

Seizmički proračun armiranobetonskog okvira prema EN 1998-1

Kraus, Ivan; Morić, Dragan; Džakić, Damir

Source / Izvornik: **Građevinar, 2011, 63, 351 - 361**

Journal article, Published version

Rad u časopisu, Objavljena verzija rada (izdavačev PDF)

Permanent link / Trajna poveznica: <https://um.nsk.hr/um:nbn:hr:133:888841>

Rights / Prava: [Attribution 4.0 International](#)/[Imenovanje 4.0 međunarodna](#)

Download date / Datum preuzimanja: **2025-03-09**



GRAĐEVINSKI I ARHITEKTONSKI FAKULTET OSIJEK
Faculty of Civil Engineering and Architecture Osijek

Repository / Repozitorij:

[Repository GrAFOS - Repository of Faculty of Civil Engineering and Architecture Osijek](#)



Seizmički proračun armiranobetonskog okvira prema EN 1998-1

Ivan Kraus, Dragan Morić, Damir Džakić

Ključne riječi

armiranobetonski okvir,
seizmički proračun,
EN 1998-1,
unutarnje sile,
čelik za armiranje,
plastični zglobovi

Key words

reinforced-concrete frame,
seismic analysis,
EN 1998-1,
internal forces,
reinforcing steel,
plastic hinges

Mots clés

cadre en béton armé,
analyse sismique,
EN 1998-1,
forces internes,
ferraillage,
rotules plastiques

Ключевые слова

железобетонная рама,
сейсмический расчет,
EN 1998-1,
внутренние силы,
сталь для армирования,
пластичные шарниры

Schlüsselworte

Stahlbetonrahmen,
seismische Berechnung,
EN 1998-1,
innere Kräfte,
Bewehrungsstahl,
plastische Gelenke

I. Kraus, D. Morić, D. Džakić

Stručni rad

Seizmički proračun armiranobetonskog okvira prema EN 1998-1

Prikazan je proračun armiranobetonskog okvira izloženog djelovanju potresa kako bi se pokazalo da ne vrijedi uvriježena pretpostavka o seizmičkom proračunu koji daje velike unutarnje sile, a time i velike količine čelika za armiranje i/ili velike dimenzije pojedinih konstrukcijskih elemenata. Odabrani okvir konstrukcije proračunan je s plastičnim zglobovima na krajevima greda i bez njih. Dobiveni su odzivi na djelovanje potresa, a izrađena je i usporedba utroška čelika za armiranje.

I. Kraus, D. Morić, D. Džakić

Professional paper

Seismic analysis of a reinforced-concrete frame according to EN 1998-1

The analysis of a reinforced-concrete frame subjected to seismic action was undertaken so as to demonstrate invalidity of the widely accepted assumption about the seismic design resulting in great internal forces, and hence in great quantities of reinforcing steel and/or great dimensions of individual structural elements. The selected structural frame was analyzed with plastic hinges at beam ends, and without such hinges. The seismic response values were obtained, and a comparative analysis of reinforcing steel consumption was made.

I. Kraus, D. Morić, D. Džakić

Ouvrage professionnel

L'analyse sismique du cadre en béton armé selon EN 1998-1

L'analyse du cadre en béton armé soumis à l'action sismique a été réalisée afin de démontrer l'invalidité de la supposition répandue sur l'étude sismique résultant en des grandes forces internes et, de cela, en des grandes quantités de ferraillage et/ou en des grandes dimensions des éléments structurels individuels. Le cadre structurel choisi a été analysé avec les rotules plastiques aux extrémités de la poutre, et sans ces rotules. Les valeurs de la réponse sismique ont été obtenus, et une analyse comparative de la consommation de ferraillage a été faite.

И. Краус, Д. Морич, Д. Джакич

Отраслевая работа

Сейсмический расчет железобетонной рамы в соответствии с EN 1998-1

Приведен расчет железобетонной рамы, подверженной сейсмическому воздействию, для того, чтобы опровергнуть общепринятую предпосылку о том, что сейсмический расчет дает большие внутренние силы и, следовательно обуславливает большие количества стали для армирования и/или большие размеры отдельных конструктивных элементов. Произведен расчет выбранной рамы конструкции с пластичными шарнирами на краях балок и без них. Получены реакции на сейсмическое воздействие, произведено сравнение расходов стали для армирования.

I. Kraus, D. Morić, D. Džakić

Fachbericht

Seismische Berechnung des Stahlbetonrahmens nach EN1998-1

Dargestellt ist eine Berechnung des der Erdbebeneinwirkung ausgesetzten Stahlbetonrahmens um zu zeigen dass die eingebürgerte Annahme über die seismische Berechnung welche grosse innere Kräfte, somit auch grosse Stahlmengen und/oder grosse Abmessungen einzelner Konstruktionselemente verlangt, nicht gilt. Den ausgewählten Rahmen der Konstruktion berechnete man mit plastischen Gelenken und ohne denselben. Man erreichte Antworten auf die Einwirkung des Erdbebens, und auch der Vergleich des Stahlaufwands für die Bewehrung wurde erarbeitet.

Autori: **Ivan Kraus**, mag.ing. aedif.; prof. dr. sc. **Dragan Morić**, dipl. ing. građ., Sveučilište J. J. Strossmayera u Osijeku, Građevinski fakultet Osijek; **Damir Džakić**, dipl. ing. građ., Projekt Konstrukcija F. I. d.o.o., Zagreb

1 Uvod

Kao primjer, za manje stambene zgrade (slika 1.) izvršen je proračun armiranobetonskog okvira (slika 2.) na djelovanje potresne uzbude prema europskoj normi EN 1998-1

Odabrana je zgrada jednostavnih i pravilnih tlocrtnih dimenzija, simetrična je u oba tlocrtna smjera i pravilna po visini. Nosivu konstrukciju zgrade, a ujedno i glavni sustav za preuzimanje horizontalnih sila, sačinjavaju armiranobetonski okviri.



Slika 1. Model stambene zgrade

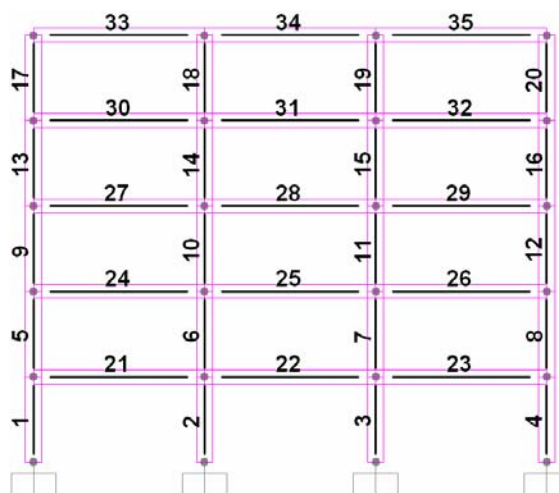
Promatrana građevina nalazi se u IX. potresnom području prema seizmološkoj karti Hrvatske, što odgovara jačini potresa od 0,3 g, a temeljena je na tlu kategorije B.

Jednostavnost i simetrija građevine stvara povoljnu situaciju u proračunu na djelovanje potresa čime se umanjuje razlika između položaja središta masa i središta krutosti, a to opet smanjuje utjecaj torzije u tlocrtugrađevine i postiže se jednolična raspodjela naprezanja na elemente koji preuzimaju sile potresa [1, 2, 3].

Za potrebe proračuna i ciljane usporedbe načinjena su dva modela odabranog armiranobetonskog okvira. Usvojeno stalno i uporabno opterećenje te svojstva materijala jednaki su za oba modela zgrade, a usvojena su kako je to i predviđeno vrijedećim normama i zahtjevima za zgrade u seizmički aktivnim područjima.

