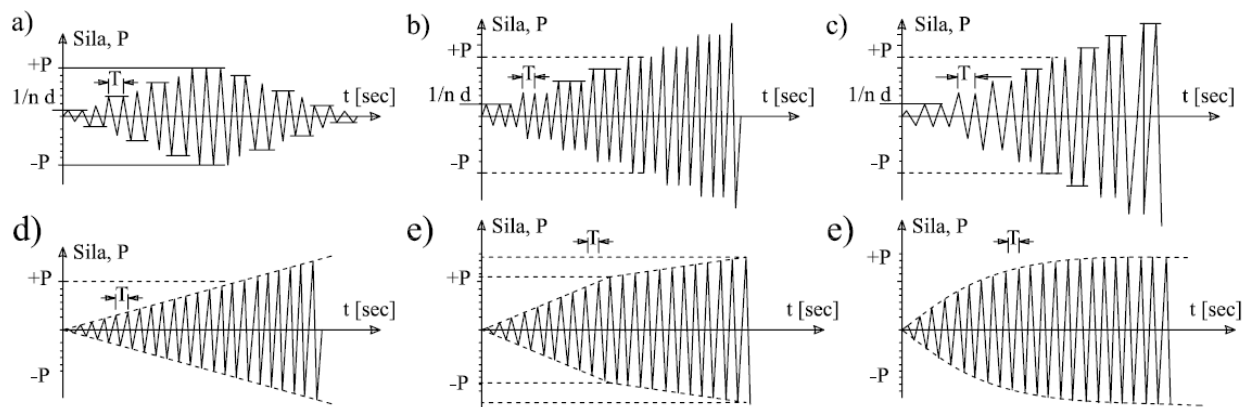


Slika: 7.40 Ispitivanje granične nosivosti uzorka M12 (Push-over analizom)



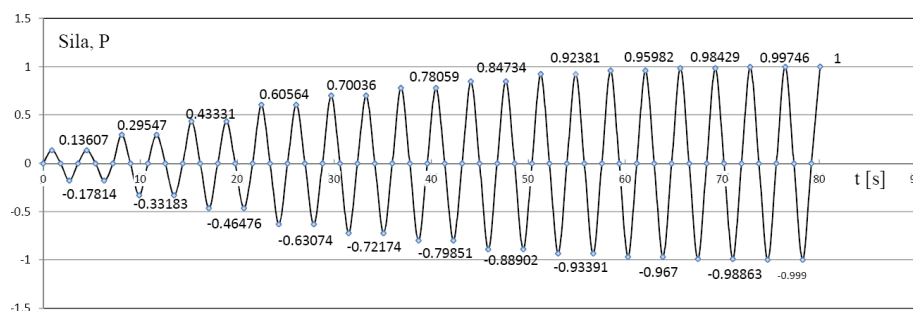
Slika: 7.41 Ispitivanje granične nosivosti uzorka M21 (Push-over analizom)

Na ovaj način ostvaren je uvid u očekivane vrednosti zavisnosti sila-pomeranje pri cikličnom opterećenju. Jer se kriva sila-pomeranje za dati uzorak pri monotonom opterećenju približno poklapa sa anvelopom dijagrama sila-pomeranje pri cikličnom opterećenju. Datom analizom je istaknuta različita nosivost uzoraka zavisno od visine veznih greda. Modeli sa krućom veznom gredom (M11 i M12) su ispoljili veću nosivost u odnosu na modele sa manjom krutošću greda (M21 i M22). Na osnovu push-over analize, projektovanih osobina i svojstva konstitutivnih materijala dobija se početna informacija za izbor programa nanošenja opterećenja. Program nanošenja opterećenja u opštem slučaju može biti proizvoljan ali se najčešće upotrebljavaju karakteristični programi i njihove međusobne kombinacije (slika 7.12).



Slika: 7.42 Karakteristični programi horizontalnog opterećenja

U numeričkoj simulaciji cikličnog opterećenja uzoraka simulirana je realna tj. originalna funkcija nanošenja opterećenje (Žorić.,1990). Prikaz ostvarenog programa nanošenja horizontalnog opterećenja za numeričke uzorke dat je na slici 7.13. Dijagram nanošenja bočnog opterećenja i sprega sila kojim je simuliran uticaj AB zida na višim etažama dat je u normiranom obliku. Dati zapis je primenjen na svim uzorcima stim što je stvarno opterećenje dobijeno multipliciranjem zapisa odgovarajućim koeficijentima.



Slika: 7.43 Karakterističan program apliciranja horizontalnog opterećenja (normiran)

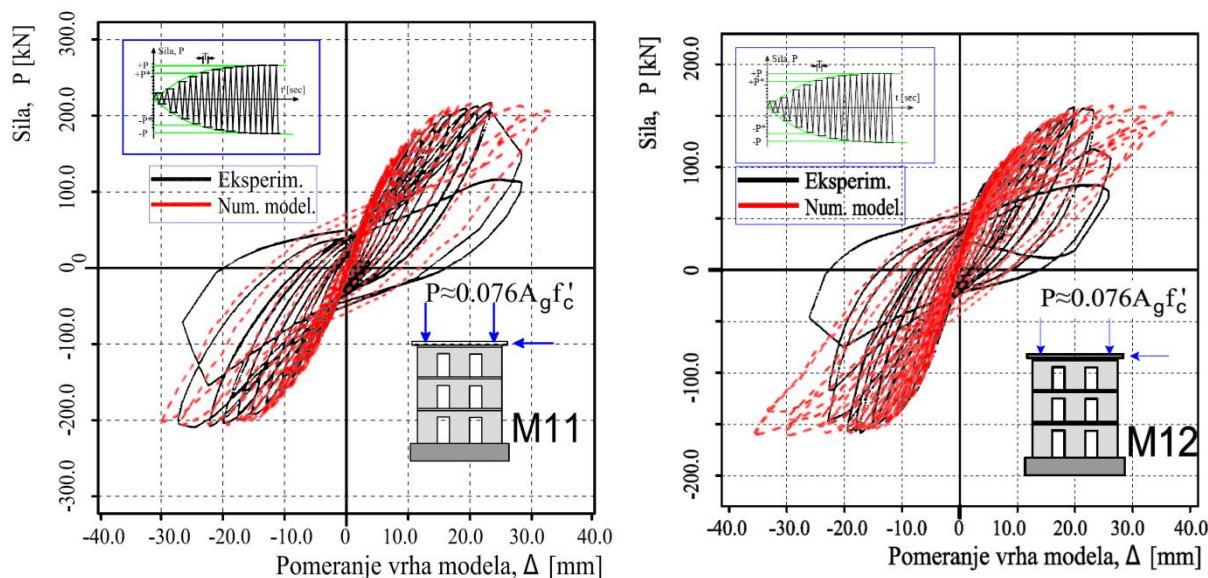
Na mestu unosa vertikalnog i bočnog opterećenja u čvorovima oko koncentrisanih sila realizovano je lokalno povećanje krutosti i nosivosti uvođenjem fiktivnih štapova velike krutosti. Ovo je neophodno iz razloga ograničenja lokalnog pomeranja tačaka i sprečavanja dostizanja nekog od graničnih stanja po nekom od kriterijuma kojima se prekida analiza u Performu-3D. Prekid analize se najčešće dešava pri dostizanju granične dilatacije ili granične nosivosti betona (drobljenje neutegnuto betona). Ovim se obezbeđuje ravnomernija preraspodela napona i brža konvergencija proračuna. Pored navedenih kriterijuma prekid analize može biti definisan dostizanjem nekog od relativnih pomeranja (Drift ili Deflection).

Karakteristike računara na kome su sprovedeni proračuni su: Intel(R) Core(TM) i5-3470 CPU/3.2GHz sa 8GB ddr3 memorije. Vreme trajanja analize u zavisnosti od usvojenog inkrementa je u proseku trajao 4-5 sati. S obzirom na nepraktičnost prikazivanja svih rezultata numeričkih simulacija prikazani su samo  $P-\delta$  histerezisni dijagrami globalnog ponašanja modela. Rezultati su dalje upotrebljeni za analizu energetskih pokazatelja. Koji su poslužili kao osnovni parametar za ocenu uspešnosti simulacije predloženim numeričkim modelom.

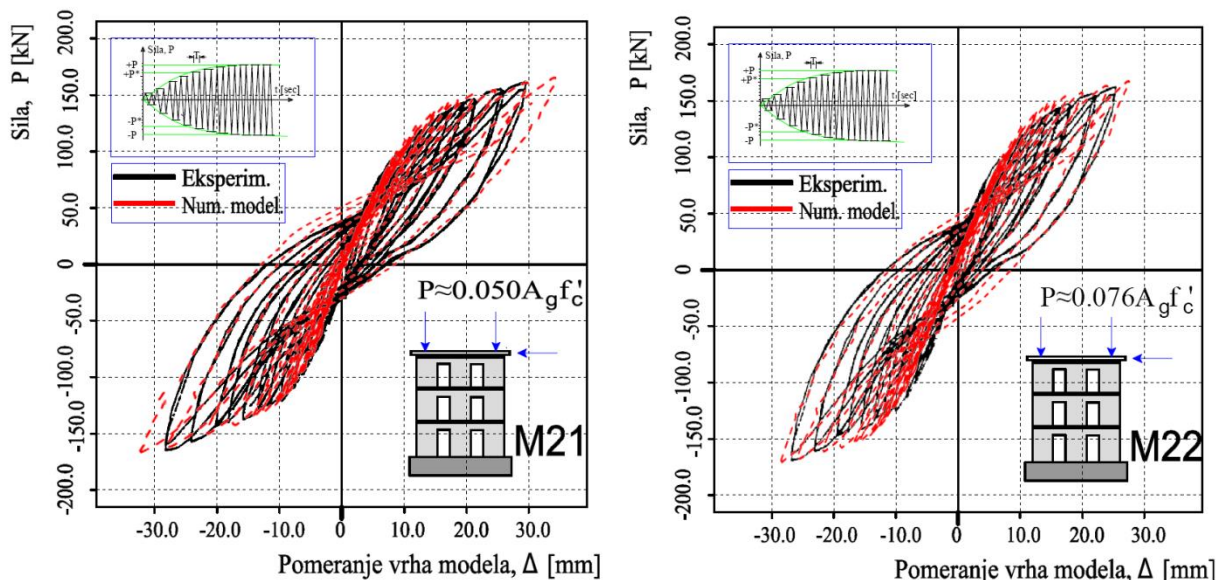
### 7.3.2 Rezultati numeričke analize

Poređenjem eksperimentalnih i rezultata numeričkog modela vitkih AB zidova ( $h_w/l_w > 4.0$ ) zaključuje se da predloženi model uspešno podražava fleksiono-aksijalno ponašanje eksperimentalnih uzoraka. Izlazni rezultati numeričke analize su horizontalna pomeranja vrha uzorka za svaku od faza nanošenja cikličnog opterećenja. Perform-3D nema mogućnost neposredne vizuelizacije globalnog dijagrama  $P-\delta$  numeričkog uzorka već izlazni podaci imaju oblik tekstualnih datoteka. Rezultati analize su tabulisani i grafički prikazani histerezisnim petljama  $P-\delta$  za svaki od modela M11, M12, M21 i M22. Na slikama 7.44-45 je dat uporedni prikaz numerički i eksperimentalno dobijenih histerezisnih dijagrama.





Slika: 7.44 Uporedni prikaz numeričkih i eksperimentalni histerezisnih zavisnosti uzoraka M11 i M12



Slika: 7.45 Uporedni prikaz numeričkih i eksperimentalni histerezisnih zavisnosti uzoraka M21 i M22

Na osnovu dobijenih rezultata može se zaključiti da postoji dobra saglasnost između numeričkih i eksperimentalnih rezultata. Potvrđeni su rezultati dosadašnjih istraživanja mnogih autora koja su ukazala da ukupno pomeranje dobijeno na osnovu monotonog i cikličnog opterećenja je uglavnom usaglašeno. Preliminarna analiza uzoraka metodom naguravanja upotrebljena je za kalibraciju skeletne krive histerezisnih petlji. Anvelopa histerezisnih petlji je glatka i relativno povoljna za modeliranje. Odstupanje vrednosti bočne sile pri pojavi prvog tečenja u ivičnoj armaturi zidova i granične sile se kreće u granicama od 3,62 do 7,89%.

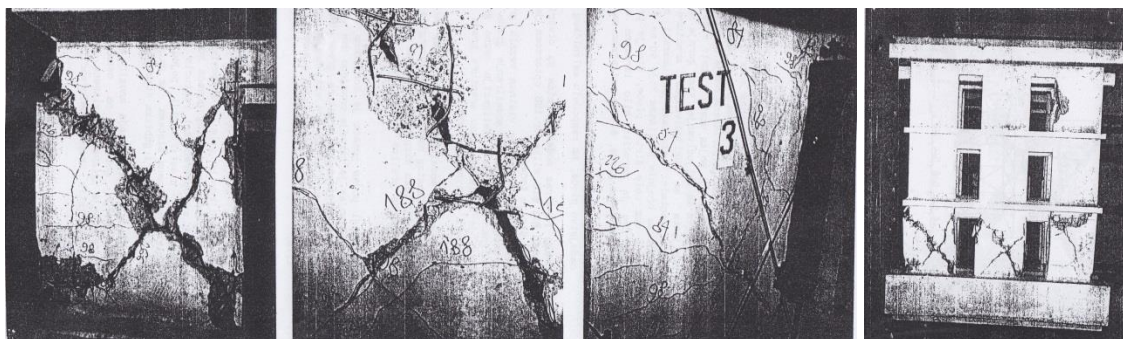
Treba istaći da je za uslovno rečeno „graničnu silu“ numeričkih modela uzeta maksimalna vrednost sile iz jedanaestog ciklusa programa opterećenja. Ova vrednost ne predstavlja bočnu silu ostvarenu pri graničnom pomeranju modela. Sa daljim porastom opterećenja numerički modeli su zadržavali izvesnu krutost i nosivost. Numerički uzorci M11 i M12 su ispoljili znatno

odstupanje u veličini ostvarenog pomeranja u poslednjih tri do četiri ciklusa. Pouzdanost modela sa visokim veznim gredama naglo opada nakon dostizanja pomeranja vrha većeg od  $drift > 0.75\%$ .

Tabela: 7.5 Vrednosti ostvarene bočne sile  $P_v$  i  $P_u$

	Eksper.	Model	$\Delta$ [%]	Eksper.	Model	$\Delta$ [%]
	$P_v$ [kN]	$P_v$ [kN]		$P_u$ [kN]	$P_u$ [kN]	
M11	165.0	177.2	7.39	209.0	217.7	4.16
M12	132.0	138.5	3.19	171.9	167.4	-3.62
M21	138.0	142.4	7.89	163.0	172.3	5.70
M22	142.0	151.7	6.83	167.8	178.2	6.20

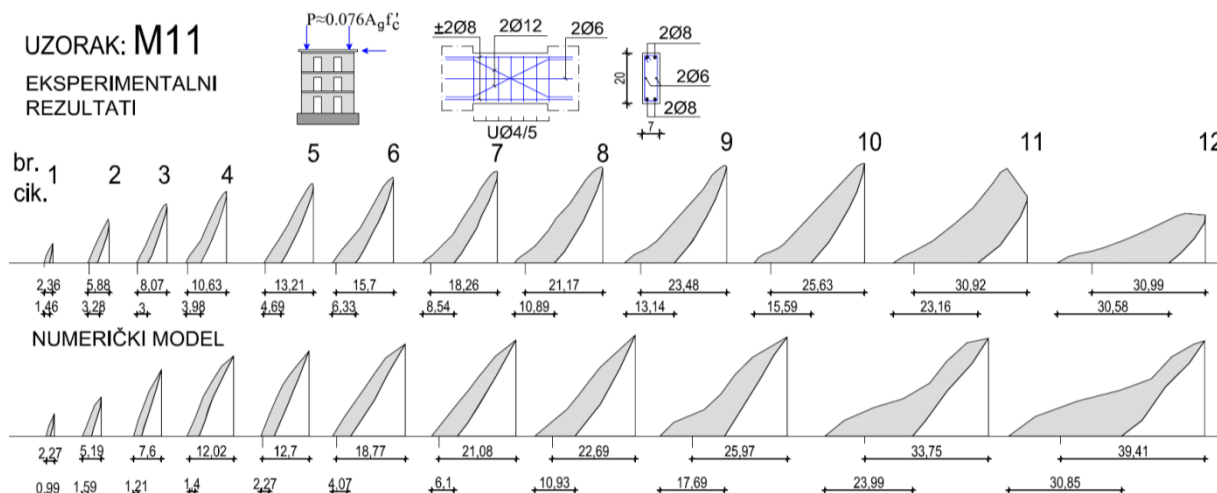
Razmatrajući formirane pukotine i mehanizam loma eksperimentalnih uzoraka može se zaključiti da je za preciznije modelovanje dijagonalnog loma neophodno uključenje četvrtog i petog sloja (diagonal shear layers) u general wall elementima. Trenutnim modelom su obuhvaćena tri sloja modela vlakana, po jedan sloj aksiono-fleksione deformacije za oba pravca i sloj deformacije smicanja. Dodatnim slojevima bi se stvorila mogućnost modelovanja loma kosim dijagonalnim lomom u osnovi modela.



Slika: 7.46 Granično stanje uzorka M12, (Žorić, 1990)

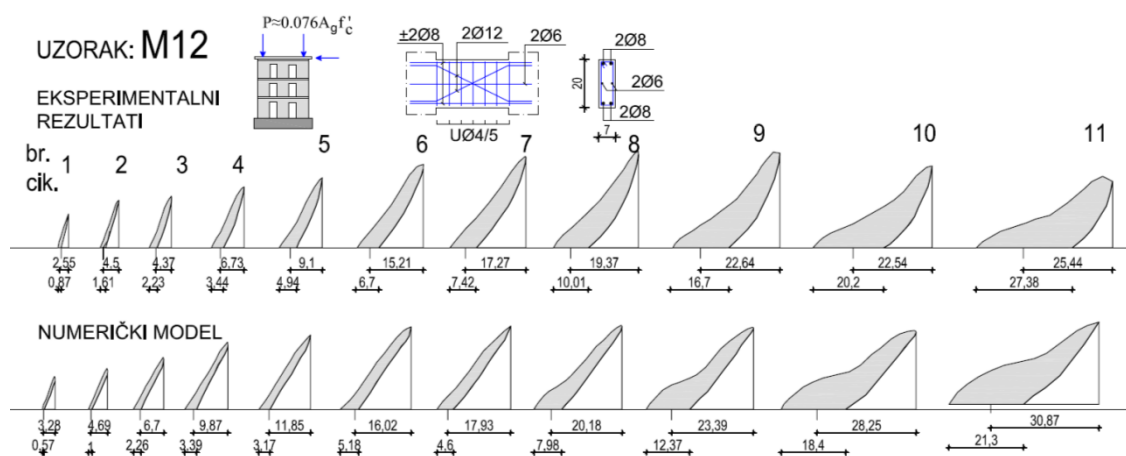
Model uspešno simulira smičuću i aksijalno-fleksionu deformaciju pod cikličnim opterećenjem. Predviđanje bočne nosivosti i krutosti je unutar odstupanja od 10% u odnosu na eksperimentalno izmerene vrednosti. Veličina i relativni doprinos smicanja i savijanja deformaciji duž visine zida je blisko predviđena na niskim i umerenim nivoima relativnog pomeranja  $drift < 1.0\%$ . Pri većim horizontalnim pomeranjima, odstupanja modela M11 i M12 su u granicama do 25% od eksperimentalno merenih deformacija. Veća odstupanja kod datih uzoraka javljaju se i na lokalnom nivou nelinearnog odgovora  $\sigma-\epsilon$  u vertikalnim vlaknima. Veća odstupanja rezultata se objašnjavaju složenijim ponašanjem visokih veznih greda i njihovom doprinosu u sprezanju zidova. Pojednostavljen linijski model veznih greda u uzorcima M21 i M22 se pokazao kao efikasniji. Deformacija smicanja i savijanja je predstavljena fenomenološki ali je efikasnija i racionalnija u postupku modelovanja.

Najveći nedostatak modela je značajno odstupanje oblika histerezisnih petlji pri  $drift > 0.78\%$  kod uzoraka M11 i M12. Uzorci M21 i M22 zadržavaju zadovoljavajuću korelaciju oblika petlji do nivoa pomeranja  $drift \approx 1.0\%$ . Iz tog razloga dalja analiza rezultata ponašanja modela AB zidova sa otvorima kao celine nastavljena je pomoću energetskih pokazatelja. Rezultati su dati u vidu dijagrama na kojima je prikazana promena energije za vreme nanošenja cikličnog opterećenja. Za sve uzorke su izdvojeni poluciklusi eksperimentalno i numeričkih dobijenih rezultata histerezisnih petlji (slika: 7.47-50), kao osnova za dalje razmatranje energetskih pokazatelja.

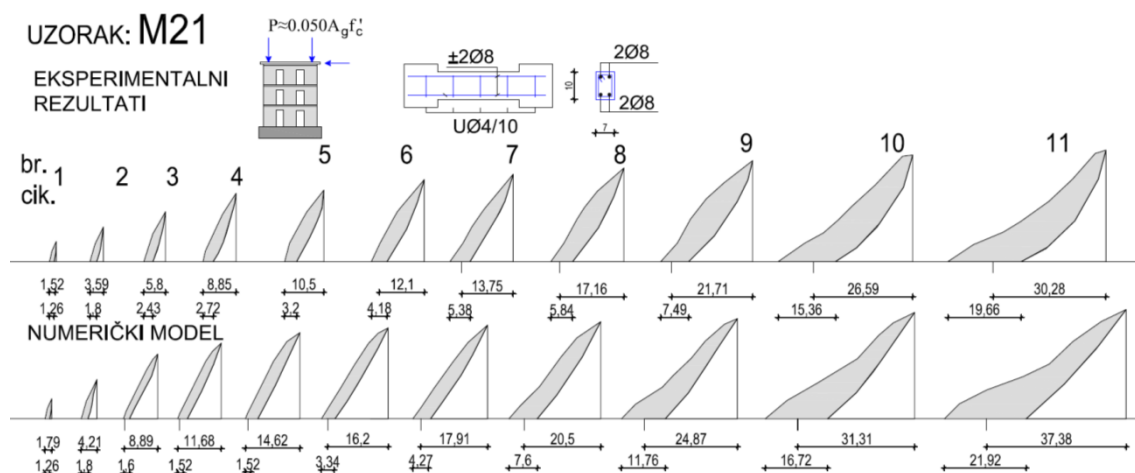


Slika: 7.47 Poluciklusi histerezisnih petlji, uzorak M11

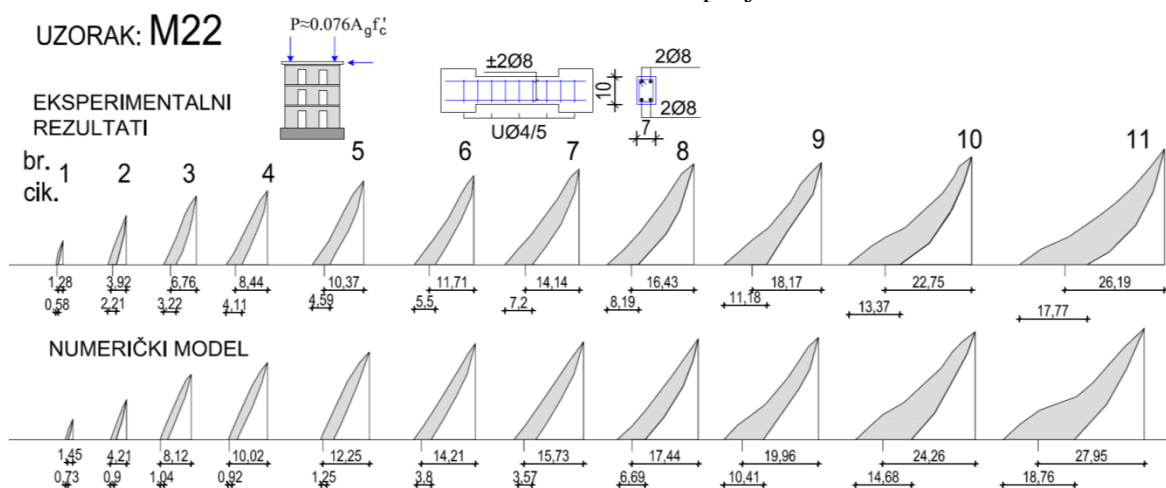
Kod svih eksperimentalnih uzoraka nastalo je izvijanje vertikalne ivične armature (na spoljnim ivicama uzorka). Na uzorku M12 je usled nedostatka uzengija oko otvora došlo do odslojavanja betona, izvijanja i odvajanja vertikalne armature. Na ovom uzorku je zabeleženo najveće odstupanje rezultata numeričkog modela u odnosu na eksperimentalno izmerene vrednosti. Već, nakon petog ciklusa, pri bočnoj sili  $P_{b,5.cik.} = 98.01 \text{ kN}$  javlja se značajna razlika u površini histerezisnih petlji. Numeričkim modelom su dobijena veća disipirana energija ( $\Delta E_{5.cik.} > 50\%$ ). Ova razlika sa porastom plastičnih deformacija opada i nestaje u 10-tom i 11-tom ciklusu.



Slika: 7.48 Poluciklusi histerezisnih petlji, uzorak M12



Slika: 7.49 Poluciklusi histerezisnih petlji, uzorak M21



Slika: 7.50 Poluciklusi histerezisnih petlji, uzorak M22

Konstrukcija AB zida sa otvorima se ne ponaša kao zid čije je dejstvo jednako zbiru dejstava zasebnih pojedinačnih zidova. Već treba uzeti u obzir spregnuti rad sistema povezanih zidova. Pri tom uticaj interakcije P-M dovodi do neravnomerne raspodele smičućih sila po zidovima. Razmatranjem ostvarenih nosivosti u zidovima može se zapaziti uticaj interakcije P-M na sadejstvo povezanih zidova. U bočnim i središnjem zidovima ostvaruju se različiti uticaji sila-momenta, a time i različite krivine i rotacije pojedinačnih zidova. Ovo utiče na ukupno naponsko-deformacijsko stanje i ponašanje uzoraka kao celine.

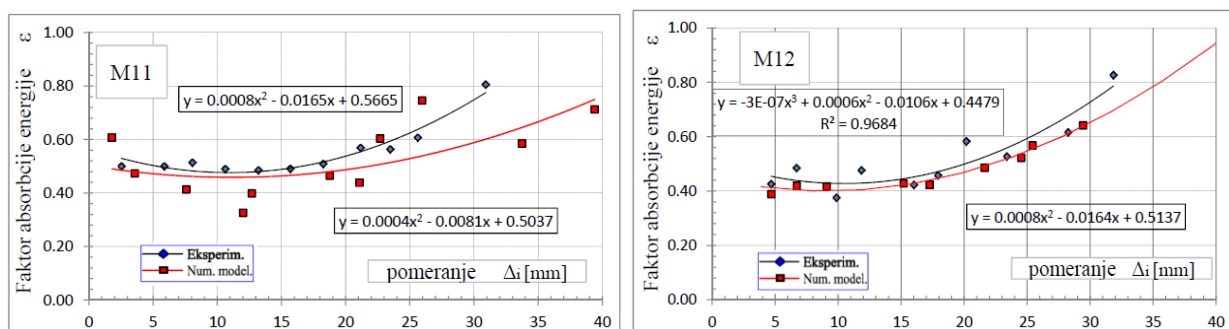
### 7.3.3 Energetski pokazatelji predloženog modela

Za pouzdano predviđanje nelinearnog ponašanja AB zidova neophodna je primena što verodostojnijih histerezisnih zavisnosti. U cilju realnog sagledavanja i uspostavljanja modela ponašanja AB zidova analizirani su (istraženi i upoređeni) određeni parametri histerezisnog ponašanja. Histerezisne zavisnosti definišu niz energetskih parametara čija je kalibracija moguća ovakvim modelom. Energetski pokazatelji su analizirani i upoređeni sa eksperimentalnim

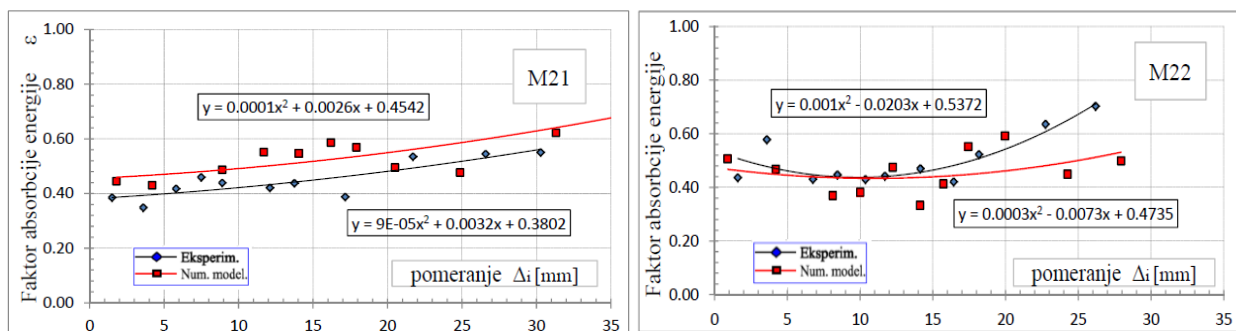
rezultatima. Predloženi model je pokazao zadovoljavajuću osetljivost na promenu variranih parametara.

Kako je duktilnost pomeranja konstrukcije jedan od važnijih parametara koji karakteriše nelinearno ponašanje ona je takođe analizirana. Prikazani su dijagrami faktora: apsorpcije energije i kumulativne energije. Rast kumulativnog faktora duktilnosti je dat za svaki ciklus opterećenja. Posebno su sumirani pozitivni a posebno negativni delovi petlje.

Zavisnost faktora apsorpcije energije  $\varepsilon$  u funkciji ostvarenog pomeranja za vreme pojedinačnih ciklusa dat je na slici: 7.47-48. Na dijagramima je prikazana i aproksimativna funkcija  $\varepsilon$ - $\delta$  za eksperimentalne i analitičke rezultate. Na osnovu rezultata ispitivanja može se zaključiti da je uticaj normalne sile na opšte ponašanje uzoraka značajan. Upoređujući faktor apsorpcije energije  $\varepsilon$  (odnos disipirane i ukupno akumulirane energije) povoljnije ponašanje ispoljili su uzorci M11 i M12. Rezultati su očekivani s obzirom da je primenjen: beton veće čvrstoće, povoljniji geometrijski odnos veznih greda  $a/d$  i dijagonalno armiranje. Vrednost faktora apsorpcije energije raste sa povećanjem plastičnih deformacija i za analizirane uzorke kreće se u granicama od 0.33 do 0.74. Promena apsorpcije energije uzorka M21 je skoro linearna i razlikuje se od ostalih uzoraka sa tipično paraboličnom raspodelom faktora apsorpcije  $\varepsilon$ . Najmanje odstupanje pojedinačne vrednosti faktora  $\varepsilon$  u odnosu na tendenciju ima uzorak M12.



Slika: 7.51 Faktor apsorpcije energije  $\varepsilon = E_{dis}/E$ , uzorci: M11 i M12

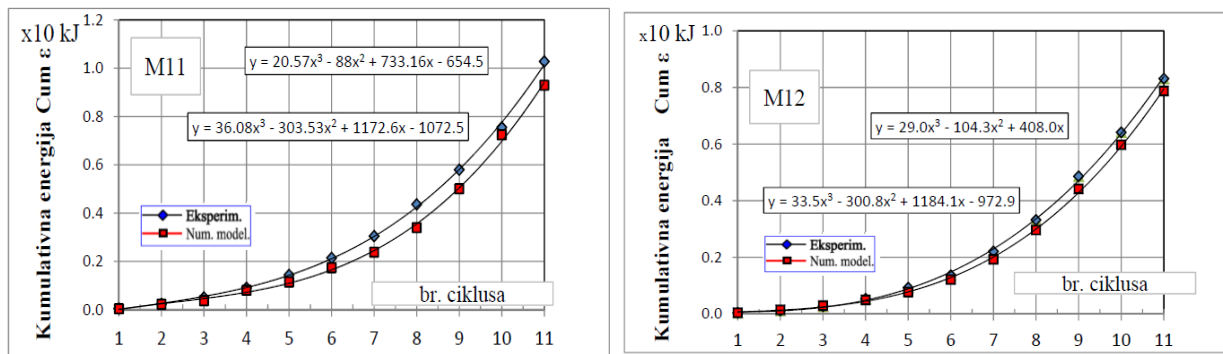


Slika: 7.52 Faktor apsorpcije energije  $\varepsilon = E_{dis}/E$ , uzorci: M21 i M22

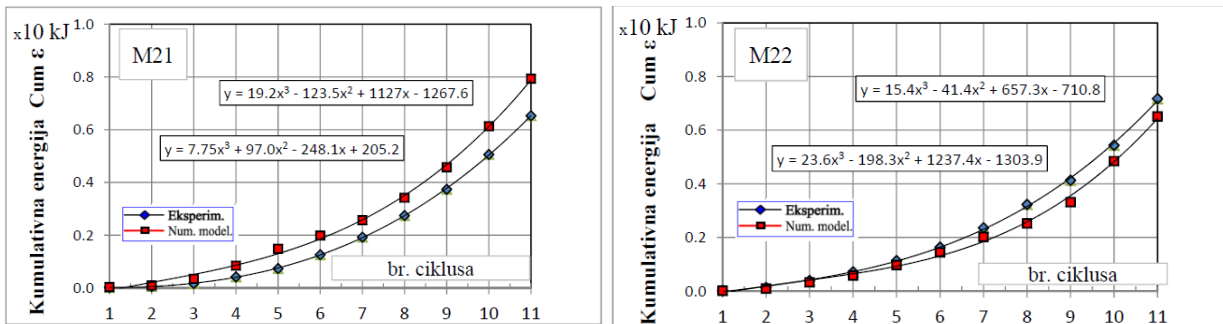
Kumulativna disipirana energija jednaka je sumi apsorbovane energije tokom svih ciklusa opterećenja. Značajan porast  $Cum E_{dis}$  sa povećanjem plastične ekskuzije ukazuje na značajno

neelastično ponašanje sistema povezanih zidova (slika: 7.53-54). Eksperimentalni i analitički dobijeni rezultati uz primenu opisane metodologije pokazuju zadovoljavajuću saglasnost. Rezultati svih modela iskazuju pozitivnu krivolinijsku zavisnost  $Cum E_{dis} - \Delta$  sa visokim koeficijentom determinacije. Relativno odstupanje rezultata je u granici do 10% izuzev rezultata uzorka M21. Ponašanje uzorka M12 je precenjeno

Uzorak M21 se izdvaja po odstupanju  $\Delta=21.5\%$ , što se objašnjava značajno manjom ostvarenom nosivošću vezne grede od teoretske. Tokom eksperimentalnog ispitivanja ovog uzorka nije realizovan odnos nosivosti i rotacija zida i veznih greda, tako da nije omogućeno iskorišćenje kapaciteta nosivosti i puni razvoj rotacije vezne grede. Iz tog razloga u uzorcima M21 i M22 nije došlo do formiranja mehanizma loma sa izraženim plastičnim zglobovima u veznim gredama.



Slika: 7.53 Kumulativna energija  $Cum E_{dis} = \sum_{i=1}^n E_{dis,i}$ , uzorci: M11 i M12



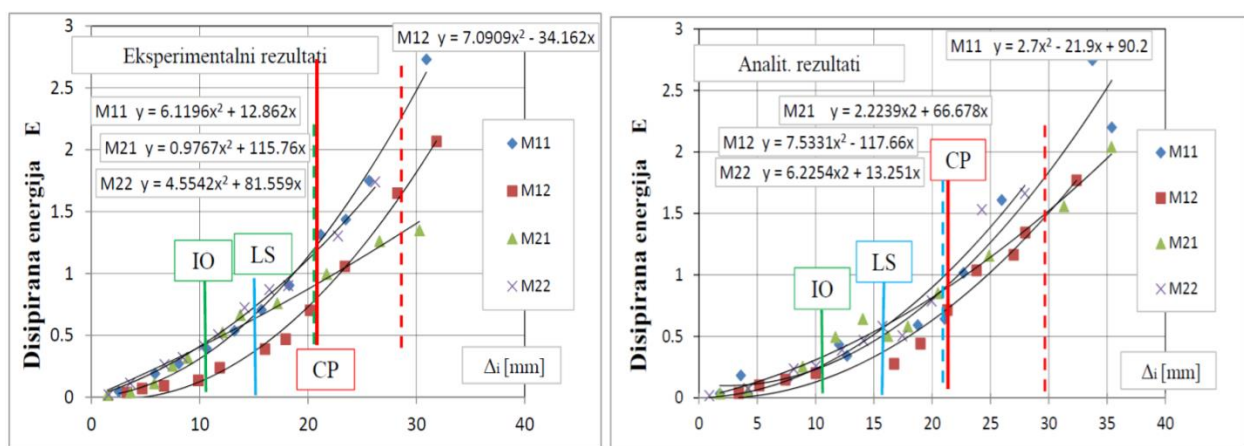
Slika: 7.54 Kumulativna energija  $Cum E_{dis} = \sum_{i=1}^n E_{dis,i}$ , uzorci: M21 i M22

U tabeli 1.4 su data relativna odstupanja kumulativne energije na kraju celokupnog ciklusa opterećenja. Odstupanja u koracima opterećenja su veća od konačne razlike (slika: 7.49 i 7.50).

Tabela: 7.45 Relativna razlika računске i eksperimentalno dobijene kumulativne

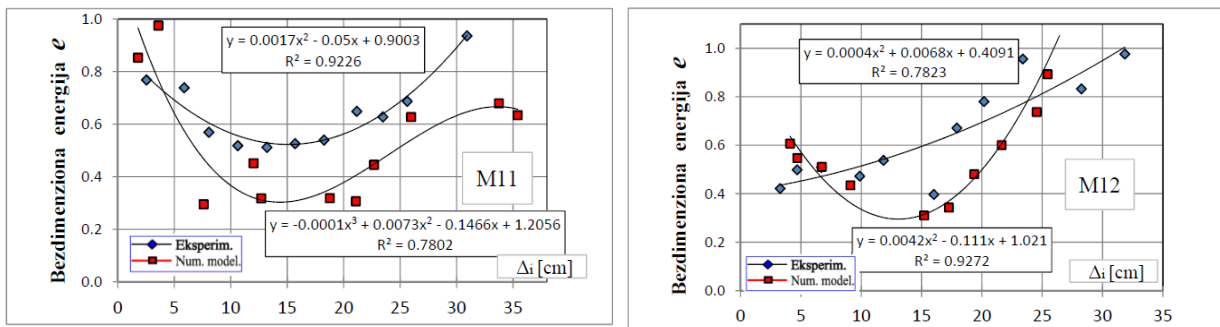
	M11	M12	M21	M22
$\Delta = \frac{Cum E_{dis,rač} - Cum E_{dis,eks}}{Cum E_{dis,eks}}$	-9.56%	-5.32%	+21.5	-9.28%

Funkcionalna zavisnost disipirane energije i pomeranja  $E_{dis}-\Delta$ , prikazana na slici 7.55 ukazuje na povoljnije ponašanje uzoraka M11 i M12 u odnosu na M21 i M22. S obzirom da je primenjen beton veće čvrstoće, povoljniji geometrijski odnos veznih greda  $a/d=1.5$  i dijagonalno armiranje greda ovakvo ponašanje je očekivano. Uzorak M12 za manja pomeranja ostvaruje veću disipaciju energije od uzorka M11, što je i očekivano s obzirom na nižu aksijalnu silu ( $\sigma \leq 0.05f'_c$ ). Analitički dobijeni rezultati su u zadovoljavajućoj korelaciji sa eksperimentalnim rezultatima (slika: 7.51) u granicama prihvatljivog relativnog globalnog pomeranja (drift). Granice za određene nivoe performansi kod primarnih AB zidova sa normalnim naponom  $\sigma > 0.1f'_c$  ( $\leq 0.05f'_c$ ) su prema (ASCE/SEI 41-06):  $IO_{drift}=0.4(0.4)\%$ ,  $LS_{drift}=0.55(0.75)\%$  i  $CP_{drift}=0.75(1.0)\%$ . Sa povećanje horizontalnog pomeranja iznad nivoa CP raste i rasipanje rezultata.

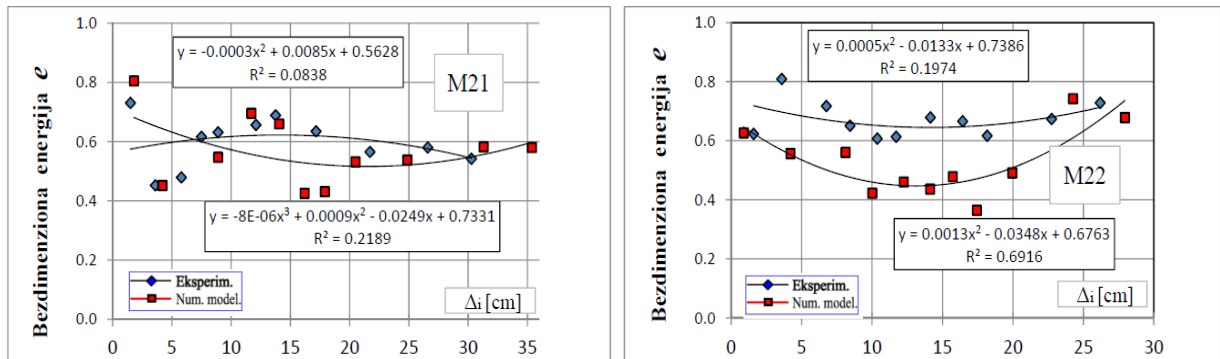


Slika: 7.55 Zavisnost disipirane energije i pomeranja,  $E_{dis}-\Delta$

Bezdimenzionalna energija  $e$  tokom jednog poluciklusa jednaka je količniku disipirane energije u toku jednog poluciklusa i elastičnog rada sile  $P_i$  na pomeranju  $d_i$  u toku tog poluciklusa. Ova zavisnost je prikazana na slici: 7.56-57. Dijagrami ukazuju na veću ostvarenu bezdimenzionalnu energiju kod uzoraka M21 i M22. Trend funkcije uzoraka druge serije je relativno stabilan i ne povećava se sa porastom plastične ekurzije što je karakteristično za uzorke prve serije. Eksperimentalni i analitički rezultati uzoraka prve serije iskazuju čvrstu korelaciju (koeficijent determinacije,  $R^2 > 0.78$ ), za razliku od rezultata druge serije kod koje postoji slaba veza između  $e - \Delta$ , ( $R^2 < 0.21$ ). Kod uzorka M21 smer korelacije bezdimenzionalne energije i pomeranja se ne poklapa što ukazuje na znatno odstupanje analitičkog modela od eksperimentalnih rezultat po ovom parametru.

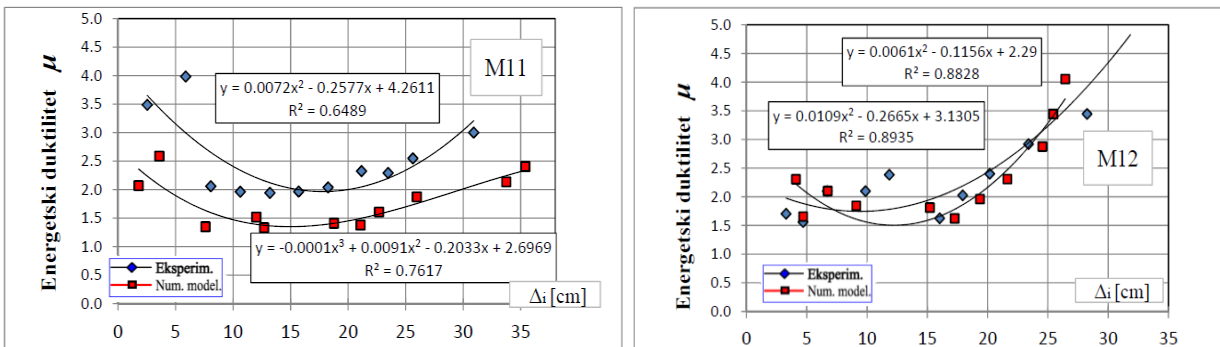


Slika: 7.56 Zavisnost bezdimenzionalne energije  $e = E_{dis}/A_{el}$  i pomeranja, uzorci M11 i M12

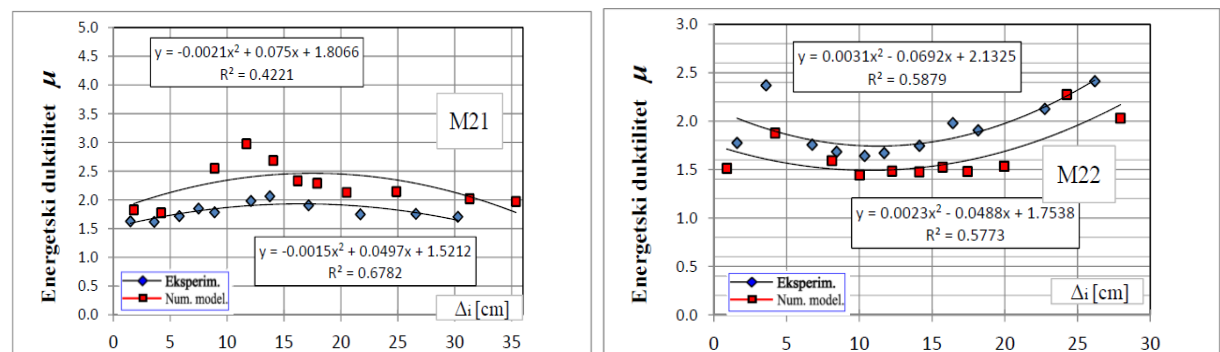


Slika: 7.57 Zavisnost bezdimenzionalne energije  $e = E_{dis}/A_{el}$  i pomeranja, uzorci M21 i M22

Energetska duktilnost  $\mu_e$  je izražena odnosom akumulirane i povratne energije.



Slika: 7.58 Zavisnost bezdimenzionalne energije  $e = E/E_{rev}$  i pomeranja, uzorci M11 i M12

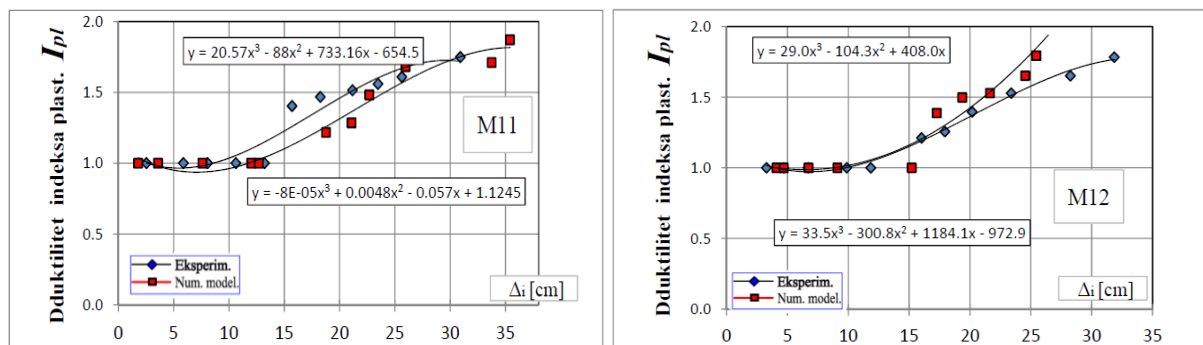


Slika: 7.59 Zavisnost bezdimenzionalne energije  $e = E/E_{rev}$  i pomeranja, uzorci M21 i M22

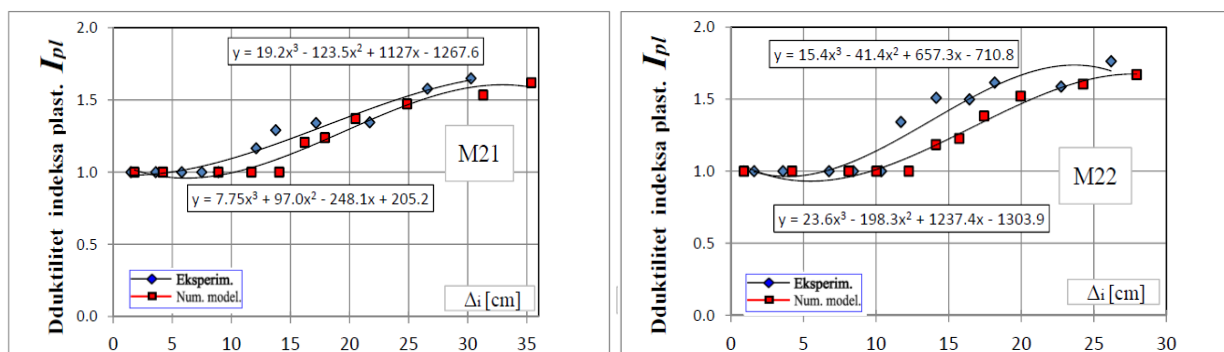
Veličina plastične deformacije  $d_{pl,i}$  (plastična ekskurzija) se smatra najboljom karakteristikom nelinearnog ponašanja konstrukcije. To je trajna deformacija koja ostaje i nakon rasterećenja u nekom poluciklusu. Duktilnost izražena preko indeksa plastične ekskurzije je



najbolji pokazatelj neelastičnog ponašanja. Ovaj parametar ukazuje da uzorak M11 ostvaruje najveće povećanje duktilnosti indeksa plastične ekskuzije sa dostignutom veličinom pomeranja.



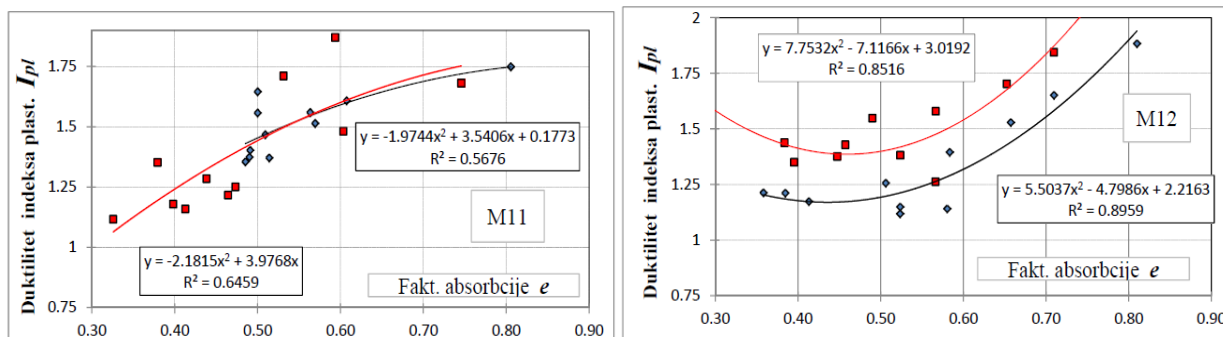
Slika: 7.60 Zavisnost duktilnosti plastične ekskuzije  $\mu_d = 1 + d_{pl,i}/d_i$  i pomeranja, uzorci M11 i M12



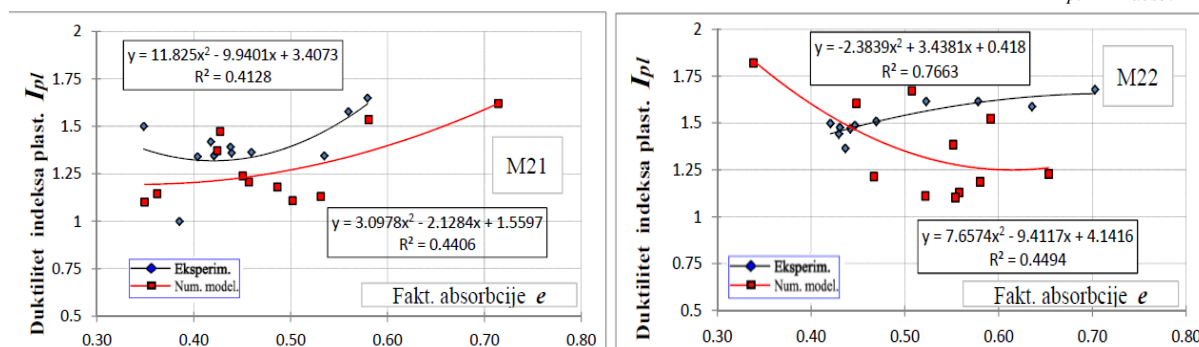
Slika: 7.61 Zavisnost duktilnosti plastične ekskuzije  $\mu_d = 1 + d_{pl,i}/d_i$  i pomeranja, uzorci M21 i M22

Ponašanje konstrukcije izraženo preko koeficijenta duktilnosti pomeranja nije jedini merodavan parametar koji definiše ponašanje konstrukcije tokom dugog trajanja snažnih zemljotresa, pri čemu se realizuje veliki broj ciklusa opterećenja. Faktor apsorpcije je takođe značajan pokazatelj sposobnosti konstrukcije da akumulira i disipira energiju tokom potresa. S obzirom da su ova dva pokazatelja međusobno povezana moguće je postaviti zavisnost između njih. Uporedni pregled rezultata dat na slici: 7.62 ukazuje da uzorci M11 i M12 ostvaruju veće koeficijente duktilnosti pomeranja sa tendencijom povećanja za dostignuti nivo faktora apsorpcije energije. Ovo je veoma značajno jer se može konstatovati da modeli prve serije imaju povoljnije karakteristike za primenu u seizmičkim područjima. Uzorak M12 je ispoljio nepovoljnije ponašanje od uzorka M11 zbog smanjene količine vertikalne armature oko otvora i nedovoljnog poprečnog utezanja što je uzrokovalo pojavu izvijanja armature u ivičnim zonama. Oko otvora je smanjena količina podužne armature ( $2\phi 8$  umesto  $4\phi 8$ ) u odnosu na model M11. Time je kapacitet bočne nosivosti uzorka M12 smanjen za oko 15%. Kod svih uzoraka upotrebljenih za validaciju predloženog modela se pojavilo lokalno izvijanje podužne armature na ivicama zida. Ovo je posledica velikog razmaka uzengija i one nisu bile u stanju da izvijanje spreče. Uticaj podužne armature na karakteristike krutosti, pomeranja i disipacije energije je značajan. Kod uzorka M22 suprotan smer korelacije između eksperimentalnih i analitički

dobijenih rezultata  $\mu_{Ipl} - \varepsilon_{abso.}$  zavisnosti ukazuje na značajno neslaganje. Koeffcijent korelacije rezultata prve serije uzoraka je sa čvrstom vezom ( $0.56 < R^2 < 0.89$ ), za razliku od druge serije uzoraka kod koje je korelacija srednje jačine ( $0.41 < R^2 < 0.72$ ). Kod svih uzoraka je ispoljeno značajno rasipanje rezultata tako da i pored uspostavljenih funkcija ne može se uspostaviti uopštena korelacija između veličina  $\mu_{Ipl} - \varepsilon_{abso.}$



Slika: 7.62 Zavisnost duktilnosti plastične ekskuzije i bezdimenzionalne energije,  $\mu_{Ipl} - \varepsilon_{abso.}$



Slika: 7.63 Zavisnost duktilnosti plastične ekskuzije i bezdimenzionalne energije,  $\mu_{Ipl} - \varepsilon_{abso.}$

Rezultati numeričke analize tačnijeg modela su upoređeni sa eksperimentalnim rezultatima. Validacija modela je izvršena preko dijagrama sila-pomeranje i poređenjem energetske parametara. U linearnoj oblasti ponašanja uzoraka ostvarena je značajna saglasnost rezultata. U post-elastičnom domenu dolazi do delimičnog odstupanja. Pojava odstupanja je neminovna i ne može se izbeći. Uzrok odstupanja je niz idealizacija: geometrije uzoraka, konstitutivnih i histerezisnih zavisnosti materijala. Razlog rasipanja određenih energetske pokazatelja treba tražiti i u propustima prilikom realizacije eksperimentalnih istraživanja upotrebljenih za validaciju modela. Odstupanje u obliku histerezisnih petlji se javilo kod svih uzoraka analitičkog modela. Pri nelinearnim pomeranjima zapažena je veća širina histerezisnih petlji oko koordinatnog početka i rasipanje vrednosti plastične ekskuzije predloženog modela. Razlog je nemogućnost modela da simulira suženja petlji tzv. „pinch-ing efekat“.

Na osnovu prikazanih analiza AB zidova sa otvorima može se zaključiti da postoji zadovoljavajuća korelacija sa rezultatima eksperimentalnih istraživanja. Treba istaći naročitu korelaciju rezultata pri nižim vrednostima relativnog globalnog pomeranja  $drift < 1.0\%$ .

Analiza koeficijenta kumulativne duktilnosti pomeranja na razmatranim uzorcima ukazuje na značaj načina armiranja veznih greda. Uzorak M21 sa dijagonalnim armiranjem je pokazao izrazito dobre rezultate. Uzorak M21 je ostvario visoku kumulativnu duktilnost pomeranja u odnosu na M11. Količina disipirane energije jednog poluciklusa odgovara površini krive  $P-\Delta$ . To ukazuje da šire petlje sa većom površinom pokazuju povoljnije histerezisno ponašanje. Takve krive imaju veći kapacitet disipirane energije u svakom pojedinačnom ciklusu kao i kumulativno u svim ciklusima. Ovaj odnos potvrđuje eksperimentalne rezultate (Žorić, 1990). Model M11 ostvaruje najveće povećanje duktilnosti pomeranja sa dostignutom veličinom pomeranja. Koeficijent duktilnosti i relacija analizirani su na bazi maksimalno dostignutog pomeranja vrha modela.

Analizirana je i normirana kumulativna energija disipacije  $E_{norm}$  pojedinačnih ciklusa opterećenja. Sa dijagrama je evidentna promena kapaciteta disipacije energije kod uobičajeno armiranih veznih greda. Dijagonalno armirane vezne grede u uzorku M11 imaju znatno veći kapacitet disipiranja energije u odnosu na uzorak M21 i M22. Normirana kumulativna energija disipacije  $E_{norm}$  pojedinačnog ciklusa opterećenja jednaka je količniku kumulativne disipirane energije i vrednosti  $P_{pl}\Delta_i$ . Mada su rezultati skoro ujednačeni može se istaći da su se najbolje ponašali modeli M11 i M12

### 7.3.4 Zaključci

Numerička simulacija eksperimentalnih istraživanja AB zidova sa otvorima pod cikličnim naizmeničnim opterećenjem (Žorić., 1990), realizovana je upotrebom softvera Perform-3D. Zidovi i vezne grede su modelovane general wall elementima zasnovanim na modelu slojeva i modelu vlakana. Ispitivana je osetljivost modela na variranje parametara i sposobnost da model opiše ponašanje AB zidova sa otvorima pri različitim nivoima opterećenja i mehanizmima loma. Cilj predloženog numeričkog modela AB zidova je realnije simulacija njihovog ponašanja. Ovim istraživanjem je razvijen numerički model za predviđanje neelastičnog ponašanja AB zidova. Ovaj model simulira lom zida savijanjem i/ili smicanjem. Performanse predloženog modela su testirane kroz poređenje histerezisnog odgovora sa eksperimentalnim rezultatima (Žorić, 1990). Na osnovu rezultata simulacije ponašanja zidova sa otvorima, mogu se izvući sledeća zapažanja u vezi razmatranja analitičkog modelovanja AB zidova sa i bez otvora:

- Predloženi numerički model uz odgovarajuću diskretizaciju komponenti uspešno odražava nelinearno ponašanje AB zidova sa i bez otvora.
- Model može da simulira realno ponašanje zidova ali zbog složenosti nije praktičan za široku upotrebu.
- Ponašanje zidova pri bočnim cikličnom opterećenju može značajno da se razlikuje od ponašanja pri monotonom opterećenju. Krti lom je moguć čak i u zidovima koji se mogu smatrati duktilnim pri monotonom opterećenju.
- Izvijanje vertikalne armature je obuhvaćeno materijalnim modelom armaturnog čelika i može biti odlučujući faktor odgovora konstrukcije. Izvijanje armature se može desiti usled neadekvatnog utezanja ivičnih zona zidova, kada dilatacija pritiska dostigne vrednost 0.004. Inicijacija izvijanja i nosivosti nakon izvijanja zavisi od odnosa  $s/d$  i prethodne istorije opterećenja zatezanja.
- Predloženi model je razvijen upotrebom eksperimentalnih rezultata ciklično opterećenih zidova. Dobijeni rezultati su prihvatljivi i vredni. Rezultati omogućavaju bolje poznavanje karakteristika povezanih zidova u cilju postizanja prihvatljivog ponašanja tokom zemljotresa.
- Kod relativno tankih zidova, dostizanje maksimalne nosivosti ivičnih zona na pritisak se poklapa sa trenutkom odljuskavanja zaštitnog sloja zida bez obzira na stepen utegnutosti ivične zone preseka. Usvojena razmera eksperimentalnih uzoraka u istraživanjima (Žorić, 1990) i debljina zidova modela od 7cm je nedovoljna za valjano istraživanje efekata utezanja ivičnih zona. Ovo može rezultirati naglim gubitkom nosivosti ukoliko zid prihvata i gravitaciono opterećenje.

- Tanki zidovi izloženi cikličnim neelastičnim deformacijama predstavljaju potencijalnu opasnost za nastupanje loma usled nestabilnosti. Iz tog razloga se preporučuje da se ivične zone ojačaju formiranjem I preseka ili povećanjem debljine zida.
- Ograničenje modela vlakana je nemogućnost primene različitih konstitutivnih relacija armature u jednom elementu. Ograničenje se ne može prevazići povećanjem broja vlakana u elementu. Ovaj nedostatak fiber modela se može korigovati upotrebom gušće mreže konačnih elemenata i primenom različitih radnih dijagrama armature u ivičnim i središnjem delu zida.
- Modelovanje svake vertikalne šipke posebnim vlaknom nije racionalno. Mogućnost fenomenološkog modelovanja armature uključujući i izvijanje uz detaljniju eksperimentalnu verifikaciju je sasvim opravdano.
- Značajno unapređenje modela se može realizovati upotrebom konačnih elemenata višeg reda, tj. kombinacijom nelinearnih izoparametarskih pločastih elemenata (isoparametric shell elements) i diskretnog modela armature. Ovim bi se značajno smanjila gustina i pojednostavilo strukturiranje mreže KE.
- Model je sposoban da uspešno predvidi lom povezanih zidova savijanjem i izbočavanjem vertikalne ivične armature.
- Poboljšanje modela je moguće uvođenjem četvrtog i petog sloja u general wall elementima (diagonal shear layers). Time bi se stvorila mogućnost modelovanja dijagonalnog loma AB zidova.
- Ciklično ponašanje celokupne strukture je kalibrisano u funkciji degradacije energije i faktora krutosti rasterećenja.
- Upotreba mikromodela jednoosnog naprezanja materijala u fiber modelu je praktična i zahteva relativno skromne računarske resurse tokom analize.
- Dalji rad treba usmeriti na razvoj generalizovanog modela sposobnog da modelira AB zidove različitog geometrijskog odnosa  $h_w/l_w$ .

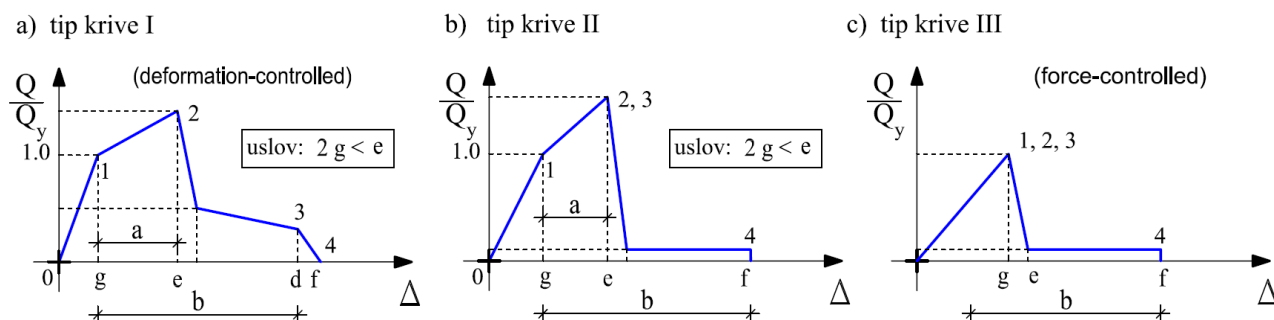
## 8 Provera nelinearnog modela na analizu seizmičkog odgovora konstrukcija zgrada (Case studies)

Za procenu performansi pojedinačnih i povezanih AB zidova neophodna je upotreba nelinearne analize. Danas mnogi komercijalno dostupni softveri poseduju mogućnost nelinearnog modelovanja i analize (Perform-3D, SAP2000, ETABS,...). U nelinearnoj analizi je upotreba pojednostavljenih modela gotovo obavezna iz razloga racionalizacije vremena proračuna i memorijskog prostora. Sa druge strane je neophodno postići ravnotežu/balans između stepena uprošćenja modela i njegove mogućnosti da predvidi lokalno ponašanje elemenata i globalno ponašanje sistema sa zadovoljavajućom tačnošću. Cilj je izabrati optimalan model sa minimalnim brojem parametara neophodnih za dobru aproksimaciju problema (Kovačević, 2006). Najčešće nije neophodno simulirati sve moguće oblike ponašanja elementa nelinearnim zavisnostima. U cilju zadovoljavajućeg ponašanja globalnog modela sistema, nelinearnim modelima treba obuhvatiti isključivo značajne oblike deformacije konstruktivnih elemenata usled seizmičkog dejstva.

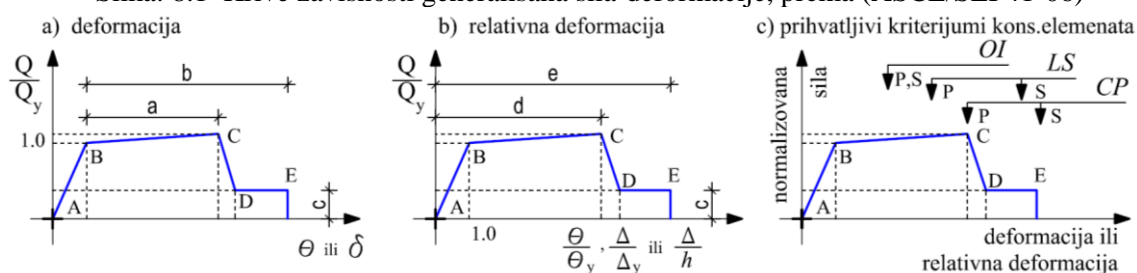
U zavisnosti od preliminarne analize veznih greda određuje se dominantan oblik njihove deformacije (smičući ili fleksioni). Ukoliko je dominantna deformacija smicanja vezne grede se modeluju uprošćenim modelom sa nelineanim smičućim zglobovima postavljenim u sredini raspona vezne grede. Ponašanje smičućeg zgloba je definisano prema preporukama (ASCE/SEI 41-06, tj. tabelom. 6.19). Gredni elementi sa obe strane zgloba su linearno elastični. Efektivna fleksiona krutost se definiše u granicama od  $EI_{eff} = 0.05EI_{gross}$  prema rezultatima istraživanja (Mohr, 2007) do  $EI_{eff} = 0.15EI_{gross}$  prema preporukama (PEER/ATC-72-1). Efektivna smičuća krutost se definiše kao  $GA_{v,eff} = 0.25GA_{v,gross}$  prema (PEER/ATC-72-1). Young-ov modul elastičnosti i modul smicanja se ne modifikuju i predstavljaju ponašanje betona usvojenih karakteristika. U nivou plastičnog zgloba za elemente zida elastični smičući moduo se usvaja  $0.2E_c$ . Van zone plastičnog zgloba elastični smičući moduo se usvaja  $0.3E_c$  prema preporukama (Powell, 2007).

Ponašanje AB elemenata može biti duktilno (deformation-controlled) ili neduktilno (force-controlled). Fleksiona komponenta deformacije AB zidova i ukupna deformacija veznih greda moraju biti duktilni. Na slici 8.1 su date karakteristične krive ponašanja (sila-deformacija) AB elemenata prema (ASCE/SEI 41-06). Krive ponašanja su saglasne sa krivama prema (FEMA356, 2000) uz dodatak rezidualne nosivosti kod tipa II i III. Kriterijum klasifikacije duktilnosti ponašanja je odnos  $2g \leq e$ . Ponašanje AB zidova kao primarnih elemenata bočne krutosti i nosivosti zgrada mora ostati u granicama krive 0-1-2. U veznim gredama kao sekundarnim elementima dozvoljava se ponašanje u opsegu 2-3-4. Tip krive I predstavlja model duktilnog

ponašanja kod koga se rezidualna nosivost ne sme zanemariti, a prihvatanje gravitacionog opterećenja je moguće do tačke 3. Model sadrži ojačanje dilatacije (1-2) i degradaciju nosivosti (2-3). Tip krive II je takođe duktilan ali bez rezidualne nosivosti i sposobnosti da prihvati gravitaciono opterećenje nakon tačke 2.



Slika: 8.1 Krive zavisnosti generalisana sila-deformacije, prema (ASCE/SEI 41-06)



Slika: 8.2 Prihvatljivi kriterijumi modela duktilnog ponašanja, prema (FEMA 356, 2000)

Prihvatljivi kriterijumi se definišu za svaku konstruktivnu komponentu u zavisnosti da li je od primarnog ili sekundarnog značaja za bočnu nosivost. Prihvatljivi kriterijumi primarnih komponenti koje se ponašaju prema krivoj I ili II se nezavisno od željenog nivoa performansi uvek nalaze u elastoplastičnom opsegu (0-2). Prihvatljivi kriterijumi za sekundarne elemente I i II tipa se mogu naći u bilo kom opsegu deformacije. Za primarne i sekundarne elemente tipa III prihvatljivi kriterijumi su uvek u elastičnoj oblasti, prema (FEMA 356, 2000).

Vrednosti koeficijenta ponašanja greda, stubova, čvorova okvira, tavanica, zidova i veznih greda kao i vrednosti prihvatljivih kriterijuma dati su u tabelama 6.7 do 6.20 u (ASCE/SEI 41-06). Vrednosti su date posebno za linearne i nelinearne metode analize. Parametri modelovanja i prihvatljivi kriterijumi za AB zidove dati su tabelarno u zavisnosti od faktora koja dominantno određuju njihovu duktilnost (nivo aksijalnog opterećenja i vrednost smičuće sile). Prema datim odredbama uslov nosivosti bočnog opterećenja za AB zidove je ograničenje aksijalnog napona na  $P/t_w l_w \leq 0.35f'_c$  i minimalni procenata armiranja 0.25%. U suprotnom zid se ne može smatrati nosećim.

