

## PRIMER 1

Simetrična *okvirna konstrukcija* temelja teške opreme sastoji se od armiranobetonske platforme - roštilja greda, zglobno oslonjene na četiri ugaona *konzolna stuba*. Za uticaje gravitacionih opterećenja, stubovi su centrično opterećeni relativno značajnim normalnim silama.

Rezultat formalnog proračuna prema YU81 propisima, za objekat u zoni niskog seizmičkog intenziteta je da računski armatura stuba nije potrebna, pa je usvojen minimalni procenat armiranja.

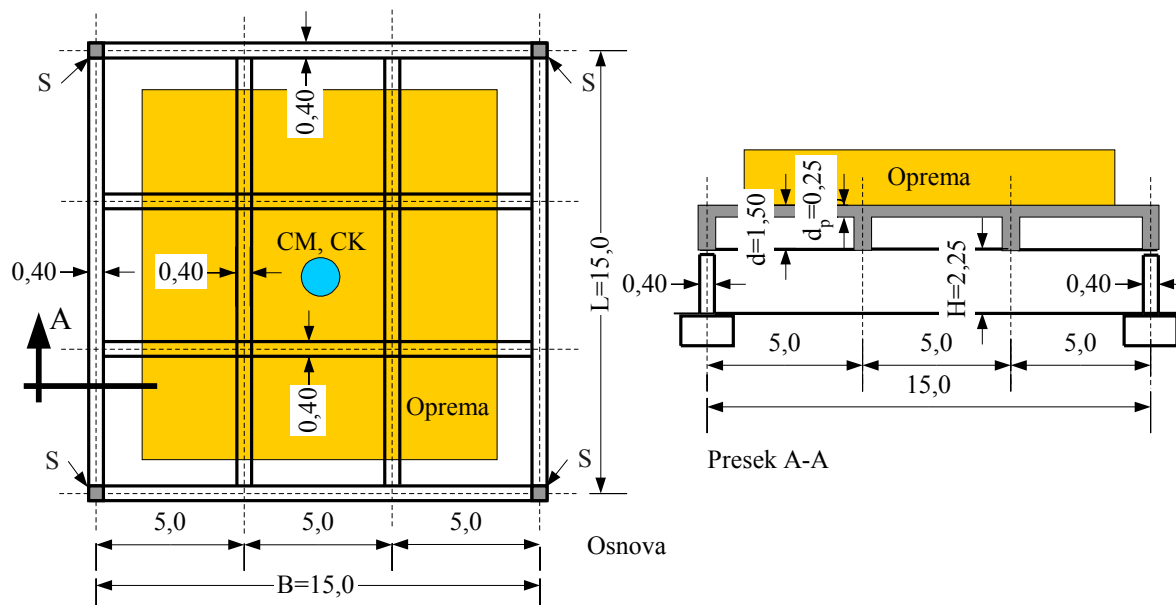
U nastavku primera, u delu "Pitanja i odgovori" analizira se šta se može *realno očekivati* pri dejstvu zemljotresa. Primer je tako koncipiran da ukaže na važnu činjenicu da nivo seizmičkog opterećenja *nije determinisana veličina*, analogna uticajima vetra na primer, već da zavisi od *odgovora konstrukcije na pomeranja tla*.

U okviru ovoga primera prikazan je i koncept obezbeđenja potrebne duktilnosti stubova prema EC8, utezanjem jezgra stuba uzengijama. Pored toga, ilustrovan je i pojam *efekata drugoga reda*, kao i postupak realizacije koncepta *programiranog ponašanja* prema EC8.

U okviru primera samo se ukazuje na dodatne zahteve koje YU81 ne sadrži, a deo su regularne procedure prema EC8: pitanje *torzionih efekata* kod nominalno simetričnih konstrukcija, kao i pitanje kombinovanja *istovremenih dejstava zemljotresa* iz dva upravna pravca. Kako u ovom, tako i u ostalim primerima, nije prikazana numerička analiza ovih efekata prema EC8, jer je složena a nije bitna za razumevanje osnovnih pojmova u vezi odgovora armiranobetonskih konstrukcija na dejstvo zemljotresa.

# PRIMER 1

Dimenzionisati stubove POS S okvirne konstrukcije platforme - temelja fiksirane opreme. Proračun i konstruisanje detalja izvršiti preme domaćim pravilnicima /1/ i /2/.



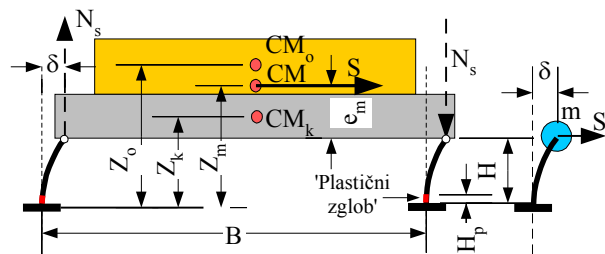
Slika 1.1 - Dispozicija konstrukcije (u metrima)

Podaci: Ukupna težina opreme  $P=1600\text{kN}$   
 Objekat II kategorije  
 Tlo II kategorije  
 Područje VII stepena intenziteta zemljotresa  
 Uticaje vetra zanemariti (zatvoren objekat)

## 1.1 KONCEPT KONSTRUKCIJE I ANALIZE

Uz pretpostavku simetričnog rasporeda opreme u osnovi, geometrijske karakteristike konstrukcije kao i raspored masa su dvoosno simetrični u osnovi. Zbog poklapanja centra masa  $CM$  i centra krutosti  $CK$ , torzioni efekti u osnovi pri zemljotresu se zanemaruju /1/.

Uz pretpostavku zglobne veze platforme i stuba, horizontalnu stabilnost konstrukcije obezbeđuju četiri konzolna stuba, krutošću na savijanje. Konstrukcija je regularna u pogledu rasporeda konstrukcijskih nosećih elemenata („rasporeda krutosti“) kao i masa u osnovi i po visini. Prema Pravilniku YU81 /1/, analiza uticaja zemljotresa može da se izvrši metodom



Slika 1.2 - Dinamički model konstrukcije  
 $CM_0, Z_0$  - centar mase opreme  
 $CM_k, Z_k$  - centar mase konstrukcije  
 $CM, Z_m$  - centar ukupne mase objekta

„ekvivalentnog statičkog opterećenja“, pretpostavljajući da zemljotres deluje u pravcu jedne, ili druge glavne ose konstrukcije objekta. Nivo naprezanja konstrukcije pri zemljotresu kontrolisan je nosivošću 'plastičnog zgloba' visine  $H_p$ , slika 1.2.

Pomeranje  $\delta$  mase određeno je deformacijom savijanja stuba visine  $H$ , dok se platforma i oprema translatorno pomeraju za isti iznos, slika 1.2.

Uz pretpostavku da su AB platforma i

oprema jedinstveno kruto telo, horizontalna inercijalna sila  $S$  koja deluje u centru  $CM$  ukupne mase  $m$ , izaziva promenu aksijalnog opterećenja stuba,  $N_S = \pm S e_m / B$ , koja se u ovom slučaju zanemaruje. Dinamički model je konzola sa ukupnom masom  $m$  u vrhu stubova, slika 1.2.

## 1.2 ANALIZA OPTEREĆENJA I MASA

Sopstvena težina konstrukcije (zanemareni stubovi):

$$\text{Ploča } (d_p = 25\text{cm}) \quad 0,25 \times 15,40^2 \times 25 \quad = 1482,3 \text{ kN}$$

$$\text{Grede } (b/d = 40/150\text{cm}) \quad 8 \times 0,40(1,50 - 0,25)15 \times 25 \quad = 1500,0 \text{ kN}$$

$$\text{„odbijena ploča“} \uparrow \quad G = 2982,3 \text{ kN}$$

Oprema

$$P = 1600,0 \text{ kN}$$

*Komentar:* S obzirom da je oprema fiksirana, usvaja se da je u slučaju zemljotresa na konstrukciji prisutno ukupno korisno opterećenje  $P$ .

$$\text{Ukupna težina:} \quad W = G + P = 2982,3 + 1600,0 = 4582,3 \text{ kN}$$

$$\text{Ukupna masa konstrukcije i opreme:} \quad m = W/g = 4582,3/9,81 = 467,1 \text{ kNs}^2/m$$

Aksijalno opterećenje stubova

$$\text{Stalno opterećenje:} \quad N_g = G/4 = 2982,3/4 = 745,6 \text{ kN}$$

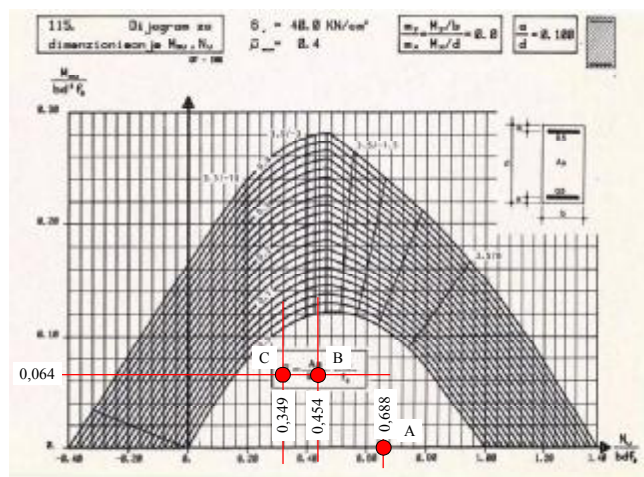
$$\text{Korisno opterećenje:} \quad N_p = P/4 = 1600,0/4 = 400,0 \text{ kN}$$

$$\text{Totalno opterećenje:} \quad N_w = W/4 = 4582,3/4 = 1145,6 \text{ kN}$$

## 1.3 KONTROLA STUBOVA ZA UTICAJE GRAVITACIONIH OPTEREĆENJA

Usvojeno:  $b/d = 40/40$ , MB 30 ( $\beta_B = 20,5 \text{ MPa}$ )

Vitkost stuba:  $\lambda = l_k/i_{\min} = 2 \times 2,25 \sqrt{12} / 0,40 = 39$



**Dijagram 1.1** - Dijagram interakcije simetrično armiranog pravougaonog preseka,  $a/d = 0,1$ ,  $\sigma_v = 400 \text{ MPa}$

Uticiji drugog reda sa efektima početne imperfekcije i tečenja betona stuba u ovom slučaju se mogu zanemariti.