Bitno je napomenuti da je težina slojeva stropnih ploča $G_{\text{strop}} = 5,97 \text{ kN/m}^2$, dok je težina slojeva krovne ploče $G_{\text{krov}} = 7,14 \text{ kN/m}^2$ [4, 9]. Usvojena je i težina pročelja $G_{\text{proč}} = 2,33 \text{ kN/m}^2$ [1, 5], te je na sve stropne ploče dodano i opterećenje pregradnih zidova $G_{\text{pr.zid}} = 1,50 \text{ kN/m}^2$ [1, 5]. Uporabno opterećenje stropnih ploča prema EN 1991-1-1 [10] i ovisno o namjeni građevine iznosi $Q_{\text{strop}} = 2,0 \text{ kN/m}^2$, a za istu je europsku normu i neprohodan krov $Q_{\text{krov}} = 0,75 \text{ kN/m}^2$.

Konstrukcija je proračunata u skladu s temeljnim zahtjevom norme EN 1998-1 [7] tako da pri proračunskom potresnom djelovanju ne dođe do rušenja zgrade u cijelosti,



Slika 2. Model karakterističnog okvira stambene zgrade (slika 1.)

lasti, a isto tako da ne dođe ni do rušenja pojedinih konstrukcijskih elemenata. Poštovani su i zahtjevi kojima se želi zadržati cjelovitost konstrukcije i preostala nosivost nakon potresnog djelovanja.

2 Proračun

Uz pretpostavku da se promatrana zgrada nalazi u potresno aktivnom području i da je potrebno osigurati prikladan kapacitet trošenja energije bez bitnog smanjenja nosivosti cijelog sustava na horizontalna i vertikalna opterećenja, usvojen je srednji stupanj duktilnosti. Za srednji razred duktilnosti DCM (engl. *Ductility Class Medium*), konstrukciji je omogućeno da pri ponovljenim izmjeničnim opterećenjima uđe u neelastično područje bez pojave krhkih slomova [7, 8].

Prema usvojenom razredu duktilnosti odabrani su i materijali koji će se rabiti tijekom analize konstrukcije i dimenzioniranja njezinih elemenata. Kako nije dopuštena uporaba betona razreda manjeg od C20/25 za DCM, odabran je razred betona C30/37. Čelik za armiranje usvojen je prema zahtjevima iz EN 1998-1 [7] te se u proračunu zgrade rabi rebrasti čelik za armiranje od visokovrijednog prirodno tvrdog čelika dobivenog prikladnim legiranjem. Takve vrste čelika imaju nešto manju granicu izduljenja ε_u s granicom popuštanja koja nije jako naglašena. U proračunu je predviđen rebrasti čelik za armiranje RA 400/500-2 koji u usporedbi s RA 400/500-1 pokazuje bolju izdržljivost pri dinamičkim opterećenjima, a to je u ovom slučaju potresno opterećenje [9]. Ovdje je bitno napomenuti da upotrijebljeni čelik za armiranje nije sukladan suvremenoj europskoj normi.

Dimenzije konstrukcijskih elemenata također su odabrane prema normiranim zahtjevima za građevine u seizmički aktivnim područjima i odgovarajući razred duktilnosti [1, 2, 9, 11].

Dimenzije armiranobetonskih stupova određene su kako zahtijeva razred duktilnosti DCM prema izrazu [1]:

$$A_c = b \times h \geq (1,35 \times N_g + 1,50 \times N_q) / (0,65 \times f_{cd}) \quad (1)$$

gdje je A_c ploština bruto poprečnog presjeka stupa, b širina poprečnog presjeka stupa, h visina poprečnog presjeka stupa, 1,35 parcijalni koeficijent sigurnosti za stalno nepovoljno djelovanje, N_g uzdužna sila u stupu nastala zbog stalnog djelovanja, 1,50 parcijalni koeficijent sigurnosti za uporabno nepovoljno djelovanje, N_q uzdužna sila u stupu nastala zbog uporabnog opterećenja, 0,65 koeficijent koji opisuje srednji razred duktilnosti DCM, a f_{cd} proračunska tlačna čvrstoća betona.

Poprečni je presjek grede određen u ovisnosti o rasponu prema izrazu $L/15$, a usvojena je širina grede manja od širine stupa s kojim se sastaje u čvoru radi lakše ugradnje armature.

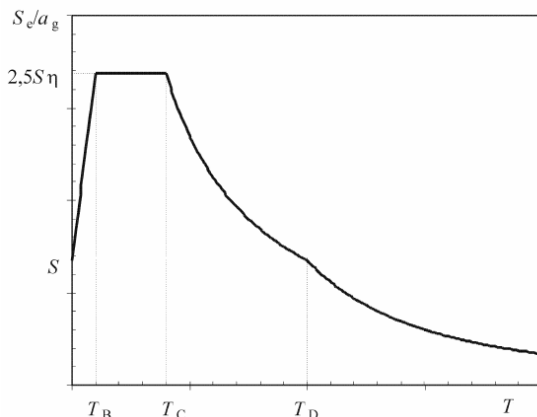
Debljina ploče određena je kao $L/35$. Navedene dimenzije konstrukcijskih elemenata prikazane su u tablici 1.

Tablica 1. Geometrijske karakteristike poprečnih presjeka konstrukcijskih elemenata

ELEMENT	b [cm]	h [cm]	L [cm]
STUPOVI	56	56	300
GREDE	40	50	600
PLOČE	-	18	600

Vlastita težina konstrukcije uzeta je u obzir programskim paketom *SAP2000* [14], dok su ostala opterećenja određena prema EN 1990 [5] i pravilno raspoređena na armiranobetonski okvir obrađen u ovome radu.

Potresno djelovanje određeno je za proračunsko ubrzanje tla koje odgovara povratnom razdoblju potresa od 475 godina. Ovisno o seizmičkom području, u nacionalnom dokumentu za primjenu je definirana vrijednost maksimalnog ubrzanja tla u stjenovitom ili zbijenom tlu te iznosi $a_g = 3,0 \text{ m/s}^2$. Prema EN 1998-1 [7] potresno djelovanje u nekoj točki na površini može se prikazati elastičnim spektrom odziva (slika 3.).



Slika 3. Prikaz oblika elastičnog spektra odziva [7]

Proračun dinamičkih karakteristika konstrukcije provest će se višemedalnim proračunom kako propisuje EN 1998-1 [7]. Efektivna masa koja će prilikom djelovanja potresa proizvoditi inercijske sile na konstrukciju određena je prema sljedećem izrazu:

$$\Sigma G_{k,i} "+" \Sigma \psi_{E,i} \times Q_{k,j} \quad (2)$$

gdje je $G_{k,j}$ karakteristična vrijednost i-tog stalnog djelovanja, $\psi_{E,i}$ faktor kombinacije za i-to uporabno opterećenje koje se uzima u obzir pri određivanju učinka potresnog djelovanja, $Q_{k,i}$ karakteristična vrijednost j-tog uporabnog opterećenja, a "+" jest oznaka kombinacije opterećenja.

Faktor $\psi_{E,i}$ proračunava se prema izrazu:

$$\psi_{E,i} = \psi_{2,i} \times \varphi \quad (3)$$

gdje je $\psi_{2,i}$ faktor kombinacije za nazovistalnu vrijednost promjenjivog opterećenja, a φ popravni koeficijent.