Tabela: 8.1 Parametri modelovanja i prihvatljivi kriterijumi za nelinearnu analizu AB zidova, prema: (ASCE/SEI 41-06)

$\frac{(A_s - A'_s)f_y + P}{t_w l_w f'_c}$	$\frac{V}{t_w l_w \sqrt{f'_c}}$	Utegnute ivice zida	rotacija pl. zgloba (rad)		Rezidual nosivos.	Prihvatljiva rotacija plastičnog zgloba (rad)				
						IO	Tip komponente			
			Primaran				sekundaran			
			LS	CP			LS	CP		
$\leq 0.1$	$\leq 3$	Da	0.015	0.020	0.75	0.005	0.010	0.015	0.015	0.020
$\leq 0.1$	$\geq 6$	Da	0.01	0.015	0.40	0.004	0.008	0.010	0.010	0.015
$\geq 0.25$	$\leq 4$	Da	0.009	0.012	0.60	0.003	0.006	0.009	0.009	0.012
$\geq 0.25$	$\geq 6$	Da	0.005	0.010	0.30	0.0015	0.003	0.005	0.005	0.010
$\leq 0.1$	$\leq 4$	No	0.008	0.015	0.60	0.002	0.004	0.008	0.008	0.015
$\leq 0.1$	$\geq 6$	No	0.006	0.010	0.30	0.002	0.004	0.006	0.006	0.010
$\geq 0.25$	$\leq 4$	No	0.003	0.005	0.60	0.001	0.002	0.003	0.003	0.005
$\geq 0.25$	$\geq 6$	No	0.002	0.004	0.30	0.001	0.001	0.002	0.002	0.004

Kod AB zidova i veznih greda kod kojih je neelastična deformacija dominantno smičuća, uslov duktilnog ponašanja je ograničenje normalne sile na  $N_{\max} = 0.15A_g \sqrt{f'_c}$ , u suprotnom element se smatra krtim (force controlled element), prema (ASCE/SEI 41-06). Oblikovanje detalja veznih greda mora biti zatvorenim uzengijama, na rastojanju  $s \leq d_w/3$ . Nosivost uzengija mora biti takva da se njima obezbedi  $V_s \geq 3/4V_{\text{vez.gr.}}$ .

Tabela: 8.2 Parametri modelovanja i prihvatljivi kriterijumi za nelinearnu analizu veznih greda, prema: (ASCE/SEI 41-06)

Vezne grede	$\frac{V}{t_w l_w \sqrt{f'_c}}$	rotacija grede chord rotation (rad)		Rezidual nosivos.	Prihvatljiva rotacija štapa (rad)				
					IO	Tip komponente			
		Primaran				sekundara n			
		LS	CP			LS	CP		
Konvencionalna armatura utegnuta poprečno	$\leq 3$	0.02	0.030	0.60	0.010	0.020	0.025	0.025	0.050
	$\geq 6$	0.016	0.024	0.30	0.005	0.008	0.020	0.020	0.040
Konvenc.podužna, neuteg. poprečna arm.	$\leq 3$	0.012	0.025	0.40	0.006	0.012	0.020	0.020	0.035
	$\geq 6$	0.008	0.014	0.20	0.005	0.008	0.010	0.010	0.025
Dijag. armirana vez. greda		0.030	0.050	0.80	0.006	0.018	0.030	0.030	0.050

### 8.1.1 Smičuća nosivost AB zidova (približni model)

Visoki AB zidovi se projektuju na smicanje na osnovu postupka CD. To znači da smicanje ne utiče na disipaciju energije niti se njime kontroliše nosivost zida na horizontalna dejstva, tako da je opravdano usvojiti elastično smičuće ponašanje visokih zidova, čak i kad je fleksiono-



aksijalno ponašanje nelinearno (Wallace, 2007). U istraživanjima (Orakcal i dr., 2006) fleksiono-aksijalna deformacija visokih zidova je razmatrana kao dominantna, sa linearnim modelom smicanja.

Smičuća deformacija u približnom modelu je usvojena linearna. Smičuća i fleksiona deformacija u SAP2000 i ETABS su nezavisne. U modeliranju AB zidova modelom slojeva ili vlakana određivanje maksimalne smičuće nosivosti sloja betona je najnepouzdanija. Za projektovanje zidova (Paulay i Priestley, 1992) su preporučili smičuću nosivost betona.

U svim oblastima izuzev potencijalnih zona plastifikacije napon smicanja treba ograničiti prema (Paulay i Priestley, 1992) na:

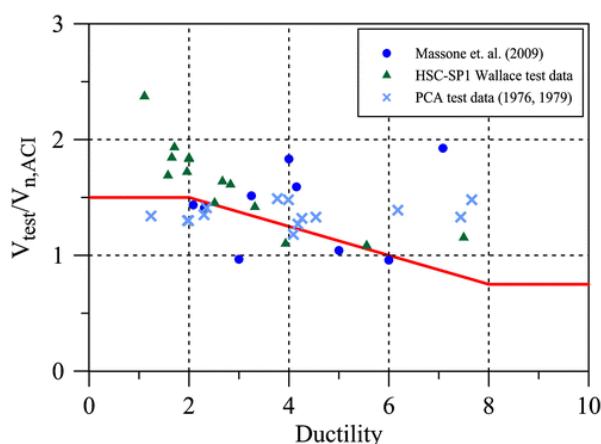
$$v_c = 0.27\sqrt{f'_c} + \frac{P}{4A_g} \quad (8.1)$$

U zonama plastifikacije :

$$v_c = 0.6\sqrt{\frac{P}{A_g}} \quad (8.2)$$

Prema eksperimentalnim istraživanjima (Orakcal i dr., 2009) prosečna smičuća nosivost zidova je za 50% veća od nominalne prema ACI318-11, (izraz: 5.16),  $V_{eksp.} \approx 1.5V_n$  za nivo aksijalnog operećenja  $P/A_g f'_c = 0.05$ , i  $V_{eksp.} \approx 1.75V_n$  za nivo aksijalnog operećenja  $P/A_g f'_c = 0.1$ .

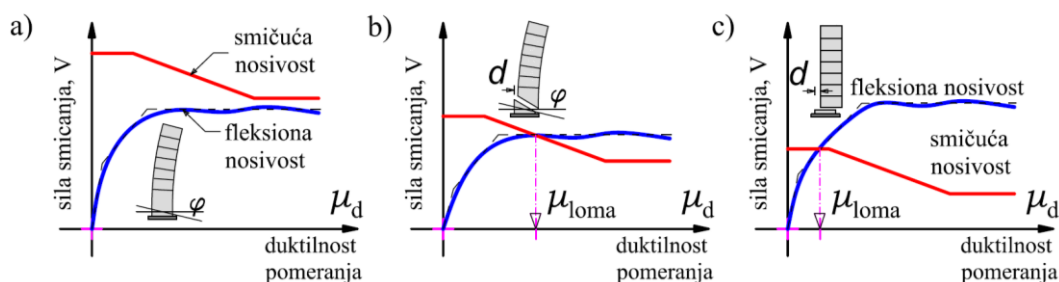
Prema sistematizaciji većeg broja istraživanja smičuća nosivost zidova se smanjuje sa porastom duktilnosti zidova (NIST GCR 10-917-8, 2010; Wood, 1990; Wallace, 1996; Massone i dr., 2009). Ova zavisnost važi za širok opseg geometrijskog odnosa  $h_w/l_w$  a naročito je izražena kod niskih i srednje visokih zidova (slika 8.3).



Slika: 8.3 Približni kriterijum za određivanje smičuće nosivosti AB zida prema efektu uticaja fleksione duktilnosti, preuzeto iz (NIST GCR 10-917-8, 2010)

Za sada ne postoji detaljna statistička procena ali se može formirati zavisnost sa slike 8.3. Za vrednost fleksione duktilnosti manje od 2 smičuća nosivost je približno  $1.5V_{n,ACI318}$  sa porastom duktilnosti do 8 smičuća nosivost linearno pada do  $0.7V_{n,ACI318}$ . (karakteristično za visoke smičuće zidove).

Približni model nije pogodan za simulaciju složenih mehanizama loma (izvijanje armature, dijagonalni lom, lom smicanjem) i fenomena koji nastaju kao posledica cikličnog opterećenja. Približni model je ograničen na slučaj fleksionog loma (slika: 8.4-a). Predviđanje seizmičkih performansi pravougaonih zidova opterećenih u svojoj ravni približnim modelom se ograničava na deformaciju savijanja. Lom smicanjem, dijagonalni lom, lom betona pritiskom i izvijanje armature su isključeni.



Slika: 8.4 a) fleksioni odgovor (lom) AB zida, b) fleksiono-smičući lom, c) kruti lom smicanjem

## 8.2 Opis uzoraka i primenjenih metoda parametarske analize

U okviru ove tačke istraženo je ponašanje AB zidova u dualnom sistemu. Najčešćem konstruktivnom sistemu bočno ukrućenih zgrada u kombinaciji okvira i AB zidova raspoređenih u oba pravca. Sa aseizmičkog stanovišta ovaj sistem je povoljan pod uslovom da su ispunjeni zahtevi iz (tačka: 6.1). Seizmička analiza je sprovedena određivanjem vremenskih istorije za nelinearne prostorne modele zgrada. Analiza je realizovana približnim modelom metodom KE i sprovedena u tri koraka. Validacija ponašanja približnog modela KE pod jednodirekcijskim opterećenjem POA eksperimentalnim rezultatima. Parametarska studija je realizovana sa ciljem identifikacije ključnih parametara koji utiču na seizmičke performanse AB zidova. Ocena seizmičkih performansi realnih konstrukcija zgrada u dualnom sistemu.

Parametarska analiza je realizovana primenom uprošćenog modela u konkretnim objektima. Razmatrano je četiri različitih objekata visokogranje. Razmatrane su dva regularna i dva neregularne objekta. Varirani su karakteristike zidova i spratnost. Analizirani su uzorci sa 6, 8, 10 i 12 etaža. Cilj numeričkih istraživanja je proučavanje:

- redosleda pojave plastičnih zglobova;
- mehanizma loma;

- disipacije energije;
- histerezisnog ponašanja uzoraka sa variranim: parametrima armiranja veznih greda i zidova, dimezijama veznih greda i AB zidova;
- uticaja preraspodele gravitacionog opterećenja između okvira i AB zidova na odgovor konstrukcije;
- uticaja armiranja veznih greda
- uticaja odnosa nosivosti veznih greda i AB zidova;
- uticaja parametara smicanja veznih greda na odgovor konstrukcije.

Armatura u AB zidovima, stubovima i gredama je određena preliminarnom analizom. Seizmički uticaji su određeni MMA prema EN 1998:2004. Parametarska analiza je realizovana nelinearnim metodama: statičkom POA i dinamičkom NLTHA. Performanse uzoraka su testirane kroz poređenje: ukupnog i relativnog pomeranja tavanica, ubrzanja tavanica, raspodele ukupne bočne sile između zidova i okvira.

Tabela: 8.3 Prikaz geometrijskih i materijalnih karakteristika numeričkih uoraka

Tip konstruktivnog elementa	Geometrijske karakteristike	U etažama	Materijalne karakteristike
Međuspratne konstrukcije	Ploča d=16cm	<i>Etaže 1-12</i>	<i>Beton C25/30, E=3,0 10<sup>7</sup>kN/m<sup>2</sup></i> <i>Čelik B500B, E=2,1 10<sup>8</sup>kN/m<sup>2</sup></i>
	(IMS) d=4cm	<i>Etaže 1-12</i>	
	Grede b/h=30/50cm	<i>Etaže 1-12</i>	
	(IMS) b/h=34/24cm	<i>Etaže 1-12</i>	
AB stubovi	b/h=60/60cm	<i>Etaže 1-4</i>	<i>Beton C35/45, E=3,25 10<sup>7</sup>kN/m<sup>2</sup></i> <i>Čelik B500B, E=2,1 10<sup>8</sup>kN/m<sup>2</sup></i>
	b/h=50/50cm	<i>Etaže 5-8</i>	
	b/h=40/40cm	<i>Etaže 9-12</i>	
Vezne grede	Grede b/h=30/50cm	<i>Etaže 1-12</i>	<i>Beton C35/45, E=3,0 10<sup>7</sup>kN/m<sup>2</sup></i> <i>Čelik B500B, E=2,1 10<sup>8</sup>kN/m<sup>2</sup></i>

Proračun geometrijskih karakteristika konstruktivnih elemenata određen je iz dimenzija i oblika poprečnog preseka štapova, dok je izbor materijalnih karakteristika realizovana prema mehaničkim karakteristikama materijala. Proračun masa u sistemu je sproveden konvertovanjem opterećenja u mase. Direktno apliciranje masa na sistem nije primenjeno. Izbor parametara prigušenja je realizovan uzimajući u obzir tip materijala od koga je formiran sistem i njegovi pojedini delovi.

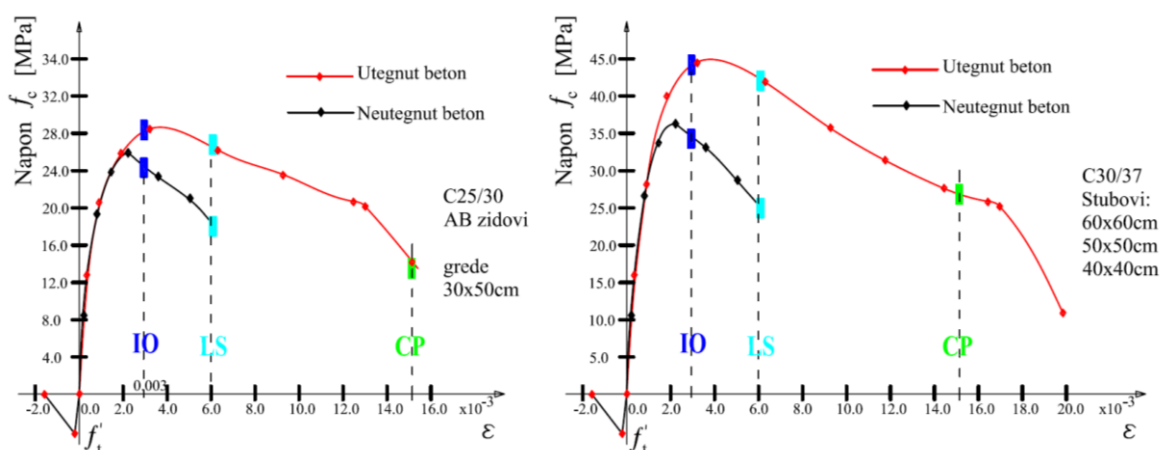
### 8.2.1 Konstitutivne relacije primenjenih materijala

Analizi složenih struktura tj. modela sistema u bilo kom od softvera prethodi sticanje saznanje o pretpostavkama uključenim u program i mogućnostima softvera da na adekvatan način opiše nelinearno ponašanje konstitutivnih elemenata.

U uprošćenom modelu AB zidovi su modelovani fiber modelom. Poprečni presek je sastavljen od pojedinačnih vlakana čije su konstitutivne zavisnosti materijala date grafcima 8.5-8.6. Primena ovog modela je opravdana jer su razmatrani visoki zidovi dominantno napregnuti savijanjem. Obuhvaćena je pojava pomeranja neutralne ose pod bočnim opterećenjem i efekat aksijalnog opterećenja na krutost i nosivost AB zida. Smičuća deformacija je uključena u model uz pretpostavku linearno elastično ponašanje betona. Efekat interakcije smicanja i aksijalnog opterećenja nije obuhvaćen modelom. Ovo je ujedno i najznačajniji nedostatak primenjenog modela. Ovo ograničenje je bitno, ali za slučaj modelovanja uzoraka AB zidova sa odnosom  $h_w/l_w < 4$  (Oracle i Wallas., 2006). S obzirom da se u parametarskoj analizi razmatraju isključivo visoki zidovi sa odnosom  $h_w/l_w$  značajno većim od četiri ovo ograničenje model ne utiče na relevantnost rezultata.

Modelom nije simuliran lom smicanjem. Podrazumeva se da su AB zidovi razmatrani u numeričkim istraživanjima dimenzionisani sa dovoljnim smičućim kapacitetom kako bi se onemogućio smičući lom. Osim kod uzoraka sa izraženom vertikalnom neregularnošću zidova (slabljenjem prizemlja otvorima) kod kojih se smičuće ponašanje kritične etaže ne sme zanemariti. Jer smicanje predstavlja dominantan oblik deformacije zidova na mestu slabljenja.

Za definisanje zavisnosti  $f-\varepsilon$  betona upotrebljen je model (Mander i dr., 1988.). Pretpostavljeno je da je beton u krajnjim zonama utegnut pravougaonim uzengijama. Preostali betonski deo preseka je smatran neutegnutim. Vrednosti dilatacije u betonu koje odgovaraju stanjima IO, LS i CP su usvojene 0.003, 0.006 i 0.015.



Slika: 8.5 Radni dijagrami betona primenjenih u modelovanju različitih konstruktivnih elemenata

S obzirom da eksperimentalni podaci ponašanja materijala nisu dostupni upotrebljeni su Monegotto-Pinto model za čelik i Mander model za beton. Očekivana vrednost napona tečenja armature je  $f_{y,exp} = 1.17f_y$ . Moduo elastičnosti armature  $E_s = 200GPa$ . Dilatacija tečenja je:

$$\varepsilon_y = \frac{f_{y,exp}}{E_s} \quad (8.3)$$

Očekivani maksimalni napon se definiše kao prema  $f_{u,exp} = 1.5f_y$  (LATBSDC, 2014). Odgovarajuća dilatacija u armature za koeficijent ojačanja dilatacije (strain hardening ratio)  $\alpha_y = 2\%$  prema (ACI 318-11, 2011):

$$\varepsilon_u = \varepsilon_y + \frac{f_{y,exp} - f_{y,exp}}{\alpha_y \cdot E_s} \quad (8.4)$$

Dilatacija loma  $\varepsilon_{failure}$  prema (ACI 318-11, 2011):

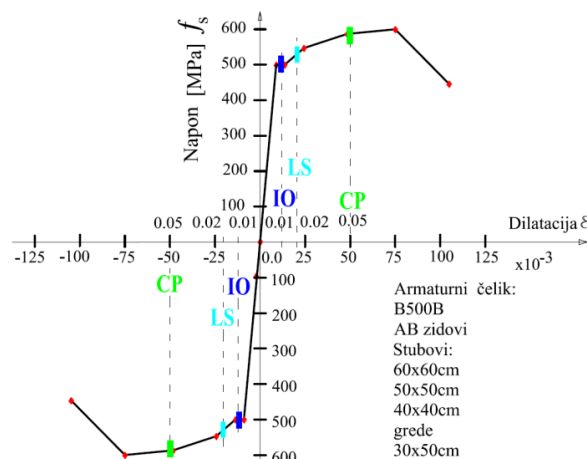
$$\varepsilon_{failure} = 0.200 \quad (8.5)$$

Modifikovani Mander-ov model betona je dat izrazom 7.5, gde je zavisnost  $f - \varepsilon$  u funkciji očekivane pritisne čvrstoća betona na pritisak  $f'_{c,exp} = 1.3f'_c$  i parametara  $x$  i  $r$ . Očekivana pritisna čvrstoća utegnutog betona na pritisak  $f'_{cc,exp}$  je:

$$f'_c(\varepsilon_c) = \frac{f'_{cc,exp} \cdot x \cdot r}{r - 1 + x^r} \quad (8.6)$$

$$r = \frac{E_c}{E_c - E_s} \quad \text{i} \quad x = \frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_{cc}} \quad (8.7)$$

Da bi se izračunali efektivni bočni naponi utezanja upotrebljen je postupak dat u (tački 4.1.1). Dilatacija pri maksimalnoj čvrstoći utegnutog betona na pritisak vertikalnih elemenata je dostigla 2%. Pored duktilnosti materijala kao odnosa maksimalne moguće deformacije i deformacije na granici tečenja, potrebno je uzeti u obzir i sposobnost disipacije ulazne energije potresa (transformacija energije u deformacioni rad). Sa dužim vremenom trajanja potresa i povećanjem broja ciklusa dolazi do postepene degradacije krutosti i pada nosivosti. Ponašanje materijala u približnom modelu definisano je idealizovanim histerezisnim zakonima Takeda za beton i kinematik za armaturu. Vrednosti dilatacije u armaturi koje odgovaraju stanjima IO, LS i CP su usvojene 0.01, 0.02 i 0.05.



Slika: 8.6 Radni dijagram armature primenjen u modelovanju različitih konstruktivnih elemenata

Zavisnost ukupna sila-pomeranje vrha uzorka je relativno neosetljiva na veličinu i broj materijalnih vlakana (Orakcel i sar., 2004). Upotrebom gušće mreže poboljšava se preciznost naponskog stanja i preraspodele unutar poprečnog preseka. Iznad zone plastičnog zgloba prema (Powell., 2007) jedan elemenat po visini etaže je dovoljan za korektnu simulaciju AB zidova. Preporuke za gustinu mreže, broj vlakana i visinu zone plastifikacije u modelima AB zidova date su u istraživanjima (Orakcal i dr., 2006; Wallace, 2012). Upotreba modela vlakana gde je visina jednog elementa jednaka visine zone plastifikacije daje dobru korelaciju a rezultatima (ATC 72-1, 2010) ukoliko je gustina vlakana zadovoljavajuća a konstitutivna relacija armature elastoplastična.

Prema preporukama (ACI 318. tačka 21.9.6.2) visina zone plastifikacije zida je  $h_{pl} = 0.5l_w$ . ASCE/SEI 41-06 i FEMA 356 ograničavaju zonu plastičnog zgloba na jednu spratnu visinu  $h_{pl} \leq h_s$ , ali ovo ograničenje nije uvedeno u ACI 318. U radovima (Kabeyasawa i dr., 1983) pretpostavljena je uniformna aksijalna dilatacija u ivičnim elementima na jednoj etaži. Time je praktično visina plastičnog zgloba zida ograničena na visinu prizemlja  $h_s$ . Predložene su i druge vrednosti:  $h_{pl} = h_w/8$  (Orakcal i Wallace, 2006),  $h_{pl} = 0.3l_w$  (Tabata i dr., 2003). Mnogi autori na osnovu eksperimentalnih istraživanja predložili su kompleksnije izraze za visinu zone plastifikacije AB zidova. Izrazi dati u tabeli 8.4 su izvedeni uglavnom na osnovu eksperimentalnih ispitivanja stubova.

Tabela: 8.4 Visina zone plastifikacije

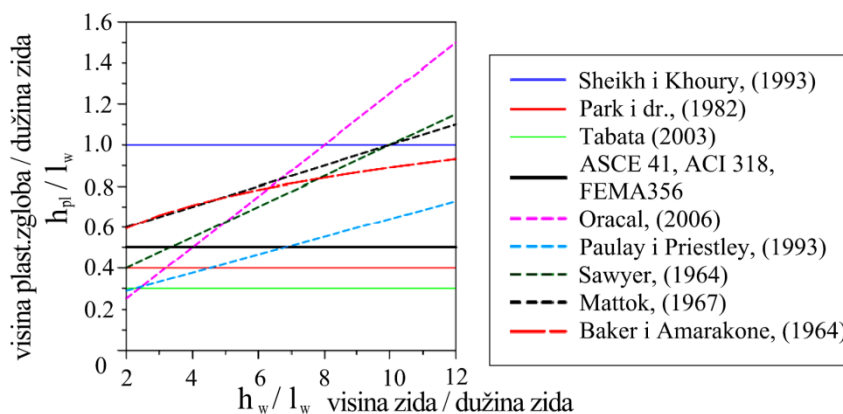
autor:	Visina plastičnog zgloba
(Paulay i Priestley, 1992)	$h_{pl} = 0.2l_w + 0.07(M/V)$
(Sawyer, 1964)	$h_{pl} = 0.25d + 0.075z$
(Panagiotakis and Fardis, 2001)	$h_{pl} = 0.12z + 0.014d_b f_y$
(Hines i dr., 2004).	$h_{pl} = 0.5l_w + 0.022d_b f_y$
(Bohl i Adebar, 2011)	$h_{pl} = \left(0.2l_w + 0.05 \frac{M}{V}\right) \left(1 - 1.5 \frac{P}{A_w f'_y}\right) \leq 0.8l_w$
(European Committee for Standardization (CEN), 2005)	$h_{pl} = \frac{1}{30} \frac{M}{V} + 0.2l_w + 0.11 \frac{d_{bL} f_y}{\sqrt{f'_c}}$

Gde su:

$h_{w,eff}$  - efektivna visina zida jednaka visini zamenjujućeg zida opterećenog koncentrisanom silom na vrhu, a istim momentom na osloncu kao i razmatrani zid (Paulay i Priestley, 1992).

$z$  - rastojanje od zone plastifikacije do tačke promene krivine (izvorno preuzeto iz razmatranja dužine plastičnog zgloba kod stubova).

$d_{bL}$  – prečnik vertikalne zategnute armature



Slika: 8.7 Poređenje preporuka za visinu zone plastifikacije AB zidova, preuzeto iz (NIST, 2014)

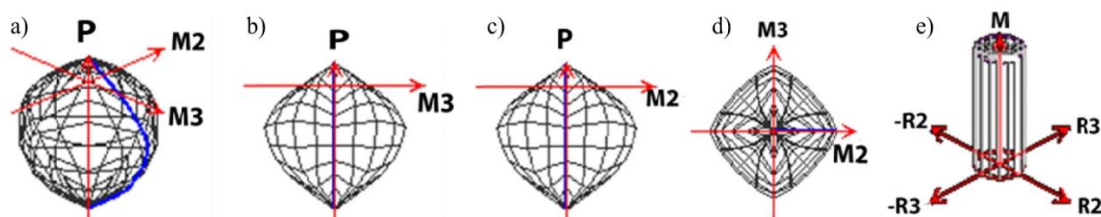
Ukoliko se za AB zidove koristi model vlakana van zone plastifikacije može se upotrebiti po jedan element po spratnoj visini, prema preporukama (Powell, 2007). U zoni plastifikacije visina elementa treba da odgovara visini plastičnog zgloba prema (ASCE 41, 2007). Maksimalan broj vlakana u jednom elementu zida je ograničen na šesnajest. Ukoliko je neophodan veći broj vlakana efekat se postiže povećanjem broja elemenata. Vlakna betona ivičnih zona se modeluju utegnutim betonom. U realnim konstrukcijama je to opravdano jer je odnos debljine zida i zaštitnog sloja veći od 10, uslov prema (ACI 310-11). Sav beton van ivičnih zona zidova se smatra neutegnut.

Nelinearno ponašanje linijskih konstruktivnih elementa je modelovano koncentrisanom plastičnošću. U zavisnosti od namene analize plastični zglobovi mogu biti na krajevima elemenata ili raspoređeni po dužini raspona (Otani, 1980). Ponašanje plastičnih zglobova je definisano prema FEMA 356 i ASCE 41-13. Deformabilnosti čvornih zona nije uvedena u analizu. Za razliku od metalnih kod AB konstrukcija deformabilnost čvornih zona se može zanemariti.

U ovom poglavlju je analizirana primena uprošćenog modela AB zidova i veznih greda na uzorcima konstrukcija realnih zgrada. Izabrana su četiri uzorka izvedenih objekata čiji je aseizmički proračun i dimenzionisanje sprovedeno prema (EN 1998-1:2004 i EN 1992-1-1:2004). Usvojeni su sledeći parametri: kategorija tla B, kategorija značaja III,  $a_g/g=0.4$ , koeficijent prigušenja  $\xi=0.05$ , tip 1 projektnog spektra odgovora za usvojeni tip tla i osnovna vrednost faktora ponašanja  $q_o=4.5$  za dualni sistem. Usvojene dimenzije poprečnih preseka konstruktivnih elemenata i površine armature iskorišćene su za formiranje interakcionih dijagrama.

Interakcione površine su razvijene za konstruktivne elemente koji su izloženi istovremenom dejstvu više presečnih sila a nosivost zavisi od različitih parametara čvrstoće. Za konstruisanje 2d ili 3d interakcione površi može da se upotrebi Von Mises, Mroz ili neki drugi model

plastičnosti. Interakciona površ predstavlja anvelopu tačaka plastifikacije. Ukoliko je tačka van površi onda je element napregut u neelastičnom području. Ponašanje vertikalnih elemenata (stubova) koji su izloženi istovremenom dejstvu momenta savijanja i normalne sile u području nelinearnog rada zavisi od njihovog kapaciteta. Iz tog razloga je neophodno uspostaviti odnos parametara koji utiču na njihovo ponašanje. Nelinearne karakteristike stubova su modelovane plastičnim zglobovima sa interakcijskom zavisnošću  $P-M_2-M_3$ . Interakciona površ je simulirana pomoću šesnaest krivih. Svaka kriva je konveksna i ukupna površ je konveksna. Povećanje sile zatezanja u stubovima je linearno (monotono). Razmatrani interakcioni dijagrami daju uslov loma usled istovremenog dejstva normalne sile i momenta savijanja. Vrednosti sile i momenta loma definisani su iz uslova da najveća dilatacija u betonu iznosi 0.6%, a da dilatacija u armaturi bude na granici tečenja.



Slika: 8.8 a-d) Dijagrami interakcionih površi plastičnih zglobova stubova, e) dijagram  $M-\varphi_1-\varphi_2$

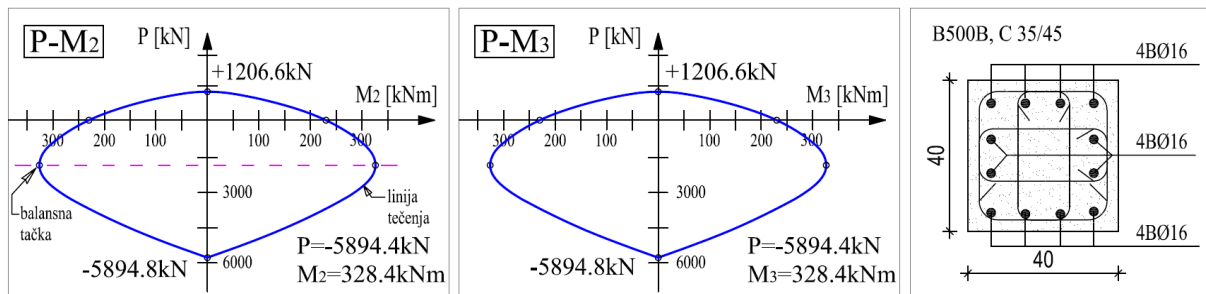
Dijagrami interakcije moment-aksijalna sila definisani su tačkom balansa i tačkama iznad i ispod tačke balansa (slika 8.8). Karakteristične tačke interakcionog dijagrama predstavljaju:

- Tačke iznad tačke balansa odgovaraju lomu zategnute armature.
- Tačke ispod tačke balansa odgovaraju lomu po betonu drobljenjem.

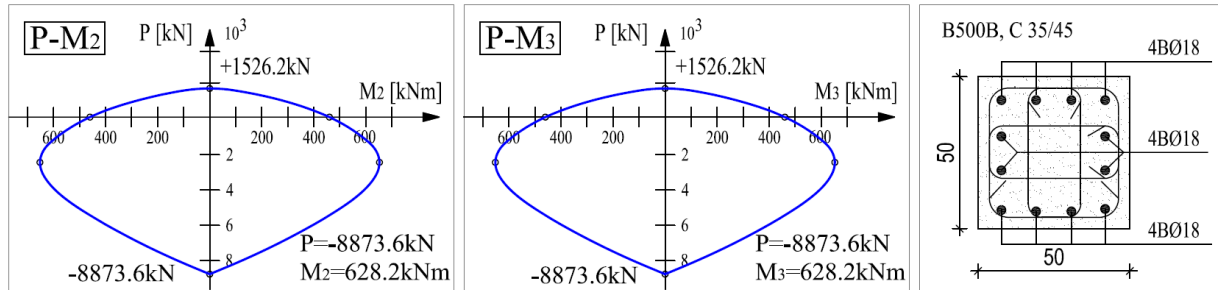
Uloga i efekat aksijalnih sila na primarnu krivu moment-krivina manifestuje se u povećanju momenta tečenja i redukciji krivine za aksijalne sile koje su manje od balansne sile. Inače u ovom modelu promena aksijalne sile tokom akceleracije je uzeta u obzir u svakom koraku integracije.

Ponašanje plastičnih zglobova greda definisan zavisnošću  $M-\varphi$ . Momenat plastifikacije u gredama je definisan iz uslova tečenja armature. Za karakteristične poprečne preseke usvojene su sledeće zavisnosti interakcije u plastičnim zglobovima  $P-M_2-M_3$  i zavisnosti moment-krivina i ( $M-\varphi$ ):

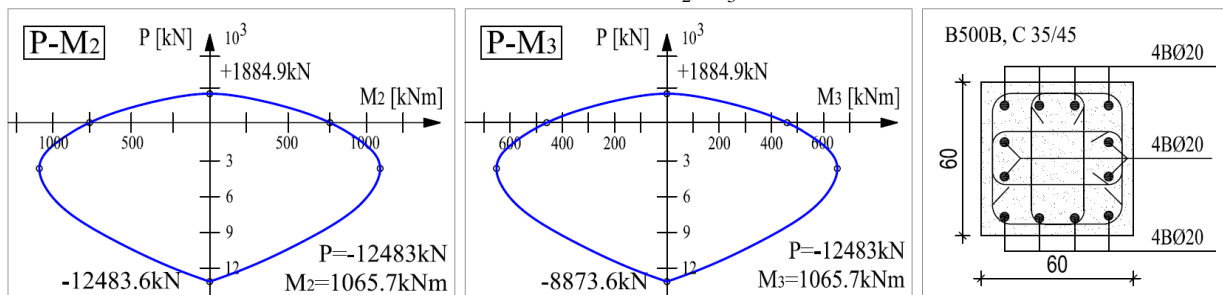




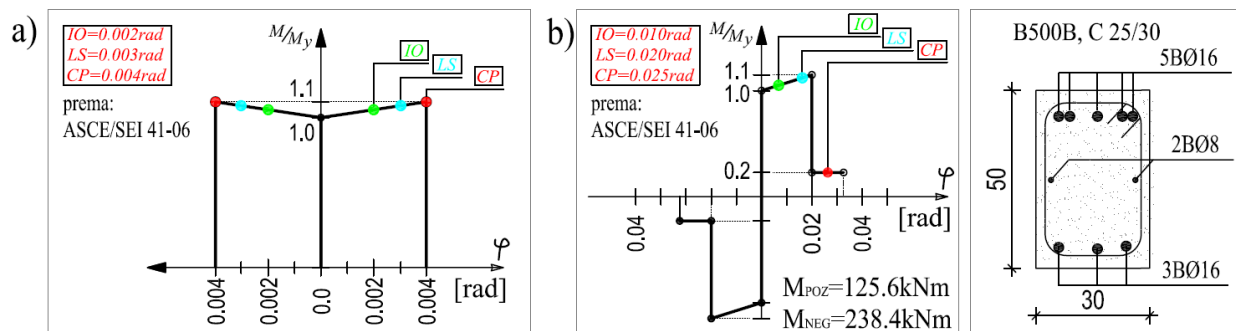
Slika: 8.9 Interakcione krive P-M<sub>2</sub>-M<sub>3</sub> stuba b/d=40/40cm



Slika: 8.10 Interakcione krive P-M<sub>2</sub>-M<sub>3</sub> stuba b/d=50/50cm



Slika: 8.11 Interakcione krive P-M<sub>2</sub>-M<sub>3</sub> stuba b/d=60/60cm

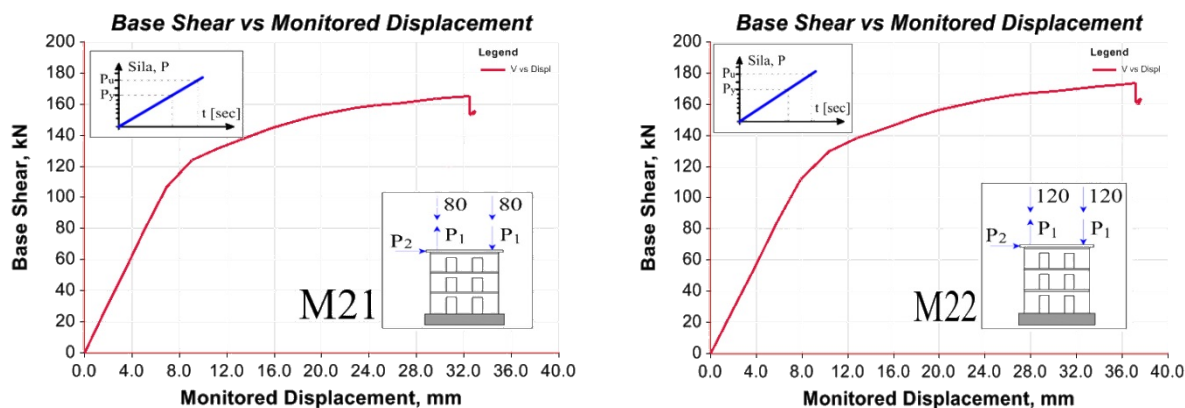


Slika: 8.12 Krive momentat-rotacija i prihvatljivi kriterijumi: a) za stubove, b) za grede b/d=30/50cm

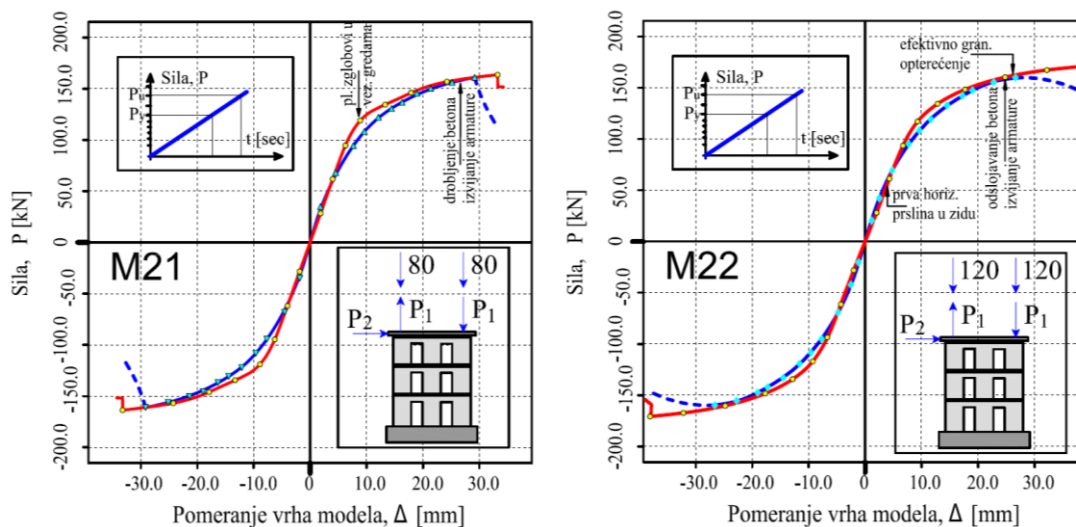
Kapaciteti granične nosivosti za sve karakteristične preseke konstruktivnih elemenata su sračunati na osnovu mehaničkih karakteristika usvojenih materijala i geometrijskih karakteristika poprečnih preseka štapova i detalja armature. Ponašanje objekata modelovanih približnim modelom AB zidova je prikazano kroz istoriju: pomeranja tavnica i ukupne smičuće sile. Pretpostavlja se da su svi zidovi ostali u elastičnom domenu deformacije smicanja tj. napon smicanja je ispod  $0.5\sqrt{f'_c}$  (Wang i dr., 1975; Aktan i dr., 1980).

## 8.2.2 Validacija približnog modela

Predloženi nelinearni model visokih AB zidova validiran/verifikovan je eksperimentalnim rezultatima (Žorić, 1990). Validacija približnog modela je realizovana metodom bočnog naguravanja u kombinaciji sa spregom aksijalnih sila (simulacija dejstva veznih greda na višim etažama) na osnovu dostupnih rezultata. Uzorci druge serije M21 i M22 su modelovani približnim modelom modelom vlakana. Validacija približnog modela je realizovana komparacijom  $P-d$  krivih numeričkog modela i kosturne krivi histerezisnih petlji (eksperimentalni rezultati). Skeletne krive predstavljaju anvelopne histerezisnih petlji. Krive  $P-d$  su prikazane na slici 9.13. Krive numerički simulirane su u saglasnosti sa eksperimentalnim rezultatima (Žorić, 1990). Granična nosivost numeričkog modela je veća od eksperimentalnih rezultata zbog ograničenja modela (nemogućnost simulacije izvijanja armature). Predložen pojednostavljeni model zadovoljava zahtevanu tačnost. S obzirom na jednostavnost u primeni i malu ostvarenu grešku model se može upotrebiti u svakodnevnoj inženjerskoj praksi kod zidova kod kojih je smicanje u elastičnom domenu.



Slika: 8.13 Krive  $P-d$  približnog modela uzorka M21 i M22



Slika: 8.14 Komparacija histerezisnih anvelopa približnog modela i rezultata uzorka M21 i M22

Naneto vertikalno opterećenje od 80kN (uzorak M21) sa manjim normalnim naoponom  $\sigma_o$ , niži kvalitet betona 24.5MPa i manji uticaj veznih greda usloveli su manju otpornost na pojavu prvih prslina usled savijanja. Ovo je jasno uočljivo pri komparaciji uzoraka M21 i M22 (istih su materijalnih i geometrijskih karakteristika) kod kojih je primenjen različiti nivo vertikalnog opterećenja. Numerički model ispoljava veću duktilnost i veće granično opterećenje u odnosu eksperimentalne rezultate. Granična pomeranja su značajno veća od 2% globalnog drifta (odgovara nivou CP) tako da se model uspešno može primeniti u proceni performansi. Rezultati ispitivanja približnog modela uzoraka M21 i M22 nisu obuhvalili opšte histerezisno ponašanje pod cikličnim opterećenjem.

### 8.2.2.1 Prigušenje

Kod konstrukcija koje su dominantno napregnute u elastičnom domenu disipacija energije se odvija kroz više različitih mehanizama. Zbog pojednostavljenja, disipacija se modeluje viskoznom prigušenjem. Uobičajena pretpostavka nelinearne analize je da je vrednost prigušenja od 2.5% do 5% od kritične vrednosti prigušenja za svaki ton vibracija. S obzirom, da je stvarni mehanizam prigušenja daleko od viskoznog ovo je bitna aproksimacija i može uzrokovati značajno rasipanje rezultata (do 30% u pomeranjima). Prema preporukama (Moehle., 2000), PBD zahteva niže vrednosti viskoznog prigušenja  $\zeta=2.5\%$  za razliku od uobičajenih  $\zeta=5\%$ .

Za prvi projektni nivo  $DS_I$ , (dejstvo čestih zemljotresa  $Tp=72$ god.), očekivani nivo ponašanja je blizak linearno elastičnom, praćen veoma malim oštećenjima pregradnih zidova. Za ovaj projektni nivo prema preporukama (Bertero i Bertero, 2000) dinamički proračun se sprovodi sa koeficijentom viskoznog prigušenja  $\zeta=2\%$ . S obzirom, da je propisani nivo  $DI$  za ovaj projektni nivo izrazito mali, kao i da se seizmička dejstva uobičajeno prikazuju za vrednosti prigušenja od  $\zeta=5\%$ , te je za sve nivoe ponašanja uzeta ista vrednost koeficijenta viskoznog prigušenja ( $\zeta=5\%$ ).

Kvantifikacija prigušenja je važan aspekt dinamičke analize. Nakon plastifikacije pojedinih elemenata sistema, dodatna disipacija energije se vrši kroz neelastično ponašanje. U nelinearnoj dinamičkoj analizi ovo se uzima direktno. Kao i kod modalnog prigušenja, u principu je moguće odrediti oblike i periode vibracija za svaki korak proračuna, i na osnovu toga izvršiti rekalkulaciju matrice krutosti. U praksi je ovo isuviše zahtevno po pitanju računarskih resursa. Iz tog razloga se matrica krutosti održava konstantnom tj. jednaka je elastičnoj krutosti sistema.

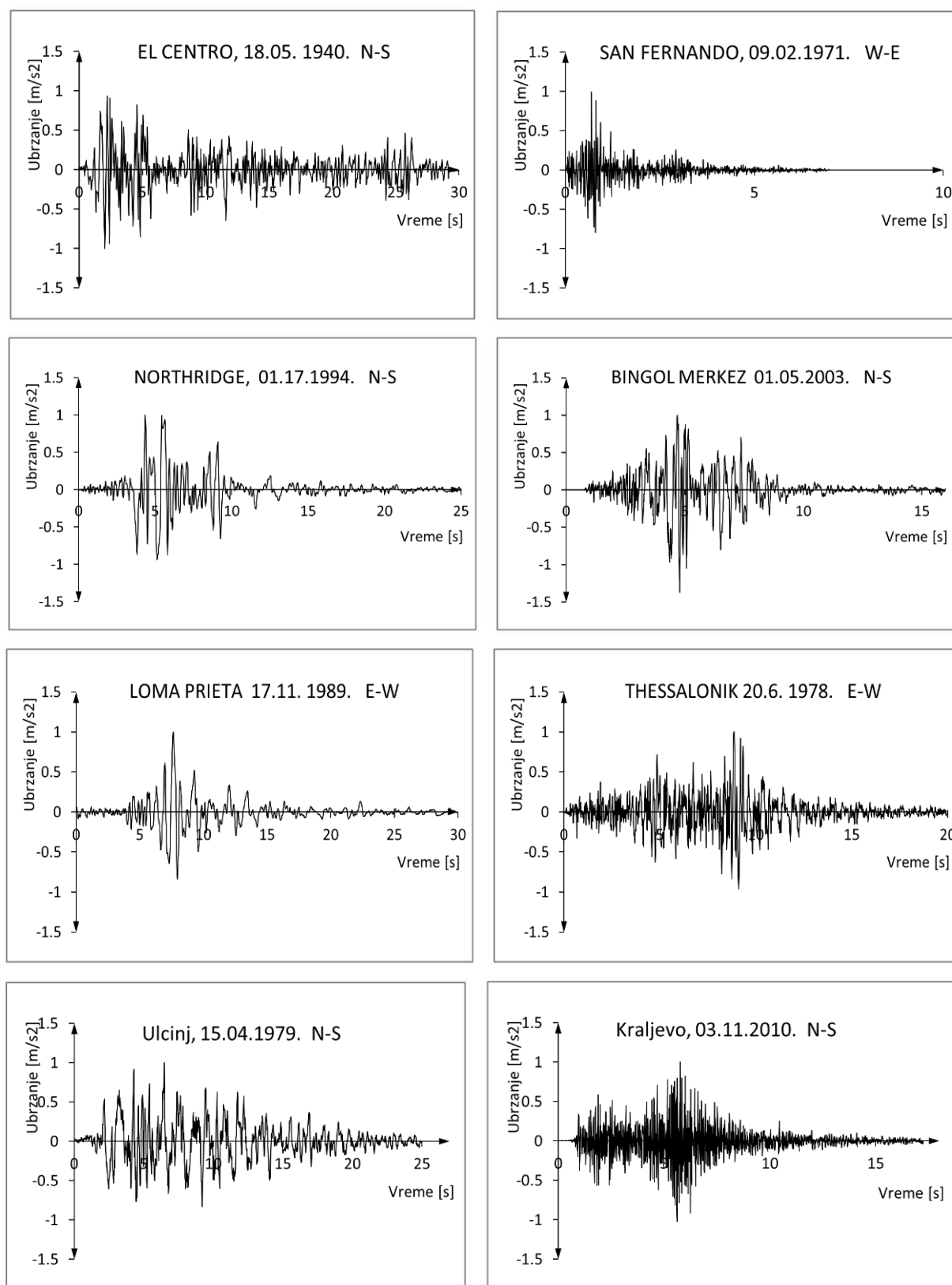
Modeliranjem uzoraka udvojenih zidova i definisanjem prigušenja veznih greda može doći do značajnog odstupanja rezultata prigušenja. Vezne grede poseduju veliku inicijalnu krutost i zato

deo prigušenja  $\beta K$  treba usvojiti prema efektivnoj krutosti poprečnog preseka. U približnom modelu krutost veznih greda je redukovana prema preporukama (Naish i dr., 2010).

### 8.2.2.2 Analiza dejstva zemljotresa

Procena seizmičkih performansi analiziranih uzoraka AB zgrada u dualnom sistemu je realizovana primenom jednostavnijeg i za praksu upotrebljivog modela. Konstrukcija višespratnih zgrada u dualnom sistemu modelirana je nelinearnim prostornim modelom. Uticaj smicanja na deformaciju sistema nije zanemaren. Kod svih modela je usvojena spratna visina prizemlja  $h_{pr.}=4.0\text{m}$  i tipskog sprata  $h_{sp.}=3.0\text{m}$ , tako da se ukupna visina zgrade nalazi u opsegu od 19 do 37m. Gravitaciono dejstvo stalnog opterećenja (podovi i zidovi ispune) usvojeno je  $5\text{kN/m}^2$ , a korisno opterećenje  $1.5\text{kN/m}^2$ . Proračunski model je usvojen tako da je nelinearno ponašanje zidova pri savijanju simulirano modelom vlakana. Smicanje zidova je modelirano fenomenološki koncentrisanom plastičnošću prema (PEER/ATC-72-1) (tačka: 7.1.2). Inače, u skladu sa konceptom i filozofijom programiranog ponašanja/CD ustaljena je praksa da se smicanje u konstrukciji modelira kao linearno elastično (Powell, 1998). Mogućnost formiranja plastičnog zgloba je predviđena samo u osnovi zida. Ovo je najracionalnije rešenje jer su analizirani uzorci zgrada niže spratnosti, kod kojih je uticaj viših tonova vibracije na ukupan seizmički odgovor neznan.

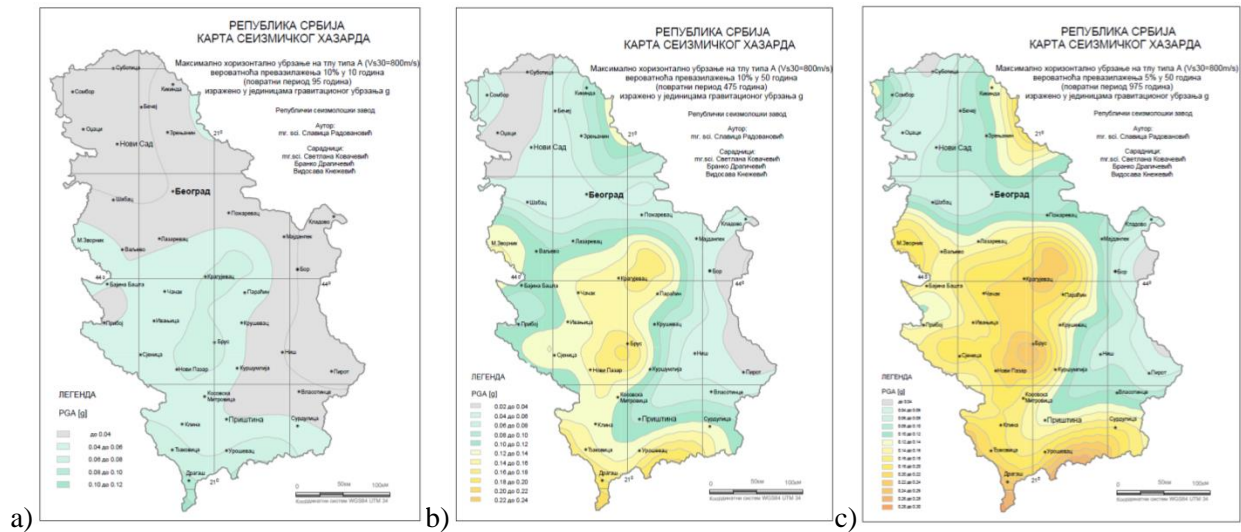
U NLTHA su primenjeni akceleroگرامи osam već dogođenih zemljotresa (slika 8.15). S obzirom da se značajnije vrednosti ubrzanja javljaju samo na jednom delu zapisa, većini akceleroگرامа je smanjen razmatrani opseg vremena na relevantni deo zapisa. Ovim je ostvarena značajna racionalizacija vremena utrošenog na date analize. Dinamička analiza je realizovana sa korakom od 0.01 sec.



Slika: 8.15 Primenjeni akcelerogrami u NLTHA normalizovani na  $PGA=0.1g$

Za teritoriju Srbije postoje karte seizmičkog hazarda izražene pomoću maksimalnog horizontalnog ubrzanja tla tipa A sa povratnim periodima od 95, 475 (odgovaraju graničnim stanjima upotrebljivosti i nosivosti prema EN 1998-1:2004) i 975 godina (slika 8.16). S obzirom

da dati povratni periodi ne odgovaraju u potpunosti nivoima SLE, DBE i MCE seizmičkog događaja sa povratnim periodom od 50, 475 i 2475. Usvojena su tri nivoa akceleracije koja bi odgovarala području sa najvećim seizmičkim hazardom (oblast između Brusa i Novog Pazara). Zapisi su skalirani na tri nivoa maksimalne akceleracije:  $PGA=0,1g$ ,  $PGA=0,2g$  i  $PGA=0,4g$ .



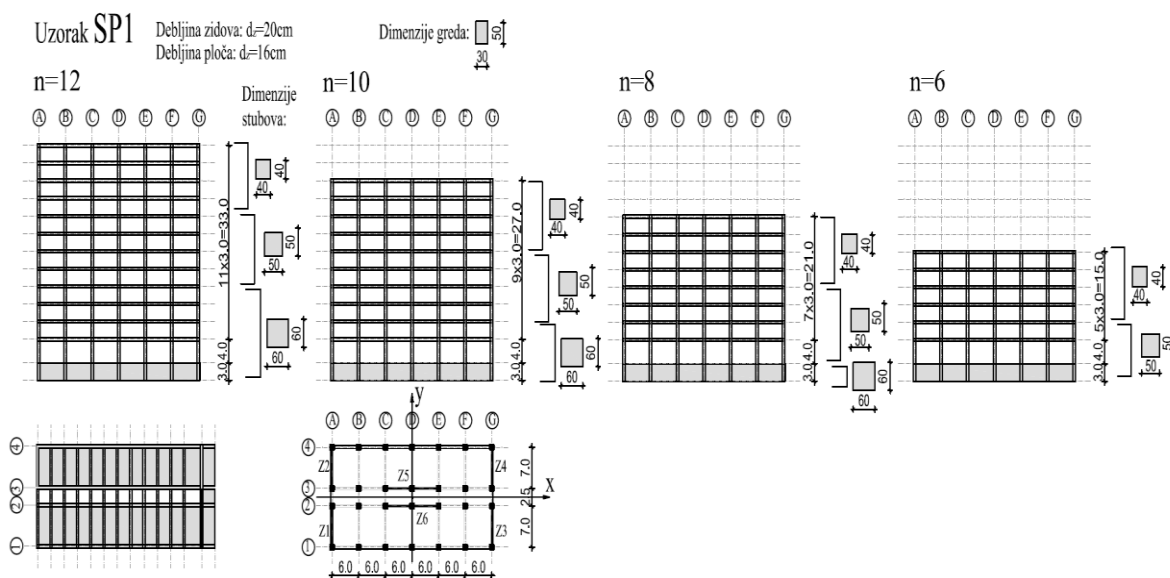
Slika: 8.16 Karte seizmičkog hazarda Srbije, povrtni period 95, 475 i 975, (izvor: RSZ Srbije)

Analiza uticaja od gravitacionih dejstava (sopstvena težina konstrukcije, stalno i korisno opterećenje) može biti linearna i nelinearna. Kao početno naponsko-deformacijsko stanje za seizmičku NLTHA upotrebljena je inicijalna konstalacija opterećenja  $1.0 \cdot g_{sop.} + 1.0 \cdot g_{stal.} + 0.5 \cdot p_{kor.}$ . Analiza inicijalnog stanja je realizovana NLTHA vremenskim zapisom bilinearnom funkcijom (Ramp-TH) i prigušenjem 20% kako bi se izbegao dinamički efekat kod stalnog opterećenja.

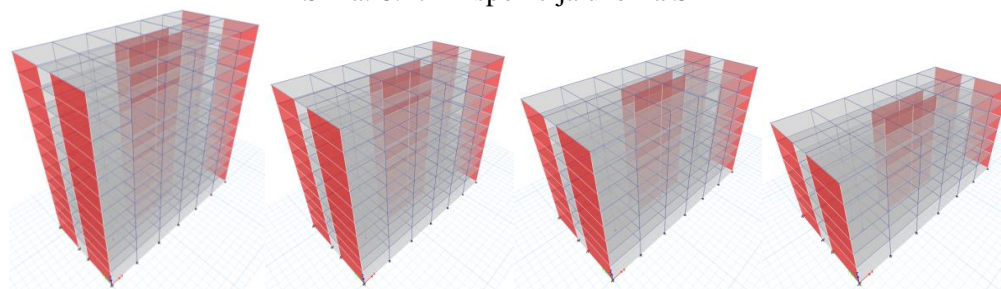
Kroz NLTHA je određen kompletan vremenski odgovor nelinearnih prostornih modela za svaki od osam primenjenih akcelrograma. Tokom temljotresa je registrovan vremenski tok različitih veličina: pomeranja spratova, relativna pomeranja spratova, sile u presecima (momenti savijanja i transferzalne sile), plastične rotacije preseka i dr. S obzirom da je realizovan veliki broj numeričkih analiza, a vodeći računa da vremenska istorija nelinearnog odgovora prostornih modela daje enormno veliki broj izlaznih veličina rezultati proračuna su prikazani putem ekstremnih vrednosti za karakteristične slučajeve.

### 8.2.2.3 Uzorak SP1

Procena seizmičkih performansi uzoraka AB zgrada (4, 6, 8 i 10 spratova) u mešovitom sistemu je realizovana primenom pojednostavljenog modela pogodnog za praktičnu upotrebu. Prihvatljiv nivo performansi je određen poređenjem maksimalnih vrednosti relativnog međuspratnog pomeranja, globalnog drift-a i ubrzanja tavanica sa dozvoljenim vrednostima.



Slika: 8.17 Dispozicija uzorka SP1



Slika: 8.18 3D izgled uzorka SP1

Ponašanje objekata modelovanih predloženim modelom AB zidova je prikazano kroz istoriju: pomeranja tavnica, relativno međuspratno pomeranje i ukupne smičuće sile. Relativno međuspratno pomeranje (inter-story drift ratio-ISDR) je odnos razlike spratnih pomeranja i visine sprata  $d_i = \Delta_i / h_i$ . U literaturi se može naći i naziv indeks spratnog smicanja (interstory drift index). Ovaj indeks se koristi za proveru zadatih kriterijuma po deformacijama, tj. osigurava zahtev za ograničenjem oštećenje objekta. Veličina ima praktičan i eksperimentalni značaj kao mera oštećenja konstruktivnih i nekonstruktivnih elemenata. U cilju PBED (SEAOC, 1999) daje precizne vrednosti ISDR za svaki nivo željenih performansi. Procena ISDR se realizuje na osnovu maksimalnog pomeranja dobijenih NLTHA.

EN 1998-1:2004 ne daje eksplicitno kriterijum maksimalnog pomeranja vrha zgrade (prema i dalje važećem Pravilniku 81.,  $H/600$ ), već ograničava relativna spratna pomeranja. Usled nelinearnog ponašanja konstrukcije stvarna pomeranja su značajno veća od onih dobijenih linearnom analizom i redukovanim (projektim) opterećenjem. U zavisnosti od usvojene klase duktilnosti i značaja objekta pomeranje pri graničnom stanju nosivosti se određuju multiplikacijom elastičnog pomeranja  $d_{gran.} = \gamma \cdot q \cdot d_{elast.}$  (prema: EN 1998-1:2004). Za ovo granično stanje EN 1998-1:2004 ne ograničava pomeranja. Za granično stanje upotrebljivosti

usvaja se kraći povratni period zemljotresa u odnosu na povratni period za granično stanje nosivosti. Iz tog razloga se granična pomeranja umanjuju koeficijentom koji je u funkciji kategorije značaja objekta  $\Delta d_s = \Delta d_{gran.}/v$ . Gde je  $v$  faktor redukcije kojim se uzima u obzir kraći povratni period seizmičkog dejstva koji se odnosi na granično stanje upotrebljivosti. Različite vrednosti faktora  $v$  mogu da budu definisane za različite seizmičke zone u zemlji zavisno od uslova seizmičkog hazarda i od cilja zaštite vlasništva. Preporučena vrednost faktora  $v$  su 0.4 za klase značaja III i IV i  $v=0.5$  za klase značaja I i II. Zahtev za ograničenje oštećenja se smatra zadovoljenim ako su usled seizmičkog dejstva koje ima veću verovatnoću pojave nego projektno seizmičko dejstvo koje odgovara zahtevu da se objekat ne sruši, međuspratna horizontalna relativna pomeranja ograničena su:

- $\Delta d_s/h_{sprat} < 0,005$  za krute zidove ispune (nenoseće) koji su vezani za konstrukciju,
- $\Delta d_s/h_{sprat} < 0,0075$  za zgrade koje sadrže duktilne nenoseće elemente,
- $\Delta d_s/h_{sprat} < 0,010$  za zgrade koje poseduju nenoseće elemente koji su vezani tako da ne ometaju deformaciju konstrukcije ili za zgrade bez nenosećih elementa.

Korelacija između ograničenja ISDR (prema: EN 1998-1:2004) i maksimalnog globalnog pomeranja zgrade analizirana je u (Lađinović, 2002). Maksimalno pomeranje vrha zgrade zavisi od klase duktilnosti preko faktora ponašanja  $q$ , vrste pregradnih zidova i značaja objekta, pri čemu se zgrade klasifikuju u četiri kategorije.

Tabela: 8.5 Maksimalno i rezidualno relativno pomeranje (drift), (prema: tabela 2-4, FEMA273, 1997, tabela c1-3, ASCE 41-06)

Element	Tip	Nivo performansi		
		IO (S-1)	LS (S-3)	CP (S-5)
AB okviri	max.	1%	2%	4%
	Rezidualni	Nije dozvoljen	1%	4%
AB zidovi	max.	0.5%	1%	2%
	Rezidualni	Nije dozvoljen	0.5%	2%
Zidovi ispune (kruti zidani)	max.	0.1%	0.5%	0.6%
	Rezidualni	Nije dozvoljen	0.3%	Nije dozvoljen

Treba istaći da prihvatljivi kriterijumi oštećenja konstruktivnih elemenata dati u tabeli 8.5 (za okvire i AB zidove) odgovaraju visokim zgradama sa ispunom od lakih materijala, strukturalnom fasadom bez krutih zidova ispune (karakteristično za poslovne zgrade). Na području Srbije u zgradarstvu je dominantna primena zidanih zidova od opeke i blokova od gline (krta ispuna). Primena blokova od lakog betona je ređa. Krutim zidovima odgovaraju strožija ograničenja globalnog *drift*-a i ISDR prema (FEMA 273, 1997). Kontrola *drift*-a novoprojektovanih ili rehabilitovanih zgrada je u tom slučaju definisana zahtevima za ograničenjem oštećenja nekonstruktivnih elemenata. U zavisnosti od željenog nivoa performansi pri određenom nivou

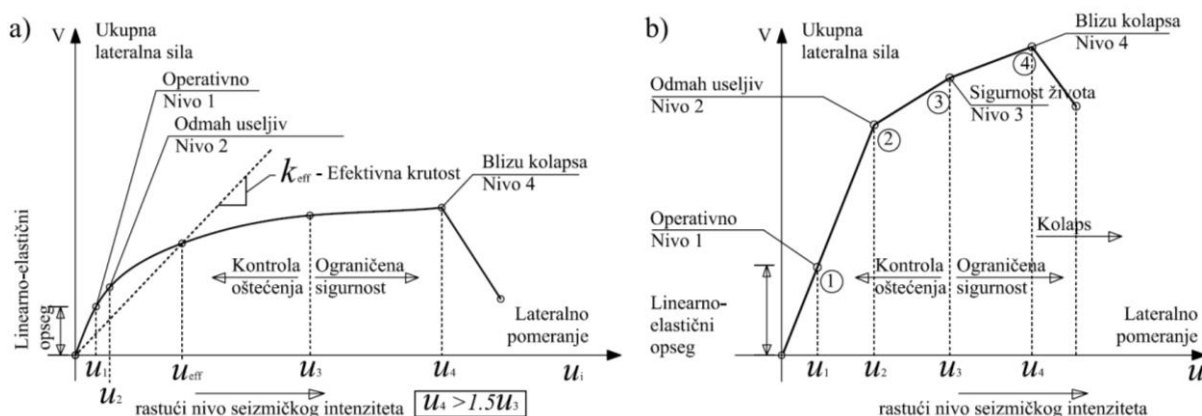


seizmičkog hazarda uslov ograničenja bočne deformabilnosti zgrada može biti i do deset puta strožiji za uslov ograničenja oštećenja ispune u odnosu na oštećenja AB okvira.



Slika: 8.19 Oštećenja zidova ispune, (Sozen i dr., 1999)

Pri projektovanju zgrada je neophodno obezbediti dovoljnu rezervu sposobnosti za plastično deformisanje između nivoa LS i CP ponašanja konstrukcije. Prema preporukama (FEMA 274) zahtevana duktilnost pri LS može maksimalno biti  $2/3$  ukupnog raspoloživog kapaciteta duktilnosti pomeranja  $\mu_4 \geq 1.5 \mu_3$ . Gde su  $\mu_3$  i  $\mu_4$  zahtevane duktilnosti koje se dobijaju za treći i četvrti nivo projektnog seizmičkog dejstva (slika: 8.20).



Slika: 8.20 Tipične krive kapaciteta AB zgrada sa karakterističnim nivoima performansi:  
a) duktilno ponašanje, b) neduktilno ponašanje (prema: FEMA 273, FEMA 274)

Kod zidova sa otvorima treba iskoristiti vezne grede za povećanje kapaciteta duktilnosti pomeranja, povećanje disipacije energije i formiranje poželjnog mehanizma loma. Kontrolisanim mehanizmom loma sa plastičnim zglobovima u veznim gredama se omogućuje sistemu povezanih zidova da ostvari potreban kapacitet nosivosti, duktilnosti i zahtevani nivo upotrebljivosti nakon zemljotresa.

Arhitektonska rešenja zgrada povoljna za primenu sistema povezanih zidova na našem području su retka ali postoje. Iz tog razloga je u preliminarnoj analizi usvojen relativno veliki raspon veznih greda 2.5m (neuobičajen za vezne grede). Raspon od 2.5m je maksimalni moguć raspon koji se može upotrebiti za povezivanje zidova, a susreće se u realnim arhitektonskim rešenjima zgrada. Raspon od 2.5m je karakterističan za centralni komunikacioni trakt u

zgradarstvu oko koga su bočno pozicionirani stambeni delovi zgrade. Nedostatak rešenja je teško ispunjenje uslova vertikalne regularnosti zidova jer su po pravilu u prizemlju i podrumu zahtevi za otvorima veći zbog potreba komunikacionih prolaza, poslovnog prostora ili parkiranja.



Slika: 8.21 Potencijalna mesta povezivanja zidova koja nisu iskorišćena već pretvorena u neregularnost zgrada, (fotografija: P. Petronijević)

Kod zgrada blokovskog tipa i/ili u gusto izgrađenim gradskim zonama (više međusobno spletenih lamela), idealan položaj povezanih zidova je u krajnjim okvirima na mestu dilatacija. Pogodnost ovog rešenja je veća sloboda u izboru dimenzija veznih greda (estetika se ne nameće kao kriterijum), obezbeđena vertikalna regularnost zidova, zidovi se oslanjaju na krute podrumске zidove (povoljnije za temeljenje), a eventualni radovi na sanaciji veznih greda su pomereni van stanova (slika 8.22).



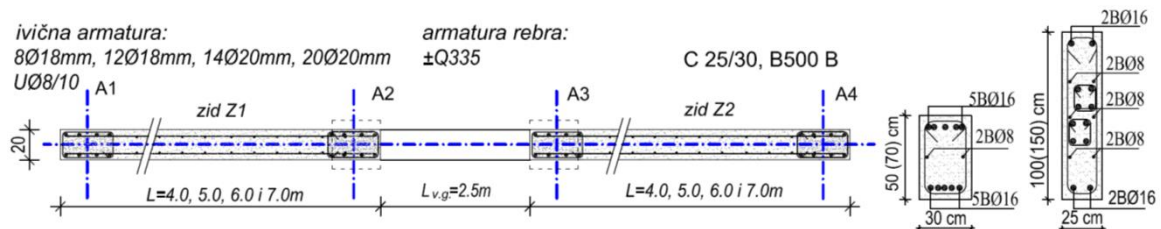
Slika: 8.22 Primeri idealnog mesta pozicioniranja udvojenih AB zidova, (fotografija: P. Petronijević)

Liftovska jezgra poseduju znatno manji potencijal za povezivanje zidova. Geometrijski odnosi AB stubaca (piers) i prečki (spandrels) je krajnje nepovoljan sa stanovišta programiranog ponašanja. Ostvarenje grednog mehanizma je nemoguće. Ograničenje u njihovoj primeni su relativno male debljine zidova  $t_z=15-20\text{cm}$  što je nepovoljno sa stanovišta sidrenja armature i oblikovanje detalja veznih greda.

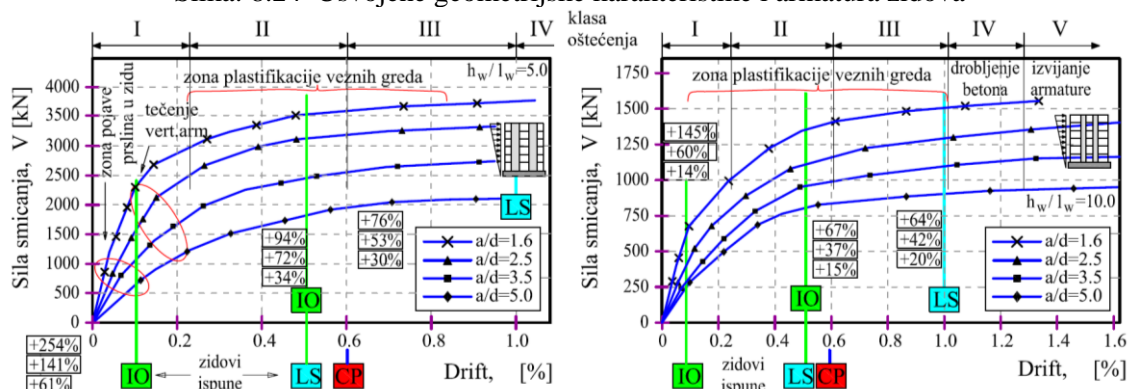


Slika: 8.23 Mesta potencijalnog povezivanja zidova bez pozitivnih efekata, (fotografija: P.Petronijević)

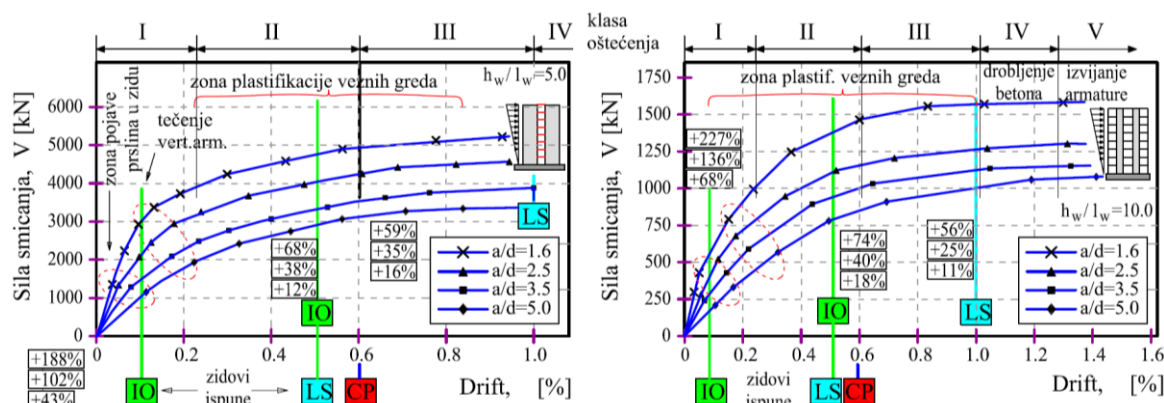
Na slikama 8.24-27 su prikazane zavisnosti promene  $P-d$  sistema povezanih zidova uzoraka SP1 u funkciji geometrijskog odnosa ( $a/d=1.6, 2.5, 3.5$  i  $5.0$ ) i ( $h_w/l_w \approx 5.0$  i  $10.0$ ) za različite spratnosti. Analiza je realizovana metodom POA kako bi se dobila preliminarna saznanja o kapacitetu plastične deformacije, duktilnosti sistema i redosledu pojave plastičnih zglobova. Sa promenom spratnosti varirana je širina zidova kako bi se omogućio veći stepen rotacije zidova i značajnije angažovanje veznih greda. Korekcijom širine zidova i njihove fleksione nosivosti zadržan je povoljan odnos kapaciteta nosivosti  $k=M_{u,zida}/M_{u,vez.gr.}$  i odnos kapaciteta rotacije zida i veznih greda  $\beta=\varphi_{u,zida}/\varphi_{u,vez.gr.}$ .



