

Univerza  
v Ljubljani  
Fakulteta  
*za gradbeništvo  
in geodezijo*

*Janova 2  
1000 Ljubljana, Slovenija  
telefon (01) 47 68 500  
faks (01) 42 50 681  
fgg@fgg.uni-lj.si*



Univerzitetni program Gradbeništvo,  
Konstrukcijska smer

Kandidat:  
**Vasja Černac**

## **Projektiranje AB sten po EC 8**

**Diplomska naloga št.: 2886**

**Mentor:**  
prof. dr. Matej Fischinger

Ljubljana, 31. 5. 2006

## **IZJAVA O AVTORSTVU**

Podpisani **VASJA ČERNAC** izjavljam, da sem avtor diplomske naloge z naslovom:  
**'PROJEKTIRANJE AB STEN PO EC8'**

Izjavljam, da se odpovedujem vsem materialnim pravicam iz dela za potrebe elektronske separatorke FGG.

Ljubljana, 9.5.2006

## BIBLIOGRAFSKO-DOKUMENTACIJSKA STRAN IN IZVLEČEK

**UDK:** 006(4):624.012.45(043.2)  
**Avtor:** Vasja Černac  
**Mentor:** prof. dr. Matej Fischinger  
**Naslov:** Projektiranje AB sten po EC8  
**Obseg in oprema:** 80 str., 17 pregl., 17 sl., 62 en.  
**Ključne besede:** armiranobetonska stena, standard Evrokod 8, potresna obtežba

### Izvleček

Diplomska naloga obravnava del evropskega standarda EN 1998 (EC8) o projektiranju potresno odpornih konstrukcij. Omejili smo se na betonske konstrukcije, podrobneje pa smo obravnavali več vrst sten.

Projektiranje po EC8 smo prikazali na idealiziranem objektu, čigar primarne potresne elemente tvorijo le stene. Predstavljeno je dimenzioniranje sten treh različnih oblik, in sicer stene s pravokotnim prerezom, stene z odprtinami ter stene s 'T' obliko prereza. Ker je v standardu predvideno projektiranje za dve različni stopnji duktilnosti, tj. srednjo (DCM) in visoko (DCH) stopnjo duktilnosti, smo poizkusili določiti ustrežnejšo varianto za projektiranje AB sten.

Predpostavili smo maksimalni predviden horizontalni pospešek tal za Slovenijo in nato z metodo modalne analize s spektri odziva, ki smo jo izvedli z računalniškim programom, določili notranje količine v steni. Sledilo je dimenzioniranje v skladu s standardom.

Pri določenih primerih so se pojavile težave, ki smo jih nato analizirali in poizkusili poiskati ustrezno rešitev. Predvsem so nas motile nepričakovano visoke vrednosti faktorja  $\varepsilon$ , s katerim je potrebno povečati prečne sile iz analize, pri projektiranju za visoko stopnjo duktilnosti (DCH). V večini primerov se izkaže, da je to posledica upoštevanja razpokanih prerezov pri izračunu togosti sten v skladu z novo verzijo standarda.

Sledilo je podrobno dimenzioniranje izbranih variant in izris armaturnih načrtov.

## BIBLIOGRAPHIC-DOCUMENTALISTIC INFORMATION

**UDK:** 006(4):624.012.45(043.2)  
**Author:** Vasja Černac  
**Supervisor:** prof. dr. Matej Fischinger  
**Title:** Design of reinforced concrete walls, according to EC8  
**Notes:** 80 p., 17 tab., 17 fig., 62 eq.  
**Key words:** reinforced concrete wall, standard Eurocode 8, seismic loading

### Abstract

This paper deals with the European standard EN 1998 (EC8), which is about the design of earthquake resistant structures. We limited ourselves to concrete structures, with emphasis on different types of concrete walls.

An idealised building was used to demonstrate the design of walls according to EC8. Three different types of walls have been discussed: rectangular cross-section walls, coupled walls and 'T' walls. According to EC8 it is possible to choose between two types of reinforced concrete design: ductility class high and ductility class medium. One of the scopes of the paper was to determine which one is more appropriate for reinforced concrete walls.

Maximum design ground acceleration in Slovenia was assumed in modal response spectrum analysis, which was followed by dimensioning, according to EC8 as well.

Some problems occurred, especially while calculating the factor  $\varepsilon$ , which increases shear forces in the analysis.

In the majority of cases it is believed that the main reason for problems is the use of cracked section properties, while calculating the wall stiffness.

Some versions were dimensioned in detail and also shown in the plans of reinforcement.

## **ZAHVALA**

Za pomoč pri nastajanju diplomske naloge se zahvaljujem mentorju prof. dr. M. Fischingerju. Zahvalil bi se tudi svoji mami, ki mi je skozi vsa ta leta nudila pomoč in mi pomagala na poti skozi življenje.

Hvala tudi vsem prijateljem, ki so mi popestrili preživljanje študijskega časa v Ljubljani.

## KAZALO VSEBINE

<b>1 UVOD</b>	<b>1</b>
<b>2 SPLOŠNI PODATKI O KONSTRUKCIJI</b>	<b>4</b>
<b>3 POTRESNA ANALIZA</b>	<b>8</b>
<b>4 PROJEKTIRANJE AB STEN V SKLADU S STANDARDOM EC8</b>	<b>13</b>
4.1 Konzolna stena pravokotnega prereza, projektirana za visoko stopnjo duktilnosti	13
4.2 Konzolna stena pravokotnega prereza, projektirana za srednjo stopnjo duktilnosti	34
4.3 Stena z odprtinami projektirana za visoko stopnjo duktilnosti	42
4.4 Stena z odprtinami, projektirana za srednjo stopnjo duktilnosti	51
4.5 Konzolna stena s prirobnico, s prerezom v obliki črke 'T'	57
4.6 Primerjava AB sten	63
<b>5 VPLIV FAKTORJA <math>\epsilon</math> NA DIMENZIONIRANJE AB STEN</b>	<b>66</b>
5.1 Analiza parametrov, ki vplivajo na vrednost faktorja $\epsilon$	66
5.2 Primerjava vpliva togosti na dimenzioniranje, na primeru stene z odprtinami	69
5.3 Možni ukrepi za zmanjšanje faktorja $\epsilon$	71
<b>6 VPLIV RAZPOKANOSTI PRESEKA NA VELIKOST MOMENTA</b>	<b>75</b>
<b>7 ZAKLJUČEK</b>	<b>78</b>
<b>8 VIRI</b>	<b>80</b>
<b>9 PRILOGE</b>	
Priloga A: Armaturni načrt stene	

## KAZALO PREGLEDNIC

Preglednica 1: Rezultati analize pri projektiranju za DCH, za konzolno steno pravokotnega prereza	15
Preglednica 2: Projektne notranje količine pri projektiranju za DCH, za konzolno steno pravokotnega prereza	24
Preglednica 3: Rezultati analize pri projektiranju za DCM, za konzolno steno pravokotnega prereza	35
Preglednica 4: Projektne notranje količine pri projektiranju za DCM, za konzolno steno pravokotnega prereza	36
Preglednica 5: Primerjava konzolnih sten pravokotne oblike	41
Preglednica 6: Rezultati analize pri projektiranju za DCH, za steno z odprtinami	44
Preglednica 7: Projektne notranje količine pri projektiranju za DCH, za steno z odprtinami	46
Preglednica 8: Rezultati analize pri projektiranju za DCM, za steno z odprtinami	52
Preglednica 9: Projektne notranje količine pri projektiranju za DCM, za steno z odprtinami	52
Preglednica 10: Primerjava sten z odprtinami	57
Preglednica 11: Rezultati analize pri projektiranju za DCH, za konzolno steno s 'T' prerezom	59
Preglednica 12: Projektne notranje količine pri projektiranju za DCH, za konzolno steno s 'T' prerezom	60
Preglednica 13: Primerjava sten različnih oblik, projektiranih za DCH	63
Preglednica 14: Primerjava sten različnih oblik, projektiranih za DCM	64
Preglednica 15: Primerjava sten s 'T' obliko prereza	65
Preglednica 16: Primerjava konzolnih sten pravokotnega prereza, projektiranih za DCH, z upoštevanjem polovične togosti in s celotno togostjo	70
Preglednica 17: Primerjava sten z odprtinami projektiranih za DCH	73

## KAZALO SLIK

Slika 1: Idealiziran tloris objekta	5
Slika 2: Oblika elastičnega spektra odziva	11
Slika 3: Ovojnica upogibnih momentov za projektiranje vitkih sten	19
Slika 4: Robni element, objekt z gostimi stremeni na prostem robu	21
Slika 5: Objektje betonskega jedra	31
Slika 6: Maksimalna deformacija betona	33
Slika 7: Dimenzioniranje prereza pri projektiranju za DCM	37
Slika 8: Dimenzije stene z odprtinami	42
Slika 9: Nosilnost prereza pred in poprerazporeditvi notranjih sil	54
Slika 10: Prerez 'T' stene	57
Slika 11: Možnosti postavitve krivljenih palic	63
Slika 12: Vrednost faktorja $\varepsilon$ v odvisnosti od nihajnega časa in razmerja med upogibno nosilnostjo ter upogibno obremenitvijo ( $M_{Rd} / M_{Ed}$ ), pri konstantni vrednosti redukcijskega faktorja $q = 3,0$	67
Slika 13: Vrednost faktorja $\varepsilon$ v odvisnosti od nihajnega časa in razmerja med upogibno nosilnostjo ter upogibno obremenitvijo ( $M_{Rd} / M_{Ed}$ ), pri konstantni vrednosti redukcijskega faktorja $q = 4,5$	68
Slika 14: Vrednost faktorja $\varepsilon$ v odvisnosti od nihajnega časa in razmerja med upogibno nosilnostjo ter upogibno obremenitvijo ( $M_{Rd} / M_{Ed}$ ), pri konstantni vrednosti redukcijskega faktorja $q = 5,5$	69
Slika 15: Velikost momenta v prvi etaži v odvisnosti od vztrajnostnega momenta prereza, za steno pravokotnega prereza projektiranega za DCH	75
Slika 16: Velikost momenta v prvi etaži v odvisnosti od vztrajnostnega momenta prereza, za steno pravokotnega prereza projektiranega za DCM	76
Slika 17: Določitev globine nevtralne osi, s pomočjo katere lahko nato izračunamo vztrajnostni moment razpokanega prereza	77



## 1 UVOD

Namen diplomske naloge je bil narediti nekaj vzorčnih primerov iz dimenzioniranja AB sten po EC8, ki naj bi projektantom in študentom gradbeništva približali in olajšali uporabo novega standarda za projektiranje potresnoodpornih konstrukcij, ki bo v kratkem sprejet tudi v Sloveniji.

Za dimenzioniranje stene je potrebno poznati veliko število parametrov, kot so npr. dimenzije stene, karakteristike materialov iz katerih bo stena zgrajena, obremenitve, ki bodo delovale na steno, itd...

Obravnavali smo idealizirano konstrukcijo, vseeno pa smo želeli, da bi bili rezultati analize čimbolj uporabni tudi za realne konstrukcije, zato smo poizkusili določiti tipične oz. najbolj pogosto uporabljene vrednosti teh parametrov.

Tako smo izbrali tipske oblike AB sten, ki se gradijo pri nas: konzolno steno pravokotnega prereza, steno z odprtinami (pravokotnega prereza) in konzolno steno s prirobnico ('T' prerez). Izbrali smo materiale, ki se v realnosti najbolj pogosto uporabljajo. Seveda so morali ustrezati zahtevam standarda EC8.

V določenih primerih, ko ni bilo mogoče določiti tipične vrednosti (npr. ni splošnega tipa tal), smo poizkusili izbrati nekakšno srednjo vrednost, tako da tudi pri primerjavi z dejanskim objektom, izračunanim za točno določeno lokacijo in zemljinu, odstopanja v rezultatih ne bi bila prevelika.

Tudi velikost projektnega pospeška ni konstantna, temveč se po območju Slovenije razlikuje. Odločili smo se, za projektiranje na maksimalni predviden pospešek na našem območju, t.j. za 0,25 gravitacijskega pospeška.

Ker smo hoteli, da so notranje sile v steni dovolj velike, da ne bi zadostovala le minimalna predpisana količina armature, je bilo potrebno izbrati dovolj visoko zgradbo. V skladu s predhodnimi raziskavami, smo se odločili za 10 etažni objekt.

Dimenzije prereza stene smo določili ob upoštevanju dveh procentov tlorisne površine sten v vsaki smeri, kar je v skladu z raziskavami izvedenimi v preteklosti, priporočena vrednost za izbrano višino stene in izbrani horizontalni pospešek tal. Poleg tega, pa je večji delež sten v vsaki smeri v realnosti skoraj nemogoč, zaradi zahtev investitorjev po čim večjemu izkoristku

tlorisne površine in minimalni porabi materiala, kar je seveda neposredno povezano s ceno konstrukcije.

Preverili smo tudi ali pri desetih etažah in projektne horizontalnemu pospešku 0,1g v vseh primerih zadostuje le minimalna armatura. Enako nas je zanimalo za stavbe s petimi etažami, pri projektne horizontalnem pospešku 0,25g.

Da bi bile razlike med projektiranimi stenami kar najbolj razvidne, se skozi nalogo niso spreminjali še naslednji podatki: debelina plošče in posledično teža etaže, karakteristične vrednosti uporabljenih materialov, tip horizontalnega spektra odziva in tip tal, vrednost kritičnega viskoznega dušenja in vrsta potresne analize. Tudi v teh primerih smo poizkusili poiskati najbolj tipične vrednosti, kot so npr. marka betona ali vrsta vgrajenega jekla.

Standard EC8 za območje Slovenije predvideva projektiranje za dve različni stopnji duktilnosti in sicer:

- projektiranje za srednjo stopnjo duktilnosti (DCM)
- projektiranje za visoko stopnjo duktilnosti (DCH),

ki se razlikujeta po sposobnostih sipanja energije. Stopnji ustrezata stavbam, ki so projektirane, dimenzionirane in konstruirane po posebnih določilih za potresnoodporno projektiranje, ki konstrukciji omogočajo razvoj stabilnega mehanizma, povezanega z velikim sipanjem histerezne energije pri ciklični obtežbi, ne da bi utrpela krhke porušitve. Da bi skladno s stopnjama duktilnosti DCM in DCH zagotovili ustrezno duktilnost, je za vsako stopnjo posebej potrebno zadostiti specifičnim določilom za vse konstrukcijske elemente. Ustrezno različni razpoložljivi duktilnosti v obeh stopnjah, uporabljamo za vsako stopnjo duktilnosti različne vrednosti faktorja obnašanja  $q$ , ki pa je odvisen še od oblike konstrukcije (pri stenah z odprtini, je  $q$  večji kot pri konzolnih stenah), geometrijske pravilnosti stavbe (tako v horizontalni smeri kot tudi v vertikalni) ter še nekaterih drugih lastnosti.

Namen naloge je bil tudi narediti primerjavo med stopnjama duktilnosti, saj izbire stopnje duktilnosti standard ne določa in je torej ta prepuščena projektantu. Slednjemu je gotovo pomembno kateri postopek je manj zahteven in se zanj porabi manj časa za projektiranje enakega objekta. Vendar pa to ni odvisno le od njega. Investitorju je cilj manjša poraba materiala in s tem manjši stroški, izvajalcu pa je pomemben faktor težavnost izvedbe in s tem povezano trajanje del...