Prema EN1998-1 [7] koeficijent φ za krovove iznosi 1,00, dok za stropne ploče stambenih građevina ima vrijednost od 0,80. Faktor kombinacije ψ_2 prema EN 1990 [5] iznosi 0,30 za sve površine stambenih građevina namijenjene okupljanju ljudi. Za krovove je faktor kombinacije $\psi_2 = 0,00$ pa tako za uporabno opterećenje iznosi:

$$\psi_{E,i} = 0,30 \times 0,80 = 0,24 \text{ (za stropne ploče)} \quad (4)$$

$$\psi_{E,i} = 0,00 \times 1,00 = 0,00 \text{ (za krovnu ploču)} \quad (5)$$

Masa za proračun inercijskih sila zbog potresnog djelovanja dobivena je iz jednadžbe:

$$1,00 \times G_{k,uk} "+" 0,24 \times Q_{k,uk} \quad (6)$$

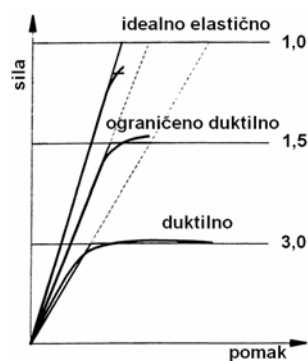
Ovdje još samo želimo napomenuti da je u izrazima (4) i (6) prema tablici 4.2, norme EN 1998-1, primijenjen popravni koeficijent $\varphi = 0,80$, koji se odnosi na povezanu zauzetost katova (npr. dvoetažni stanovi), dok je zauzetost za neovisno zauzete katove (obični stanovi, odvojeni po katu) popravni koeficijent $\varphi = 0,50$.

Kako bi se izbjegao nelinearni proračun konstrukcije primijenjen je koeficijent ponašanja q (slika 4.) kojim se umanjuje elastični spektar odziva i dobije odgovarajući proračunski spektar odziva, a time se ujedno u obzir uzima i nelinearni odziv konstrukcije koji je u vezi s materijalom, konstrukcijskim sustavom i postupkom proračuna. Koeficijent ponašanja ujedno odražava i duktilnost konstrukcije, odnosno sposobnost konstrukcije da prihvaća reducirane seizmičke sile bez krhkih slomova u postelastičnom području.

Koeficijent ponašanja proračunat je primjenom izraza:

$$q = q_0 \times k_w \geq 1,5 \quad (7)$$

gdje je q koeficijent ponašanja, q_0 , osnovna vrijednost koeficijenta ponašanja, ovisi o tipu sustava konstrukcije



Slika 4. Ponašanje u potresu [12]

i o pravilnosti konstrukcije po visini, k_w koeficijent koji se odnosi na prevladavajući oblik sloma konstrukcijskog sustava sa zidovima.

Za okvirni sustav s više katova i raspona, koji je obrađen u ovome radu, usvojen je osnovni koeficijent ponašanja za srednju duktilnost sustava (DCM) i iznosi:

$$q_0 = 3,0 \times (\alpha_u / \alpha_1) = 3,0 \times 1,30 = 3,90 \quad (8)$$

Za okvirne konstrukcije usvojen je koeficijent $k_w = 1$ pa koeficijent ponašanja konstrukcije, tj. modela konstrukcije iznosi:

$$q = 3,90 \times 1,00 = 3,90 \quad (9)$$

Sada se može pristupiti određivanju proračunskog spektra odziva za odabranu kategoriju tla definiranu parametrima u tablici 2. te za ubrzanje tla od $a_g = 0,3g$ definirano IX. potresnom zonom.

Tablica 2. Parametri tla

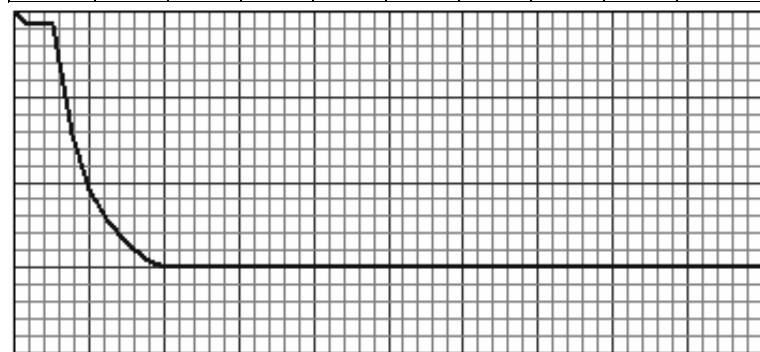
Kategorija tla	S	T_B (s)	T_C (s)	T_D (s)
B	1,20	0,15	0,50	2,00

Proračunski spektar odziva (tablica 3.) definiran prema EN 1998-1 [7] određen je kako slijedi:

$$\text{za } 0 \leq T_1 \leq T_B: S_d(T_1) = a_g \times S \times ((2/3) + (T_1 / T_B) \times ((2,5/q) - (2/3))), \quad (10)$$

Tablica 3. Proračunski spektar odziva

T	S	0,00	0,05	0,10	0,15	0,50	0,75	1,00	1,25
$S_d(T)$	-	2,40	2,37	2,34	2,31	2,31	1,54	1,15	0,92
T	1,50	1,75	2,00	3,33	4,67	6,00	7,33	8,67	10,00
$S_d(T)$	0,77	0,66	0,60	0,60	0,60	0,60	0,60	0,60	0,60



$$\text{za } T_B \leq T_1 \leq T_C: S_d(T_1) = a_g \times S \times (2,5/q), \quad (11)$$

$$\text{za } T_C \leq T_1 \leq T_D: S_d(T_1) = \max \{a_g \times S \times (2,5/q) \times (T_C / T_1); \beta \times a_g\}, \quad (12)$$

$$\text{za } T_D \leq T_1: S_d(T_1) = \max \{a_g \times S \times (2,5/q) \times ((T_C \times T_D) / T_1^2); \beta \times a_g\} \quad (13)$$

gdje je T_1 osnovni period titranja sustava, T_B i T_C vrijednost kojom je određen početak i završetak stalne vrijednosti na spektru odziva, $S_d(T_1)$ ordinata proračunskog spektra, a_g proračunsko ubrzanje tla na stijeni ili dobro tlu za referentni povratni period, S parametar tla, β koeficijent koji označava donju granicu spektra odziva i u većini slučajeva ima vrijednost jednaku 0,20.

Prije samog proračuna definirane su i dvije odgovarajuće kombinacije opterećenja: osnovna i seizmička. Pri izradi kombinacija opterećenja primijenjeno je: stalno opterećenje; od vlastite težine konstrukcije, pročelja, pregradnih zidova, te težina slojeva poda i krova, uporabno opterećenje stropnih ploča i krovne ploče te potresno opterećenje definirano proračunskim spektrom odziva za horizontalni smjer. Kombinacije opterećenja proračunate su prema europskoj normi EN 1990 [5]. Za osnovnu je kombinaciju opterećenja definiran izraz:

$$\Sigma \gamma_{G,j} G_{k,j} \text{ "+" } \gamma_{Q,1} Q_{k,1} \text{ "+" } \Sigma \gamma_{Q,i} \psi_{0,i} Q_{k,i} \quad (14)$$

gdje je $\gamma_{G,j}$ parcijalni koeficijent sigurnosti za stalno opterećenje j , $\gamma_{Q,1}$ parcijalni koeficijent sigurnosti za dominantno promjenjivo (uprabno) opterećenje, $\gamma_{Q,i}$ parcijalni koeficijent sigurnosti za promjenjivo (uprabno) opterećenje i , $\psi_{0,i}$ koeficijent za određivanje reprezentativnih vrijednosti promjenjivih opterećenja za kombinacije. No budući da imamo samo jedno uporabno opterećenje, izraz (14) postaje:

$$\Sigma \gamma_{G,j} G_{k,j} \text{ "+" } \gamma_{Q,1} Q_{k,1}, \quad (15)$$

a za uvrštene vrijednosti parcijalnih koeficijenata izraz postaje:

$$1,35 \times G_{k,uk} \text{ "+" } 1,50 \times Q_{k,uk}. \quad (16)$$

Za seizmičku je kombinaciju upotrijebljen izraz:

$$\Sigma G_{k,j} \text{ "+" } A_{Ed} \text{ "+" } \Sigma \psi_{2,i} Q_{k,i} \quad (17)$$

gdje je A_{Ed} proračunska vrijednost potresnog djelovanja za referentno razdoblje.