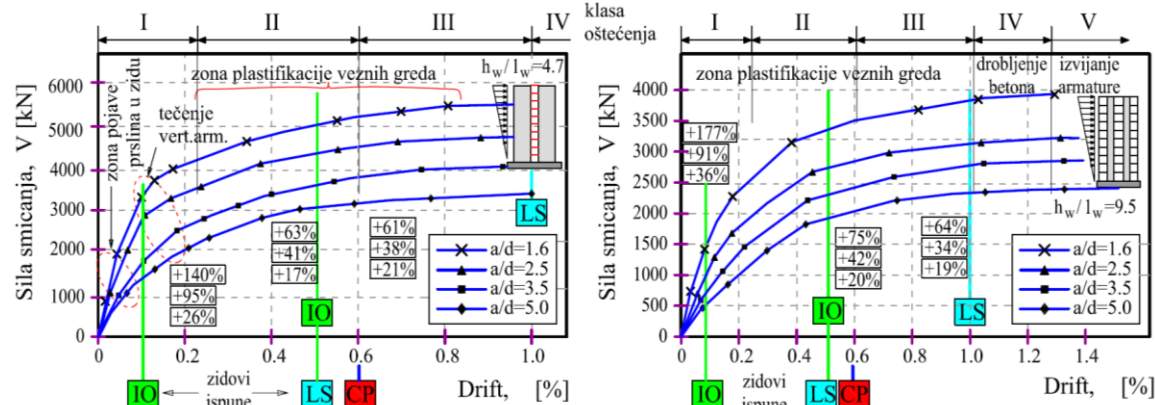
Slika: 8.24 Usvojene geometrijske karakteristike i armatura zidova



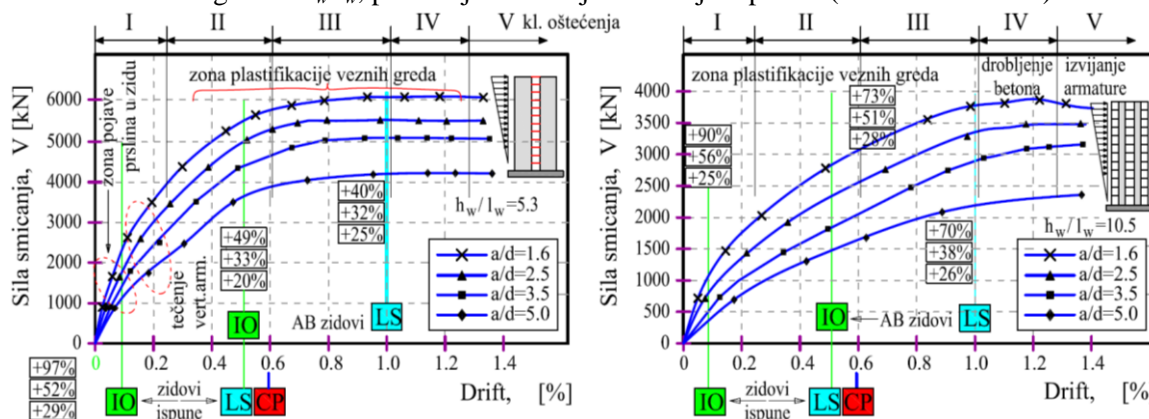
Slika: 8.25 Sistem povezanih zidova, Uzorak SP1-6 sp., Zavisnost sila-pomeranje za različiti odnos  $a/d$  veznih greda i  $h_w/l_w$ , prihvatljivi kriterijumi usvojeni prema (ASCE/SEI 41-06)



Slika: 8.26 Sistem povezanih zidova, Uzorak SP1-8 sp., Zavisnost sila-pomeranje za različiti odnos  $a/d$  veznih greda i  $h_w/l_w$ , prihvatljivi kriterijumi usvojeni prema (ASCE/SEI 41-06)



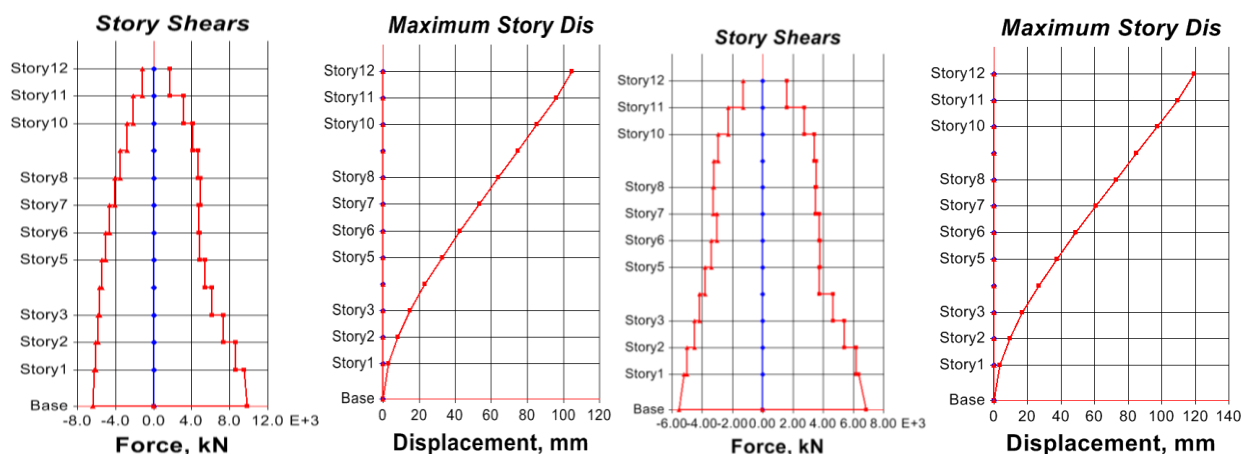
Slika: 8.27 Sistem povezanih zidova, Uzorak SP1-10 sp., Zavisnost sila-pomeranje za različiti odnos  $a/d$  veznih greda i  $h_w/l_w$ , prihvatljivi kriterijumi usvojeni prema (ASCE/SEI 41-06)



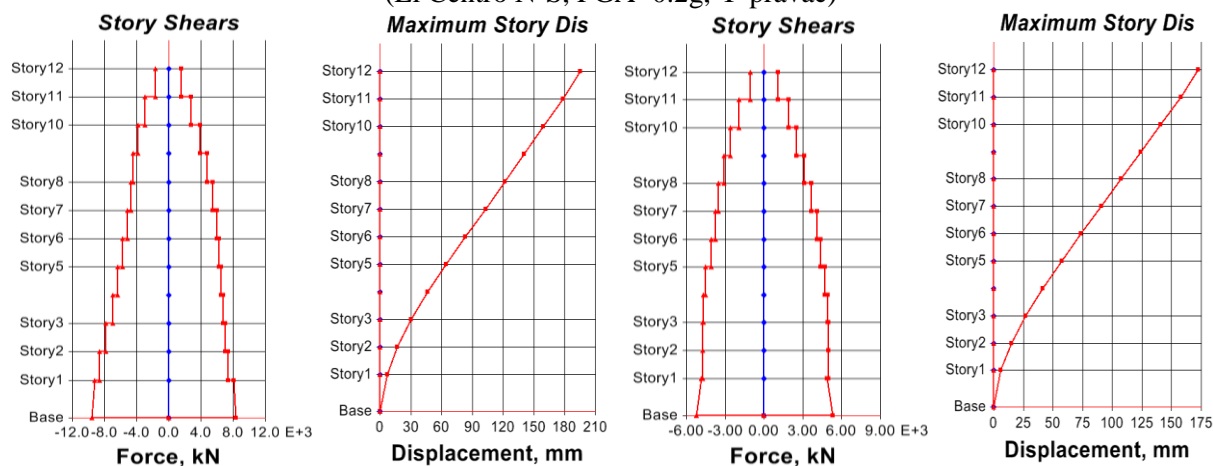
Slika: 8.28 Sistem povezanih zidova, Uzorak SP1-12 sp., Zavisnost sila-pomeranje za različiti odnos  $a/d$  veznih greda i  $h_w/l_w$ , prihvatljivi kriterijumi usvojeni prema (ASCE/SEI 41-06)

Na osnovu rezultata prethodne analize može se zaključiti da malim intervencijama na povećanju krutosti i nosivosti veznih greda možemo značajano povećati krutost i nosivost ukupnog sistema. Povoljnije ponašanje sa stanovišta programiranog ponašanja pokazuju uzorci sa odnosom  $h_w/l_w \approx 10.0$  jer iskazuju veću duktilnost pomeranja i veću sekventnost pojave plastičnih zglobova u veznim gredama. Uzorci sa odnosom  $h_w/l_w \approx 5.0$  imaju znatno veću nosivost i krutost (povećanje od  $\approx 100\%$ ). Ova je naročito važno kod krutih zidova ispunje jer je za usvojene nivoe performansi merodavno ograničenje deformabilnosti konstrukcije u cilju ograničenja oštećenja zidova.

Sa povećanjem krutosti i nosivosti AB zidova ne smanjuju se uvek oštećenja zidova ispune. Kruća i jača konstrukcija generiše veće inercijalne sile u odnosu na fleksibilniju, tako da je moguća i pojava inverzije, tj. da kruća konstrukcija ima veća pomeranja od fleksibilnije. Što najviše zavisi od primenjene pobude (akcelerograma zemljotresa) i sposobnosti disipacije unete energije. Kao ilustracija analizirano je uporedno ponašanje uzorka SP1-12.sp. variranjem krutosti zidova i veznih greda pri projektom nivou zemljotresa. Usvojen je odnos ( $h_w/l_w \approx 5.28$  i  $9.25$ ) i ( $a/d=3.57$  i  $1.66$ ). Kruća konstrukcija generiše 32% veću maksimalnu seizmičku silu i 14% manje pomeranje vrha zgrade (El Centro). Elastična konstrukcija generiše manje seizmičke sile ali razvija značajno veća pomeranja koja su i dalje u granicama dozvoljenim za nivo LS.



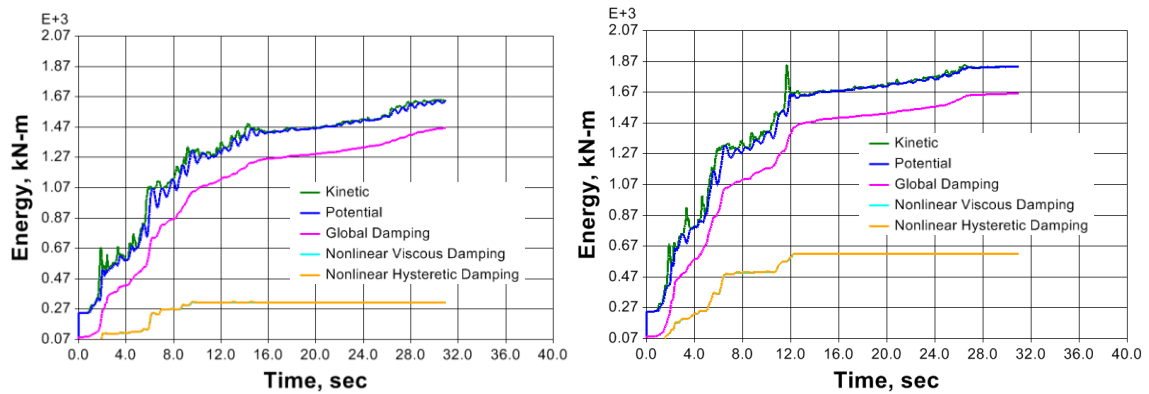
Slika: 8.29 Smičuća sila i pomeranja tavanica, uzorak SP1-12 sp., ( $h_w/l_w=5.28$  i  $10.25$ ), ( $a/d=3.57$  i  $1,66$ ) (El Centro N-S, PGA=0.2g, Y-pravac)



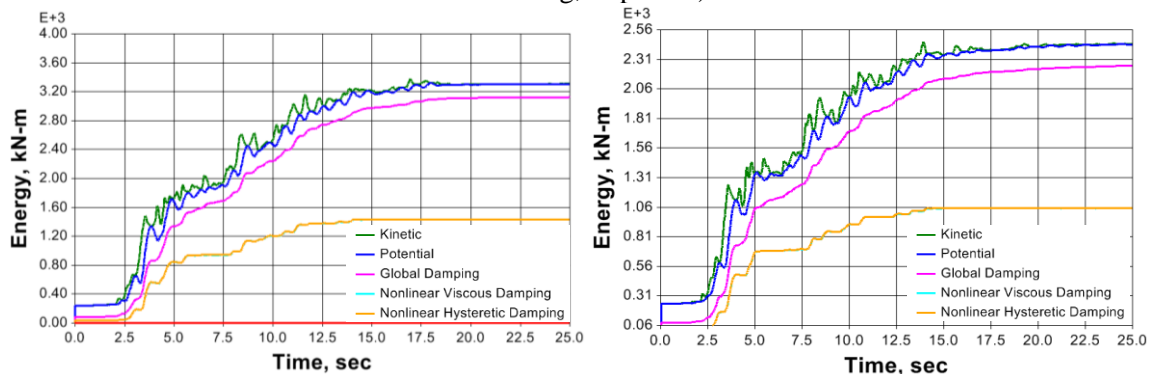
Slika: 8.30 Smičuća sila i pomeranja tavanica, uzorak SP1-12 sp., ( $h_w/l_w=5.28$  i  $10.25$ ), ( $a/d=3.57$  i  $1,66$ ) (Ulcinj, PGA=0.2g, Y-pravac)

Na svim graficima kumulativnog toka energije postoji izvesna početna vrednost potencijalne energije. Ta energija ( $E_p \approx 240 \text{ kNm}$ ) je posledica inicijalnog deformacijskog stanja (inicijalnog opterećenja) koje je početno stanje za NLTHA. Iz dijagrama toka energije (slika 8.31) može se zaključiti da konstrukcija sa fleksibilnijim zidovima i krućim veznim gredama razvija veće histerezisno prigušenje. Histerezisno prigušenje se najvećim delom odvija kroz plastično ponašanje veznih greda. Kruća konstrukcija disipira energiju uglavno plastifikacijom ivične

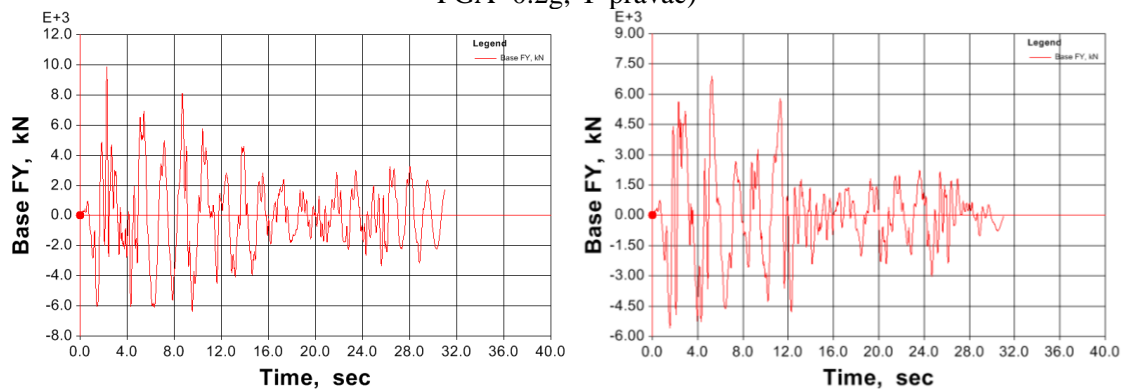
armature u zidovima, a manjim delom kroz vezne grede. Naglo prigušenje ubrzanja i pomeranja se poklapa sa trenucima glavnih udara zemljotresa, uz određeno vremensko zakašnjenje koje je neophodno da bi konstrukcija „odreagovala“ na pobudu. Trenuci naglog prirasta histerezisne energije su: 2.2, 4.55 i 11.6sec (za zapis El Centro), a intervali prirasta histerezisne energije: od 2 do 5sec i od 8 do 11sec (za zapis Ulcinj).



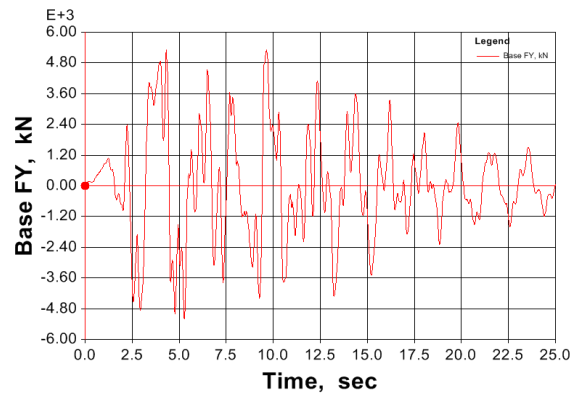
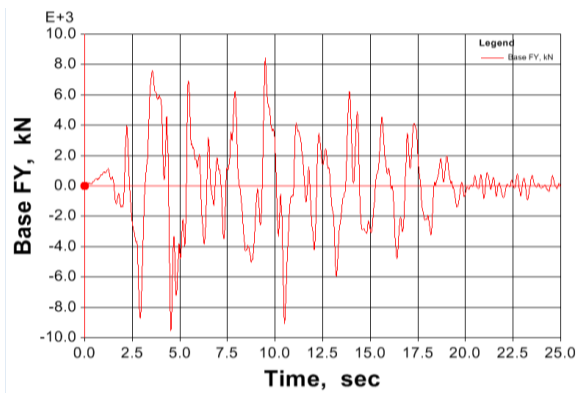
Slika: 8.31 Uzorak SP1-12 sp., vremenski tok energije, ( $h_w/l_w=5.28$  i p.25), ( $a/d=3.57$  i 1,66), (El Centro, PGA=0.2g, Y-pravac)



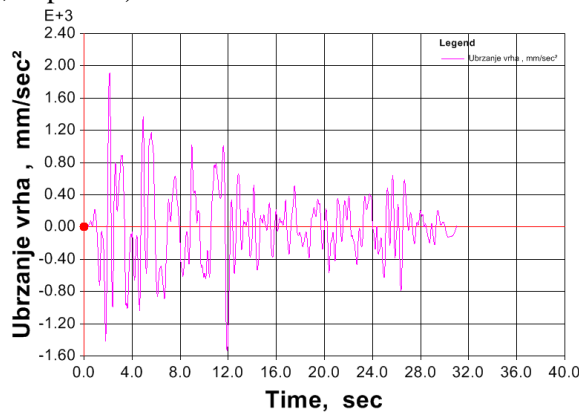
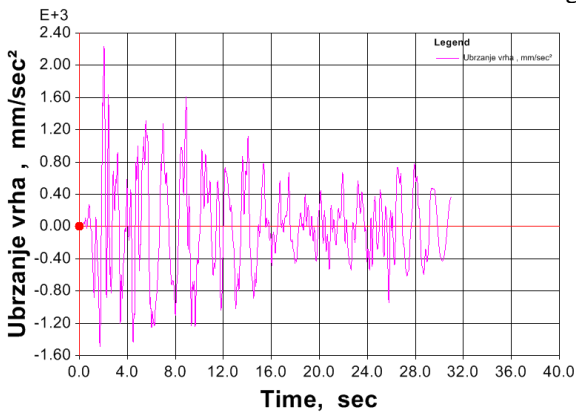
Slika: 8.32 Uzorak SP1-12 sp., vremenski tok energije, ( $h_w/l_w=5.28$  i p.25), ( $a/d=3.57$  i 1,66), (Ulcinj, PGA=0.2g, Y-pravac)



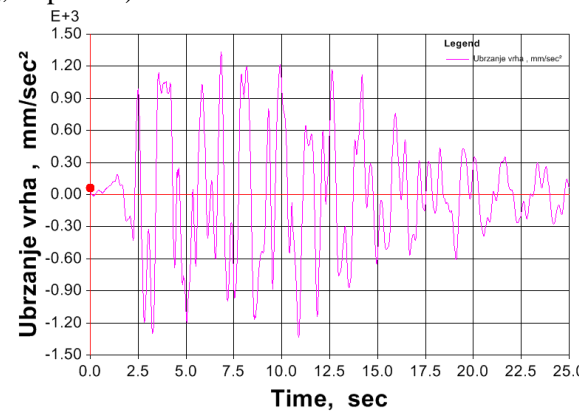
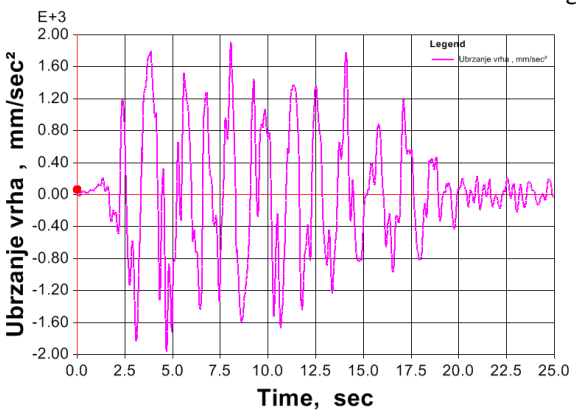
Slika: 8.33 Uzorak SP1-12 sp., vremenski tok ubrzanaj, ( $h_w/l_w=5.28$  i p.25), ( $a/d=3.57$  i 1,66), (El Centro, PGA=0.2g, Y-pravac)



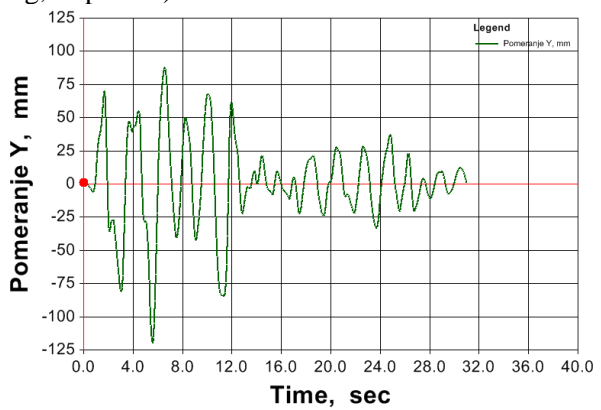
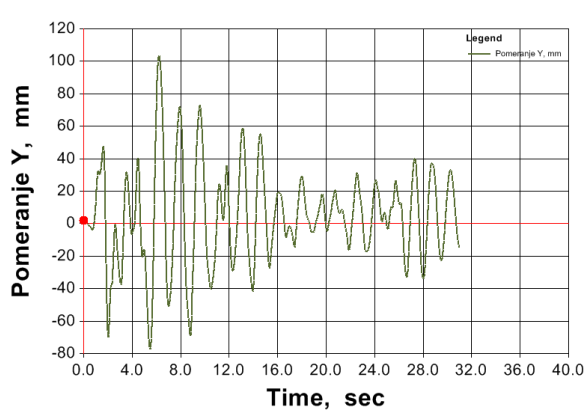
Slika: 8.34 Uzorak SP1-12 sp., vremenski tok ubrzanja, ( $h_w/l_w=5.28$  i p.25), ( $a/d=3.57$  i 1,66), (Ulcinj, PGA=0.2g, Y-pravac)



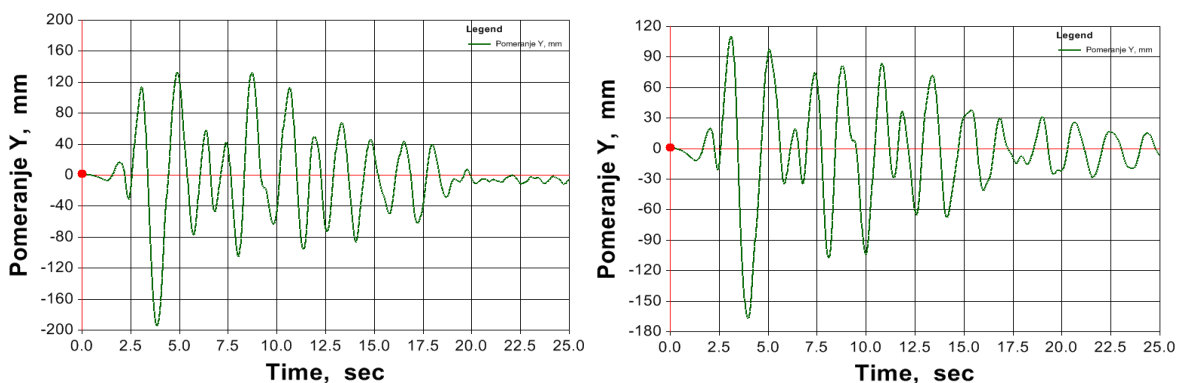
Slika: 8.35 Uzorak SP1-12 sp., vremenski tok ubrzanja, ( $h_w/l_w=5.28$  i p.25), ( $a/d=3.57$  i 1,66), (El Centro, PGA=0.2g, Y-pravac)



Slika: 8.36 Uzorak SP1-12 sp., vremenski tok ubrzanja, ( $h_w/l_w=5.28$  i p.25), ( $a/d=3.57$  i 1,66), (Ulcinj, PGA=0.2g, Y-pravac)

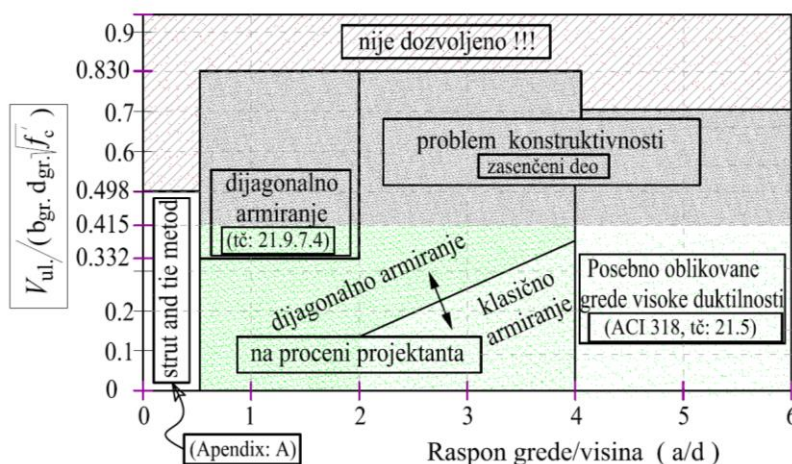


Slika: 8.37 Uzorak SP1-12 sp., vremenski tok pomeranja, ( $h_w/l_w=5.28$  i p.25), ( $a/d=3.57$  i 1,66), (El Centro, PGA=0.2g, Y-pravac)



Slika: 8.38 Uzorak SP1-12 sp., vremenski tok pomeranja, ( $h_w/l_w=5.28$  i p.25), ( $a/d=3.57$  i 1,66), (Ulcinj, PGA=0.2g, Y-pravac)

Povoljnije ponašanje fleksibilnije konstrukcije je posledica angažovanja veznih greda i značajnog histerezisnog prigušenja. Na slici 8.39 su prikazane smernice za projektovanje u funkciji mogućih područja odnosa  $a/d$  i nivoa smičućeg napona u veznim gredama (prema: ACI 318-11). Područje smičućeg napona većeg od  $0.83\sqrt{f'_c}$  nije dozvoljeno bez obzira na odnos  $a/d$ . Sivo zasenčena oblast je generalno dozvoljena ali se ne preporučuje zbog problema konstruktivnosti (prevelika količina armature, komplikovana izrada detalja, ekonomski neopravdana rešenja, i dr.). Povoljno područje odnosa  $a/d$  je od 0.5 do 4.0 a u zavisnosti od nivoa smičućeg napona usvaja se dijagonalno ili klasično armiranje veznih greda. Vezne grede sa odnosom  $4.0 < a/d < 6.0$  se ne preporučuju ali ukoliko se ipak primenjuju zahtevaju naročito oblikovanje detalja kako bi se obezbedio visok nivo duktilnosti. Grede sa ekstremno malim odnosom  $a/d < 0.5$  projektuju se pomoću štapnih modela, tj. *Strut-and-Tie* modela. (ACI 318-11, Apendix: A).

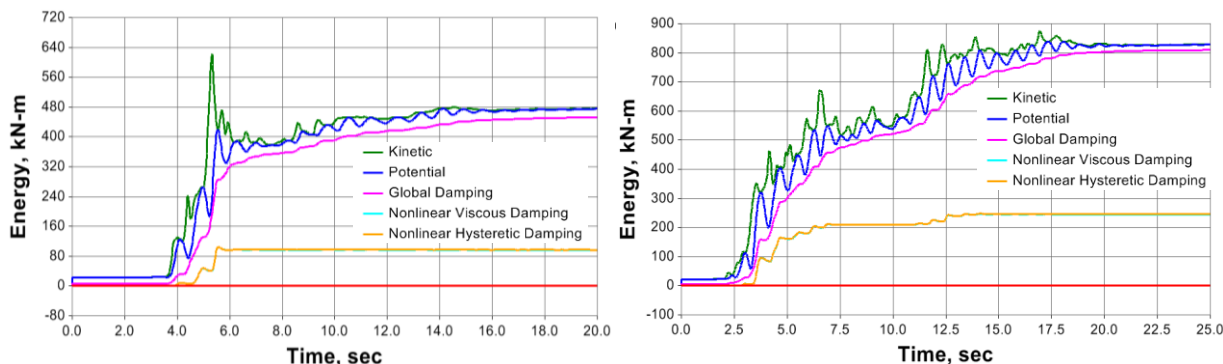


Slika: 8.39 Smernice u projektovanju veznih greda (prema: ACI 318-11)

Povezivanje AB zidova povoljno utiče na gotovo sva aseizmička svojstva zgrada. Za nizak nivo seizmičkog dejstva i elastičan domen ponašanja konstrukcije krutost povezanih zidova je značajna. Sa porastom plastičnih deformacija, količina energije disipirana histerezisnim

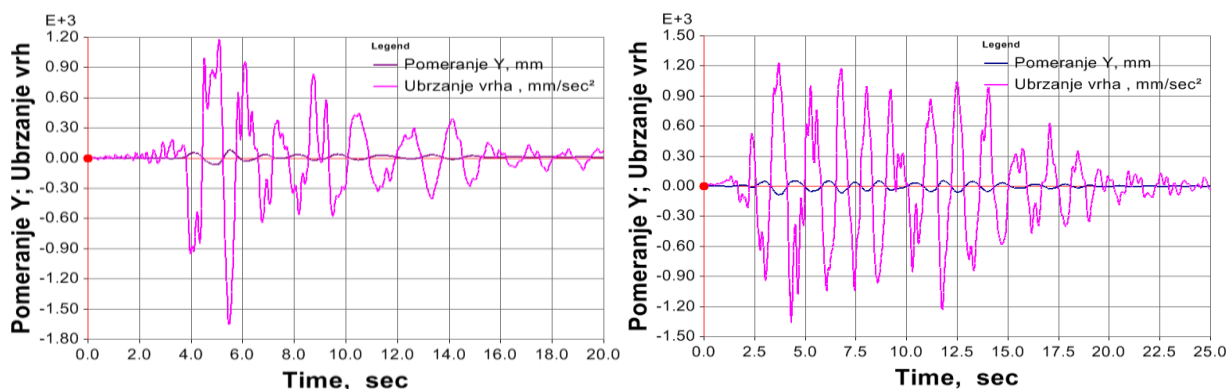


prigušenjem raste u odnosu na energiju koja se utroši u vidu viskoznog prigušenja. Sprovedena je analiza uzorka SP1-12sp. za različite vrednosti ( $PGA=0.1, 0.2$  i  $0.4$ ). Rezultati su prikazani u vidu dijagrama toka energije, ubrzanja i pomeranja (slike: 8.40 do 8.43).



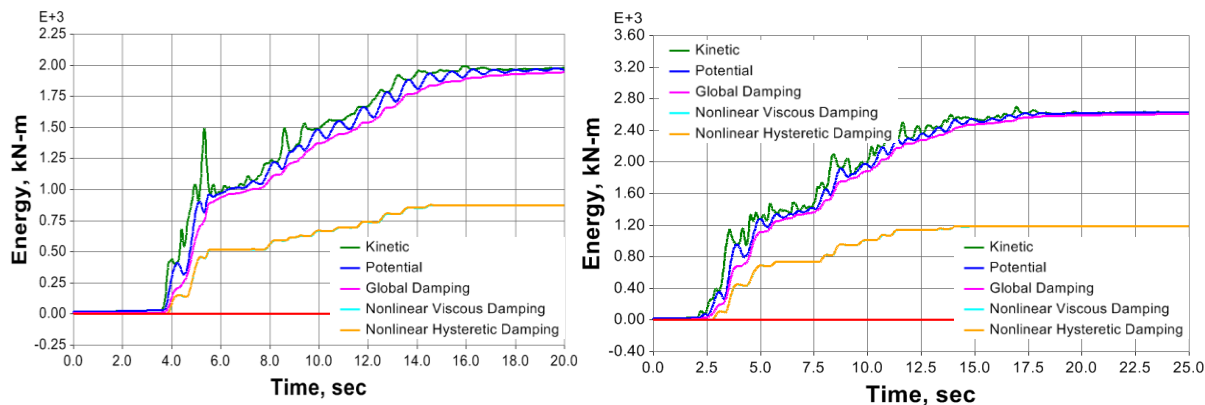
Slika: 8.40 Uzorak SP1-12 sp., vremenski tok energije, ( $h_w/l_w=5.28$ ), ( $a/d=3.57$ ), (Northridge, Ulcinj,  $PGA=0.1g$ , Y-pravac)

Konstrukcija uzorka SP1-12.sp. se ponaša elastično do trenutka glavnog udara zemljotresa ( $t \approx 3.8$ sec, Northridge) ili ( $t \approx 3.1$ sec, Ulcinj) koji su praćeni naglim porastom ulazne energije. Uz izvesno zakašnjenje neophodno da se konstrukcija “pobudi”, vibriranje se povećava i konstrukcija biva uvedena u neelastičan rad. Za  $PGA=0.1g$  i  $0.2g$  javlja se amplifikacija ubrzanja vrha uzorka. Za  $PGA=0.4g$  dolazi do velike disipacije unete energije putem plastičnih deformacija, a odgovor konstrukcije postaje prigušen (slika: 8.45). U određenom vremenskom intervalu konstrukcija se primiruje (do narednog jačeg udara) jer je utrošak energije postao veći od energije koja se unosi u sistem. Dalji tok je bez histerezisnog apsorbovanja energije.

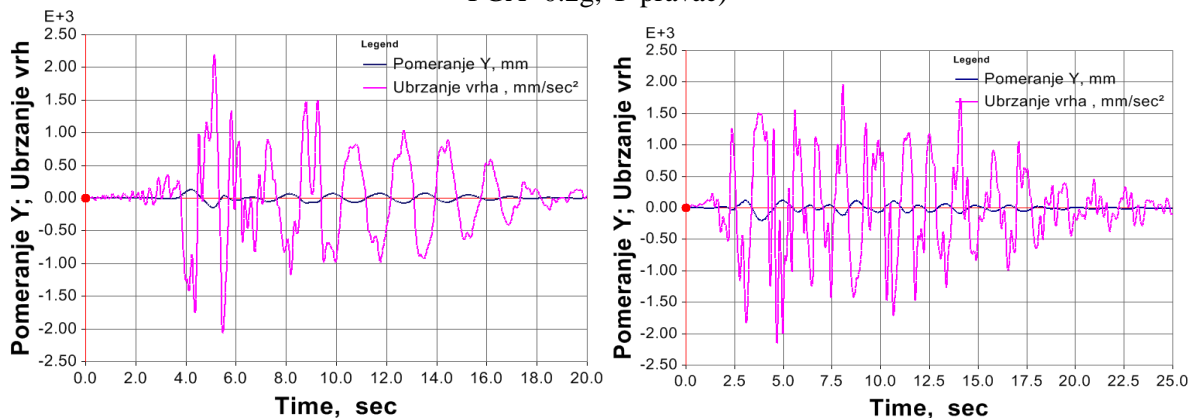


Slika: 8.41 Uzorak SP1-12 sp., vremenski tok pomeranja i ubrzanja vrha zgrade, ( $h_w/l_w=5.28$ ), ( $a/d=3.57$ ), (Northridge, Ulcinj,  $PGA=0.1g$ , Y-pravac)

Za primenjene akceleroگرامe i viši novo ubrzanja  $PGA=0.2g$  vibracije konstrukcije su takve da dolazi do ponovne plastične ekurzije i nakon glavnog udara zemljotresa. Tako da postoji naredni histerezisni utrošak energije u kasnijem toku zemljotresa.

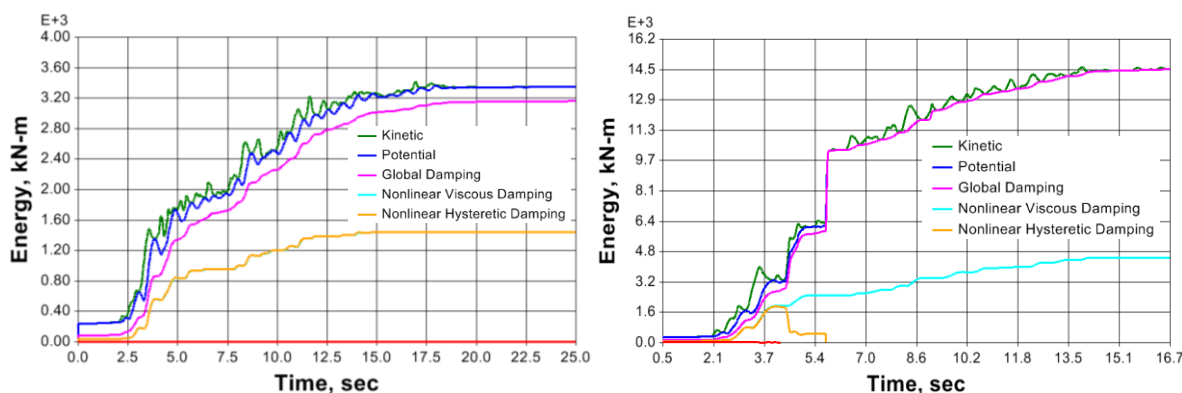


Slika: 8.42 Uzorak SP1-12 sp., vremenski tok energije, ( $h_w/l_w=5.28$ ), ( $a/d=3.57$ ), (Northridge, Ulcinj, PGA=0.2g, Y-pravac)



Slika: 8.43 Uzorak SP1-12 sp., vremenski tok pomeranja i ubrzanja vrha, ( $h_w/l_w=5.28$ ), ( $a/d=3.57$ ), (Northridge, Ulcinj, PGA=0.4g, Y-pravac)

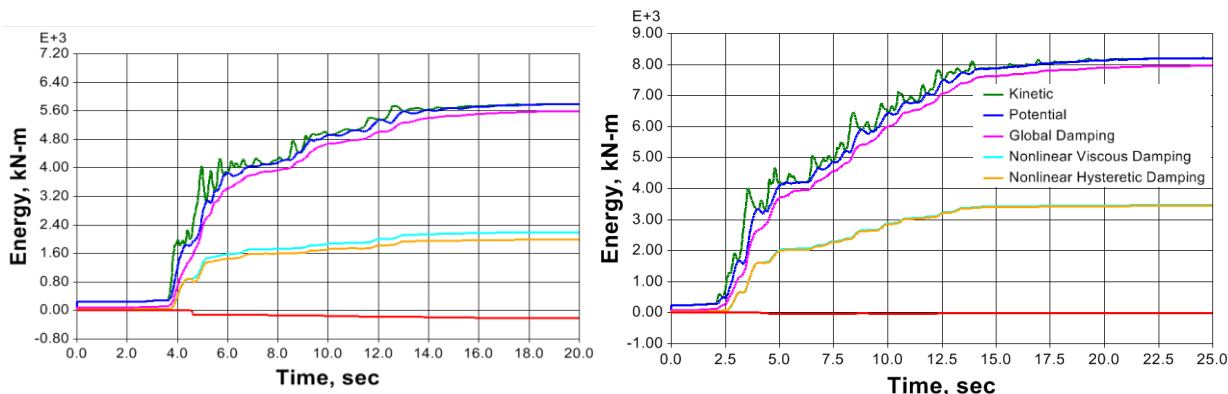
Na slici 8.44 je prikazan tok energije za nivo ubrzanja PGA=0.4g. Za zapis Ulcinj albatros konstrukcija dostiže u trenutku ( $t=4.2\text{sec}$ ) graničnu nosivost praćenu naglim padom histerezisne energije, veliki prirast viskoznog prigušenja treba uzeti sa rezervom jer greška proračuna se naglo povećava pa rešenje divergira.



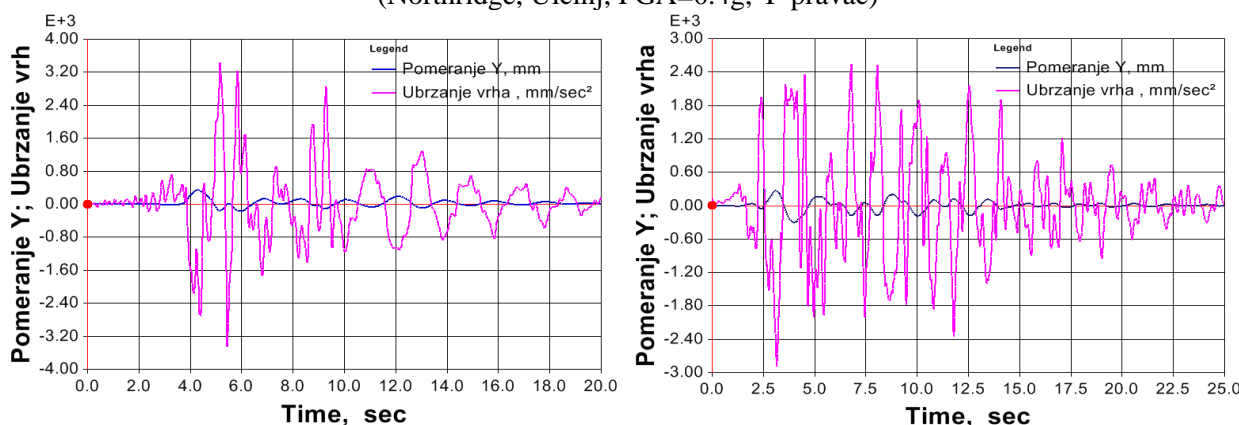
Slika: 8.44 Uzorak SP1-12 sp., vremenski tok energije, ( $h_w/l_w=5.28$ ), ( $a/d=3.57$ ), (Northridge, Ulcinj, PGA=0.4g, Y-pravac)

Na slici 8.45 je prikazano ponašanje sistema nakon povećanja fleksione nosivosti zidova ( $26\phi 20$  ivične armature) i povećanje debljine zidova na  $t_w=25\text{cm}$  kako bi ograničili smičući napon ispod  $0.415\sqrt{f'_c}$ . U ovom slučaju se veći deo energije troši viskoznim prigušenjem. Kod

ojačane konstrukcije dolazi i do povećanja ukupnog elastičnog rada sistema. Oba fenomena su posledica smanjenog nelinearnog ponašanja (proporcionalno posmatrano). Ovakav odgovor sistema je karakterističan za konstrukcije koje imaju značajnu nosivost, dovoljnu da konstrukcija izdrži ne samo dejstvo projektnih već i jačih zemljotresa.



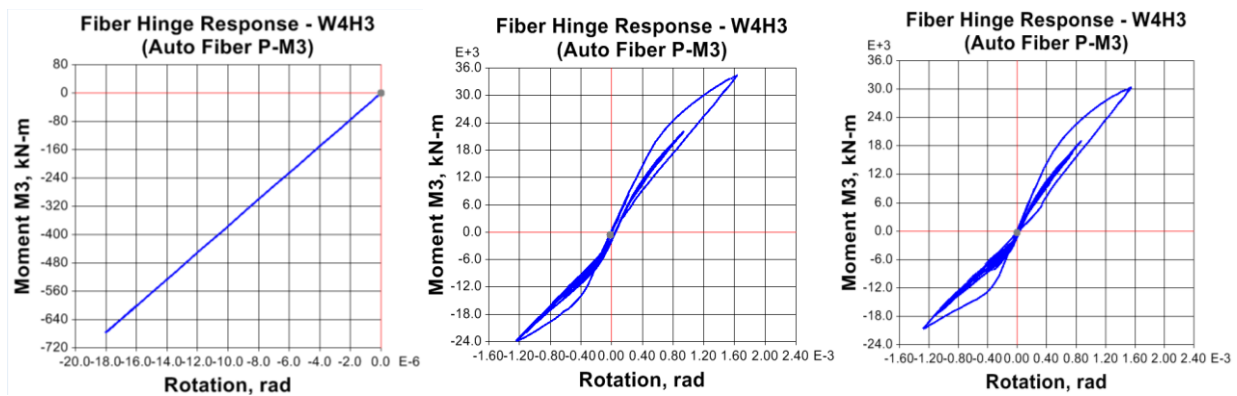
Slika: 8.45 Uzorak SP1-12 sp., -ojačano prizemlje, vremenski tok energije, ( $h_w/l_w=5.28$ ), ( $a/d=3.57$ ), (Northridge, Ulcinj, PGA=0.4g, Y-pravac)



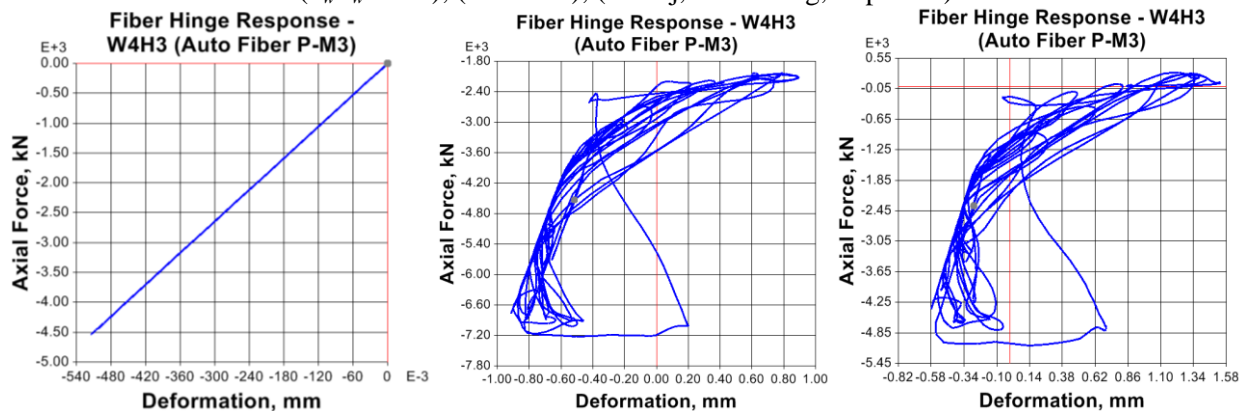
Slika: 8.46 Uzorak SP1-12 sp.-ojačano prizemlje, vremenski tok pomeranja i ubrzanja vrha, ( $h_w/l_w=5.28$ ), ( $a/d=3.57$ ), (Northridge, Ulcinj, PGA=0.4g, Y-pravac)

Nakon ojačanja i delimičnog povećanja krutosti ni uneta energija nije više ista kao u prethodnom slučaju. Sa porastom seizmičkog dejstva unosi se sve veća količina energije, te je sistem prinuđen na sve veće amplitude pomeranja (slika 8.46). Treba istaći da je slabija konstrukcija (zbog manje nosivosti), bila prinuđena da ranije pređe u nelinearnu fazu ponašanja. Što je naročito izraženo za zapis (Northridge). Sa povećanjem ulazne energije ( $t=4.2\text{sec}$ ), oscilovanje sistema se povećava, konstrukcija postaje izložena velikim prinudnim pomeranjima, a ponašanje sistema postaje izrazito neelastično. Nadalje, sistem biva izložen većem broju plastičnih deformacija, a uneta energija se dominantno disipira histerezisnim prigušenjem.

Na slici 8.47 prikazano je ponašanje plastičnog zgloba zida uzorka SP1-12 sp. (Ulcinj, PGA=0.2g, Y-pravac), za različiti nivo aksijalnog opterećenja od gravitacionih dejstava.



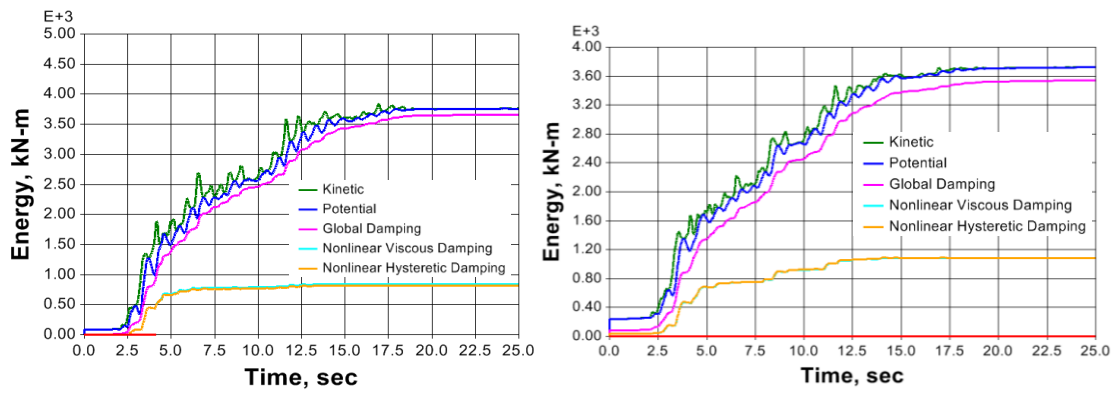
Slika: 8.47 Uzorak SP1-12 sp., Zavisnost  $M-\varphi$  zida za nivo gravitacionog dejstva  $P/t_w l_w \approx (0.1 \text{ i } 0.075)f'_c$ , ( $h_w/l_w=5.28$ ), ( $a/d=3.57$ ), (Ulcinj, PGA=0.2g, Y-pravac)



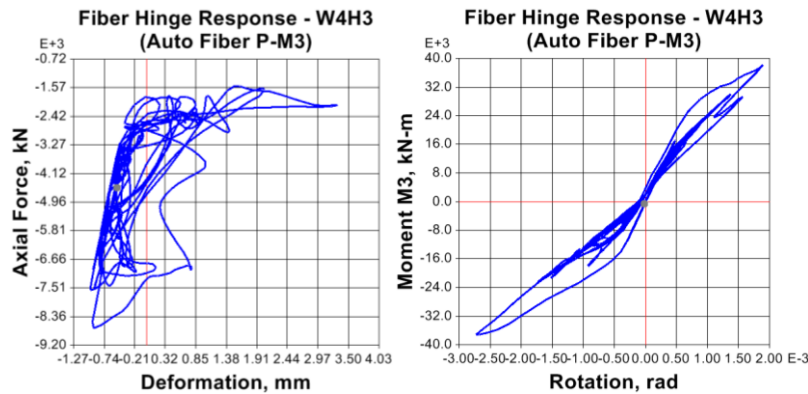
Slika: 8.48 Uzorak SP1-12 sp., Zavisnost  $P-d$  zida za nivo gravitacionog dejstva  $P/t_w l_w \approx (0.1 \text{ i } 0.075)f'_c$ , ( $h_w/l_w=5.28$ ), ( $a/d=3.57$ ), (Ulcinj, PGA=0.2g, Y-pravac)

Na preraspodelu gravitacionih dejstava između okvira i zidova u dualnom sistemu zgrada sa monolitnim krstasto-armiranim tavanicama je teško uticati u značajnijoj meri. Razlog je što vertikalni noseći elementi (stubovi i AB zidovi) prihvataju gravitaciona dejstva prema pripadajućim uticajnim površinama. Na nivo aksijalne sile u cilju obezbeđena potrebne duktilnosti može se efikasno uticati jedino promenom debljine zida.

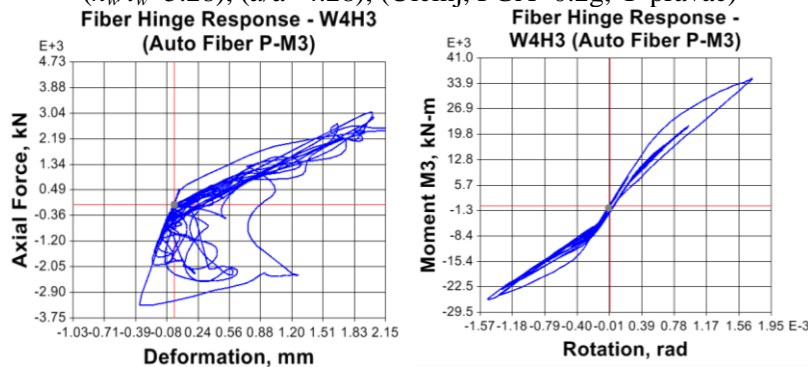
Varirani nivo aksijalnog napona  $P/t_w l_w \approx (0.1 \text{ i } 0.075)f'_c$  je usvojen prema ograničenju za povezane zidove (ACI 318-11). Na osnovu rezultata može se zaključiti da normalni napon u ovim granicama ne utiče u značajnijoj meri na ponašanje slabo povezanih zidova. Promena energije je minimalna (slika 8.49). Na slikama 8.50 do 52 prikazana je promena histerezisnih petlji  $P-d$  i  $M-\varphi$  za postepeno povećanje stepena sprezanja od umereno do izrazito povezanih.



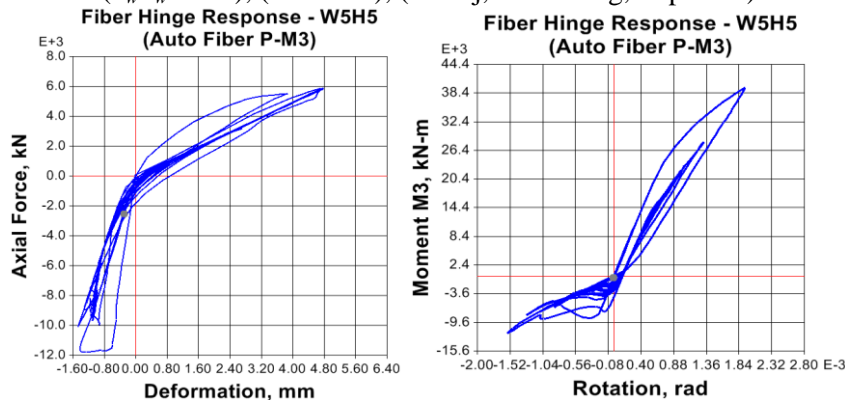
Slika: 8.49 Uzorak SP1-12 sp., vremenski tok energije, za nivo gravitacionog dejstva  $P/t_w l_w \approx (0.1 \text{ i } 0.075)f'_c$ , ( $h_w/l_w=5.28$ ), ( $a/d=3.57$ ), (Ulcinj, PGA=0.2g, Y-pravac)



Slika: 8.50 Uzorak SP1-12 sp., Zavisnost  $P-d$  i  $M-\phi$  zida za nivo gravitacionog dejstva  $P/t_w l_w \approx (0.1)f'_c$ , ( $h_w/l_w=5.28$ ), ( $a/d=4.28$ ), (Ulcinj, PGA=0.2g, Y-pravac)



Slika: 8.51 Uzorak SP1-12 sp., Zavisnost  $P-d$  i  $M-\phi$  zida za nivo gravitacionog dejstva  $P/t_w l_w \approx (0.1)f'_c$ , ( $h_w/l_w=5.28$ ), ( $a/d=2.32$ ), (Ulcinj, PGA=0.2g, Y-pravac)

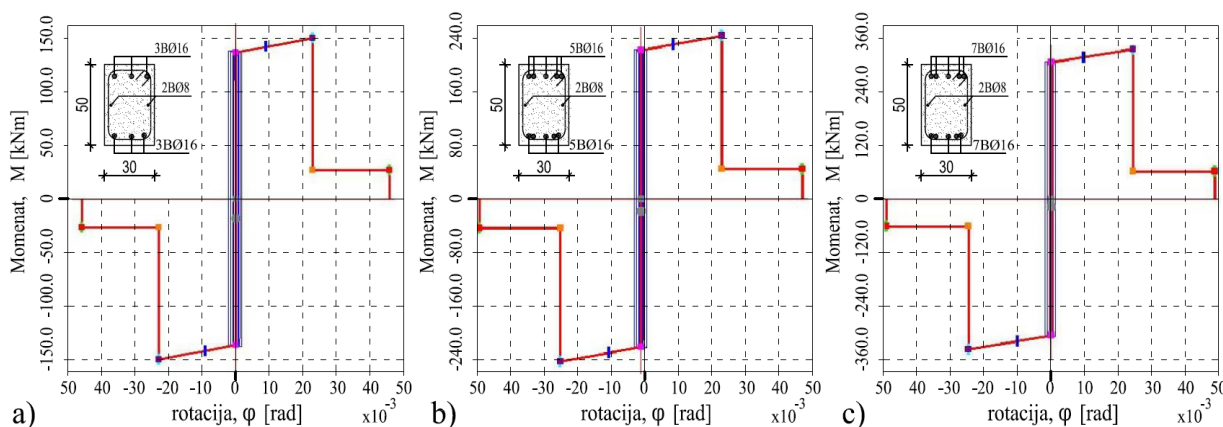


Slika: 8.52 Uzorak SP1-12 sp., Zavisnost  $P-d$  i  $M-\phi$  zida za nivo gravitacionog dejstva  $P/t_w l_w \approx (0.1)f'_c$ , ( $h_w/l_w=5.28$ ), ( $a/d=1.42$ ), (Ulcinj, PGA=0.2g, Y-pravac)

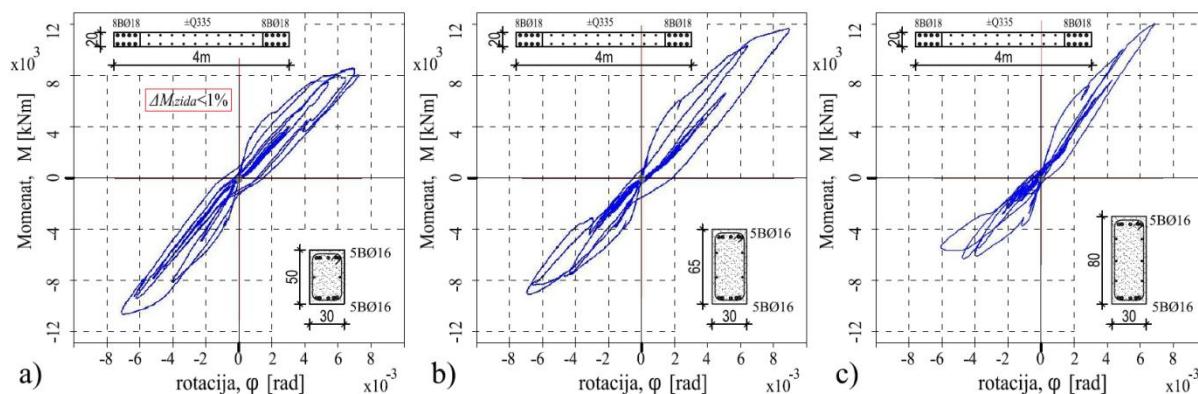
Kod povezanih zidova rasipanje normalne sile usled povezivanja može biti značajno i u funkciji je  $DoC$ . Sa porastom  $DoC$  dolazi do pojave alternativne promene znaka normalne sile što je uzrokovano povećanjem udela momenta sprega sila između zidova u ukupnom momentu koji se prenese sistemom povezanih zidova. Histerezisnih krive  $P-d$  i  $M-\varphi$  se deformišu i nastaje karakterističan asimetričan oblik (slika 8.52).

### 8.2.2.3.1 Uticaj podužne armature veznih greda na ponašanje povezanih zidova

Uticaj podužne armature i povećanja nosivosti na savijanje veznih greda (odnos  $a/d=5$ ) na moment savijanja koji se ostvaruje u plastičnom zglobov zida je zanemarljiv ( $\Delta M_{zida} < 1\%$ ). Promenom ovog faktora se ne može postići poboljšanje ponašanja sistema povezanih zidova ovakve konfiguracije (slika 8.18). Histerezisna petlja  $M-\varphi$  plastičnog zglobov zida prizemlja je stabilna, široka i simetrična za odnos  $a/d=5$ . Histerezisne petlje plastičnih zglobova veznih greda su uske i bez značajnije apsorpcije energije. Povoljnije ponašanje sistema se može ostvariti smanjenjem odnosa  $a/d$ . Sa povećanjem krutosti veznih greda dolazi do asimetričnog deformisanje petlje koje nastaje kao posledica unosa aksijalne sile usled spreznjanja zidova. Poboljšanje ponašanja se može ostvariti asimetričnim ojačanjem unutrašnje ivice zida. Ovakvo oblikovanjem detalja se obezbeđuje bolje sidrenje armature veznih greda u AB zidove.



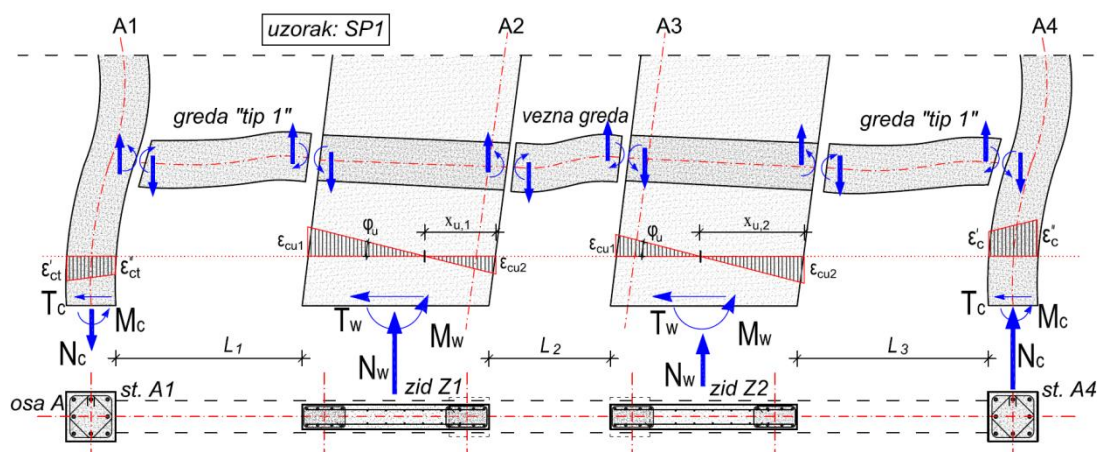
Slika: 8.53 Zavisnost  $M-\varphi$  u funkciji podužne armature veznih greda, odnos  $a/d=6$  i  $h_w/l_w=9.25$



Slika: 8.54 Zavisnost  $M-\varphi$  zida ( $h_w/l_w=9.25$ ) u funkciji krutosti veznih greda, odnos  $a/d=5, 2.5$  i  $1.6$

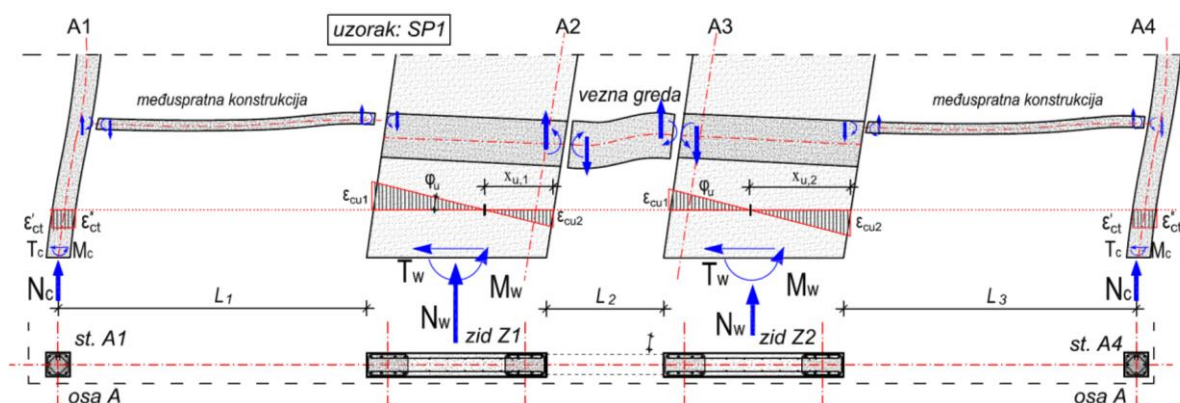
### 8.2.2.3.2 Uticaj okvira na ponašanje pojedinačnih i povezanih zidova

Uticaj ivičnih stubova A1 i A4 uzorka SP1 na ponašanje „suženog“ zida je značajan i ne može se zanemariti. U konfiguraciji osnove uzorka SP1 osim međusobnog povezivanja zidova veznim gredama dolazi i do pojave interakcije zidova i ivičnih stubova. Promena normalne sile u stubovima je značajna jer dolazi do superpozicije uticaja gravitacionih dejstava i uticaja sprežanja stub-zid za horizontalna dejstva. Posledica ove pojave su značajne smičuće sile u gredama „tip 1“ (slika: 8.55). Moguća je i promena znaka normalne sile u stubu (pojava zatezanja) pri malom gravitacionom opterećenju.

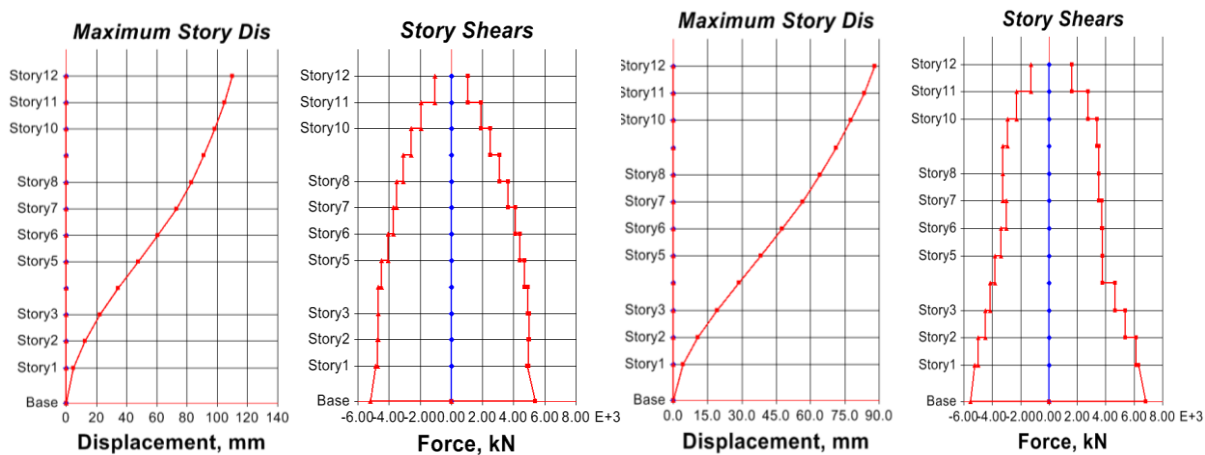


Slika: 8.55 Mehaniizam "sprežanja" sistema povezanih zidova u dualnom sistemu (kruti okviri)

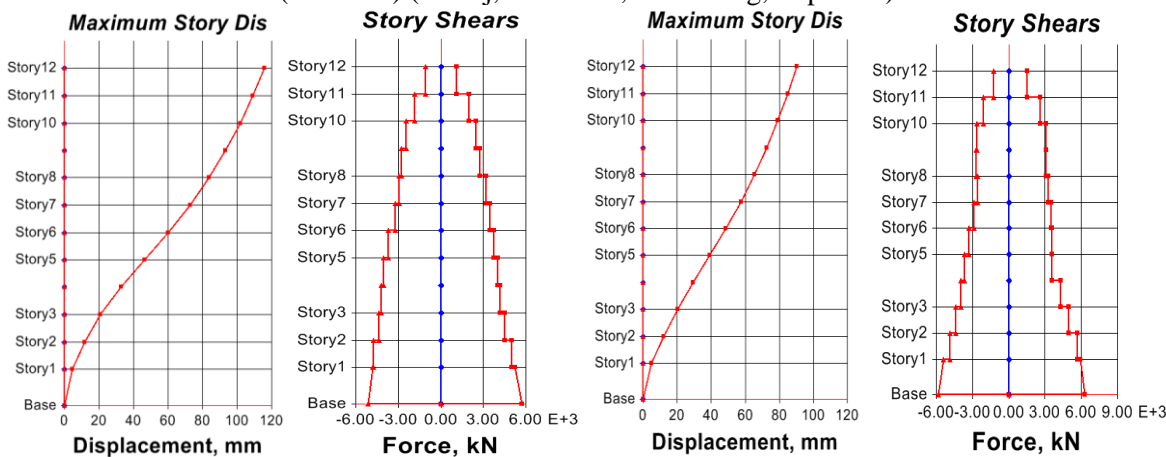
Fenomen sprežanja stub-zid se javlja kod: pojedinačnih zidova, povezanih zidova i zidova sa ivičnim otvorom. Date konfiguracije su česte u zgradarstvu. Preduslov bočnog sprežanja AB zidova i stubova su mali rasponi ( $L_1$  i  $L_3$ ) i značajna krutost greda „tip 1“. Posledica ove pojave je promena dominantne deformacije zidova, koja i za manje spratnosti iz fleksione prelazi u smičuću. Time se prevojna ravan pomera ka nižim etažama i umanjuje mogućnost histerezisnog disipiranja energije u veznim gredama. Povoljnije konceptualno rešenje koje obezbeđuje punu afirmaciju povezanih zidova je sistem centralnog jezgra i obodnih okvira. Koncept „jakog jezgra“ i obonih okvira se široko primenjuje u projektovanju visokih zgrada (PEER/ATC 72-1).