Grafični uticaji u preseku stuba:

$$N_u = 1,9N_g + 2,1N_p =$$

$$1,9 \times 745,6 + 2,1 \times 400,0 = 2256,6 \text{ kN}$$

$$M_u \approx 0$$

$$n = N_u / (bd\beta_B) =$$

$$2256,6 / (40 \times 40 \times 20,5) = 0,688$$

$$m = 0$$

Dijagram interakcije br.115 /3/, tačka „A“ na Dijagramu 1.1,  $\rightarrow \bar{\mu} = 0$ .

Odgovara minimalni procenat armiranja  $\mu \geq 0,6\%$  (usvojeno), odnosno  $4R\text{Ø}19$  ( $F_a = 11,32 \text{ cm}^2$ ,  $\mu = 0,71\% > 0,6\%$ ).

## 1.4 DEJSTVO ZEMLJOTRESA

### 1.4.1 Kontrola uslova duktilnosti u oblasti plastičnog zgloba

Prema članu 61 Pravilnika /1/, zbog obezbeđenja zahtevane duktilnosti u oblasti plastičnog zgloba, ograničava se iznos aksijalnog naprezanja stubova:

$$\sigma_0 / \beta_B \leq 0,35 \quad \text{gde je } \sigma_0 = N/F; \quad \beta_B = 0,7 \beta_k \quad (1.1)$$

$$N \approx N_w = 1145,6 \text{ kN}$$

- normalna sila usled gravitacionog opterećenja

$$F = b \times d = 40 \times 40 = 1600 \text{ cm}^2$$

- površina preseka betona

$$\beta_k = 30 \text{ MPa}$$

- čvrstoća betona  $\sim$  MB

$$\sigma_0 = 1145,6 / 1600 = 0,72 \text{ kN/cm}^2$$

$$\sigma_0/\beta_B = 0,72/(0,7 \times 3,0) = 0,34 < 0,35 - \text{Uslov je zadovoljen}$$

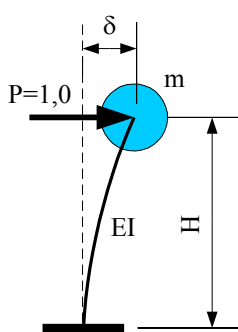
### 1.4.2 Računsko seizmičko opterećenje konstrukcije - S

Da bi se ograničio iznos nelinearnih, post-elastičnih deformacija konstrukcije pri zemljotresu, potrebna nosivost sistema na horizontalne uticaje prema članu 21 /1/ treba da je najmanje jednaka „ukupnoj horizontalnoj seizmičkoj sili S“:

$$S = KW \quad (1.2)$$

gde je:

$W = 4582,3 \text{ kN}$	- ukupna težina objekta
$K = k_0 k_s k_p k_d$	- „ukupni seizmički koeficijent“
$k_0 = 1,0$	- „koeficijent kategorije objekta“ (II kategorija)
$k_s = 0,025$	- „koeficijent seizmičkog intenziteta“ (VII zona)
$k_p = 1,0$	- „koeficijent duktiliteta“ (savremena AB konstrukcija)
$k_d = 0,7/T$	- „koeficijent dinamičnosti“ (II kategorija tla)



Slika 1.3 - Određivanje perioda oscilovanja

Period oscilovanja  $T$ , slika 1.3:

$$T = 2\pi\sqrt{m\delta} \quad (1.3)$$

$$m = 467,1 \text{ kNs}^2/\text{m} \text{ (ukupna masa)}$$

$$\delta = 1 \times H^3 / (3EI) \quad (1.4)$$

pomeranje mase usled jedinične horizontalne sile  $P=1$

$$MB30 \rightarrow E = 3,15 \times 10^7 \text{ kN/m}^2$$

$$\text{Četri stuba: } b/d = 40/40 \rightarrow I = 4 \times 0,40^4 / 12 = 8,53 \times 10^{-3} \text{ m}^4$$

$$EI = 3,15 \times 10^7 \times 8,53 \times 10^{-3} = 2,688 \times 10^5 \text{ kNm}^2$$

$$H = 2,25 \text{ m}$$

$$\delta = 1 \times 2,25^3 / (3 \times 2,688 \times 10^5) = 1,412 \times 10^{-5} \text{ m}$$

$$T = 2\pi\sqrt{467,1 \times 1,412 \times 10^{-5}} = 0,51 \text{ s} \quad (< 2,0 \text{ s član 27})$$

Koeficijent dinamičnosti

$$K_d = 0,7/0,51 > 1,0 \rightarrow \text{usvojeno } K_d = 1,0$$

Ukupni seizmički koeficijent  $K$ :

$$K = 1,0 \times 0,025 \times 1,0 \times 1,0 = 0,025 > \text{min}K = 0,02 \text{ (član 23)}$$

Ukupna projektna seizmička sila  $S$ :

$$S = 0,025 \times 4582,3 = 114,6 \text{ kN}$$

### 1.4.3 Kontrola „pomeranja“ konstrukcije pri zemljotresu

Računsko „pomeranje“ pri zemljotresu iznosi:

$$d = S\delta = 114,6 \times 1,412 \times 10^{-5} = 1,6 \times 10^{-3} \text{ m} < H/600 = 2,25/600 = 3,75 \times 10^{-3} \text{ m}$$

*Komentar:* S obzirom da konstrukcija nema pregradnih zidova i fasada koje bi se mogle oštetiti pri zemljotresu, navedeni dokaz je u ovom slučaju verovatno formalan (član 16). Voditi računa da su sračunata 'pomeranja' samo uporedna veličina, i ne predstavljaju realna pomeranja pri zemljotresu, koja su znatno veća. Otuda i znaci navoda.

### 1.4.4 Dimenzionisanje preseka stuba

Presek stuba  $b/d = 40/40$ ; MB30; RA400/500

*Komentar:* glatka armatura GA danas se uglavnom koristi za uzengije

Aksijalno opterećenje:

$$N = N_w = 1145,6 \text{ kN}$$

Moment savijanja u uklještenju jednog stuba usled zemljotresa:

$$M_s = SH/4 = 114,6 \times 2,25/4 = 64,5 \text{ kNm}$$

Granični uticaji (član 15,  $\gamma = 1,30$ )

Kombinacija 1,  $N_w$  deluje 'nepovoljno'

$$N_u = 1,3N_w = 1,3 \times 1145,6 = 1489,3 \text{ kNm}$$

$$M_u = 1,3M_s = 1,3 \times 64,5 = 83,8 \text{ kNm}$$

$$n = N_u / bd\beta_B = 1489,3 / 40^2 \times 2,05 = 0,454$$

$$m = M_u / bd^2\beta_B = 83,8 \times 10^2 / 40^3 \times 2,05 = 0,064$$

Tačka B na Dijagramu 1.1

Kombinacija 2,  $N_w$  deluje 'povoljno'

$$N_u = 1,0N_w = 1,0 \times 1145,6 = 1145,63 \text{ kNm}$$

$$M_u = 1,3M_s = 83,8 \text{ kNm}$$

$$n = 1145,6 / 40^2 \times 2,05 = 0,349$$

$$m = 0,064$$

Tačka C na Dijagramu 1.1

Potreban „mehanički procenat armiranja“ iznosi  $\bar{\mu} = 0!$

Usvojeno:  $4R\emptyset 19$  ( $\mu = 0,71\%$ )

### 1.4.5 Kontrola uticaja transverzalnih sila

Transverzalna sila jednog stuba

$$Q_s = S/4 = 114,6/4 = 28,6 \text{ kN}$$

Granična vrednost transverzalne sile ( $\gamma = 1,3$ )

$$Q_u = \gamma Q_s = 1,3 \times 28,6 = 37,2 \text{ kN}$$

Najveća dozvoljena vrednost transverzalne sile prema BAB-u, član 92 /2/, ograničena je dozvoljenom vrednošću „nominalnog napona smicanja“  $\tau_n$  preseka, koji treba da je manji od vrednosti  $5\tau_r$ .

$$MB30 \rightarrow \tau_r = 1,1 \text{ MPa} \quad (\text{BAB, član 89 /2/})$$

$$\tau_n = Q_u / (bz) = 37,2 / (40 \times 32,0) = 0,03 \text{ kN/cm}^2 = 0,3 \text{ MPa} < 5\tau_r = 5,5 \text{ MPa}$$

Komentar: Ograničenjem „napona smicanja“ u stvari se ograničava maksimalna dozvoljena veličina transverzalne sile, kako bi se sprečio lom pritisnute dijagonale modela rešetke. U slučaju stubova, normalna sila pritiska stuba u ovom slučaju deluje nepovoljno, što algoritam BAB-a ne uvažava.