Za uvrštene parcijalne koeficijente za opterećenja i za faktor kombinacije, izraz (17) postaje:

$$G_{k,uk} \text{ "+" } A_{Ed} \text{ "+" } (0,30 \times Q_{k,uk,strop} + 0,00 \times Q_{k,uk,krov}). \quad (18)$$

Dimenzioniranje pojedinih konstrukcijskih elemenata provedeno je prema EN 1992-1-1

[13] za maksimalnu deformaciju betona $\varepsilon_c = 3,5 \%$, dok su zahtjevi minimalne armature kao i posebni konstrukcijski detalji usvojeni prema EN 1998-1 [7] i odgovarajućem razredu duktilnosti.

Iako je u proračunu konstrukcije zanemarena ploča, pri dimenzioniranju greda u obzir je uzeta i proračunska širina ploče kako slijedi:

$$b_{\text{eff}} = b_w + (1/5) \times L_0 \text{ za } T \text{ presjek i} \quad (19)$$

$$b_{\text{eff}} = b_w + (1/10) \times L_0 \text{ za } \Gamma \text{ presjek,} \quad (20)$$

gdje je b_{eff} proračunska širina ploče, b_w širina poprečnog presjeka grede, L_0 razmak nul-točaka momentnog dijagrama.

Nosivost na savijanje i na poprečnu silu proračunata je kako se navodi u EN 1992-1-1 [13].

Stupovi, tlačno i ekscentrično naprezani konstrukcijski elementi dimenzionirani su pomoću odgovarajućih dijagrama interakcije, uzimajući u obzir vitkost stupova. Primijenjeni dijagrami interakcije [9] zahtijevaju sljedeće izraze:

$$v_{\text{Sd}} = N_{\text{Sd}} / (b \times h \times f_{\text{cd}}), \quad (21)$$

gdje je v_{Sd} bezdimenzijska vrijednost uzdužne sile N_{Sd} , a N_{Sd} proračunska uzdužna sila te

$$\mu_{\text{Sd}} = M_{\text{Sd}} / (b \times h^2 \times f_{\text{cd}}), \quad (22)$$

gdje je μ_{Sd} bezdimenzijska vrijednost momenta savijanja, a M_{Sd} proračunski moment savijanja.

Vitkost stupova određena je primjenom sljedećih izraza [11]:

$$\lambda_{\text{lim}} = 10,80 / (N_{\text{Ed}} / (A_C \times f_{\text{cd}}))^{1/2} \quad (23)$$

gdje je N_{Ed} najveća uzdužna sila u stupu.

Ako je vitkost stupa veća od granične dopuštene vitkosti λ_{lim} , tada ga je potrebno proračunati prema teoriji II. reda. Vitke je stupove potrebno dimenzionirati na djelovanje

proračunske uzdužne sile N_{Ed} , uz prisutnost proračunskog momenta savijanja prema teoriji II. reda:

$$M_{\text{Sd}}^{\text{II}} = N_{\text{Sd}} \times e_{\text{tot}} \quad (24)$$

gdje je $e_{\text{tot}} = e_0 + e_a + e_2$ ukupna ekscentričnost, e_0 ekscentričnost po teoriji I. reda, e_a slučajna ekscentričnost zbog geometrijskih nesavršenosti, i e_2 ekscentričnost po teoriji II. reda [9, 11].

3 Model 1 (okvir bez plastičnih zglobova)

Kao što je već navedeno, za potrebe proračuna načinjena su dva modela istoga okvira da bi se pokazale razlike u rezultatima proračuna, a ponajprije u utrošku čelika za armiranje.

Tablica 4. Dinamičke karakteristike Modela 1

Oblik osciliranja	Period [s]	Frekvencija [1/s]	Kružna frekvencija [rad/s]	Svojtvena vrijednost [rad ² /s ²]
1	0,89	1,13	7,09	50,34
2	0,27	3,72	23,35	545,24
3	0,14	7,11	44,66	1994,40
4	0,09	11,14	69,99	4898,30
5	0,09	11,73	73,71	5433,60
6	0,08	12,03	75,60	5715,80
7	0,07	14,68	92,25	8509,30
8	0,06	16,28	102,35	10475,00
9	0,06	16,31	102,44	10495,00
10	0,04	22,31	140,19	19654,00
11	0,04	22,99	144,48	20873,00
12	0,04	24,15	151,76	23032,00

Prvi model načinjen je bez predviđenih mjesta za trošenje energije tijekom potresa, kako je to i uobičajena praksa prilikom modeliranja konstrukcija, tj. model je izrađen s punom krutosti svojih elemenata i modeliran uz pretpostavku o neraspucalim betonskim presjecima. Shodno tome dobivene su dinamičke karakteristike

Tablica 5. Unutarnje sile stupova okvira bez plastičnih zglobova

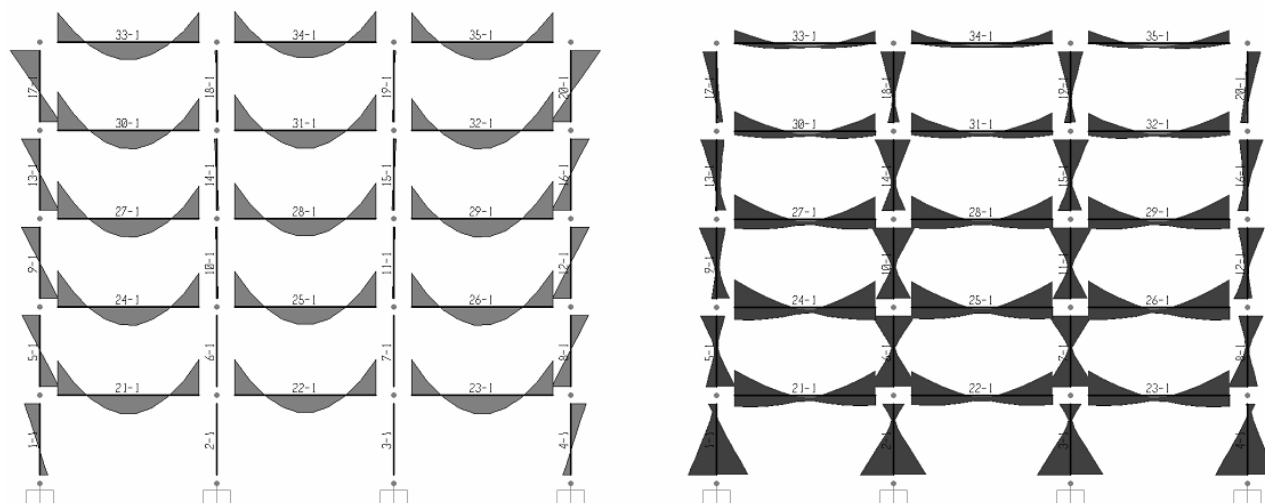
Stup	Unutarnje sile za osnovnu kombinaciju opterećenja (16)				Unutarnje sile za seizmičku kombinaciju opterećenja (18)			
	$M_{\text{gore}}^{\text{I}}$ [kNm]	$M_{\text{dolje}}^{\text{I}}$ [kNm]	N_{Sd} [kN]	V_{Sd} [kN]	$M_{\text{gore}}^{\text{I}}$ [kNm]	$M_{\text{dolje}}^{\text{I}}$ [kNm]	N_{Sd} [kN]	V_{Sd} [kN]
1	86,36	-43,18	-2050,00	-43,18	133,40	-536,30	-1764,75	-220,65
2	1,55	-1,78	-3968,85	-1,11	186,05	-564,61	-2597,66	-249,57
5	101,66	-107,23	-1655,16	-69,63	276,02	-320,67	-1390,70	-197,23
6	3,26	-0,26	-3143,65	-1,17	365,35	-406,98	-2060,78	-256,73
9	104,84	-103,68	-1225,03	-69,51	229,40	-223,84	-1003,06	-169,60
10	7,06	-7,35	-2322,00	-4,80	369,74	-306,70	-1527,09	-224,20
13	103,36	-107,13	-792,61	-70,16	269,06	-163,75	-629,85	-139,60
14	13,63	-10,63	-1502,62	-8,09	311,07	-209,87	-996,40	-172,08
17	167,03	-114,39	-326,81	-93,81	230,59	-117,63	-282,64	-107,43
18	8,93	-7,35	-684,88	-5,43	217,32	-106,74	-469,00	-106,58