Izbira ni mogoča le za velike, šibko armirane stene, katere se lahko projektira le na srednjo stopnjo duktilnosti, vendar slednjih v nalogi nismo obravnavali.

Pri projektiranju za visoko stopnjo duktilnosti (DCH), je več poudarka na detajlih, na ta račun naj bi bila konstrukcija sposobna sipati več energije, to pa pomeni večjo redukcijo notranjih sil, v primerjavi s projektiranjem za srednjo stopnjo duktilnosti (DCM).

Po novi verziji standarda EC8 je pri projektiranju AB konstrukcij potrebno upoštevati razpokane preseke. Ker se je izkazalo, da ima slednje velik vpliv na dimenzioniranje sten, smo v diplomski nalogi to podrobneje analizirali.

Podrobneje smo analizirali še faktor  $\varepsilon$ , s katerim moramo množiti prečne sile iz analize, da dobimo projektne prečne sile. Pri projektiranju za visoko stopnjo duktilnosti (DCH) v skladu z novo verzijo EC8, prihaja namreč do nepričakovano visokih vrednosti faktorja  $\varepsilon$ . V nalogi smo poiskali vzroke zakaj do tega pride in poizkusili predlagati možne ukrepe za njegovo zmanjšanje.

Ker je faktor  $\varepsilon$  odvisna spremenljivka, smo opazovali tudi, kateri parametri najbolj vplivajo nanj.

V diplomski nalogi smo nato za izbrane variante sten prikazali celoten postopek dimenzioniranja.

Sledi izris armaturnih načrtov, s poudarkom na določenih detajlih.

## 2 SPLOŠNI PODATKI O KONSTRUKCIJI

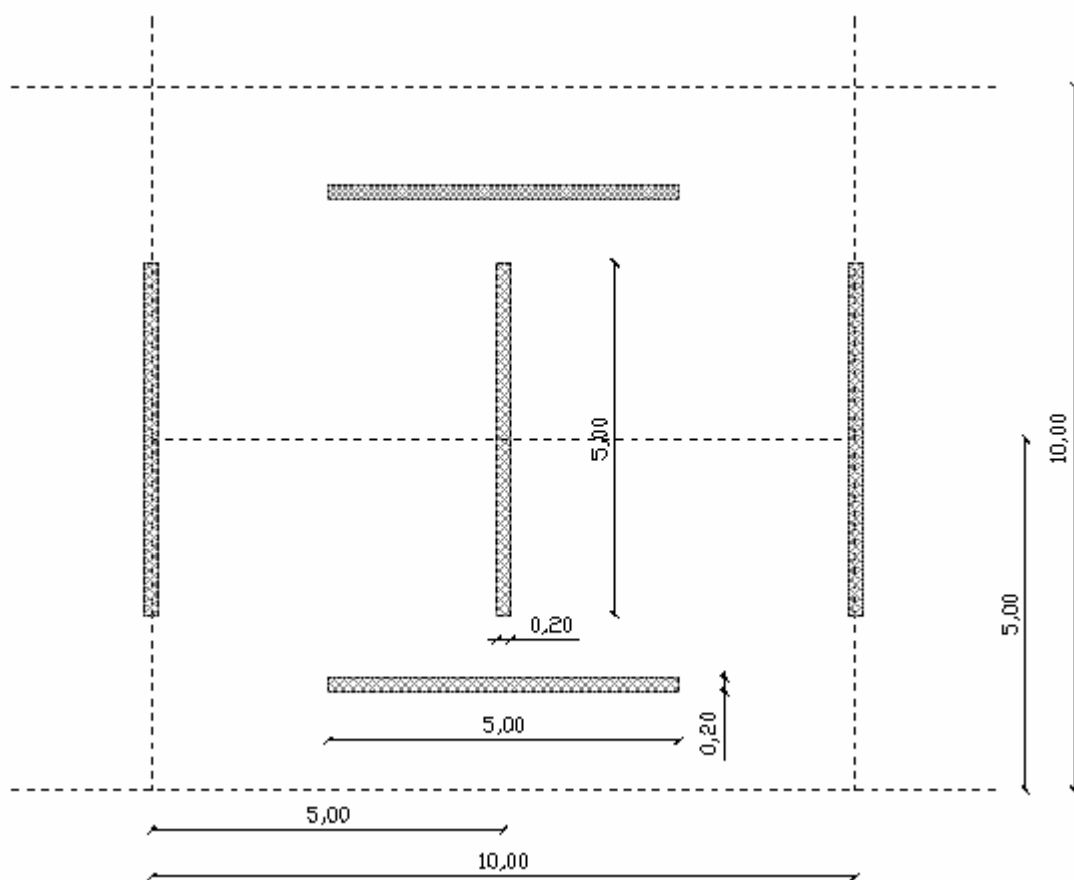
Vsebina, ki je obravnavana v tem poglavju, velja za vse stene, obravnavane v tej nalogi.

Odločimo se za idealiziran objekt, katerega primarne potresne elemente tvorijo le armiranobetonske stene.

Za širino smo določili 20 cm, dolžino pa smo določili tako, da smo izhajali iz predpostavke dveh procentov sten v vsaki smeri, kar naj bi po raziskavah izvedenih v preteklosti, zadostovalo za 10 etažno, stenasto zgradbo. Ker gre za idealiziran objekt, za njegove tlorisne dimenzije predpostavimo kar 10,0 m x 10,0 m. Sedaj lahko izračunamo dolžino stene, ki je potemtakem enaka 5,0 m. Dolžina sicer ni večkratnik modula 30 cm oz. 60 cm, ampak to za nalogo ni tako pomembno.

Predpostavimo simetrično postavitve sten, vsaj 3 stene v vsaki smeri ter da sta na površini 10 m x 5 m dve steni, po ena v vsaki smeri.

Število etaž izberemo z namenom, da bi bile potresne sile dovolj velike, saj bi v nasprotnem primeru lahko zadostovala le minimalna armatura. Objekt ima prvotno 10 etaž, vse so višine po 2,8 m. Ker nas zanima ali v primeru petih etaž zadostuje le minimalna armatura v stenah, analiziramo v nadaljevanju tudi objekt s petimi etažami.



Slika 1: Idealiziran tloris objekta

4.3.1 (4) Če lahko predpostavimo, da so stropne diafragme stavbe dovolj toge v svoji ravnini, lahko mase in masne momente v vsaki etaži koncentriramo v težišču.<sup>(1)</sup>

Upoštevamo da so stropne diafragme dovolj toge. Ker ne gre za realen objekt, ne moremo točno izračunati teže etaže, ampak le približno:

3.2.4 (2)P Pri določanju projektnega potresnega vpliva se morajo upoštevati mase, povezane z vsemi težnostnimi silami, ki so vključene v naslednji kombinaciji vplivov:

$$\sum G_{k,j} + \sum \Psi_{E,i} \cdot Q_{k,i}$$

kjer je  $\Psi_{E,i}$  enak  $\psi_{E,i} = \varphi \cdot \psi_{2,i}$ .

<sup>(1)</sup> V poševnem tisku so navedeni členi, preglednice in slike iz EC8, s pripisano zaporedno številko.

Če predpostavimo, da gre za objekt, kjer se ljudje zbirajo ali pa za trgovine ( $\Psi_{2,i} = 0,6$ ) in da so etaže zasedene neodvisno druga od druge ( $\varphi = 0,5$ ), izračunamo, da moramo poleg lastne teže, upoštevati še 30% spremenljive obtežbe.

Debelino plošče ocenimo na 15 cm, poleg tega recimo da imamo še 5 cm estriha. K površinski teži etaže je potrebno upoštevati še težo sten (4% tlorisne površine- po 2% v vsaki smeri) in spremenljivo obtežbo, ki je tudi odvisna od tipa stavbe. Predpostavimo 3,0 kN/m<sup>2</sup>.

Sledi:

$$p = 0,15 \text{ m} \cdot 25 \text{ kN/m}^2 + 0,05 \text{ m} \cdot 25 \text{ kN/m}^2 + 0,04 \cdot 2,6 \text{ m} \cdot 25 \text{ kN/m}^2 + 0,30 \cdot 3,0 \text{ kN/m}^2 \quad (1)$$

$$p = 8,5 \text{ kN/m}^2$$

Nismo upoštevali fasade, ometa, zaključnih slojev idr.

Predpostavimo površinsko težo etaže  $p = 10 \text{ kN/m}^2$ .

*4.3.1 (5) Pri analizi stavb, ki zadoščajo kriterijem za pravilnost v tlorisu, je mogoče uporabiti dva ravninska model, po enega za vsako od obeh glavnih smeri.*

Ker gre za idealiziran objekt in smo predpostavili simetrično postavitev sten, lahko upoštevamo ta člen ter obravnavamo vsako smer in steno posebej. Izračunamo, da eni steni pripada masa:  $10 \text{ m} \cdot 5 \text{ m} \cdot 10 \text{ kN/m}^2 / g = 50,97 \text{ t}$  na etažo. ( $g$  je težnostni pospešek in je enak  $9,81 \text{ m/s}^2$ ).

Pri izračunu osne sile pa je potrebnih upoštevati še steno v drugi smeri, tako da je osna sila enaka:

$$10 \text{ m} \cdot 5 \text{ m} \cdot 10 \text{ kN/m}^2 / 2 = 250 \text{ kN}. \quad (2)$$

*5.4.1.1 (1)P / 5.5.1.1 (1)P Razred tlačne trdnosti betona v primarnih potresnih elementih ne sme biti manjši od C 16/20 (DCM), oz. C 20/25 (DCH).*

*5.4.1.1 (2)P / 5.5.1.1 (2)P Z izjemo zaprtih stremen in prečnih armaturnih vezi, se lahko v kritičnih območjih primarnih potresnih elementov uporablja le rebrasto armaturo.*

*5.4.1.1 (3)P (DCM) V kritičnih območjih primarnih potresnih elementov je treba uporabljati armaturno jeklo razredov B in C po določilih EN 1992-1-1:2004, preglednica C.1.*

*5.2.3.4 (4) Če se v kritičnih območjih primarnih potresnih elementov uporablja vzdolžna armatura iz jekla razreda B, preglednice v EN 1992-1-1:2004, mora biti faktor duktilnosti za ukrivljenost  $\mu_\phi$  1,5 krat večji od vrednosti, ki je podana v nadaljevanju.*

*5.4.1.1 (4)P (DCM) Dovoljena je uporaba varjenih mrež, če ustrezajo pogojem iz zgoraj navedenih odstavkov (2)P in (3)P.*

*5.5.1.1 (3)P V kritičnih območjih primarnih potresnih elementov je treba uporabljati armaturno jeklo razreda C iz preglednice C.1 v EN 1992-1-1:2004. Poleg tega zgornja karakteristična (95% fraktila) vrednost dejanske nosilnosti na meji plastičnosti  $f_{yk,0,95}$  ne sme preseči nominalne vrednosti za več kot 25%.*

Za vse variante sten uporabimo marko betona C30/37 in privzamemo elastični modul

$$E_{cm} = 3,3 \cdot 10^7 \text{ kN/cm}^2.$$

Vse armaturne palice so oznake S400, armaturne mreže pa MA500/560.

Uporabljena MA 500/560 ima razmerje med natezno trdnostjo in mejo plastičnosti 1,12, za jekla razreda C preglednice C.1 v EN 1992-1-1:2004 pa je minimalna vrednost 1,15. Ker je razlika zelo majhna, računam kot da je MA 500/560 razreda C.

*5.5.1.2.3 (1)P Določila se uporabljajo za nepovezane primarne potresne stene, kot tudi za posamezne komponente v povezanih primarnih potresnih stenah v ravnini, ki so polno vpete in sidrane v ustrezne kleti ali temelje, tako da zibanje sten (kot togih teles) ni dovoljeno. Zato stene, ki so podprte s ploščami ali gredami, niso dovoljene.*

Predpostavimo, da so stene polno vpete.

### 3 POTRESNA ANALIZA

Za izračun notranji sil je potrebno določiti vrednost faktorja obnašanja  $q$  ter obliko in karakteristične vrednosti spektra odziva.

#### 5.2.2.2 Faktorji obnašanja za vodoravne potresne vplive

5.2.2.2 (1) *P* Zgornjo vrednost faktorja obnašanja  $q$ , ki je bil vpeljan v z namenom, da upošteva sposobnost sipanja energije, se mora iz vrednotiti za vsako smer posebej na naslednji način:

$$q = q_0 \cdot k_w \geq 1,5$$

kjer sta  $q_0$  osnovna vrednost faktorja obnašanja, ki je odvisna od tipa konstrukcijskega sistema in njegove pravilnosti po višini;  $k_w$  faktor, ki upošteva prevladujoč način rušenja pri konstrukcijskih sistemih s stenami.

5.2.2.2 (2) Za stavbe, ki so pravilne po višini, so osnovne vrednosti  $q_0$  za različne tipe konstrukcij podane v spodnji preglednici.

TIP KONSTRUKCIJE	DCM	DCH
Okvirni sistem, mešani sistem, sistem povezanih sten (sten z odprtini)	$3,0\alpha_u / \alpha_1$	$4,5\alpha_u / \alpha_1$
Sistem nepovezanih (konzolnih) sten	3,0	$4,0\alpha_u / \alpha_1$
Torzijsko podajen sistem	2,0	3,0
Sistem obrnjenega nihala	1,5	2,0

5.2.2.2 (3) Za stavbe, ki po višini niso pravilne, se vrednost  $q_0$  reducira za 20%.

Ker je obravnavani objekt idealiziran, privzamemo tudi da je pravilen po višini.

5.2.2.2 (4)  $\alpha_1$  in  $\alpha_u$  sta definirana na naslednji način:

$\alpha_1$  je faktor, s katerim se pomnoži vodoravni potresni projektni vpliv (medtem ko vse ostale projektne vplive zadržimo konstantne) tako, da v prvem elementu konstrukcije dosežemo upogibno odpornost (upogibni plastični členek);



$\alpha_u$  je faktor, s katerim se pomnoži vodoravni potresni projektni vpliv (medtem ko vse ostale projektne vplive zadržimo konstantne) tako, da nastanejo plastični členki v zadostnem številu prerezov za nastop globalne nestabilnosti konstrukcije (plastičnega mehanizma). Faktor  $\alpha_u$  se lahko določi z nelinearno statično (pushover) globalno analizo.

5.2.2.2 (5) Če faktor  $\alpha_u / \alpha_1$  ni izvednoten z eksplisitnim računom, se lahko za stavbe, ki so pravilne v tlorisu, uporabi naslednje približne vrednosti za  $\alpha_u / \alpha_1$ :

a) Okviri ali mešani sistemi, ekvivalentni okvirnemu.

– enoetažne stavbe:  $\alpha_u / \alpha_1 = 1,1$ ;

– večetažni okviri z enim poljem:  $\alpha_u / \alpha_1 = 1,2$ ;

– večetažni okviri z več polji ali večetažni mešani sistemi, ekvivalentni okvirnemu:

$\alpha_u / \alpha_1 = 1,3$ .

b) Stenasti sistemi in mešani sistemi, ekvivalentni stenastemu.