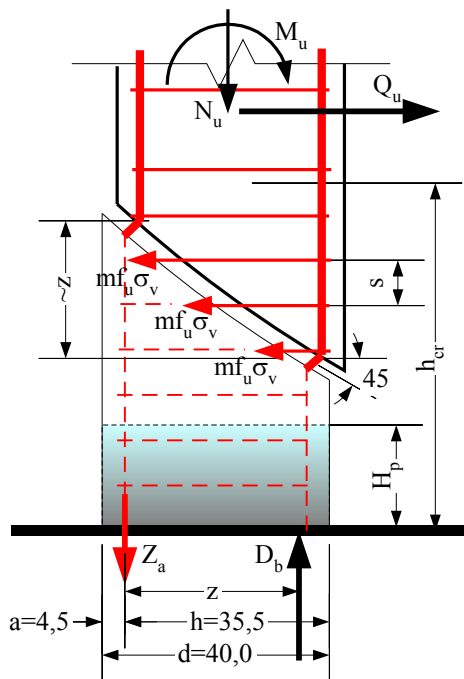
**Proračunske uzengije stuba** Četiri, do sada poznata razloga zbog čega su uzengije stubova korisne, su:

- osiguranje od loma usled transverzalnih sila;
- utezanje preseka betona i povećanje duktilnosti;
- „podupiranje“ vertikalne armature i sprečavanje njenog izvijanja;
- „poprečno armiranje“ nastavaka vertikalne armature.

Tri poslednja efekta su sadržana u BAB-u /2/, odnosno Yu81 /1/ u vidu pravila za armiranje (maksimalni razmak, odnosno minimalni dozvoljeni prečnik uzengija), dok je prvi razlog nejasno naveden u članu 63 Yu81 /1/: „ako se analiza sistema konstrukcije vrši dinamičkim postupkom, granična poprečna sila u plastičnim zglobovima pokriva se isključivo poprečnom armaturom“.

Komentar: Član 63 odnosi se na okvirne konstrukcije i naveden je nakon dva člana koji se odnose na stubove. Zanimarenje nosivosti betona bez obzira na veličinu nominalnog napona smicanja  $\tau_n$  (videti BAB, slučaj  $\tau_r < \tau_n < 3\tau_r$ ...) tipično je za osiguranje oblasti plastičnih zglobova greda visoke duktilnosti (što je implicitno ugrađeno u Yu81). U ovom primeru, zahtev stava 63 usvojen je za oblast plastičnog zgloba-uklještenja stuba, iako nije primenjen „dinamički postupak“ analize.

Dužina  $H_p$  plastičnog zgloba je reda veličine  $H_p \approx 0,5d$ , dok se posebni zahtevi za armiranje u stvari odnose na nešto širu „kritičnu oblast“ dužine  $h_{cr}$ , sl. 1.4. Prema Yu81,  $h_{cr} = 1,0 \text{ m}$ , član 62.



Slika 1.4 - Osiguranje od loma transverzalnim silama



Slika 1.4.a - Ilustracija loma stuba usled zemljotresa

Uz pretpostavku pojave kose prsline pod uglom  $\theta=45^\circ$ , potrebna proračunska horizontalna armatura iznosi, slika 1.4:

$$\Sigma X = 0 \rightarrow (mf_u\sigma_v)z/s = Q_u \quad (1.5)$$

gde su:

$$z \approx 0,9h = 0,9 \times 35,5 = 32,0 \text{ cm}$$

$$m = 2$$

$$f_u = 0,5 \text{ cm}^2$$

$$\sigma_v = 400 \text{ MPa}$$

$$Q_u = 37,2 \text{ kN}$$

Maksimalni razmak uzengija RØ8 ( $m=2$ ):

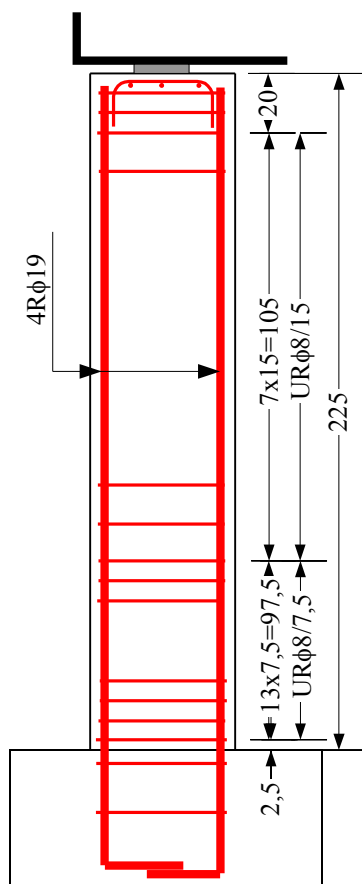
$$s \leq zmf_u\sigma_v/Q_u = 32,0 \times 2 \times 0,5 \times 40,0 / 37,2 = 34,4 \text{ cm}$$

Prema članu 62, maksimalni razmak uzengija iznosi 15 cm, dok se „u blizini čvorova, na dužini 1,0 m, razmak dvostruko smanjuje“.

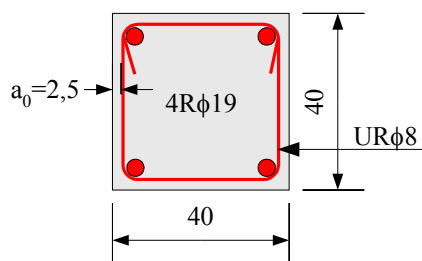
Usvojeno: URØ8/15 (7,5)

Uzengije su preklapljene po kraćoj strani preseka—član 62 Yu81 /1/. Videti i komentar 6.17-deo A.

Komentar: Prema članu 65 Yu81, „armatura se nastavlja van područja plastičnih zglobova“, videti i član 191 BAB-a! S obzirom na malu visinu stuba, podužna armatura se



Slika 1.6 - Armatura stuba



Slika 1.5 - Armatura stuba - presek

može izvesti bez nastavljanja, POS 1 na slici 1.6.

Nastavljanje armature van plastičnih zglobova, praktično na polovini visine stuba je komplikovano za izvođenje, konačno, osim na vezi sa temeljom, plastični zglobovi u stubovima se izbegavaju (teorija). U praksi se ovaj zahtev često ignoriše, ili se 50% armature nastavlja u jednom presku. EC8 podržava ovakva rešenja, ali zahteva odgovarajuće poprečno armiranje uzengijama u zoni nastavka vertikalne armature.

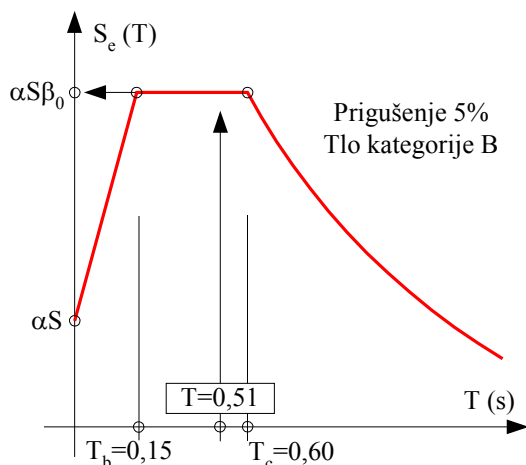
## 1.5 PITANJA I ODGOVORI

### 1.5.1 Zbog velike normalne sile i malog momenta usled seizmičkog opterećenja, nije potrebna proračunska armatura, poglavlje 1.4.4. Šta bi se desilo da je usvojen nearmiran stub, i šta će da se dogodi sa ovako armiranom konstrukcijom pri zemljotresu?

Ukratko, nearmirana konstrukcija će možda da se sruši, dok će realno seizmičko opterećenje armirane konstrukcije biti veće od propisima zahtevanog, izraz (1.2) na str. 1-4. Seizmičko opterećenje nije determinisana veličina, ono zavisi od *odgovora konstrukcije* na pomeranja tla.

Kako bi na zemljotres odgovorila nearmirana konstrukcija koja ima dovoljnu nosivost da prinudna pomeranja usled zemljotresa izdrži u granicama elastičnog ponašanja materijala?

Prema EC8 /4/, uslovima ovoga zadatka odgovara tlo kategorije B ( $S=1,0$ ), objekat III kategorije (faktor značaja  $\gamma_I=1,0$ ), dok za maksimalno ubrzanje tla u zoni VII stepena intenziteta od  $a_g=0,10g$ , vrednost odnosa  $\alpha$  iznosi  $\alpha=a_g/g=0,10$ .



Slika 1.7 - Elastični spektar (videti i sl.6.2, 6.3 - deo A)

Za sračunatu vrednost perioda oscilovanja  $T=0,51s$ , ordinata elastičnog spektra ubrzanja iznosi, slika 1.7:

$$S_e(T) = \alpha S \beta_0 = 0,10 \times 1,0 \times 2,5 = 0,25$$

a seizmičko opterećenje pri *elastičnom odgovoru konstrukcije* iznosi:

$$F_e = S_e W = 0,25 \times 4582,3 = 1145,5 \text{ kN} \\ = 10 \times S (Yu81)!, \text{ (poglavlje 1.4.2)}$$

„Realno“ maksimalno pomeranje elastične konstrukcije iznosi:

$$d_e = F_e \delta = 1145,5 \times 1,412 \times 10^{-5} = 0,016 \text{ m}$$

gde je  $\delta$  pomeranje usled „jedinične sile“, poglavlje 1.4.2. Transverzalna sila i moment savijanja jednog stuba iznose:

$$Q_{se} = F_e / 4 = 1145,5 / 4 = 286,4 \text{ kN}$$

$$M_{se} = Q_{se} H = 286,4 \times 2,25 = 644,3 \text{ kNm}$$

Pri normalnoj sili u preseku  $N_w = 1145,6 \text{ kN}$  (poglavlje 1.2), ekscentricitet iznosi

$$e = M_{se} / N_w = 644,3 / 1145,6 = 0,56 \text{ m} > d/2 = 0,40/2 = 0,20 \text{ m} \text{ (sila je van preseka)}$$

Nearmirani stub bi se srušio, ili bi se, nakon iscrpljenja nosivosti betona na zatezanje i faktučkog loma preseka, oformio „krti“ mehanizam zasnovan na trenju. Prema tome, stub mora da bude armiran, jer je to preduslov formiranja *duktilnog mehanizma*.