Tablica 6. Unutarnje sile greda okvira bez plastičnih zglobova

Greda	pozicija	Unutarnje sile za osnovnu kombinaciju opterećenja (16)			Unutarnje sile za seizmičku kombinaciju opterećenja (18)		
		M_{Sd} [kNm]	N_{Sd} [kN]	V_{Sd} [kN]	M_{Sd} [kNm]	N_{Sd} [kN]	V_{Sd} [kN]
21	polje	105,60	26,45	-	196,72	47,30	-
	ležaj	-201,12	26,45	204,13	-438,64	-12,89	232,93
22	polje	100,03	26,51	-	169,23	17,24	-
	ležaj	-202,93	26,51	202,87	-418,11	17,24	227,38
24	polje	104,51	-0,13	-	216,03	9,45	-
	ležaj	-205,34	-0,13	205,17	-478,23	-9,62	245,92
25	polje	100,79	3,50	-	195,60	2,23	-
	ležaj	-202,17	3,50	202,88	-452,20	2,23	238,91
27	polje	104,70	0,66	-	171,04	7,25	-
	ležaj	-211,97	0,66	207,44	-428,17	-6,82	229,66
28	polje	100,72	3,94	-	159,56	2,54	-
	ležaj	-202,24	3,94	202,87	-403,90	2,54	222,78
30	polje	103,84	23,65	-	119,45	31,23	-
	ležaj	-217,75	23,65	209,08	-343,66	3,90	202,07
31	polje	101,48	20,98	-	114,31	15,41	-
	ležaj	-201,48	20,98	202,87	-324,99	15,41	196,66
33	polje	97,46	-93,80	-	89,17	-54,19	-
	ležaj	-167,03	-93,80	176,95	-230,59	-71,78	158,66
34	polje	89,01	-99,25	-	76,64	-66,22	-
	ležaj	-174,99	-99,25	176,79	-225,51	-66,22	156,60

(tablica 4.) i unutarnje sile u pojedinim elementima konstrukcije (tablica 5. i tablica 6.). Unutarnje su sile tabličnim prikazom iskazane samo za lijevu polovicu okvira poradi smanjenja količine iskazanih podataka i stoga što je model okvira simetričan s obzirom na vertikalnu os koja prolazi sredinom modela.

Budući da su za dimenzioniranje najznačajniji momenti savijanja, a najviše su podložni i prezentiranoj uspored-



Slika 5. Dijagrami momenata savijanja elemenata okvira (Model 1) za (lijevo) osnovnu i (desno) seizmičku kombinaciju opterećenja

bi s obzirom na pretpostavku disipacije energije, prikazani su samo dijagrami za momente savijanja (slika 5.) za oba slučaja opterećenja: za stalnu proračunsku situaciju i za seizmičku situaciju.

Unutarnje sile modela prikazane su grafički i tablično radi lakšeg čitanja rezultata dobivenih proračunom. Štapi modela vizualno su skraćeni na 80 % svoje duljine (krajevi štapa su samo vizualno udaljeni od čvorova modela), kako bi grafički lakše bilo uočiti promjene tijekom dijagrama unutarnjih sila, tj. kako ne bi bilo preklopa dijagrama reznih sila.

4 Model 2 (okvir s plastičnim zglobovima)

Proračunom po teoriji plastičnosti dopušta se plastifikacija materijala, tj. izlazak iz područja elastičnog ponašanja. Posljedica toga jest pojava trajnih deformacija, ako se konstrukcija nađe u graničnom stanju nosivosti. Da bi teorija plastičnosti pri proračunu konstrukcije bila moguća, potrebno je posjedovati određenu duktilnost presjeka u području potencijalnih plastičnih zglobova.

Prema [7] i [8] predviđeno je da se armiranobetonski okviri za prihvaćanje sila potresa ponašaju duktilno, jer se tada jedan dio seizmičke energije troši na plastično deformiranje u području plastičnih zglobova, što omogućuje proračun na umanjene seizmičke sile, čime se izravno pridonosi ekonomičnosti građenja. Kako suvre-

mene seizmičke norme sugeriraju projektiranje armiranobetonskih okvira po principu “jaki stupovi - mekane grede”, tako će se i ovdje mjesta predviđena za disipaciju energije modelirati u gredama i to na rubovima gređa u blizini stupova.

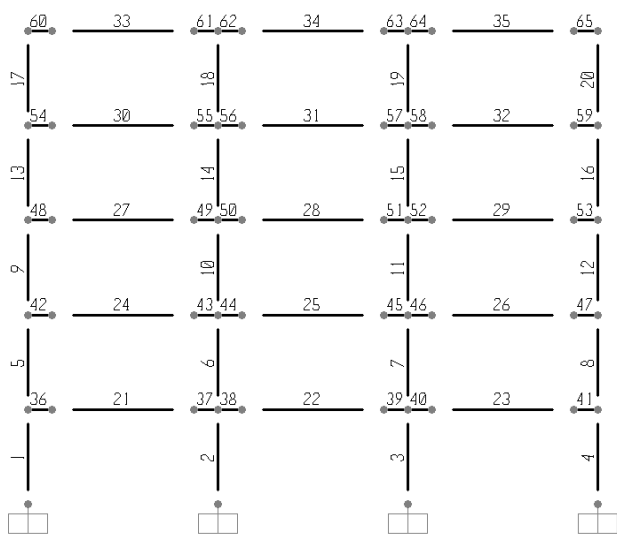
Pri proračunu ovoga modela unaprijed će se odrediti mjesta za trošenje energije prilikom potresa, tj., odrediti će se plastični zglobovi, a sam proračun bit će proveden prema teoriji elastičnosti. Prema EN 1998-1 [7] plastični se zglobovi definiraju kao područja koja moraju imati veliku sposobnost plastične rotacije, a odnosi se na sveopću duktilnost konstrukcije. Sposobnost plastične rotacije zadovoljena je ako su ispunjeni sljedeći uvjeti:

- u svim kritičnim područjima osigurana je dovoljna duktilnost izražena zakrivljenošću,
- prikladnim načinom spriječeno je mjesno izvijanje tlačne armature unutar mogućeg područja plastičnog zgloba,
- prihvaćena je prikladna kvaliteta čelika za armiranje,
- u tlačno područje potrebno je postaviti uzdužnu armaturu koja nije manja od polovice količine stvarne vlačne armature. Ona ne smije biti manja od proračunski potrebne armature.

Prije proračuna okvira potrebno je definirati duljinu dijelova gređa na kojima se predviđa otvaranje plastičnih zglobova tijekom potresa (slika 6.). Duljina plastičnog područja L_{cr} za srednji razred duktilnosti (DCM) definirana je izrazom [8]:

$$L_{cr} = 1,50 \times h_w, \quad (25)$$

gdje je h_w visina gređe.