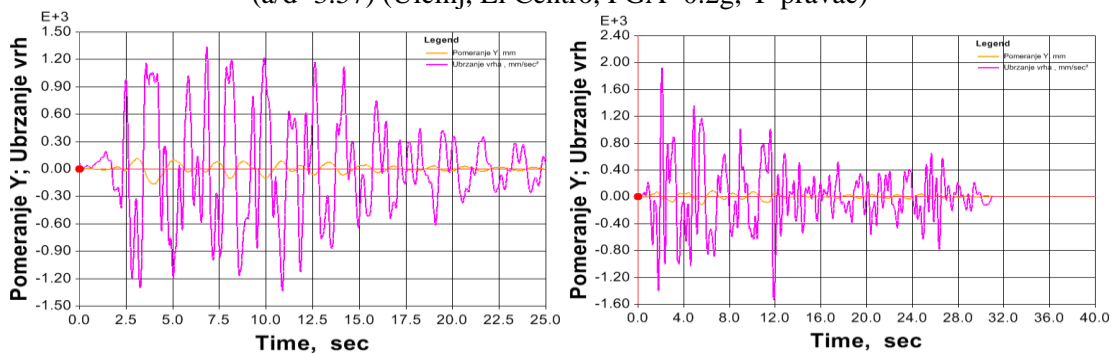
Slika: 8.56 Mehaniizam "sprežanja" sistema povezanih zidova u dualnom sistemu (slabi okviri)



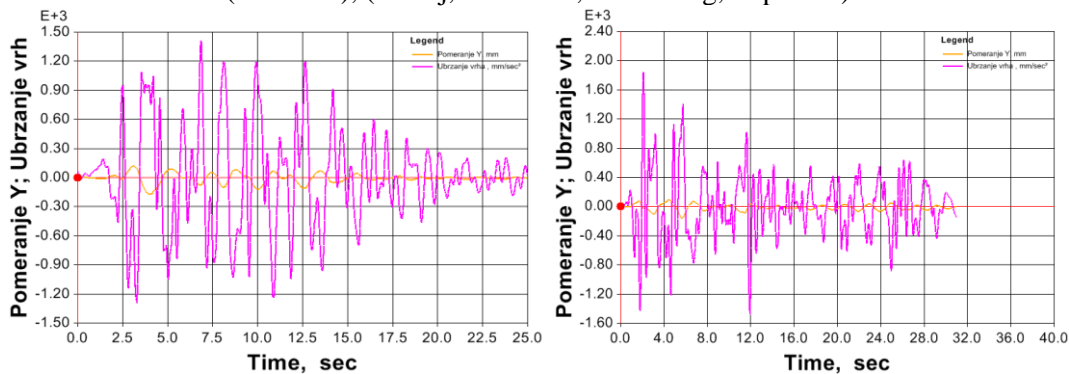
Slika: 8.57 Uzorak SP1-12 sp.- jaki okviri, Smičuća sila i pomeranja tavanica, uzorak, ( $h_w/l_w=10.57$ ), ( $a/d=3.57$ ) (Ulcinj, El Centro, PGA=0.2g, Y-pravac)



Slika: 8.58 Uzorak SP1-12 sp.- slabi okviri, Smičuća sila i pomeranja tavanica, uzorak, ( $h_w/l_w=10.57$ ), ( $a/d=3.57$ ) (Ulcinj, El Centro, PGA=0.2g, Y-pravac)

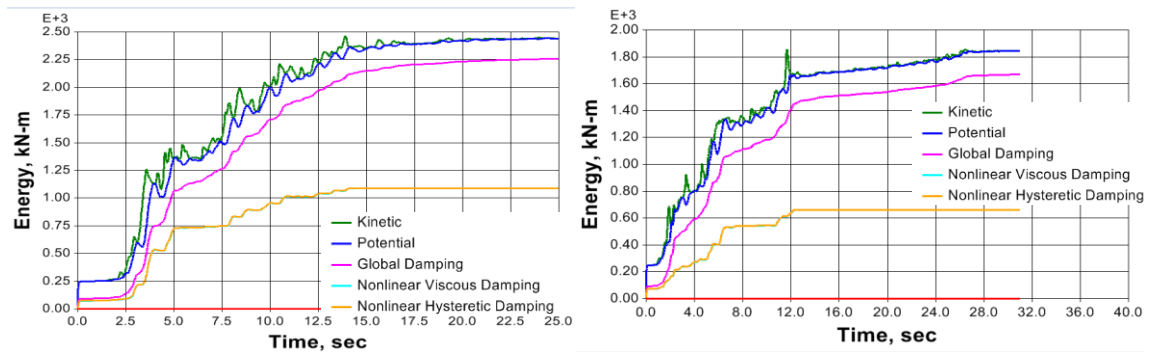


Slika: 8.59 Uzorak SP1-12 sp.- jaki okviri, vremenski tok pomeranja i ubrzanja vrha, ( $h_w/l_w=10.57$ ), ( $a/d=3.57$ ), (Ulcinj, El Centro, PGA=0.2g, Y-pravac)

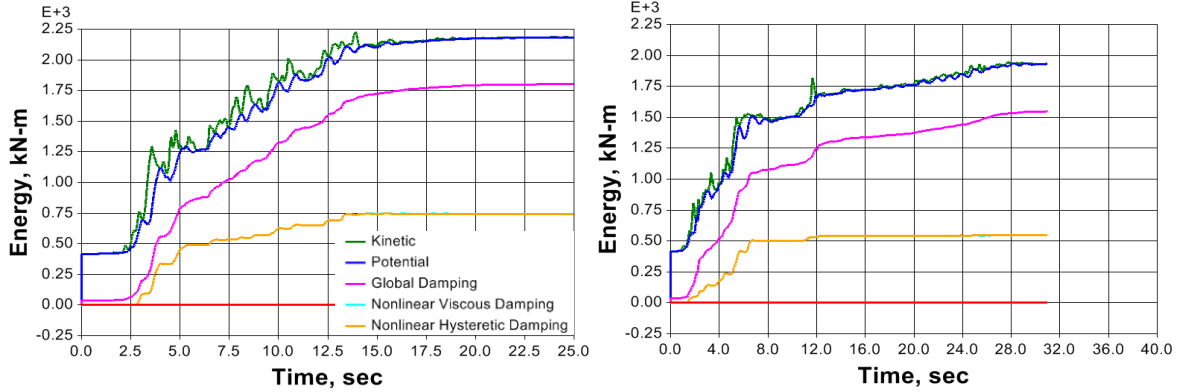


Slika: 8.60 Uzorak SP1-12 sp.- slabi okviri, vremenski tok pomeranja i ubrzanja vrha, ( $h_w/l_w=10.57$ ), ( $a/d=3.57$ ), (Ulcinj, El Centro, PGA=0.2g, Y-pravac)

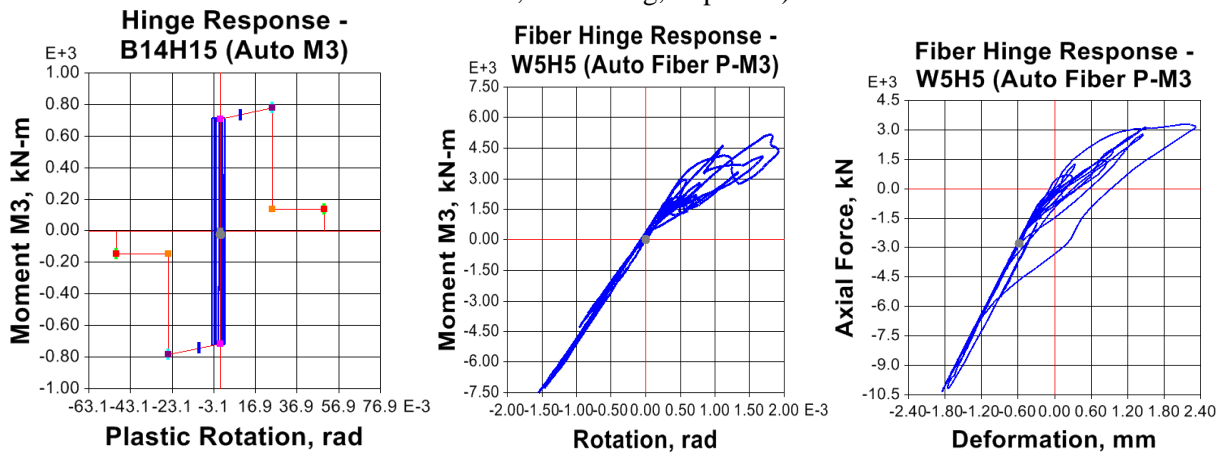




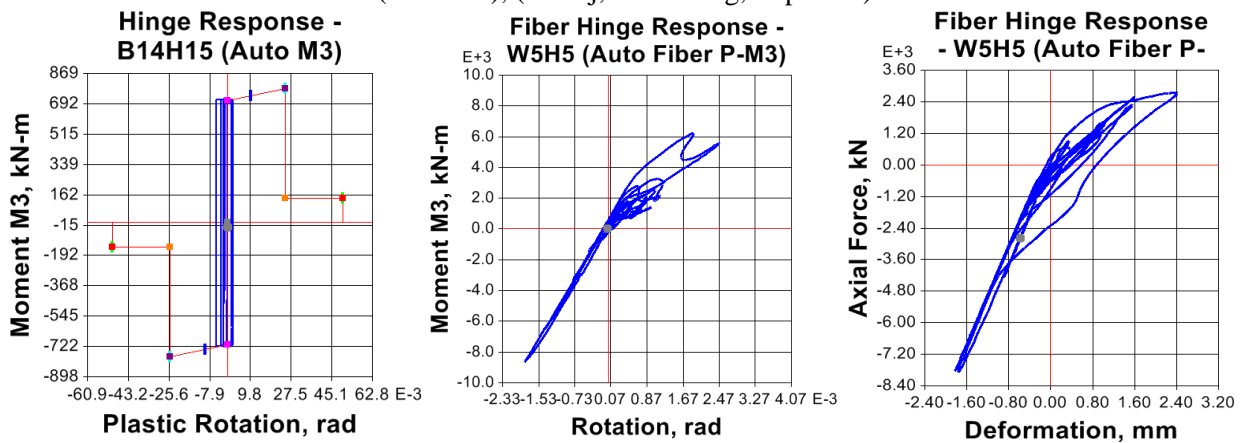
Slika: 8.61 Uzorak SP1-12 sp.-slabi okviri, vremenski tok energije, ( $h_w/l_w=10.57$ ), ( $a/d=3.57$ ), (Ulcinj, El Centro, PGA=0.2g, Y-pravac)



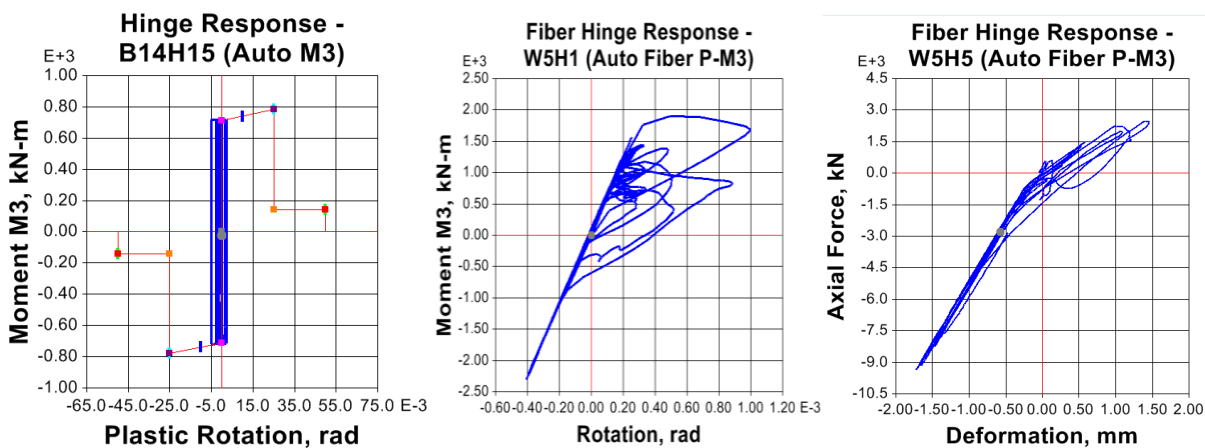
Slika: 8.62 Uzorak SP1-12 sp.-slabi okviri, vremenski tok energije, ( $h_w/l_w=10.57$ ), ( $a/d=3.57$ ), (Ulcinj, El Centro, PGA=0.2g, Y-pravac)



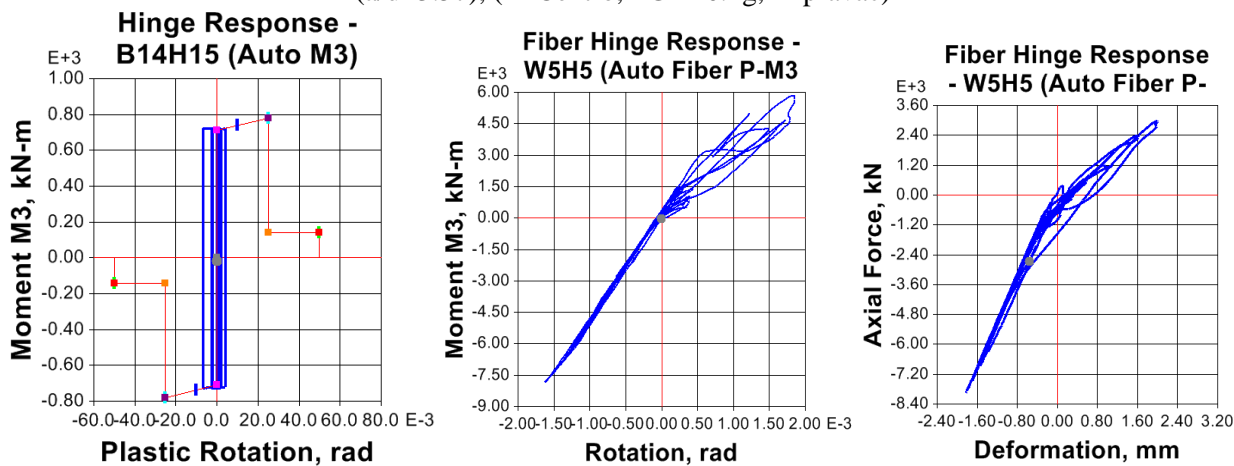
Slika: 8.63 Uzorak SP1-12 sp.- jaki okviri, zavisnost  $M-\varphi$  vezne grede,  $P-d$  i  $M-\varphi$  zida, ( $h_w/l_w=10.57$ ), ( $a/d=3.57$ ), (Ulcinj, PGA=0.2g, Y-pravac)



Slika: 8.64 Uzorak SP1-12 sp.-slabi okviri, zavisnost  $M-\varphi$  vezne grede,  $P-d$  i  $M-\varphi$  zida, ( $h_w/l_w=10.57$ ), ( $a/d=3.57$ ), (Ulcinj, PGA=0.2g, Y-pravac)

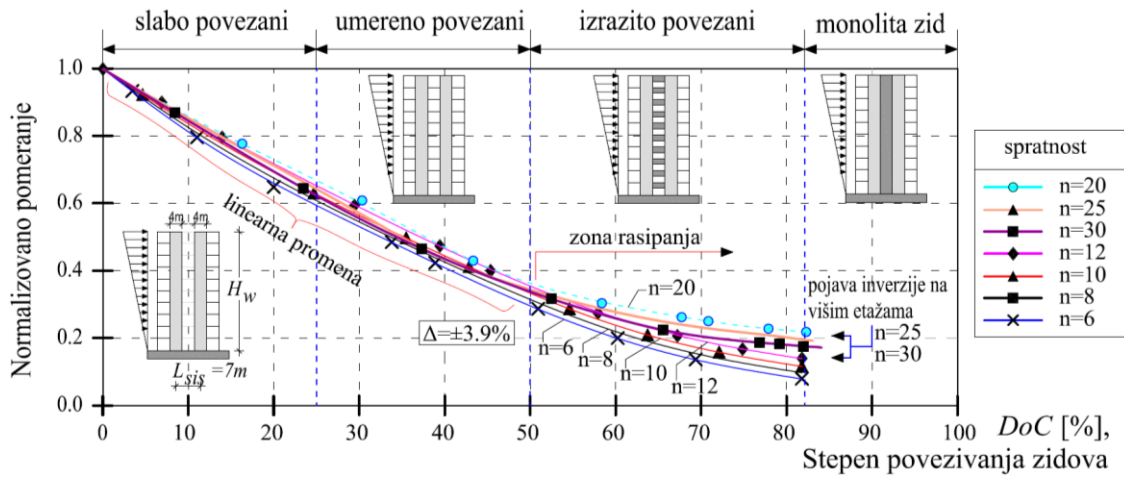


Slika: 8.65 Uzorak SP1-12 sp.- jaki okviri, zavisnost  $M-\varphi$  vezne grede,  $P-d$  i  $M-\varphi$  zida, ( $h_w/l_w=10.57$ ), ( $a/d=3.57$ ), (El Centro, PGA=0.2g, Y-pravac)

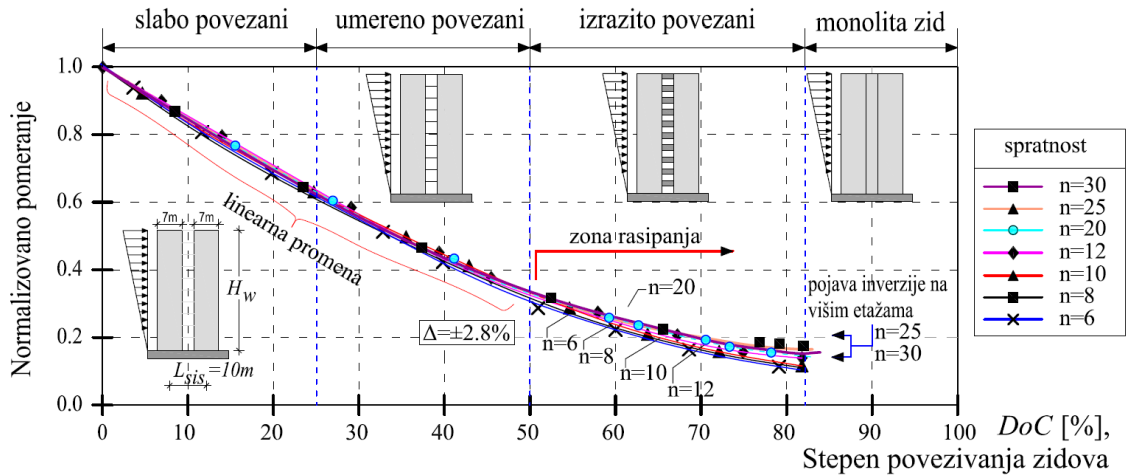


Slika: 8.66 Uzorak SP1-12 sp.-slabi okviri, zavisnost  $M-\varphi$  vezne grede,  $P-d$  i  $M-\varphi$  zida, ( $h_w/l_w=10.57$ ), ( $a/d=3.57$ ), (El Centro, PGA=0.2g, Y-pravac)

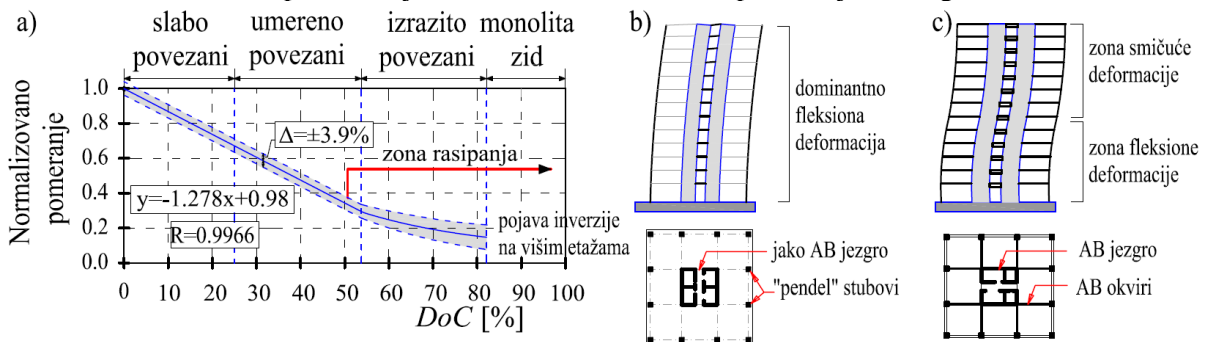
Stepen sprezanja (degree of coupling-DoC) se definiše kao odnos momenta sprega sila na mestu uklještenja u trenutku loma koji se prenosi zidovima i ukupnog momenta savijanja celog sistema udvojenih zidova. Zidovi se smatraju povezanim ukoliko je udeo sprezanja veći od 25% ukupnog momenta (Smith i Coull, 1991). Promena DoC se može aproksimirati linearnom funkcijom u zoni slabe i umerene povezanosti (do  $DoC < 50\%$ ) bez obzira na spratnost. Kod izrazito povezanih zidova u dualnom sistemu javlja se rasipanje rezultata, a uticaj krutosti okvira na normalizovano pomeranje se ne može zanemariti.



Slika: 8.67 Efekat povezivanja zidova na normalizovano pomeranje vrha zgrade,  $h_w/l_w=9,25$



Slika: 8.68 Efekat povezivanja zidova na normalizovano pomeranje vrha zgrade,  $h_w/l_w=5,28$



Slika: 8.69 Efekat povezivanja zidova na pomeranje vrha zgrade

Na slici 8.61 data je zavisnost normalizovanog pomeranja vrha zgrade u funkciji  $DoC$ , pri konstantnoj  $l_z$ .  $DoC$  dominantno zavisi od odnosa  $a/d$ , a efikasnost povezivanja zidova se povećava sa povećanjem vitkosti zida ( $h_w/l_w$ ). Povećanje je ograničeno ukupnom deformacijom dualnog sistema a ne isključivo deformacijom povezanih zidova. U dualnom sistemu na etažama iznad prevojne tačke (prelazak sa dominantno fleksione na smičuću deformaciju) učinak veznih greda na  $DoC$  opada. Sa povećanjem spratnosti efikasnost  $DoC$  se može obezbedi povećanjem  $l_w$  ili redukovanjem krutosti okvira (karakteristično za koncept visokih zgrada sa centralnim AB jezgrom i bez obodnih okvira).

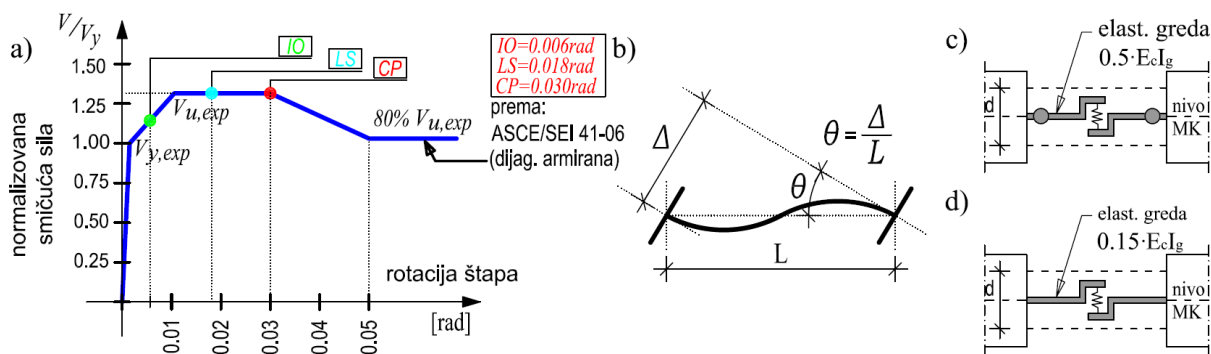
Pozitivni efekti povezivanja izostaju kod izrazito povezanih zidova ( $DoC > 0.5$ ). Zbog veoma krutih veznih greda nemoguće je formiranje grednog mehanizma. Kod zidova povezanih prečkama izuzetno velike krutosti  $a/d < 0.5$  (slika: 8.58-a), približni model se ne može primeniti. Zidovi se ponašaju kao jedinstvena celina a uticaji u prečkama se analiziraju prema preporukama sa slike: 8.39 *Strut-and-Tie* metodom. Ograničenje smičućeg napona u prečkama je  $0.489\sqrt{f'_c}$ . Efekat povezivanja zidova izostaje kod zidova značajne krutosti i male spratnosti zgrada (slika: 8.60-b,c). Odnos rotacija zida i veznih greda ne omogućuje razvoj pozitivnih efektata povezivanja.



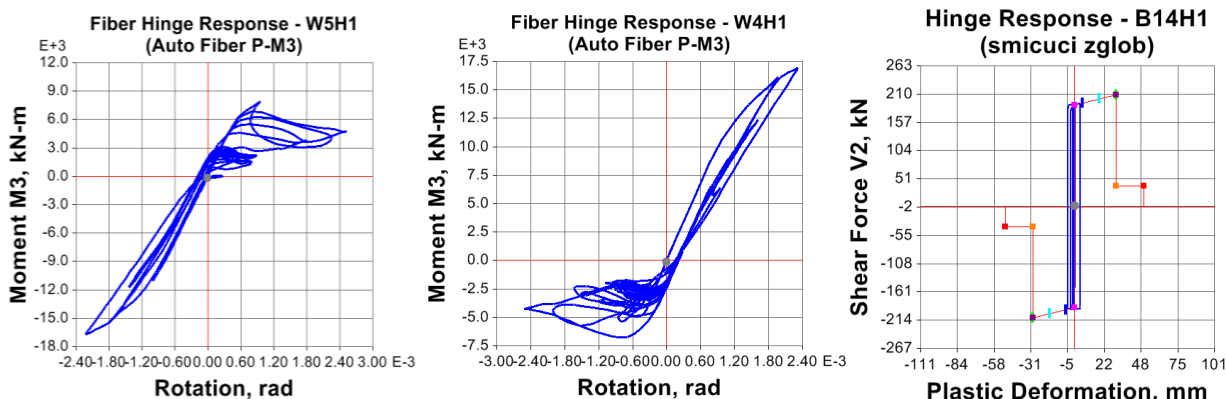
Slika: 8.70 a) kruto povezani zidovi bez mogućnosti formiranja grednog mehanizma, b) povezani asimetrični zidovi velike krutosti (bez efekta povezivanja), c) simetrični zidovi velike krutosti i male spratnosti (bez efekta povezivanja), (fotografija: P. Petronijević)

Znatno povoljnije ponašanje iskazuju zidovi povezani krućim gredama sa odnosom  $a/d < 2$  i dijagonalno armirani. Povoljnije ponašanje se ogleda u većem kapacitetu nosivosti i deformabilnosti. Redosled pojave plastičnih zglobova je povoljniji. Smičuća deformacija veznih greda se ne sme zanemariti i pored momentnih uvodi se i smičući zglob. U zavisnosti od vrednosti očekivane smičuće sile dijagonalno armirane vezne grede sračunate su prema izrazima:

$$V_{y,exp} = 2A_s f_{s,exp} \sin \alpha, V_{u,exp} = 1.33 \cdot V_{y,exp}, V_{r,exp} = 0.8 \cdot V_{u,exp} \quad (\text{Naish i dr., 2010}).$$

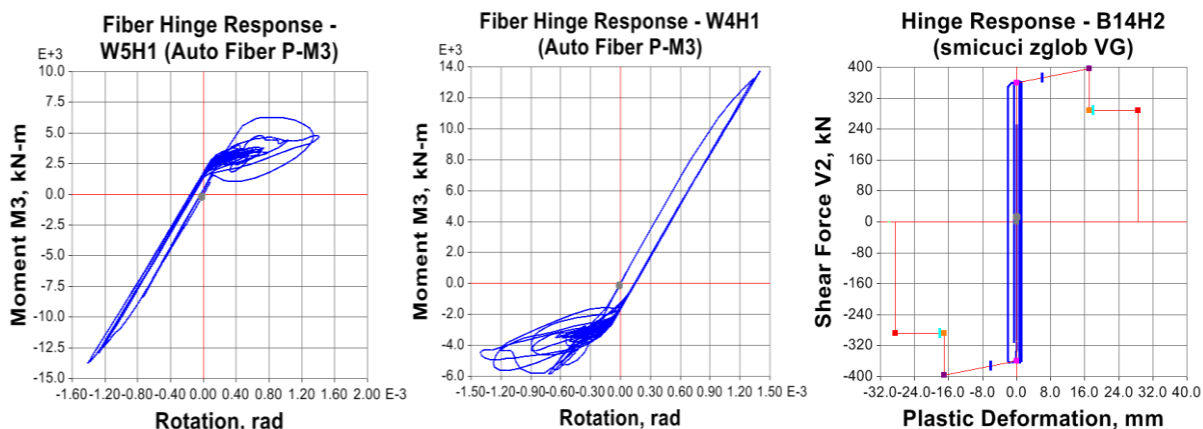


Slika: 8.71 Modelovanje dijagonalno armirane grede linijskim elementom i koncentrisanom plastičnošću

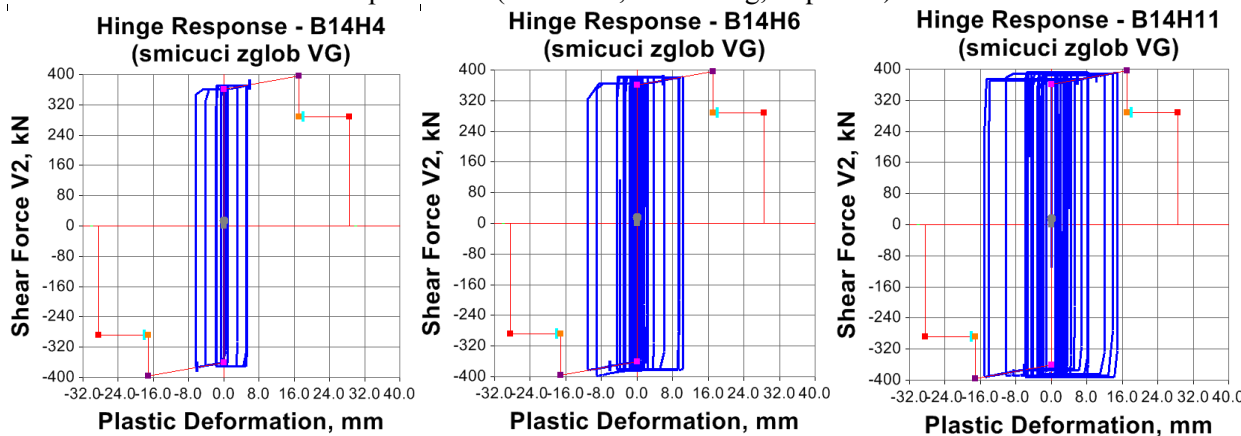


Slika: 8.72 Uzorak SP1, zavisnost  $M-\varphi$  zida ( $h_w/l_w=9.25$ ), promena smičuće sile u veznoj gredi ( $a/d=4.28$ ), (El Centro, PGA=0.4g, Y-pravac)

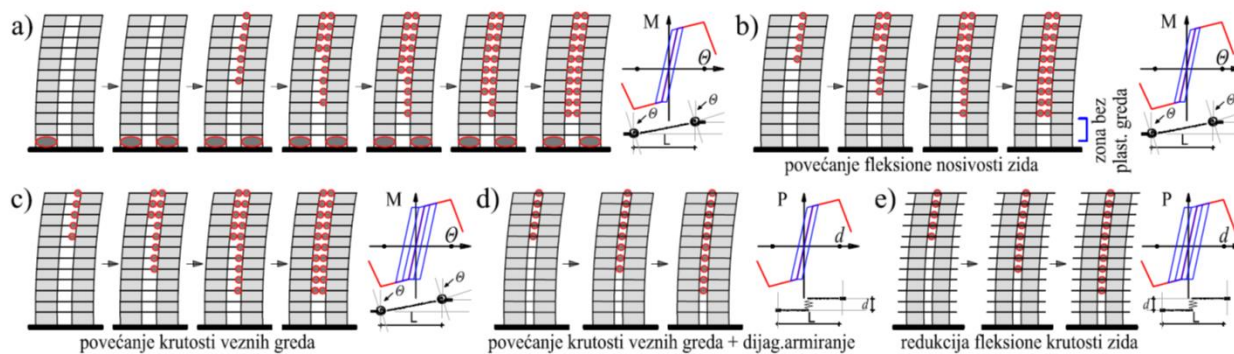
Korekcijom geometrije sistema povezanih zidova postiže se značajna promena ponašanja konstrukcije. Smanjenjem otvora i usvajanjem krutih veznih greda ( $a/d < 1.5$ ) značajno se povećavaju krutost sistema. Prvi ton vibracija se smanjuje sa  $T_1=1.438\text{sec}$  na  $T_1^*=1.039\text{sec}$ , što za posledicu ima indukovanje značajno većeg seizmičkog opterećenja. Kruće vezne grede povećavaju: bočnu krutosti, kapacitet plastične deformacije, duktilnost, histerezisnu energiju.



Slika: 8.73 Uzorak SP1, zavisnost  $M-\varphi$  zida ( $h_w/l_w=7.4$ ), promena smičuće sile u veznoj gredi ( $a/d=1.42$ ) prve etaže (El Centro, PGA=0.4g, Y-pravac)



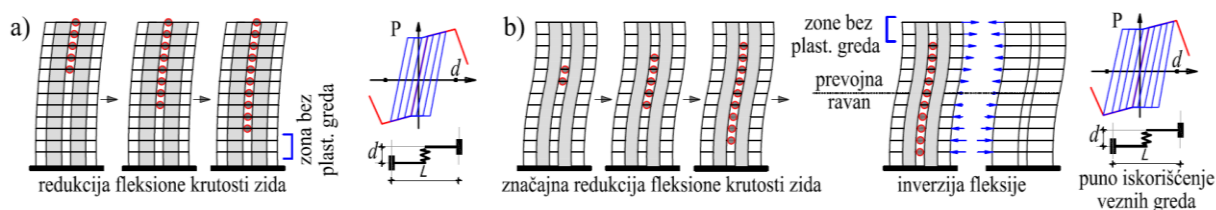
Slika: 8.74 Uzorak SP1, zavisnost  $M-\varphi$  zida ( $h_w/l_w=7.4$ ), promena smičuće sile u veznim gredama ( $a/d=1.42$ ) u 4, 8 i 12 etaži po visini, (El Centro, PGA=0.4g, Y-pravac)



Slika: 8.75 Redosled i redosled pojave plastičnih zglobova u veznim gredama

Na slici 8.73 je razmatran mogući redosled pojave plastičnih zglobova u sistemu povezanih zidova u zavisnosti od kapaciteta nosivosti i deformabilnosti AB zidova i veznih greda. Kombinacijom krutih zidova nedovoljne nosivosti i fleksibilnih veznih greda (slika 8.66-a) nastaje nepovoljan mehanizam loma (plastični zglobovi se najpre javljaju u osnobi zidova a zatim postupno po visini u veznim gredama). Povećanjem fleksione nosivosti i krutosti veznih greda povećava se učinak povezivanja i dobija poželjan mehanizam loma (slika 8.66-b,c,d,e). Polazeći od odabranog mehanizma loma može se doći do odnosa kapaciteta fleksione nosivosti zida i veznih greda kao i potrebnih odnosa rotacija zidova i greda. Preporuke treba shvatiti uslovno jer u zavisnosti od procenta učešća zidova u ukupnoj nosivosti dualnog sistema rasipanje rezultata je veliko.

U dualnom sistemu povezanih zidova i jakih okvira dolazi do međusobne interkcije koja za posledicu ima smanjenje efekata povezivanja na višim etažama. Sa porastom spratnosti javlja se fenomen da okviri „pridržavaju“ zidove (razmatrano u okviru tačke: 6.2.5). Okviri utiču na promenu smera krivine. Time se u gornjem delu zgrade smanjuju uticaji u veznim gredama.



Slika: 8.76 Redosled i raspored pojave plastičnih zglobova u veznim gredama

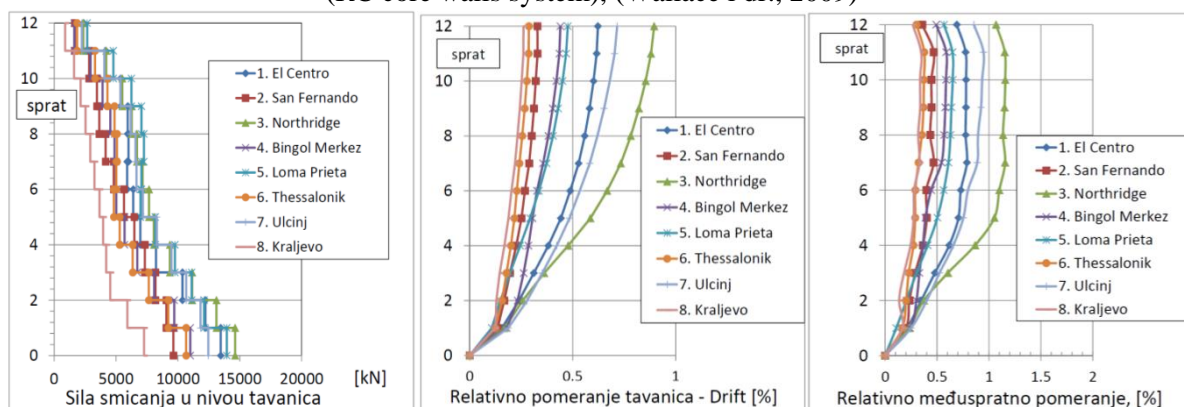
Kontrolisanim mehanizmom loma sa plastičnim zglobovima u veznim gredama se omogućuje sistemu povezanih zidova da ostvari potreban kapacitet nosivosti, duktilnosti i zahtevani nivo upotrebljivosti nakon zemljotresa. U tom cilju neophodno je uspostaviti odnose geometrijskih dimenzija, krutosti i nosivosti zidova i veznih greda. Time se doprinosi oblikovanju konstrukcije i formiranju stabilnih mehanizama u toku post elastičnog rada konstrukcije. Cilj je projektovanje sistema AB zidova sa otvorima koji će imati tako uspostavljene odnose dimenzija, odnosno

kapaciteta nosivosti zidova i greda koji će u fazi nelinearnog rada konstrukcije formirati plastične zglobove tako da se ostvari poželjan bočni mehanizam prikazan na slici 8.76-a.

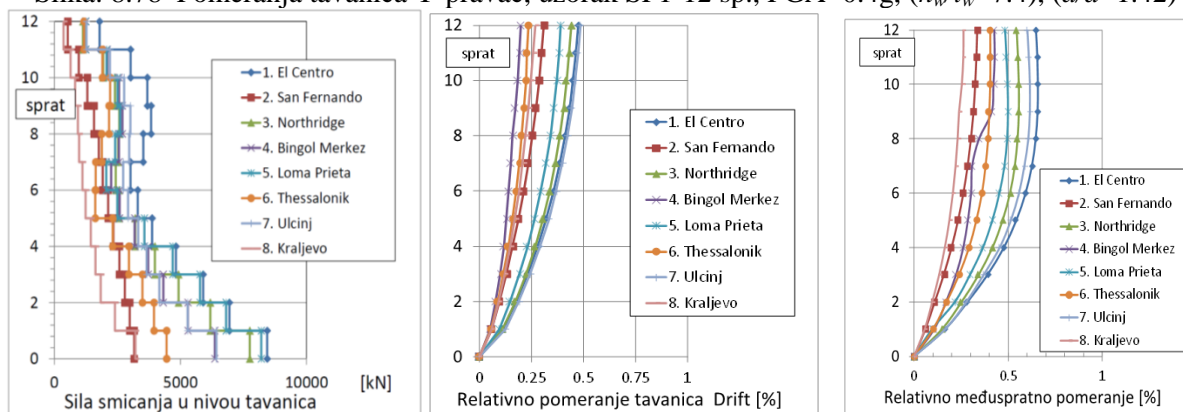
Ograničenje angažovanja veznih greda se izbegava konceptualnim rešenjem zgrade U sistemu jakog AB jezgra (RC core walls system), bez sadejstva perifernih okvira u bočnoj nosivosti i krutosti navedena zavisnost je jednoznačna. Odnosa kapaciteta fleksione nosivosti zida i veznih greda kao i potrebnih odnosa rotacija zidova i greda se kreću u dosta uskom okviru.



Slika: 8.77 Povoljno uspostavljeni odnosi dimenzija zidova i veznih greda u sistemu jakog AB jezgra (RC core walls system), (Wallace i dr., 2009)



Slika: 8.78 Pomeranja tavanica Y-pravac, uzorak SP1-12 sp., PGA=0.4g, ( $h_w/l_w=7.4$ ), ( $a/d=1.42$ )

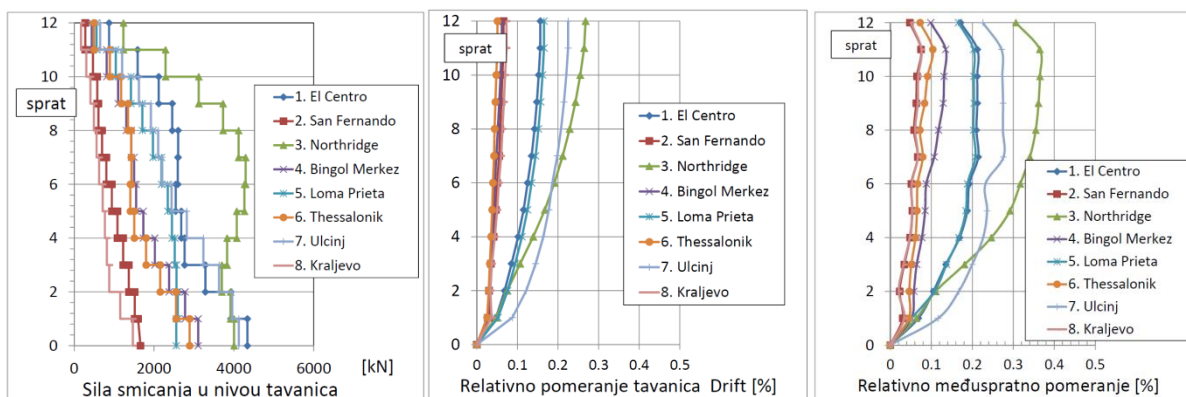


Slika: 8.79 Pomeranja tavanica Y-pravac, uzorak SP1-12 sp., PGA=0.2g, ( $h_w/l_w=7.4$ ), ( $a/d=1.42$ )

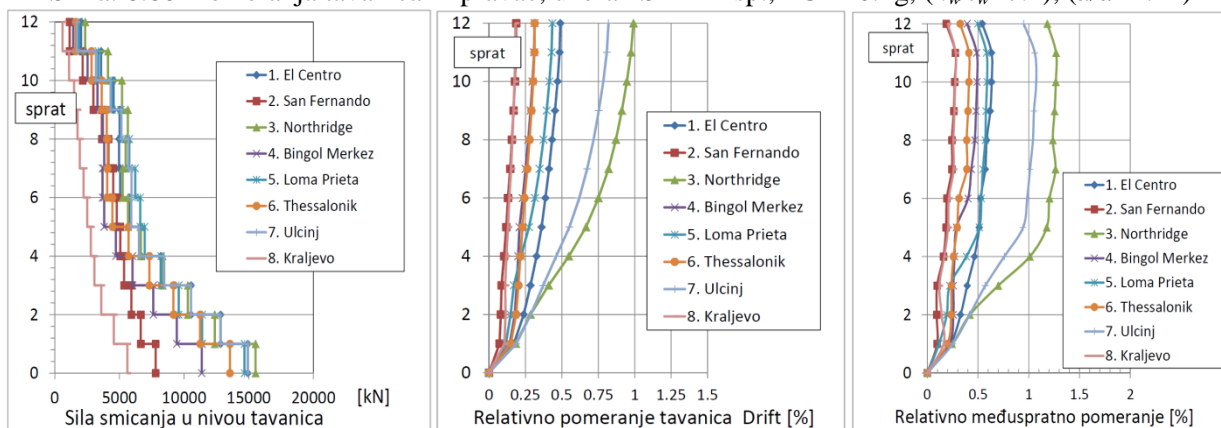
Ograničenje relativnog međuspratnog pomeranja na 0.5% spratne visine za LS i ima za cilj da ograniči oštećenja nekonstruktivnih elemenata (prema: ASCE 41-06; FEMA273, 1997). Važno

je istaći da se ovim oštećenja zidova ispune ne eliminišu u potpunosti već su moguće manje „kozmetičke“ intervencije na popravci.

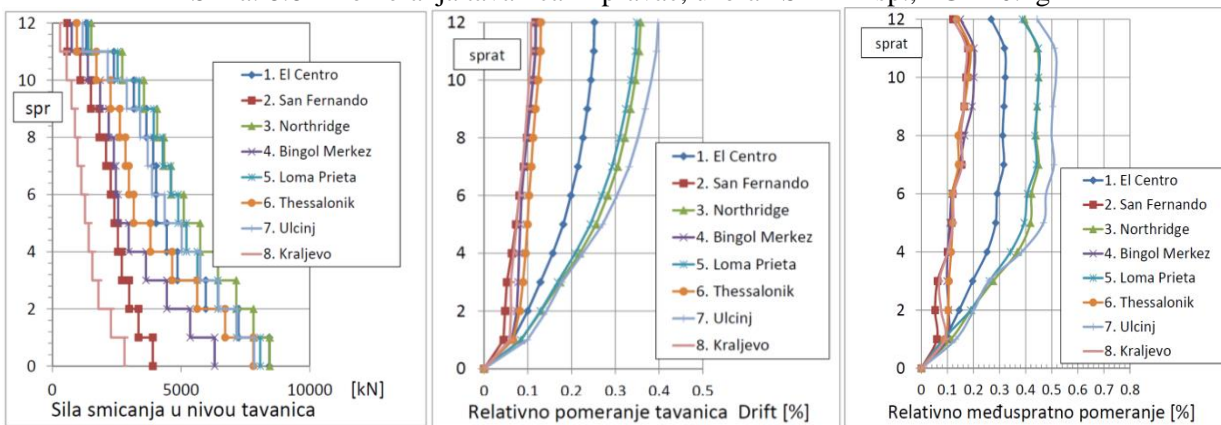
Treba istaći da je ograničenje relativnog međuspratnog pomeranja na 0.1% za IO u cilju zaštite krutih zidova ispune veoma strog uslov i da je za njegovo ispunjenje potrebno značajno povećanje krutosti konstrukcije.



Slika: 8.80 Pomeranja tavanica Y-pravac, uzorak SP1-12 sp., PGA=0.1g, ( $h_w/l_w=7.4$ ), ( $a/d=1.42$ )

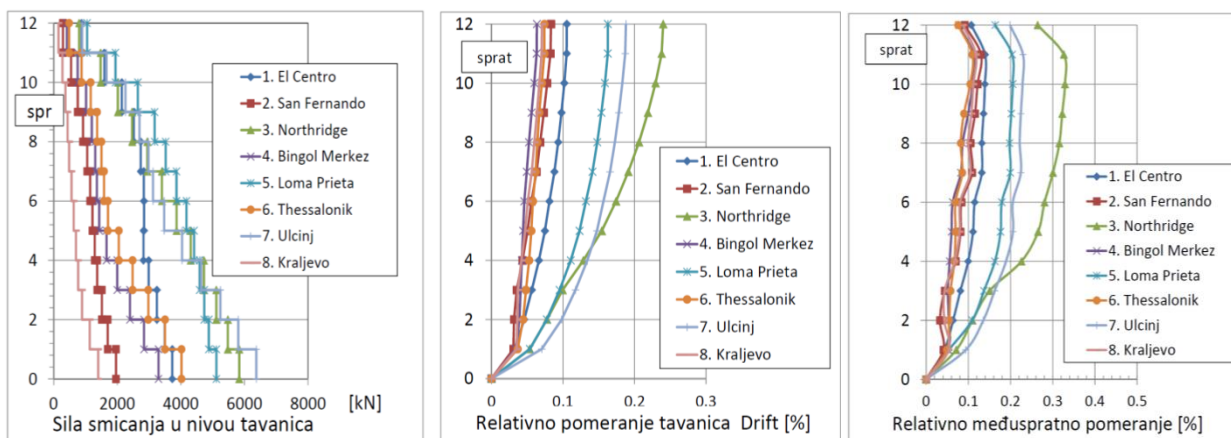


Slika: 8.81 Pomeranja tavanica X-pravac, uzorak SP1-12 sp., PGA=0.4g



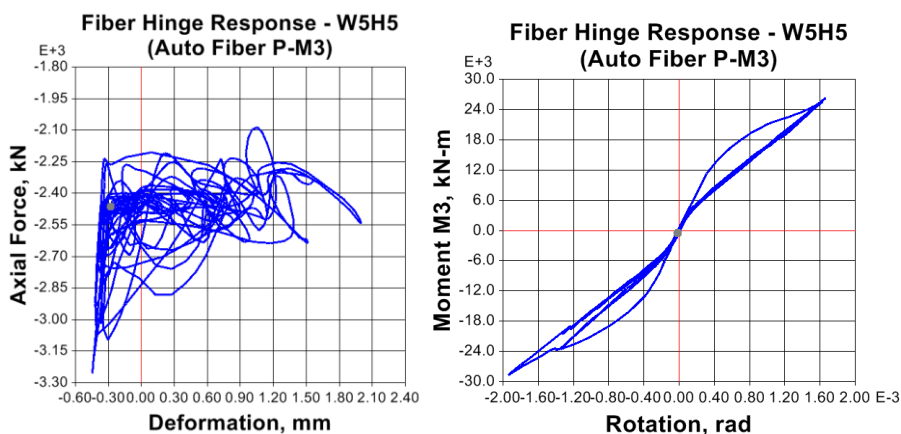
Slika: 8.82 Pomeranja tavanica X-pravac, uzorak SP1-12 sp., PGA=0.2g



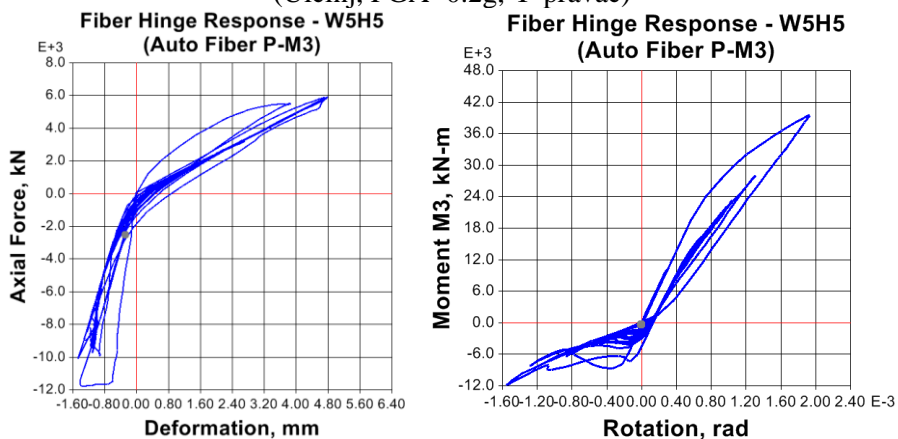


Slika: 8.83 Pomeranja tavanica X-pravac, uzorak SP1-12 sp., PGA=0.1g

Indukovane normalne sile usled spreznja su u rasponu od 2 do 3 puta veće od sile smicanja u osnovi zida. Normalne sile u zidovima koje čine spreg su posledica smicanja u veznim gredama. Sile smicanja u gredama nisu konstantne već rastu sa visinom zgrade. Bitan parametar efekta spreznja zidova je odnos maksimalne smičuće sile u kritičnoj veznoj gredi i srednje vrednosti sile smicanja u gredama (peak shear demand-PSD).



Slika: 8.84 Uzorak SP1-12 sp, zavisnost  $N-d$  i  $M-\varphi$  zida ( $h_w/l_w=5.28$ ), (bez povezivanja), prizemlje, (Ulcinj, PGA=0.2g, Y-pravac)

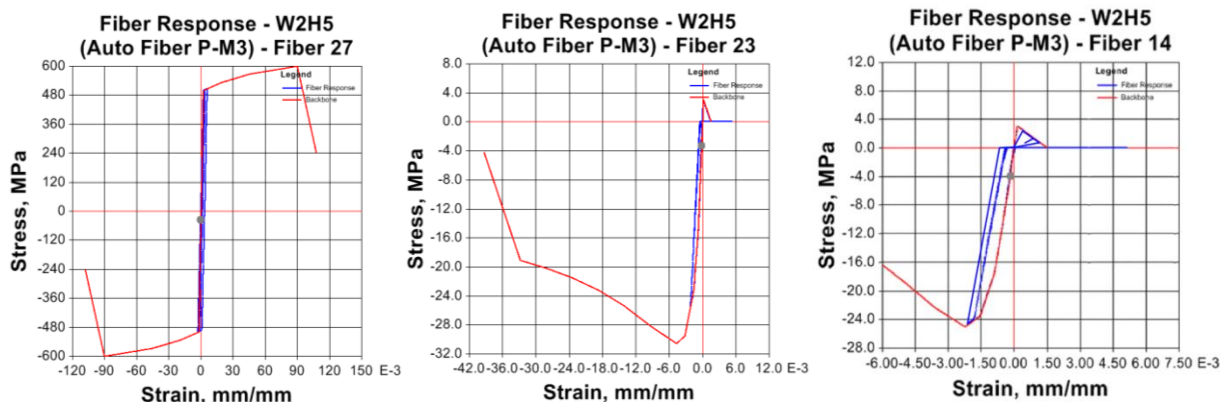


Slika: 8.85 Uzorak SP1-12 sp, zavisnost  $N-d$  i  $M-\varphi$  zida ( $h_w/l_w=5.28$ ), ( $a/d=1.42$ ), prizemlje, (Ulcinj, PGA=0.2g, Y-pravac)

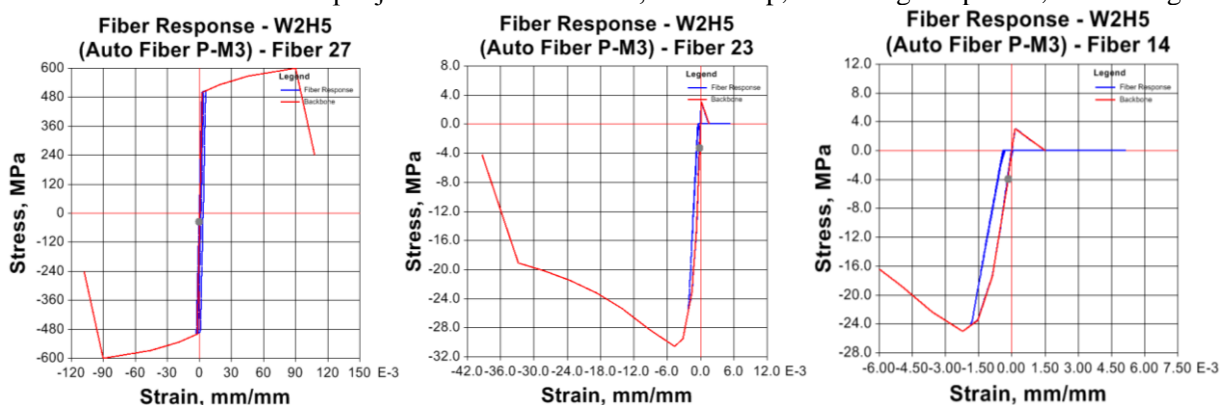
Tabela: 8.5 Ograničenje (prema: FEMA273, 1997).

Zahtevani parametri	SLE	Zahtevani parametri	MCE
Rotacije veznih greda	Pretežno elastično	Rotacije veznih greda	0.06 rad
Savijanje AB zidova	Pretežno elastično	Dilatacija vertikalne armature u zidovima	0.05 zatezanje 0.02 pritisak
Smicanje AB zidova	Pretežno elastično	Dilatacija u betonu	0.015 pritisak (utegnut beton)
Stubovi	Elastično	Smicanje u zidovima	elastično

Preporuka o grupisanju ivične armature i poprečnom utezanju na krajevima zida u dužini  $0.1l_w$  u najvećem broju slučajeva zadovoljava. U nekim situacijama kada su dilatacije u krajnjim zonama velike, unutrašnja zona može biti izložena prekoračenju granične dilatacije pritiska i ako je u ivičnoj zoni zadovoljen uslov  $\varepsilon_{c,iv.} < \varepsilon'_{cc}$ . Preporuka je povećanje ivične zone (zone utezanja) do maksimalno  $0.25l_w$ . Efekat proširenja zone ivičnog utezanja sa  $0.1l_w$  na  $0.125l_w$  dat je na slikama: 8.86 i 8.87. Neznatnom korekcijom oblikovanja detalja armature izbegava se značajnije histerezisno ponašanje neutegnutoh betona. Promena naponskog stanja u vlaknima vertikalne armature i utegnutoh betona ivične zone je minimalna.



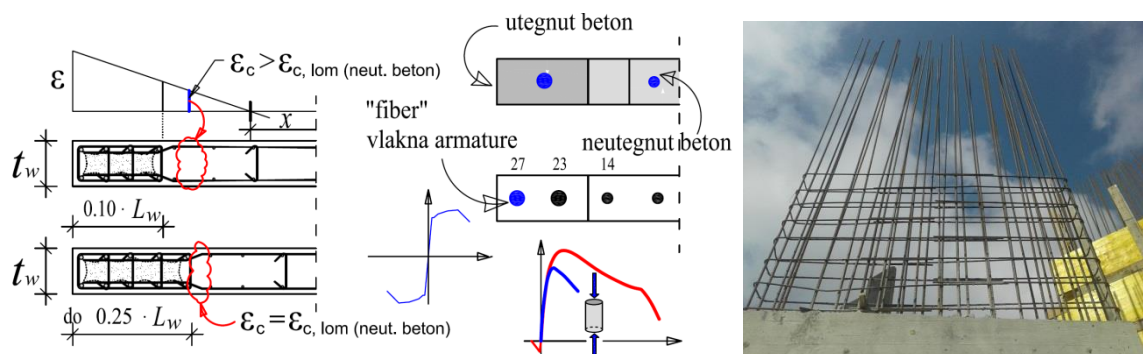
Slika: 8.86 Histerezisne petlje vlakana ivične zone, SP 1-12.sp, Northridge X-pravac, PGA=0.2g



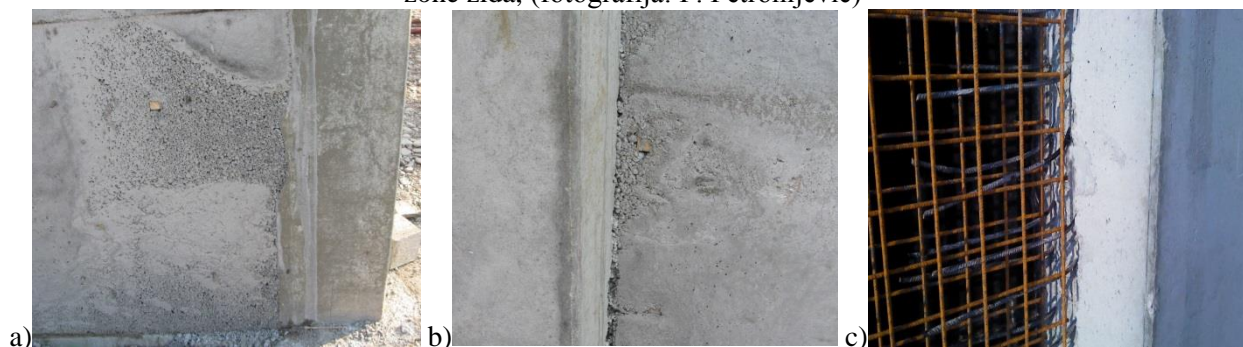
Slika: 8.87 Histerezisne petlje vlakana ivične zone, SP 1-12.sp, Northridge X-pravac, PGA=0.2g

Proširenje ivične zone se može javiti isključivo u zoni plastifikacije zida. Eventualna izmena detalja armiranja bi se primenila na prizemlje i podrumске etaže. Nepovoljne posledice ovog fenomena mogu se ispoljiti kod armiranja središnjeg dela zida armaturnim mrežama (neadekvatno sidrenje mreže u ivično ojačanje). Kao i u slučaju kada se zidovi izvode iz dve

faze: prva faza – betoniranje stubova osnovnog konstruktivnog sistema koji ujedno predstavljaju i ivična ojačanja zida, druga faza – naknadno betoniranje rebra zida.



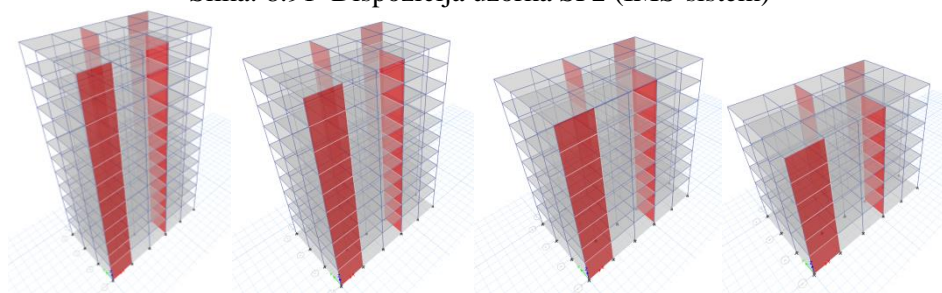
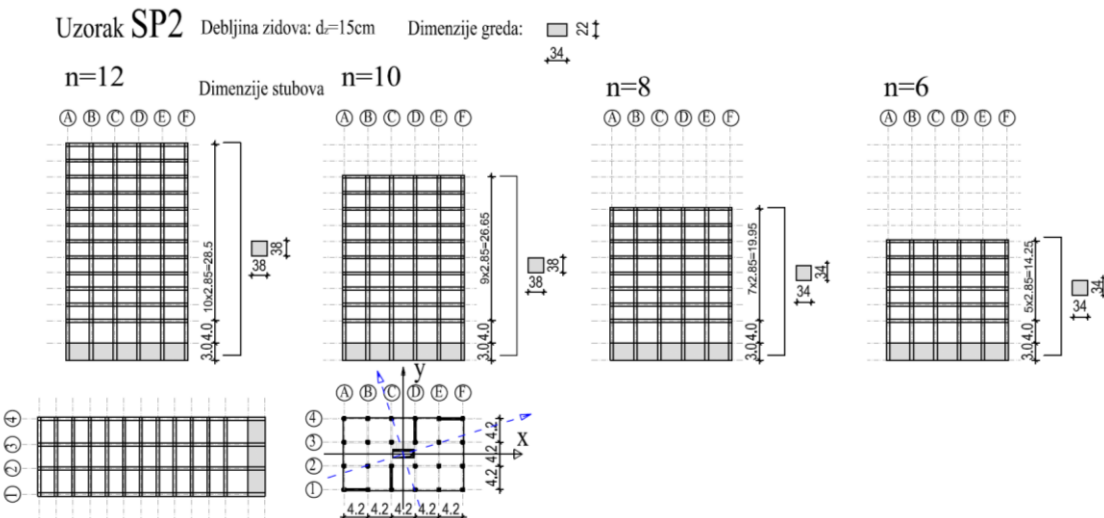
Slika: 8.88 a) dispozicija vlakana u modelu zida, b) potpuni izostanka ivične armature i utezanja ivične zone zida, (fotografija: P. Petronijević)



Slika: 8.89 primeri pojave segregacije na mestima nastavka betoniranja (sprezanje rebra zida i ivičnog ojačanja) kod zidova koji se izvode u dve faze, (fotografija: P. Petronijević)

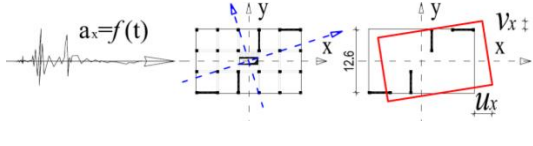
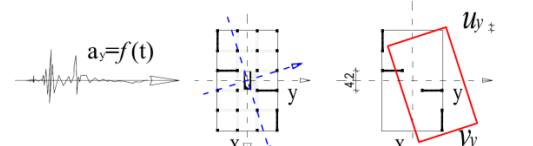
#### 8.2.2.4 Uzorak SP2 (IMS sistem)

IMS sistem je originalan po svojstvu njegovih prefabrikovanih elemenata primarne konstrukcije (tavanice, stubovi i zidovi za ukrućenje) da prednaprežanjem formiraju monolitnu celinu na nivou svake spratne ravni. Povezivanje stubova i tavanica u monolitnu celinu se postiže sistemom kablova za prednaprežanje u oba ortogonalna pravca. Nakon prednaprežanja kanalice kablova se betoniraju, a konstrukcija postaje adheziono prednapregnuta za eksploataciono stanje. Ovakav sistem veza daje tehnologiji građenja IMS veliku sigurnost i stabilnost za građenje objekata u seizmički aktivnim područjima. Stubovi (dvoetžni ili troetažni) u principu prihvataju isključivo gravitaciona dejstva. Horizontalna dejstva su poverena AB zidovima za ukrućenje koji se postavljaju na mestima između stubova u cilju postizanja željene krutosti konstrukcije. Montažni AB zidovi se koriste za zgrade manje spratnosti i područja nižeg seizmičkog hazarda. Za veće spratnosti u izrazito seizmičkim područjima primenjuju se isključivo monolitni AB zidovi liveni na licu mesta.

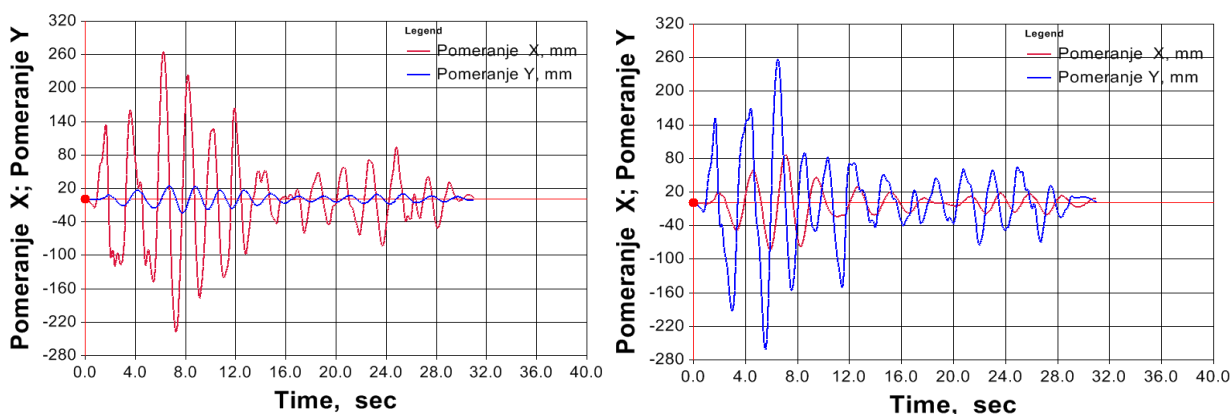


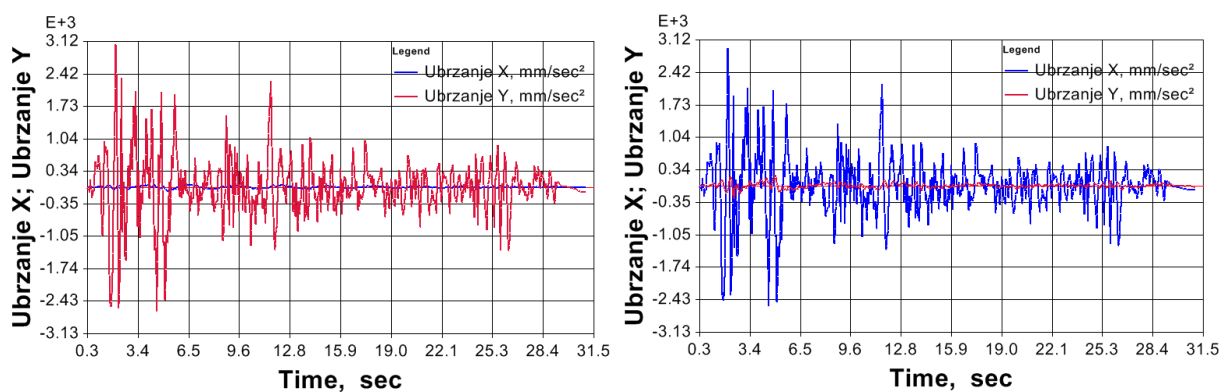
U analizi je razmatran slučaj monolitnih AB zidova u IMS sistemu. Ovo treba napomenuti jer montažni prefabrikovani AB zidovi u IMS sistemu se ponašaju kao pritisnute dijagonale (između stubova kao pojaseva) sprečavajući prevelika međuspratna pomeranja i oštećenja elemenata ispune. Izvorni proračunski model seizmičke analize objavljen je u biltenu IMS (R. Dimitrijević, 1974). Vrednosti skretnih sila (u trećinama raspona) usled poprečnog i podužnog prednaprezanja se usvajaju tako da se anuliraju uticaji sopstvene težine konstrukcije. Krutost stubova se usvaja bez redukcije, a krutost greda je različita u polju i nad osloncima u I i II fazi rada. Fenomen veze IMS tavanica i stuba je prilično složen i teško ga je precizno definisati. U okviru ovog rada usvojen je pojednostavljen model zglobne veze tavanica i stubova, koji se uz manje primedbe može primentiti u numeričkim istraživanjima seizmičkog ponašanja IMS sistema.