Šta će se „stvarno“ dogoditi pri zemljotresu? Ako se usvoji „koncept jednakih pomeranja“ (strana 6-18, deo A), onda konstrukcija treba da izdrži sračunato pomeranje  $d_e = 16 \text{ mm}$ .

Na slici 1.8 prikazan je dijagram moment-krivina preseka prema slici 1.5 ( $4R\emptyset 19$ ,  $\mu=0,71\%$ ,  $N_u=1145,6 \text{ kN}$ ,  $\max \varepsilon_a=30\%$ ). Moment nosivosti preseka iznosi  $M_u=217,1 \text{ kNm}$ .

Seizmičko opterećenje konstrukcije, pri istovremenom dostizanju kapaciteta nosivosti plastičnih zglobova četiri stuba iznosi:



$$F_{CD} = 4M_u/H = 4 \times 217,1/2,25 = 386,5 \text{ kN}$$

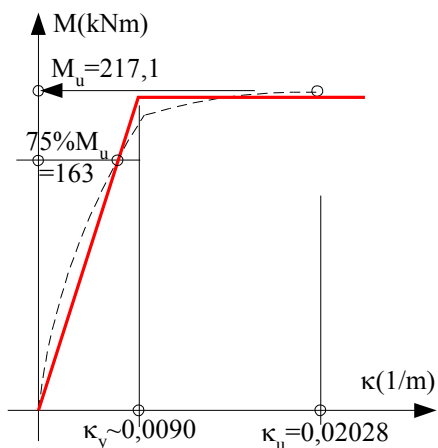
$$(\approx 0,084W = 3,37S, \text{ poglavlje 1.4.2})$$

Odgovarajuća transverzalna sila jednog stuba iznosi

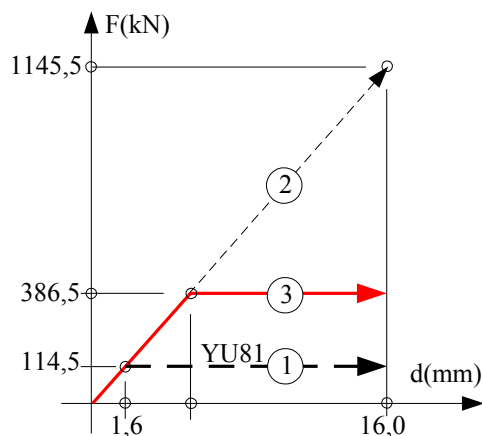
$$Q_u = 386,5/4 = 96,6 \text{ kN}$$

što je još uvek manje od nosivosti uzengija URØ8/7,5

$$Q_m = zmf_u\sigma_v/s = 32,0 \times 2 \times 0,5 \times 40/7,5 = 136,5 \text{ kN}$$

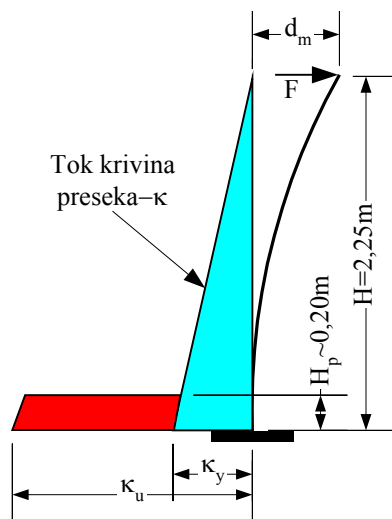


Slika 1.8 - Moment-krivina preseka



Slika 1.9 - Odgovor konstrukcije, sila-pomeranje

Računski odgovor konstrukcije, „prema propisima“, prikazan je linijom 1, odgovor elastične konstrukcije linijom 2, a „realni“ odgovor linijom 3 na slici 1.9.



Slika 1.10 - Deformacija konstrukcije

Može li konstrukcija da izdrži pomeranje  $d_e = 16 \text{ mm}$ , ako su dilatacije betona odnosno čelika ograničene na  $\epsilon_b = 3,5 \text{ ‰}$  odnosno  $\epsilon_a = 30 \text{ ‰}$  (usvojeno, jer se u slučaju zemljotresa dozvoljavaju povećane dilatacije čelika)?

Prema slici 1.8, maksimalna krivina preseka iznosi  $\kappa_u = 0,02028 \text{ 1/m}$ , a krivina „na granici elastičnosti“ (uz bilinearnu aproksimaciju)  $\kappa_y = 0,009 \text{ 1/m}$ . Sa dužinom plastičnog zgloba  $H_p \approx 0,5d = 0,5 \times 0,40 = 0,2 \text{ m}$ , slika 1.10, pomeranje vrha pri dostizanju kapaciteta deformacija iznosi

$$d_m = (0,5 \kappa_y H) \times 2H/3 + H_p(\kappa_u - \kappa_y) (H - 0,5H_p) =$$

$$(0,5 \times 0,009 \times 2,25) \times 2 \times 2,25/3 +$$

$$0,20(0,02028 - 0,009)(2,25 - 0,5 \times 0,20)$$

$$= 0,0076 + 0,0048 = 0,012 \text{ m} = 12 \text{ mm} < d_e = 16 \text{ mm}$$

Kapacitet deformacija je nedovoljan. Treba povećati ili nosivost ( $\kappa_y$ ) ili duktilnost krivine ( $\kappa_u/\kappa_y$ ) - na projektantu je da utvrdi „optimalni balans nosivosti i duktilnosti“.

### 1.5.2 Ako je, uz minimalni procenat armiranje, nosivost konstrukcije veća od propisima zahtevane ( $F_{CD} > S$ ), može li se izbeći „utezanje preseka“ i obezbediti „elastični odgovor“ minimalno armirane konstrukcije pri zemljotresu?

Prema EC8, minimalna vrednost realno obezbeđenog faktora ponašanja iznosi  $minq = 1,5$ , odnosno, nivo seizmičkog opterećenja nema potrebe usvajati većim od

$$maxF_d \leq maxS_dW = S_eW/minq = S_eW/1,5 = 0,67S_eW$$

U konkretnom slučaju

$$F_d = 0,67 \times 0,25 \times 4582,3 = 767,5 \text{ kN}$$

Normalna sila i momenat jednog stuba tada iznose:



$$N_w = 1145,6 \text{ kN}$$

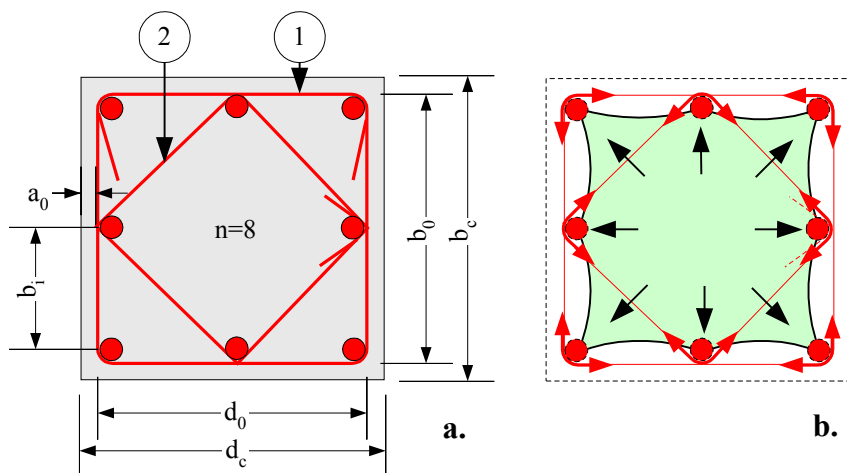
$$M_s = 767,5 \times 2,25/4 = 431,7 \text{ kN}$$

Sa vrednostima koeficijenta sigurnosti  $\gamma = 1,0$  za normalnu silu, i  $\gamma = 1,3$  za moment savijanja, potrebna ukupna armatura preseka 40/40 cm, armiranog ravnomerno po obimu iznosi  $pot F_a = 100 \text{ cm}^2$ ,  $\mu = 6,25\%$ . Prema BAB- u, član 189, maksimalni dozvoljeni procenat armiranja je 6%, dok savremeni seizmički propisi procenat armature pritisnutih elemenata ograničavaju na oko 4,0%. Prema tome, potrebna nosivost za elastični odgovor konstrukcije ne može da se obezbedi sa usvojenom armaturom, pa ni sa eventualno maksimalno dozvoljenom armaturom u preseku.

### 1.5.3 Pa dobro, jesu li uzengije URØ8/7,5 prema slici 1.5 dovoljne da obezbede potrebno utezanje preseka i povećanje kapaciteta deformacija?

Na ovo pitanje Yu81 ne daje odgovor, pa da vidimo šta kaže EC8, na primer /4/.