– stenasti sistemi s samo dvema nepovezanima stenama v vsaki vodoravni smeri:

$\alpha_u / \alpha_1 = 1,0$ ;

– drugi sistemi z nepovezanimi stenami:  $\alpha_u / \alpha_1 = 1,1$ ;

– mešani sistemi, ekvivalentni stenastemu ali sistemi povezanih sten (sten z odprtinami):  $\alpha_u / \alpha_1 = 1,2$ .

5.2.2.2 (7) Lahko se uporabi večje vrednosti faktorja  $\alpha_u / \alpha_1$  od tistih, ki so podane v (5) in (6) tega podčlena, če so dokazane z nelinearno statično (pushover) globalno analizo.

5.2.2.2 (8) Največja dovoljena vrednost faktorja  $\alpha_u / \alpha_1$ , ki se lahko uporabi v projektiranju, je 1,5, tudi če analiza iz (7) tega podčlena izkaže večje vrednosti.

Nelinearne statične globalne analize ne izvedemo, zato upoštevamo predpisane vrednosti faktorja  $\alpha_u / \alpha_1$ .

$\alpha_u / \alpha_1 = 1,1$  za konzolne stene ter  $\alpha_u / \alpha_1 = 1,2$  za stene z odprtinami.

5.2.2.2 (10) Če pri projektiranju, nabavi in gradnji uporabimo poleg običajnih postopkov kontrole kakovosti še poseben in formalno voden Načrt zagotavljanja kakovosti, so lahko dovoljene povečane vrednosti za  $q_0$ . Vendar povečane vrednosti ne smejo preseči vrednosti iz prejšnje preglednice za več kot 20%.

Predpostavimo, da Načrta zagotavljanja kakovosti ne uporabimo.

5.2.2.2 (11)P Faktor  $k_w$ , ki upošteva prevladujoč način rušenja pri konstrukcijskih sistemih s stenami, določimo takole:

1,00, za okvire in okvirom ekvivalentne mešane sisteme;

$(1+\alpha_0) / 3 \leq 1$ , toda ne več kot 0,5 za stenaste, stenam ekvivalentne mešane in torzijsko fleksibilne sisteme,

kjer je  $\alpha_0$  prevladujoče razmerje med višino in dolžino sten v konstrukcijskem sistemu.

5.2.2.2 (12) Če razmerja  $h_{wi}/l_{wi}$  posameznih sten »i« v konstrukcijskem sistemu niso pomembno različna, se prevladujoče razmerje  $\alpha_0$  določi z naslednjimi izrazi:

$$\alpha_0 = \sum h_{wi} / \sum l_{wi}$$

kjer je  $h_{wi}$  višina stene »i«, in  $l_{wi}$  dolžina prereza stene »i«.

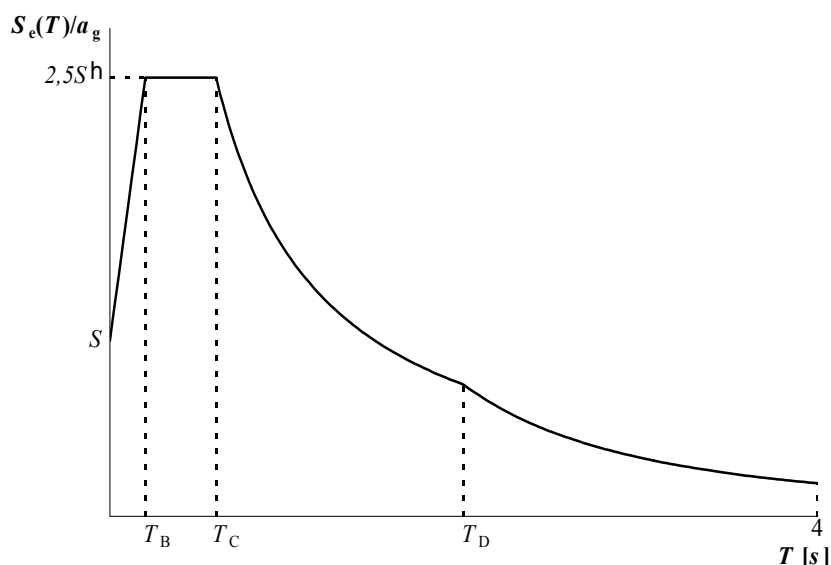
Ker obravnavamo idealizirano konstrukcijo, v kateri so stene enake oblike in višine, lahko izraz poenostavimo v:

$$\alpha_0 = h_w / l_w. \quad (3)$$

$\alpha_0 = 28,0 / 5,0 = 5,6$ , za konzolne stene,

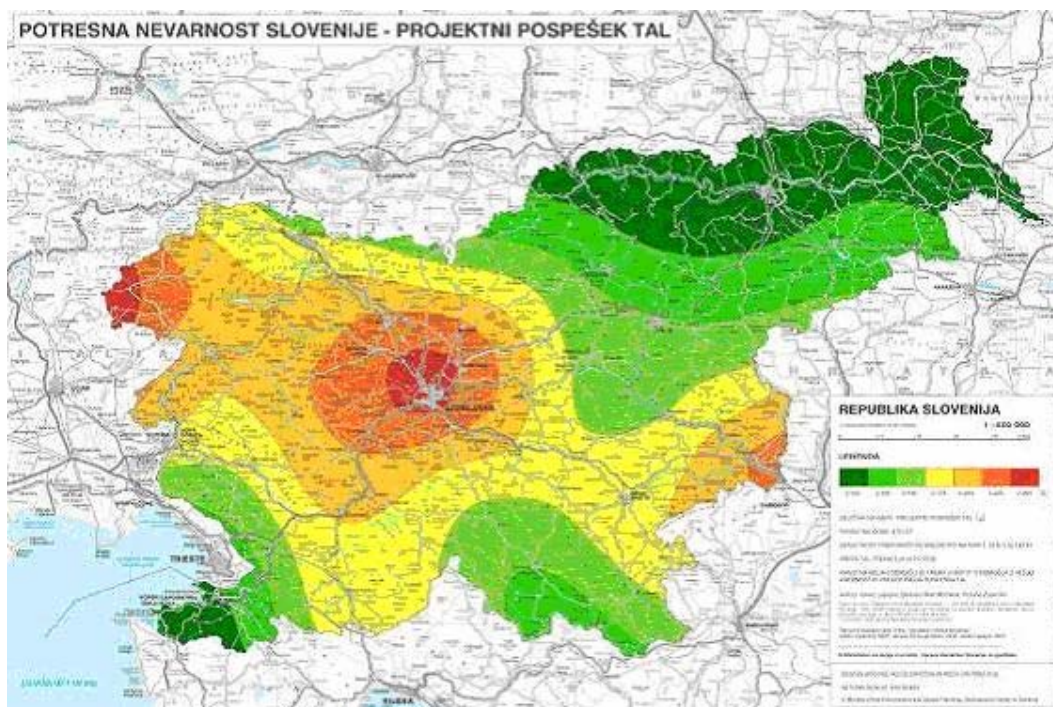
$\alpha_0 = 28,0 / 2,0 = 14,0$ , za stene z odprtini.

Za vodoravni spekter odziva uporabimo spekter tipa 1, ki je določen za Slovenijo. Predvidimo, da leži objekt na tleh tipa C, to so globoki sedimenti gostega ali srednje gostega peska, proda ali toge gline globine nekaj deset do več sto metrov. Za kritično viskozno dušenje privzamemo vrednost 5 % ( $\eta = 1,0$ ).



Slika 2: Oblika elastičnega spektra odziva

Za  $a_g$  (horizontalni pospešek) vzamemo najprej vrednost 0,25 g, kar je maksimalni predvideni pospešek na območju Slovenije, nato pa preverjamo obnašanje enake konstrukcije še pri obremenitvi s horizontalnim pospeškom 0,10 g. Zanima nas namreč ali v tem primeru v stenah zadostuje le minimalna armatura.



Slika: Projektni pospešek tal za Slovenijo (ARSO)

*4.3.3.5.2 (1) Če je  $a_{vg}$  (vertikalni pospešek) večji kot 0,25 g ( $2,5 \text{ m/s}^2$ ), je treba upoštevati navpično komponento potresnega vpliva.*

Navpične komponente ne upoštevamo.

Analizo potresnih vplivov opravi z modalno analizo s spektri odziva in dvema ravninskima modeloma, ob uporabi linearno elastičnega modela konstrukcije in podanega projektnega spektra.

Vpliva slučajne torzije ne upoštevamo.

Predpostavimo, da se obravnavane stene ne nahajajo na robu, kjer bi bili vplivi torzije največji.

Dodatno negativno vpliva še to, da na robne stene odpade le polovica obtežbe (to ne velja za potresno obtežbo, temveč za osno silo zaradi lastne teže). Zaradi manjše osne sile (tlačne) je tudi upogibna odpornost manjša. Predvsem pri stenah z odprtini, kjer potresna obtežba povzroča natezno osno silo v eni steni in s tem zmanjša tlačno osno silo zaradi lastne teže (možen je celo pojav nategov), lahko pride do situacije, kjer 2% sten v posamezni smeri ne zadošča. Seveda pride do tega le pri dovolj velikem projektnem pospešku in številu etaž.

## 4 PROJEKTIRANJE AB STEN V SKLADU S STANDARDOM EC8

### 4.1 Konzolna stena pravokotnega prereza, projektirana za visoko stopnjo duktilnosti

Prerez stene je pravokoten: 0,2m / 5,0m.

Steno dimenzioniram na visoko stopnjo duktilnosti (DCH).

#### 5.5.1.2.3 (2) Geometrijske omejitve za duktilne stene

Širina stojine  $b_{w0}$  (v metrih) mora zadostiti naslednjemu izrazu:

$$b_{w0} \geq \max\{0,15, h_s/20\}$$

kjer je  $h_s$  svetla etažna višina v metrih.

$$h_s = 2,60 \text{ m.}$$

$$b_{w0} \geq \max\{0,15\text{m}, 0,13\text{m}\}$$

Obravnavana stena ima  $b_{w0}$  enak 0,20m, torej ustreza pogoju.

4.3.1 (6) Pri betonskih, sovprežnih (jeklo in beton) in zidanih stavbah, je treba pri določanju togosti nosilnih elementov v splošnem upoštevati vpliv razpokanosti presekov. Takšna togost mora ustrezati pričetku tečenja armature.

4.3.1 (7) Če se ne uporabi bolj natančna analiza razpokanih elementov, se lahko za elastično upogibno in strižno togost betonskih in zidanih elementov vzame polovična vrednost ustrezne togosti nerazpokanih elementov.

Izračunamo upogibno in strižno togost. Upoštevamo razpokan presek (4.3.1 (7)).

$$I = (b_w \cdot l_w^3 / 12) / 2 = (0,2\text{m} \cdot (5,0\text{m})^3 / 12) / 2 = 1,04167\text{m}^4, \quad (4)$$

$$A_s = (b_w \cdot l_w / 1,2) / 2 = (0,2\text{m} \cdot 5,0\text{m} / 1,2) / 2 = 0,4167\text{m}^2 \quad (5)$$

Izračun faktorja obnašanja  $q$  (5.2.2.2):

$$q = q_0 \cdot k_w = 4,4 \cdot 1,0 = 4,4 \quad (6)$$

Za sistem nepovezanih (konzolnih) sten, za stopnjo duktilnosti DCH, se  $q_0$  izračuna tako:

$$q_0 = 4,0 \cdot \alpha_u / \alpha_1 = 4,0 \cdot 1,1 = 4,4$$

Upoštevam, da gre za sistem z več kot dvema nepovezanima stenama v vsaki smeri.

Torej je količnik  $\alpha_u / \alpha_1$  enak 1,1.

$$k_w = (1 + \alpha_0) / 3 \leq 1$$

$$k_w = (1 + 5,6) / 3 = 2,2 > 1, \text{ torej } k_w = 1.$$

$$\alpha_0 = h_w / l_w = 28,0m / 5,0m = 5,6$$

kjer je  $h_w$  višina stene in  $l_w$  dolžina prereza stene, to je 28,0m in 5,0m.

*4.3.3.3.1 (2) P Treba je upoštevati vse nihajne oblike, ki pomembno prispevajo k globalnemu odzivu.*

*4.3.3.3.1 (3) Upošteva se, da je zahteva odstavka (2)P izpolnjena, če se pokaže, da je izpolnjen eden od naslednjih pogojev:*

- vsota efektivnih modalnih mas za nihajne oblike, ki jih upoštevamo, znaša vsaj 90% celotne mase konstrukcije;*
- upoštevane so vse nihajne oblike z efektivnimi modalnimi masami, večjimi od 5% celotne mase.*

Upoštevane so vse nihajne oblike, vsota efektivnih modalnih mas je v vseh primerih enaka 1, torej ustreza zgornji zahtevi.

*4.3.3.3.2 Kombinacija odziva v posameznih nihajnih oblikah*

Za kombinacijo odziva v posameznih nihajnih oblikah, uporabimo CQC metodo.

Preglednica 1: Rezultati analize pri projektiranju za DCH, za konzolno steno pravokotnega prereza

Etaže:	$M$ [kNm]	$N$ [kN]	$V$ [kN]
1	6030,0	2500,0	337,6
2	5184,2	2250,0	327,2
3	4379,9	2000,0	308,6
4	3627,6	1750,0	285,1
5	2930,8	1500,0	259,5
6	2287,2	1250,0	234,0
7	1692,5	1000,0	208,7
8	1146,0	750,0	181,2
9	657,3	500,0	145,6
10	255,0	250,0	91,1

Prvi nihajni čas ( $T_1$ ) je 1,14 s.

$$S_d = 0,84 \text{ m/s}^2.$$

Za kontrolo dobljenih rezultatov uporabimo izračun, ki se uporablja pri metodi z vodoravnimi silami.

#### 4.3.3.2.2 Celotna prečna sila

(1) *P Celotna prečna sila  $F_b$  (na mestu vpetja konstrukcije) za vsako od obeh glavnih smeri, ki ju analiziramo, je določena z enačbo:*

$$F_b = S_d(T_1) \cdot m \cdot \lambda$$

*kjer je  $S_d(T_1)$  ordinata v projektnem spektru pri nihajnem času  $T_1$ ,*

*$T_1$  osnovni nihajni čas konstrukcije za translacijsko gibanje v obravnavani smeri,  $m$  celotna masa stavbe nad temelji ali nad togo kletjo,*

*$\lambda$  je korekcijski faktor, ki ima vrednost  $\lambda = 0,85$ , če velja  $T_1 \leq 2T_c$  in ima stavba več kot dve etaži. V drugih primerih velja  $\lambda = 1,0$ .*

*S faktorjem  $\lambda$  se upošteva dejstvo, da je pri stavbah z najmanj tremi etažami in translacijskimi prostostnimi stopnjami v obeh vodoravnih smereh efektivna modalna masa za osnovno nihajno obliko v povprečju 15% manjša od celotne mase stavbe.*

$$T_1 = 1,14 \text{ s} < 2 \cdot T_c = 1,20 \text{ s, torej } \lambda = 0,85.$$

$$F_b = S_d(T_1) \cdot m \cdot \lambda$$

$$F_b = 0,84 \text{ m/s}^2 \cdot 509,7 \text{ t} \cdot 0,85 = 363,9 \text{ kN} \quad (7)$$

Vidimo, da sta si vrednosti blizu, zato lahko sklepamo, da nismo naredili večje napake pri računalniški analizi.