Slika 6. Model okvira s definiranim mjestima plastičnih zglobova na rubovima gređa (štapni elementi s brojevima 36-65)

Proračunska krutost duktilnih betonskih elemenata za proračun prema teoriji elastičnosti na potres jednaka je sekantnoj krutosti na teorijskoj točki popuštanja. U nedostatku točnijih metoda za proračun zamjenjujuće krutosti kritičnog područja krajeva gređa primijenjena je metoda definirana za stupove mosta prema EN 1998-2 [12].

Proračunski moment tromosti I_{eff} elementa nepromjenjiva presjeka određuje se izrazom:

$$I_{eff} = 0,08 \times I_0 + I_{cr}, \quad (26)$$

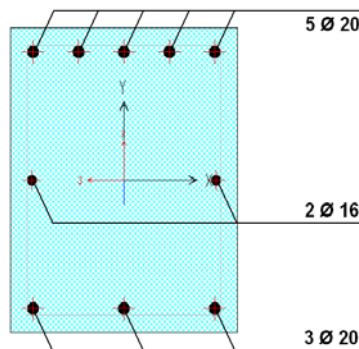
gdje je I_0 moment tromosti neraspucalog presjeka, I_{cr} moment tromosti raspucalog presjeka na granici popuštanja vlačne armature.

Moment tromosti raspucanog presjeka računa se prema izrazu:

$$I_{cr} = M_y / (E_c \times \Phi_y), \quad (27)$$

gdje je M_y moment savijanja u kojem naprezanje čelika dostiže granicu popuštanja, Φ_y zakrivljenost presjeka u kojem naprezanje čelika dostiže granicu popuštanja, E_c modul elastičnosti betona.

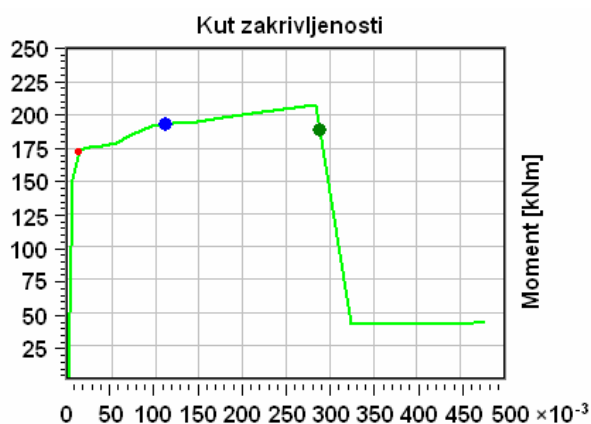
Za gređe okvira s proračunatom potrebnom količinom čelika za armiranje za osnovnu kombinaciju opterećenja izrađen je poprečni presjek s ucrtanim i razmještenim šipkama (slika 7.). (Napomena: usvojena je debljina zaštitnog sloja $c = 3$ cm [9]). Svi su krajevi gređa okvira istoga poprečnoga presjeka i sadrže istu potrebnu količinu čelika za armiranje, tako je samo za jednu vrstu poprečnog presjeka proračunata proračunska krutost.



Slika 7. Prikaz razmještaja potrebne količine armature dobivene za osnovnu kombinaciju opterećenja (poprečni presjek gređe uz stup)

Primjenom programskog paketa *SAP2000* [14] dobiven je $M-\Phi$ dijagram za gore prikazani poprečni presjek gređe s pridruženim čelikom za armiranje dobivenim na temelju reznih sila osnovne kombinacije opterećenja (slika 8.).

Kako programski paket *SAP2000* [14] ne nudi i opis numeričkih vrijednosti uz zapis dijagrama $M-\Phi$, iste su vrijednosti prikazane u tablici 7.

Slika 8. Dijagram $M-\Phi$ za poprečni presjek grede prikazan na slici 7.Tablica 7. Opis numeričkih vrijednosti dijagrama $M-\Phi$ (slika 8.)

indeks	$\Phi_{\text{indeks}} [\times 10^{-3}]$	$M_{\text{indeks}} [\text{kNm}]$
y	5,44	172,21
maks	477,8	41,84
beton	109,1	219,00
čelik za armiranje	289,2	213,64

Tako proračunska krutost za kritično područje iznosi:

$$I_{\text{eff}} = 0,08 \times 4,167 \times 10^{-3} + (172,21 / (32000 \times 103 \times 5,447 \times 10^{-3}))$$

$$I_{\text{eff}} = 1,321 \times 10^{-3} \text{ m}^4 \quad (28)$$

iz čega doznajemo da proračunska krutost kritičnog područja iznosi 31,7 % krutosti neraspucanog poprečnoga presjeka. Prema [15] dopušteno je proračunsku krutost kritičnog područja usvojiti u intervalu 25 %-45 % neraspucaloga poprečnoga presjeka (preporučeno 35 %).

Tablica 8. Dinamičke karakteristike Modela 2

Oblik osciliranja	Period [s]	Frekvencija [1/s]	Kružna frekvencija [rad/s]	Svojevredna vrijednost [rad ² /s ²]
1	1,19	0,84	5,28	27,84
2	0,34	2,95	18,57	344,70
3	0,16	6,19	38,92	1514,60
4	0,10	10,42	65,50	4289,70
5	0,09	11,40	71,63	5131,00
6	0,08	11,92	71,89	5608,40
7	0,07	14,40	90,51	8191,20
8	0,06	15,61	98,10	9624,40
9	0,06	15,66	98,42	9688,10
10	0,04	22,55	141,68	200714,00
11	0,04	22,95	144,21	20797,00
12	0,04	23,15	145,43	21151,00

Nakon proračunatih ulaznih podataka karakterističnih za Model 2 pristupilo se proračunu i dimenzioniranju kon-

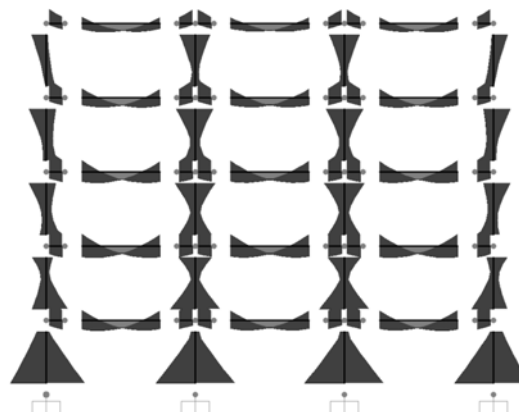
strukcije i njezinih elemenata. Modalnim proračunom dobivene su dinamičke karakteristike modela prikazane u tablici 8. Nadalje, kao i za Model 1 proveden je seizmički proračun pomoću proračunskog spektra odziva te su za odgovarajuću seizmičku kombinaciju dobivene unutarnje sile (tablica 9.), a kao najznačajniji prikazani su momenti savijanja (slika 9.). Međutim, može se uočiti znatna razlika u odnosu na prvi model što je čvrsto vezano s većim osnovnim periodom titranja konstrukcije, a time i manjom ordinatom spektra odziva što za posljedicu ima smanjene sile u elementima konstrukcije.

Tablica 9. Unutarnje sile stupova okvira s plastičnim zglobovima

Stup	Unutarnje sile za seizmičku kombinaciju opterećenja (18)			
	M_{gore}^I [kNm]	M_{dolje}^I [kNm]	N_{sd} [kN]	V_{sd} [kN]
1	126,07	-521,20	-1619,89	-220,65
2	56,99	-532,34	-2586,84	-249,57
5	186,04	-292,88	-1290,71	-197,23
6	223,21	-331,42	-2055,45	-256,73
9	232,92	-184,81	-947,50	-169,60
10	273,49	-224,33	-1525,07	-224,20
13	228,94	-146,67	-607,86	-139,60
14	255,08	-154,17	-995,55	-172,08
17	198,08	-121,05	-280,14	-107,43
18	207,84	-87,38	-467,21	-106,58

Naime, takvim modeliranjem, s unaprijed predviđenim mjestima pojave plastičnih zglobova, smanjujemo i opasnost od pojave plastičnih zglobova na nepovoljnim mjestima, kao što su npr. stupovi, a time i vrlo nezgodnu pojavu tzv. „meki kat“.