Rešetka vertikalne armature i uzengija sprečava jezgro betona da ne „iscuri“, ali samo u čvorovima u kojima rezultanta zatezanja uzengija „podupire“ vertikalnu armaturu - „gura je prema jezgru“. Između čvorova se formira svod. Na slici 1.11, takvih čvorova ima  $n=8$ . Ako bi presek imao samo uzengiju POS 1, tada je  $n=4$ , manja je „globalna efikasnost utezanja uzengijama“ -  $\alpha$ . Za nešrafiranu, neutegnutu masu betona pretpostavlja se da može da otpadne nakon par ciklusa visokih dilatacija betona, slika 1.11.b.



Slika 1.11 - Mehanizam utezanja betona

Ako stub treba da zadovolji traženu vrednost „konvencionalnog faktora duktilnosti krivine-CCDF“, potrebno je da su istovremeno obezbedeni sledeći uslovi:

$$\alpha \omega_{wd} \geq k_0 \mu_{1/r} \nu_d \epsilon_{sy,d} (0,35 A_c / A_0 + 0,15) - 10 \epsilon_{cu} \quad (1.6a)$$

$$\omega_{wd} \geq \omega_{wd,min} \quad (1.6b)$$

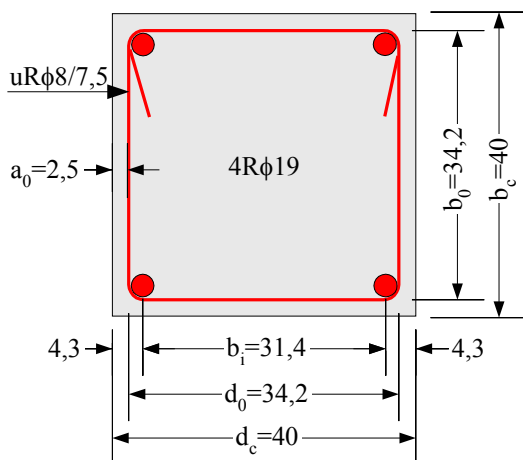
gde je:

$$\omega_{wd} = \frac{V_h f_{yd}}{V_0 f_{cd}} \quad \text{- mehanički zapreminski koeficijent armiranja uzengijama}$$

$V_h$  - zapremina sloja uzengija na razmaku  $s$   
 $V_0$  - zapremina utegnutog jezgra betona visine  $s$   
 $f_{yd} = f_{yk} / \gamma_s$  - projektna granica tečenja čelika (videti 6.16- deo A)  
 $f_{cd} = f_{ck} / \gamma_c$  - projektna čvrstoća betona (videti 6.16- deo A)

$\omega_{wd,min}$  - minimalna dozvoljena vrednost  $\omega_{wd}$   
 (= 0,13/0,09/0,05 za DCH/M/L)

- $v_d = N_{sd} / (A_C f_{cd})$  - normalizovana proračunska aksijalna sila  
 ( $v_d \leq 0,55/0,65/0,75$  za DCH/M/L)
- $\mu_{1/r}$  - zahtevana vrednost CCDF  
 = 13/9/5 za stubove DCH/M/L  
 =  $q^2$  za 'samostalne zidove' ( $q$  - faktor ponašanja)  
 =  $0,8q^2$  za 'spojene zidove'
- $\varepsilon_{sy,d}$  - proračunska vrednost dilatacije zatezanja čelika na granici tečenja  
 (za RA 400/500,  $\varepsilon_{sy,d} \approx 0,02/\gamma_s$ ;  $\gamma_s = 1,15$ )
- $A_C = b_c d_c$  - ukupna površina preseka betona
- $A_O = b_0 d_0$  - površina preseka utegnutog jezgra
- $\varepsilon_{cu} = 0,0035$  - nominalna granična dilatacija betona
- $k_0$  - koeficijent (= 55/60/65 za DCH/M/L)
- $\alpha = \alpha_n \alpha_s$  - 'globalna efikasnost utezanja uzengijama'
- Za pravougaoni presek, vrednost parametara  $\alpha$  iznosi
- $$\alpha_n = 1 - \sum_i b_i^2 / 6A_o$$
- $$\alpha_s = (1 - s/2b_0)^2$$
- $b_i$  - rastojanje uzastopnih „pridrżanih“ poduţnih Ńipki armature, slika 1.11.a
- $s$  - razmak uzengija



Slika 1.12 - Varijanta utezanja uzengijama

Konačno, primer.

$$b_0 = d_0 = 40 - 2(2,5 + 0,8/2) = 34,2 \text{ cm}$$

$$b_i = 40 - 2(2,5 + 0,8 + 1,9/2) = 31,4 \text{ cm}$$

MB30 prema BAB-u pribliţno odgovara C25/30 po EC2. /5/

Domaći propisi podrazumevaju konstrukciju visoke duktilnosti (videti 7.3-deo A). Odgovara klasa visoke duktilnosti-DCH prema EC8.

$$DCH \rightarrow \omega_{wd,min} = 0,13$$

Obezbeđeno  $\omega_{wd}$ :

$$f_{yd} = f_{yk} / \gamma_s = 400 / 1,15 = 342,8 \text{ MPa}$$

$$f_{cd} = f_{ck} / \gamma_c = 25 / 1,50 = 16,67 \text{ MPa}$$

$$V_h = 4 \times 34,2 \times 0,5 = 68,4 \text{ cm}^3 \text{ (R}\phi 8, f_u = 0,5 \text{ cm}^2)$$

$$V_0 = 34,2^2 \times 7,5 = 8772,3 \text{ cm}^3$$

$$\omega_{wd} = \frac{68,4}{8772,3} \frac{342,8}{16,67} = 0,16 > \omega_{wd,min} = 0,13$$

Obezbeđeno  $\omega_{wd}$  veće je od minimalnog, izraz 1.6.b, ali, da li je dovoljno, izraz 1.6.a?

$$A_C = 40^2 = 1600 \text{ cm}^2$$

$$A_O = 34,2^2 = 1169,64 \text{ cm}^2$$

$$\alpha_n = 1 - \frac{4 \times 31,4^2}{6 \times 1169,64} = 0,438$$

$$\alpha_s = \left(1 - \frac{7,5}{2 \times 34,2}\right)^2 = 0,793$$

$$\alpha = 0,438 \times 0,793 = 0,347$$

$$N_{sd} = 1145,5 \text{ kN } (\gamma = 1,0)$$

$$v_d = 1145,5 / (1600 \times 1,67) = 0,43 < 0,55 \text{ (DCH)} \quad \text{(Zadovoljeno)}$$

$$\text{DCH} \rightarrow k_0 = 55; \mu_{1/r} = 13$$

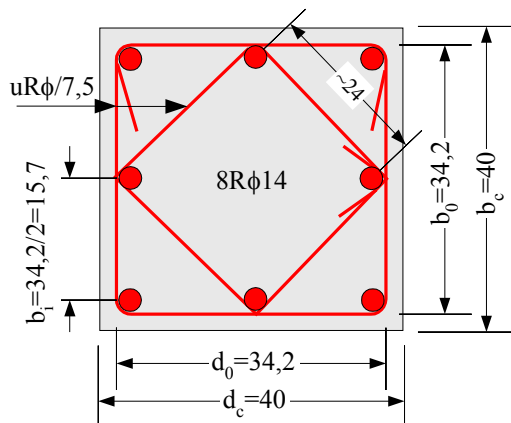
$$\varepsilon_{sy,d} = 0,002 / 1,15 = 0,0017$$

(1.6.a) →

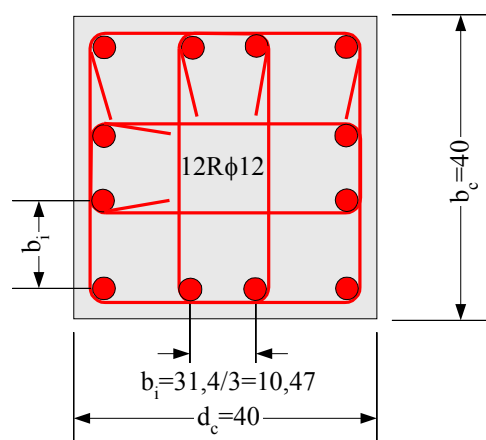
$$0,347 \times \omega_{wd} \geq 55 \times 13 \times 0,43 \times 0,0017 (0,35 \times 1600 / 1169,6 + 0,15) - 10 \times 0,0035 \geq 0,294$$

$$\omega_{wd} \geq 0,294 / 0,347 = 0,847 > 0,16! \quad \text{(Nedovoljno utezanje!)}$$

Jedna uzengija nije dovoljna. Da bi se povećao broj uzengija, treba promeniti koncept armiranja podužnom armaturom, slika 1.13,  $F_a = 12,32 \text{ cm}^2$ ,  $\mu = 0,77\%$  - 8RØ14



Slika 1.13 - Varijanta utezanja uzengijama



Slika 1.14 - Varijanta utezanja uzengijama

$$\alpha_n = 1 - \frac{8 \times 15,7^2}{6 \times 1169,64} = 0,719$$

$$\alpha_s = 0,793 \text{ (s=7,5)}$$

$$\alpha = 0,719 \times 0,793 = 0,570$$

$$\omega_{wd} \geq 0,294 / 0,57 = 0,516 > 0,16$$

Ovo počinje da nervira, može li se povećati prečnik uzengija, na istom razmaku  $s = 7,5 \text{ cm}$ ?

$$\omega_{wd} = \frac{f_u (4 \times 34,2 + 4 \times 24,0)}{s \times 34,2^2} \frac{347,8}{16,67} = 4,155 f_u / s$$

$$4,155 f_u / s \geq 0,516 \text{ odnosno, } f_u / s > 0,124$$

$$\text{za } s = 7,5 \text{ cm} \rightarrow \rho_{ofu} = 0,124 \times 7,5 = 0,93 \text{ cm}^2 \text{ odgovara: } 2URØ12/7,5$$