*4.3.3.5.1 (1)P V splošnem je treba upoštevati, da vodoravni komponenti potresnega vpliva delujeta istočasno.*

*4.3.3.5.1 (8) Za stavbe, ki zadoščajo kriterijem pravilnosti v tlorisu, in pri katerih predstavljajo primarne potresne elemente samo stene ali neodvisni sistemi za zavetrovanje v dveh glavnih vodoravnih smereh, se lahko predpostavi, da potresni vpliv deluje neodvisno in brez kombinacij vzdolž dveh glavnih pravokotnih vodoravnih osi konstrukcije.*

Upoštevamo predpostavko o simetrični razporeditvi sten in upoštevamo vsako smer posebej.

#### *4.3.4 Račun pomikov*

*(1)P Če je opravljena linearna analiza, potem pomike, ki jih povzroča projektni potresni vpliv, izračunamo s pomočjo elastične deformacije konstrukcijskega sistema ob uporabi naslednjega poenostavljenega izraza*

$$d_s = q_d \cdot d_e$$

*kjer pomeni  $d_s$  pomik točke konstrukcijskega sistema zaradi projektne potresnega vpliva;*

*$q_d$  faktor obnašanja za pomike. Predpostavljeno je, da je enak  $q$ , če ni drugače določeno;*

*$d_e$  pomik iste točke konstrukcijskega sistema, določen z linearno analizo z uporabo projektne spektra.*

*Ni potrebno, da je vrednost  $d_s$  večja od vrednosti, ki izhaja iz elastičnega spektra.*

*V splošnem je  $q_d$  večji od  $q$ , če je osnovni nihajni čas konstrukcije manjši od  $T_C$ .*

Pomik  $d_e$  na vrhu stene je enak 4,1 cm.

$$q_d = q$$

$$d_s = q_d \cdot d_e = 4,1 \text{ cm} \cdot 4,4 = 18,0 \text{ cm} \quad (8)$$



#### 4.4 Preverjanje varnosti

4.4.2.2 (2) *Vpliva teorije 2. reda (P-Δ efekt) ni treba upoštevati, če je v vseh etažah izpolnjen pogoj*

$$\theta = \frac{P_{\text{tot}} \cdot d_r}{V_{\text{tot}} \cdot h} \leq 0,10$$

*kjer pomeni  $\theta$  koeficient občutljivosti za etažne pomike;*

*$P_{\text{tot}}$  celotna sila težnosti v obravnavani etaži in nad njo, ki je upoštevana pri potresnem projektne stanju;*

*$d_r$  projektni etažni pomik, določen kot razlika med povprečnima vodoravnima pomikoma  $d_s$  na vrhu in na dnu obravnavane etaže;*

*$V_{\text{tot}}$  celotna prečna sila v etaži zaradi potresa;*

*$h$  višina etaže.*

Izračun za prvo etažo:

$$d_r = 0,08 \text{ cm} \cdot 4,4 = 0,35 \text{ cm} \quad (9)$$

$$\theta = \frac{P_{\text{tot}} \cdot d_r}{V_{\text{tot}} \cdot h} = \frac{2500 \text{ kN} \cdot 0,35 \text{ cm}}{337,6 \text{ kN} \cdot 280 \text{ cm}} = 0,01 \leq 0,10 \quad (10)$$

Pogoj je izpolnjen tudi v drugih etažah.

#### 4.4.3.2 Omejitev etažnih pomikov

4.4.3.2 (1) *Če ni drugače določeno, je treba upoštevati naslednje mejne vrednosti:*

*a) za stavbe, ki imajo na konstrukcijo pritrjene nekonstrukcijske elemente iz krhkih materialov:*

$$d_r \cdot v \leq 0,005 \cdot h;$$

*b) za stavbe z duktilnimi nekonstrukcijskimi elementi:*

$$d_r \cdot v \leq 0,0075 \cdot h;$$

*c) za stavbe, pri katerih so nekonstrukcijski elementi pritrjeni na konstrukcijo tako, da deformacije konstrukcije nanje ne vplivajo:*

$$d_r \cdot v \leq 0,010 \cdot h;$$

*kjer pomeni  $d_r$  projektni etažni pomik;*

*h etažna višina;*

*v redukcijski faktor, ki upošteva manjšo povratno dobo potresa, povezano z zahtevo po omejitvi poškodb.*

*4.4.3.2 (2) Vrednost redukcijskega faktorja  $v$  je lahko odvisna tudi od faktorja pomembnosti stavbe. Pri uporabi tega faktorja je upoštevana predpostavka, da ima elastični spekter potresne akcije, pri kateri mora biti izpolnjena "zahteva po omejitvi poškodb", enako obliko kot elastični spekter projektne potresne akcije, ki ustreza "mejnemu stanju nosilnosti".*

*Vrednosti za  $v$ , ki se uporabljajo v državi, so podane v Nacionalnem dodatku. Za različne potresne cone v državi se lahko predpišejo različne vrednosti  $v$ , glede na potresno nevarnost in željeno zaščito lastnine. Priporočena vrednost  $v$  znaša 0,4 za kategoriji pomembnosti III in IV in  $v = 0,5$  za kategoriji pomembnosti I in II.*

*V Nacionalnem dodatku se prevzameta resnični vrednosti.*

Izračun za prvo etažo:

$$d_r \cdot v = 0,35 \cdot 0,5 = 0,18 \leq 0,005 \cdot h = 0,005 \cdot 280 = 1,4$$

Tudi v ostalih primerih etažni pomiki ustrezajo omejitvam.

#### *5.5.2.4.1 Posebna določila za vitke stene v ravnini*

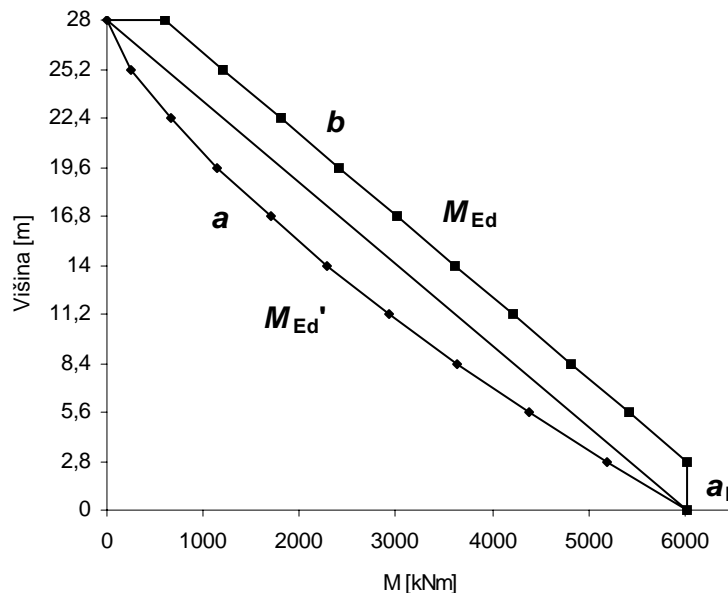
*5.5.2.4.1 (1)P Upoštevati se mora (vsaj z ustreznimi poenostavljenimi metodami) nezanesljivosti v analizi in pri neelastičnih dinamičnih učinkih. Če nimamo natančnejše metode, se lahko uporabi pravila za določanje projektnih ovojníc upogibnih momentov in faktorjev povečanja za prečne sile, ki so podana v členih v nadaljevanju.*

*5.5.2.4.1 (2) Dovoljena je prerazporeditev notranjih sil v primarnih potresnih stenah zaradi potresnega učinka do največ 30%, s pogojem, da skupna zahtevana nosilnost ni zmanjšana. Skupaj z upogibnimi momenti se prerazporedi tudi strižne sile, tako da se v posameznih stenah razmerja med upogibnimi momenti in prečnimi silami ne spremenijo bistveno. V stenah, kjer se osna sila močno spreminja (npr. v povezanih stenah), se momente in prečne sile prerazporedi iz stene (sten) z majhno tlačno ali natezno osno silo na tiste, ki so v velikem tlaku.*

5.5.2.4.1 (3) V prečkah povezanih sten je dovoljeno med nadstropji prerazporediti do 20% notranjih sil zaradi potresnega vpliva s pogojem, da se potresna osna sila ob vpetju vsake posamezne stene (ta sila je enaka rezultanti prečnih sil v prečkah) ne spremeni.

5.5.2.4.1 (4)P Upoštevati se mora nezanesljivosti pri razporeditvi momenta vzdolž višine vitkih primarnih potresnih sten (vitke stene so stene, ki imajo razmerje med višino in dolžino  $h_w/l_w$  večje od 2,0).

5.5.2.4.1 (5) Ne glede kakšen tip analize uporabljamo, se lahko zahteva (4)P iz tega podčlena izpolni z uporabo naslednjega poenostavljenega postopka. Diagram projektnih upogibnih momentov vzdolž višine stene se poda z ovojnico diagrama upogibnih momentov iz analize, ki je premaknjena v navpični smeri (premik momentne črte; angl. »tension shift«). Predpostavi se lahko linearno ovojnico s pogojem, da konstrukcija nima po višini pomembnih nezveznosti v masah, togosti ali nosilnosti. Premik momentne črte naj bo skladen s privzetim naklonom tlačnih diagonal pri preverjanju striga v mejnem stanju nosilnosti. Pri tem se upošteva možno pahljačasto razporeditev tlačnih diagonal v bližini vpetja in stropnih plošč, ki delujejo kot vezi.



Slika 3: Ovojnica upogibnih momentov za projektiranje vitkih sten

Legenda:

a momentni diagram iz analize

b projektna ovojnica

a<sub>1</sub> premik momentne črte

Ker konstrukcija nima po višini pomembnih nezveznosti v masah, togosti ali nosilnosti, se lahko predpostavi linearno ovojnico. Najmanjša vrednost za premik momentne črte  $a_1$ , če privzamemo naklon tlačnih diagonal pod kotom 45 stopinj, je  $z/2$ , kjer je  $z$  ročica notranjih sil v prerezu stene. Ker je  $z \approx 0,8l_w$ , ( $l_w = 5,0$  m) sledi  $a_{1,\min} = 2,0$  m. Izberem, da je  $a_1 = 2,8$  m, torej višina etaže.

*5.5.2.4.1 (6)P Upoštevati je treba možno povečanje prečnih sil zaradi plastifikacije ob vpetju primarnih potresnih sten.*

*5.5.2.4.1 (7) Upošteva se, da je zahteva (6)P izpolnjena, če se uporabi naslednji poenostavljen*

*postopek, ki vključuje načrtovanje nosilnosti:*

*Projektne strižne sile  $V_{Ed}$  se določijo z izrazom:*

$$V_{Ed} = \varepsilon \cdot V'_{Ed}$$

*kjer je:*

*$V'_{Ed}$  strižna sila, določena z analizo;*

*$\varepsilon$  faktor povečanja, ki se izračuna z naslednjim izrazom, vendar ne sme biti manjši od 1,5:*

$$\varepsilon = q \cdot \sqrt{\left(\frac{\gamma_{Rd} \cdot M_{Rd}}{q \cdot M_{Ed}}\right)^2 + 0,1 \left(\frac{S_e(T_C)}{S_e(T_1)}\right)^2} \leq q$$

*kjer je:*

*$q$  faktor obnašanja, ki je upoštevan v projektu;*

*$M_{Ed}$  projektni upogibni moment ob vpetju stene;*

*$M_{Rd}$  projektna upogibna nosilnost ob vpetju stene;*

*$\gamma_{Rd}$  faktor povečane nosilnosti, ki upošteva utrjevanje jekla; če nimamo bolj natančnih podatkov, se lahko vzame  $\gamma_{Rd} = 1,2$ ;*

*$T_1$  osnovni nihajni čas stavbe v smeri strižnih sil  $V_{Ed}$ ;*

*$T_C$  zgornja meja nihajnega časa na območju spektra, kjer ima spektralni pospešek konstantno vrednost;*

*$S_e(T)$  ordinata v elastičnem spektru odziva;*

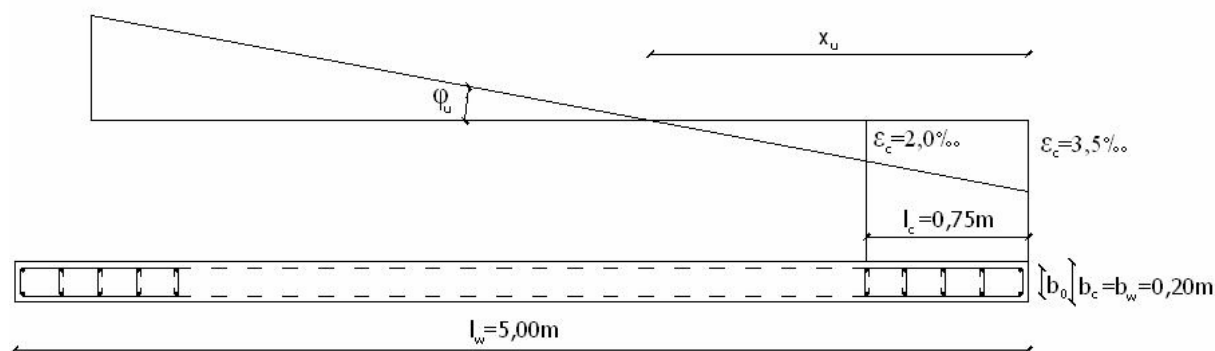
$$S_e(T_C) = 7,05 \text{ m/s}^2$$

$$S_e(T_1) = 3,71 \text{ m/s}^2$$

Za izračun upogibne nosilnosti  $M_{Rd}$  moram poznati količino in položaj armature ob vpetju stene, postopek za določitev pa je opisan v nadaljevanju.

Za zagotovitev lokalne duktilnosti se v kritičnih območjih stene izvedejo t.i. robni elementi.

5.5.3.4.5 (6) Stremena za objetje se postavi na dolžini kritičnega območja  $h_{cr}$ , ki je definirana v 5.4.3.4.2(1). V vodoravni smeri se stremena postavi na dolžini  $l_c$ , ki se meri od maksimalno tlačnega vlakna do mesta, kjer lahko zaradi velikih tlačnih deformacij beton še odpade. Če nimamo bolj natančnih podatkov, se lahko upošteva, da je tlačna deformacija, pri kateri lahko beton odpade, enaka  $\varepsilon_{cu2} = 0,0035$ . Lahko se upošteva, da se objet robni element razteza na razdalji  $x_u(1 - \varepsilon_{cu2} / \varepsilon_{cu2,c})$ , merjeni od srednje črte stremena v bližini maksimalno tlačnega vlakna. Pri tem se globina nevtralne osi pri mejni ukrivljenosti določi iz ravnotežja. Mejno deformacijo objetega betona  $\varepsilon_{cu2,c}$  pa ocenimo na podlagi EN 1992-1-1:2004, 3.1.9 z enačbo  $\varepsilon_{cu2,c} = 0,0035 + 0,1\alpha\omega_{wd}$ . Dolžina objetega robnega elementa  $l_c$  ne sme biti manjša od  $0,15l_w$  ali  $1,50b_w$ .