Na osnovi mjerodavnih unutarnjih sila dimenzionirani su pojedini konstrukcijski elementi metodom graničnih stanja prema izrazima iz [11].



Slika 9. Dijagrami momenata savijanja elemenata okvira (Model 2) za seizmičku kombinaciju opterećenja

Tablica 10. Unutarnje sile greda okvira s plastičnim zglobovima

Greda	pozicija	Unutarnje sile za seizmička kombinaciju opterećenja (18)		
		M_{Sd} [kNm]	N_{Sd} [kN]	V_{Sd} [kN]
21	polje	139,08	34,63	-
	ležaj	-266,93	-9,08	232,93
22	polje	132,75	12,58	-
	ležaj	-261,65	12,58	227,38
24	polje	155,09	11,67	-
	ležaj	-308,31	-13,27	245,92
25	polje	150,13	0,31	-
	ležaj	-299,17	0,31	238,91
27	polje	145,84	9,06	-
	ležaj	-292,72	-10,06	229,66
28	polje	142,44	0,80	-
	ležaj	-282,92	0,80	222,78
30	polje	128,69	93,56	-
	ležaj	-253,72	-1,54	202,07
31	polje	126,86	14,40	-
	ležaj	-245,03	14,40	196,66
33	polje	113,06	-37,12	-
	ležaj	-198,08	59,62	158,66
34	polje	106,14	-50,56	-
	ležaj	-191,37	-50,56	156,6

6 Prikaz i usporedba rezultata dobivenih proračunom

Napominje se da dalje u tekstu indeks *El* označuje („elastični“) model okvira bez kritičnih područja, dok indeks *Pl* označava („plastični“) model okvira s pridruženim kritičnim područjima.

Prikazana je usporedba potrebnih količina čelika samo za armiranje grede jer nije uočena promjena potrebne količine armature za stupove, usporedimo li modele okvira s definiranim plastičnim područjima i bez njih.

Za provedeni proračun modela okvira bez pridruženih kritičnih područja na krajevima greda, što je ujedno i najčešći slučaj u praksi te za slu-

čaj modela okvira s pridruženim kritičnim područjima na krajevima greda provedena je usporedba potrebne količine čelika za armiranje. Dodatna potrebna količina čelika za armiranje za promatranu konstrukciju, a koja se nalazi u seizmički aktivnom području, izražena je koeficijentom *K* kao postotak od potrebne količine čelika za armiranje dobivenog na temelju reznih sila osnovne kombinacije opterećenja. Koeficijent za dodatnu količinu uzdužnog čelika za armiranje definiran je izrazom:

$$K_{sl,add,Eq} = (A_{sl,Eq} - A_{sl,Bas}) / A_{sl,Bas} \quad (29)$$

gdje je $K_{sl,add,Eq}$ koeficijent kojim definiramo dodatnu količinu uzdužnog čelika za armiranje s obzirom na proračunatu količinu za osnovnu kombinaciju opterećenja za građevine koje se nalaze u seizmički aktivnim područjima, $A_{sl,Eq}$ je potrebna količina uzdužnog čelika za armiranje za seizmičku kombinaciju opterećenja, $A_{sl,Bas}$ je potrebna količina uzdužnog čelika za armiranje za osnovnu kombinaciju opterećenja.

U tablici 11. definirana je količina uzdužnog čelika za armiranje $A_{sl,add,Eq}$ koja se dodaje u postotku na količinu uzdužnog čelika za armiranje proračunatu za osnovnu kombinaciju opterećenja i to ako se građevina nalazi u potresnom području.

U tablici 11. uočavamo da je veće rasipanje vrijednosti koeficijenta $K_{SL,Eq,Add}$ za model bez definiranih kritičnih područja, tj. model najčešće primjenjivan u praksi, dok je za model s definiranim kritičnim područjima rasipanje koeficijenta *K* zamjetno manje, gotovo izjednačeno.

Tablica 11. Usporedba potrebnih količina uzdužnog čelika za armiranje greda okvira

Greda	Pozicija	$A_{sl,Bas}$ [cm ²]	$A_{sl,Eq,El}$ [cm ²]	$A_{sl,add,Eq,El}$ [cm ²]	$K_{sl,add,Eq,El}$ (× 100)	$A_{sl,Eq,Pl}$ [cm ²]	$A_{sl,add,Eq,Pl}$ [cm ²]	$K_{sl,add,Eq,Pl}$ (× 100)
21	polje	6,42	11,94	5,52	86	8,48	2,06	32
	oslonac	13,30	34,83	21,53	162	18,84	5,54	42
22	polje	6,06	10,58	4,52	75	8,38	2,31	38
	oslonac	13,42	31,67	18,25	136	18,11	4,69	35
24	polje	6,71	13,68	6,97	104	9,86	3,15	47
	oslonac	14,03	38,68	24,65	176	22,40	8,37	60
25	polje	6,42	12,47	6,05	94	9,69	3,27	51
	oslonac	13,70	35,65	21,95	160	21,27	7,57	55
27	polje	6,71	10,83	4,12	61	9,29	2,58	39
	oslonac	14,47	33,32	18,84	130	20,97	6,49	45
28	polje	6,41	10,16	3,75	59	9,19	2,78	43
	oslonac	13,70	30,82	17,12	125	19,99	6,29	46
30	polje	6,35	7,21	0,87	14	7,00	0,65	10
	oslonac	14,58	25,09	10,51	72	17,68	3,10	21
31	polje	6,23	7,10	0,87	14	7,97	1,74	28
	oslonac	13,40	23,17	9,77	73	16,75	3,35	25
33	polje	7,54	6,43	-1,12	0	7,78	0,24	3
	oslonac	12,62	16,84	4,22	33	12,54	-0,08	0
34	polje	7,05	5,79	-1,26	0	7,52	0,47	7
	oslonac	13,32	16,37	3,05	23	13,74	0,42	3

Iz iste se tablice može zamijetiti da je proračunatu potrebnu količinu čelika za armiranje za osnovnu kombinaciju opterećenja potrebno povećati čak do 176 % ako je model konstrukcije izrađen bez kritičnih područja. No, ako su modelu konstrukcije pridružena kritična područja na krajevima greda, proračunatu potrebnu količinu čelika za armiranje dobivenog za osnovnu kombinaciju opterećenja potrebno je povećati do 60 %.

Primjer proračuna ukupne potrebne količine uzdužnog čelika grede građevine smještene u potresnom području:

$$A_{sl,uk} = A_{sl,Bas} + K_{sl,add,Eq} \times A_{sl,Bas} = A_{sl,Bas} \times (1 + K_{sl,add,Eq}) \quad (30)$$

Koeficijent za dodatnu količinu poprečnog čelika za armiranje (spona) definiran je izrazom:

$$K_{sw,add,Eq} = (A_{sw,Eq} - A_{sw,bas}) / A_{sw,bas} \quad (31)$$

gdje je $K_{sw,add,Eq}$ koeficijent kojim definiramo dodatnu količinu poprečnog čelika za armiranje (spona) s obzirom na proračunatu količinu poprečnog čelika za armiranje za osnovnu kombinaciju opterećenja za građevine koje se nalaze u seizmički aktivnim područjima, $A_{sw,Eq}$ potrebna količina poprečnog čelika za armiranje za seizmičku kombinaciju opterećenja, $A_{sl,bas}$ potrebna količina poprečnog čelika za armiranje za osnovnu kombinaciju opterećenja.