Najveći prečnik uzengije ne bi trebalo usvajati veći od Ø12, bar ne kod standardnih preseka elemenata konstrukcija zgrada. Da bi se smanjio prečnik, treba povećati broj uzengija, ali i podužnih šipki, slika 1.14!

$$F_a = 13,56 \text{ cm}^2, \mu = 0,847\%, 12RØ12$$

(Ø12 je minimalni dozvoljeni prečnik podužne armature stubova)

$$\alpha_n = 1 - \frac{12 \times 10,47^2}{6 \times 1169,64} = 0,813$$

$$\alpha_s = 0,793 \text{ (s=7,5)}$$

$$\alpha = 0,813 \times 0,793 = 0,644$$

$$\omega_{wd} \geq 0,294 / 0,644 = 0,456 > 0,16$$

$$\omega_{wd} \approx \frac{f_u (8 \times 34,2 + 4 \times 10,47)}{s \times 34,2^2} \frac{347,8}{16,67} = 5,627 f_u / s > 0,456$$

$$\rightarrow f_u / s \geq 0,081$$

$$\text{za } s = 7,5 \rightarrow f_u \geq 0,60 \text{ cm}^2 (> 0,5 \text{ cm}^2; RØ8)$$

Ima mišljenja da su zahtevi EC8 prestrogi (?), pa se konačno usvaja: 3URØ8/7,5 (do daljeg). Prema EC8, visina  $h_{cr}$  „kritične oblasti stuba“ iznosi

$$H_{cr} = \max\{1,5d_c; l_{cl}/5; 600 \text{ mm}\} \\ = \max\{1,5 \times 40; 225/5; 60\} = 60 \text{ cm}$$

gde je  $l_{cl}$  - čista visina stuba, između greda/temelja.

1.5.4 Domaći pravilnik Yu81 /1/ podrazumeva da je konstrukcijskim detaljima obezbeđena visoka duktilnost konstrukcije (DCH prema EC8). U konkretnom primeru, rezultat je stub prevelike nosivosti (malo proračunsko seizmičko opterećenje), ali i sa visokim zahtevima za obezbe-

đenje pretpostavljene duktilnosti (visoki nivo aksijalnog opterećenja). Da li koncept EC8 možda dozvoljava povoljnija rešenja detalja armature?

Za razliku od Yu81, EC8 projektantu nudi tri nivoa *projektnog seizmičkog opterećenja*, za tri nivoa obezbeđene duktilnosti konstrukcije- DCH/M/L. Viša klasa duktilnosti dozvoljava niži nivo seizmičkog opterećenja, ali su zahtevi za konstruisanje detalja armature strožiji.

U konkretnom primeru, nivo proračunskog opterećenja je nizak, pa je armatura usvojena na osnovu kriterijuma minimalnog procenta armiranja- nosivost preseka stuba i konstrukcije je znatno veća od zahtevane, videti i sl. 1.9. Veća nosivost podrazumeva i nižu potrebnu duktilnost, efekat je isti kao da je konstrukcija svesno dimenzionisana za viši nivo opterećenja, odnosno da je usvojena niža klasa duktilnosti. Ako je tako, onda se mogu ublažiti i problemi sa obezbeđenjem zahtevane duktilnosti utezanjem preseka. Možda se nosivost i duktilnost mogu pametnije izbalansirati?

Prema EC8, proračunsko seizmičko opterećenje  $F_d$  (analogno  $S$  prema Yu81), za konstrukcije sa periodom oscilovanja  $T_B < T = 0,51 s < T_C$  iznosi, slika 1.7

$$F_d = F_e/q = \alpha s \beta_0 W/q \quad (1.7)$$

gde je  $q$  - „faktor ponašanja“, čija vrednost zavisi od obezbeđene duktilnosti konstrukcije

$$q = q_0 k_D k_R k_W \text{ (videti 6.5- deo A)}$$

Za okvirne konstrukcije  $q_0 = 5,0$  („osnovna vrednost“), dok je u konkretnom slučaju  $k_R = 1,0$  i  $k_W = 1,0$  (videti 6.5-deo A)

#### a.) Varijanta DCH- klasa visoke duktilnosti

$$k_D = 1,0 \rightarrow q = 5,0 \times 1,0 = 5,0$$

$$(\alpha = 0,10; s = 1,0; \beta_0 = 2,5)$$

$$F_d = 0,1 \times 1,0 \times 2,5 \times 4582,3 / 5,0 = 0,05 \times 4582,3 = 229,1 \text{ kN} (= 2 \times S_{Yu81})$$

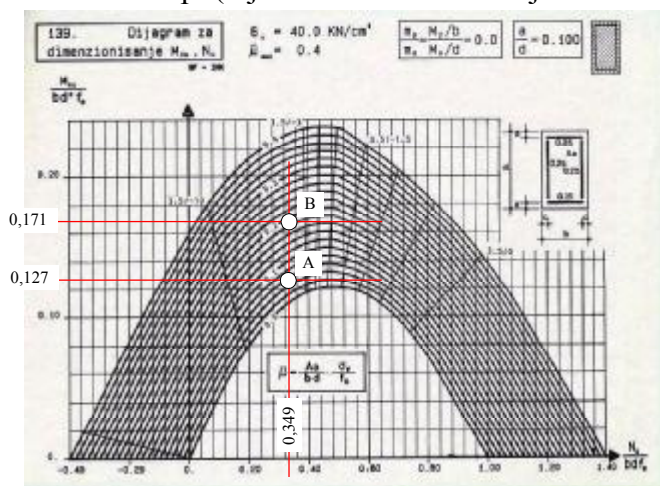
Uticaji u jednom stubu

$$N_w = 1145,6 \text{ kN}$$

$$Q_s = 229,1/4 = 57,3 \text{ kN}$$

$$M_s = 57,3 \times 2,25 = 128,8 \text{ kNm}$$

Na osnovu uticaja prema EC8, za dimenzionisanje je usvojen, jednostavnosti radi, BAB- koncept (nije bitno za razumevanje osnovne teme - uticaji zemljotresa).



Dijagram 1.2 - Dijagram interakcije simetrično armiranog pravougaonog preseka,  $a/d=0,1$ ,  $\sigma_s=400\text{MPa}$

$$N_u = 1,0 \times 1145,6 = 1145,6 \text{ kN}$$

( $N_w$  - deluje „povoljno“)

$$M_u = 1,3 \times 128,8 = 167,4 \text{ kNm}$$

$$n = 1145,6 / 40^2 \times 2,05 = 0,349$$

$$m = 167,4 \times 10^2 / 40^3 \times 2,05 = 0,127$$

→ tačka A, Dijagram 1.2

$$\text{pot } \bar{\mu} = 0,052$$

$$\text{pot } \mu = \bar{\mu} f_b / \sigma_v =$$

$$0,052 \times 20,5 / 400 = 0,0027 = 0,27\%$$

Prema EC8, minimalni procenat armiranja stubova konstrukcija u seizmičkim područjima je  $\min \mu = 1,0\%$ .

Odgovara: 8RØ16

$$(F_a = 16,08 \text{ cm}^2, \mu \approx 1\%)$$

#### b.) Varijanta DCM- klasa srednje duktilnosti

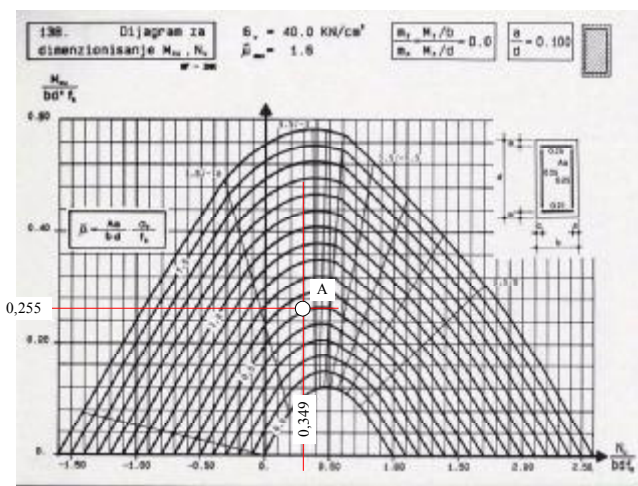
$$k_D = 0,75 \rightarrow q = 5,0 \times 0,75 = 3,75$$

$$F_d = 0,1 \times 1,0 \times 2,5 \times 4582,3 / 3,75 = 0,067 \times 4582,3 = 307,0 \text{ kN} (= 2,67 \times S_{Yu81})$$

Uticaji u jednom stubu

$N_W = 1145,6 \text{ kN}$   
 $Q_s = 307,0/4 = 76,2 \text{ kN}$   
 $M_s = 76,7 \times 2,25 = 172,7 \text{ kNm}$   
 $M_u = 1,3 \times 172,7 = 224,5 \text{ kNm}$   
 $n = 0,349$   
 $m = 224,5 \times 10^2 / 40^3 \times 2,05 = 0,171$   
 → tačka B, dijagram 1.2  
 $\text{pot } \bar{\mu} = 0,195 \rightarrow \text{pot } \mu = \bar{\mu} f_B / \sigma_v = 0,195 \times 20,5 / 400 = 0,01 = 1\%$   
 Odgovara: 8RØ16 ( $F_a = 16,08 \text{ cm}^2$ ,  $\mu \approx 1\%$ )

c.) Varijanta DCL- klasa niske duktilnosti



Dijagram 1.3 - Dijagram interakcije simetrično armiranog pravougaonog preseka,  $a/d=0,1$ ,  $\sigma_v=400\text{MPa}$