Slika 4: Robni element, objet z gostimi stremeni na prostem robu

Odločimo se, da bodo maksimalne tlačne deformacije na robu stene enake 3,5 promila, robni elementi pa morajo segati še do vlakna z deformacijo 2,0 promila. Pri izračunu nevtralne osi upoštevamo, da se beton ne odkruši in računamo s celotnim prerezom, ne pa samo z betonom, ki ga obdajajo stremena.

$$l_c \geq \max \{0,15l_w, 1,50b_w\} = \max \{0,15 \cdot 500, 1,50 \cdot 20\} = \max \{75, 30\} \text{ cm} \geq 75,0 \text{ cm}.$$

V nadaljevanju izračunana vrednost  $l_c$  je 40 cm, torej upoštevamo zgornjo minimalno vrednost.

Opis postopka za izračun nevtralne osi, iz katere dobim tudi vrednost  $l_c$ :

Na robu nosilca predpostavim mejno deformacijo betona 3,5 promila, v težišču prereza pa projektno osno silo. Poznam konstitutivne zakone za izbrani beton in jeklo, iz deformacij lahko izračunam napetosti v prerezu. Znana je tudi dimenzija prereza stene ter položaj in prerez armature, tako da lahko izračunam notranje sile. Iščem deformacijo natezne armature, pri kateri bodo sile v ravnovesju. Ko to dobim, lahko izračunam še ročico notranjih sil in odpornostni moment.

Deformacijo natezne armature omejim na 5 procentov.

Dobim globino nevtralne osi 93 cm, sledi in  $l_c$  je 40 cm.

*5.5.3.4.5 (8) Debelina objetega dela prereza stene (robni elementov) ne sme biti manjša od 200 mm. Poleg tega, ne sme biti manjša od  $h_s/15$  (pri tem  $h_s$  označuje etažno višino), če dolžina objetega dela ni daljša od  $0,2l_w$  ali  $0,2b_w$  (upoštevata se večja vrednost). Če pa je dolžina objetega dela daljša od večje vrednosti od  $0,2l_w$  in  $0,2b_w$ ,  $b_w$  ne sme biti manjša od  $h_s/10$ .*

Debelina robnega elementa je v obravnavanem primeru enake debelini stene (200 mm). Dolžina objetega dela je 75 cm, kar je manj kot  $0,2 l_w = 100$  cm, torej debelina ne sme biti manjša od  $h_s/15 = 280 \text{ cm}/15 = 18,7$  cm.

$20,0 \text{ cm} > 18,7 \text{ cm}$ . Pogoj je izpolnjen.

*5.5.3.4.5 (7) Delež vzdolžne armature v robnih elementih ne sme biti manjši od 0,005.*

Na izbor premera palic ima vpliva tudi naslednji člen:

*5.5.3.2.2 (12) c) razdalja med dvema sosednima vzdolžnima armaturnima palicama, ki ju podpirajo stremena ali prečne vezi, ne sme biti večja od 200 mm.*

Izberem 10 palic  $\Phi 10$  na steber.  $\rho = 10 \cdot 0,785 \text{ cm}^2 / (20 \text{ cm} \cdot 75 \text{ cm}) = 0,0052$ .

Največja razdalja med palicama je 18 cm.

5.5.3.4.5 (13) *P Z minimalno armaturo:  $\rho_{h,min} = \rho_{v,min} = 0,002$  v stojini se mora preprečiti prezgodnji pojav strižnih razpok v stenah.*

5.5.3.4.5 (14) *Armaturo v stojini izvedemo v obliki dveh mrež armaturnih palic z enako sprejemnostjo. Vsaka mreža je postavljena na eno lice stene. Mreži morata biti povezani s prečnimi vezmi na razdalji približno 500 mm.*

5.5.3.4.5 (15) *Premer armature v stojini ni manjši od 8 mm, vendar ne večji od ene osmine širine stojine  $b_{wo}$ . Razdalja med palicami ni večja od 250 mm ali 25 premerov palic (upošteva se manjša vrednost).*

Zadnjega člena ne upoštevam, saj bi v nasprotnem primeru bila minimalna armaturna mreža, ki bi jo lahko vgradili v stojino stene, Q 335.

Izberem mrežno armaturo MA 500/560, dve mreži Q 226.  $\rho_{dej} = 0,0023$ .

Mreži v stojini se poveže s prečnimi vezmi premera 6 mm na razdalji 500 mm.

Dimenzije stene ter količina in položaj minimalne armature so sedaj določene, lahko izračunamo projektno upogibno nosilnost  $M_{Rd}$  in nato še faktor za povečanje prečnih sil  $\varepsilon$ .

5.5.3.4.1 (1) *P Upogibna nosilnost se mora iz vrednotiti in preveriti pri najbolj neugodni osni sili v potresnem projektnem stanju na enak način kot pri stebrih.*

$M_{Rd} = 8200$  kNm pri osni sili 2500 kN.

$M_{Ed} = 6030$  kNm <  $M_{Rd}$ , minimalna vertikalna armatura zadostuje za prevzem upogibne obremenitve.

$$\varepsilon = q \cdot \sqrt{\left(\frac{\gamma_{Rd} \cdot M_{Rd}}{q \cdot M_{Ed}}\right)^2 + 0,1 \left(\frac{S_e(T_C)}{S_e(T_1)}\right)^2} \leq q$$

$$\varepsilon = 4,4 \cdot \sqrt{\left(\frac{1,2 \cdot 8200 \text{ kNm}}{4,4 \cdot 6030,0 \text{ kNm}}\right)^2 + 0,1 \left(\frac{7,05 \text{ m/s}^2}{3,71 \text{ m/s}^2}\right)^2} = 3,11$$

Preglednica 2: Projektne notranje količine pri projektiranju za DCH, za konzolno steno pravokotnega prereza

Etaže:	$M_{Ed}$ [kNm]	$N_{Ed}$ [kN]	$V_{Ed}$ [kN]
1	6030,0	2500,0	1049,9
2	6030,0	2250,0	1017,6
3	5427,0	2000,0	959,7
4	4824,0	1750,0	886,7
5	4221,0	1500,0	807,0
6	3618,0	1250,0	727,7
7	3015,0	1000,0	649,1
8	2412,0	750,0	563,5
9	1809,0	500,0	452,8
10	1206,0	250,0	283,3

### 5.5.3 Preverjanje mejnih stanj in konstruiranje

5.5.3.4.1 (2) Normirana osna sila  $v_d$  v primarnih potresnih stenah ne sme preseči 0,35.

$$v_d = \frac{N_{Ed}}{A_c \cdot f_{cd}}$$

$$A_c = l_w \cdot b_w = 10.000 \text{ cm}^2,$$

$f_{cd}$  projektna tlačna trdnost betona, za beton C30/37 je to 2,0 kN/cm<sup>2</sup>.

$$v_d = \frac{2500,0}{10.000 \cdot 2,0} = 0,125 < 0,35 \quad (11)$$

### 5.5.3.4.2 Diagonalna tlačna porušitev stojine zaradi striga

(1) Vrednost  $V_{Rd,max}$  se lahko izračuna na naslednji način:

a) izven kritičnih območij:

po EN 1992-1-1:2004, kjer se upošteva dolžino ročice notranjih sil  $z = 0,8l_w$  in naklon tlačnih diagonal glede na navpičnico pod kotom 45 stopinj ( $\tan \theta = 1,0$ ).

b) v kritičnih območjih:

se upošteva 40% vrednosti, ki velja izven kritičnih območij.



$$V_{Rd,max} = \alpha_{cw} \cdot b_w \cdot z \cdot v_1 \cdot f_{cd} / (\cot\theta + \tan\theta) \quad (\text{EN 1992-1-1:2004, 6.2.3})$$

$\alpha_{cw}$  upošteva napetosti v jeklu in je enak 1 za elemente, ki niso prednapeti,

$$z = 0,8 \cdot l_w = 400\text{cm},$$

$$v_1 = v = 0,6 \cdot [1 - f_{ck} / 250] = 0,528$$

$$f_{ck} = 30,0 \text{ Mpa}.$$

$$V_{Rd,max} = 1 \cdot 20,0 \cdot 400,0 \cdot 0,528 \cdot 2,0 / 2 = 4224,0 \text{ kN} \quad (12)$$

a)  $V_{Rd,max} = 4224,0 \text{ kN}$ , izven kritičnega območja.

b)  $V_{Rd,max} = 1689,6 \text{ kN}$ , v kritičnem območju.

$$V_{Ed} = 1049,9 < V_{Rd,max} = 1689,6$$

#### 5.5.3.4.3 Diagonalna natezna porušitev stojine zaradi striga

5.5.3.4.3 (1) P V računu strižne armature stojine v mejnem stanju nosilnosti je treba upoštevati strižno razmerje  $\alpha_s = M_{Ed} / (V_{Ed} l_w)$ . Pri preverjanju strižne nosilnosti v določeni etaži je treba upoštevati maksimalno vrednost  $\alpha_s$  v etaži.

5.5.3.4.3 (2) Če je  $\alpha_s > 2,0$ , veljajo določila EN 1992-1-1:2004 6.2.3(1)-(7), pri čemer upoštevamo vrednosti za  $z$  in  $\tan \theta$  po 5.5.3.4.2(1) a).

5.5.3.4.3 (3) Če je  $\alpha_s < 2,0$  veljajo naslednja določila:

a) vodoravne armaturne palice v stojini morajo zadoščati naslednjemu izrazu (glej EN 1992-1-1:2004, 6.2.3(8)):

$$V_{Ed} < V_{Rd,c} + 0,75 \cdot \rho_h \cdot f_{yd,h} \cdot b_{w0} \cdot \alpha_s \cdot l_w$$

kjer je:

$\rho_h$  delež vodoravne armature v stojini ( $\rho_h = A_h / (b_{w0} \cdot s_h)$ );

$f_{yd,h}$  projektna vrednost meje plastičnosti za vodoravno armaturo v stojini;

$V_{Rd,c}$  projektna vrednost strižne odpornosti (nosilnosti) za elemente brez strižne armature skladno z EN 1992-1-1:2004.

Če je osna sila  $N_{Ed}$  natezna, je treba v kritičnem območju stene upoštevati  $V_{Rd,c} = 0$ .

Za spodnjo etažo velja:

$$\alpha_s = M_{Ed} / (V_{Ed} \cdot l_w) = 6030,0 / (1049,9 \cdot 5,0) = 1,15$$

$$\alpha_s < 2,0$$

$$A_h: 2 \text{ mreži Q 226, to je } 2 \cdot 2,26 = 4,52 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$\rho_h = A_h / (b_{w0} \cdot s_h) = 4,52 \text{ cm}^2 / (20\text{cm} \cdot 100\text{cm}) = 0,0023$$

$$f_{yd,h} = 43,48 \text{ kN/cm}^2 \text{ (MA 500/560)}$$

$$V_{Rd,c} = [C_{Rd,c} \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_l \cdot f_{ck})^{1/3} + k_1 \cdot \sigma_{cp}] \cdot b_w \cdot d \quad (\text{EN 1992-1-1:2004, 6.2.2})$$

$$C_{Rd,c} = 0,18 / \gamma_c = 0,12$$

$$k = 1 + \sqrt{\frac{200}{d[\text{mm}]}} < 2,0, d = 4625\text{mm. Sledi } k = 1,21.$$

$$\rho_l = A_{sl} / (b_w \cdot d) < 0,02$$

$A_{sl}$  je delež natezne armature.

Z računalniškim programom DIAS dobim deformaciji betona in natezne armature, tako da lahko s pomočjo podobnih trikotnikov izračunam dolžino nateznega dela.

Dolžina je 328 cm. Upoštevam vso armaturo na tem delu:

$$A_{sl} = 10 \cdot 0,785 \text{ cm}^2 + 2 \cdot 2,26 \text{ cm}^2/\text{m} \cdot 3,28 \text{ m} = 22,68 \text{ cm}^2$$

$$\rho_l = 22,68 \text{ cm}^2 / (20 \text{ cm} \cdot 462,5 \text{ cm}) = 0,0025$$

$$f_{ck} = 30,0 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{cp} = N_{Ed} / A_c = 2500 \text{ kN} / 10.000 \text{ cm}^2 = 0,25 < 0,2 \cdot f_{cd} = 0,4 \text{ kN/cm}^2$$

Opomba: potrebno je vzeti vrednosti v MPa, torej 2,5, dolžine pa v mm.

$$k_1 = 0,15$$

$$V_{Rd,c} = [0,12 \cdot 1,21 \cdot (100 \cdot 0,0025 \cdot 30)^{1/3} + 0,15 \cdot 2,5] \cdot 200 \text{ mm} \cdot 4625 \text{ mm} = 609778 \text{ N} = 609,8 \text{ kN} \quad (13)$$

$$0,75 \cdot \rho_h \cdot f_{yd,h} \cdot b_{w0} \cdot \alpha_s \cdot l_w = 0,75 \cdot 0,0023 \cdot 43,48 \cdot 20 \cdot 1,15 \cdot 500 = 862,5 \text{ kN} \quad (14)$$

$$\text{Sledi } V_{Ed} = 1049,9 \text{ kN} < 609,8 + 862,5 = 1472,3 \text{ kN}$$

*b) Navpične armaturene palice v stojini, ki so sidrane in preklopljene po višini stene v skladu z EN 1992-1-1:2004, morajo zadoščati pogoju:*

$$\rho_h \cdot f_{yd,h} \cdot b_{w0} \cdot z < \rho_v \cdot f_{yd,v} \cdot b_{w0} \cdot z + \min N_{Ed} \text{ kjer je:}$$

$\rho_v$  delež navpične armature v stojini ( $\rho_v = A_v / b_{w0} \cdot s_v$ );

$f_{yd,v}$  projektna vrednost meje plastičnosti za navpično armaturo v stojini;

in se osna sila  $N_{Ed}$  upošteva kot pozitivna, če je tlačna.

Oсна sila je pozitivna (tlačna), deleža armiranja in karakteristike jekla sta enaka (Q mreži), torej je neenačbi zadoščeno.

#### 5.5.3.4.4 Porušitev zaradi strižnega zdrsa

(1) *P* Na mestih morebitne ravnine strižnega zdrsa (na primer na mestih konstrukcijskih stikov) v kritičnih območjih mora biti izpolnjen pogoj:

$$V_{Ed} < V_{Rd,S}$$

kjer je  $V_{Rd,S}$  projektna vrednost strižne odpornosti proti zdrsu.