Tabela: 8.5 Pomeranje vrha uzorka upravno na pravac dejstva zemljotresa

		SLE	DBE	MCE
	Spr.	$v_{Sx} = k \cdot u_{Sx}$	$v_{Sx} = k \cdot u_{Sx}$	$v_{Sx} = k \cdot u_{Sx}$
	n=12	0.209	0.188	0.159
	n=10	0.191	0.161	0.122
	n=8	0.194	0.141	0.103
	n=6	0.188	0.128	0.110
	Spr.	$u_{Sy} = k \cdot v_{Sy}$	$u_{Sy} = k \cdot v_{Sy}$	$u_{Sy} = k \cdot v_{Sy}$
	n=12	0.267	0.231	0.228
	n=10	0.285	0.273	0.229
	n=8	0.277	0.283	0.262
	n=6	0.279	0.221	0.202

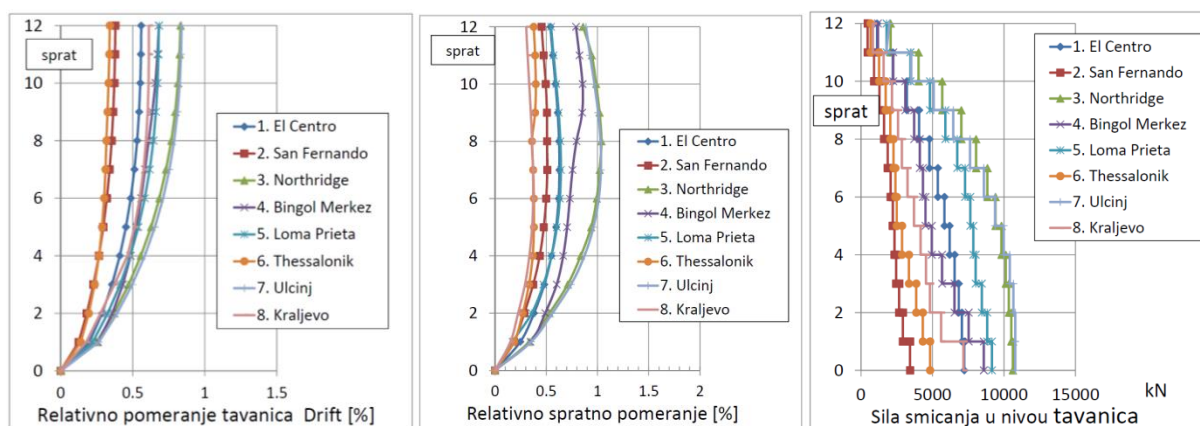
Dispozicija uzorka SP2 je izabrana sa rasporedom AB zidova kojim se ostvaruje delimična torziona otpornost konstrukcije. Uprkos pozitivnim svojstvima nosećeg sistema IMS, kod uzorka SP2 torzioni efekat seizmičkog dejstva se ne može zanemariti. Raspored zidova je uslovno simetričan za oba pravca, ali zbog zanemarljive krutosti okvira sistem je uslovno torziono nestabilan. Pomeranja i ubrzanja tavanica za oba pravca su gotovo jednaka. Analiza rezultata NDA pokazuje da pomeranja upravnog pravca za dejstvo zemljotresa datog pravca iznose do  $v_{Sx} = 0.209 \cdot u_{Sx}$  i  $u_{Sy} = 0.285 \cdot v_{Sy}$ . Relativno povoljnije ponašanje uzorka SP2 za dejstvo zemljotresa u X-pravcu posledica je većeg kraka između AB zidova u odnosu na Y-pravac (slika: 8.93). Sa porastom spratnosti torzioni efekat je izraženiji. Torzioni efekat u rezultatima POA uzorka SP2 je značajno manji.

Slika: 8.93 Uzorak SP2-12 sp., vremenski tok pomeranja vrha, ( $h_w/l_w=8.8$ ), (El Centro, PGA=0.4g, X i Y-pravac)

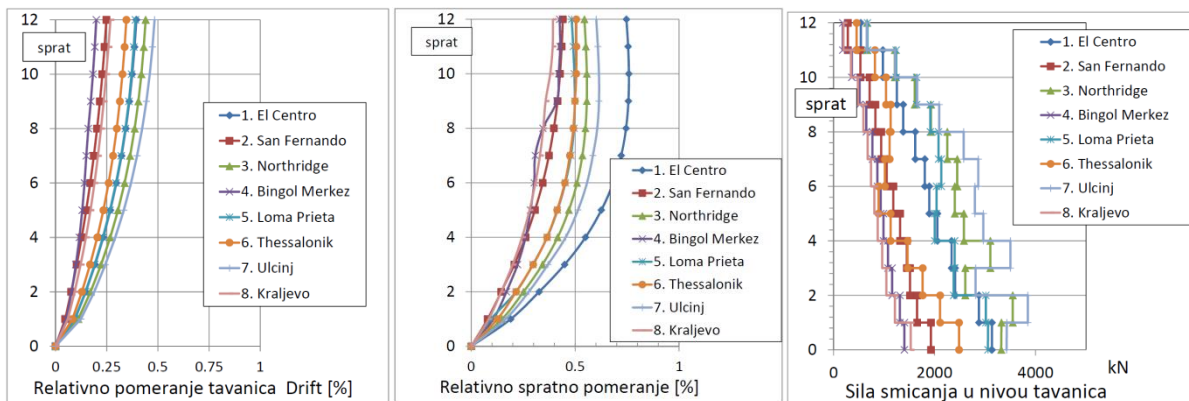


Slika: 8.94 Uzorak SP2-12 sp., vremenski tok ubrzanja vrha, ( $h_w/l_w=8.8$ ), (El Centro, PGA=0.4g, X i Y-pravac)

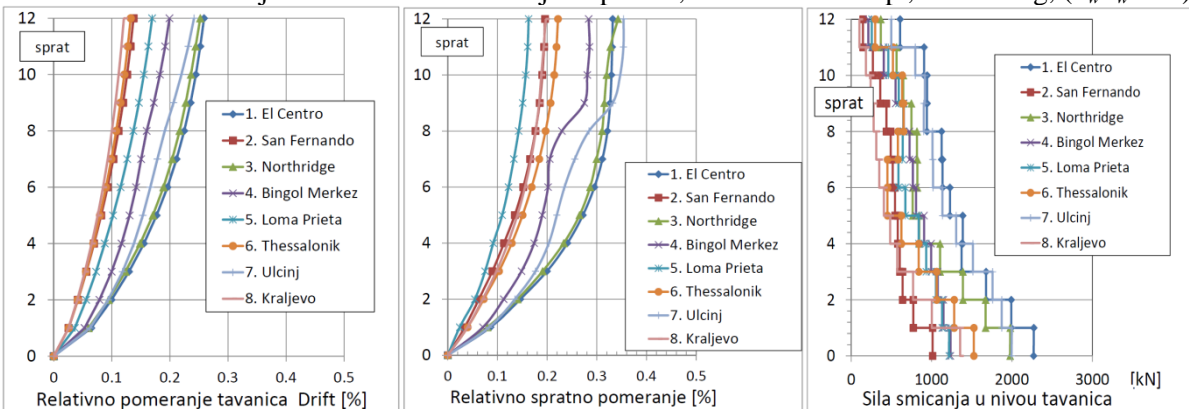
Izvestan broj zgrada izgrađenih 60-tih i 70-tih godina u IMS sistemu je sa ovakvom ili sličnom konfiguracijom zidova u osnovi. Neregularnost osnove je posledica nepoštovanja principa konceptualnog projektovanja. Ovi objekti su izgrađeni u periodu pre stupanja na snagu Pravilnika iz 1981. godine i u većini slučajeva ne zadovoljavaju pojedine odredbe ovog pravilnika. Relativno manja masa zgrada izgrađenih u IMS sistemu delimično kompenzuje nedostatak bočne krutosti i nosivosti. Analizom rezultata uzoraka različite spratnosti može se zaključiti da relativna pomeranja tavanica i relativna spratna pomeranja zadovoljavaju maksimalne vrednosti iz uslova ograničenja oštećenja montažnih zidova ispune (sendvič paneli elastično povezani za primarnu konstrukciju i spojnice ispunjene trajno elastičnim kitom). Strožije vrednosti maksimalnih deformacija iz uslova ograničenja oštećenja krute zidane ispune (tabela: 8.5) uzorci SP2 ne zadovoljavaju.



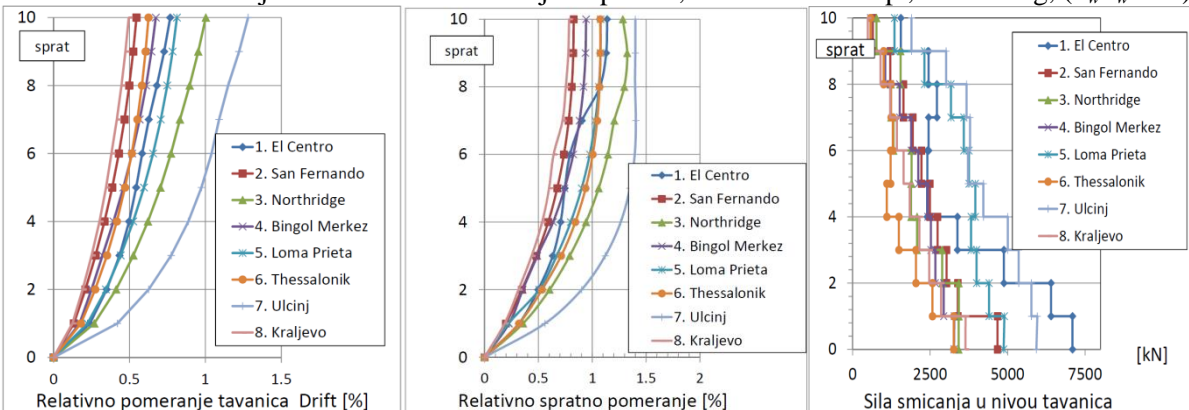
Slika: 8.95 Pomeranja tavanica i sile smicanja X-pravac, uzorak SP2-12 sp., PGA=0.4g, ( $h_w/l_w=8.8$ )



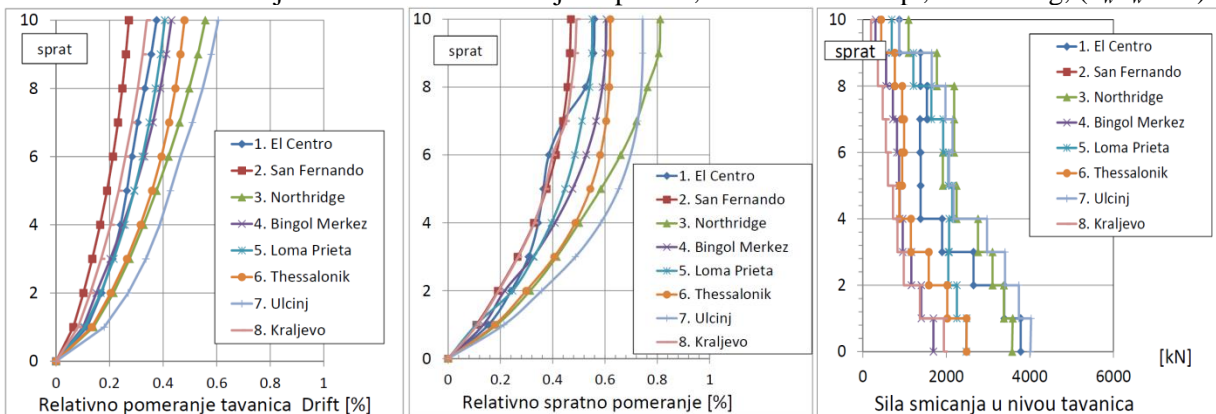
Slika: 8.96 Pomeranja tavanica i sile smicanja X-pravac, uzorak SP2-12 sp., PGA=0.2g, ( $h_w/l_w=8.8$ )



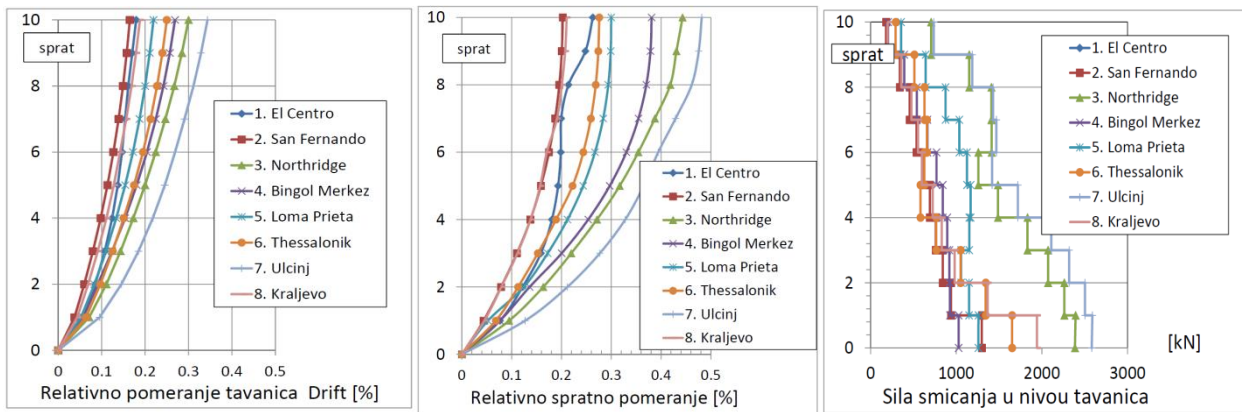
Slika: 8.97 Pomeranja tavanica i sile smicanja X-pravac, uzorak SP2-12 sp., PGA=0.1g, ( $h_w/l_w=8.8$ )



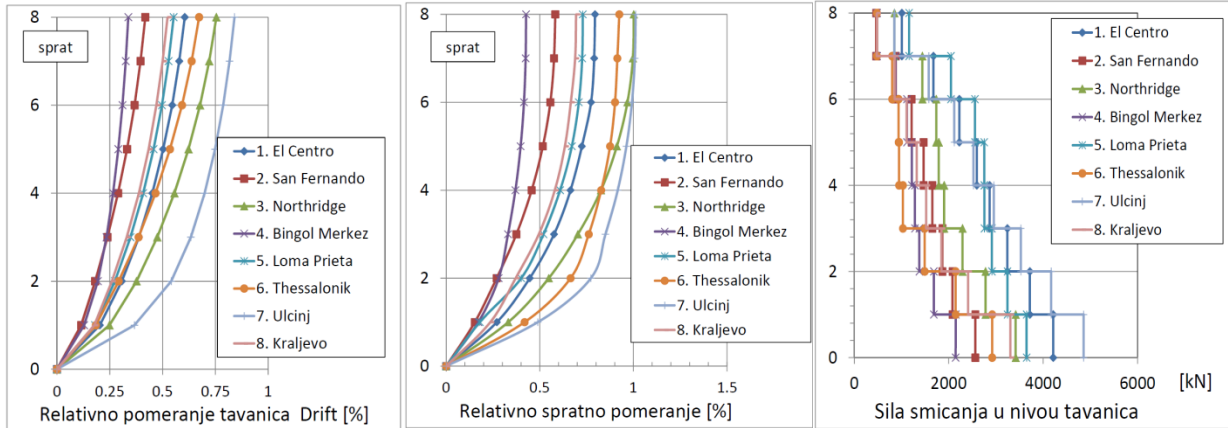
Slika: 8.98 Pomeranja tavanica i sile smicanja X-pravac, uzorak SP2-10 sp., PGA=0.4g, ( $h_w/l_w=7.4$ )



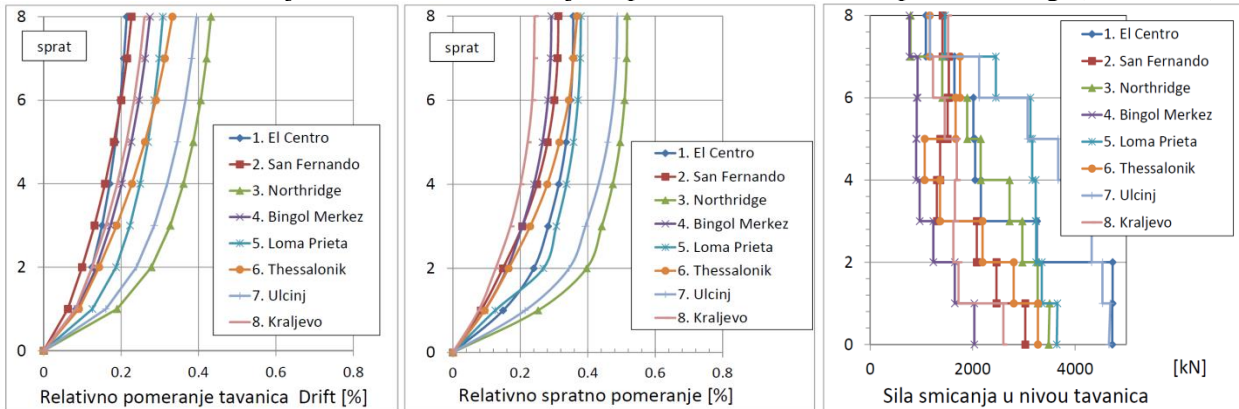
Slika: 8.99 Pomeranja tavanica i sile smicanja X-pravac, uzorak SP2-10 sp., PGA=0.2g, ( $h_w/l_w=7.4$ )



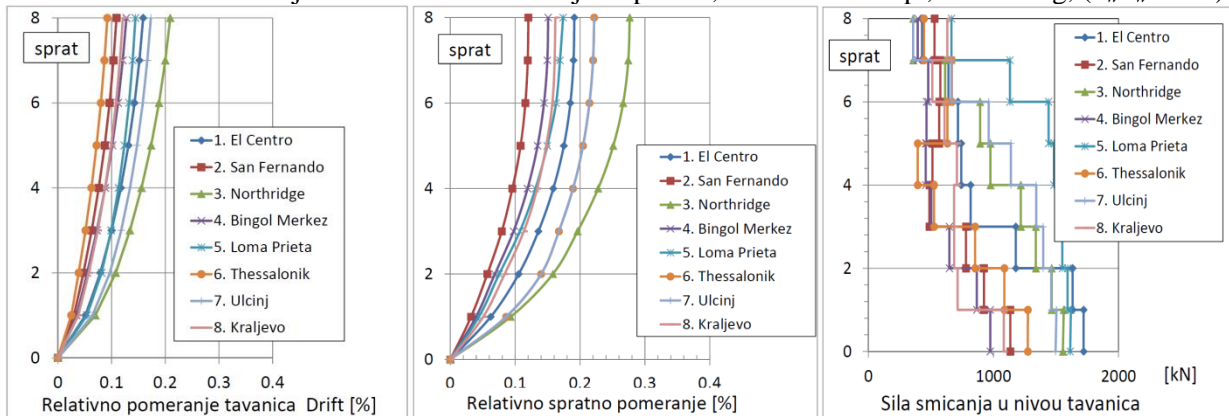
Slika: 8.100 Pomeranja tavanica i sile smicanja X-pravac, uzorak SP2-10 sp., PGA=0.1g, ( $h_w/l_w=7.4$ )



Slika: 8.101 Pomeranja tavanica i sile smicanja X-pravac, uzorak SP2-8 sp., PGA=0.4g, ( $h_w/l_w=5.95$ )

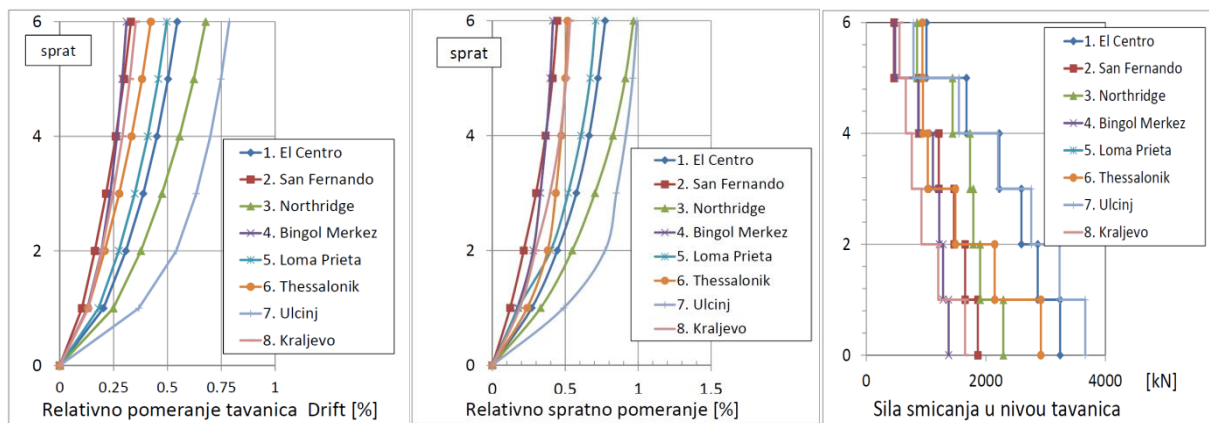
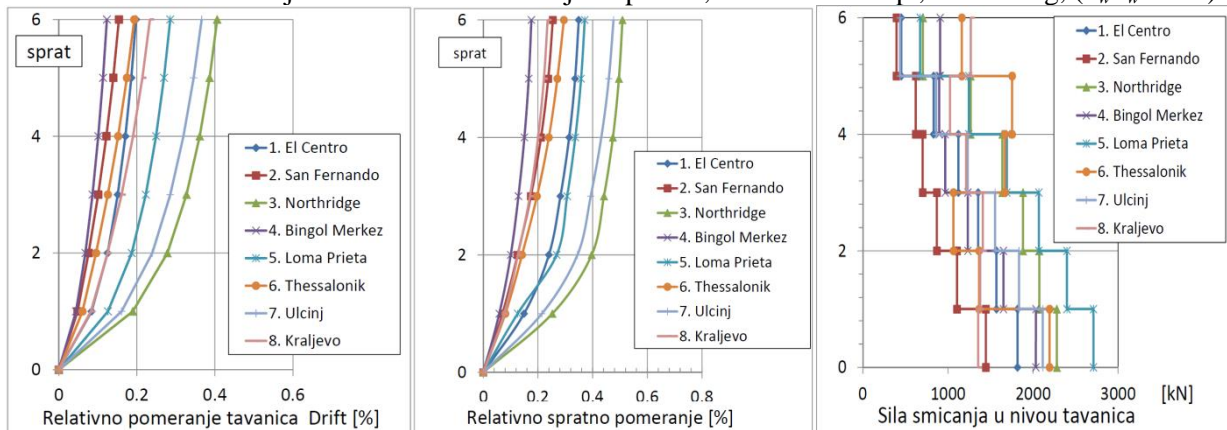
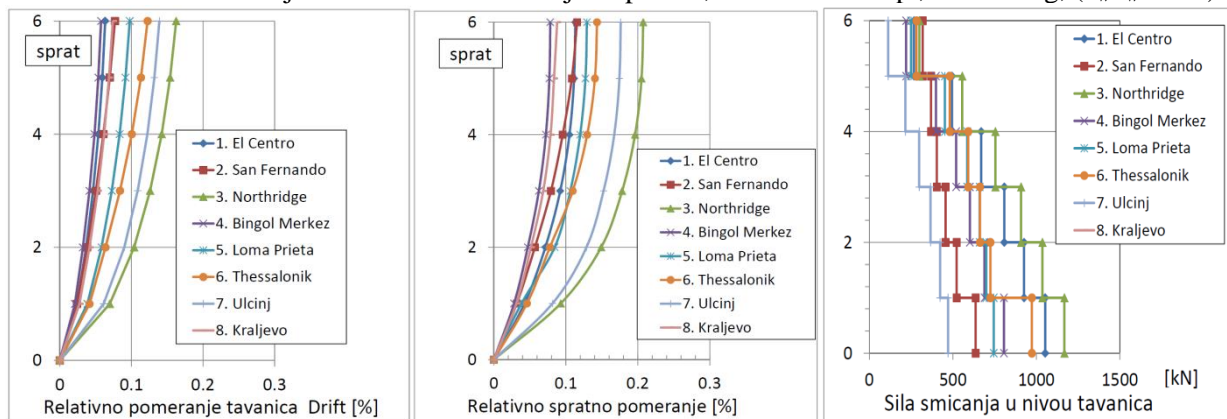


Slika: 8.102 Pomeranja tavanica i sile smicanja X-pravac, uzorak SP2-8 sp., PGA=0.2g, ( $h_w/l_w=5.95$ )



Slika: 8.103 Pomeranja tavanica i sile smicanja X-pravac, uzorak SP2-8 sp., PGA=0.1g, ( $h_w/l_w=5.95$ )



Slika: 8.104 Pomeranja tavanica i sile smicanja X-pravac, uzorak SP2-6 sp., PGA=0.1g, ( $h_w/l_w=4.52$ )Slika: 8.105 Pomeranja tavanica i sile smicanja X-pravac, uzorak SP2-6 sp., PGA=0.2g, ( $h_w/l_w=4.52$ )Slika: 8.106 Pomeranja tavanica i sile smicanja X-pravac, uzorak SP2-6 sp., PGA=0.1g, ( $h_w/l_w=4.52$ )

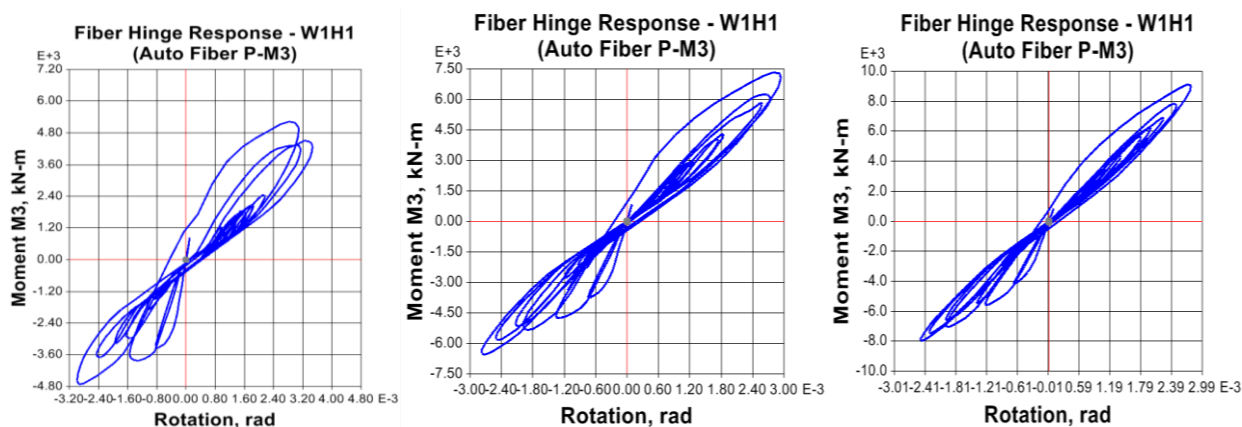
Na osnovu rezultata NDA uz uslova ograničenja smičućeg napona u AB zidoima na  $0.5\sqrt{f'_c}$  (Wang i dr., 1975; Aktan i dr., 1980) površina AB zidova u prizemlju morala bi se povećati za 210%. Osnovna debljina zidova za ukrućenje u IMS sistemu  $t_w=15\text{cm}$  je nedovoljna za obezbeđenje duktilnog ponašanja usled savijanja. Data debljina zida ne dozvoljava adekvatan smeštaj vertikalne armature u ivičnim zonama. Iz uslova ograničenja maksimalnog procenta armiranja ivičnih zona AB zidova na  $\mu_{\max} = 4.0\%$  prema (EN 1998-1:2004; NZS 3101.1.2006) kod uzoraka SP2-10sp. i SP2-12sp. minimalna debljina AB zidova u kritičnoj oblasti iznosi

$t_w=30\text{cm}$ . Kod zgrada veće spratnosti sa pojedinačnim AB zidovima preporuka je pozicioniranje zidova u susednim poljima kako bi se smanjila vitkost zidova na  $h_w/l_w < 8.0$ .

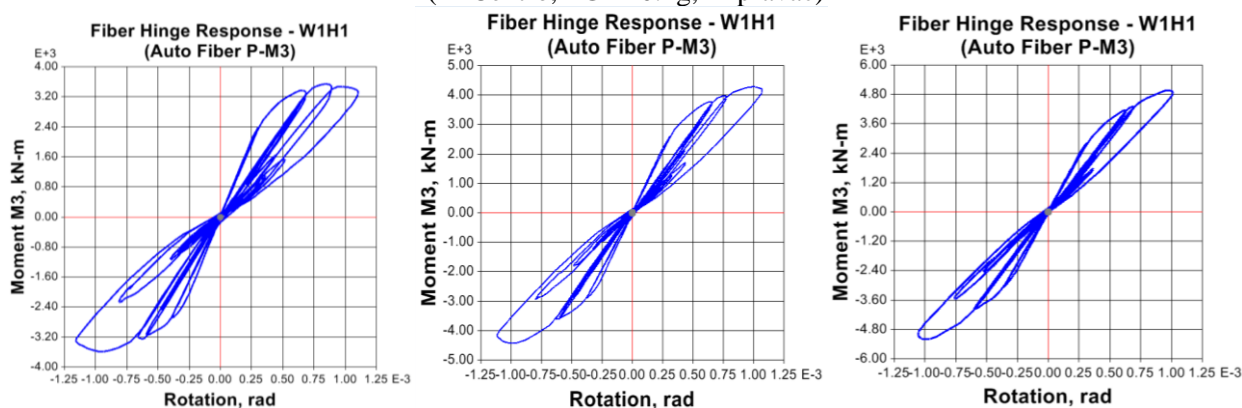
U uzorcima SP2 su usvojeni troetažni stubovi kvadratnog preseka 34/34cm. Nastavci stubova nisu projektovani da prihvate momente savijanja. U numeričkim modelima na mestu nastavka stubovi su oslobođeni momentna savijanja za obe ose. Visina tavanica je usvojena 22cm. Ovakvim konceptom se formiraju okviri sa relativno malom bočnom krutošću i nosivošću, a celokupnu seizmičku silu prihvataju AB zidovi (slika: 8.90).

S obzirom na malu statičku neodređenost sistema i nemogućnost značajnije preraspodele horizontalnih uticaja između zidova i okvira obezbeđenje zadovoljavajuće duktilnosti plastičnog zgloba u osnovi AB zidova je bitno za ukupno histerezisno ponašanje sistema. Na slikama 8.107 do 8.108 prikazana je histerezisna zavisnost  $M-\varphi$  zida ( $h_w/l_w=4.52$ ) za MCE, DBE i SLE. Dijagrami su dati za različite vrednosti procenta armiranja ivičnih zona vertikalnom armaturom.

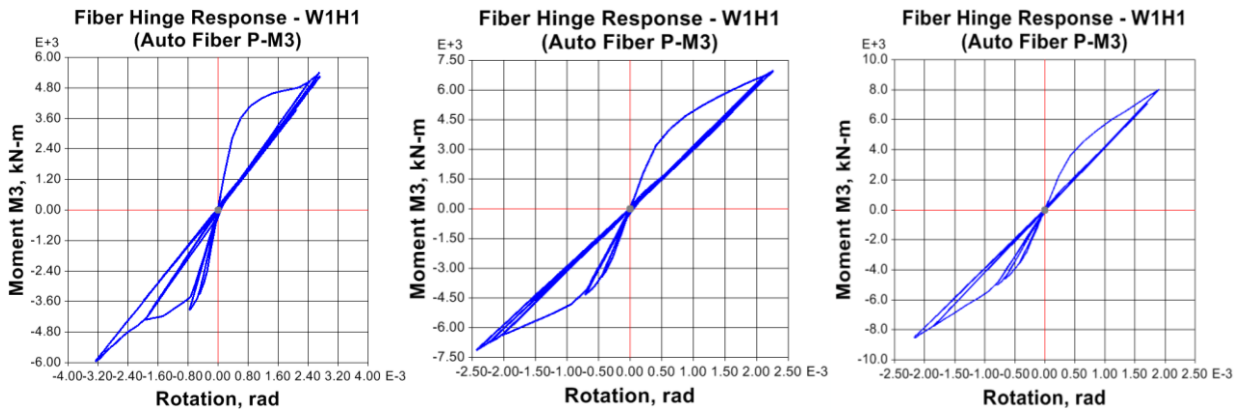
$$\rho_{ver} = \frac{A_{s,ver,ivič}}{A_{g,ivič}} \quad (8.8)$$



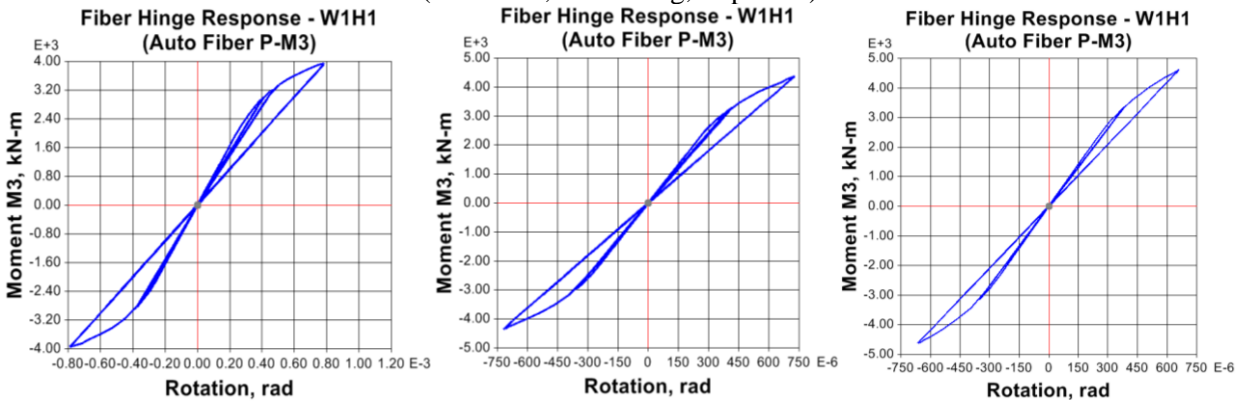
Slika: 8.107 Zavisnost  $M-\varphi$  zida ( $h_w/l_w=4.52$ ), ( $t_w=20\text{cm}$ ,  $A_{ivič}=8\phi 20, 14\phi 20, 20\phi 20$ ), (El Centro, PGA=0.4g, X-pravac)



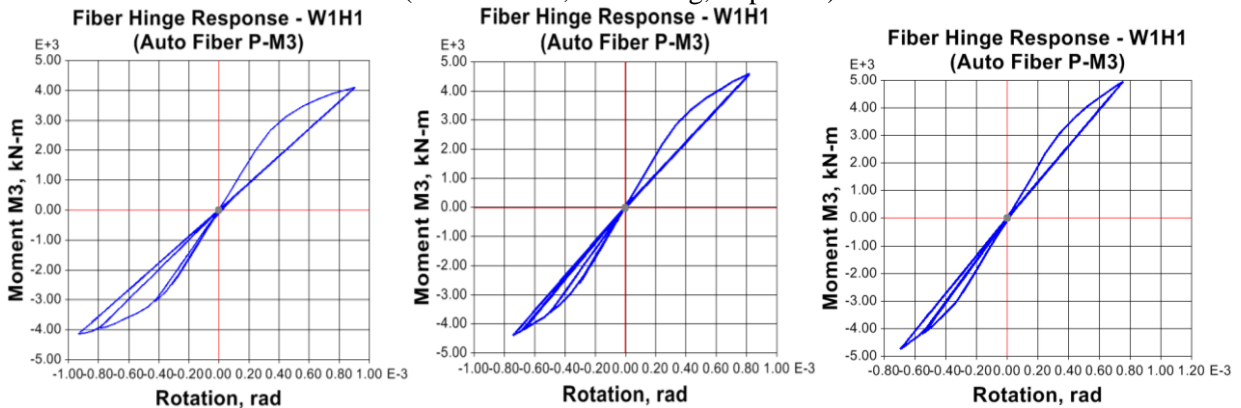
Slika: 8.108 Zavisnost  $M-\varphi$  zida ( $h_w/l_w=4.52$ ), ( $t_w=20\text{cm}$ ,  $A_{ivič}=8\phi 20, 14\phi 20, 20\phi 20$ ), (Thessaloniki, PGA=0.4g, X-pravac)



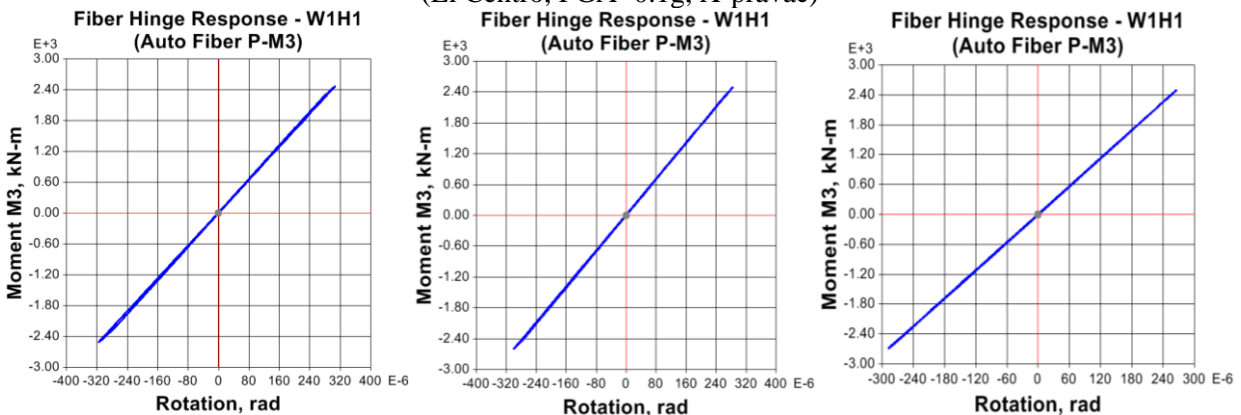
Slika: 8.109 Zavisnost  $M-\varphi$  zida ( $h_w/l_w=4.52$ ), ( $t_w=20\text{cm}$ ,  $A_{ivic}=8\phi 20, 14\phi 20, 20\phi 20$ ), (El Centro, PGA=0.2g, X-pravac)



Slika: 8.110 Zavisnost  $M-\varphi$  zida ( $h_w/l_w=4.52$ ), ( $t_w=20\text{cm}$ ,  $A_{ivic}=8\phi 20, 14\phi 20, 20\phi 20$ ), (Thessaloniki, PGA=0.2g, X-pravac)

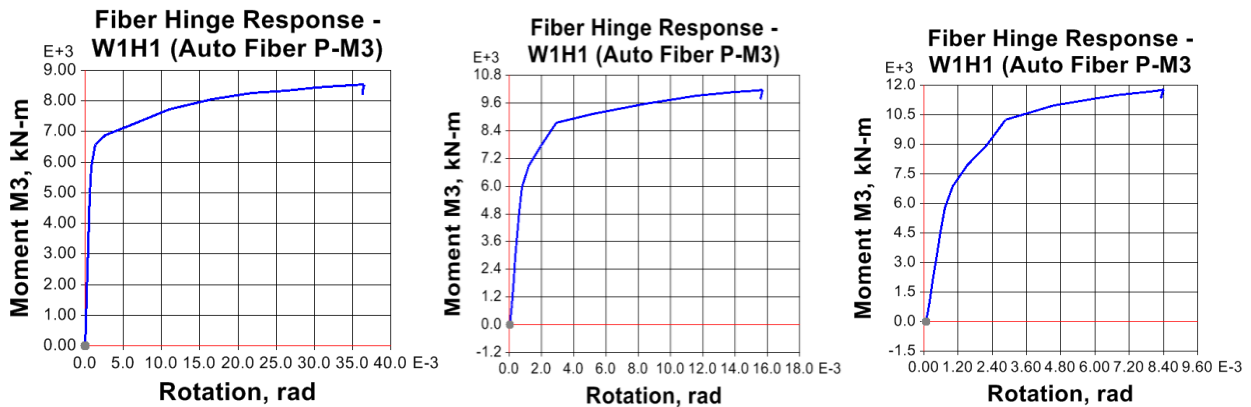


Slika: 8.111 Zavisnost  $M-\varphi$  zida ( $h_w/l_w=4.52$ ), ( $t_w=20\text{cm}$ ,  $A_{ivic}=8\phi 20, 14\phi 20, 20\phi 20$ ), (El Centro, PGA=0.1g, X-pravac)



Slika: 8.112 Zavisnost  $M-\varphi$  zida ( $h_w/l_w=4.52$ ), ( $t_w=20\text{cm}$ ,  $A_{ivic}=8\phi 20, 14\phi 20, 20\phi 20$ ), (Thessaloniki, PGA=0.1g, X-pravac)

Rezultati analiza potvrđuju rezultate eksperimentalnih istraživanja, da povećanje procenta zategnute armature utiče na povećanje nosivosti na savijanje dok povećanje pritisnute armature izrazito povećava deformabilnost pod uslovom da su ivične zone adekvatno poprečno utegnute (Bertero, 1975; Atkan., 1981). Iz uslova obezbeđenja duktilnog loma analizirani uzorak zida (slika 8.113) je sa parametrom aksijalne sile  $v_d = 0.1$ .

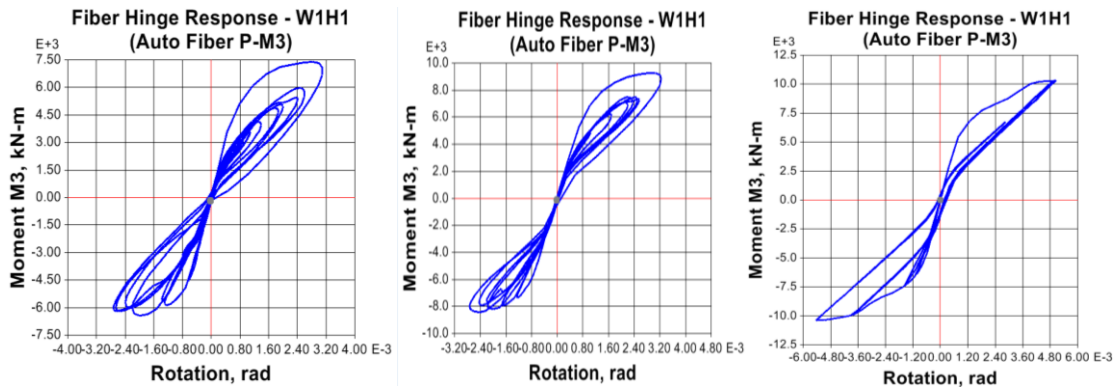


Slika: 8.113 Zavisnost  $M-\varphi$  zida ( $h_w/l_w=4.52$ ), ( $t_w=20\text{cm}$ ,  $A_{ivic}=8\phi 20, 14\phi 20, 20\phi 20$ ),

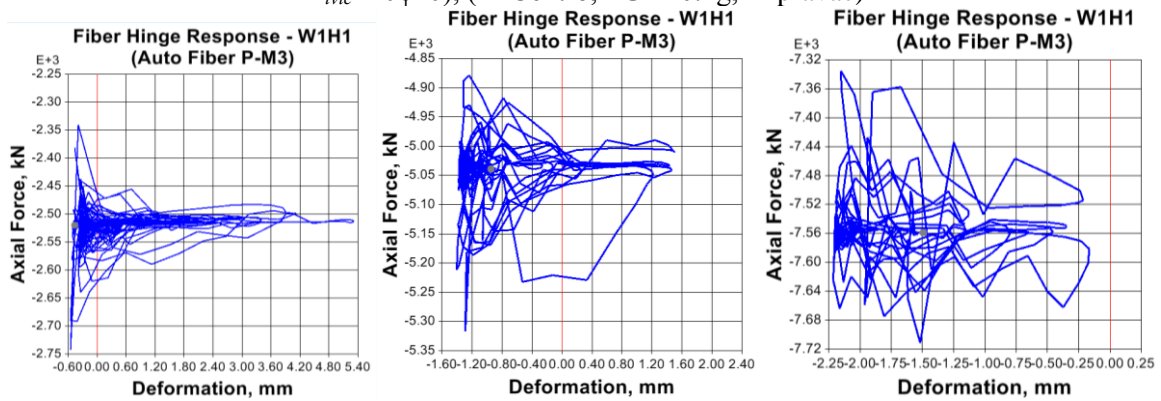
Uslov krtoq loma u AB zidovima usled uzajamnog delovanja momenta savijanja i normalne sile je definisan dilatacijom u betonu na granici nosivosti  $\varepsilon_c = \varepsilon_u$  i dilatacijom u armaturi  $\varepsilon_a < \varepsilon_y$  ispod granice tečenja. U ovom slučaju vrednost duktilnosti krivine preseka je manja od jedinice. Krtoq lom elemenata koji obezbeđuju horizontalnu nosivost i krutost nije dozvoljen. Intenzitet gravitacionog opterećenja značajno utiče na formiranje mehanizma i ostvarenje koncepta programiranog ponašanja pri pod seizmičkim dejstvom. Ograničenje aksijalnog opterećenja je preduslov za dobijanje duktilnog elementa. Sposobnost nelinearne deformacije smanjuje se sa povećanjem aksijalnog opterećenja

$$v = \frac{N_{\text{ekspl.ver}}}{f'_c A_g} \quad (8.8)$$

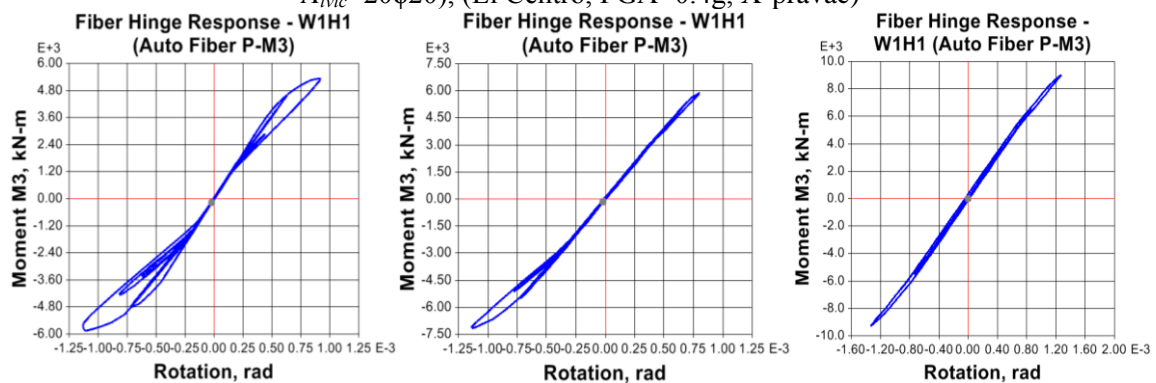
Na slikama 8.114 do 8.117 date su histerezisne krive  $M-\varphi$  i  $N-d$  zida za različite vrednosti aksijalnog napona  $f_{c,grav.} = 0.1 \cdot f'_c, 0.2 \cdot f'_c$  i  $0.3 \cdot f'_c$ . Uticaj aksijalne sile u zidu na primarnu krivu  $M-k$  je značajan. Sa povećanjem aksijalne sile povećava se momenat tečenja i smanjuje duktilnost krivine za vrednosti aksijalne sile ispod balansne tačke. Povećanje aksijalne sile doprinosi povećanju momenta prsline i graničnog momenta nosivosti, a smanjenju kapaciteta deformabilnosti.



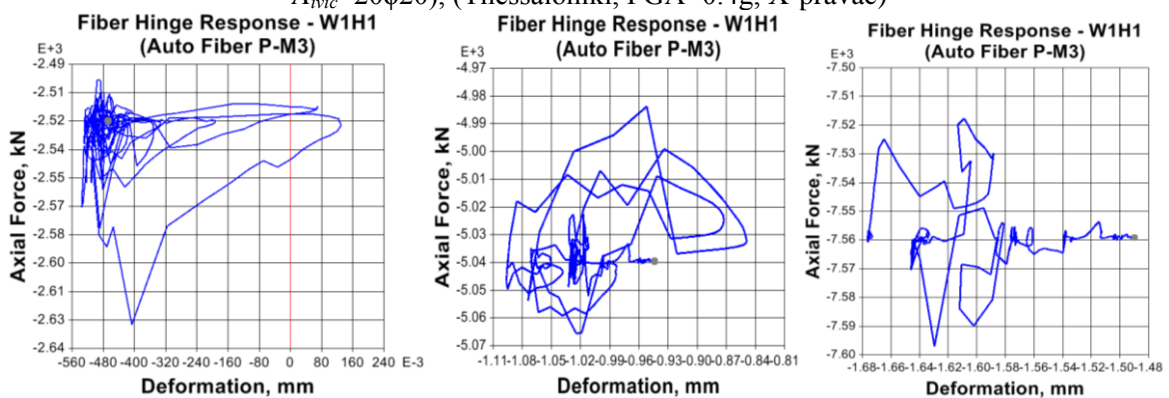
Slika: 8.114 Zavisnost  $M-\varphi$  zida ( $f_{c,grav.} = 0.1 \cdot f'_c, 0.2 \cdot f'_c$  i  $0.3 \cdot f'_c$ ), ( $h_w/l_w=4.52, t_w=20\text{cm}, A_{ivic}=20\phi20$ ), (El Centro, PGA=0.4g, X-pravac)



Slika: 8.115 Zavisnost  $N-d$  zida ( $f_{c,grav.} = 0.1 \cdot f'_c, 0.2 \cdot f'_c$  i  $0.3 \cdot f'_c$ ), ( $h_w/l_w=4.52, t_w=20\text{cm}, A_{ivic}=20\phi20$ ), (El Centro, PGA=0.4g, X-pravac)

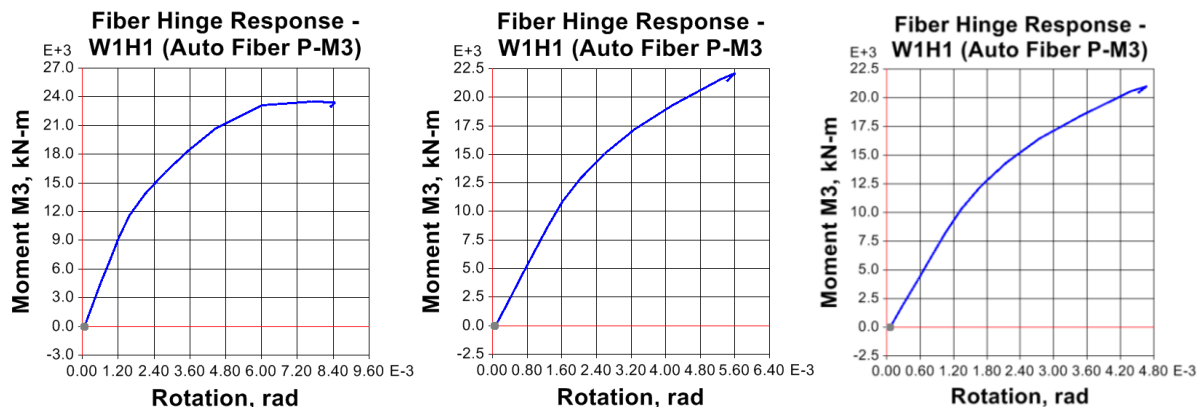


Slika: 8.116 Zavisnost  $M-\varphi$  zida ( $f_{c,grav.} = 0.1 \cdot f'_c, 0.2 \cdot f'_c$  i  $0.3 \cdot f'_c$ ), ( $h_w/l_w=4.52, t_w=20\text{cm}, A_{ivic}=20\phi20$ ), (Thessaloniki, PGA=0.4g, X-pravac)



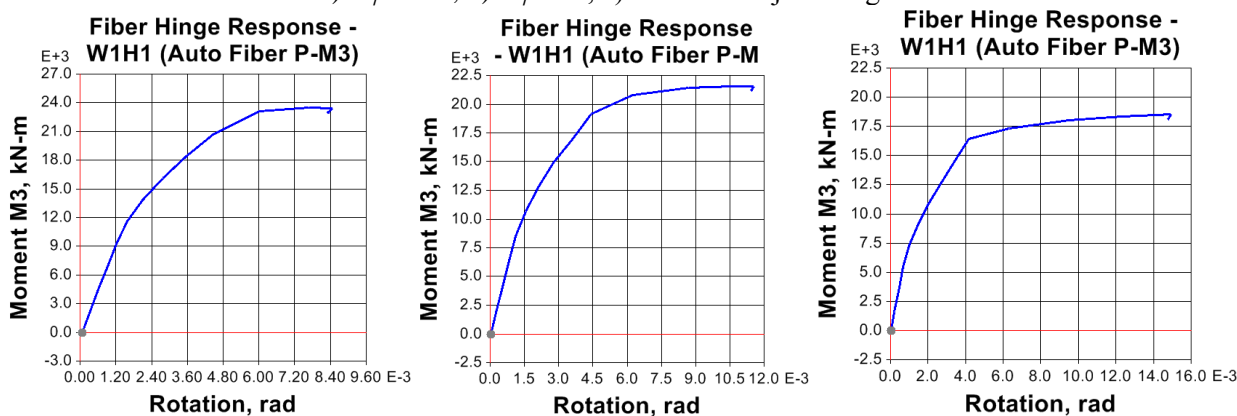
Slika: 8.117 Zavisnost  $N-d$  zida ( $f_{c,grav.} = 0.1 \cdot f'_c, 0.2 \cdot f'_c$  i  $0.3 \cdot f'_c$ ), ( $h_w/l_w=4.52, t_w=20\text{cm}, A_{ivic}=20\phi20$ ), (Thessaloniki, PGA=0.4g, X-pravac)

Potrebna duktilnost krivine preseka se ostvaruje povećanjem kapaciteta dilatacije pritiska u ivičnim zonama zida. Ovo se može ostvariti na dva načina: ograničenjem aksijalnog naprezanja i poprečnim utezanjem krajeva zida. Iz uslova ostvarenja duktilnog loma savijanjem tj. plastifikacijom zategnute vertikalne armature u zidovima razmatranih uzoraka zgrada SP2, vrednost normalizovane aksijalne sile je značajno manja od dozvoljenih  $\nu_d = 0.35$  prema (ACI 318-2014) i  $\nu_d = 0.4$  prema (EN 1992-1-1). Pri ovakvom stanju napona lom zida drobljnim betona nije moguć. Na slici 8.118 su date krive  $M-\varphi$  zida za različit nivo utegnutosti ivične zone.



Slika: 8.118 Zavisnost  $N-d$  zida ( $\nu_d = 0.3$ ,  $h_w/l_w=4.52$ ,  $t_w=20\text{cm}$ ,  $A_{ivic}=20\phi 20$ )

a)  $U\phi 10/10$ , b)  $U\phi 6/15$ , c) ivična zona je neutegnuta



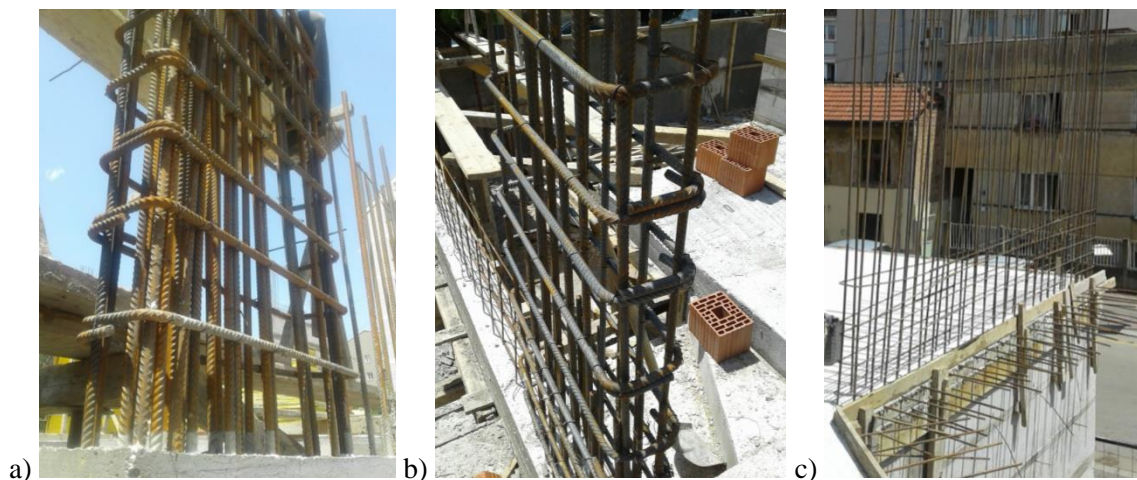
Slika: 8.119 Zavisnost  $N-d$  zida ( $h_w/l_w=4.52$ ,  $t_w=20\text{cm}$ ,  $A_{ivic}=20\phi 20$ ,  $U\phi 10/10$ )

a)  $\nu_d = 0.3$ , b)  $\nu_d = 0.2$ , c)  $\nu_d = 0.1$

Na osnovu rezultata analize numeričkih uzoraka zidova kod kojih je variran prečnik i rastojanje uzengija ivičnih zona u zoni plastičnog zgloba može se zaključiti da sa povećanjem stepena utegnutosti betona plastični zglob dostiže veći granični ugao rotacije, odnosno veću duktilnost krivine. Iako propisi za betonske konstrukcije zahtevaju posebnu poprečnu armaturu u ivičnim zonama zidova po celoj visini zida, to nije neophodno. Ova armatura odgovarajuće raspoređena je potrebna isključivo u zoni plastičnog zgloba, do visine koja je razmatrana u tački 8.2.1.

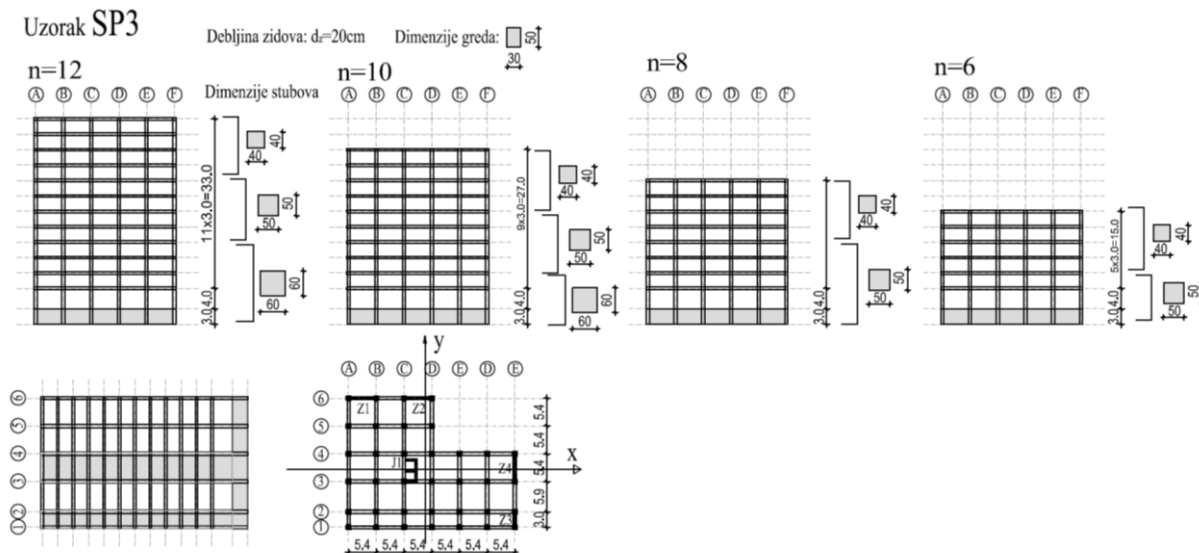
Efekat poprečnog utezanja ivičnih zona zida samo delimično može biti modelovan približnim modelom. Efekat poprečnog utezanja betona se ispoljava kod pravougaonih zidova male debljine, sa jako armiranim ivičnim zonama i velikom aksijalnom silom od gravitacionih dejstava. Ukoliko je ispunjen uslov ograničenja parametra aksijalnog opterećenja  $v_d$  lom zida drobljenjem betona je teško ostvariv. Verovatnoća loma zida izvijanjem vertikalne armature je veća. Modelovanje ovog fenomena zahteva primenu složenijih konstitutivnih relacija armaturnog čelika i primenu naprednijih modela AB zidova.

Primena adekvatnog poprečnog utezanja ivične zone zida i potpunog sidrenje horizontalne armature rebra zida u ivična ojačanja se podrazumevaju. Mada je u praksi čest slučaj da se pri oblikovanju detalja armature i izvođenju upravo na ovim mestima prave značajni propusti. Neki od najčešćih prousta su: obuhvatanje uzengijama samo krajnjih profila vertikalne armature, primene otvorenih uzengija bez preklopa po kraćoj strani, potpuni izostanak utezanja ivične zone AB zidova i dr. (slika 8.120).



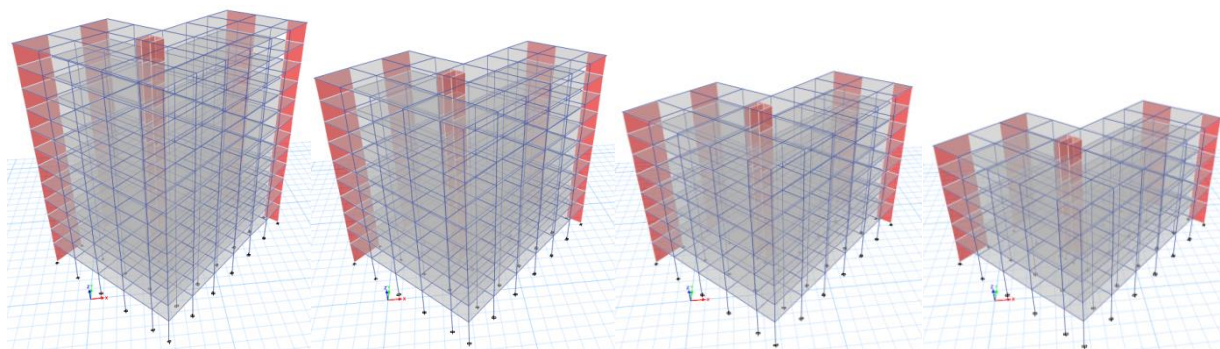
Slika: 8.120 a, b) neadekvatna primena otvorenih uzengija uz 100% nastavka vertikalne armature, b) potpuni izostanka grupisanja ivične armature i utezanja ivičnih zona zida

### 8.2.2.5 Uzorak SP 3



Slika: 8.121 Dispozicija uzorka SP3

Osnova uzorka SP3 je izabrana kao tipičan slučaj neregularnosti oblika zgrade u osnovi. Osnova je nepravilnog oblika sa izrazito asimetričnim rasporedom AB zidova. Ovakva dispozicija je posledica nepravilne koncepcije objekta, neadekvatnog pozicioniranja dilatacionih razdelnica i izostanka svođenja konstrukcije na jednostavne geometrijske forme (razmatrano u okviru tačke: 6.1.1). AB zidovi su skoncentrisani u bočnim delovima osnove kako bi se proučio efekat izostanka sadejstva zidova sa okvirima centralnog dela osnove.