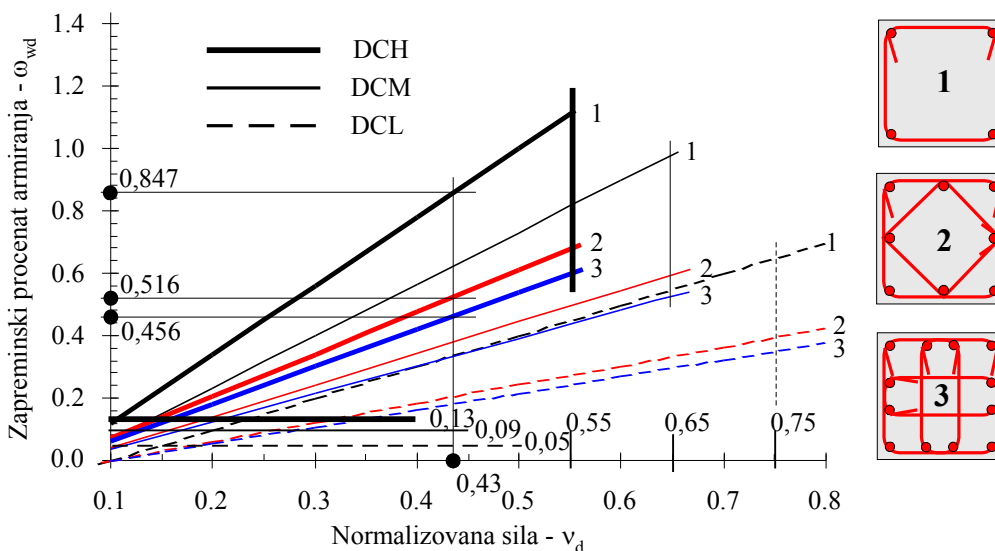
$k_D = 0,5 \rightarrow q = 5,0 \times 0,5 = 2,5$   
 $F_d = 0,1 \times 1,0 \times 2,5 \times 4582,3 / 2,5 = 0,1 \times 4582,3 = 458,2 \text{ kN} (= 4 \times S_{Yu} 81)$

Uticaji u jednom stubu

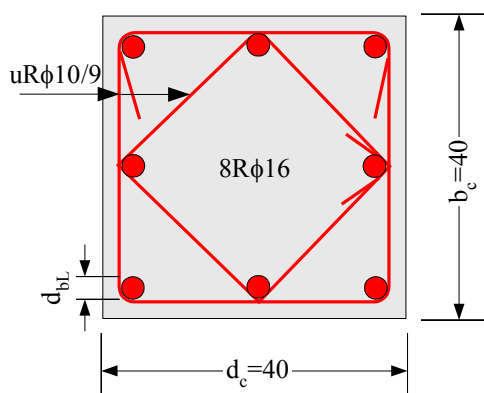
$N_W = 1145,6 \text{ kN}$   
 $Q_s = 458,2/4 = 114,6 \text{ kN}$   
 $M_s = 114,6 \times 2,25 = 257,7 \text{ kNm}$   
 $M_u = 1,3 \times 257,7 = 335,1 \text{ kNm}$   
 $n = 0,349$   
 $m = 335,1 \times 10^2 / 40^3 \times 2,05 = 0,255$   
 → tačka A, dijagram 1.3.  
 $\text{pot } \bar{\mu} = 0,5 \rightarrow \text{pot } \mu = \bar{\mu} f_B / \sigma_v = 0,5 \times 20,5 / 400 = 0,026 = 2,6\%$   
 Odgovara: 12RØ22 ( $F_a = 45,6 \text{ cm}^2$ ,  $\mu \approx 2,85\%$ )

Obezbeđenje zahtevane duktilnosti preseka- parametarska analiza

Postupkom prikazanim u delu 1.5.3, sračunata je i na slici 1.15 prikazana zavisnost potrebnog mehaničkog procenta utezanja uzengijama  $\omega_{wd}$  u zavisnosti od nivoa normalizovane aksijalne sile  $v_d = N_{sd} / (A_c f_{cd})$  kao i klase duktilnosti konstrukcije, za tri sheme armiranja preseka.



Slika 1.15 - Potrebno  $\omega_{wd}$  za presek 40/40; C25/30; S400



Slika 1.16 - Shema armiranja - DCM

Za definitivno rešenje detalja armature stuba usvaja se shema armiranja 2 na slici 1.15, kao i nivo seizmičkog opterećenja srednje klase duktilnosti-DCM, slika 1.16.

$$\text{Za } v_d = 1145,6/1600 \times 1,67 = 0,43 \rightarrow \text{pot } \omega_{wd} = 0,37$$

Prema EC8, maksimalni razmak uzengija u kritičnoj oblasti stuba klase DCM iznosi

$$s = \min\{b_0/3; 150 \text{ mm}; 7d_{bL}\} \\ = \min\{400/3; 150; 7 \times 16\} = 112 \text{ mm}$$

dok je dužina kritične oblasti

$$l_{cr} = \max\{1,5d_c; l_{cl}/6; 450 \text{ mm}\} \\ = \max\{1,5 \times 400; 2250/6; 450\} = 600 \text{ mm}$$

Za shemu armiranja prema sl. 1.16 već je sračunata

potrebna vrednost  $\omega_{wd}$

$$\omega_{wd} = 4,155f_u/s \geq \text{pot } \omega_{wd} = 0,37$$

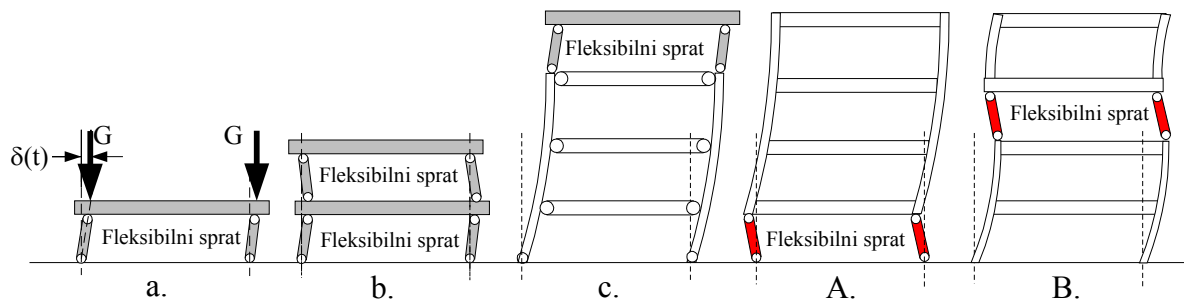
$$\text{za UR}\phi 12 (f_u = 1,13 \text{ cm}^2) \rightarrow s \leq 12,7 \text{ cm}$$

$$\text{za UR}\phi 10 (f_u = 0,79 \text{ cm}^2) \rightarrow s \leq 8,9 \text{ cm}$$

Usvojeno: 2URφ10/9

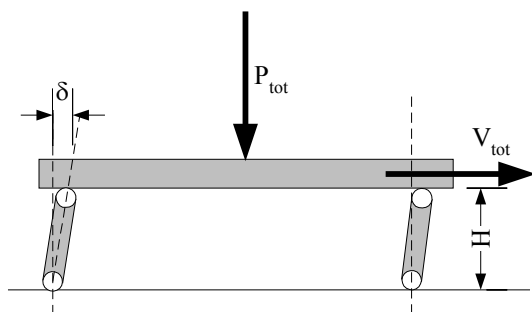
### 1.5.5 Pa zar konstrukcija iz ovog primera nije upravo primer 'fleksibilnog sprata' ili 'mekog prizemlja', što EC8 'praktično zabranjuje', videti 5.3- deo A?

Pa jeste, ali u ovom slučaju i nema drugog rešenja da se smanji nivo seizmičkog opterećenja, osim putem formiranja upravo mehanizma „fleksibilnog sprata“!



Slika 1.17 - Plastični mehanizmi sa zglobovima na oba kraja svih stubova jednog sprata. Prema EC8, prva tri slučaja su dozvoljena, ali ne i slučajevi A i B

S obzirom da su u pitanju ciklična pomeranja a ne uticaj determinisane statičke sile u jednom smeru, mehanizam „smicanja sprata“ je dozvoljen, ali treba proveriti efekte „drugog reda“! (videti 6.14- deo A).



Slika 1.18 - Efekti II reda prema EC8

Za slučaj konstrukcije klase duktilnosti DCM prema EC8, prethodni primer:

$$P_{tot} = W = 4582,3 \text{ kN}$$

$$V_{tot} = Fd = 307,0 \text{ kN}$$

$$\delta = d_e = 16 \text{ mm}$$

$$H = 2250 \text{ mm}$$

gde je  $\delta$  „realno“ spratno pomeranje (videti i 6.19- deo A)



((6.11)- deo A)→

$$\theta = P_{tot} \times \delta / (V_{tot} \times H) = 4582,3 \times 16 / (307,0 \times 2250) = 0,11 > 0,10$$

Prema EC8, kada je vrednost „koeficijenta osetljivosti sprata na relativno pomeranje“ -  $\theta$  veća od 0,10, potrebno je u proračun uvesti i efekte drugog reda, uvećanjem proračunskog opterećenja  $F_d^* > F_d$

$$F_d^* = F_d / (1 - \theta) \quad (0,1 < \theta \leq 0,2) \quad (1.8)$$

$$\max \theta = 0,3$$

$$F_d^* = F_d / (1 - 0,11) = 1,12 F_d = 1,12 \times 307,0 = 345,0 \text{ kN}$$

Ceo postupak dimenzionisanja konstrukcije trebalo bi ponoviti sa uvećanim seizmičkim opterećenjem, prema tome ovaj kriterijum treba proveriti na samom početku proračuna.