Ako je model konstrukcije bez kritičnih područja na rubovima greda, tada je potrebnu količinu poprečnog čelika za armiranje, dobivenu za osnovnu kombinaciju opterećenja, nužno povećati do 28 %. No, ako su za model konstrukcije definirana kritična područja na rubovima greda, potrebnu količinu poprečnog čelika za armiranje, dobivenu za osnovnu kombinaciju opterećenja potrebno je povećati do 40 %. Promotrimo li tablicu 12. zamjećujemo i da je u krajeve greda modela konstrukcije s definiranim kritičnim područjima potrebno ugraditi gotovo dvostruko više poprečnog čelika za armiranje u odnosu na konstrukciju modeliranu bez kritičnih područja.

Tablica 12. Usporedba potrebnih količina poprečnog čelika za armiranje greda okvira

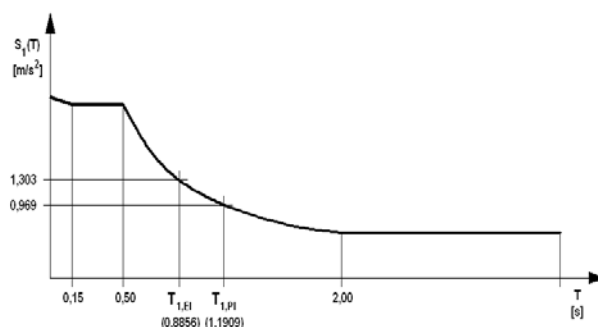
Greda	Pozicija	$A_{sw,Bas}$ [cm ²]	$A_{sw,Eq,El}$ [cm ²]	$A_{sw,add,Eq,El}$ [cm ²]	$K_{sw,add,Eq,El}$ (× 100)	$A_{sw,Eq,Pl}$ [cm ²]	$A_{sw,add,Eq,Pl}$ [cm ²]	$K_{sw,add,Eq,Pl}$ (× 100)
21	oslonac	0,83	0,91	0,08	10	1,03	0,20	24
22	oslonac	0,82	0,93	0,10	13	1,02	0,20	24
24	oslonac	0,81	1,04	0,23	28	1,13	0,32	40
25	oslonac	0,79	0,99	0,20	25	1,07	0,28	35
27	oslonac	0,83	0,90	0,07	9	1,00	0,17	21
28	oslonac	0,79	0,86	0,07	9	0,95	0,16	20
30	oslonac	0,88	0,72	-0,16	0	0,78	-0,10	0
31	oslonac	0,81	0,69	-0,12	0	0,77	-0,05	0
33	oslonac	0,44	0,33	-0,11	0	0,37	-0,06	0
34	oslonac	0,44	0,32	-0,12	0	0,36	-0,07	0

Primjer proračuna ukupne potrebne količine poprečnog čelika za armiranje (spona) grede građevine smještene u potresnom području:

$$A_{sw,uk} = A_{sw,Bas} + K_{sw,add,Eq} \times A_{sw,Bas} = A_{sw,Bas} \times (1 + K_{sw,add,Eq}) \quad (32)$$

5 Zaključak

Izvodimo li model okvira „mekih greda i jakih stupova“, tj. model okvira s definiranim kritičnim (oslabljenim) područjima na krajevima greda, takav će model u cijelosti biti „mekši“ za razliku od modela gdje grede na svojim krajevima nisu oslabljene. „Mekši“ je model vezan s većim osnovnim periodom titranja, a time i manjom ordinatom spektra odziva što opet povlači za sobom i manje unutarnje sile. Ovu tvrdnju dodatno potkrepljuje slika 10. iz koje se može očitati ordinata spektra odziva za osnovni period titranja modela bez definiranih plastičnih zglobova ($T_{1,El}$), te za osnovni period titranja modela s definiranim plastičnim zglobovima ($T_{1,Pl}$).



Slika 10. Usporedba perioda titranja i ordinata spektra odziva za oba modela okvira

Sukladno ovdje navedenim tvrdnjama, a i rezultatima prikazanim u prethodnom poglavlju pokazano je kako ne vrijedi uvriježena pretpostavka o seizmičkom proračunu koji daje velike unutarnje sile, odnosno velike količine čelika za armiranje i/ili velike dimenzije pojedinih konstrukcijskih elemenata. Modeliramo li konstrukciju

točno onako kako nam to nalažu suvremena istraživanja i norme, ona će biti dovoljno sigurna da izdrži predviđeno potresno djelovanje za koje je dimenzionirana. Osim što će biti zadovoljeni svi uvjeti i potrebni dokazi koje je potrebno provesti kako to nalažu suvremene norme,

zadovoljeni će biti i ekonomski aspekti građenja. U tu istu konstrukciju više ne moramo ugraditi one „goleme“ i skupe količine čelika za armiranje kako se to uvijek smatralo nužnim.

NAPOMENA: Primjeri (31) i (32) proračuna ukupne količine čelika za armiranje (uzdužnog i/ili poprečnog) samo su prijedlog mogućega inženjerskog pojednostavljenja rješenja problema dobivanja količina čelika za armiranje za konstrukcijske elemente građevina koje se nalaze u potresnim područjima. Ističe se još jednom da su svi ovdje prikazani rezultati dobiveni na temelju proračuna samo jednog okvira izdvojenog iz konstrukcije.

LITERATURA

- [1] Radić, J. i suradnici: *Betonske konstrukcije 2 – Riješeni primjeri*, Hrvatska Sveučilišna Naklada, Sveučilište u Zagrebu – Građevinski fakultet, Secon HDGK, Andris, 2006. Zagreb
- [2] Radić, J. i suradnici: *Betonske konstrukcije – Priručnik*, Hrvatska sveučilišna naklada, Sveučilište u Zagrebu – Građevinski Fakultet, Secon HDGK, Andris, 2006. Zagreb
- [3] Tomičić, I.: *Betonske konstrukcije, odabrana poglavlja, 2. izmijenjeno izdanje usklađeno sa EC2 i EC8*, Ivan Tomičić, 1996. Zagreb
- [4] Bond, A. J.: *How to Design Concrete Structures using Eurocode 2*, The Concrete Center, 2006.
- [5] EN 1990:2002, Eurocode: Basis of structural design, European Committee for Standardization, 2001.
- [6] EN1991-1-1:2002, Eurocode 1: Actions on structures - Part 1-1: General actions - Densities, self-weight, imposed loads for buildings, European Committee for Standardization, 2001.
- [7] EN1998-1:2004, Eurocode 8: Design of structures for earthquake resistance - Part 1: General rules, seismic actions and rules for buildings, European Committee for Standardization, 2003.
- [8] Tomičić, I.: *Priručnik za proračun armiranobetonskih konstrukcija, 2. dopunjeno izdanje*, DHGK, 1993. Zagreb
- [9] Tomičić, I.: *Betonske konstrukcije, 3. izmijenjeno i dopunjeno izdanje*, DHGK, 1996. Zagreb
- [10] Pike, D.: *Manual for the Design of Concrete Building Structures to Eurocode 2*, The Institution of Structural Engineers, United Kingdom, 2006.
- [11] Mosley, B.; Bungey, J.; Hulse, R.: *Reinforced Concrete Design to Eurocode 2*, 6th Edition, Palgrave MacMillan, United Kingdom, 2007.
- [12] EN 1998-2:2005, Eurocode 8: *Design of structures for earthquake resistance - Part 2: Bridges*, European Committee for Standardization, 2005.
- [13] EN 1992-1-1:2004, Eurocode 2: *Design of concrete structures - Part 1-1: General rules and rules for buildings*, European Committee for Standardization, 2004.
- [14] SAP2000 Advanced 14.0.0: *Structural Analysis Program, update 2009*, Computers and Structures, Berkeley CA 94704, 1995
- [15] Paulay, T.; Priestley, M. J. N.: *Seismic Design of Reinforced Concrete and Masonry Buildings*, A Wiley Interscience Publication, John Wiley & Sons, Inc. 1992