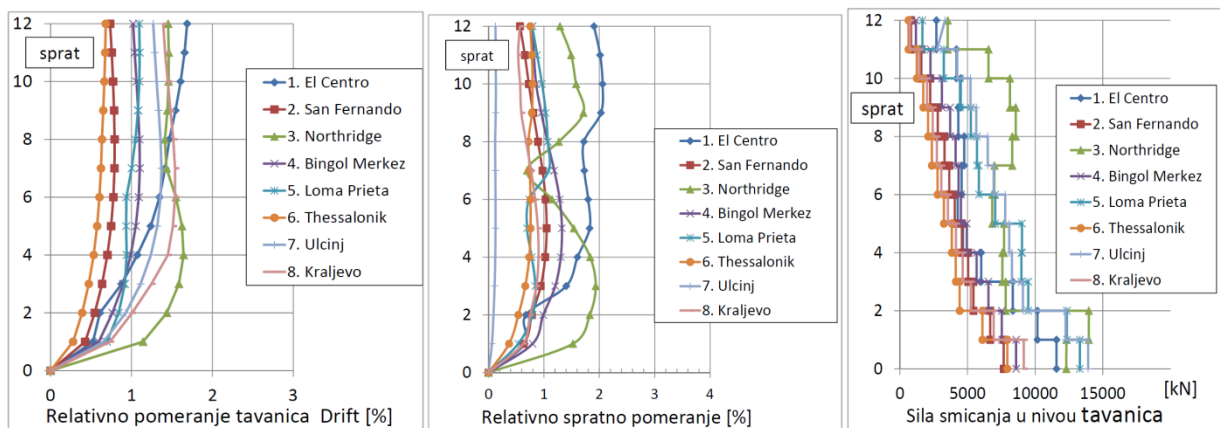


Slika: 8.122 3D izgled uzorka SP3

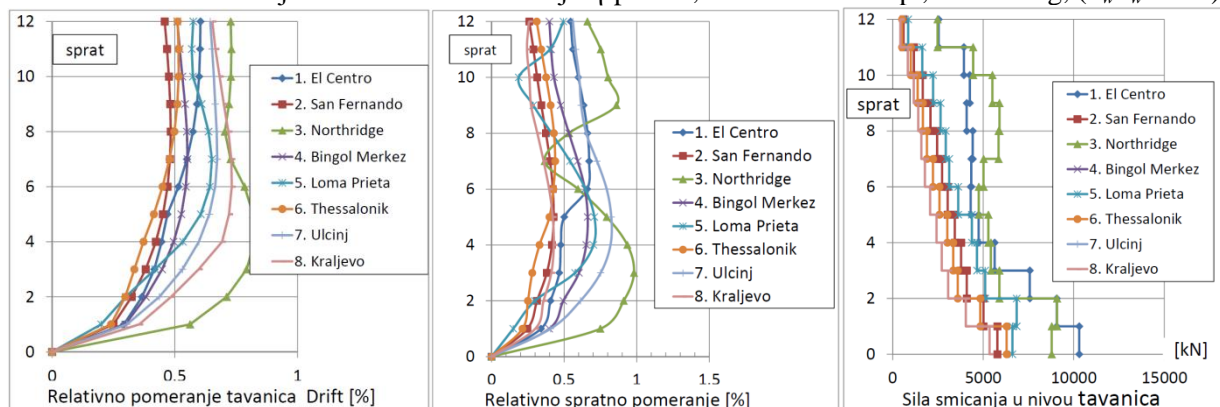
Tabela: 8.6 Pomeranje vrha uzorka upravno na pravac dejstva zemljotresa

		SLE	DBE	MCE
	Spr.	$v_{Sx} = k \cdot u_{Sx}$	$v_{Sx} = k \cdot u_{Sx}$	$v_{Sx} = k \cdot u_{Sx}$
	n=12	0.901	0.859	0.801
	n=10	0.889	0.804	0.871
	n=8	0.846	0.841	0.795
	n=6	0.822	0.839	0.701
	Spr.	$u_{Sy} = k \cdot v_{Sy}$	$u_{Sy} = k \cdot v_{Sy}$	$u_{Sy} = k \cdot v_{Sy}$
	n=12	0.919	0.911	0.903
	n=10	0.832	0.815	0.833
	n=8	0.751	0.713	0.704
	n=6	0.712	0.722	0.692

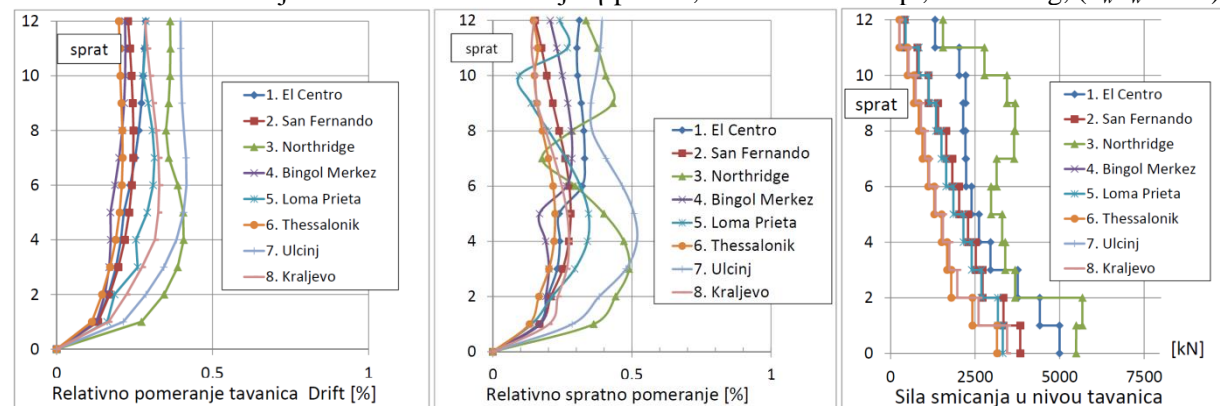




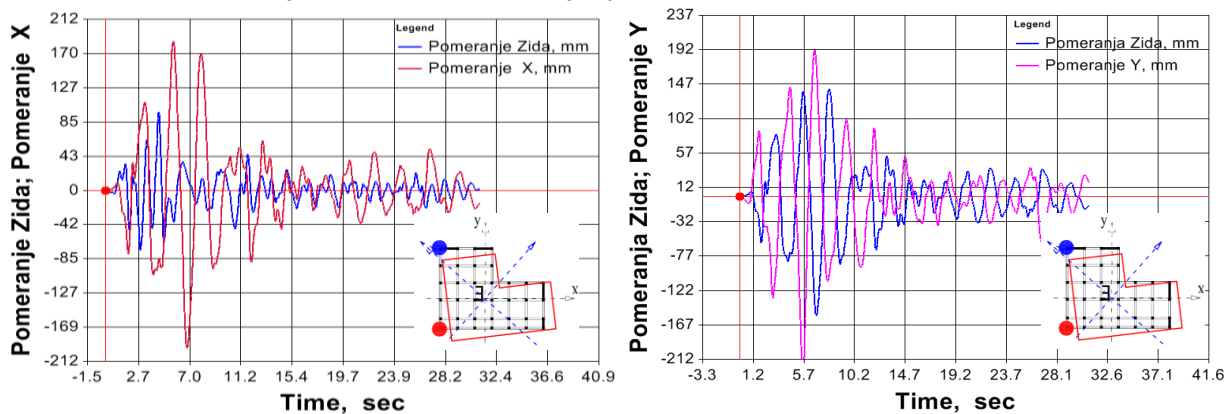
Slika: 8.123 Pomeranja tavanica i sile smicanja η-pravac, uzorak SP3-12 sp., PGA=0.4g, ( $h_w/l_w=6.85$ )



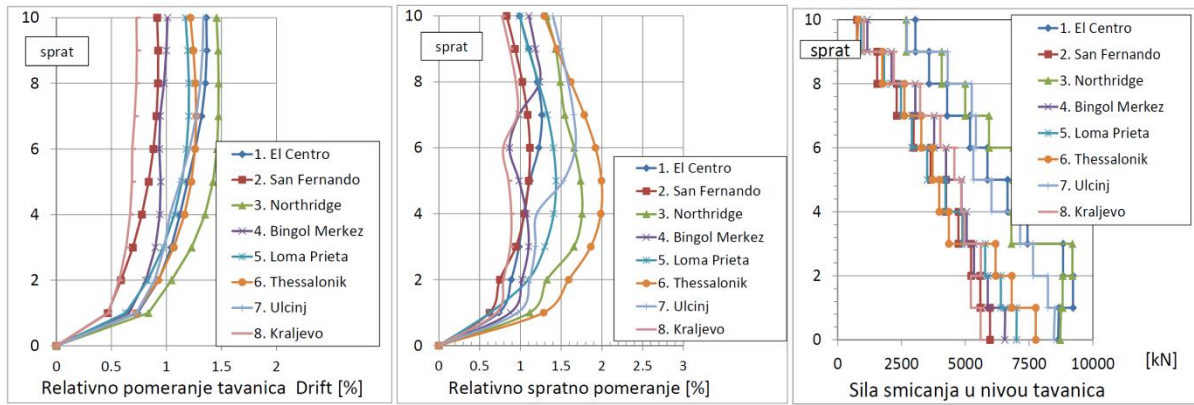
Slika: 8.124 Pomeranja tavanica i sile smicanja η-pravac, uzorak SP3-12 sp., PGA=0.2g, ( $h_w/l_w=6.85$ )



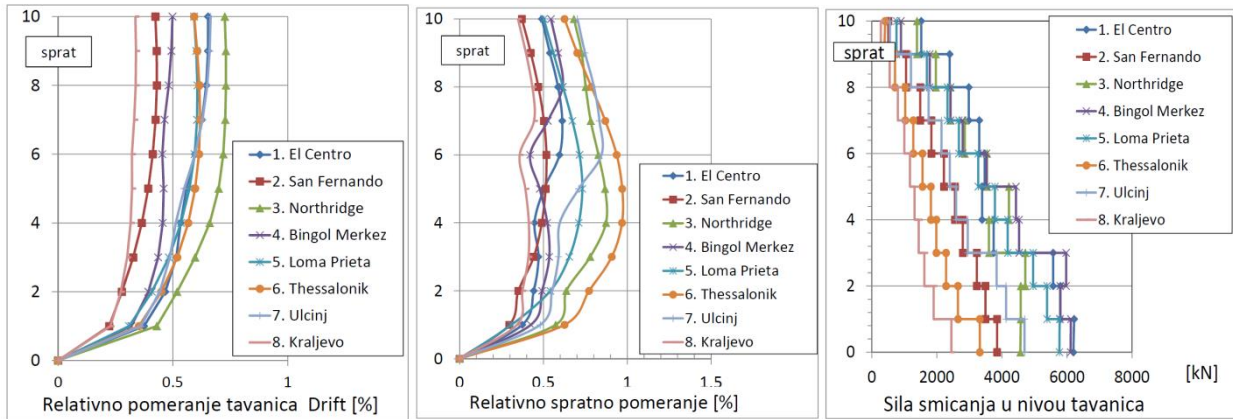
Slika: 8.125 Pomeranja tavanica i sile smicanja η-pravac, uzorak SP3-12 sp., PGA=0.1g, ( $h_w/l_w=6.85$ )



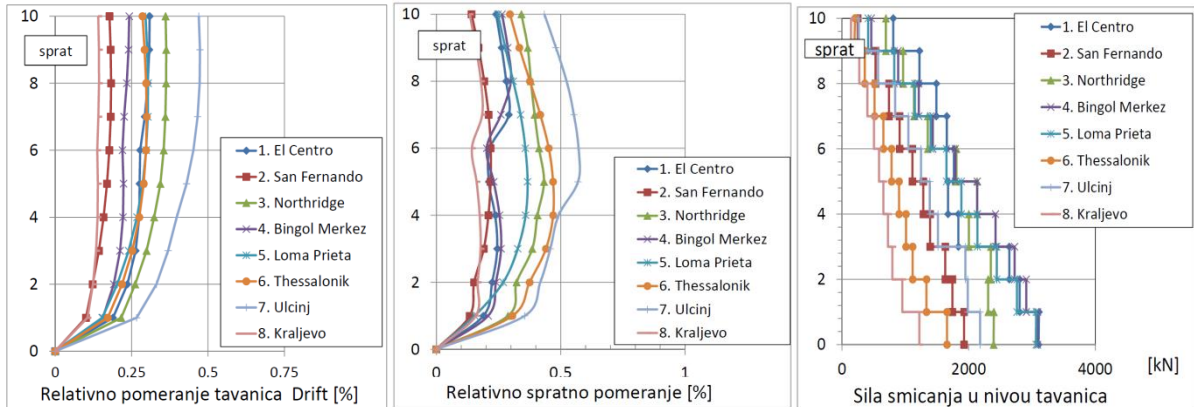
Slika: 8.126 Uzorak SP3-12 sp., vremenski tok komponenti pomeranja i ubrzanja vrha, ( $h_w/l_w=6.85$ ), (El Centro, PGA=0.2g, ξ-pravac)



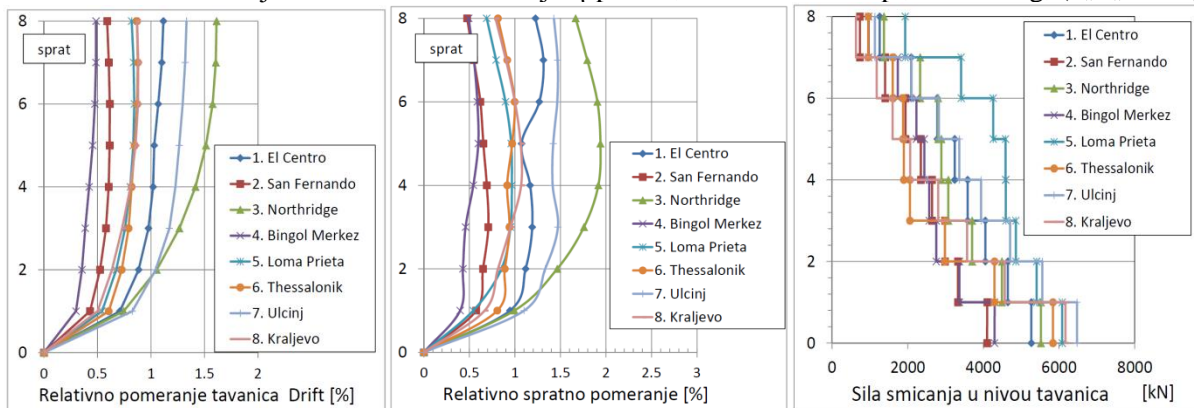
Slika: 8.127 Pomeranja tavanica i sile smicanja  $\eta$ -pravac, uzorak SP3-10 sp., PGA=0.4g, ( $h_w/l_w=6.85$ )



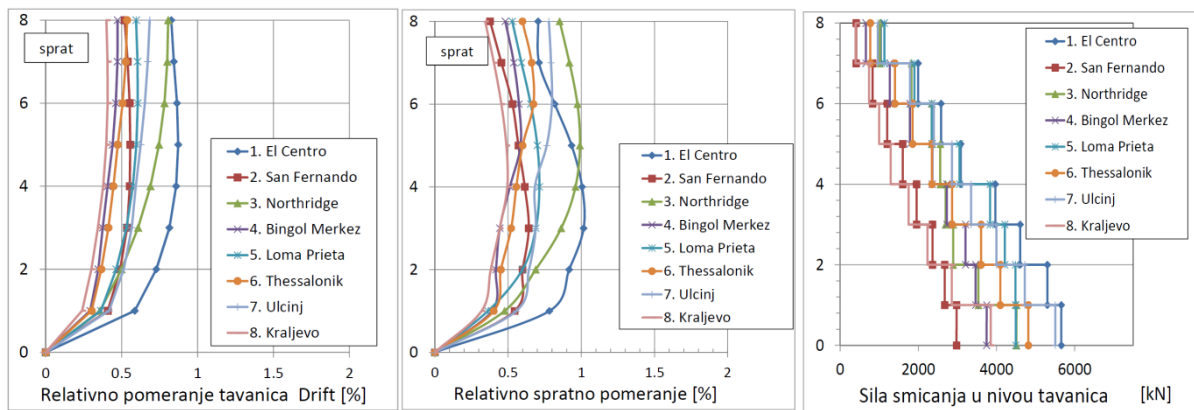
Slika: 8.128 Pomeranja tavanica i sile smicanja  $\eta$ -pravac, uzorak SP3-10 sp., PGA=0.2g, ( $h_w/l_w=6.85$ )



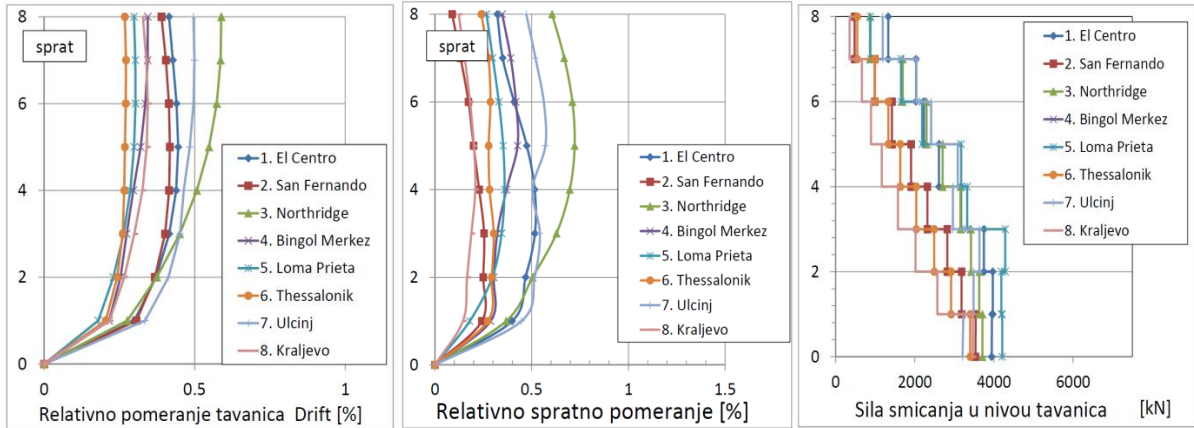
Slika: 8.129 Pomeranja tavanica i sile smicanja  $\eta$ -pravac, uzorak SP3-10 sp., PGA=0.1g, ( $h_w/l_w=6.85$ )



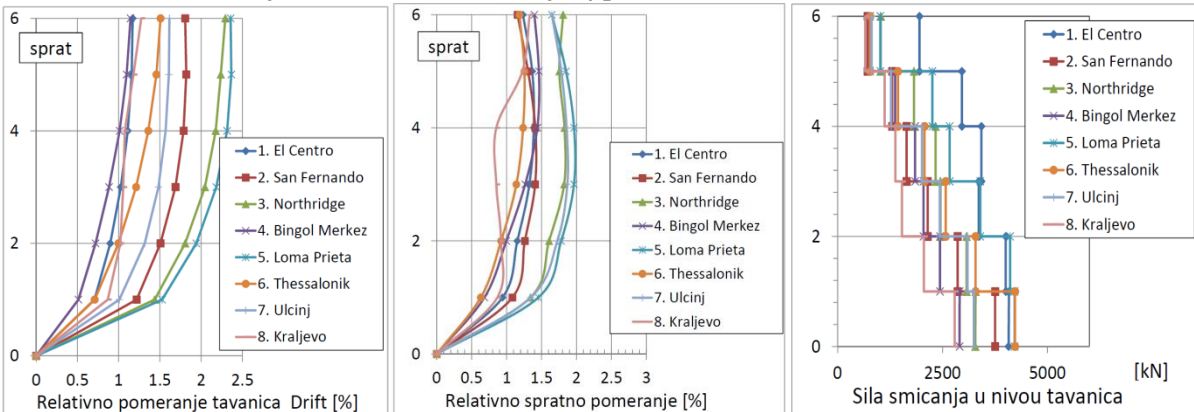
Slika: 8.130 Pomeranja tavanica i sile smicanja  $\eta$ -pravac, uzorak SP3-8 sp., PGA=0.4g, ( $h_w/l_w=6.85$ )



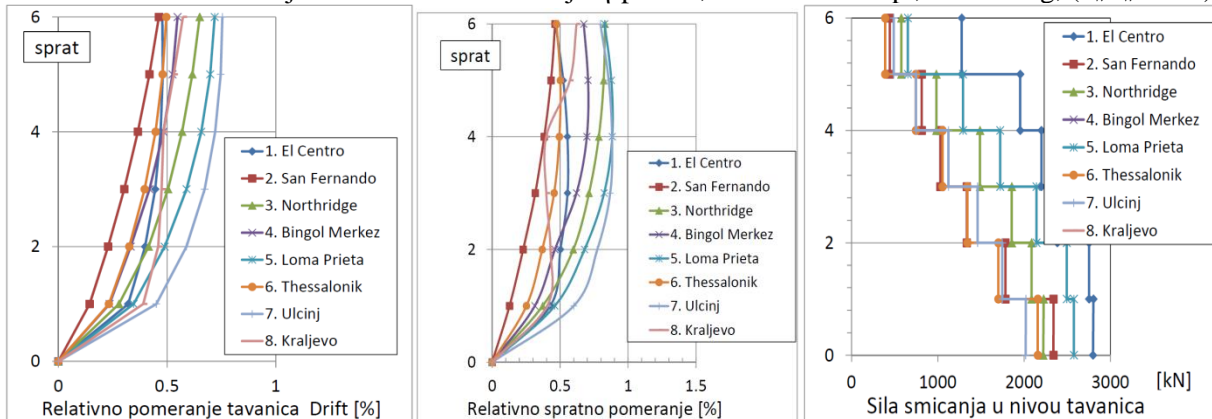
Slika: 8.131 Pomeranja tavanica i sile smicanja  $\eta$ -pravac, uzorak SP3-8 sp., PGA=0.2g, ( $h_w/l_w=6.85$ )



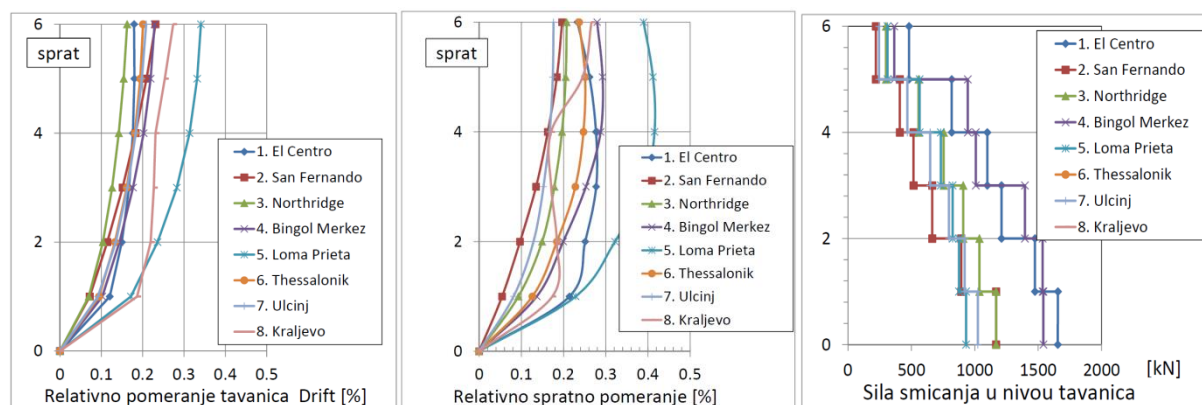
Slika: 8.132 Pomeranja tavanica i sile smicanja  $\eta$ -pravac, uzorak SP3-8 sp., PGA=0.1g, ( $h_w/l_w=6.85$ )



Slika: 8.133 Pomeranja tavanica i sile smicanja  $\eta$ -pravac, uzorak SP3-6 sp., PGA=0.4g, ( $h_w/l_w=6.85$ )



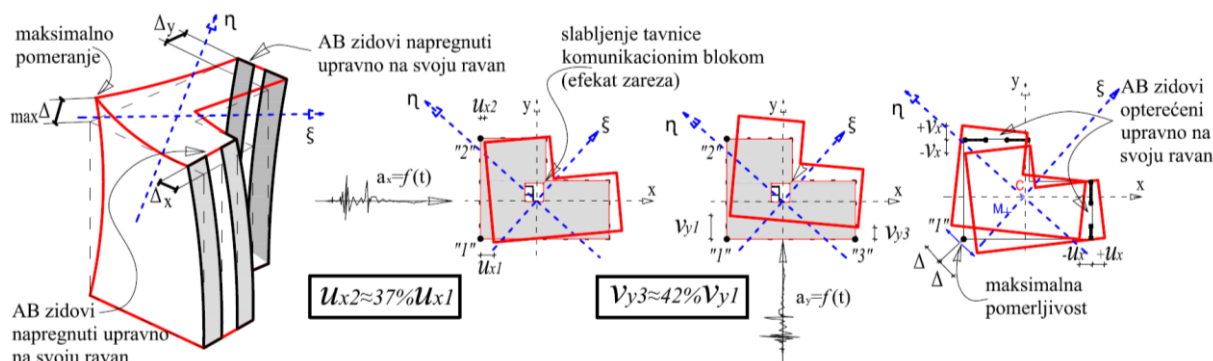
Slika: 8.134 Pomeranja tavanica i sile smicanja  $\eta$ -pravac, uzorak SP3-6 sp., PGA=0.2g, ( $h_w/l_w=6.85$ )



Slika: 8.135 Pomeranja tavanica i sile smicanja  $\eta$ -pravac, uzorak SP3-6 sp., PGA=0.1g, ( $h_w/l_w=6.85$ )

Uzorci SP3 i pored značajne krutosti AB zidova nemaju mogućnost njihovog punog angažovanja na ograničenju bočnog pomeranja pri seizmičkom dejstvu. AB zidovi su skoncentrisani u bočnim delovima osnove tako da izostaje sadejstvo zidova i okvira centralnog dela osnove. Posledica je značajna razlika u pomeranjima tačaka krajeva tavanice i izraženi torzioni efekat pri horizontalnom pomeranju zgrade. Uticaj AB zidova na pomerljivost centralnog dela osnove je zanemarljiv. U ovakvoj konfiguraciji osnove i rasporedu AB zidova izostaje međusobno sadejstvo zidova upravnog pravca na ograničenju pomerljivosti. Pomeranja upravna na ravan AB zidova su velika, što zahteva uključenje P- $\Delta$  efekta u analizu sistema. Uzorci SP3 poseduju veliku statičku neodređenost sistema sa nepovoljnom sekventnošću pojave plastičnih zglobova. Nakon loma krajnjih AB zidova mogućnosti unutrašnjih okvira da prihvate horizontalna dejstva uz prohvrtljiv nivo relativnog međuspratnog pomeranja su ograničena.

U ovakvoj konfiguraciji osnove uticaj fleksibilnosti tavanica na preraspodelu horizontalnih dejstava je značajna. U cilju racionalizacije NDA modelom nije obuhvaćena deformabilnost tavanica kao i dodatno slabljenje tavanice komunikacionim koridorom koji je pozicioniran na najnepovoljnijem mestu.

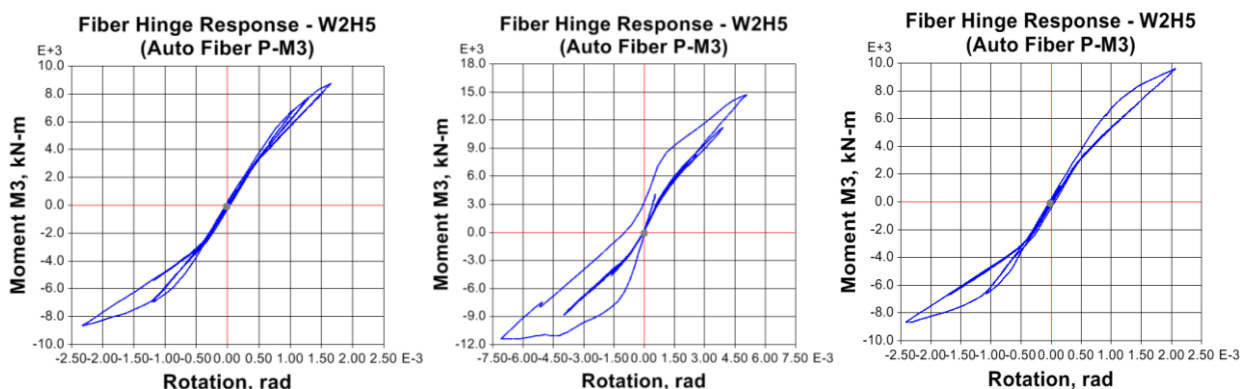


Slika: 8.136 Globalno ponašanje uzoraka SP3

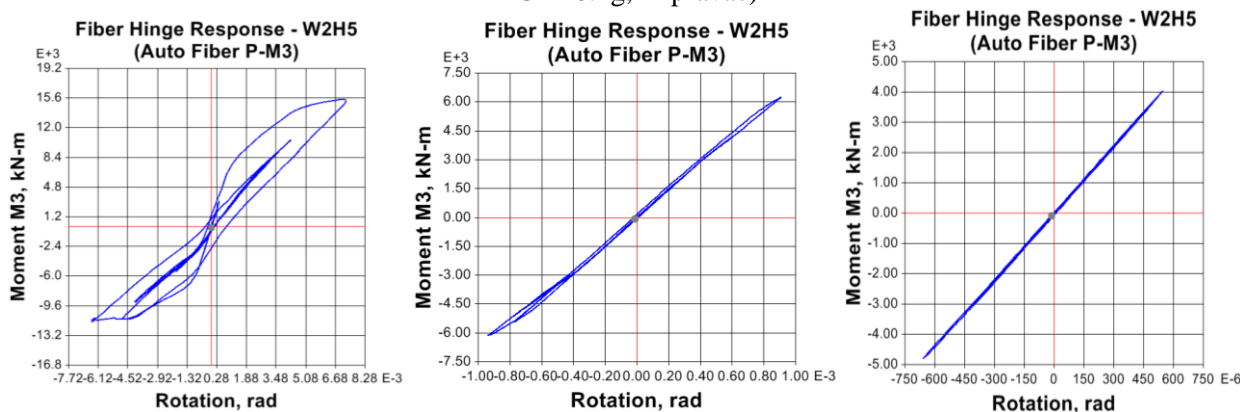
Analizom rezultata NDA i razmatranjem relativnog spratnog pomeranja tačaka centralnog dela osnove može se zaključiti da će zgrada pretrpeti značajna oštećenja krutih zidova ispunе već pri SLE nivou seizmičkog dejstva. U zavisnosti od spratnosti uzoraka ISDR dostiže vrednost 4.2

do 7.1 puta veću od dozvoljenih za IO (S-1). Analiza nesumnjivo potvrđuje izrazitu prednost sažetih osnova u odnosu na razučene i neophodnost ispravnog pozicioniranja aseizmičkih razdelnica tj. deljenje osnove na dinamički nezavisne celine.

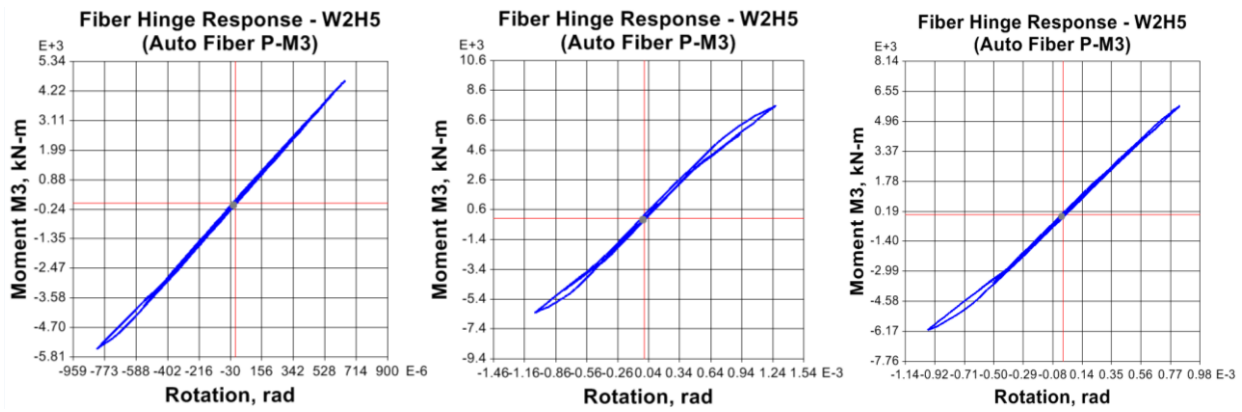
U opštem slučaju mogućnost preraspodele horizontalnih uticaja između zidova i okvira obezbeđuje zadovoljavajuću ukupnu duktilnost konstrukcije. Duktilno ponašanje plastičnog zgloba u osnovi AB zidova je bitno za ukupnu duktilnost ponašanje sistema. U uzorcima SP3 AB zidovi ostvaruju poželjno histerezisno ponašanje ali sa ograničenim uticajem na globalno ponašanje sistema. Pri nivou SLE ponašanje AB zidova se može smatrati linearno elastičnim bez značajnije plastifikacije. Pri DBE i značajnijim plastičnim ekskurzijama histerezisno ponašanje je stabilno sa pravilnim petljama. Na slikama 8.137 do 8.140 prikazane su histerezisne zavisnosti  $M-\varphi$  zida uzorka SP3-12sp. ( $h_w/l_w=6.85$ ) za DBE i SLE.



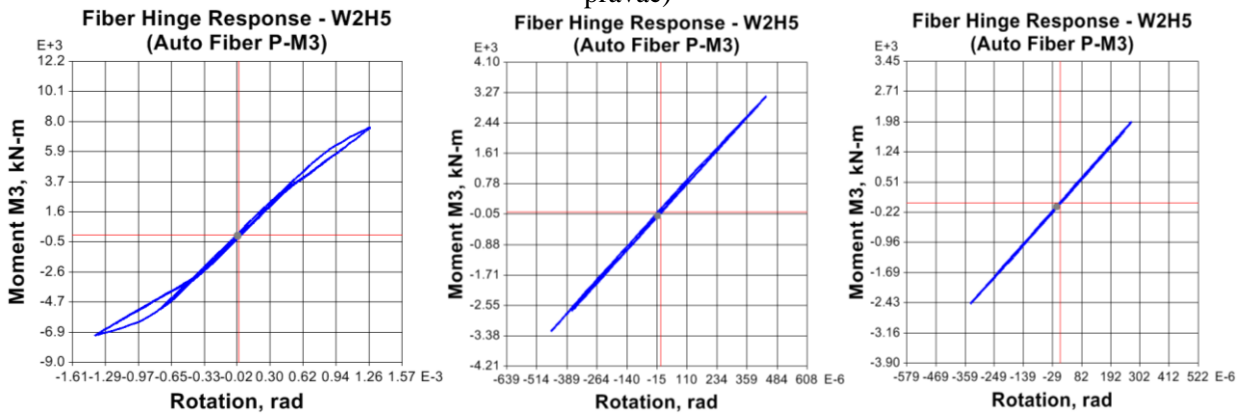
Slika: 8.137 Uzorak SP2-12 sp., zavisnost  $M-\varphi$  zida ( $h_w/l_w=6.85$ ), (El Centro, Northridge, Loma Prieta, PGA=0.2g, X-pravac)



Slika: 8.138 Uzorak SP2-12 sp., zavisnost  $M-\varphi$  zida ( $h_w/l_w=6.85$ ), (Ulcinj Albatros, Bingol Markez, Thessalonik, PGA=0.2g, X-pravac)

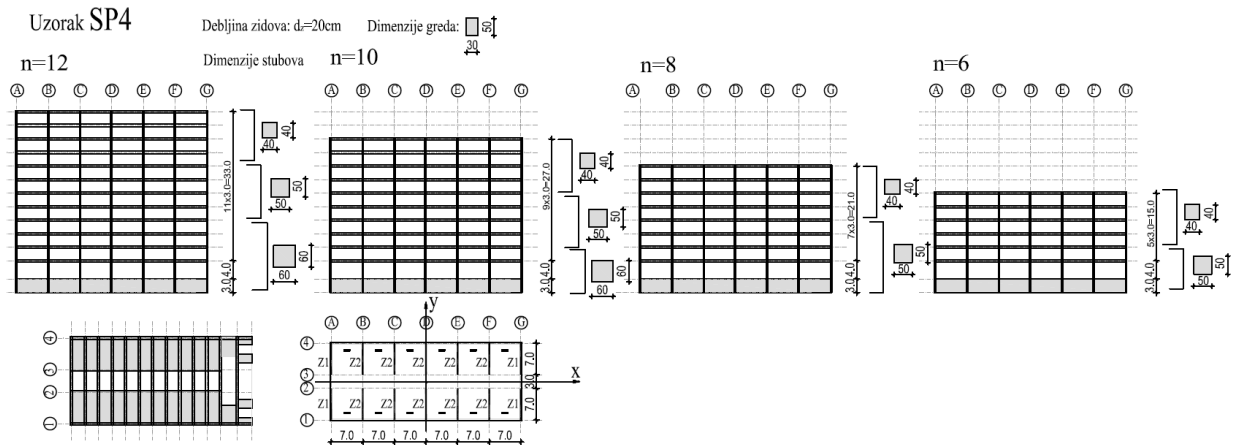


Slika: 8.139 Zavisnost  $M-\varphi$  zida ( $h_w/l_w=6.85$ ), (El Centro, Northridge, Loma Prieta, PGA=0.1g, X-pravac)

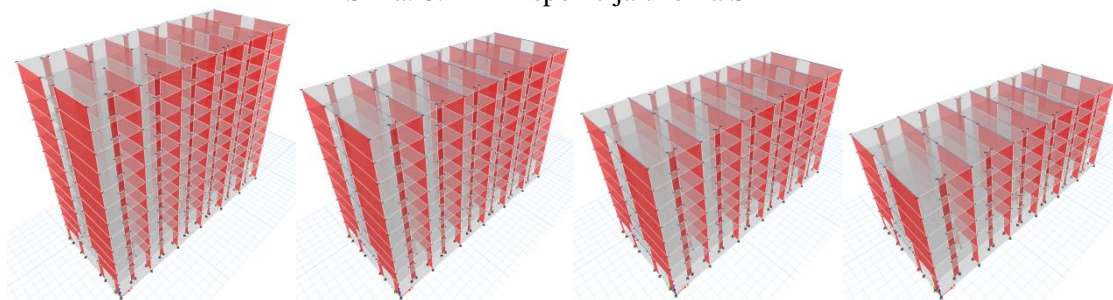


Slika: 8.140 Zavisnost  $M-\varphi$  zida ( $h_w/l_w=8.8$ ), (Ulcinj Albatros, , Bingol Markez, Thessalonik, PGA=0.1g, X-pravac)

### 8.2.2.6 Uzorak SP 4



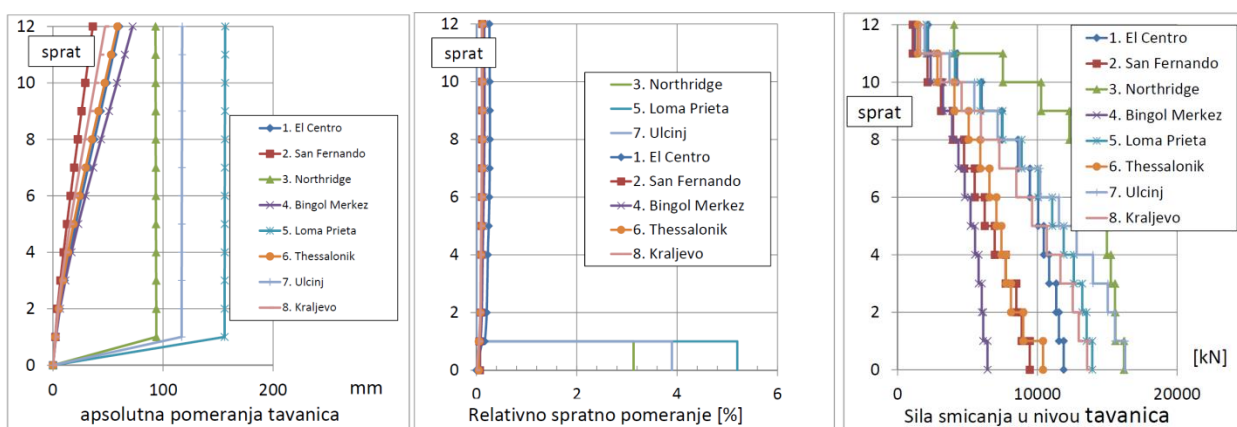
Slika: 8.141 Dispozicija uzorka SP4



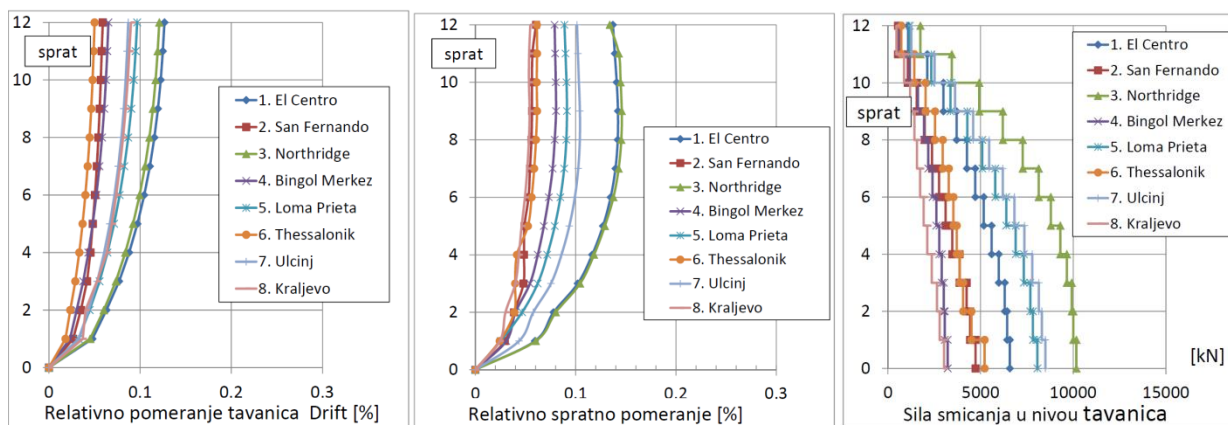
Slika: 8.142 3D izgled uzorka SP4

U ovom delu istraživanja analiziran je uticaj naglog slabljenja AB zidova na globalno ponašanje višespratnih zgrada u dualnom sistemu, izloženih dejstvu jakih zemljotresa. Loše ponašanje zgrada sa fleksibilnim spratom u toku jakih zemljotresa je dobro poznato. U skladu sa opštim principima konceptualnog projektovanja seizmički otpornih zgrada ovakva koncepcija konstrukcije se izbegava u zonama visoke seizmičnosti. Uzorak SP4 je izabran kao zgrada sa tipičnom vertikalnom neregularnošću AB zidova. Neregularnost se ogleda u različitoj distribuciji spratne nosivosti i krutosti po visini zgrade. Usled naglog smanjenja krutosti kod ovakvih konstrukcija izražen je efekat koncentracije naprezanja najčešće u nivou prizemlja. Karakteristično slabljenje AB zidova je otvorima u prizemlju za potrebe poslovnog prostora, komunikacija, parkiranja i dr. AB zidovi sa velikim otvorom u zoni plastifikacije su veoma podložni teškim oštećenjima. U poslednjim zemljotresima u Čileu registrovano je oštećenje velikog broja konstrukcija sa tzv. fleksibilnim spratom i/ili vertikalnom neregularnošću AB zidova. Detaljna razmatranja uticaja vertikalne neregularnosti i otvora u AB zidovima na nastanak oštećenja i mehanizme loma zidova za vreme zemljotresa u Čileu 2010. godine prezentovana su u izveštaju (NIST GCR 14-917-25).

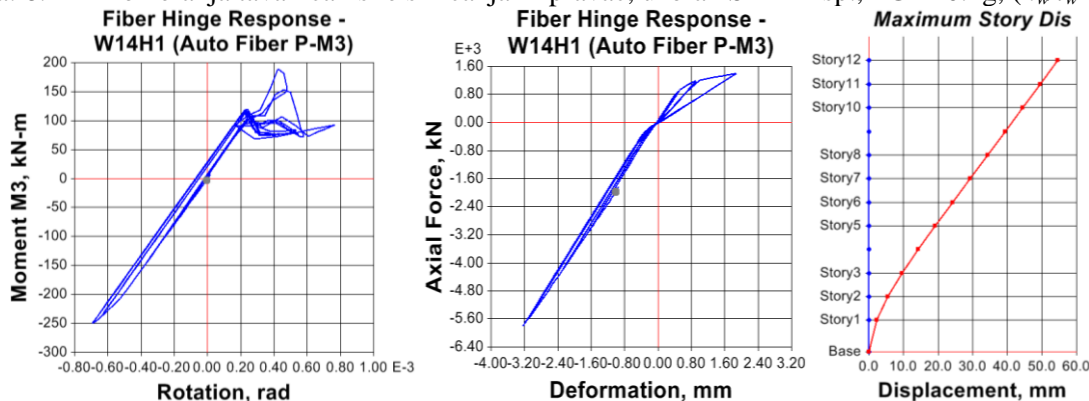
Efekti nagle promene nosivosti i krutosti AB zidova analizirani su na osnovu uporedne analize seizmičkih zahteva koji su dobijeni za regulatnu i neregularnu konstrukciju. Seizmički odgovor konstrukcija je određen primenom NDA. Relativno pomeranje između susednih tavanica je najbolji pokazatelj seizmičkih performansi zgrada. Zbog toga je procena uticaja vertikalne neregularnosti AB zidova na ponašanje konstrukcije realizovana preko relativnog spratnog pomeranja.



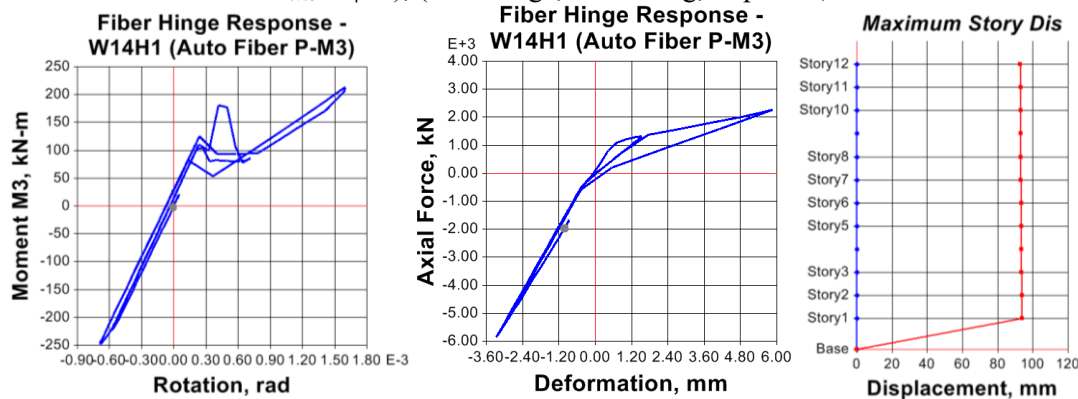
Slika: 8.143 Pomeranja tavanica i sile smicanja Y-pravac, uzorak SP4-12 sp., PGA=0.2g, ( $h_w/l_w=5.28$ )



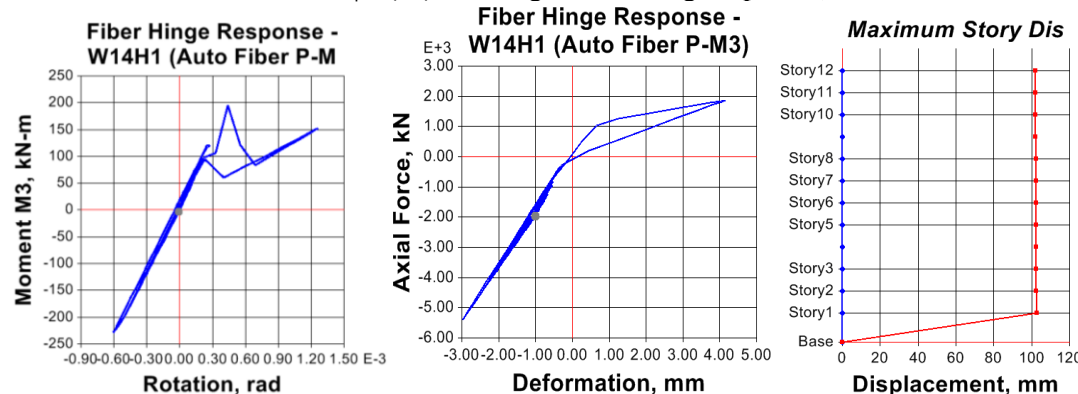
Slika: 8.144 Pomeranja tavanica i sile smicanja Y-pravac, uzorak SP4-12 sp., PGA=0.1g, ( $h_w/l_w=5.28$ )



Slika: 8.145 Zavisnost  $M-\phi$  i  $N-d$  zida fleksibilnog prizemlja, globalno pomeranje, ( $l_w=1.5m$ ,  $t_w=20cm$ ,  $A_{ivic}=8\phi20$ ), (Northridge, PGA=0.2g, Y-pravac)

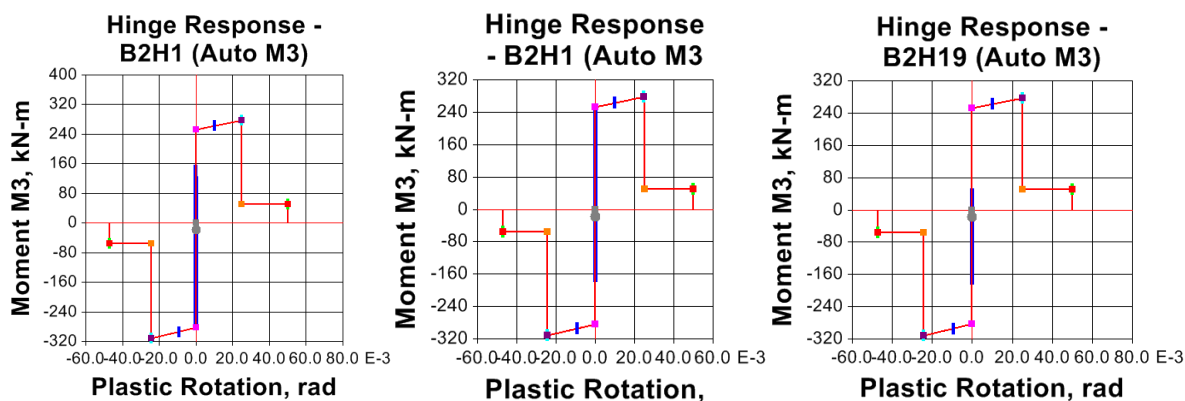


Slika: 8.146 Zavisnost  $M-\phi$  i  $N-d$  zida fleksibilnog prizemlja, globalno pomeranje, ( $l_w=1.5m$ ,  $t_w=20cm$ ,  $A_{ivic}=8\phi20$ ), (Northridge, PGA=0.2g, Y-pravac)



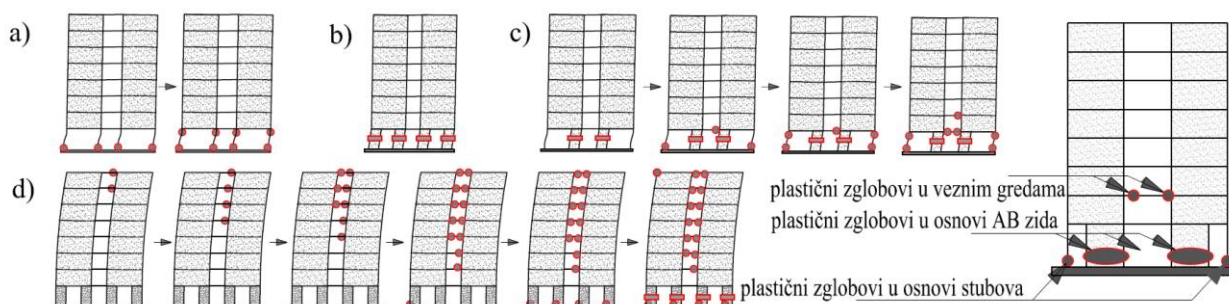
Slika: 8.147 Zavisnost  $M-\phi$  i  $N-d$  zida fleksibilnog prizemlja, globalno pomeranje, ( $l_w=1.5m$ ,  $t_w=20cm$ ,  $A_{ivic}=8\phi20$ ), (Loma Prieta, PGA=0.2g, Y-pravac)





Slika: 8.148 Zavisnost  $M-\phi$  plastičnih zglobova veznih greda (uzorak SP4-12 sp.,  $a/d=5$ ,  $h_w/l_w=5.28$ , (Y-pravac, El Centro, Northridge i Loma Prieta, PGA=0.4g,)

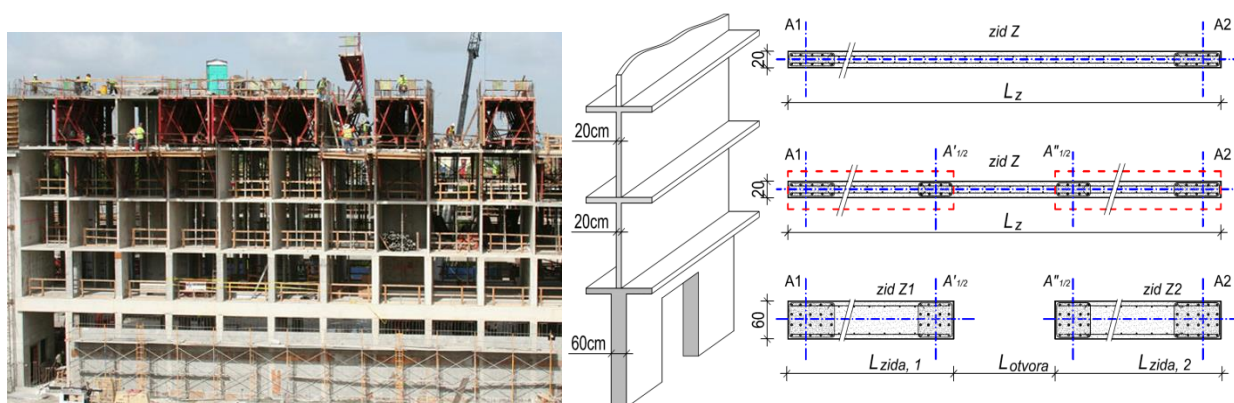
Na osnovu rezultata analize može se zaključiti da kod AB zidova sa velikim centralnim otvorom u zoni plastifikacije dolazi do formiranja plastičnih zglobova u stubovima prizemlja što dovodi do formiranja bočnog mehanizma (slika 8.143 i 8.149-a). Bočni mehanizam prizemlja može nastati i smicanjem zidova (slika 8.149-b). Kod uzorka SP4-12sp. bočni mehanizam i opšti lom konstrukcije se javlja već pri nivou seizmičkog dejstva DBE. Formiranje nepoželjnog bočnog mehanizma sa plastičnim zglobovima u stubovima (preostalim delovima oslabljenog zida) je posledica nepovoljnih geometrijskih odnosa i redukovane nosivosti zida na smicanje. Na slici 8.148 je prikazano ponašanje plastičnih zglobova veznih greda. Angažovanje veznih greda nije ostvareno u punom kapacitetu. Povezivanje zidova u ovakvoj konfiguraciji otvora ima isključivo negativne posledice na ponašanje ukupnog sistema. Povezivanjem zidova se značajno povećava krutost konstrukcije iznad fleksibilnog prizemlja i time gubi svaka mogućnost disipacije energije u gornjem delu konstrukcije. Tada su zidovi prizemlja predisponirani na krti lom smicanjem. Na slici 8.149-d je prikazan povoljan mehanizam loma za zidove sa vertikalnom neregularnošću u prizemlju i adekvatnim konstruisanjem i oblikovanjem detalja na mestu slabljenja.



Slika: 8.149 Redosled i raspored pojave plastičnih zglobova u veznim gredama

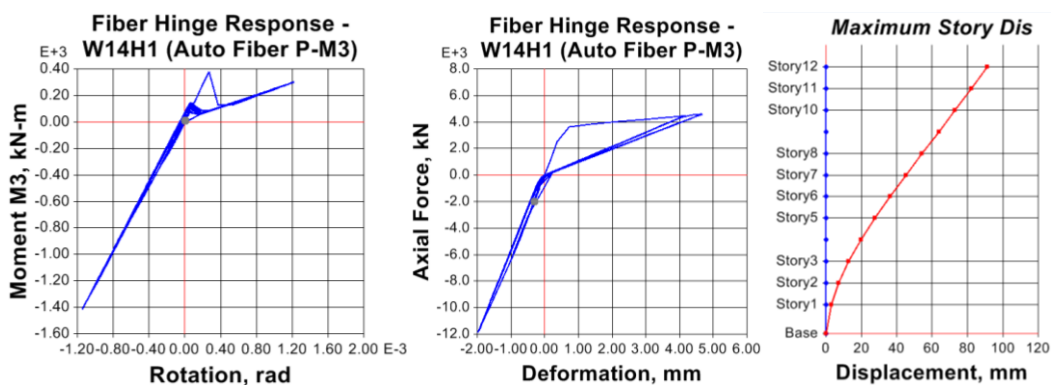
Redukovana nosivost na smicanje i nepovoljan odnos momenta plastičnosti zida i stubova prizemlja zahtevaju značajno ojačanje preostalih delova zida sa strane velikog centralnog otvora. Postoje primeri uspešno izvedenih konstrukcija sa oslabljenim zidovima u prizemlju ali takva

rešenja zahtevaju značajno povećanje debljine preostalih delova zida koja često mogu biti arhitektonski neprihvatljiva (slika: 8.150).

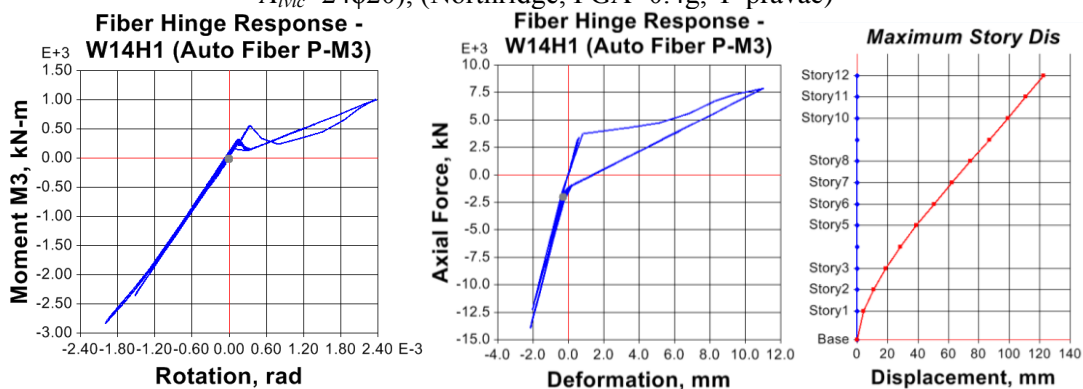


Slika: 8.150 Primer ojačanja fleksibilnog sprata zgrade u panelnom sistemu za vertikalnom neregularnošću AB zidova, (fotografija: MESA IMALAT, Ankara)

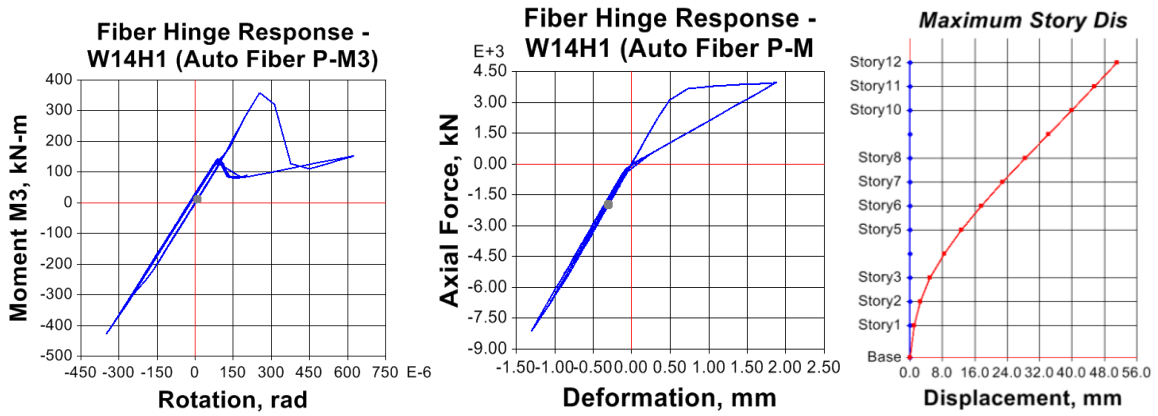
Na slikama 8.151 do 8.156 prikazani su rezultati analize uzorka SP4-12sp. za nivo seizmičkog dejstva MCE. Iz uslova ograničenja smičućeg napona u zidu na  $0.5\sqrt{f'_c}$  debljina zidova je povećana na  $t_w=60\text{cm}$ . Ivična armatura zidova prizemlja je povećana sa početnih  $8\phi 20$  dobijenih ESM na  $24\phi 20$  potrebnih prema NDA za nivo MCE. Ponašanje konstrukcije nakon ojačanja fleksibilne etaže je znatno povoljnije. Bočni mehanizam prizemlja je predupređen, a moguće je delimično ostvariti koncept programiranog ponašanja kao na slici 8.149-d.



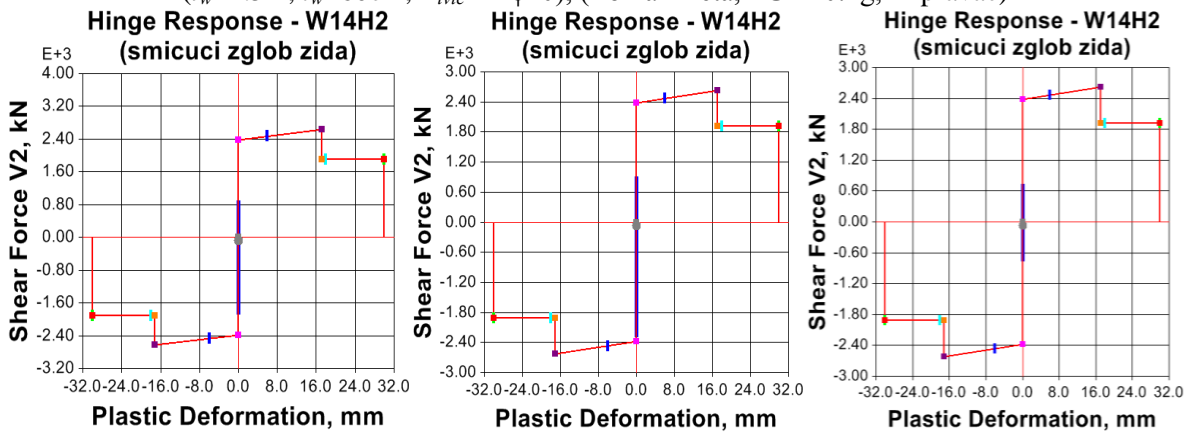
Slika: 8.151 Zavisnost  $M-\varphi$  i  $N-d$  zida fleksibilnog prizemlja, globalno pomeranje, ( $l_w=1.5\text{m}$ ,  $t_w=60\text{cm}$ ,  $A_{ivić}=24\phi 20$ ), (Northridge, PGA=0.4g, Y-pravac)



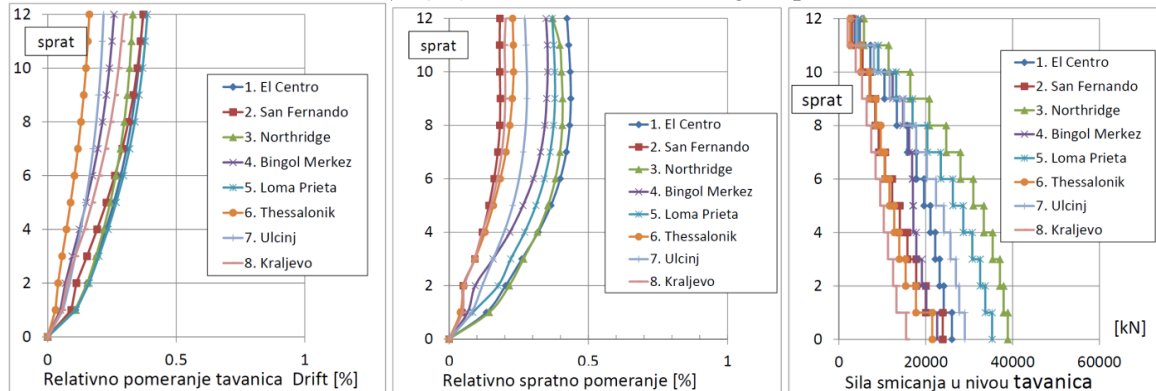
Slika: 8.152 Zavisnost  $M-\varphi$  i  $N-d$  zida fleksibilnog prizemlja, globalno pomeranje, ( $l_w=1.5\text{m}$ ,  $t_w=60\text{cm}$ ,  $A_{ivić}=24\phi 20$ ), (Northridge, PGA=0.4g, Y-pravac)



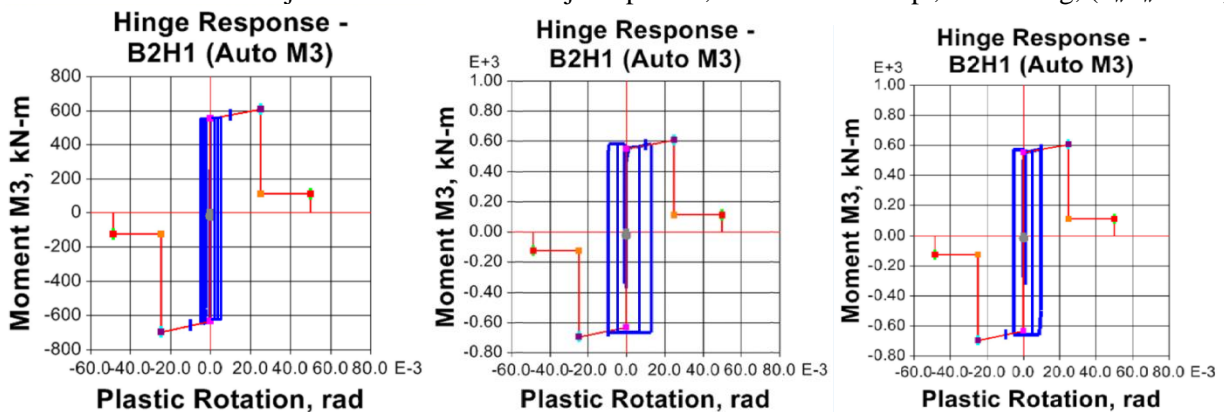
Slika: 8.153 Zavisnost  $M-\varphi$  i  $N-d$  zida nakon ojačanja fleksibilnog prizemlja, globalno pomeranje, ( $l_w=1.5m$ ,  $t_w=60cm$ ,  $A_{ivic}=24\phi 20$ ), (Loma Prieta, PGA=0.4g, Y-pravac)



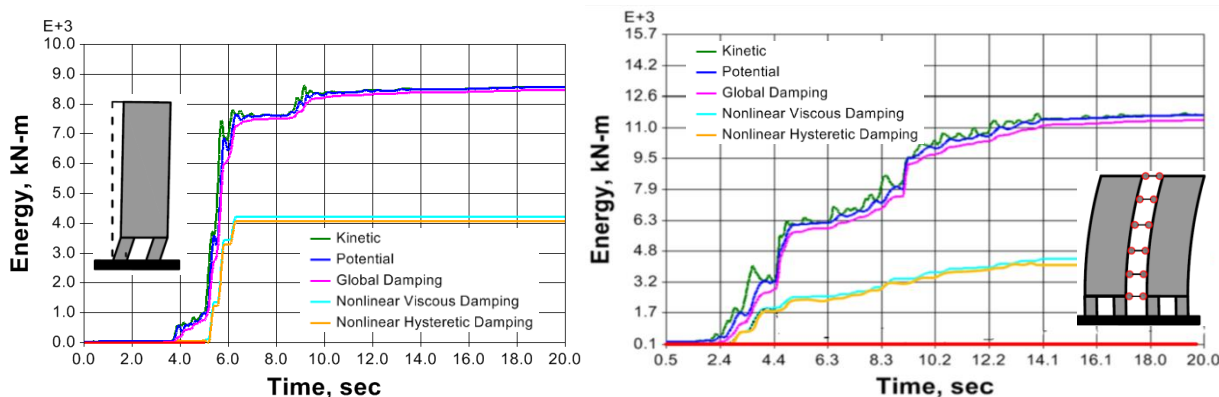
Slika: 8.154 Ponašanje smičućeg zgloba zida nakon ojačanja fleksibilnog prizemlja, ( $l_w=1.5m$ ,  $t_w=60cm$ ,  $A_{ivic}=24\phi 20$ ), (Loma Prieta, PGA=0.4g, Y-pravac)



Slika: 8.155 Pomeranja tavanica i sile smicanja Y-pravac, uzorak SP4-12 sp., PGA=0.4g, ( $h_w/l_w=5.28$ )

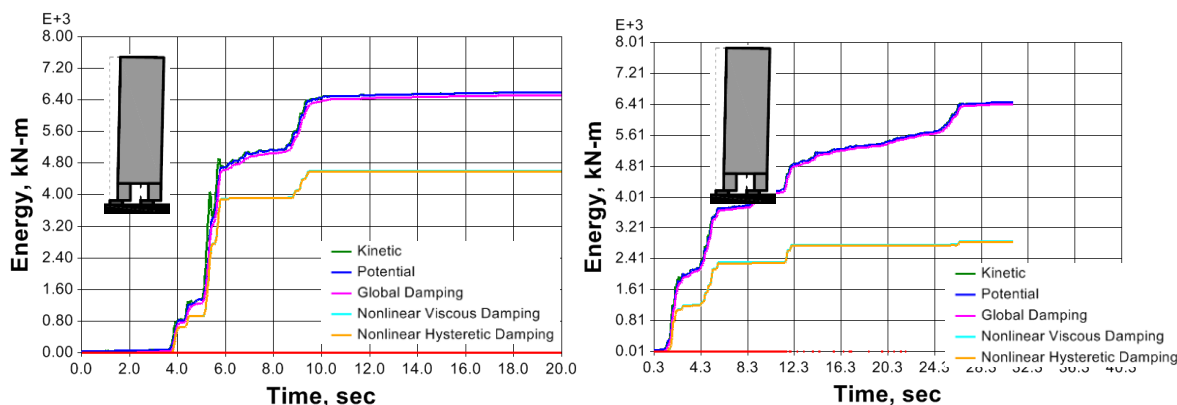


Slika: 8.156 Zavisnost  $M-\varphi$  plastičnih zglobova veznih greda (uzorak SP4-12 sp.,  $a/d=3$ ,  $h_w/l_w=5.28$ , (Y-pravac, El Centro, Northridge i Loma Prieta, PGA=0.4g,))

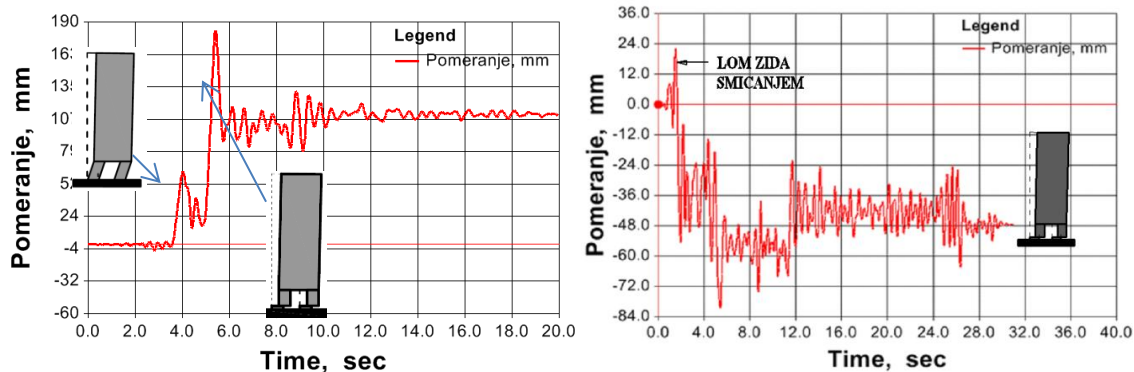


Slika: 8.157 Uzorak SP4-12 sp, vremenski tok energije, a) lom bočnim mehanizmom prizemlja, b) lom programiranim ponašanjem, ( $h_w/l_w = 5.28$ ,  $a/d=3$ ), (Northridge, PGA=0.4g, Y-pravac)

Na slici 8.157 prikazan je vremenski tok energije za dva različita mehanizma loma zida pri istom zapisu Northridge PGA=0.4. U prvom slučaju lom nastaje formiranjem plastičnih zglobova u stubovima prizemlja. Nakon trenutka  $t=5.2\text{sec}$  dolazi do sukcesivne pojave plastičnih zglobova u veoma kratkom intervalu. Prirast histerezisne energije je brz a nakon toga konstrukcija vrši značajna bočna pomeranja. U drugom slučaju zidovi prizemlja su ojačani, a adekvatnim odnosom nosivosti i deformabilnosti veznih greda i zidova omogućen je gredni mehanizam. Prirast histerezisne energije je postepen i prati sekventnu pojavu plastičnih zglobova u veznim gredama. Opšti lom konstrukcije je predupređen.



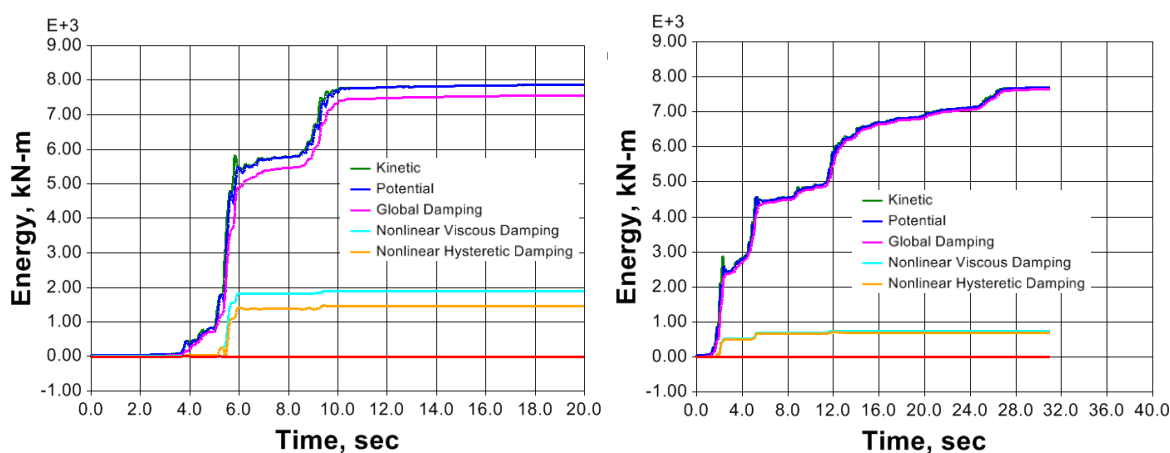
Slika: 8.158 Uzorak SP4-12 sp, vremenski tok energije, lom smicanjem zida u prizemlju, ( $h_w/l_w = 5.28$ ,  $a/d=3$ ), (Northridge i El Centro, PGA=0.4g, Y-pravac)



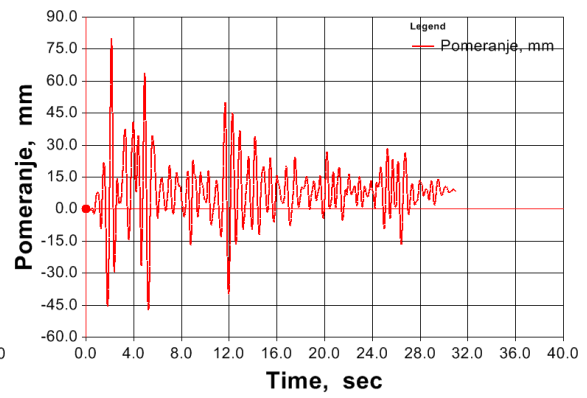
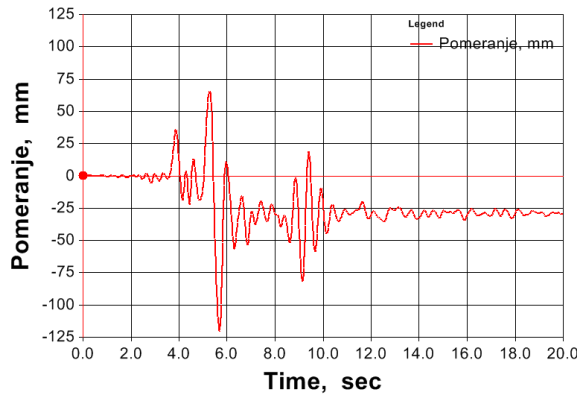
Slika: 8.159 Uzorak SP4-12 sp, vremenski tok pomeranja i ubrzanja, lom smicanjem zida u prizemlju, ( $h_w/l_w = 5.28$ ,  $a/d=3$ ), (Northridge i El Centro, PGA=0.4g, Y-pravac)

Na slici 8.158 prikazan je vremenski tok energije za slučaj nedovoljne smičuće nosivosti zidova prizemlja. U trenutku prvog jačeg udara  $t=3.8\text{sec}$  pobude (Northridge) pojavljuju se plastični zglobovi u zidovima prizemlja praćeni prirastom histerezisne energije. U trenutku  $t=5.2\text{sec}$  dolazi do krtog loma smicanjem uz skokovit prirast  $E_{hist}$ . Od tog trenutka bočna pomeranja nekontrolisano rastu, a konstrukcija se više ne vraća u ravnotežni položaj. Na slikama 8.158-b i 8.159-b prikazani su rezultati za pobudu zemljotresom ELCentro i  $\text{PGA}=0.4$ . Odgovor konstrukcije je sa postupnim prelaskom u nelinearnu fazu rada, a pojava plastifikacije je sekventna. Kako tokom zemljotresa dolazi do nekoliko snažnijih pojedinačnih udara, pri kojima dolazi do manjih skokova u ulaznoj energiji sistem biva odguran na jednu stranu, čime mu se nosivost sve više iscrpljuje. Za obe pobude karakteristično je “klizanje” dijagrama pomeranja u jednu stranu, usled čega dolazi do velikih zaostalih deformacija a efekti  $P-\Delta$  postaju značajni.

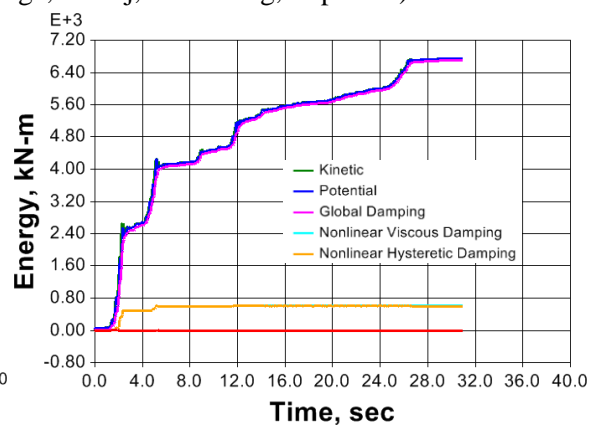
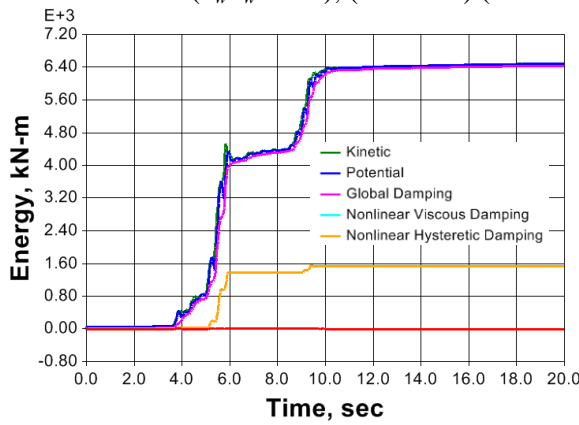
Na slikama 8.160 do 8.165 prikazan je vremenski tok energije i pomeranja za: delimično ojačanu, potpuno ojačanu i regularnu konstrukciju (AB zidovi bez otvora). Analizom rezultata može se zaključiti da adekvatno projektovani neregularni zidovi mogu ostvariti zadovoljavajuće ponašanje pri seizmičkim dejstvima. Krti lom smicanjem neregularnih zidova se može sprečiti. Ponašanje ojačane konstrukcije i regularne konstrukcije je istovetno za pobudu EL Centro. Frekventni sastav vibracija tla za Northridge je veoma nepovoljan za razmatranu konstrukciju tako da se povećanje pomeranja od 12% smatra prihvatljivim.