Slika 1.19-Velika oštećenja konstrukcije usled efekta fleksibilnog prizemlja (Japan 1995)



Slika 1.20-Kolaps konstrukcije usled efekta fleksibilnog prizemlja (Turska 1999)



Slika 1.21-Kolaps četvrtog sprata usled efekta fleksibilnog sprata (Japan 1995)

Na slikama 1.19-1.21 prikazani su primeri efekata zemljotresa na konstrukcije sa fleksibilnim prizemljem/spratom. Fleksibilno prizemlje je slučaj konstrukcija koje u prizemlju imaju samo stubove, dok je gornji deo konstrukcije krući, zbog prisustva zidova. Ovakva rešenja tipična su za objekte sa višestrukom namenom - prizemlja su otvorena zbog obezbeđenja poslovnog prostora ili garaža, dok su gornji delovi stambeni, sa mnoštvom zidova. Ovakvi slučajevi se mogu realizovati, ali uz pažljiviju analizu, koja prevazilazi uputstva data u standardnim propisima.

U suprotnom, mogu da nastanu velika oštećenja prizemlja, zbog 'klizanja' gornjeg dela objekta po prizemlju kao 'velikom kliznom ležištu', slika 1.19. Nije redak slučaj da pri povećanim deformacijama-smicanjima prizemlja, dođe do iscrpljenja nosivosti stubova na gravitaciona opterećenje, i da gornji deo objekta zdrobi prizemlje, slika 1.20. Ovaj katastrofalni efekat može da se javi i na višim spratovima, usled značajno manje krutosti nekog sprata u odnosu na susedne spratove-efekat 'fleksibilnog sprata'. Na slici 1.21 prikazan je slučaj potpunog kolapsa jedne etaže, zdrobljene težinom gornjeg dela objekta.



### 1.5.6 A šta je sa „konceptom programiranog ponašanja“ prema EC8?

Ovaj koncept (videti 5.4- deo A) u konkretnom primeru nije ni primenjen, jer pravilnik Yu81 /1/ to ne zahteva. U konkretnom slučaju, koncept programiranog ponašanja prema EC8 obuhvata sledeće (samo za klase duktilnosti konstrukcija DCM i DCH!):

a) definisanje plastičnog mehanizma konstrukcije i položaja plastičnih zglobova;

Ovaj zahtev je implicitno ispunjen, jer u ovom slučaju i nije bilo dileme, plastični zglobovi su u uklještenju stubova;

b) dimenzionisanje nosivosti plastičnih zglobova na proračunski momente savijanja dobijene na osnovu seizmičkog opterećenja definisanog propisima;

Pa to smo i uradili, presek u uklještenju je dimenzionisan na savijanje prema seizmičkom opterećenju, čiji je intenzitet određen prema pravilniku Yu81.

c) usvajanje detalja armature plastičnih zglobova, broja i rasporeda šipki podužne armature stuba, uz obezbeđenje potrebne duktilnosti utezanjem uzengijama;

I to je urađeno, pri čemu je u nekim varijantama usvojena armatura veća od računski potrebne, videti primer na sl. 1.9.

d) proračun realnih momenata savijanja plastičnih zglobova pri pomeranjima usled zemljotresa-proračun „kapaciteta nosivosti“ plastičnih zglobova na savijanje na osnovu stvarno angažovane armature preseka;

Tako nešto je i urađeno, ali kasnije, u delu 1.5.1 i drugim povodom. Tom prilikom konstatovano je sledeće:

Proračunsko ukupno seizmičko opterećenje prema Yu81 iznosi  $S = 114,6 \text{ kN}$ , a proračunski moment savijanja odnosno transverzalna sila jednog stuba iznose  $M_s = 64,5 \text{ kNm}$  odnosno  $Q_s = 28,6 \text{ kN}$ ;

Moment nosivosti preseka  $b/d = 40/40$  (MB 30), armiranog sa  $4R\emptyset 19$  ( $\mu = 0,71\%$ ,  $\sigma_v = 400 \text{ MPa}$ ) pri aksijalnoj sili pritiska od  $N_u = N_w = 1145,6 \text{ kN}$  iznosi  $M_u = 217,1 \text{ kNm} > \gamma M_s = 1,3 \times 64,5 = 83,8 \text{ kNm}$ , slika 1.8.

e) proračun „realnih“ transverzalnih sila stubova koje će se indukovati pri dostizanju kapaciteta nosivosti na savijanje plastičnih zglobova. To nije urađeno.

Ukupno indukovano seizmičko opterećenje pri pomeranjima usled zemljotresa iznosi  $F_{CD} = 386,5 \text{ kN}$ , a transverzalna sila jednog stuba  $Q_u = 96,6 \text{ kN}$  (deo 1.5.1).

Prema EC8, vrednost transverzalne sile stuba, stačunatu uz pretpostavku dostizanja kapaciteta nosivosti plastičnih zglobova na oba kraja stuba, treba pomnožiti faktorom  $\gamma_{Rd}$  ( $= 1,35$  za DCH odnosno  $= 1,20$  za DCM) koji može da se shvati kao dodatni faktor sigurnosti od loma preseka stuba.

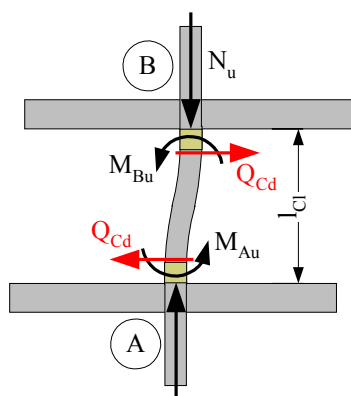
Proračunska vrednost transverzalne sile stuba iznosi (slika 1.22)

$$Q_{CD} = \gamma_{Rd}(M_{BU} + M_{AU})/l_{CL} \quad (1.9)$$

gde su  $M_{BU}$  i  $M_{AU}$  momenti nosivosti krajeva stuba.

U konkretnom slučaju, uz pretpostavku klase visoke duktilnosti, korigovana proračunska transverzalna sila stuba iznosi  $Q_{CD} = \gamma_{Rd} \times Q_u = 1,35 \times 96,6 = 130,4 \text{ kN}$ . Sa ovom vrednošću transverzalne sile treba proveriti nosivost preseka stuba.

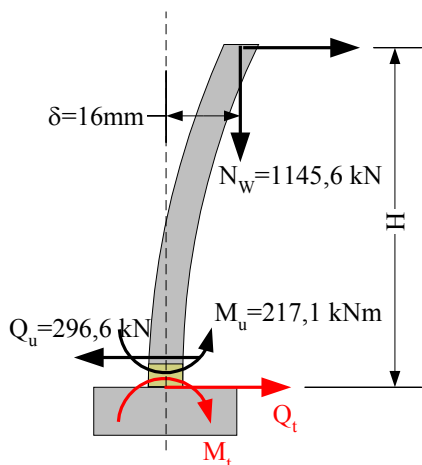
f) sve elemente konstrukcije, „priključene“ na plastične zglobove, treba dimenzionisati na uticaje koje se u konstrukciji javljaju pri dostizanju kapaciteta nosivosti na savijanje plastičnih zglobova.



Slika 1.22 - Računska transverzalna sila stuba

U konkretnom slučaju, temelj konstrukcije treba dimenzionisati na moment nosivosti plastičnog zgloba  $M_u = 217,7$  kNm i odgovarajuću transverzalnu silu  $Q_u = 96,6$  kN, slika 1.23.

Treba uočiti bitnu razliku u odnosu na veličinu uticaja na koje bi se temelj dimenzionisao prema konceptu Yu81. Prema Yu81, moment u uklještenju stuba iznosi  $M_s = 64,5$  kNm, a transverzalna sila  $Q_s = 28,6$  kN, što su 3,37 puta manji uticaji, za stub prema slici 1.6.



Slika 1.23 - Računski uticaji na temelj



Slika 1.24 - Preturanje objekta usled popuštanja temelja

Na slici 1.24 prikazan je slučaj preturanja objekta zbog popuštanja temelja. Ovakav slučaj može da se pojavi kada je nosivost konstrukcije veća od nosivosti temelja, pa nema uslova da se 'plastični zglobovi' pojave u konstrukciji, već se oni sele u temelje kao najslabiju kariku. Do preturanja dolazi ili zbog velikih deformacija tla, ili usled sloma tla ili usled izvlačenja zategnutih šipova koji ne mogu da prihvate indukovana aksijalna opterećenja.

### 1.5.7 Ima li još nešto što nedostaje Yu81 u odnosu na EC8, u konkretnom slučaju?

Ima. Prema EC8, i u ovom slučaju bi morao da se uzme u obzir uticaj „slučajnih torzionih efekata“, jer nema idealno simetričnih konstrukcija. Rezultat bi bio za približno 30% veći momenti savijanja stubova.

I to nije sve! Trebalo bi u obzir uzeti i *istovremeno dejstvo zemljotresa* u dva ortogonalna pravca, što za posledicu ima koso savijanje stubova (videti 6.12- deo A).

Oba zahteva nisu bitna za razumevanje odgovora betonskih konstrukcija na zemljotres, pa se neće ovom prilikom ni izlagati.