(2) Vrednost  $V_{Rd,S}$  se lahko določi na naslednji način:

$$V_{Rd,S} = V_{dd} + V_{id} + V_{fd}$$

z:

$$V_{dd} = \min \left\{ \begin{array}{l} 1,3 \sum A_{sj} \cdot \sqrt{f_{cd} \cdot f_{yd}} \\ 0,25 \cdot f_{yd} \cdot \sum A_{sj} \end{array} \right\}$$

$$V_{id} = \sum A_{si} \cdot f_{yd} \cdot \cos \varphi$$

$$V_{fd} = \min \left\{ \begin{array}{l} \mu_f \cdot \left[ \left( \sum A_{sj} \cdot f_{yd} + N_{Ed} \right) \cdot \xi + M_{Ed} / z \right] \\ 0,5 \cdot \eta \cdot f_{cd} \cdot \xi \cdot l_w \cdot b_{w0} \end{array} \right\}$$

kjer je:

$V_{dd}$  strižna nosilnost zaradi možničnega delovanja navpičnih armaturnih palic;

$V_{id}$  strižna nosilnost poševnih armaturnih palic (pod kotom  $\varphi$  glede na ravnino morebitnega zdrsa, na primer konstrukcijskega stika);

$V_{fd}$  strižna nosilnost zaradi vpliva trenja;

$\mu_f$  koeficient trenja na stiku dveh betonskih površin, za katerega se lahko domneva, da je enak 0,6 pri gladkih stičnih površinah in 0,7 pri grobih stičnih površinah, kot je to določeno v EN 1992-1-1:2004, 6.2.5(2);

$z$  dolžina ročice notranjih sil;

$\xi$  normirana globina nevtralne osi;

$\sum A_{sj}$  skupni prerez navpične armature v stojini in dodatnih armaturnih palic v robnih elementih, ki so bile dodane z namenom povečanja strižne odpornosti proti zdrsu;

$\sum A_{si}$  skupni prerez vseh poševnih armaturnih palic v obeh smereh. Za ta namen je priporočljivo uporabljati palice velikega premera;

$$\eta = 0,6 (1 - f_{ck}(\text{MPa})/250)$$

$N_{Ed}$  vrednost je pozitivna, če je tlačna.

Upoštevam mreži v stojini:

$$\sum A_{sj} = 2,26 \text{ cm}^2 / \text{m} \cdot 2 \cdot 5,0 \text{ m} = 22,60 \text{ cm}^2$$

$$V_{dd} = \min \left\{ \begin{array}{l} 1,3 \cdot 22,60 \cdot (2,0 \cdot 43,48)^{0,5} \\ 0,25 \cdot 43,48 \cdot 22,60 \end{array} \right\} = \min \{274,0 ; 245,7 \text{ kN}\} \quad (15)$$

$$V_{dd} = 245,7 \text{ kN}$$

$$\xi = 1,72 \text{ m} / 5,0 \text{ m} = 0,344$$

$$\eta = 0,6 \cdot [1 - f_{ck} / 250] = 0,528$$

$$V_{fd} = \min \left\{ \begin{array}{l} 0,6 \cdot [(22,60 \text{ cm}^2 \cdot 43,48 \text{ kN} / \text{cm}^2 + 2500 \text{ kN}) \cdot 0,344 + 6030,0 \text{ kNm} / 4,0 \text{ m}] \\ 0,5 \cdot 0,528 \cdot 2,0 \text{ kN} / \text{cm}^2 \cdot 0,344 \cdot 500 \text{ cm} \cdot 20 \text{ cm} \end{array} \right\} \quad (16)$$

$$V_{fd} = \min \{1623,3 ; 1816,3\} \text{ kN} = 1623,3 \text{ kN}$$

$$V_{Rd,S} = 245,7 + 1623,3 = 1869,0 \text{ kN.}$$

$$V_{Ed} = 1049,9 \leq 1869,0 \text{ kN.}$$

V obravnavani steni poševno krivljene palice niso potrebne ( $V_{id} = 0$ ).

#### 5.5.3.4.5 Konstruiranje za zagotovitev lokalne duktilnosti

5.5.3.4.5 (1) Višina kritičnega območja  $h_{cr}$  nad vpetjem stene se lahko oceni z:

$$h_{cr} = \max[l_w, h_w / 6]$$

z omejitvijo:

$$h_{cr} \leq 2 \cdot l_w \text{ in}$$

$$h_{cr} \leq h_s \text{ za } n \leq 6 \text{ etaž oz. } h_{cr} \leq 2 \cdot h_s \text{ za } n \geq 7 \text{ etaž,}$$

kjer je  $h_s$  svetla etažna višina in je mesto vpetja definirano na nivoju temeljev ali na vrhu kletne etaže s togo ploščo in togimi obodnimi stenami.

$$h_s = 2,6 \text{ m.}$$

$$h_{cr} = \max [5,0 \text{ m}, 4,67 \text{ m} ], \leq 5,2 \text{ m.}$$

$$h_{cr} = 5,0 \text{ m.}$$

5.5.3.4.5 (2) V kritičnih območjih sten mora biti vrednost faktorja duktilnosti za ukrivljenost  $\mu_\phi$  vsaj enaka vrednosti iz izrazov (5.4) in (5.5) v 5.2.3.4(3). V teh izrazih se zamenja osnovno vrednost faktorja obnašanja  $q_0$  s produktom  $q_0$  in maksimalne vrednosti razmerja  $M_{Ed}/M_{Rd}$ , ki je določeno ob vpetju stene za potresno projektno stanje. Pri tem je  $M_{Ed}$  projektni upogibni moment iz analize in  $M_{Rd}$  projektna upogibna nosilnost.

5.2.3.4(3) Če nimamo natančnejših podatkov, je faktor duktilnosti za ukrivljenost  $\mu_\phi$  vsaj enak vrednostim v izrazih (5.4) in (5.5).  $\mu_\phi$  je definiran z razmerjem med ukrivljenostjo pri 85% upogibne nosilnosti v postkritičnem območju (na padajočem delu krivulje moment – ukrivljenost) in ukrivljenostjo na meji plastičnosti, ob pogoju, da mejni deformaciji betona  $\varepsilon_{cu}$  in armature  $\varepsilon_{su,k}$  nista preseženi.

$$\mu_\phi = 2q_0 - 1 \text{ če } T_1 \geq T_C$$

$$\mu_\phi = 1 + 2(q_0 - 1)T_C/T_1 \text{ če } T_1 < T_C$$

kjer je  $q_0$  ustrezna osnovna vrednost faktorja obnašanja in  $T_1$  osnovna nihajna doba stavbe (obe količini sta vzeti za ravnino, v kateri nastopi upogib).  $T_C$  je zgornja meja nihajnega časa na območju spektra, kjer ima spektralni pospešek konstantno vrednost.

Izraza (5.4) in (5.5) sta zasnovana na zvezi med  $\mu_\phi$  in faktorjem duktilnosti za pomike  $\mu_\delta$ :  $\mu_\phi = 2\mu_\delta - 1$  (kar je običajno konzervativna predpostavka za betonske elemente) in na naslednji zvezi med  $\mu_\delta$  in  $q$ :  $\mu_\delta = q$ , če je  $T_1 \geq T_C$  in  $\mu_\delta = 1 + (q-1)T_C/T_1$  če je  $T_1 < T_C$ . Uporabljena je vrednost  $q_0$  namesto  $q$ , ker je pri nepravilnih stavbah  $q$  manjši od  $q_0$  in se na ta način upošteva, da je za zaščito nepravilnih stavb potrebna večja nosilnost za vodoravno obremenitev. Vendar so lahko zahteve za lokalno duktilnost večje od tistih, ki izhajajo iz  $q$ . Zato zmanjšanje kapacitete duktilnosti za ukrivljenost ni upravičeno.

$$T_1 = 1,14 \text{ s} > T_c = 0,60 \text{ s}$$

$$q_0 = 4,4 \cdot 6030,0 / 8200 = 3,24.$$

$$\mu_\phi = 2 \cdot q_0 - 1 = 2 \cdot 3,24 - 1 = 5,48$$

5.5.3.4.5 (3) Če se ne uporabi bolj natančna metoda, se lahko predpisana vrednost  $\mu_\phi$  iz točke (2) tega podčlena zagotovi z armaturo objetja v robnih območjih prereza stene, ki jih imenujemo robni elementi. Dolžina območja robnih elementov je določena s točko (6) tega podčlena, količina armature objetja pa je določena s točko (4) tega podčlena.

5.5.3.4.5 (4) Za stene pravokotnega preseka mora mehanski volumski delež potrebne armature objetja  $\omega_{wd}$  v robnih elementih ustrezati naslednjemu izrazu:

$$\alpha \omega_{wd} \geq 30 \cdot \mu_{\phi} (v_d + \omega_v) \varepsilon_{sy,d} \frac{b_c}{b_0} - 0,035$$

kjer je  $\mu_{\phi}$  definirana v točki (2) tega podčlena in so ostali parametri definirani v 5.4.3.2.2(8), z izjemo  $\omega_v$ , ki je mehanski delež navpične armature v stojini

$$\omega_v = \rho_v \cdot f_{yd,v} / f_{cd}$$

$\omega_{wd}$  mehanski volumski delež (zaprtih) stremen, ki objemajo betonsko jedro kritičnega območja:

$$\omega_{wd} = (\text{prostornina stremen za objetje} / \text{prostornina objetega betonskega jedra}) \cdot (f_{yd} / f_{cd});$$

$\mu_{\phi}$  zahtevana vrednost faktorja duktilnosti za ukrivljenost;

$v_d$  normirana projektna osna sila ( $v_d = N_{Ed} / A_c \cdot f_{cd}$ );

$\varepsilon_{sy,d}$  projektna vrednost deformacije na meji plastičnosti za natezno armaturo;

$h_c$  višina celega betonskega prereza (merjena v vodoravni smeri, ki ustreza  $\mu_{\phi}$ );

$h_0$  višina objetega jedra (merjena do srednje črte stremen);

$b_c$  širina celega betonskega prereza;

$b_0$  širina objetega jedra (merjena do srednje črte stremen);

$\alpha$  faktor učinkovitosti objetja betonskega jedra, ki je enak  $\alpha = \alpha_n \cdot \alpha_s$

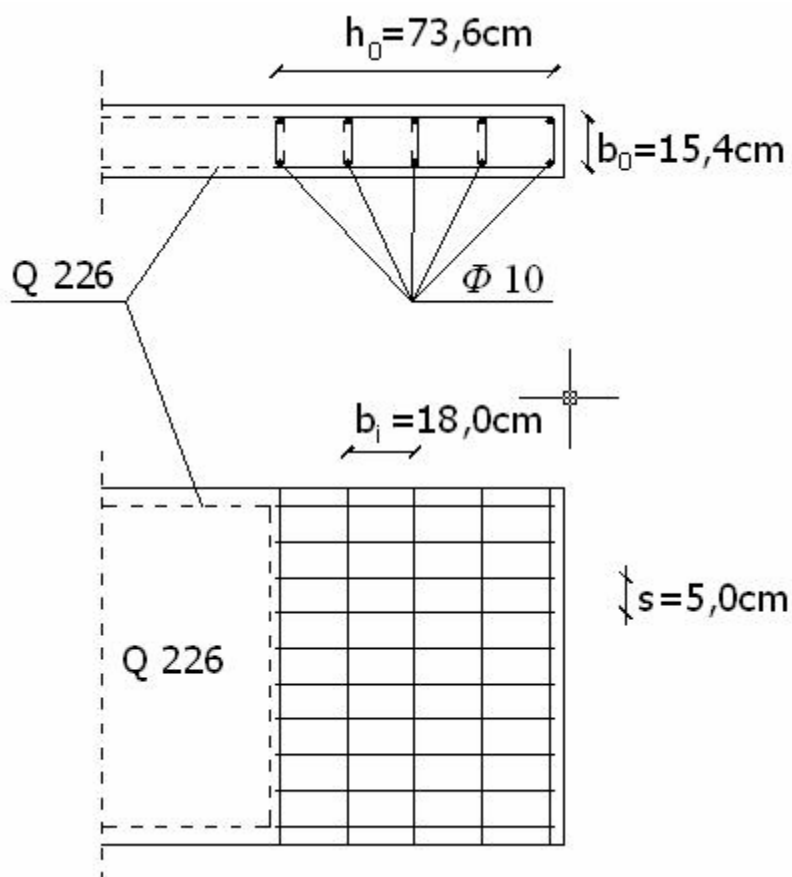
Pri tem velja za pravokotne prereze:

$$\alpha_n = 1 - \sum b_i^2 / 6b_0h_0$$

$$\alpha_s = (1 - s / 2 b_0) (1 - s / 2 h_0),$$

kjer je:

$n$  skupno število vzdolžnih armaturnih palic, ki jih v prečni smeri podpirajo stremena ali prečne vezi, in  $b_i$  razdalja med sosednjimi podprtimi palicami.



Slika 5: Objetje betonskega jedra

$b_i = 18,0$  cm oz.  $13,8$  cm,  $b_0 = 15,4$  cm,  $h_0 = 73,6$  cm

Za izračun potrebujemo še razdaljo med stremenji, kar določajo členi v nadaljevanju.

5.5.3.4.5 (10) V območju robnih elementov sten veljajo zahteve iz 5.5.3.2.2(12), minimalna vrednost za  $\omega_{wd}$  pa je 0.12. Uporabi se preklopljena zaprta stremena, tako da je vsaka druga palica objeta s stremenom ali prečno vezjo.

5.5.3.2.2 (11)P V kritičnih območjih primarnih potresnih stebrov je treba postaviti stremena in prečne vezi s premerom vsaj 6 mm na takšni medsebojni razdalji, da je zagotovljena minimalna duktilnost in preprečen lokalni uklon vzdolžnih armaturnih palic. Stremena morajo biti oblikovana tako, da ustvarjajo ugodno triosno napetostno stanje v objetem jedru.

5.5.3.2.2 (12) Upošteva se, da so minimalni pogoji iz (11)P tega podčlena izpolnjeni, če so izpolnjeni vsi naslednji pogoji:

a) premer stremen  $d_{bw}$  je vsaj enak

$$d_{bw} \geq 0,4 \cdot d_{bL,max} \cdot \sqrt{f_{ydL} / f_{ydw}}$$

$d_{bL,max}$  je oznaka za premer najdebelejše vzdolžne armaturne palice. V obravnavanem primeru je to 10 mm.

$$d_{bw} \geq 0,4 \cdot d_{bL,max} \sqrt{f_{ydL} / f_{ydw}} = 0,4 \cdot 10 \text{ mm} \cdot 1,0 = 4,0 \text{ mm} \quad (17)$$

Izberem minimalni premer stremen, ki je enak 6 mm.

b) razdalja med stremeni  $s$  (v milimetrih) ni večja od:

$$s = \min\{b_0 / 3; 125; 6d_{bL}\}$$

kjer je  $b_0$  (v milimetrih) minimalna dimenzija betonskega jedra (merjena do srednje črte stremen), in  $d_{bL}$  minimalni premer vzdolžnih armaturnih palic (v milimetrih).

Vse vzdolžne armaturne palice so enakega premera 10 mm.

$$s = \min\{154 / 3; 125; 6 \cdot 10\} = \{51, 125, 60\} \text{ mm}$$

$$s = 5,0 \text{ cm}$$

c) razdalja med dvema sosednima vzdolžnima armaturnima palicama, ki ju podpirajo stremena ali prečne vezi, ne sme biti večja od 200 mm.