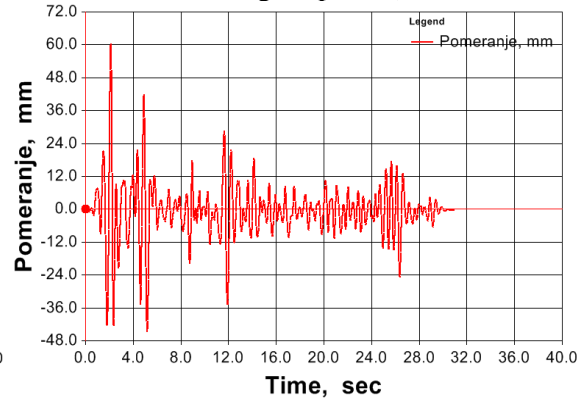
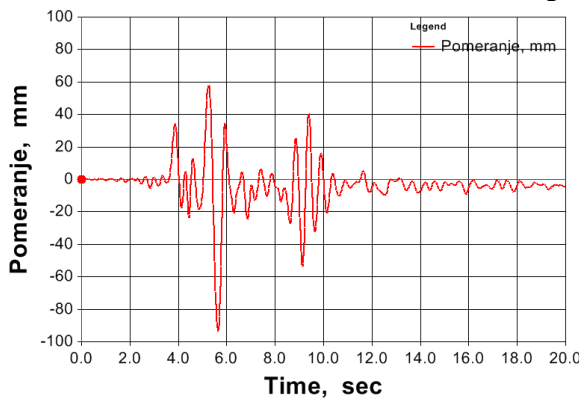
Slika: 8.160 Uzorak SP4-12 sp, vremenski tok energije, delimično ojačano prizemlje, ( $h_w/l_w=5.28$ ,  $a/d=3$ ), (Northridge i El Centro,  $\text{PGA}=0.4g$ , Y-pravac)



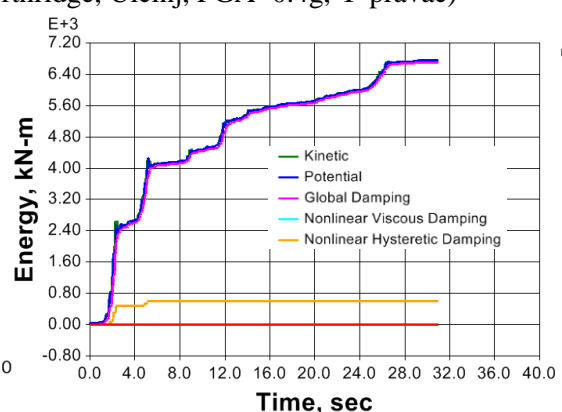
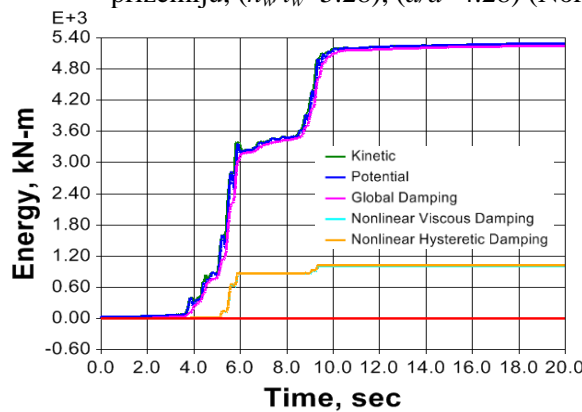
Slika: 8.161 Uzorak SP1-12 sp., vremenski tok pomeranja i ubrzanja vrha delimično ojačano prizemlje, ( $h_w/l_w=5.28$ ), ( $a/d=4.28$ ) (Northridge, Ulcinj, PGA=0.4g, Y-pravac)



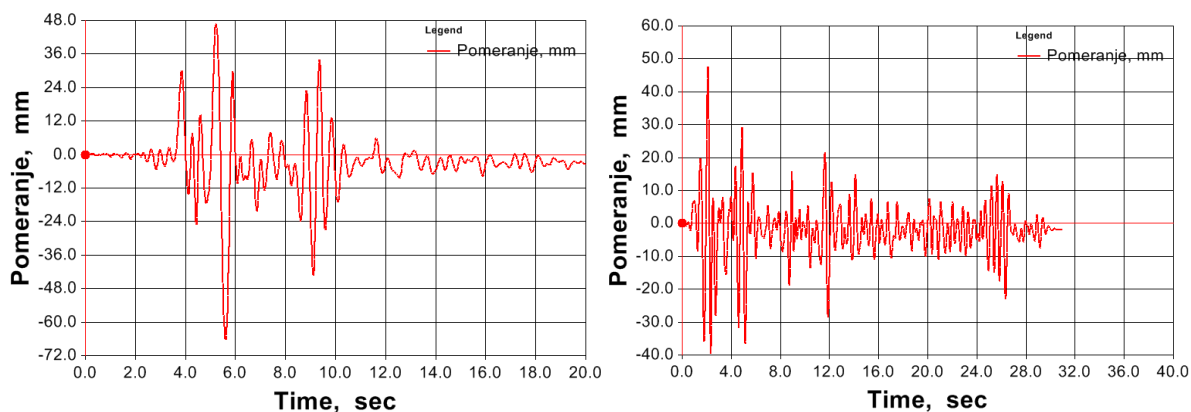
Slika: 8.162 Uzorak SP4-12 sp, vremenski tok energije, ojačana konstrukcija zida u prizemlju, ( $h_w/l_w=5.28$ ,  $a/d=3$ ), (Northridge i El Centro, PGA=0.4g, Y-pravac)



Slika: 8.163 Uzorak SP1-12 sp., vremenski tok pomeranja i ubrzanja vrha, ojačana konstrukcija zida u prizemlju, ( $h_w/l_w=5.28$ ), ( $a/d=4.28$ ) (Northridge, Ulcinj, PGA=0.4g, Y-pravac)

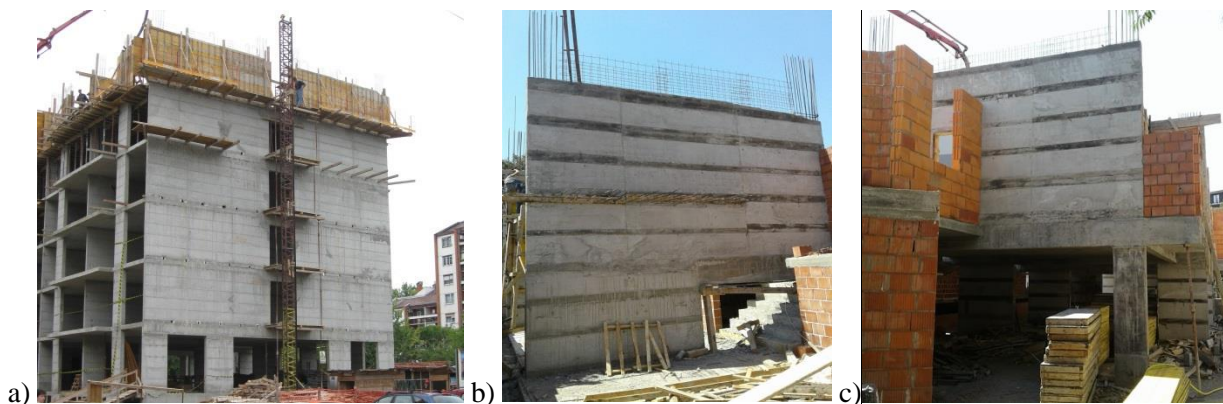


Slika: 8.164 Uzorak SP4-12 sp, vremenski tok energije, regularna konstrukcija, ( $h_w/l_w=5.28$ ,  $a/d=3$ ), (Northridge i El Centro, PGA=0.4g, Y-pravac)



Slika: 8.165 Uzorak SP1-12 sp., vremenski tok pomeranja i ubrzanja vrha, regularna konstrukcija, ( $h_w/l_w=5.28$ ), ( $a/d=4.28$ ) (Northridge, Ulcinj,  $PGA=0.4g$ , Y-pravac)

Na osnovu sprovedenih numeričkih analiza neregularnih AB zidova može se zaključiti da se relevantni rezultati mogu dobiti isključivo nelinearnom analizom. Linearna analiza se može primeniti kao početna iteracija u analizi regularnih konstrukcija pod dejstvom zemljotresa umerene jačine. Na prostoru Srbije je projektovanje neregularnih zidova postalo uobičajeno i pored negativnih iskustava iz zemljotresa u Čileu, 2010.godine.



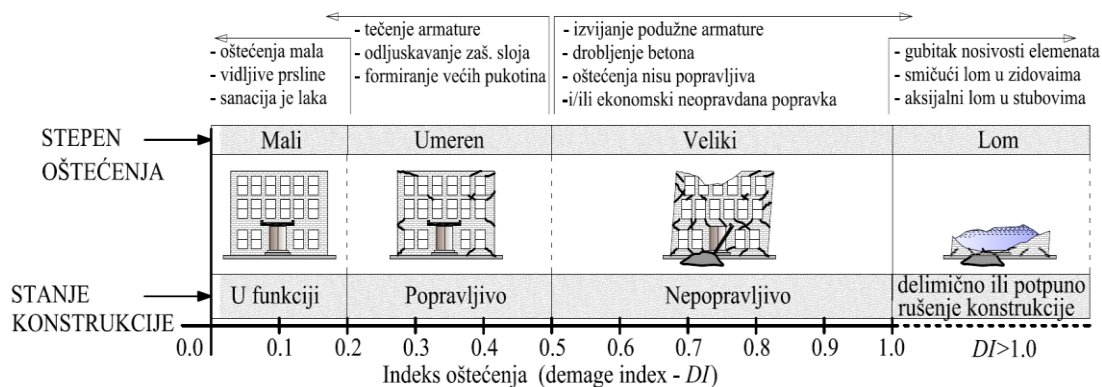
Slika: 8.166 Primeri fleksibilnog prizemlja usled slabljenaj AB zidova, (slika: P.Petronijević)

Analizama dobijenih rezultata identifikovane su određene “slabe” tačke sistema koje su direktna posledica vertikalne neregularnosti. Vertikalna neregularnost AB zidova u vidu namernog slabljenja otvorima u zoni plastifikacije postala je pravilo a ne izuzetak u svakodnevnoj inženjerskoj praksi na teritoriji Srbije. Uticaj “investitorskog projektovanja” se nije odrazio samo na loša arhitektonska rešenja već u velikoj meri zadire u osnovne postulate konceptualnog projektovanja AB zgrada. Neverovatno je u kolikom broju je zastupljena pojava fleksibilnog prizemlja u zgradama dualnog sistema sa dominantnom nosivošću zidova. Gotovo je sigurno da će objekti tako koncipirani u slučaju eventualnih zemljotresa pretrpeti značajna oštećenja, praćena velikom materijalnom štetom i upitnom mogućnošću sanacije.

### 8.3 Indeksi oštećenja

Tokom poslednje dve decenije PBERD je postao prihvaćeni koncept aseizmičkog projektovanja. To je opšti pristup projektovanju čiji su kriterijumi izraženi u smislu postizanja probabalistički definisanih performansi pri različitom nivou seizmičkog hazarda. PBERD pruža bolju kvantifikaciju oštećenja konstrukcije (stanja konstrukcije i ekonomskih parametara sanacije) ali zahteva analizu nelinearnih parametara. Pre svega zahtevane duktilnosti pomeranja i histerezisne energije.

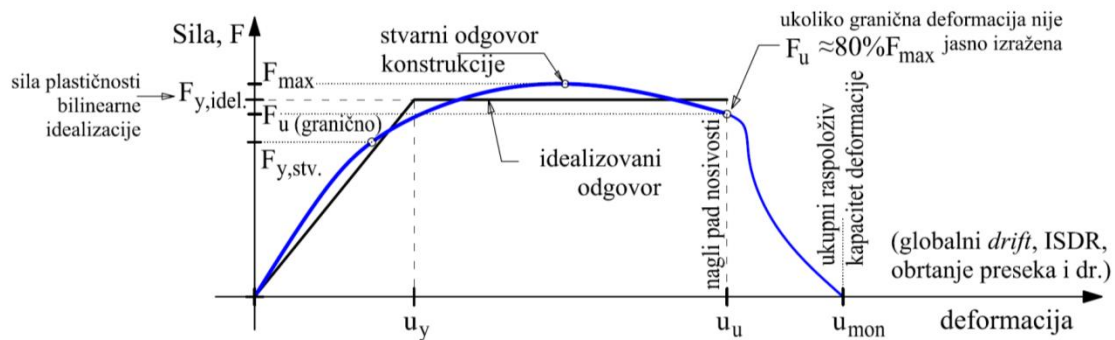
Performanse AB zgrada za vreme zemljotresa i stepen oštećenja kvantifikuju se indeksom oštećenja ( $DI$ ).  $DI$  daje podatke o stanju konstrukcije nakon zemljotresa. Na osnovu  $DI$  procenjuje se stepen oštećenja objekta nastalih usled razmatranog seizmičkog dejstva. Vrednost  $DI$  se određuje na osnovu parametara ponašanja konstrukcije pri zemljotresu (ostvorena plastična pomeranja, količina disipirane energije, ukupna indukovana seizmička sila i dr). Normalizovana veličina  $DI$  može biti u granicama  $0 \leq DI \leq 1$ . Vrednost  $DI=1$  označava totalni lom konstrukcije (parcijalno ili totalno rušenje), dok  $DI=0$  označava linearno elastično ponašanje za vreme zemljotresa i stanje konstrukcije bez oštećenja. Između  $DI$  i oštećenja konstrukcije postoji korelacija. Povezanost između stepena oštećenja konstrukcije i  $DI$  predložili su (Park i Ang, 1985). Na osnovu ovog i daljih eksperimentalnih i analitičkih istraživanja veza između stanja konstrukcije, stepena oštećenja konstrukcije i  $DI$  definisana je u tabeli (Park i dr., 1987).



Slika: 8.167 Odnos indeksa oštećenja, stepena oštećenja i stanja konstrukcije nakon zemljotresa, (Park i dr., 1987)

Pregled najčešće korišćenih definicija  $DI$  prikazan je u (Lađinović, 2002).  $DI$  se izračunava kao relativan odnos jednog ili više seizmičkih zahteva (koji se dobijaju za vreme zemljotresa) i kapaciteta deformacije konstrukcije (granična vrednost deformacije -  $u_u$ ).





Slika: 8.168 Kapacitet deformisanja pri monotono rastućem povećanju deformacije

Jedan od najčešće korišćenih DI su predložili (Park i Ang, 1985), kao kombinaciju maksimalnog odgovora sistema po pomeranju i disipirane histerezisne energije.  $DI_{PA}$  se izražava kao linearna kombinacija ova dva faktora jer oštećenja nastaju kao posledica maksimalno dostignute deformacije i efekata ponavljanja alternativnog cikličnog opterećenja.

$$DI_{PA} = \frac{u}{u_u} + \frac{\beta}{F_y u_u} \int dE_{his} = \frac{\mu}{\mu_u} + \beta \frac{E_{his}}{F_y u_y \mu_u} \quad (8.8)$$

Gde je  $\beta$  bezdimenzionalni koeficijent ( $\beta > 0$ ), koji zavisi od karakteristika konstrukcije (deterioracije sistema u funkciji histerezisne energije). Vrednost koeficijenta  $\beta$  se nalazi u granicama  $0.1 < \beta < 0.25$  za uobičajene AB konstrukcije.

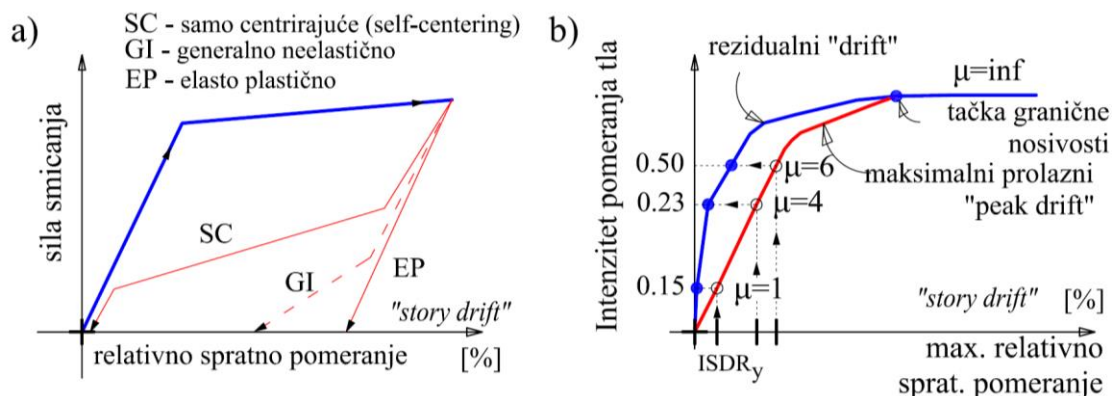
$DI_{PA}$  može biti definisan za element konstrukcije, deo konstrukcije (npr. pojedinačan sprat) ili celu konstrukciju. Na primer za element konstrukcije  $DI_{PA}$  definisan preko oštećenje plastičnog zgloba je:

$$DI_{PA} = \frac{\theta_{max} - \theta_r}{\theta_u - \theta_r} + \frac{\beta}{M_y \theta_u} E_{his} \quad (8.9)$$

Gde su:  $\theta_{max}$  maksimalna rotacija dostignuta tokom zemljotresa,  $\theta_u$  granična rotacija plastičnog zgloba,  $\theta_r$  povratna rotacija pri rasterećenju ( $\theta_r = \theta_{max} - \theta_{pl}$ ).

Zaostalo relativno spratno pomeranje je takođe bitan faktor u proceni oštećenja i post zemljotresnoj sigurnosti zgrada. Istraživanja RISDR su pokazala da značajno varira i osetljiv je na pretpostavke modeliranja. Ključni faktori su: nagib ojačanja, degradacija nosivosti i ponašanje pri rasterećenju. RISDR može nastati usled pojedinačnog „impulsnog“ dejstava glavnog udara zemljotresa ili kao posledica dugotrajnog zemljotresa sa većim brojem ciklusa sa neelastičnim odgovorom (posledica kumulativnog oštećenja). Direktna simulacija i analiza ISDR je računski kompleksna i nije praktična za opštu primenu. Za procenu RISDR (FEMA-58-1) predlaže jednostavne izraze u funkciji globalnog pomeranja zgrade. Dijagram na (slici: 8.46-b) predstavlja šematski prikaz odnosa maksimalnog ISDR i RISDR. Ova zavisnost nije konstantna i menja se

sa veličinom maksimalne dostignute plastične ekscurzije. Karakteristike rasterećenja mogu imati značajan uticaj na RISDR. Na slici 8.46-a su data moguća ponašanja zgrada pri rasterećenju.



Slika: 8.169 a) idealizovani odgovor rasterećenja, b) Idealizovani model za procenu rezidualnog u funkciji maksimalnog trenutnog „drift-a“, prema: (FEMA 58-1)

Istraživanja (Mahin i Bertero, 1981; Ruiz-García i Miranda, 2006; Pampanin i dr., 2002) su potvrdila da zaostala pomeranja u najvećoj meri zavise od: maksimalnog neelastičnog pomeranja, odnosa D/C bočne nosivosti i uticaja zemljotresa, neelastične krutosti nakon ojačanja, odgovora pri cikličnom opterećenju, impulsa u zapisu zemljotresnog dejstva i trajanja potresa. Većina ovih parametara je međusobno povezana, a neki su direktno uvršteni u izraze za procenu RISDR u funkciji maksimalne trenutne deformacije (story drift).

$$\begin{aligned} \Delta_{rez.} &= 0 & \text{za} & \Delta \leq \Delta_y \\ \Delta_{rez.} &= 0.3(\Delta - \Delta_y) & \text{za} & \Delta_y < \Delta \leq 4\Delta_y \\ \Delta_{rez.} &= (\Delta - 3\Delta_y) & \text{za} & \Delta \geq 4\Delta_y \end{aligned} \quad (8.1)$$

$\Delta_{rez.}$  - zaostalo relativno pomeranje,

$\Delta_y$  – relativno spratno pomeranje na granici tečenja.

Jednačine su primenljive za uobičajene konstrukcije zgrada. Izrazi su namerno pojednostavljeni zbog nedostataka fizičkih podataka za validaciju modeliranja RISDR i analitičke složenosti neophodne za značajnije poboljšanje procene ovog parametra.

FEMA 356 identifikuje četiri klase oštećenja ( $DS_i$ ) povezanih sa rezidualnim driftom (Tabela 1.5). Klase oštećenja kreću se od početnih oštećenja na nekonstruktivnim elementima do stanja blizu kolapsa. Predložene klase su definisane prema procentu relativnog međuspratnog pomeranja (residual interstory drift ratio-RISDR). Za  $DS_4$ , ograničenja ISDR su data u cilju ograničenja bočnog pomeranja objekata u zonama niskog seizmičkog intenziteta, kod kojih destabilišući P-delta efekat može biti dominantan.

Tabela: 8.7 Maksimalno i rezidualno relativno spratno pomeranje ISDR, (prema: tabela C1-3, FEMA356, 2000, FEMA-58-1,2012)

max ISDR i RISDR [%]						
	DS1	DS2	DS3	DS4		
max.	0.4	0.9	2.5	Visoka duktilnost	Srednja duktilnost	Niska duktilnost
rezidualni	0.2	0.5	1.0	$4.0\% < 0.5V_{design}/W$	$2.0\% < 0.5V_{design}/W$	$1.0\% < 0.5V_{design}/W$

Ispunjenjem zadatih kriterijuma po deformacijama, pomeranjima i oštećenjima se zadovoljavaju svi ciljevi i zahtevi seizmičke zaštite zgrada. Time se osiguravaju ljudski životi, sprečavaju prekomerna oštećenja i/ili prekid u korišćenju objekta.

Vision 2000 daje smernice o ograničenju parametara čije vrednosti treba analizirati (pomeranja, napone, uglove rotacije plastičnih zglobova, ubrzanja, i dr.) i vrednosti koje su prihvatljive za određeni nivo ciljnih performansi. Vision 2000 ne sugerise analitički pristup niti daje eksplicitne smernice o prihvatljivim metodama seizmičke analize. Time ostaje pitanje da li sračunate vrednosti pomeranja zaista zadovoljavaju postavljene kriterijume.

Tabela: 8.8 Ograničenja bočnog pomeranja (*drift-a*) vrha zgrade (prema SEAOC, Vision 2000)

	Potpuno operativno (FO)	Operativno (OP)	Sigurnost života (LS)	Blizu kolapsa (NC)
Maksimalno bočno pomeranje, [%]	0.2	0.5	1.5	2.5

## 8.4 Zaključci

U ovom poglavlju je razmatrano ponašanje različitih uzoraka zgrada u dualnom sistemu. Analiziran je odgovor konstrukcija različite spratnosti i udela AB zidova u ukupnoj bočnoj krutosti i nosivosti uzoraka. Analizirana su dva uzorka sa uniformnim rasporedom mase, krutosti i nosivosti po visini zgrade. Dva uzorka su usvojena sa nesimetričnom osnovom, skokovitim promenom krutosti i nosivost AB zidova. Analiza je sprovedena primenom nelinearnih metoda: dinamičkom metodom NLTHA za dejstvo akcelereograma osam različitih zemljotresa i nelinearnom statičkom POA.

Cilj ovog dela istraživanja je bio dobijanje rezultata koji bi doprineli uspostavljanju adekvatnog približnog modela ponašanja realnih zgrada pri seizmičkom dejstvu, kao i razvijanje jednostavne metodologije i davanja smernica za realizaciju strukturalne dinamičke analize.

Ponašanje višespratnih konstrukcija dualnog sistema pri nelinearnom dinamičkom odgovoru je znatno složenije u odnosu na ponašanje okvornih konstrukcija. Dinamički odgovor zavisi od velikog broja faktora, pre svega od deformacijskih i statičkih karakteristika konstrukcije i svojstava primenjenih akcelereograma kretanja tla.

Rezultati su pokazali da predloženi model može efikasno da simulira ponašanje ispitanih uzoraka. Upotrebljeni materijalni modeli precizno predviđaju nosivost i postelastično ponašanje

uzoraka. Utvrđeno je da tečenje armature i betona usled aksijalnog pritiska bitno utiče na odgovor uzorka pri većim vrednostima plastične ekscurzije.

Prednosti primene približnog modela vlakana su:

- jednostavno modelovanje utegnutog i neutegnutog betona (rebra zida i ivičnih zona),
- jednostavno modelovanje armature,
- brza korekcija geometrijskih karakteristika i usvojene armature tokom iteracija u projektovanju,
- dovoljna tačnost za praktičnu primenu i stabilnost numeričkog rešenja,
- moguće izvođenje parametarskih studija.

Na osnovu analiziranih rezultata formirani su predlozi za primenu u inženjerskoj praksi i preporuke za projektovanje u cilju uspostavljanja odnosa između pojedinih elemenata kao i načina njihovog armiranja. Performanse predloženog modela su testirane kroz poređenje: ukupnog i relativnog pomeranja tavanica, ubrzanja tavanica, raspodele ukupne bočne sile između zidova i okvira.

Na osnovu sprovedenih numeričkih istraživanja i rezultata analize mogu se izvući sledeća zapažanja u vezi razmatranja analitičkog modelovanja AB zidova sa i bez otvora:

- Intenzitet i raspodela seizmičke pobude po visini zgrada, prevashodno zavisi od frekventnog područja u kome se konstrukcija nalazi i frekventnog sastava pomeranja tla.
- Distribucija deformacijskih veličina i unutrašnjih sila zavisi od odnosa krutosti i nosivosti pojedinih konstruktivnih elemenata.
- Geometrijski odnos veznih greda  $a/d$  jedan od glavnih parametara koji utiču na mehanizam loma povezanih zidova. Visina veznih greda, izražena odnosom  $a/d$  utiče na nivo inicijalne krutosti i dostignutu nosivost povezanih zidova.
- Parametri upotrebljeni za variranje nosivosti i krutosti veznih greda sa odnosom  $a/d > 4.0$  utiču na ostvarenu rotaciju veznih greda ali ne utiču značajno na relativna međuspratna pomeranje i ukupnu smičuću silu u zidovima kod zidova sa odnosom  $h_w/l_w < 5.0$ .
- Korekcijom odnosa kapaciteta nosivosti i odnosa kapaciteta rotacije u plastičnim zglobovima AB zidova i veznih greda postiže se veći uticaj na dinamičko ponašanje sistema. Povoljnije dinamičko ponašanje ispoljili su zidovi sa odnosom  $h_w/l_w > 5.0$  povezani krućim veznim gredama.
- Ovakvi sistemi su fleksibilniji i generišu značajno manje seizmičke sile. Ostvarena pomeranja fleksibilnijih sistema variraju u širokom opsegu, tj. mogu biti manja ili veća u zavisnosti od stepena smanjenja krutosti i stepena realizacije koncepta programiranog ponašanja.

- Ponašanje povezanih zidova u dualnom sistemu ne zavisi isključivo od svojstava zidova i veznih greda već u velikoj meri zavisi od interakcije sa okvirima. U zavisnosti od spratnosti zgrada i procenta učešća zidova i okvira u ukupnoj krutosti i nosivosti sistema ponašanje konstrukcije može biti različito.
- Kod zgrada niže spratnosti sa malim udelom okvira u ukupnoj krutosti sistema, povezivanje krutih zidova daje nedovoljne efekte. Povoljno ponašanje povezanih zidova zahteva optimalne geometrijske odnose  $h_w/l_w$  i  $a/d$ . Sa povećanjem spratnosti pozitivni efekti povezivanja zidova su izraženi (značajno rasipanje koeficijenta  $DoC$ ).
- Sa porastom spratnosti zgrada i povećanjem odnosa  $h_w/l_w$ , povezivanje zidova daje zadovoljavajuće efekte. Efekat povezivanja zidova je naročito izražen kod geometrijskog odnosa greda  $a/d < 2.0$ .
- Dijagonalno armirane vezne grede sa odnosom  $a/d < 2.0$  realizuju najpovoljnije histerezisno ponašanje, odnosno najveći kapacitet za rasejavanje energije.
- Indukovane normalne sile usled povezivanja direktno su proporcijalne krutosti veznih greda.
- Malim intervencijama na povećanju krutosti i nosivosti veznih greda možemo značajano povećati krutost i nosivost ukupnog sistema. Povoljnije ponašanje sa stanovišta programiranog ponašanja pokazuju uzorci sa odnosom dimenzija greda  $a/d < 2.0$ .
- Uticaj aksijalnih sila na ponašanje povezanih AB zidova pod seizmičkim dejstvom je značajan. Superpozicija aksijalne sile nastale kao posledica povezivanja zidova i sile pritiska od gravitacionog opterećenja može izazvati zatezanje u pojedinim ivičnim zidovima. Time se umanjuje krutost, a doprinosi ranom tečenju grupisane armature na krajevima zidova.
- Aksijalna sila pritiska do određene granice povoljno utiče na krutost i fleksionu nosivost zidova. Velika vrednost aksijalne sile pritiska nepovoljno deluje na kapacitet deformacije betona, a time i na duktilnost krivine. Pored toga kod pravougaonih preseka zbog prevelike aksijalne sile pritiska postoji opasnost od izvijanja zida van svoje ravni.
- Preraspodela uticaja gravitacionih dejstava unutar konstrukcije samo u ograničenoj meri utiče na nivo aksijalnih sila u zidovima. U sistemu povezanih zidova aksijalna sila nastala kao posledica povezivanja može biti značajno veća od aksijalne sile usled gravitacionih dejstava. Duktilnost AB zidova treba obezbediti adekvatnim odabirom njihovih dimenzija ( $l_w$  i  $t_w$ ).

- Osim ACI 318-11 i NEHRP propisi drugih zemalja ne ograničavaju eksploatacioni napon pritiska strožijim kriterijumom kod povezanih zidova u odnosu na pojedinačne, što se može okarakterisati kao veliki nedostatak u obezbeđenju određenog nivoa duktilnosti.
- Rezultatima istraživanja je pokazana opravdanost: poprečnog utezanja ivičnih zona zidova, oblikovanja armature radi postizanja veće duktilnosti veznih greda i zona plastifikacije AB zidova.
- Ograničenje neregularnih konfiguracija zgrada je opravdano.
- Analiza predstavljena u ovom poglavlju ukazuje da je upotreba pojednostavljenih histerezisnih modela materijala opravdana za svakodnevnu inženjersku praksu. Primena približnog modela u numeričkoj analizi dovoljno tačno simulira nelinearno ponašanje AB zidova sa i bez otvora.
- Nedostaci fiber analitičkog modela se mogu otkloniti primenom modela slojeva. Upotrebom naprednijih KE (tip slojeva) moguće je smičuće ponašanje definisati naprednijom nelinearnom zavisnošću. Time se povećava mogućnost primene modela na zidove neregularne po visini (neregularan raspored otvora) i zidove sa odnosom  $h_w/l_w < 3$  kod kojih se deformacija smicanja ne može zanemariti. Modelom slojeva se preciznije i međusobno nezavisno definiše smičuće i aksijalno ponašanja elementa. Time se povećava mogućnost preciznije kalibracije modela.
- Primena višeslojnih KE za simulaciju ponašanja AB zidova u odnosu na fiber model je složenija za kalibraciju i zahteva značajnije računarske resurse.

## 8.5 Preporuke za korišćenje modela u projektovanju

Istraživanja prikazana u ovom radu se odnose na ponašanje AB zgrada pri seizmičkom dejstvu. Približnim modelom pogodnim za svakodnevnu inženjersku praksu analizirane su zgrade sa pojedinačnim i povezanim zidovima. Realizovana numerička istraživanja razmatraju realne slučajeve AB zgrada i pružaju mogućnost uspostavljanja adekvatnog matematičkog modela za analizu zidova. Na osnovu rezultata ovog istraživanja, zasnovanog na uporednom proučavanju analitičkih modela i dostupnih eksperimentalnih istraživanja nelinearnog ponašanja AB zidova sa otvorima mogu se formulirati sledeće preporuke za korišćenje modela u projektovanju:

- Nelinearnim modelima treba simulirati isključivo značajne oblike deformacije konstruktivnih elemenata koji se očekuju tokom seizmičkog dejstva
- U zavisnosti od preliminarne analize i usvojene dimenzije veznih greda određuje se dominantan oblik njihove deformacije (smičući ili fleksioni).

- Ukoliko je dominantna deformacija smicanja vezne grede se modeluju pojednostavljenim modelom sa nelineanim smičućim zglobom postavljenim u sredini raspona vezne grede.
- Ponašanje smičućeg zgloba je definisano prema (ASCE/SEI 41-06, tabela. 6.19).
- Dominantno fleksiono napregnute vezne grede se modeluju uprošćenim modelom koncentrisane plastičnosti na krajevima grede.
- Visoki AB zidovi se projektuju na smicanje na osnovu postupka CD, što znači da smicanje ne utiče na disipaciju energije niti kontroliše nosivost zida na horizontalna dejstva.
- U nivou plastičnog zgloba za elemente zida elastični smičući moduo se usvaja  $0.2E_c$ .
- Van zone plastičnog zgloba elastični smičući moduo se usvaja  $0.3E_c$ .
- Primena modela je ograničena na visoke zidove sa odnosom  $h_w/l_w < 4$ .
- Efekat interakcije smicanja i aksijalnog naprezanja nije obuhvaćen modelom.
- Za definisanje zavisnosti  $f - \varepsilon$  betona predlaže se upotreba modela (Mander i dr., 1988)
- Zavisnost ukupne smičuće sile i pomeranje vrha uzorka je relativno neosetljiva na veličinu elemenata i broj materijalnih vlakana.
- Upotrebom gušće mreže poboljšava se preciznost naponskog stanja i preraspodele unutar poprečnog preseka zida.
- Upotreba modela vlakana gde je visina jednog elementa jednaka visini zone plastifikacije daje rezultate zadovoljavajuće tačnosti.
- Ukoliko se za AB zidove koristi model vlakana van zone plastifikacije može se upotrebiti po jedan element po spratnoj visini.

## 9 Mogućnost primene rezultata istraživanja

Kod zgrada blokovskog tipa i/ili u gusto izgrađenim gradskim zonama (više međusobno slepljenih lamela), optimalan položaj povezanih zidova je u krajnjim okvirima na mestu dilatacija. Pogodnost ovog rešenja je veća sloboda u izboru dimenzija veznih greda (estetika se ne nameće kao kriterijum) jer su vezne grede pozicionirane u hodnicima ili stepeništu, obezbeđena je vertikalna regularnost zidova, zidovi se oslanjaju na krute podrumске zidove (povoljnije za temeljenje), a eventualni radovi na sanaciji veznih greda su pomereni van stanova (slika 8.22).

Kod spojenih zgrada projektuju se atrijumi za potrebe osvetljenja i prirodne ventilacije sanitarnih prostorija. Kod pojedinačnih zgrada postoje vertikalni koridori za protivpožarnu evakuaciju. Ova mesta su idealna za udvajanje AB zidova iz više razloga. Udvojeni zidovi se pozicioniraju po obodu na kraćoj strani objekta čime je međusobni krak između dva para povezanih zidova veliki. Samim tim je i torziona otpornost tako koncipiranih objekata velika. Rastojanje između zidova je relativno malo tako da se mogu slobodno formirati vezne grede odnosa  $a/d < 2.0$  sa dijagonalnom armaturom. Time se ostvaruje povoljan odnos kapaciteta nosivosti i rotacije zidova i veznih greda, a time i poželjan redosled formiranja plastičnih zglobova. Promenom dimenzija veznih greda, se osim uspostavljanja povoljnog odnosa kapaciteta nosivosti zidova i greda, koji vodi do formiranja grednog mehanizma povećava i duktilnost sistema. Proučavanjem veznih greda i oblikovanja detalja armature pokazano je da grede sa odnosom  $a/d \gg 2.0$  i klasičnim načinom armiranja ne postižu značajnu seizmičku otpornost.

Pozitivna strana ovakvog pozicioniranja veznih greda je dostupnost za eventualne intervencije na saniranaju oštećenja nakon potencijalnih zemljotresa. Ovo je veoma važno jer se vezne grede koriste kao element za disipaciju energije što znači da trpe značajna oštećenja. Pozicioniranje veznih greda u parapetnom delu fasadnog zida ili u nadvratnicima je nepovoljno jer eventualna sanacije podrazumeva radove unutar stanova. Ukoliko su vezne grede pozicionirane u okviru stanova vrednost troškova sanacije se značajno povećava. Oštećenje veznih greda povlači za sobom i oštećenja stolarije i zidnih obloga, radovi na sanaciji su složeniji i na nepristupačnijem mestu, vreme prestanka upotrebe prostora je duže i dr. Time se značajno utiče na nivo performansi zgrada.





Slika: 9.1 Primeri oštećenja veznih greda u stambenom prostoru

Prema EN 1998:2004 ograničenje oštećenja se smatra zadovoljenim ako su usled seizmičkog dejstva koje ima veću verovatnoću pojave nego projektno seizmičko dejstvo koje odgovara zahtevu da se objekat ne sruši, međuspratna horizontalna relativna pomeranja ograničena na:  $\Delta d_s/h_{sprat} < 0,005$  za krute zidove ispunne (nenoseće) koji su vezani za konstrukciju. Ograničenje maksimalnog relativnog pomeranja vrha zgrade za krute zidove ispunne je 0.1% za IO, 0.5% za LS i 0.6 za CP prema: (FEMA 273, 1997; ASCE 41-06). Ova ograničenja su relativno stroga i direktno utiču na ograničenje dozvoljene rotaciju zidova i nemogućnost primene fleksibilnih veznih greda. Time je puna sloboda primena sistema povezanih zidova ograničena na visoke poslovne zgrade sa fleksibilnom ispunom od lakih materijala, strukturalnom fasadom bez krutih zidova ispunne. Na području Srbije u zgradarstvu je dominantna primena zidanih zidova od opeke i blokova od gline (kruta ispunna). Krutim zidovima odgovaraju strožija ograničenja globalnog *drift*-a i ISDR. Kontrola *drift*-a novoprojektovanih ili rehabilitovanih zgrada je u tom slučaju definisana zahtevima za ograničenjem oštećenja nekonstruktivnih elemenata. Ovo je dodatni razlog za preporuku primene veznih greda odnosa  $a/d < 2.0$  sa dijagonalnom armaturom.

Projektovanje sistema povezanih zidova i modelovanje veznih greda je složeno i zahteva nelinearnu analizu i veći stepen znanja projektanata. Oblikovanje detalja i izvođenje dijagonalno armiranih greda je komplikovanije i zahteva posvećenost armirača. Ograničenje bočne deformacije zgrada sa krutom ispunom ograničava efikasnost fleksibilnih veznih greda. Projektovanje krutih veznih greda nije uvek moguće iz arhitektonskih razloga. Sa smanjenjem spratnosti opada i efekat povezivanja. Iz svega ovoga može se zaključiti da primena sistema povezanih zidova ima niz ograničavajućih faktora kod zgrada niže spratnosti.

Treba istaći i trenutno veoma nizak kvalitet izvođenja AB konstrukcija u Srbiji, a naročito loše oblikovanje detalja otvora i ivičnih ojačanja u AB zidovima (slika: 10.2 do 10.5), Ova činjenica ne ohrabruje da su izvođači sposobni da izvode sisteme složenijeg tipa. Kod povezanih zidova poseban značaj ima ostvarenje kvalitetnog spoja vezne grede i zida (adekvatno sidrenje armature i istovremeno betoniranje zida i vezne grede). Pretpostavka adekvatnog sidrenja je precizno izvođenje, što u savremenoj građevinskoj praksi često nije slučaj.



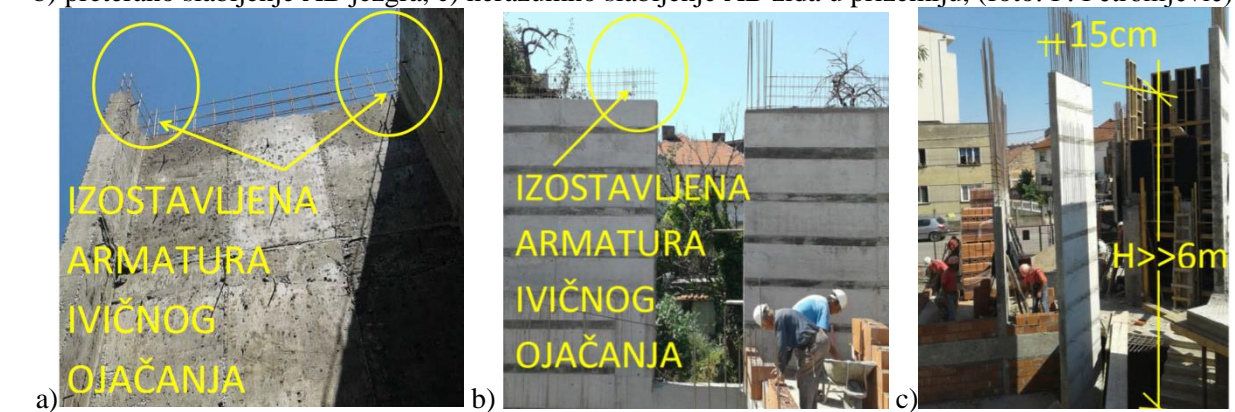
Slika: 9.2 Primeri loše obrade detalja armature greda i otvora u sastavu AB zidova (foto: P. Petronijević)



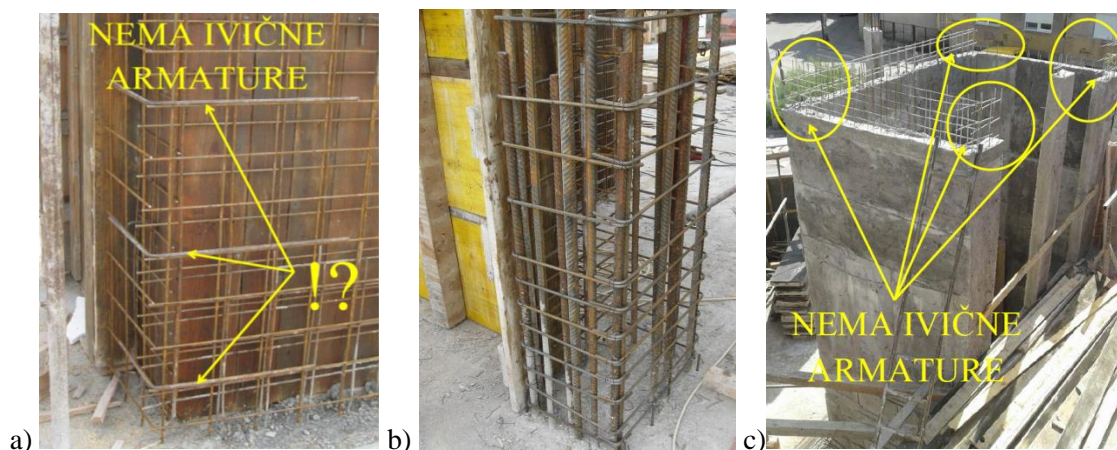
Slika: 9.3 a) loše pozicioniranje otvora u prizemlju, b) neadekvatno oblikovanje detalja armature otvora, c) loše betoniranje i pojava segregacionig znezda (foto: P. Petronijević)



Slika: 9.4 a) potpuni izostanak sidrenja armature rebra u ivično ojačanje izvedeno u prvoj fazi, b) preterano slabljenje AB jezgra, c) nerazumno slabljenje AB zida u prizemlju, (foto: P. Petronijević)



Slika: 9.5 a) izostanak vertikalne ivične armature AB jezgra, b) izostanak vertikalne ivične armature AB zida, c) vitkost zida veća od  $h_s/40$ , (foto: P. Petronijević)



Slika: 9.6 a) izostanak vertikalne ivične armature AB jezgra, b) neadekvatno utezanje ivične zone AB zida, c) izostanak vertikalne ivične armature AB jezgra, (foto: P. Petronijević)

Iz svega navedenog može se zaključiti da ne treba po svaku cenu insistirati na primeni sistema povezanih zidova, već ih treba upotrebiti u dispozicijama zgrada kod kojih primena ima opravdanje, jer i primena pojedinačnih zidova daje zadovoljavajuće efekte. Pogotovo što povezani zidovi u odnosu na pojedinačne zbog uslova obezbeđenja duktilnosti imaju 3.5 puta strožiji kriterijum ograničenja aksijalnog opterećenja od gravitacionih dejstava (ACI 318, 2011). Pojedinačni visoki AB zidovi opterećeni savijanjem i smicanjem sa dominantnom deformacijom savijanja takođe ispoljavaju povoljno ponašanje. Pod uslovom da su pravilno konstruisani i savesno izvedeni pojedinačni zidovi pokazuju zadovoljavajuću duktilnost i povoljne energetske parametre pri seizmičkom dejstvu.

## 10 Završne napomene i zaključci

Cilj modeliranja i analize konstrukcija nije predviđanje stvarnog ponašanja elemenata. To je gotovo nemoguće. Cilj je dobijanje niza korisnih informacija, upotrebljivih u projektovanju. Rezultati linearne analize su daleko od stvarnog ponašanja konstrukcije, ali daju projektantima korisne informacije. Nelinearna analiza je znatno komplikovanija. Ona daje znatno bolje rezultate od linearne analize ali zahteva veće angažovanje računarskih resursa i viši nivo znanja projektanta. Pri nelinearnom ponašanju konstrukcije dolazi do preraspodele uticaja koje je nemoguće odrediti linearnim metodama analize i jednim faktorom ponašanja. Statičke i deformacijske veličine dobijene nelinearnom analizom se značajno razlikuju od dobijenih vrednosti elastičnom analizom. Seizmička analiza zgrada primenom linearne analize sa redukovanim seizmičkim opterećenjem daje nerealne rezultate deformacije. Za projektanta konstrukcije i ocenu performansi je veoma značajno poznavanje realne deformacije sistema. Posledice podcenjivanja stvarnih deformacija su veća oštećenja konstruktivnih i nekonstruktivnih elemenata od očekivanih. Iz tog razloga su u ovom istraživanju primenjene POA i NLTHA. Kod zgrada neregularnih osnova ili neregularnih po visini (fleksibilan sprat, neregularan raspored otvora u zidovima i dr.) primena nelinearne analize ima poseban značaj i nužno je koristiti je.

Značajno neelastično ponašanje je prisutno samo u nekim elementima i delovima konstrukcije. Racionalno modelovanje se može realizovati usvajanjem linearnog ponašanja većine konstruktivnih elemenata, dok se nelinearno ponašanje dodeljuje isključivo elementima kod kojih je to zaista neophodno. Ovakvim pristupom se proračunski model može pojednostaviti a vreme analize značajno smanjiti. U cilju verodostojnosti rezultata nelinearne analize neophodno je skeletne krive ponašanja i interakcione površi loma konstruktivnih elemenata formirati na osnovu realnih podataka o poprečnom preseku i usvojenoj armaturi (na osnovu rezultata preliminarne analize).

Dosadašnja saznanja i rezultate istraživanja o povoljnom ponašanju zgrada dualnog konstruktivnog sistema potvrđuju i analize realizovane u okviru ovog istraživanja. Primena povezanih AB zidova, formiranje grednog mehanizma i upotreba veznih greda kao elemenata namenjenih disipaciji energije je najpovoljniji koncept. Ovakvi sistemi zbog svoje krutosti i manjih deformacija za vreme potresa trpe manja oštećenja što je od presudnog značaja u eksploataciji objekta. Saznanja o ponašanju objekata analizom trodimenzionalnih modela doprinosi se realnom sagledavanju ponašanja AB zidova u okviru celokupnog konstruktivnog sistema.

## 10.1 Zaključci

Na osnovu rezultata ovog rada, zasnovanog na analitičko teorijskim istraživanjima, došlo se do zaključaka koji su formulisani na kraju pojedinih poglavlja. Ovde je navedena njihova sinteza kao i neki dodatni zaključci rada:

- Dosadašnja iskustva iz dogođenih zemljotresa, kao i eksperimentalna i teoretskih istraživanja ukazuju na povoljno ponašanje zgrada sa pojedinačnim i povezanim AB zidovima. Dualni sistem zbog svoje krutosti i manjih deformacija tokom zemljotresa izaziva manja oštećenja konstruktivnih i nekonstruktivnih elemenata što je od značaja za performanse zgrada.
- Ponašanje povezanih zidova je moguće analitički modelirati na različite načine. Od svih vrsta modela prikazanih u okviru petog poglavlja, odabrana je metoda konačnih elemenata zbog svoje opštosti. U MKE se polazeći od konstitutivnih relacija za beton i armaturni čelik dolazi do relacija sila-deformacija za konstruktivni element ili celokupnu konstrukciju. Konstitutivne relacije su opšte, vezane su samo za vrstu materijala i stanje napona (nisu vezane za element).
- Numeričkom analizom simulirano je ponašanje AB zidova sa otvorima pod cikličnim naizmeničnim opterećenjem upotrebom softvera Perform-3D. Ispitivana je osetljivost modela na variranje parametara i sposobnost da model opiše ponašanje AB zidova sa otvorima pri različitim nivoima opterećenja i mehanizmima loma.
- Ovim istraživanjem je modifikovan i unapređen numerički model za predviđanje neelastičnog ponašanja AB zidova. Model simulira lom zida savijanjem i/ili smicanjem uz simulaciju izvijanja grupisane vertikalne ivične armature. Predloženi numerički model zasnovan na modelu slojeva i modelu vlakana realno simulira ponašanja AB zidova.
- Izvijanje vertikalne armature je obuhvaćeno materijalnim modelom armaturnog čelika i može biti odlučujući faktor odgovora konstrukcije. Izvijanje armature se može desiti usled neadekvatnog utezanja ivičnih zona zidova, kada dilatacija pritiska dostigne vrednost 0.004. Inicijacija izvijanja i pad nosivosti nakon izvijanja zavisi od odnosa  $s/d$  i prethodne istorije opterećenja zatezanja.
- Predloženi histerezisni model sa degradacijom nosivosti i krutosti je verifikovan na osnovu eksperimentalnih rezultata (Žorić, 1990). Ovaj model zbog svoje opštosti opisuje na zadovoljavajući način ponašanje uzoraka zidova upotrebljenih za validaciju/verifikaciju.

- Ponašanje zidova pri bočnim cikličnom opterećenju može značajno da se razlikuje od ponašanja pri monotonom opterećenju. Krti lom je moguć čak i u zidovima koji se mogu smatrati duktilnim pri monotonom opterećenju.
- Dejstvo cikličnog kvazi-statičkog opterećenja utiče na opadanje deformacionog kapaciteta i nosivosti AB zidova
- Kod relativno tankih zidova, dostizanje maksimalne nosivosti ivičnih zona na pritisak se poklapa sa trenutkom odljuskavanja zaštitnog sloja zida bez obzira na stepen utegnutosti ivične zone preseka. Usvojena razmera eksperimentalnih uzoraka upotrebljenih za validaciju/verifikaciju modela je nedovoljna za valjano istraživanje efekata utezanja ivičnih zona (debljina zida uzoraka je 7cm). Ovo može rezultirati naglim gubitkom nosivosti ukoliko zid prihvata i gravitaciono opterećenje.
- Upotreba mikro modela jednoosnog naprezanja materijala u fiber modelu je praktična i zahteva relativno skromne računarske resurse tokom analize.
- Ograničenje modela vlakana je nemogućnost primene različitih konstitutivnih relacija armature u jednom elementu. Ograničenje se ne može prevazići povećanjem broja vlakana u elementu. Ovaj nedostatak fiber modela se može korigovati upotrebom gušće mreže konačnih elemenata i primenom različitih radnih dijagrama armature u ivičnim i središnjem delu zida.
- Model može da simulira realno ponašanje zidova ali zbog složenosti nije praktičan za široku upotrebu.
- Značajno unapređenje modela se može realizovati upotrebom konačnih elemenata višeg reda, tj. kombinacijom nelinearnih izoparametarskih pločastih elemenata (isoparametric shell elements) i diskretnog modela armature. Ovim bi se značajno smanjila gustina i pojednostavilo strukturiranje mreže KE.

U disertaciji su, pored kritičke analize literature o teorijskim i eksperimentalnim rezultatima iz predmetne oblasti, realizovana i numerička istraživanja realnih konstrukcija u cilju procene performansi AB zgrada izloženih zemljotresima različitog intenziteta. Cilj istraživanja je bio dobijanje podataka o ponašanju pojedinačnih i povezanih AB zidova sa različitim stepenom povezanosti veznim gredama *DoC*. Radi uspostavljanja povoljnog odnosa nosivosti i deformabilnosti između zidova i veznih greda, varirana je spratnost uzoraka, dimenzije zidova i veznih greda. Ustanovljeno je da:

- Promenom položaja otvora i formiranjem zidova dovoljne nosivosti uspostavlja se povoljan odnos između nosivosti zidova i greda.

- Analize ukazuju da raspored i veličina otvora u zidovima ima bitan uticaj na krutost, nosivost, duktilnost, dinamičke karakteristike i granična stanja zidova pod seizmičkim dejstvom.
- Predlog približnog modela predviđa ponašanje AB zida sa prihvatljivom tačnošću procenjenih energetskih parametara.
- S obzirom na potrebne računarske resurse predloženi model je računarski efikasan. Približnim modelom je usklađena potrebna tačnost sa značajem objekta, raspoloživom računarskom i softverskom opremom, kao i raspoloživim vremenom za proračun.
- AB zidovi, osim velike krutosti, imaju vrlo veliku nosivost, a ispravnim proračunom, konstrukcijskim oblikovanjem i armiranjem može se postići njihovo duktilno ponašanje.
- Uticaj aksijalne sile na opšte ponašanje AB zidova i na pojavu prvih prslina je značajno. Ograničenje aksijalne sile kod povezanih zidova mora biti strožije u odnosu na pojedinačne zidove. Parametar aksijalnog opterećenja direktno utiče na duktilnost preseka.
- Aksijalna sila u zidu nastala usled povezivanja AB zidova daleko je veća od aksijalne sile koje potiče od gravitacionih dejstava. Za isti nivo gravitacionih dejstava, a za različite visine veznih greda ostvaruje se različiti nivo ukupne aksijalne sile u zidu. Ovo ukazuje na značaj stepena povezivanja veznim gredama koje kroz dejstvo sprega direktno izazivaju različite nivoe aksijalnih sila u zidovima.
- Nedovoljno utezanje ivičnih zona i zona otvora (nedostatak uzengija, njihov mali prečnik i/ili njihovo veliko rastojanje, neadekvatno sidrenje,..) prouzrokuje raslojavanje betona, izvijanje i odvajanje vertikalne armature.
- Kod zgrada velike spratnosti na gornjim etažama dolazi do inverzije pomerljivosti između zidova i okvira. Na nižim etažama zidovi ostvaruju manja pomeranja i pridržavaju okvire, jer se deformišu savijanjem. Na višim etažama okviri pridržavaju zidove, jer se deformišu međuspratnim smicanjem. Uticaj krutih okvira na ponašanje povezanih zidova je relativno nepovoljan jer utiču na promenu mehanizma loma menjajući redosled pojave plastičnih zglobova u veznim gredama.
- Potpunu potvrdu delotvornosti sistem povezanih zidova ostvaruje u kombinaciji sa okvirima male nosivosti i fleksibilnim pregradnim zidovima. Kruti zidovi ispune (zidani zidovi) zahtevaju znatno strožija ograničenja globalnog pomeranja i relativnih spratnih pomeranja

- Neophodno je usaglasiti stepen povezivanja sa nosivošću i duktilnošću veznih greda i zidova. Vezne grede pokazuju različit stepen nosivosti i nivo duktilnosti zavisno od načina armiranja.
- Sa povećanjem krutosti (odnosa  $a/d$ ) veznih greda granična nosivost povezanih AB zidova se povećava. Kapacitet pomeranja ostaje isti.
- Maksimalni napon smicanja u veznim gredama zavisi od geometrijskog odnosa  $a/d$  (parametar smicanja) i količine armature za preuzimanje savijanja jer je sila smicanja direktno posledica nosivosti grede na savijanje. Ograničenjem kapaciteta veznih greda na savijanje može se ograničiti nivo smicanja.
- U osmom poglavlju preporučeno je geometrijsko oblikovanje veznih greda u funkciji odnosa  $a/d$  i nivoa smičućeg napona. Formulirane su smernice za izbor i način oblikovanja armature i preporučene prikladne metode analize.
- Dijagonalno armirane grede sa geometrijskim odnosom  $a/d < 2$  ostvaruju veći stepen povezivanja zidova, veću duktilnost i rasipanje energije u odnosu na konvencionalno armirane vezne grede.
- Klasični načini armiranja veznih greda nisu adekvatni i njima se ne postiže značajnija seizmička otpornost.

## 10.2 Preporuke za projektovanje

U projektovanju seizmički otpornih konstrukcija zgrada treba težiti kombinaciji više elemenata za prihvatanje horizontalnih dejstava. Konstruktivni sistemi zgrada koji u sebi sadrže više nivoa (podсистема) koji obezbeđuju bočnu krutost i nosivost ispoljavaju povoljnije ponašanje tokom zemljotresa. Time je za slučaj loma primarnih elemenata bočne nosivosti omogućena preraspodela unutrašnjih sila unutar sistema. Bez kapaciteta za preraspodelu, lom ključnih elementa može uzrokovati lom celokupnog sistema. Rezerva nosivosti (reducentnost, tj. veća statička neodređenost) se u zgradarstvu najpovoljnije obezbeđuje upotrebom dualnog sistema i povezivanjem AB zidova.

Vezne grede predstavljaju idealna mesta za disipaciju energije i u njima treba predvideti formiranje plastičnih zglobova. Vezne grede treba projektovati kao „liniju prve odbrane“ koja se svesno „žrtvuje“ tokom zemljotresa da bi se sačuvao integritet ostatka konstrukcije. Nakon iskorišćenja kapaciteta nosivosti veznih greda formiranje plastičnih zglobova treba predvideti u osnovi AB zidova. Poželjan mehanizam loma zida je tečenjem vertikalne armature u ivičnim zonama kritične oblasti. Krivi mehanizmi loma: smicanjem zida, lom sidrenja, izvijanjem zida, drobljenjem betona ili izvijanjem pritisnute vertikalne armature nisu dozvoljeni.



Naročito je važno uspostaviti povoljan odnos kapaciteta nosivosti i deformabilnosti između veznih greda i zidova, jer je to preduslov za nastanak željenog redosleda formiranja plastičnih zglobova. Poželjno je da se najpre formiraju u veznim gredama a zatim u oslonačkoj zoni zidova. Kod veznih greda odnosa  $a/d < 2$  predisponiran je lom smicanjem. Za visok nivo smicanja u veznim gredama treba predvideti dijagonalnu armaturu koja preuzima celokupnu silu smicanja i time sprečava krti lom smicanjem. Dijagonalnu armaturu veznih greda treba poprečno utegnuti uzengijama. Dijagonalna armatura veznih greda zahteva dužinu sidrenja 50% veću od uobičajene. Proširenje ivičnih zona zida povoljno utiče na uslove sidrenja armature veznih greda. Vezne grede geometrijskog odnosa van opsega  $0.5 < a/d < 4.0$  treba izbegavati bez obzira na nivo napona smicanja.

Na osnovu prikazanih analiza može se zaključiti da je u cilju što veće fleksibilnosti u projektovanju AB zidova (u smislu pozicioniranja otvora) neophodna veća saradnja arhitekata i projektanata konstrukcije. Time bi se obezbedio odgovarajući odnos nosivosti zidova i greda, odnosno stepen povezanosti, a sve sa ciljem ispravnog konstruisanja, stabilnog ponašanja konstrukcije u nelinearnoj oblasti i formiranja poželjnog mehanizma loma. Za formiranje konkretnih predloga treba koristiti rezultate i iskustva brojnih istraživanja i preporuka u propisima više zemalja, koja su delimično razmatrana u petom poglavlju.

Upotrebom predloženog načina projektovanja veznih greda smanjuju se plastične deformacije udvojenih zidova. Mehanizam loma se menja, iz krtog u povoljni duktilni lom. Kontrolisanim mehanizmom loma ostvaruje se povoljna hijerarhija plastičnih zglobova, poboljšava histerezisni odgovor, duktilnost i kapacitet disipacije energije. Kroz preduzete konstruktivne mere može se uticati na formiranje poželjnog mehanizma loma. Podrazumeva se da je najpovoljniji mehanizam sa prvenstvom pojave plastičnih zglobova u veznim gredama. Objekti sa oštećenim veznim gredama predstavljaju manji rizik i daleko ih je lakše i brže sanirati u odnosu na oštećenja vertikalnih elemenata ili čvorova sistema.

Tečenje ivične armature zidova neće biti realizovano ukoliko je nastavak armature sidrenjem izveden neadekvatno. Ivične zone zida treba utegnuti zatvorenim uzengijama sa naizmeničnim položajem preklopa. Minimalni razmak uzengija da bi se sprečilo izvijanje vertikalne armature je  $s=6d$ . Utezanjem ivičnih zona otvorenim uzengijama i kukama od  $90^\circ$  se ne smatra efektivnim. Nakon odljuskavanja zaštitnog sloja takve kuke se otvaraju, gubi se efekat utezanja, a krajnji rezultat je gubitak sidrenja vertikalne armature u zoni nastavka.

Dužina ivične zone zida od  $0.1l_w$  u većini slučajeva je zadovoljavajuća. Maksimalna proširenje zone utezanja može biti do  $0.25l_w$ . Postavljanje poprečnih „s“ veza se predlaže za utezanje svih ostalih šipki vertikalne armature u slučaju njenog grupisanja na krajevima zida.

Zatvorene uzengije na ivicama zida sprečavaju lokalno izvijanje šipki podužne armature, utežu beton, povećavaju nosivost i kapacitet deformacije zida. Kod perforiranih zidova pojačano poprečno armiranje ivica otvora se preporučuje i van zone plastifikacije.

Sidrenje horizontalne armature pravim šipkama i kukama (od 90°) van utegnute zone se ne smatra efektivnim. Proširenjem ivičnih ojačanja se poboljšavaju uslovi sidrenja horizontalne armature rebra. Poprečna armatura je od naročitog značaja za ponašanje zidova pod seizmičkim dejstvom. Horizontalna armatura u zidu prihvata napone smicanja zatezanjem. Nedovoljna količina horizontalne armature zida ili neadekvatno usidrena prouzrokuje nepoželjan krti lom smicanjem. Kod pravougaonih zidova horizontalnu armaturu središnjeg dela zida treba sidriti iza vertikalne, tj. unutar preseka.

Raspored pojedinačnih zidova u osnovi zgrade treba da zadovolji sve principe konceptualnog projektovanja. Treba izbegavati svaki vid vertikalne neregularnosti AB zidova. Pri projektovanju zgrada treba težiti povezivanju AB zidova iz dva upravna pravca. Ukoliko arhitektonski uslovi dozvoljavaju treba projektovati zidove složenog preseka I, L, T, H i dr. Vezu zidova upravnih pravaca je neophodno adekvatno obezbediti horizontalnom armaturom.

Tanki zidovi izloženi cikličnim neelastičnim deformacijama predstavljaju potencijalnu opasnost za nastupanje loma usled nestabilnosti. Iz tog razloga se preporučuje da se ivične zone ojačaju formiranjem I preseka ili povećanjem debljine zida.

Pravougaone zidove treba izbegavati zbog: osteljivosti na izvijanje, otežanog oblikovanja detalja kod jako armiranih ivičnih zona, otežanog sidrenja horizontalne armature središnjeg dela zida u ivična ojačanja, otežanog sidrenja armature veznih greda u ivična ojačanja. Ivične zone zidova je poželjno proširiti iz razloga jednostavnijeg grupisanja vertikalne i horizontalne armature. Ugradnja betona je jednostavnija i kvalitetnija jer se umanjuje mogućnost pojave segregacije usled efekta rešetke. Ivična proširenja pozitivno deluju na bočnu stabilnost pritisnute ivice tokom zemljotresa. Formiranjem ivičnih proširenja (barbel section) povećava se površina utegnutog dela betona, a time se značajno povećava duktilnost krivine zida.

Kod dualnog sistema i sitnorebrastih međuspratnih tavanica treba što veći deo gravitacionog opterećenja preneti na zidove. AB zidove treba pozicionirati isključivo u osama osnovnog konstruktivnog sistema. Povoljan položaj zidova je između stubova. Pozicioniranje zidova unutar polja tavanica nije dozvoljeno. Tavanica podruma ne sme biti sitnorebrasta ukoliko su obodni podrumski zidovi od armiranog betona.

### 10.3 Pravci daljih istraživanja

Dalja istraživanja tematike doktorske disertacije treba usmeriti ka uopštenju primenljivosti predloženog modela sa vitkih ( $h_w/l_w > 4.0$ ) na umereno vitke zidove ( $1.5 < h_w/l_w < 3.0$ ). S obzirom da model ne obuhvata SFI interakciju karakterističnu za srednje područje vitkosti zidova, delimično poboljšanje modela se može realizovati uključenjem i preostala dva sloja u *general wall* elementima. Uključenjem slojeva dijagonalnog smicanja omogućila bi se simulacija dijagonalnog smičućeg loma AB zidova. Ovim bi se primenljivost modela proširila i na neregularne zidove, što je od velikog značaja, s obzirom da je vertikalna neregularnost AB zidova česta.

S obzirom na ograničenu kalibraciju modela histerezisnog ponašanja AB zidova sa otvorima koja je realizovana u okviru ove disertacije, neophodan je nastavak rada u ovom pravcu. Buduća istraživanja treba usmeriti ka detaljnijoj kalibraciji koeficijenata EDF i USF pri većem broju variranih parametara. Za precizniju kalibraciju modela neophodno je postojanje eksperimentalnih rezultata uporednog ispitivanja veznih greda različitih odnosa  $a/d$ , različitog načina armiranja veznih greda, učešća horizontalne i vertikalne armature u zidovima. Time bi se potvrdila dosadašnja saznanja iz ove oblasti i ukazalo na mogućnost ostvarenja različitih nivoa globalne duktilnosti (faktor duktilnosti sistema) sa promenom pojedinih parametara. Treba analizirati osetljivost rezultata modela na variranje raznih parametara: (parametara konstitutivnih materijala i parametara modela), nivo aksijalnog opterećenja, konfiguracije geometrije uzorka (odnos  $a/d$  veznih greda, odnos veličine otvora i širine zidova, širine ivičnih ojačanja, procenat armiranja ivičnih zona i rebra zida, i dr.), kako bi se dokazala sposobnost modela za predviđanje ponašanja AB zidova za širi spektar uslova.

Dalje analize je potrebno sprovesti u programima koji poseduju pločaste elemente višeg reda i koji su razvijeni na pristupu modeliranju koje objedinjuje fleksionu i smičuću interakciju pod cikličnim opterećenjem. Predloženi pristup modelovanju sadrži modele konstitutivnih materijala bazirane na jednoaksijalom ponašanju modela vlakana bez SFI. Poboljšanje tačnijeg modela se može ostvariti spajanjem aksijalne i smičuće deformacije na nivou vlakana, što bi dodatno omogućilo spajanje fleksione i smičuće deformacije na nivou elementa. Kako bi se pouzdanije predvideo nelinearni odgovor AB zidova treba razvijati pristup modelovanju koji konstitutivne relacije materijala zasniva na prethodnoj istoriji opterećenja.

U daljim istraživanjima je potrebno proučiti asimetrično povezane zidove (povezane zidove različite širine) i doći do rezultata o preraspodeli seizmičkih sila između njih. Treba proučiti simetrično i asimetrično postavljene otvore kod kojih su parapetni zidovi iskorišćeni kao vezne grede. Parametarske analize realizovane približnim modelom na realnim uzorcima zgrada

različite spratnosti treba nastaviti sa ciljem boljeg sagledavanja uticaja neregularnosti na performanse AB zgrad.

Osim proučavanja dualnog sistema zgrada sa pojedinačnim ili povezanim zidovima, dalja istraživanja treba usmeriti i na panelni sistema zidova (Precast Tunnel form building).

Projektovanje zgrada se najčešće zasniva na rasčlanjivanju modela sistema na nadzemni deo konstrukcije uz pretpostavku njenog uklještenja u nivou temelja i odvojeno se razmatra temeljna konstrukcija sa temeljnim tлом. Iz praktičnih razloga u svakodnevnoj inženjerskoj praksi interakcija konstrukcije, temelja i tla se u najboljem slučaju svodi na model linearno-elastičnog poluprostora. U daljim istraživanjima je potrebno proučiti uticaj interakcije tla, temeljne konstrukcije i zidova na seizmičko ponašanje zgrada. Ovde se pre svega misli na povećanje svojstvenih perioda vibracija konstrukcije u odnosu na pretpostavku o potpunom uklještenju zidova, kao i na povećano prigušenje sistema. Osim interakcije sa tлом potrebno je detaljnije proučiti interakciju AB zidova unutar podzemnog dela zgrada, sa posebnim akcentom na preraspodelu horizontalnih uticaja između zidova nadzemnog i podzemnog dela zgrade kao i transfer sila kroz temeljnu konstrukciju i podrumске tavanice (backstay effect).

Dalja istraživanja bi trebalo usmeriti i ka pojednostavljenju dinamičkog modela u cilju racionalizacije računarskih resursa, pre svega vremena proračuna. Pojednostavljenje treba razvijati u smeru redukovanja broja stepeni slobode uz kritičko vrednosvanje dobijenih rezultata, pre svega aproksimacijom prostorne analize regularnih konstrukcija na ravanski problem i dvodimenzionalnu analizu.