Razdalja je 180 mm.

$$\omega_{wd} = [(2 \cdot (73,6 \text{ cm} + 15,4 \text{ cm}) + 3 \cdot 15,4 \text{ cm}) \cdot (0,6^2 \text{ cm}^2 \cdot 3,14 / 4)] / (5,1 \text{ cm} \cdot 73,6 \text{ cm} \cdot 15,4 \text{ cm}) \cdot (34,78 / 2,0)$$

$$\omega_{wd} = 0,191 > 0,12 \quad (18)$$

$$v_d = N_{Ed} / (A_c \cdot f_{cd}) = 0,125$$

$$\omega_v = 0,0023 \cdot 43,48 / 2,0 = 0,050$$

$$\varepsilon_{sy,d} = 34,78 / 20.000 = 0,0017$$



$$\alpha_n = 1 - (8 \cdot 18^2 + 2 \cdot 13,8^2) / (6 \cdot 15,4 \cdot 73,6) = 0,563$$

$$\alpha_s = (1 - 5,1 / 2 \cdot 15,4) (1 - 5,1 / 2 \cdot 73,6) = 0,806$$

$$\alpha = 0,563 \cdot 0,806 = 0,454$$

$$0,454 \cdot 0,191 \geq 30 \cdot 5,48 \cdot (0,125 + 0,050) \cdot 0,0017 \cdot 20,0 / 15,4 - 0,035$$

$$0,087 \geq 0,029$$

(19)

Neenačbi je zadoščeno, torej je delež armature objetja ustrezen.

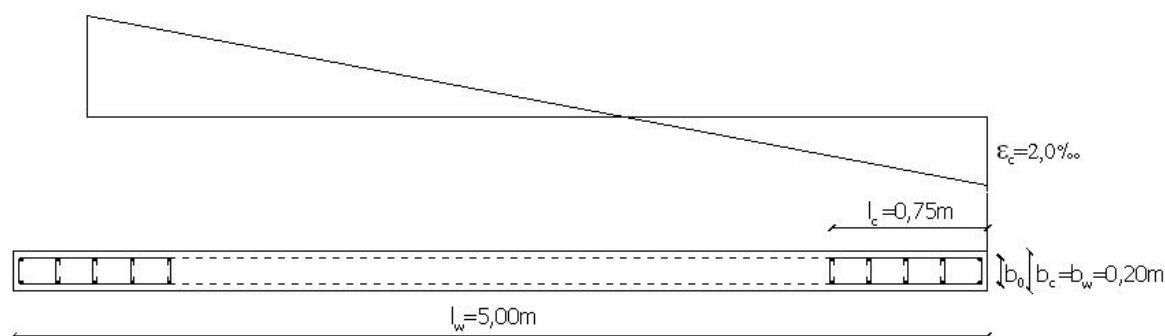
5.5.3.4.5 (11) *Robne elemente se zagotovi tudi na dolžini ene etaže nad kritičnim območjem. V tem območju je vsaj polovico toliko armature objetja kot v kritičnem območju.*

Odločimo se, da bosta prvi dve etaži armirani kot kritično območje, torej stremena  $\Phi 6$  na 5,0 cm. Tretja etaža pa bo imela 2 krat manj armature objetja, to je  $\Phi 6$  na 10,0 cm.

5.5.3.4.5 (12) *V steni nad kritičnim območjem veljajo glede navpične, vodoravne in prečne armature samo primerna pravila iz EN 1992-1-1:2004. Vendar pa je na tistih delih prereza, kjer je v potresnem projektnem stanju tlačna deformacija  $\epsilon_c$  večja od 0,002, minimalni delež vzdolžne armature 0,005.*

Zadostujeta 2 mreži Q 226.

Da deformacija betona ne preseže dveh promilov dokažem na podoben način kot pri izračunu nevtralne osi. Tokrat na robu prereza predpostavim deformacijo 0,002 in pri dani osni sili (se spreminja po etažah) izračunam upogibno nosilnost. V vsaki etaži posebej mora biti obremenitev manjša od nosilnosti.



Slika 6: Maksimalna deformacija betona

5.5.3.4.5 (16) Da se izniči neugodne vplive in nezanesljivosti zaradi razpokanja stene vzdolž delovnega stika, se skozi mesta delovnih stikov položi polno sidrana navpična armatura. Namen te armature je ponovna zagotovitev strižne nosilnosti, ki jo je imel nerazpokan beton. Količina te armature je določena z minimalnim deležem  $\rho_{min}$ :

$$\rho_{min} = \left\{ \begin{array}{l} (1,3 \cdot f_{ctd} - N_{Ed} / A_w) / (f_{yd} \cdot (1 + 1,5 \sqrt{f_{ctd} / f_{yd}})) \\ 0,0025 \end{array} \right\}$$

kjer je  $A_w$  celotna površina vodoravnega prereza stene in je vrednost  $N_{Ed}$  pozitivna, če je tlačna.

$f_{ctd}$  je projektna natezna trdnost betona,  $f_{ctd} = f_{ctk,0,05} / \gamma_c$

$$f_{ctd} = 0,2 \text{ kN/cm}^2 / 1,5 = 0,133 \text{ kN/cm}^2$$

$$\rho_{min} = 0,0025. \quad (20)$$

Zahtevano vrednost dosežemo tako, da vlečemo 4 robne palice premera 10 mm na obeh straneh stene do vrha.

Dejanski delež armiranja v prerezih nad kritičnim območjem je 0,0029.

## 4.2 Konzolna stena pravokotnega prereza, projektirana za srednjo stopnjo duktilnosti

Upoštevamo, da so karakteristike prereza enake in v nadaljevanju omenjamo le člene, ki se razlikujejo od projektiranja za visoko stopnjo duktilnosti (DCH).

Izračun faktorja obnašanja  $q$  (5.2.2.2):

$$q = q_0 \cdot k_w = 3,0 \cdot 1,0 = 3,0$$

$$k_w = (1 + \alpha_0) / 3 \leq 1$$

$$k_w = 2,2 > 1, \text{ torej je } k_w = 1.$$

$$\alpha_0 = h_w / l_w = 28,0 / 5,0 = 5,6$$

Preglednica 3: Rezultati analize pri projektiranju za DCM, za konzolno steno pravokotnega prereza

Etaže:	$M$ [kNm]	$N$ [kN]	$V$ [kN]
1	8862,1	2500,0	490,6
2	7621,9	2250,0	478,0
3	6438,8	2000,0	452,5
4	5331,5	1750,0	417,8
5	4306,8	1500,0	379,3
6	3360,3	1250,0	341,4
7	2483,0	1000,0	305,1
7	1673,4	750,0	265,4
9	950,3	500,0	211,8
10	362,5	250,0	129,5

Prvi nihajni čas ( $T_1$ ) je 1,14 s.

$$S_d = 1,24 \text{ m/s}^2.$$

Pomik  $d_e$  na vrhu stene, določen z linearno analizo, je enak 6,0 cm.

$$q_d = q$$

$$d_s = q_d \cdot d_e = 6,0 \text{ cm} \cdot 3,0 = 18,0 \text{ cm} \quad (21)$$

Dejanski pomik je enak 18,0 cm in je enak dejanskemu pomiku enake stene, projektirane za visoko stopnjo duktilnosti (DCH).

*5.4.2.4 (6)P Upoštevati je treba možno povečanje prečnih sil zaradi plastifikacije ob vpetju primarnih potresnih sten.*

*5.4.2.4 (7) Zahtevi (6)P tega podčlena se lahko zadosti, če se upošteva projektne prečne sile, ki so za 50% večje od tistih, ki so bile določene z analizo.*

Preglednica 4: Projektne notranje količine pri projektiranju za DCM, za konzolno steno pravokotnega prereza

Etaže:	$M_{Ed}$ [kNm]	$N_{Ed}$ [kN]	$V_{Ed}$ [kN]
1	8862,1	2500,0	735,9
2	8862,1	2250,0	717,0
3	7975,9	2000,0	678,8
4	7089,7	1750,0	626,7
5	6203,5	1500,0	569,0
6	5317,3	1250,0	512,1
7	4431,1	1000,0	457,7
8	3544,8	750,0	398,1
9	2658,6	500,0	317,7
10	1772,4	250,0	194,3

#### 5.4.3.4 Duktilne stene

##### 5.4.3.4.1 Upogibna in strižna nosilnost

5.4.3.4.1 (1) *P Če ni v naslednjih odstavkih določeno drugače, je treba upogibno in strižno nosilnost določiti v skladu z EN 1992-1-1:2004, pri čemer se uporabi vrednost osne sile iz analize za potresno projektno stanje.*

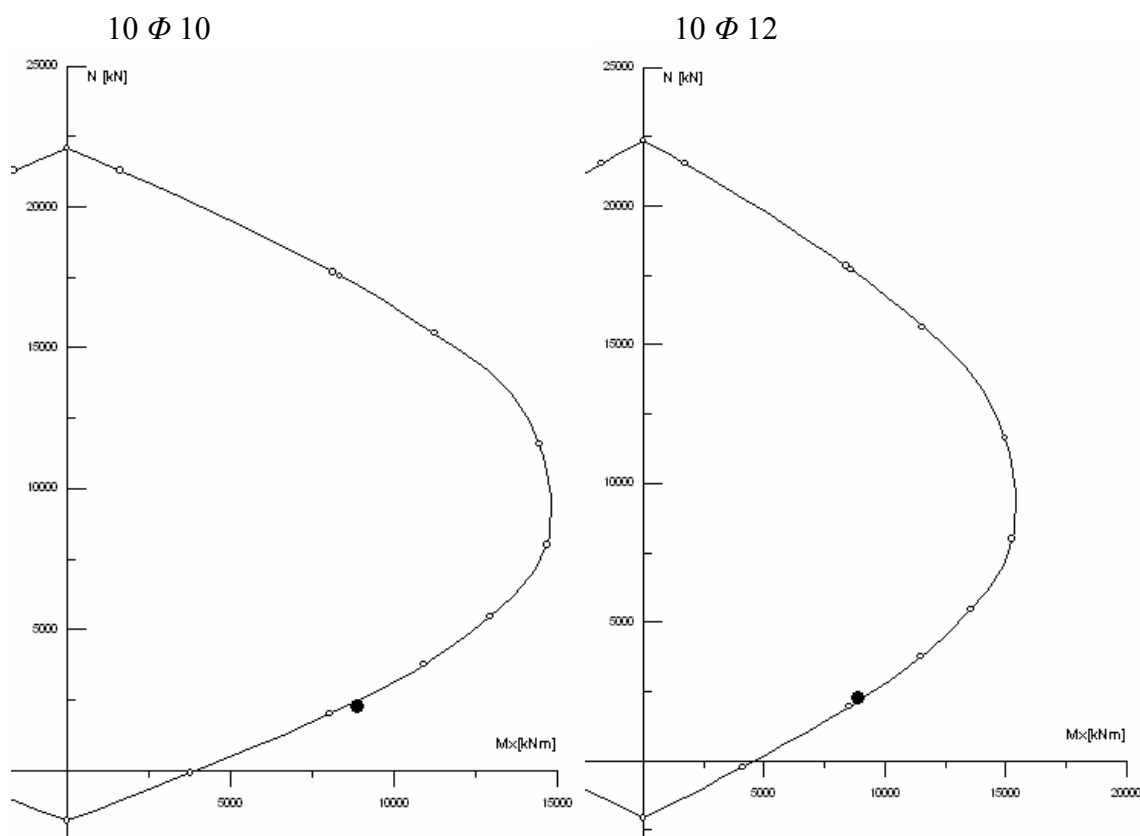
5.4.3.4.1 (2) *Normirana osna sila  $v_d$  v primarnih potresnih stenah ne sme preseči 0,4.*

$$v_d = \frac{2500,0}{10.000 \cdot 2,0} = 0,125 < 0,4 \quad (22)$$

5.4.3.4.1 (3) *P V računu upogibne nosilnosti prerezov sten se mora upoštevati navpična armatura v stojini.*

Minimalna armatura v robnih stebrih (10 palic  $\Phi$  10) ne zadostuje za prevzem momenta, kar je lepo razvidno na levi strani slike 7.

Izberem 10 palic  $\Phi$  12 na steber.  $\rho = 10 \cdot 1,13 \text{ cm}^2 / (20 \text{ cm} \cdot 75 \text{ cm}) = 0,0075$



Slika 7: Dimenzioniranje prereza pri projektiranju za DCM

Minimalni delež horizontalne armature je predpisan v Nacionalnem dodatku k SIST EN 1992-1-1, 9.6.3 (1), (88)P in je enak:

$$A_{s,hmin} = 0,002 A_c$$

$$A_{s,hmin} = 0,002 \cdot 20 \text{ cm} \cdot 100 \text{ cm} = 4,0 \text{ cm}^2$$

Izberem mrežno armaturo MA 500/560, dve mreži Q 226.

$$A_{s,h} = 2 \cdot 2,26 \text{ cm}^2 / \text{m} = 4,52 \text{ cm}^2 / \text{m} > 4,0 \text{ cm}^2 / \text{m} \quad (23)$$

Kontrola striga:

Najprej preverimo če lahko sam beton prevzame obremenitev:

$$V_{Rd,c} = [C_{Rd,c} \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_l \cdot f_{ck})^{1/3} + k_l \cdot \sigma_{cp}] \cdot b_w \cdot d \quad (\text{EN 1992-1-1:2004, 6.2.2})$$

kjer je:

$$C_{Rd,c} = 0,18 / \gamma_c = 0,18 / 1,5 = 0,12$$

$$k = 1 + \sqrt{\frac{200}{d[\text{mm}]}} < 2,0, d = 4620\text{mm. Sledi } k = 1,21.$$

$$\rho_1 = A_{sl} / (b_w \cdot d) < 0,02$$

$A_{sl}$  je delež natezne armature.

Z računalniškim programom DIAS dobim deformaciji betona in natezne armature, tako da lahko s pomočjo podobnih trikotnikov izračunam dolžina nateznega dela.

Dolžina je 347 cm. Upoštevam vso armaturo na tem delu:

$$A_{sl} = 10 \cdot 1,13 \text{ cm}^2 + 2 \cdot 2,26 \text{ cm}^2/\text{m} \cdot 3,47\text{m} = 26,99 \text{ cm}^2$$

$$\rho_1 = 26,99\text{cm}^2 / (20 \text{ cm} \cdot 462 \text{ cm}) = 0,0029$$

$$f_{ck} = 30,0 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{cp} = N_{Ed} / A_c = 2500\text{kN} / (20 \cdot 500) \text{ cm}^2 = 0,25 \text{ kN/cm}^2 < 0,2 \cdot f_{cd} = 0,4 \text{ kN/cm}^2$$

Potrebno je vzeti vrednosti v MPa, torej 2,5, dolžine pa v mm.

$$k_1 = 0,15$$

$$\begin{aligned} V_{Rd,c} &= [0,12 \cdot 1,21 \cdot (100 \cdot 0,0029 \cdot 30)^{1/3} + 0,15 \cdot 2,5] \cdot 200 \text{ mm} \cdot 4620 \text{ mm} = \\ &= 622440 \text{ N} = 622,4 \text{ kN} \end{aligned} \quad (24)$$

Najmanjša vrednost pa je:

$$V_{Rd,c} = (v_{\min} + k_1 \cdot \sigma_{cp}) \cdot b_w \cdot d \quad (\text{EN 1992-1-1:2004, 6.2.2})$$

kjer je:

$$v_{\min} = 0,035 \cdot k^{3/2} \cdot f_{ck}^{1/2}$$

$$v_{\min} = 0,035 \cdot 1,21^{3/2} \cdot 30^{1/2} = 0,255$$

$$V_{Rd,c} = (0,255 + 0,15 \cdot 2,5) \cdot 200 \cdot 4620 = 582120 \text{ N} = 582,1 \text{ kN} \quad (25)$$

Sledi  $V_{Rd,c} = 622,4 \text{ kN}$

$V_{Ed} = 735,9 \text{ kN} > V_{Rd,c}$ , torej sam beton ne zadostuje.