## 11 Popis literature

- ACI 318-11., (2011).“ Building Code Requirements for Structural Concrete (ACI 318M-11) and Commentary“, ACI Committee 318, American Concrete Institute, Farmington Hills, Mich.
- Adebar, P., Ibrahim, A.M.M., and Bryson, M., (2007), “Test of high-rise core wall: Effective stiffness for seismic analysis,” *Structural Journal, ACI*, Vol. 104, No. 5, pp. 549-559.
- Aejaz, A., Wight, J.K., (1991), „RC Structural walls with staggered door openings“, *Journal of Structural Engineering*, May, vol. 117, no. 5, pp. 1514–1531.
- Ahmad, S.H. and Shah, S.P. (1982) “Stress-Strain Curves of Concrete Confined by Spiral Reinforcement”, *ACI Journal*, vol.79, pp.484-490.
- Akis, T., (2004).“Lateral load analysis of shear wall-frame structures“, Ph.D thesis, The middle East Technical university, Ankara
- Aničić, D., Fajfar, P., Petrović, B., Szavits-Nossan, A., Tomažević, M. (1990). “Zemljotresno inženjerstvo-visokogradnja“, DIP Građevinska knjiga, Beograd.
- Aničić, D., Fajfer, P., i dr., (1990 ), “Zemljotresno inženjerstvo - visokogradnja“. Beograd : Građevinska knjiga
- Anil, K. Chopra, (1995). “Dynamics of Structures (Theory and Applications to Earthquake Engineering)“, 3rd edition, University of California at Berkeley, Englewood Cliffs, New Jersey.
- Aoyama H. and Noguchi, H (1979) – Mechanical properties of concrete under load cycles idealizing seismic actions. *Bull. d'information CEB*, Vol. 131, pp.: 29-63
- ASCE/SEI Standard 41-06, Seismic Rehabilitation of Existing Buildings, the latest generation of performance-based seismic rehabilitation methodology, Published by the American Society of Civil Engineers
- ATC (1996). Seismic evaluation and retrofit of concrete buildings, ATC 40, Applied Technology Council, Redwood City, CA.
- Athanasopoulou, A., (2010). “Shear strength and drift capacity of reinforced concrete and high-performance fiber reinforced concrete low-rise walls subjected to displacement reversals”, Ph.D thesis, The University of Michigan.
- Atkan, E., Bertero, V., (1981) Seismic resistant design of RC coupled structural walls, report No.UCB/PEER-81/07
- Ашкинадзе Г.Н., Соколов М.Е., (1988), “Железобетонные стены сейсмостойких зданий. Исследования и основы проектирования“ Москва Стройиздат.
- Balkaya, C., Kalkan, E., (2003). “Nonlinear seismic response evaluation of tunnel form building structures.” *Comput. Struct.*, 81, 153– 165.
- Balkaya, C., Kalkan, E., (2004), “ Three-Dimensional Effects on Openings of Laterally Loaded Pierced Shear Walls“, *Journal of Structural Engineering*, Vol. 130, Issue 10, pp. 1506-1514.
- Barney, B., Shiu, N., Rabbat, G., Fiorato, E., Russell, G., Corley, G., (1978), „Earthquake Resistant Structural Walls - Tests of Coupling Beams“, Portland Cement Association, Skokie, Illinois, 151 pp.
- Bazant, P., Cedolin, L., (1980), “Fracture Mechanics of Reinforced Concrete“. *Journal of the Engineering Mechanics*, ASCE, Vol. 106, No. EM6, pp. 1287-1306.
- Bazant, P., Oh, H., (1983), Crack Band Theory for Fracture of Concrete, *Materials and Structures*, RILEM, Vol. 16, 155-177.
- Belarbi, A., Hsu, T., (1995), “Constitutive laws of softened concrete in biaxial tension-compression”. *ACI Structure Journal*, Vol. 92, No. 5, pp562-573.

- Belmouden, Y. and Lestuzzi, P. (2007), „Analytical model for predicting nonlinear reversed cyclic behaviour of reinforced concrete structural walls“, *Journal of Engineering Structures* 29:7, 1263-1276.
- Bertero, R. D., Bertero, V. V., (2000), “Application of a comprehensive approach for the performance-based earthquake resistant design buildings“, 12 th World conference of earthquake Engineering, Acapulco, Mexico, 1996, CD-ROM, 2120/1-8
- Bertero, V., Aktan, A., Charney, F., Sause, R., (1984), UCB/EERC-84/05, Earthquake Engineering Research Center, University of California, Berkeley, 1984-06, 180 pages (515/B47/1984)
- Bertero, V., Kamil, H., (1975); “Nonlinear Seismic Design of Multi-Story Frame,” *Canadian Journal of Civil Engineering*, Vol. 2, No. 4.
- Beyer, K., Dazio, A., Priestley, MJN, (2008), Quasi-static cyclic tests of two U-shaped reinforced concrete walls, *Journal of Earthquake Engineering* 12 (7), pp. 1023-1053.
- Bing, L. Qin, C., (2010), “Initial stiffness of reinforced concrete structural walls with irregular openings”, *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 39, pp. 397–417.
- Bohl, A., Adebar, P., (2011). “Plastic hinge lengths in high-rise concrete shear walls.” *ACI Structural Journal*, 108(2), 148–157.
- Bracci, M., Kunnath, K., Reinhorn, M., (1997) ‘Seismic performance and retrofit evaluation of reinforced concrete structures, *ASCE, ST Division* 123(1), pp. 3-10.
- Bresler, B., Pister, K. S. (1958). “Strenght of Concrete Under Combined Stresses“, *Journal ACI*, vol. 55, no. 3, pp. 321-345.
- Canadian Standards Association (CSA), 1994, CSA A23.3-94 Design of Concrete Structures, Rexdale, Canada.
- Canbolat B. A., Parra-Montesinos J., G, Wight, K., J. (2005). “Experimental Study on Seismic Behavior of High-Performance Fiber-Reinforced Cement Composite Coupling Beams“, *ACI Structural Journal/January-February* 2005, pp. 159-166
- Cardenas, A., Morgan D., (1973), “Strenght of High Rise Shear Walls-Rectangular Cross Section“, *Response of Multistory Concrete Structures to Lateral Forces, SP-36, American Concrete*, Detroit, pp. 119-131.
- Castellani, A., Sciocco, F., et al., (1993), “Reinforced Concrete Columns Under Cyclic Axial Compressive Forces“, *ASCE Journal of Structural Engineering*. pp. 3426-3433.
- CEB (1991) - "Behavior and analysis of reinforced concrete structures under alternate actions inducing inelastic response. Volume 1: General Models". CEB - Bulletin d'Information No210. Viena.
- Chaallal, O., Gauthier, D., Malenfant, P., (1996), „ Classification methodology for coupled shear walls“, *ASCE J. Struct. Eng.* 122(12): 1453–1458
- Chai, Y., Elayer, D. (1999). Lateral stability of reinforced concrete columns under axial reversed cyclic tension and compression. *ACI Structural Journal*, 96(5)
- Chang, G., Mander, J., (1994), “Seismic Energy Based Fatigue Damage Analysis of Bridge Columns: Part I – Evaluation of Seismic Capacity. NCEER Technical Report 94-0006.
- Charney, F.A. (2008). Unintended consequences of modeling damping in structures, *Journal of Structural Engineering*, 134 (4). 581-592.
- Chen, M., Pantoli E., Astroza R., Ebrahimian H., Mintz S., Wang X., Hutchinson T., Conte J., Restrepo J., Meacham B., Kim J., and Park H. (2013). Full-Scale Structural and Nonstructural Building System Performance during Earthquakes and Post-Earthquake Fire: Specimen Design, Construction and Test Protocol. Structural Systems Research Project Report Series. University of California San Diego, San Diego, CA.

- Chopra, A., Goel, R., (2002), "A modal pushover analysis procedure for estimating seismic demands for buildings", *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, 31, pp. 561–582
- Chopra, K., Goel K. (2002) A modal pushover analysis procedure for estimating seismic demands for buildings, *Earthquake Engineering and Structural Dynamics* 31, 561-582
- Cismigiu, Al., Titaru, Em., Velkov, M., (1967) "Energy interpretation of the structures behaviour during the earthquake of 26 July, 1963 in Skopje and conclusions concerning the elasto-plastic design", University in Skopje, Skopje.
- Clough, W., R., Penzien, J., (1975). "Dynamics of Structures", 2nd edition, Computers & Structures, Inc. University Ave, Berkeley.
- Cohn, M.Z. (1972); "Optimal Limit design of R/C Structures," *Inelasticity and Nonlinearity in Structural Concrete*, University of Waterloo Press, Canada.
- Colombo, A., Negro, P., (2005), "A damage index of generalised applicability", *Engineering Structures*, Vol.27, No.8, pp. 1164-1174.
- Colotti, V., (1993). Shear Behavior of RC Structural Walls. *Journal of Structural Engineering*, ASCE, 119:3, 728-746.
- Concrete Coupling Beams Subjected to Reversed Cyclic Loading.
- Constantin, R., Beyer, K., (2016), Behaviour of U-shaped reinforced concrete walls subjected to quasi-static cyclic tests under diagonal loading, *Engineering Structures* 106, pp. 36-52
- Coutinho, S., Goncalves, A., (1994) „Fabrico e propriedades do betao“. Vol. III - 2a Edicao. E. LNEC. Lisboa, Laboratorio Nacional de Engenharia Civil.
- CSI (2011). "SAP 2000 – Integrated Software for Structural Analysis & Design, Version 15.0, Analysis Reference Manual", Computers & Structures, Inc., Berkeley, U.S.A.
- CSI, (2011), User Guide PERFORM-3D™ Nonlinear Analysis and Performance Assessment for 3D Structures, Version 5, Computers and Structures, Inc., Berkeley, California.
- Červenka, J., (1994), "Discrete Crack Modeling in Concrete Structures", PhD thesis, University of Colorado, Boulder.
- Červenka, V., (1985), Constitutive Model for Cracked Reinforced Concrete, *Journal ACI, Proc.* V.82, Nov-Dec., No.6, pp.877-882.
- Ćosić, M., Folić, R., Brčić, S., (2017), „Pregled savremenih seizmičkih analiza i načina uvođenja prigušenja u njima“, *Građevinski materijali i konstrukcije, DIMKS*, No.1, Vol. 1, pp. 3-30.
- Darwin, D., Nmai, K., (1986), "Energy dissipation in RC beams under cyclic load", *Journal of Structural Engineering*, ASCE 112(8), pp. 1829-1846.
- Dazio, A. (2000), "Entwurf und Bemessung von Tragwandgebäuden unter Erdbebeneinwirkung". *IBK-Report in Preparation*. Birkhäuser Verlag Basel.
- Dazio, A., (2004), "Capacité portante des constructions en béton", *SIA2018: Verification de la securite parasismique des batiments existants*, Cahier technique, Societe suisse des ingenieurs et des architectes (SIA), Zurich, pp. 23-36.
- Dazio, A., Wenk, T. and Bachmann, H. (1999), "Versuche an Stahlbetontragwänden unter zyklisch-statischer Einwirkung". *IBK-Report No. 239*. ISBN 3-7643-6149-2. Birkhäuser Verlag Basel.
- de Borst, R., Nauta, P., (1985), "Non-orthogonal cracks in smeared finite element model", *Engineering Computations Journal*, 2, pp. 35-46.
- Dei Poli, S., Di Prisco, M., Gambarova, P., (1992), "Shear response, deformations, and subgrade stiffness of a dowel bar embedded in concrete", *ACI Structural Journal* 89(6), 665-675.
- Deierlin, G., (2004), "Overview of a comprehensive framework for earthquake performance assessment", *Performance-Based Seismic Design Comcep and Implementation Proceedinga of The International Workshop Bled, Slovenia*, 28 Jun-1 July, 2004, pp. 14-26.

- Dražić, J., Folić, R., (2006), "Konceptualno projektovanje zgrada u seizmičkim područjima", Tehnika-NG, br: 2, Beograd, 2006. str. 1-9.
- Dulacska, H., (1972), "Dowel action of reinforcement crossing cracks in concrete", ACI Structural Journal, 69:12, pp. 754-757.
- Dwairi, H.M, Kowalsky, M.J. and Nau, J.M. (2006), "Equivalent Viscous Damping in Support of Direct Displacement-Based Design" Journal of Earthquake Engineering 11(4), pp.512-530.
- Elnashai, A., Pilakoutas, K., Ambraseys, N. (1990), Experimental behaviour of reinforced concrete walls under earthquake loading, Earthquake Engineering and Structural Dynamics 19(3), 389-407.
- El-Tawil, S., Fortney, P., Harries, K., Shahrooz, B., Kurama, Y., Hassan, M., Tong, X. (2009), Recommendations for Seismic Design of Hybrid Coupled Wall Systems. Reston, VA: American Society of Civil Engineers.
- El-Tawil, S., Fortney, P., Harries, K.A., Shahrooz, B.M., Kurama, Y., Hassan, M. and Tong, X., (2009), "Recommendations for Seismic Design of Hybrid Coupled Wall Systems", ASCE/SEI, 80 pp.
- El-Tawil, S., Kuenzli, C. M., (2002). "Pushover of Hybrid Coupled Walls. Part II: Analysis and Behavior", ASCE Journal of Structural Engineering, Vol. 128, No. 10, pp. 1282-1289.
- Elwood, K.J., (2013), Performance of concrete buildings in the 22 February 2011 Christchurch earthquake and implications for Canadian codes 1. Canadian Journal of Civil Engineering, 40(3): 1-18.
- Elwood, K.J., Matamoros, A.B., Wallace, J.W., Lehman, D.E., Heintz, J.A., Mitchell, A.D., Moore, M.A., Valley, M.T., Lowes, L.N., Comartin, C.D., & Moehle, J.P. (2007) Update to ASCE/SEI 41 concrete provisions, Earthquake Spectra, 23 (3), 493-523.
- Emori, K., Schnobrich, W., (1978). "Frame-Wall Structures for Strong Motion Earthquakes", A report on a research project Research Grant ENV 74-22962, University of Illinois at Urbana-Champaign urbana, Illinois.
- Engelhardt, M.D., Popov, E.P., (1989), "Behavior of Long Links in Eccentrically Braced Frames", Earthquake Engineering Research Center, Berkeley. Report No. UCB/EERC-89/01.
- Englekirk, E. R., (2003). "Seismic design of reinforced and precast concrete buildings, Inc. John Wiley and Sons, Hoboken, New Jersey.
- Eurocode 8: Design of structures for earthquake resistance, Part I: General rules, seismic actions and rules for buildings, EN 1998-1:2004. Brussels: CEN - European Committee for Standardization
- European Committee for Standardization (CEN). (2005). "Eurocode 8: Design of structures for earthquake resistance: Part 3: Assessment and retrofitting of buildings." BS EN 1998-3, Brussels, Belgium.
- Evrokod 2, EN 1992-1-1:2004, Proračun betonskih konstrukcija, Deo 1-1: opšta pravila i pravila za zgrade, Beograd, (2006)
- Fajfar, P. (2000). A nonlinear analysis method for performance-based seismic design, Earthquake Spectra, 16(3), pp. 573-592.
- Fajfar, P., and P. Gašperšič (1996). The N2 method for the seismic damage analysis of RC buildings, Earthquake Engineering and Structural Dynamics, 25, pp. 23-67.
- Faria, R., (1994). "Avaliação do comportamento sísmico de barragens de betão através de um modelo de dano contínuo", Doutoramento em Engenharia Civil, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, Porto.



- FEMA 273, (1997), "NEHRP guidelines for the seismic rehabilitation of buildings", Prepared for the: Building Seismic Safety Council, D.C., (ATC-33 Project), October 1997., Washington, D.C.
- FEMA 273, (1997). NEHRP guidelines for the seismic rehabilitation of buildings, FEMA Report 273, Washington, D.C., U.S.A.
- FEMA 356, (2000). "Prestandard and Commentary for the Seismic Rehabilitation of Buildings", Report FEMA 356, Federal Emergency Management Agency, Washington, D.C., U.S.A.
- FEMA 440, (2005). "Improvement of nonlinear static seismic analysis procedures", Department of Homeland Security Federal Emergency Management Agency Washington, D.C., U.S.A.
- FEMA 74 report, Reducing the Risks of Nonstructural Earthquake Damage – A Practical Guide, issued by FEMA, 1994.
- Fintel M., (1991), "Shearwalls - An Answer for Seismic Resistance?", Concrete International, Vol. 13, No. 7, July 1991, pp. 48-53.
- Fischinger, M., Fajfar, P., (1994), Seismic Force Reduction Factor. In Earthquake Engineering, A. Rutenberg (editor), Balkema, pp. 279-296.
- Folić R., Lađinović Đ.: (2003), "Usporedna analiza Evrokoda 8 za projektovanje seizmički otpornih konstrukcija sa nekim nacionalnim odredbama", SGITJ, Građevinski kalendar 2003, Beograd, str. 429-487.
- Fortney., P.J., Shahroom, B.M., Rassati, G.A., (2007), „Large-scale testing of a replaceable „fuse“ steel coupling beam, Journal of Structural Engineering 133(12):1801-1807
- Foster JS, Marti P. Cracked Membrane Model: Finite Element Implementation, ASCE Journal of Structural Engineering, 2003, Vol.129, No.9, pp.1155-1163.
- Fragomeni, S., Mendis, P. A. and Grayson, W. R. (1994). "Review of reinforced concrete wall design formulas", ACI Structural journal, 91(5), 521-529.
- Galano, L., Vignoli, A., (2000), "Seismic behavior of short coupling beams with different reinforcement layouts. Author's closure", ACI STRUC J, 98(5), 2001, pp. 788-788
- Gavrilović., P., (1982) "Otpornost smicanja armiranobetonskih konstrukcija u nelinearnom području za ciklična i dinamička opterećenja", doktorska teza, Građevinski fakultet u Beogradu, pp. 233
- Gérin, M., Adebar, P., (2009), „Simple rational model for reinforced concrete subjected to seismic shear“, ASCE Journal of Structural Engineering 135:7, pp. 753-761.
- Ghodsi, T. and Ruiz, J. A. F. (2009). Pacific earthquake engineering research/seismic safety commission tall building design case study 2. Technical report
- Goel., S., Liao, W., Bayat, M., Chao, S., (2010). Performance-based plastic design (PBPD) method for earthquake-resistant structures: An overview, The Structural Design of Tall and Special Buildings, 19., pp. 115-137.
- Gomes, A., and Appleton, J. (1997). "Nonlinear cyclic stress-strain relationship of reinforcing bars including buckling." Eng. Struct., 19(10), 822–826.
- Goodsir, W.J. (1985). "The design of coupled frame-wall structures for seismic actions", University of Canterbury. PhD.
- Graham H. Powell, Professor Emeritus, UC Berkeley, Modeling of coupling beams in shear walls - Perform-3D - Computers and Structures, Inc. - Technical Knowledge Base, <https://wiki.csiamerica.com/display/perform/Modeling+of+coupling+beams+in+shear+walls> (10.06.2016)
- Guedes, J., (1997). "Seismic Behavior of Reinforced Concrete Bridges Modelling - Numerical Analysis and Experimental Assessment", Doutoramento em Engenharia Civil, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, Porto.

- Gulkan, P. and Sozen, M.A. (1974). "Inelastic Responses of Reinforced Concrete Structures to Earthquake Motions", ACI Journal Proceedings, vol. 71, no. 12, pp. 604-610.
- Gupta, B., Kunnath, K., (2000) Adaptive spectra-based pushover procedure for seismic evaluation of structures, *Earthquake Spectra*, 16 (2), pp. 367-391.
- Hadži-Misić E., (1985). "Aseizmičke konstrukcije u visokogradnji", Svjetlost, Sarajevo.
- Hamadi, Y., Regan, P., (1980), "Behaviour of normal and lightweight aggregate beams with shear cracks", *The Structural Engineer* 58B(4): 71-79.
- Harries, A, Moulton, D., Clemson, L., (2004), „Parametric study of coupled wall behaviour – implications for the design of coupling beams. *ASCE J. Struct. Eng.* 130(3): 480-488
- Harries, A., (1995), *Seismic Design and Retrofit of Coupled Walls Using Structural Steel*, Ph.D. Thesis, McGill University, 229 pp.
- Harries, A., Gong, B., Shahrooz, M. (2000). Behaviour and design of reinforced concrete, steel, and steel-concrete coupling beams. *Earthquake Spectra*, 16 (4), 775-799.
- Harries, A., Mitchell, D., Cook, D., & Redwood, R.G. (1993). Seismic response of steelbeams coupling concrete walls. *Journal of Structural Engineering*, 119 (12), 3611-3629.
- Hidalgo, A., Ledezma, A., and Jordan, R.M., (2002), "Seismic behavior of squat reinforced concrete shear walls," *Earthquake Spectra*, Vol. 18, No. 2, pp. 287-308.
- Hidalgo, A., Jordan, M., Martinez, P., (2002), "An Analytical Model to Predict the Inelastic seismic Behavior of Shear-Wall, Reinforced Concrete Structures", *Engineering Structures*, Vol.24, pp. 85-98.
- Hillerborg, A., Modeer, M., Petersson, P.E., (1976), "Analysis of crack formation and crack growth in concrete by means of fracture mechanics and finite elements", *Cement and Concrete Research*, 6 ( 6), pp. 773-782.
- Hines, E., Restrepo, J.I., and Seible, F., (2004), "Force-displacement characterization of well-confined bridge piers," *Structural Journal*, Vol. 101, No. 4, pp. 537-548.
- Hirosawa, M., (1975), "Past experimental results on reinforced concrete shear walls and analysis on them," Building Research Institute, Ministry of Construction, No. 6, (in Japanese).
- Hognestad, E., (1952). "Inelastic behaviour in tests of eccentrically loaded short reinforced concrete columns". *ACI Journal*, Vol. 49, No. 10, pp117-139.
- Humer, J., L., (2002). "Dynamics of Structures", 2nd edition, A. A. Balkema Publishers: Lisse/Abingdon/Exton/Tokyo.
- Hunzinger, M., C., (2002). "Response of Reinforced Concrete Wall Elements to Cyclic Loading", Ph.D thesis, McGill University montreal, Canada.
- Iain A. MacLeod, (1985), "Shear Wall-Framee Interaction, a design aid", Portland Cement Association, pp. 17.
- Ibara, L.F., R. A. Medina, and H. Krawinkler, "Hysteretic Models that Incorporate Strength and Stiffness Deterioration," *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, Vol. 34, 2005, pp. 1489 - 1511.
- Ibarra L.F., Medina R.A., and Krawinkler, H., (2005), "Hysteretic models that incorporate strength and stiffness deterioration," *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, Vol. 34, No. 12, pp. 1489- 1511.
- Iso, M., Yasuhiro Matsuzaki, Y., Sonobe, Y., (2000), „Experimental study of reinforced concrete columns having wing walls retrofitted with continuous fiber sheets“, 12WCEE, New Zealand Society for Earthquake Engineering Inc, New Zealand, pp. 1865-1873
- Kabeyasawa T., Shiohara H., Otani S., and Aoyama H., 1983, "Analysis of the fullscale seven-story reinforced concrete test structure," *Journal of the Faculty of Engineering, University of Tokyo, Tokyo, Japan*, Vol. 37, No. 2, pp. 431-478.

- Kabeyasawa, T., H. Shioara and S. Otani., (1984). "U.S.-Japan cooperative reserch on RC full-scale building test – Part 5: discusion on dynamic response sistem“. Procs. 8th World Conf. On Earth. Eng., S. Francisco, U.S.A., pp. 627-634
- Kam, Y., Pampanin, S., Elwood, K., (2011) „Seismic performance of reinforced concrete buildings in the 22 February Christchurch (Lyttelton) earthquake, Bulletin of the New Zealand Society for Earthquake Engineering, 44(4): pp. 239-278.
- Kappos, A., Penelis, G., (2010), "Earthquake Resistant Concrete Structures, Taylor anf Francs Group
- Kappos, A.J. (1997), "Seismic damage indices for RC buildings: evaluation of concepts and procedures“, Progress in Structural Engineering and Materials, , Vol.1, No.1, pp. 78-87.
- Klaus-Jürgen Bathe (1996). "Finite Element Procedures“, Prentice Hall, new Jersey.
- Kolozvari, K., Orakcal, K., Wallace, J., (2016), "Modeling of Cyclic Shear-Flexure Interaction in Reinforced Concrete Structural Walls - Model Description,“ ASCE Journal of Structural Engineering, Vol 142, Issue 12 0733-9445 ISSN (online): 1943-541X
- König, G., Liphardt, S. (1985), "Hochhäuser aus Stahlbeton". Betonkalender 1985. Verlag Ernst & Sohn, Berlin.
- Kotronis, P., Ragueneau, F. and Mazars, J. (2005) A simplified model strategy for R/C walls satisfying PS92 and EC8 design. Journal of Engineering Structures 27:8, 1197-1208.
- Kotsovos, D. and Pavlovic, N. (1995) Structure Concrete, Thomas Telford, London.
- Kovačević D., (2006), MKE modeliranje u analizi konstrukcija, Građevinska knjiga, Beograd
- Kowalsky, J., Priestley, N. and MacRae, A., (1994) "Displacement-Based Design; A Methodology for Seismic Design Applied to Single Degree of Freedom Reinforced Concrete Structures", Report SSRP-94/16, University of California, La Jolla, U.S.A.
- Krawinkler, H., Seneviratna GDPK. (1998). "Pros and cons of a pushover analysis of seismic performance evaluation", Engineering Structures, 20(4-6): pp. 452-464.
- Krolicki, J., Maffei, J. and Calvi, G. M., (2011). "Shear strength of reinforced concrete walls subjected to cyclic loading", Journal of Earthquake Engineering, 15:S1, pp. 30-71.
- Kunnath, S. K., Reinhorn, A., M. and Park, Y. J. (1990). Analytical Modeling of Inelastic Seismic Response of R/C Structures. Journal of Structural Engineering, ASCE, 116:4, 996-1016.
- Kupfer, H., Hilsdorf, H.K., and Rusch, (1969) Behaviour of concrete under biaxial stresses. ACI Journal, 66(8), pp. 656-666.
- Lađinović, Đ., (2002), Višekriterijumska analiza seizmičke otpornosti konstrukcija armiranobetonskih zgrada, doktorska disertacija, Univerzitet u Novom Sadu, Fakultet tehničkih nauka, Novi Sad, str. 260.
- Lađinović, Đ., (2008). Savremene metode seizmicke analize konstrukcija zgrada. Građevinski materijali i konstrukcije, 51(2), pp. 25-39
- Lađinović, Đ., Radujković, A., Rašeta, A., (2011), „Seismic performance assesment based on emage of structures – Part 1: Theory“, Facta Universitatis Series: Architecture and Civil Engineering, Vol. 9, No 1, 2011, pp. 77 – 88
- Lai, S., Will, G. and Otani, S. (1984), "Model for Inelastic Biaxial Bending of Concrete Members“, Journal of Structural Engineering, ASCE, 110(ST11), pp. 2563-2584.
- Lakshmanan, N. (2003). "Ductility, Energy Absorption, and Damage Modelling of Concrete Structural Elements", Proceedings of the International Conference on Recent Trends in Concrete Technology and Structures (INCONTEST-2003), Kumaraguru College of Technology, Coimbatore, vol. 1, pp. 69-85.

- LATBSDC – Los Angeles Tall Buildings Seismic Design Council, (2014) “An Alternative Procedure for Seismic Analysis and Design of Tall Buildings Located in the Los Angeles Region – A Consensus Document”
- Lee J., Fenves G.L., (1998), Plastic-damage model for cyclic loading of concrete structures, *Journal of Engineering Mechanics*, Vol. 124, No. 8, pp. 892–900.
- Lefas, D., Kotsovos, D., and Ambraseys, N., (1990), “Behavior of reinforced concrete structural walls“, strength, deformation characteristics, and failure mechanism, *ACI Structural Journal*, pp. 23-31.
- Lequesne, D., R., (2011). ”Behavior and Design of High - Performance Fiber -Reinforced Concrete Coupling Beams and Coupled-Wall Systems”, Ph.D thesis, The University of Michigan.
- Lequesne, R. D., Setkit, M., Parra-Montesinos, G. J., and Wight, J. K. (2009), “Seismic Detailing and Behavior of Coupling Beams Incorporating High-Performance Fiber Reinforced Concrete,” Antoine E. Naaman Symposium – Four Decades of Progress in Prestressed Concrete, Fiber Reinforced Concrete, and Thin Laminate Composites, SP-XX, American Concrete Institute, Farmington Hills, MI, 14 pp.
- Lestuzzi, P., Wenk, T. and Bachmann, H. (1999), “Dynamische Versuche an Stahlbetontragwänden auf dem ETH-Erdbebensimulator”. IBK-Report No. 240., Birkhäuser Verlag Basel.
- Li, F. Z., Shih, C. F., Needleman, A., (1985), “A comparison of methods for calculating energy release rates“, *Engineering Fracture Mechanics*, 21(2), pp. 405-421.
- Linde, P. and Bachmann, H. (1994). Dynamic Modelling and Design of Earthquake-Resistant Walls. *Journal of Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 23:12, 1331-1350.
- Linde, P., (1993). “Numerical Modelling and Capacity Design of Earthquake-Resistant Reinforced Concrete Walls“, Institut für baustatik und Konstruktion, ETH Zürich.
- Liu, W., Huang, W., Chen, C., (2010), ”The structure behavior of reinforced concrete wing-wall under earthquake Kuo-Chiang Liu 1,3 , Yuh- Liu”, *International Journal of the Physical Sciences* Vol. 5(7), pp. 1164-1174.
- Lombard, J., Humar, J.L., Cheung, M.S., (2000), Seismic Strengthening and Repair of Reinforced Concrete Shear Walls,” 12th World Conference on Earthquake Engineering, Paper No. 2032.
- Lowes, L., Lehman, D., Birely, A., Kuchma, D., Hart, C., and Marley, K., 2011, “Behavior, analysis, and design of complex wall systems: planar wall test program summary document,” NEESHUB, published on October 17, 2011, <http://nees.org/resources/3677>.
- Lowes, L.N., Lehman, D.E., Birely, A.C., Kuchma, D.A., Marley, K.P., and Hart, C.R., 2012, “Earthquake response of slender planar concrete walls with modern detailing,” *Engineering Structures*, Vol. 43, October 2012, pp. 31-47.
- Lublinter J., Oliver J., Oller S, Oñate E.: A plastic-damage model for concrete, *International Journal of Solids and Structures*, Vol. 25, 1989, pp. 299–329.
- MacKay-Lyons R., (2013).“ Performance-based design of rc coupled wall high-rise buildings with viscoelastic coupling dampers“, Ph.D thesis, Graduate Department of Civil Engineering University of Toronto.
- MacLeod, A. Iain, (1985), “Shear Wall-Frame Interaction, a design aid“, Portland Cement Association, pp. 17.
- Maglajić, Z., (2001), ”Visoki armiranobetonski zidovi”, Građevinski fakultet u Sarajevu, Sarajevo, 2001.

- Mahin, S.A., Bertero, V., (1981). "An evaluation of inelastic seismic design spectra," ASCE Journal of Structural Division, Vol. 107, No. ST9, pp. 1777- 1795.
- Majewski S.: The mechanics of structural concrete in terms of elasto-plasticity, Silesian Polytechnic Publishing House, Gliwice, 2003.
- Malley, J.O., Popov, E.P., (1983), "Design Considerations for Shear Links in Eccentrically Braced Frames", Earthquake Engineering Research Center, Berkeley. Report No. UCB/EERC-83/24.
- Mander, J., B., Priestley, M., J., N., Park, R., (1984). "Theoretical Stress-Strain Model for Confined Concrete", Journal of Structural Engineering, vol. 114, no. 8, pp. 1804-1826.
- Mander, J.B., Priestley, M.J.N and Park, R. (1988) "Observed stress-strain behaviour of confined concrete", Journal of Structural Engineering, ASCE, vol. 114, No. 8, pp. 1827-1849.
- Mansour, Y., Hsu, C., (2005), „Behavior of reinforced concrete elements under cyclic shear“, ASCE Journal of Structural Engineering 131:1, pp. 44-53.
- Marcakis, K. and Mitchell, D. (1980). "Precast concrete connections with embedded steel members". PCI Journal. Vol 25, No. 4. pp 88-116
- Marko, Julius and Thambiratnam, David P. and Perera, N.J. (2006) Mitigating Seismic Response of Shear Wall Structures Using Embedded Dampers. The Structural Engineer 84(1).
- Martinelli, P., Filippou, F., (2009), „Simulation of the Shaking Table Test of a Seven-Story Shear Wall Building“, Earthquake Engineering and Structural Dynamics, 38, 587-607.
- Massone LM. 2006. RC wall shear – flexure interaction: analytical and experimental responses. PhD Dissertation, University of California, Department of Civil & Environmental Engineering, Los Angeles, CA, 398 pp.
- Massone, L. M., and Wallace, J. W., "Load-Deformation Responses of Slender Reinforced Concrete Walls.", ACI Structural Journal, Vol. 101, No. 1, January-February, 2004, pp. 103-113.
- Mattock JA, Johal L and Chow HC (1975) Shear transfer in reinforced concrete with moment tension acting across the shear plane. PCI Journal 20(4): 76–93.
- Mazars, J., (1991). "Damage models for concrete and their usefulness for seismic loadings, Experimental and Numerical Methods in Earthquake Engineering", Kluwer academic publishers, pp. 199-221.
- Mehanny, S., Deierlein, G., (2001), "Seismic damage and collapse assessment of composite moment frames", Journal of Structural Engineering, ASCE, Vol. 127, No. 9, pp. 1045-1053.
- Mendes, L. M. (2002) - "Modelos de Elementos Finitos Híbridos-Mistos de Tensão na Análise Elastoplástica de Estruturas Laminadas Planas", Mestrado em Engenharia de Estruturas, Instituto Superior Técnico, Universidade Técnica de Lisboa, Lisboa.
- Mendes, L., Coelho, E., (2006)., "Behavior of RC structures – review of principal modeling strategies, First European Conference on Earthquake Engineering and Seismology Geneva, Switzerland, 3-8 September, pp. 1203-1212.
- Menegotto, M., Pinto, P., (1972). "Method of Analysis for Cyclically Loaded R. C. Plane Frames Including Changes in Geometry and Non-elastic Behavior of Elements under Combined Normal Force and Bending", Università Degli Studi di Roma.
- Meskouris, K., Krätzig, W.B., Hanskötter, U., Hoffmeister, P., (1991), "Nicht-lineares seismisches Tragverhalten ebener und räumlicher Stahlbeton-tragwerke", Arbeitsbericht für die Jahre 1989/1991, Wissenschaftliche Mitteilungen, SFB-151-Berichte Nr. 20, Sonderforschungsbereich Tragwerksdynamik, Ruhr-Universität Bochum.
- Milašinović, D., (1994), "Metod konačnih traka u teoriji konstrukcija", Univerzitet u Novom Sadu, Novi Sad.

- Milev, J., (2016). "Problems and their solutions in practical application of Eurocodes in seismic design of RC structures", *Građevinski materijali i konstrukcije*, 59(3), pp. 3-25.
- Miranda, E. (1999), "Approximate Seismic Lateral Deformation Demands in Multistorey Buildings". *Journal of Structural Engineering, ASCE*, Vol. 125, No. 4, April, pp 417-425.
- Moazzi, S., V. Bertero, V., (1987) „Three-dimensional inelastic analysis of reinforced concrete frame-wall structures“, report No. UCB/EERC-87105, May 1987, University of California, Berkeley, California
- Moehle, J. P., (2000), State of research on seismic retrofit of concrete building structures in the US. *Proceeding of US-Japan Symposium and Workshop on Seismic Retrofit of Concrete Structures - State of Research and Practice, USA.*
- Moehle, J. P., (2000), State of research on seismic retrofit of concrete building structures in the US. *Proceeding of US-Japan Symposium and Workshop on Seismic Retrofit of Concrete Structures - State of Research and Practice, USA.*
- Montgomery, M. (2011). Fork configuration dampers (FCDs) for enhanced dynamic performance of high-rise buildings [Doctoral dissertation]. Department of Civil Engineering, University of Toronto, Canada.
- Montgomery, M. and Christopoulos, C. (2015). Experimental validation of viscoelastic coupling dampers for enhanced dynamic performance of high-rise buildings. *Journal of Structural Engineering*, Vol. 141, 04014145:1-11.
- Naish, D., Wallace, J. W., Fry, J. A., and Klemencic, R. (2009). *Experimental Evaluation and Analytical Modeling of ACI 318-05 / 08 Reinforced*
- Naish, D., Wallace, J. W., Fry, J. A., and Klemencic, R. (2010). *Modeling of Diagonally Reinforced Concrete Coupling Beams. 5th International Conference*
- NEES 2006 NEES at UCSD Seven-Story Building-Slice Earthquake Blind Prediction Contest <http://nees.ucsd.edu/7Story.html>. NEES7story (pregledano 08.08.2016)
- Neuenhofer, A., Filippou F., (1997). „Evaluation of nonlinear frame finite-element models“, *J Struct Eng* 1997; 123(7), pp. 958–66.
- New Zealand Standards Association (NZS), 1995, NZS 3101:1995 Concrete Structures Standard.
- Newmark, N. M., and Hall, W. J. (1982). "Earthquake spectra and design." *EERI Monograph Series, Earthquake Engineering Research Institute, Oakland, Calif.*
- Ngo, D. and Scordelis, A.C. (1967). "Finite Element Analysis of Reinforced Concrete Beams", *Journal of ACI*, Vol. 64, No. 3, pp. 152-163.
- Nielsen, N., Imbeault, F., (1971), "Validity of Various Hysteretic Systems," *Proceedings, Third Japan National Conference on Earthquake Engineering*, pp. 707-714.
- Nilson, A., H., (1968), "Nonlinear Analysis of Reinforced Concrete by the Finite Element Method, *Journal of the ACI*, Vol. 65, No. 9, pp. 757-766.
- NIST GCR 10-917-8, (2010), "Evaluation of the FEMA P-695 Methodology for Quantification of Building Seismic Performance Factors", National Institute of Standards and Technology and NEHRP Consultants Joint Venture, Applied Technology Council and the Consortium of Universities for Research in Earthquake Engineering Earthquake
- NIST GCR 14-917-25, (2014), "Recommendations for Seismic Design of Reinforced Concrete Wall Buildings Based on Studies of the 2010 Maule, Chile", National Institute of Standards and Technology and NEHRP Consultants Joint Venture, Applied Technology Council and the Consortium of Universities for Research in Earthquake Engineering Earthquake
- Norio, I., Yang, K., Shibata, A., (1997), "Dynamic Non-linear Analysis of Reinforced Concrete Shear Wall by Finite Element Method with Explicit Analytical Procedure", *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, Vol.26, pp. 967-986.

- Oosterle, R.G., Aristizabal-Ochoa, J.D., Shiu, K.N., and Corley, W.G. (1984). Web Crushing of Reinforced Concrete Structural Walls. *ACI Journal* 81:3, 231-241.
- Okamura, H., Maekawa, K., (1991), „Nonlinear Analysis and Constitutive Models of Reinforced Concrete“, Japan: Giho-do Press, University of Tokyo.
- on Earthquake Engineering (5ICEE), pages 4--8.
- Orakcal, K., Massone, L. M., and Wallace, J. W. (2009). Shear strength of lightly reinforced wall piers and spandrels. *ACI Structural Journal*, 106(4):455--465.
- Orakcal, K., Massone, L.M. and Wallace, J.W. (2006). Analytical modeling of reinforced concrete walls for predicting flexural and coupled shear-flexural Responses. PEER Report 2006/07. University of California, Berkeley.
- Orakcal, K., Massone, L.M., Wallace, J.W., (2006). “Analytical modeling of reinforced concrete walls for predicting flexural and coupled shear-fl exural responses“, PEER Report 2006/07, Pacific Earthquake Engineering Research Center, University of California, Berkeley, October 2006, 213 pp.
- Orakcal, K., Ulugtekin, D., Massone, M., (2012), “Constitutive Modeling of Reinforced Concrete Panel Behavior under Cyclic Loading,” Proceedings of the 15th World Conference on Earthquake Engineering, Lisbon, Portugal.
- Orakçal, K., Wallace, J.W. (2006). Flexural Modeling of Reinforced Concrete Walls- Experimental Verification. *American Concrete Institute Structural Journal*. 103:2, 196-206
- Orakcal, K., Wallace, J.W., (2004), “Modeling of slender reinforced concrete walls,” Proceedings of the 13th World Conference on Earthquake Engineering, Vancouver, Canada.
- Orakcal, K., Wallace, J.W., (2006). “Flexural modeling of reinforced concrete walls – model calibration. *ACI Structural Journal* No. 103, Vol:2, pp. 196–206.
- Osteraas, J., Somers, P. (1996), “Northridge Earthquake of January 17, 1994: Reconnaissance Report, Volume 2 – Reinforced Concrete Buildings,” *Earthquake Spectra*, 11, Suppl. C, pp. 49-74, EERI Publication 95-03/2.
- Otani, S., (1980). Nonlinear dynamic analysis of reinforced concrete building structures. *Canadian J Civil Eng.* V7 I2. 333-344
- Palermo, D., Vecchio FJ. (2003), „Compression field modeling of reinforced concrete subjected to reversed loading: Formulation“, *ACI Structural Journal*, Vol.100, No.5, pp.616-625.
- Pampanin, S., Christopoulos, C. Priestley, M. J. N., (2002), „Residual deformations in the performance-based seismic assessment of frame systems“, Research Report ROSE (European School for Advanced Studies in Reduction of Seismic Risk), 2002/02., Pavia.
- Panagiotakos, T.B., Fardis, M.N., (1999), “Deformation-Controlled Earthquake Resistant Design of RC Buildings“, *Journal of Earthquake Engineering*, Vol. 3, No. 4, pp. 495-518.
- Panagiotakos, T.B., Fardis, M.N., (2001), “A Displacement-based Seismic Design Procedure of RC Buildings and Comparison with EC8“, *Journal of Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, Vol. 30, No. 10, pp. 1439-1462.
- Panagiotou, M., Restrepo, J.I., Conte, J.P., (2007), “Shake table test of a 7-story full scale reinforced concrete structural wall building slice phase II: t-wall.” SSRP 07-08 Report, Department of Structural Engineering, University of California, San Diego, CA.
- Panagiotou, M., Restrepo, JI., (2007). “Lessons learnt from the UCSD full-scale shake table testing on a 7-story residential building slice“. In Proceedings, SEAOC Convention, September 2007; pp.57–73.
- Park, R., Paulay, T., (1974). “Reinforced Concrete Structures“, A Wiley Interscience Publication, Jon Wiely & Sons, New York

- Park, Y. i Ang, A., (1985). Mechanistic seismic damage model for reinforced concrete. *Journal of Structural Engineering*, ASCE, Vol.111, No.4, pp. 722-739.
- Park, Y., Reinhorn, A, Kunnath, S., (1987), "IDARC: Inelastic damage analysis of reinforced concrete frame—shear-wall structures." Tech. Rep. NCEER-87-0008, State University of New York at Buffalo, Buffalo, N.Y.
- Parra, F., Moehle, P., (2014) LATERAL BUCKLING IN REINFORCED CONCRETE WALLS, 10th U.S. National Conference on Earthquake Engineering Frontiers of Earthquake Engineering Anchorage, Alaska July 21-25, 2014
- Paulay and Priestley, (1992), "Seismic Design of Reinforced Concrete and Masonry Buildings", Wiley, 1992
- Paulay T., (1986 ). "The Design of Ductile Reinforced Concrete Structural Walls for Earthquake Resistance.", *Earthquake Spectra*, Vol. 2, No. 4, pp.783-823.
- Paulay, T., (1969). "The Coupling of Shear Walls", Ph.D thesis, University of Canterbury, Christchurch, New Zealand.
- Paulay, T., (1980), "Earthquake resisting shear walls" - New Zealand design trends, *ACI Journal*, **77** (3), 144-152.
- Paulay, T., Binney, J. R., (1974). "Diagonally Reinforced Coupling Beams of Shear Walls," *Shear in Reinforced Concrete*, American Concrete Institute, Farmington Hills, Mich., vol. 2, no. 42, pp. 579-598.
- Paulay, T., Priestley, M. J. N. (1992). "Seismic design of reinforced concrete and masonry buildings", John Wiley and Sons, Inc., New York, NY.
- Paulay, T., Santhakumar, A. R., (1976). "Ductile Behavior of Coupled Shear Walls", *Journal of the Structural Division*, ASCE, vol. 102, pp. 93-108.
- Paulay, T., Williams, R.L., (1980). "The analysis and design of and the evaluation of design actions for reinforced concrete ductile shear wall structures", *Bulletin of the NZ National Society for Earthquake Engineering* 13(2): 108-143.
- Paz, M., Leigh, W., (2004). "Structural Dynamics - Theory and Computation ", 5th edition, Kluwer Academic Publishers, Boston.
- PEER (2010). Seismic design guidelines for tall buildings, Pacific Earthquake Engineering Research Center, University of California at Berkeley, Berkeley, CA.
- PEER/ATC (2010). "Modeling and acceptance criteria for seismic design and analysis of tall buildings", PEER/ATC 72-1 Report, Applied Technology Council, Redwood City, CA, October 2010.
- Penelis, G. G. and Kappos, A. J. (1997). *Earthquake-resistant concrete structures*. E & FN Spon., London
- Perform 3D Components & Elements (2006) For Perform-3D and Perform-Collapse. Computer & Structures Inc
- Performance-Based Seismic Engineering Ad Hoc Subcommittee, (2003). Revised Interim Guidelines: Performance-Based Seismic Engineering for the SEAOC Blue Book, Structural Engineers Association of California, California, USA, 128-132.
- Petronijević, P., Folić, R., (2016), "Performance of perforated RC walls", 5th Conference, Earthquake Engineering and Engineering Seismology, Association of Civil Engineers of Serbia, Sremski Karlovci, Serbia, 28-30. June 2016., pp. 345-352.
- Pettinga, J.D. and Priestley, M.J.N. (2007). Accounting for P-Delta Effects in Structures when using Direct Displacement-Based Design, Research Report ROSE (European School for Advanced Studies in Reduction of Seismic Risk), 2007/02, IUSS Press, Pavia.



- Pfeiffer, A., (1983), "Blunt crack band propagation in finite element analysis for concrete structures". Argonne National Laboratory, RAS 83-10, March 1983.
- Powell, G. (2007). Detailed example of a tall shear wall building using CSI's Perform 3D nonlinear dynamic analysis. Berkeley, CA: Computers and Structures Inc.
- Powell, G., Allahabadi, R., (1988), "Seismic damage prediction by deterministic methods: Concept and procedure", *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, Vol.16, No.5, pp. 719-734.
- Powell, G.H., (1998), „Nonlinear analysis for the practicing structural engineer“. u: *Structural engineers world congress*, Jul 1923, San Francisco, California, USA, CD-ROM, T101-2/, 1-8
- Pravilnik o tehničkim normativima za izgradnju objekata visokogradnje u seizmički aktivnim područjima. Službeni list SFRJ, br. 31/81, 49/82, 29/83, 21/88, i 52/90.
- Pravilnik za beton i armirani beton- BAB '87
- Priestley M.J.N., Calvi, M.C., and Kowalsky, M.J. (2007), "Displacement-Based Seismic Design of Structures", Istituto Universitario di Studi Superiori di Pavia, 670 pp.
- Priestley, M. J. N. (2003)., "Myths and fallacies in earthquake engineering, revisited. In *The Ninth Mallet Milne Lecture*. IUSS press.
- Priestley, M.J.N. and Grant, D.N. (2005), "Viscous Damping in Seismic Design and Analysis", *Journal of Earthquake Engineering Vol 9 Special Issue* pp 229-255
- Rahm, G., Eligehausen, R., (1977), „Einfluß einer nicht ruhenden Belastung auf das Verbundverhalten von Rippenstählen“, *Betonwerk+FertlgTeil Technik*, heft 8/1977, pp:295-299
- Report: NIST GCR 14-917-25, Recommendations for Seismic Design of Reinforced Concrete Wall Buildings Based on Studies of the 2010 Maule, Chile Earthquake, NEHRP Consultants Joint Venture A partnership of the Applied Technology Council and the Consortium of Universities for Research in Earthquake Engineering, March 2014.
- Richart, F., A. Brandtzaeg, et al. (1928). "A study of the failure of concrete under combined compressive stress". *Bulletin no. 185*, University of Illinois Engineering Experimental Station.
- Rodriguez, M.E., Botero, J.C., and Villa, J., 1999, "Cyclic stress-strain behavior of reinforcing steel including effect of buckling." *Journal of Structural Engineering*, Vol. 125, No. 6, pp. 605-612.
- Roh, H., Reinhorn, A., Seh Lee, J. (2012). „Power spread plasticity model for inelastic analysis of reinforced concrete structures“, *Engineering Structures*, Volume 39, June 2012, Pages 148-16
- Ruiz-García, J. and Miranda, E. (2006), Residual displacement ratios for assessment of existing structures. *Earthquake Engng. Struct. Dyn.*, 35: 315–336. doi:10.1002/eqe.523
- Rutenberg, A., Eisenberger, M., (1986), "Simple Planar Modeling of Asymmetric Shear Buildings for Lateral Forces", *Computers and Structures*, Vol.24, No.6, pp. 885-891.
- Saatcioglu, M., Corley, W.G., Derecho, A.T. (1987), „Parametric Study of Earthquake Resistant Coupled Walls“, *ASCE Journal of Structural Engineering*, 113(1), pp. 141-157.
- Saatcioglu, M., Derecho, A., Corley, W., (1980), "Coupled Walls in Earthquake-Resistant Buildings, Modeling Techniques and Dynamic Analysis. Report to the National Science Foundation, Portland Cement Association, National Technical Information Service, 5285 Port Royal Road, Springfield, VA (NTIS Accession No. PB81-132698).

- Saatcioglu, M., Derecho, A.T., Corley, W.G., (1983), „Modelling Hysteretic Behavior of Coupled Walls for Dynamic Analysis“, *Earthquake Engineering and Structural Dynamics* J., John Wiley and Sons Ltd., Vol.11, 711-726.
- Saatcioglu, M., Razvi, S.R., (1992), “Strength and ductility of confined concrete”, *Journal of Structural Engineering*, American Society of Civil Engineers, Vol. 118, No. 6, pp. 1590-1607.
- Saouma, V., Ingrassia, A., (1981), “ Fracture mechanics analysis of discrete cracking“, *Proceedings of IABSE Colloquium on Advanced Mechanics of Reinforced Concrete*, Delft, the Netherlands, 2 June 1981, pp.413-436
- Sawyer, H.A., (1965), “Design of concrete frames for two failure stages,” *ASCE-ACI Proceedings of the International Symposium on Flexural Mechanics of Reinforced Concrete*, Miami, Florida, Vol. 12, pp. 405-431.
- SEAOC, 1999a, *Recommended Lateral Force Requirements and Commentary (Blue Book)*, Seismology Committee, Structural Engineers Association of California, Sacramento California.
- SEAOC, *Vision 2000: Performance Based Seismic Engineering of Buildings*, San Francisco, April 1995.
- Sezen, H.; Whittaker, A.S.; Elwood, K.J.; Mosalam, K.M., (1999), “Performance of reinforced concrete buildings during the August 17, 1999 Kocaeli, Turkey earthquake, and the seismic design and construction practice in Turkey“, *Engineering Structures* 2003, 25, 103–114.
- Sharma & Kaul (1998), *Building Construction*, S.Chand & Company Pvt, New Delhi.
- Sharpe, R.L. (1992), “Progress Toward Design Methodologies for Performance,” *Proceedings, 5th U.S.-Japan Workshop on the Improvement of Building Structural Design and Construction Practices*, ATC-15-4, pp 41-50.
- Shiu, N. K.; Barney, G. B.; Fiorato, A. E., Corley W. G., (1978), “Revering Load Tests of Reinforced Concrete Coupling Beams”, *Proceedings of the Central American Conference on Earthquake Engineering*, El Salvador, pp. 239-249.
- Shrestha, M., (2008). “Effects of Openinings in Shear Wall on Seismic Response of Frame-Shear Wall Structures”, Ph.D thesis, Kasetsart University.
- Sima, JF., Roca, P., Molins, C., (2008), „Cyclic Constitutive Model for Concrete“, *Journal Engineering Structures*, No.30, pp.695-706.
- Simović, V., (1971), “Zidovi sa otvorima i okvirne konstrukcije“, *Tehnička knjiga*, Zagreb.
- Smith, B. S., Cruvellier, M., (1993), “A Planar Model for the Static and Dynamic Analysis of Asymmetric Building Structures”, *Computers and Structures*, Vol.48, No.5, pp. 951-956.
- Smith, B.S., Coull, A., (1991), “*Tall Building Structures*“, John Wiley & Sons, New York.
- Smith, B.S., Hoenderkamp J., Kuster, M., (1984) “Generalized method for estimating the drift in high-rise structures”. *ASCE J. Struct. Eng.* 110(7): pp. 1549–1562.
- Smith, R.J., Wilford, M.R., (2007). *The damped outrigger concept for tall buildings. The Structural Design of Tall and Special Buildings.* 16, 501-517.
- Stevens, N.J., Uzumeri, M., Collins, M.P., (1991), “Reinforced concrete subjected to reversed cyclic shear-Experiments and constitutive model,” *ACI Structural Journal*, Vol. 88, No. 2, pp. 135-146.
- Suaris, W., Shah., S. P. (1984). “Rate-Sensitive Damage Theory for Brittle Solids“, *Journal of Engineering Mechanics*, vol. 110, no. 6, pp. 985-997.
- Tabata, T., Nishihara, H., and Suzuki, H., (2003), “Ductility of reinforced concrete shear walls without column shape,” *Proceedings of the Japan Concrete Institute*, Vol. 25, No. 2, pp. 625-630 (in Japanese).

- Tabata, T., Nishihara, H., and Suzuki, H., 2003, "Ductility of reinforced concrete shear walls without column shape," *Proceedings of the Japan Concrete Institute*, Vol. 25, No. 2, pp. 625-630 (in Japanese).
- Takayanagi, T., Schnobrich, W., (1976), "Computed Behavior of Reinforced concrete Coupled Shear Walls," Structural Research Series No. 434, Civil Engineering Studies, University of Illinois at Urbana-Champaign.
- Takeda, T., Sozen, M. A., et al., (1970). "Reinforced Concrete Response to Stimulated Earthquakes", *Journal of Structural Engineering*, vol. 96, no. 12.
- Takeda, T., Sozen, M.A. and Nielsen, N.N. (1970). "Reinforced Concrete Response to Simulated Earthquakes", *Journal of the Structural Division, Proceedings of ASCE*, vol. 96, no. ST12, pp. 2557-2573.
- Tang, O., Su. L., (2014), „Shear and Flexural Stiffnesses of Reinforced Concrete Shear Walls Subjected to Cyclic Loading“, *The Open Construction and Building Technology Journal*, No. 8, pp. 104-121
- Tassios, T. P., Moretti, M., and Bezas A., (1996). "On the Behavior and Ductility of Reinforced Concrete Coupling Beams of Shear Walls", *ACI Structural Journal*, vol. 93, no. 6, pp. 711-720.
- Tegos, A., Penelis, G., (1988), "Seismic Resistance of Short Columns and Coupling Beams Reinforced with Inclined Bars", *ACI Structural Journal*, 95(1), 82-88.
- Thiele, K., Wenk, T. and Bachmann, H. (1999), "Pseudodynamische Versuche an Stahlbetontragwänden mit Erdbebeneinwirkung". IBK-Report in Preparation. Birkhäuser Verlag Basel.
- Thomsen, J., Wallace, J., (1995), "Displacement-based design of reinforced concrete structural walls: Experimental studies of walls with rectangular and T-shaped cross sections. Technical Report 95/06, Department of Civil and Environmental Engineering, Clarkson University, Potsdam, N.Y.
- Thorhallson E.R., Rikhardsson I.S., Olafsson A. M., Olafsson H. S. (2009). Analysis of a squat concrete wall, difference in translation during seismic excitation due to foundation support. Reykjavik University.
- Tuna, X., (2012). Los Angeles, Seismic Performance," Modeling and Failure Assessment of Reinforced Concrete Shear Wall Buildings". Ph.D thesis, University of California, Los Angeles
- Tuna, Z., Wallace, J.W., (2015), "Collapse assessment of the Alto Rio building in the 2010 Chile Earthquake," *Earthquake Spectra*, August 2015, Vol. 31, No. 3, pp. 1397-1425.
- UBC. Uniform Building Code. International Conference of Building Official, Whittier, California, 1997.
- Ulugtekin D. (2010), "Analytical Modeling of Reinforced Concrete Panel Elements Under Reversed Cyclic Loadings," M.S. Thesis, Department of Civil Engineering, Bogazici University.
- Vallenas, J.M., A., Bertero, V.V., and Popov, E.P., "Hysteretic Behavior of Reinforced Concrete Walls", Report No. UCB/EERC-79/20, Earthquake Engineering Research Center, University of California, Berkeley, 1979
- Van Mier, J.G.M. (1986). Fracture of concrete under complex stress. *HERON* 31(3)
- Vallenas, J.M., Bertero, V.V., Popov, E.P., (1979), Hysteretic behaviour of reinforced concrete structural walls. Report no. UCB/EERC-79/20, Earthquake Engineering Research Center, University of California, Berkeley.
- Van Mier, J.G.M. (1986) Multiaxial strain-softening of concrete, part I: fracture, part II: load-histories. *Materials and Structures, RILEM*, 19 (111), 179-200.

- Van Mier, J.G.M., Shah, S.P., Arnaud, M., Balayssac, J.P., Bascoul, A., Choi, S., Dasenbrok, D., Ferrara, G., French, C., Gobbi, M.E., Karihaloo, B.L., König, G., Kotsovos, M.D., Labuz, J., Lange-Kornbak, D., Markeset, G., Pavlovic, M.N., Simsch, G., Thienel, K-C., Turatsinze, A., Ulmer, M., van Geel, H.J.G.M., van Vliet, M.R.A. and Zissopoulos, D., (1997) "Strain softening of concrete in uniaxial compression", *Materials and Structures*, vol. 30, pp. 195-209.
- Vecchio, F., Collins, M., (1986), "The modified compression-field theory for reinforced concrete elements subjected to shear". *ACI Journal* 83(2): 219–231.
- Vintzeleou, E.N., Tassios, T.P., (1987), "Behavior of dowels under cyclic deformations", *ACI Structural Journal*, Vol. 84, No. 1, pp. 18-30.
- Vulcano, A., Bertero, V., "Analytical Models for Predicting the Lateral Response of R C Shear Walls: Evaluation of their Reliability", Report No. UCB/EERC-87/19, Earthquake Engineering Research Center, University of California, Berkeley, 1987
- Vulcano, A., Bertero, V., Colotti, V., (1984). "Analytical modeling of RC structural walls", *Procs. 9th World Conf. On Earth. Eng., Tokyo-Kyoto, Japan*, pp. 41-46
- Yakut, A., Maout, A., Le., (2013), *Experimental and Numerical Investigation of Shear wall RC buildings under Torsional effects using Advanced Techniques - Final Report - ENISTAT Program*, Turkish Middle East Technical University
- Wallace, J. W. (2007). *Modelling Issues for Tall Reinforced Concrete Core Wall Buildings. Geotechnical, Geological and Earthquake Engineering*, 17:279--307.
- Wallace, J., W., Moehle J., P., Martinez-Cruzado J., (1990). "Implications for the design of shear wall buildings using data from recent earthquakes", In *Proceedings*, vol. 2, Fourth U.S. National Conference on Earthquake Engineering, Palm Springs, California, May 1990; pp. 359–368.
- Wallace, J.W. and J.P. Moehle (1989). "The 1985 Chile earthquake: an evaluation of structural requirements for bearing wall buildings, UCB/EERC Report 89/05, Earthquake Engineering Research Center, University of California, Berkeley, Ca.
- Wallace, J.W., (1994), "New Methodology for Seismic Design of RC Shear Walls", *Journal of Structural Engineering*, ASCE, V.120, No. 3.
- Wallace, J.W., (2007), "Modeling issues for tall reinforced concrete wall buildings", *The Structural Design of Tall and Special Buildings*, vol. 16, pp. 615–632
- Wallace, J.W., Moehle, J.P., (1992), "Ductility and Detailing Requirements of Bearing Wall Buildings," *J. Struct. Eng., ASCE*, Vol. 118, No. 6, pp.1625-1644.
- Walraven, J., Reinhardt, H., (1981), "Theory and experiments on the mechanical behaviour of cracks in plain and reinforced concrete subjected to shear loading". *Heron, Concrete Mechanics, Part A (Delft University of Technology)*. 26(1A): 1–680.
- Wang, C., Wang, Z., (1986) *Controlled mechanism theory of earthquake resistant reinforced concrete elasto-plastic structures*, *Proceeding of the 1st East Asian Conference of the structural eng. And construction.*, Bangkok, Thailand, Vol.2, Pergamon pp. 58-65
- Wang, M., Shah, S., (1987), "Reinforced Concrete Hysteresis Model based on the Damage Concept," *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, John Wiley & Sons, Chichester, Sussex, Vol. 15, , pp. 993 -1003.
- Waugh, J.D., and Sritharan, S., (2010), "Lessons Learned from Seismic Analysis of a Seven-Story Concrete Test Building", *Journal of Earthquake Engineering*, 14: 3, 448 — 469
- Weldon, B., (2010). "Behavior, design and analysis of unbonded post-tensioned precast concrete coupling beams", Ph.D thesis, The Graduate School of the University of Notre Dame, France

- Whittaker, A.S. and Soong, T.T., (2003), "A overview of nonstructural component research at three U.S. earthquake engineering research centers," in Proceedings of Seminar on Seismic Design, Performance, and Retrofit of Nonstructural Components in Critical Facilities, Applied Technology Council, ATC-29-2, pp. 271-280, Redwood City.
- Willam, K., Warnke, E., (1974), "Constitutive Model for Triaxial Behaviour of Concrete," Seminar on Concrete Structures Subjected to Triaxial Stresses, International Association of Bridge and Structural Engineering Conference, Bergamo, Italy, 174.
- Willford, M., Whittaker, A., and Klemencic, R. (2008). Recommendations for the seismic design of high-rise buildings, Council on Tall Buildings and Urban Habitat, Illinois Institute of Technology, Chicago, IL.
- Wilson, E. L. and Dovey, H. H., (1972) "Three Dimensional Analysis of Building Systems - TABS", Report No. EERC 72 - 8, College of Engineering, University of California, Berkeley, California, December 1972.
- Wilson, E., L., (2002), "Three-Dimensional Static and Dynamic Analysis of Structures A Physical Approach With Emphasis on Earthquake Engineering, Computers and Structures, Inc. Berkeley, California, USA
- Xuwei C, Xiaolei H, Fan L, Shuang W (2011) Fiber element based elastic-plastic analysis procedure and engineering application. *Procedia Eng* 14:1807–1815
- Yankelevsky, DZ., Renhardt, HW., (1989), „Uniaxial Behavior of Concrete in Cyclic Tension“, *ASCE Journal of Structural Engineering*, Vol.115, No.1, pp.166-182.
- Yassin, M.H.M., (1994), Nonlinear analysis of prestressed concrete structures under monotonic and cyclic loads, Ph.D. Dissertation, University of California, Berkeley, California.
- Yin, W., Su, E., Mansour, M., Hsu, T. (1989). Biaxial Tests of Plain and Fiber Concrete. *ACI Materials Journal* 86:3, 236-243.
- Yun, D., Kim, W., Jeon, E., Ji, K., Park, S., (2007), "Seismic Performance of Shear Dominant Coupling Beams Using High-Performance Fiber-Reinforced Cement-Based Composites," Conference Proceedings, 8th Pacific Conference on Earthquake Engineering, 9 pp.
- Zareian, F., 2006, Simplified Performance-Based Earthquake Engineering, Ph.D. Dissertation, Department of Civil and Environmental Engineering, Stanford University, Stanford, California.
- Zhang, D., Federico, G., Telleen, K., Schellenberg, A., Fleischman, R., and Maffei, J.: Structural Analysis to Replicate Observed Damage to Engineered Buildings from the January 2010 Haiti Earthquake, Proc. 2011 ASCE Structures Congress.
- Zhang, H., Zhang, R., and Huang, C. (2007), "Experimental Study of Shear Resistance of Steel Fiber Reinforced High-Strength Concrete Coupling Beams," *Tumu Gongcheng Xuebao*, 40 (11), 15-22.
- Žorić, S., (1987), "Prilog analizi ponašanja armiranobetonskih zidova sa otvorima pod seizmičkim opterećenjem", magistarski rad, Univerzitet u Novom Sadu Fakultet tehničkih nauka, Novi Sad.
- Žorić, S.,(1990), Eksperimentalna i analitička istraživanja armiranobetonskih zidova sa otvorima pod seizmičkim dejstvom, doktorska disertacija, Univerzitet u Novom Sadu Fakultet tehničkih nauka, Novi Sad.

## Biografija autora

Petronijević Predrag diplomirani građevinski inženjer rođen je 25.01.1981. godine u Nišu. Osnovnu školu i gimnaziju „Svetozar Marković,, završio je u Nišu sa odličnim uspehom.

Osnovne studije započeo na Građevinsko-arhitektonskom fakultetu Univerziteta u Nišu 2000/2001 godine, konstruktorski smer. Još za vreme studija pokazao se kao izuzetno angažovan, ambiciozan, radan i odgovoran student, što se pokazalo ne samo na polju redovnih fakultetskih već i na polju vannastavnih aktivnosti učestvovanjem u projektima organizacije „Najbolji studenti Srbije,, čiji je član. Tokom svih pet godina studija dobitnik nagrade za najboljeg studenta u generaciji na svom odseku u toj školskoj godini i najbolji diplomirani student u 2007 godini na Građevinsko-arhitektonskom fakultetu u Nišu.



Dana 05.07.2007. godine završio osnovne studije sa prosečnom ocenom 9.82 (devet i 82/100) i ocenom 10.00 (deset,00) na diplomskom ispitu. Diplomski rad pod naslovom „Analiza i usvajanje optimalnog rešenja glavne noseće konstrukcije Novoprojektovane lamele studentskog centra Niš na Gradskom polju u Nišu“ izradio i odbranio pod mentorstvom dr Slavka Zdravkovića, redovnog profesora Građevinsko-arhitektonskog fakulteta.

Posle diplomiranja civilno odslužio vojni rok na Građevinsko-arhitektonskom fakultetu u Nišu gde je držao vežbe iz predmeta Tehnička mehanika II, Primena računara i Informatika.

Petronijević Predrag je je školske 2007/2008 godine upisao prvu godinu doktorskih studija na Građevinsko-arhitektonskom fakultetu u Nišu, kao redovan student čije se studije finansiraju iz budzeta.

U prve tri godine stručnog rada uradio je značajan broj stručnih radova što predstavlja dokaz uspešnog povezivanja naučnog i stručnog znanja pri rešavanju praktičnih problema. Dobitnik je povelje Inženjerske komore Srbije za „*Izuzetna ostvarenja na početku stručne karijere*“ za 2009-u godinu.

Petronijević Predrag je učesnik projekta 16001 tehnološkog razvoja „Eksperimentalna i teoretska istraživanja realnih veza armirano-betonskih i spregnutih konstrukcija pri statičkom i dinamičkom opterećenju“ pod pokroviteljstvom Ministarstva za nauku i tehnološki razvoj.

Predrag Petronijević je trenutno učesnik na projektima: TR 36016 pod nazivom „Eksperimentalna i teorijska istraživanja linijskih i površinskih sistema sa polukrutim vezama sa aspekta teorije drugog reda i stabilnosti“ i TR 36028 pod nazivom „Razvoj i unapređenje metoda za analizu interakcije konstrukcije i tla na osnovu teorijskih i eksperimentalnih istraživanja“ istraživačke organizacije Građevinsko-arhitektonski fakultet Univerziteta u Nišu.

Oba projekta su pod pokroviteljstvom Ministarstva za prosvetu, nauku i tehnološki razvoj Republike Srbije za projektni ciklus 2011-2014. godina.

U zvanje saradnik u nastavi na katedri za Tehničku mehaniku i teoriju konstrukcija na Građevinsko-arhitektonskom fakultetu u Nišu izabran je 01.01.2009. godine. U zvanje asistenta na katedri za Tehničku mehaniku i teoriju konstrukcija na Građevinsko-arhitektonskom fakultetu u Nišu izabran je 09.09.2010. godine.

Oženjen je, otac dvoje dece.



Univerzitet u Nišu

**Izjava 1.**

**IZJAVA O AUTORSTVU**

Izjavljujem da je doktorska disertacija, pod naslovom:

**ANALIZA PERFORMANSI  
ARMIRANOBETONSKIH ZIDOVA PRI  
SEIZMIČKIM DEJSTVIMA**

disertacija koja je odbranjena na Građevinsko-arhitektonskom fakultetu Univerziteta u Nišu :

- rezultat sopstvenog istraživačkog rada;
- da ovu disertaciju, ni u celini, niti u delovima, nisam prijavljivao na drugim fakultetima, niti univerzitetima;
- da nisam povredio autorska prava, niti zloupotrebio intelektualnu svojinu drugih lica.

Dozvoljavam da se objave moji lični podaci, koji su u vezi sa autorstvom i dobijanjem akademskog zvanja doktora nauka, kao što su ime i prezime, godina i mesto rođenja i datum odbrane rada, i to u katalogu Biblioteke, Digitalnom repozitorijumu Univerziteta u Nišu, kao i u publikacijama Univerziteta u Nišu.

U Nišu, \_\_\_\_\_

Potpis autora disertacije:

\_\_\_\_\_  
(Ime, srednje slovo i prezime)



Univerzitet u Nišu

**Izjava 2.**

**IZJAVA O ISTOVETNOSTI ŠTAMPANOG I ELEKTRONSKOG OBLIKA  
DOKTORSKE DISERTACIJE**

Ime i prezime autora: **Predrag Petronijević**

Naslov disertacije: **ANALIZA PERFORMANSI ARMIRANOBETONSKIH ZIDOVA  
PRI SEIZMIČKIM DEJSTVIMA**

Mentor: **Radomir Folić**, profesor emeritus Univerziteta u Novom Sadu - Fakultet tehničkih  
nauka u Novom Sadu

Izjavljujem da je štampani oblik moje doktorske disertacije istovetan elektronskom obliku, koji sam predao za unošenje u **Digitalni repozitorijum Univerziteta u Nišu**.

U Nišu, \_\_\_\_\_

Potpis autora disertacije:

\_\_\_\_\_  
(Ime, srednje slovo i prezime)





Univerzitet u Nišu

**Izjava 3.**

IZJAVA O KORIŠĆENJU

Ovlašćujem Univerzitetsku biblioteku „Nikola Tesla" da, u Digitalni repozitorijum Univerziteta u Nišu, unese moju doktorsku disertaciju, pod naslovom:

**ANALIZA PERFORMANŠI ARMIRANO BETONSKIH  
ZIDOVA PRI SEIZMIČKIM DEJSTVIMA**

Disertaciju sa svim prilogima predao sam u elektronskom obliku, pogodnom za trajno arhiviranje.

Moju doktorsku disertaciju, unetu u Digitalni repozitorijum Univerziteta u Nišu, mogu koristiti svi koji poštuju odredbe sadržane u odabranom tipu licence Kreativne zajednice (Creative Commons), za koju sam se odlučio.

1. Autorstvo (CC BY)

2. Autorstvo - nekomercijalno (CC BY-NC)

3. Autorstvo - nekomercijalno - bez prerade (CC BY-NC-ND)

4. Autorstvo - nekomercijalno - deliti pod istim uslovima (CC BY-NC-SA)

5. Autorstvo – bez prerade (CC BY-ND)

6. Autorstvo – deliti pod istim uslovima (CC BY-SA)

U Nišu, \_\_\_\_\_

Potpis autora disertacije:

\_\_\_\_\_  
(Ime, srednje slovo i prezime)