Kot prečne ojačitve v stojini upoštevamo vodoravne palice mreže.

Za elemente z pravokotnimi prečnimi ojačitvami, je strižna nosilnost  $V_{Rd}$  manjša vrednost od:

$$V_{Rd,s} = \frac{A_{sw}}{s} z \cdot f_{ywd} \cdot \cot \theta \text{ in}$$

$$V_{Rd,max} = \alpha_{cw} \cdot b_w \cdot z \cdot v_1 \cdot f_{cd} / (\cot \theta + \tan \theta), \quad (\text{EN 1992-1-1:2004, 6.2.3})$$

kjer je:

$A_{sw}$  prerez prečnih ojačitev,

$s$  razmak med stremeni.

Kot prečne ojačitve upoštevam vodoravne palice v mrežni armaturi (2 krat Q-226).

$$A_{sw} / s = 2 \cdot 2,26 \text{ cm}^2 / \text{m} = 4,52 \text{ cm}^2 / \text{m}$$

$z$  je ročica notranjih sil in je enaka:

$$z = 0,9 \cdot d = 0,9 \cdot 4,62 = 4,16 \text{ m}$$

$$d = 5,0 \text{ m} - 0,38 \text{ m} = 4,62 \text{ m}$$

$$f_{ywd} = 43,48 \text{ kN/cm}^2 \text{ za MA 500/560}$$

Privzamemo vrednost  $\theta = 45$  stopinj,

$\alpha_{cw}$  upošteva napetosti v jeklu in je enak 1 za elemente, ki niso prednapeti,

$$\nu_1 = \nu = 0,6 \cdot [1 - f_{ck} / 250] = 0,528, \text{ kjer je } f_{ck} 30,0 \text{ Mpa.}$$

$f_{cd}$  je  $2,0 \text{ kN/cm}^2$  za beton C30/37.

$$V_{Rd,s} = 4,52 \text{ cm}^2 / \text{m} \cdot 4,16 \text{ m} \cdot 43,48 \text{ kN/cm}^2 \cdot 1 = 817,6 \text{ kN} \quad (26)$$

$$V_{Rd,max} = 1 \cdot 20 \text{ cm} \cdot 416 \text{ cm} \cdot 0,528 \cdot 2,0 \text{ kN/cm}^2 / 2 = 4393,0 \text{ kN} \quad (27)$$

$$V_{Ed} = 735,9 \text{ kN} < V_{Rd} = V_{Rd,s} = 817,6 \text{ kN}$$

#### 5.4.3.4.2 Konstruiranje za zagotovitev lokalne duktilnosti

$$q_0 = 3,0 \cdot 8862,1 / 10000 = 2,66$$

$$\mu_\varphi = 2 \cdot q_0 - 1, \text{ za } T_1 > T_c$$

$$\mu_\varphi = 2 \cdot 2,66 - 1 = 4,32$$

5.4.3.4.2 (9) Na območju robnih elementov sten veljajo določila 5.4.3.2.2(9) in (11). Uporabljajo se preklopljena stremena tako, da streme ali prečna vez objame vsako drugo palico.

5.4.3.2.2 (9) V kritičnem območju ob vpetju primarnih potresnih stebrov mora znašati vrednost  $\omega_{wd}$  vsaj 0,08.

5.4.3.2.2 (10)P V kritičnih območjih primarnih potresnih stebrov je treba postaviti stremena in prečne vezi s premerom vsaj 6 mm na takšni medsebojni razdalji, da je zagotovljena minimalna duktilnost in preprečen lokalni uklon vzdolžnih armaturnih palic. Stremena morajo biti oblikovana tako, da ustvarjajo ugodno triosno napetostno stanje v objetem jedru.

5.4.3.2.2 (11) Upošteva se, da so minimalni pogoji iz (10)P tega podčlena izpolnjeni, če so izpolnjeni naslednji pogoji:

a) razmak stremen  $s$  (v milimetrih) ne presega:

$$s = \min\{b_0/2; 175; 8d_{bL}\}$$

kjer je:

$b_0$  (v milimetrih) minimalna dimenzija betonskega jedra (merjena do srednje črte stremen), in  $d_{bL}$  minimalni premer vzdolžnih armaturnih palic (v milimetrih).

Vse vzdolžne palice v robnih elementih so premera 16 mm.

$$s = \min\{154/2; 175; 8 \cdot 16\} = \{77, 175, 128\} \text{ mm}$$

$$s = 7,5 \text{ cm}$$

b) razdalja med dvema sosednima vzdolžnima armaturnima palicama, ki ju podpirajo stremena ali prečne vezi, ne sme biti večja od 200 mm, ob upoštevanju EN 1992-1-1:2004, 9.5.3(6).

Razdalja je 180 mm.

$$\omega_{wd} = [(2 \cdot (74,2\text{cm} + 15,4\text{cm}) + 3 \cdot 15,4 \text{ cm}) \cdot (0,6^2\text{cm}^2 \cdot 3,14 / 4)] / (7,7\text{cm} \cdot 74,2\text{cm} \cdot 15,4\text{cm}) \cdot (34,78 / 2,0)$$
$$\omega_{wd} = 0,126 > 0,08 \quad (28)$$

$$v_d = N_{Ed} / (A_c \cdot f_{cd}) = 0,125$$

$$\omega_v = \rho_v \cdot f_{yd,v} / f_{cd} = 0,0023 \cdot 43,48 / 2,0 = 0,050$$

$$\alpha_n = 1 - (8 \cdot 18^2 + 2 \cdot 13,2^2) / (6 \cdot 15,4 \cdot 74,2) = 0,571$$

$$\alpha_s = (1 - 7,7 / 2 \cdot 15,4) (1 - 7,7 / 2 \cdot 74,2) = 0,711$$

$$\alpha = 0,571 \cdot 0,711 = 0,406$$



$$\alpha\omega_{wd} \geq 30 \cdot \mu_{\phi} (\nu_d + \omega_v) \varepsilon_{sy,d} \frac{b_c}{b_0} - 0,035$$

$$0,406 \cdot 0,126 \geq 30 \cdot 4,32 \cdot (0,125 + 0,050) \cdot 0,0017 \cdot 20,0 / 15,4 - 0,035$$

$$0,051 \geq 0,015 \quad (29)$$

Neenačbi je zadoščeno, torej je delež armature objekta ustrezen.

5.4.3.4.2 (12) *Prečno armaturo v robnih elementih v skladu s točkami (4)-(10) tega podčlena se lahko določi samo v skladu z EN 1992-1-1:2004, če je izpolnjen eden od naslednjih pogojev:*

- a) velikost normirane projektne osne sile  $\nu_d$  ni večja od 0,15 ali
- b) velikost  $\nu_d$  ni večja od 0,20 in  $q$ -faktor v analizi se zmanjša za 15%.

$\nu_d = 0,125$ , torej je izpolnjen pogoj pod a). Prečno armaturo v robnih elementih bi torej lahko določili po EC2.

Steno enakega prečnega prereza smo analizirali še za primer manjšega pospeška (0,1g) in manjšega nihajnega časa (5 etaž), tako za projektiranje za visoko stopnjo duktilnosti (DCH), kot tudi za srednjo stopnjo duktilnosti (DCM) in rezultate primerjali v tabeli.

Preglednica 5: Primerjava konzolnih sten pravokotne oblike

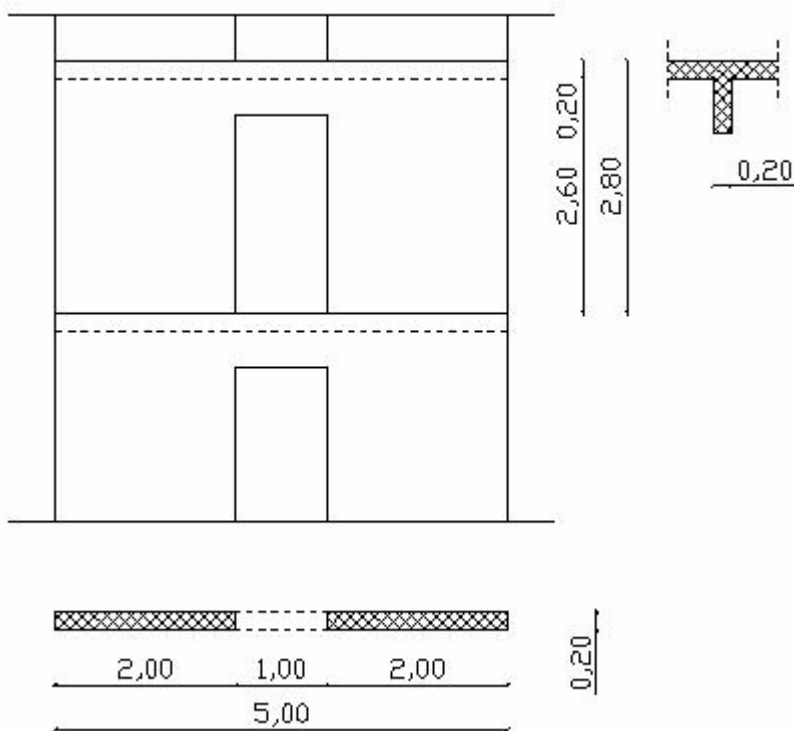
Stop. duktil.	Št. etaž	$a_g$	$M_{Ed}$ [kNm]	$N_{Ed}$ [kN]	$V$ [kN]	$\varepsilon$	$V_{Ed}$ [kN]	$T_1$ [s]	$S_d$ [m/s <sup>2</sup> ]	Arm. palice	Mreže	Min. arm.
DCH	10	0,25g	6030,0	2500,0	337,6	3,11	1049,9	1,14	0,84	10 $\Phi$ 10	Q 226	DA
DCM	10	0,25g	8862,1	2500,0	490,6	1,5	735,9	1,14	1,24	10 $\Phi$ 12	Q 226	NE
DCH	10	0,1g	2420,4	2500,0	135,4	4,40	595,8	1,14	0,34	10 $\Phi$ 10	Q 226	DA
DCM	10	0,1g	3536,5	2500,0	195,9	1,5	293,9	1,14	0,49	10 $\Phi$ 10	Q 226	DA
DCH	5	0,25g	3155,7	1250,0	305,8	2,69	822,6	0,32	1,60	10 $\Phi$ 10	Q 226	DA
DCM	5	0,25g	4627,7	1250,0	438,0	1,5	657,0	0,32	2,35	10 $\Phi$ 10	Q 226	DA

Opazimo, da v primeru stene, z desetimi etažami, projektirane za srednjo stopnjo duktilnosti (DCM) in maksimalni predvideni horizontalni pospešek 0,25g, minimalna armatura ne zadostuje za prevzem upogibnega momenta.

Ugotovitev je v skladu z našimi pričakovanji, da je pri projektiranju za srednjo stopnjo duktilnosti (DCM), potrebno več armature kot pri projektiranju za visoko stopnjo duktilnosti (DCH).

### 4.3 Stena z odprtinami projektirana za visoko stopnjo duktilnosti

Celotna stena je enakih dimenzij kot prejšnja, le da ima v sredini odprtine dimenzij 1,0 m x 2,2 m.



Slika 8: Dimenzije stene z odprtinami

Izračunamo upogibno in strižno togost. Upoštevamo razpokan presek (4.3.1 (7)).

$$I = (b_w \cdot l_w^3 / 12) / 2 = (0,2\text{m} \cdot (2,0\text{m})^3 / 12) / 2 = 0,0667\text{m}^4, \quad (30)$$

$$A_s = (b_w \cdot l_w / 1,2) / 2 = (0,2\text{m} \cdot 2,0\text{m} / 1,2) / 2 = 0,1667\text{m}^2 \quad (31)$$

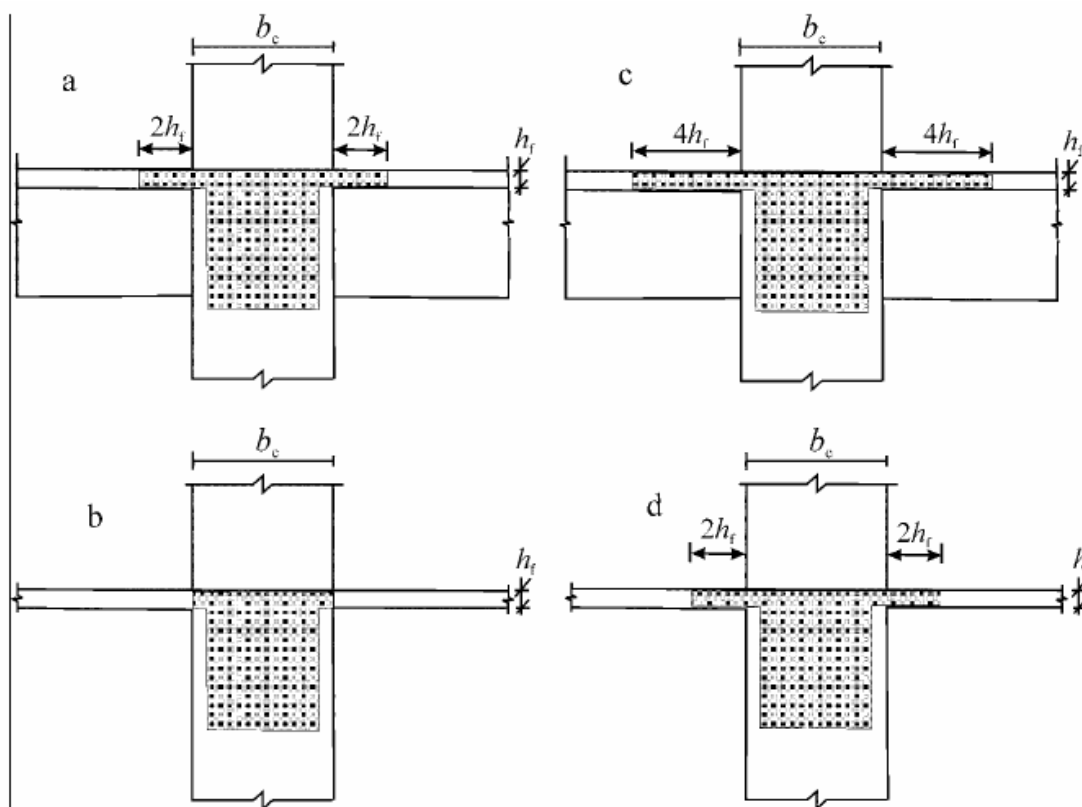
5.5.1.2.1 (1)P Širina primarnih potresnih gred ne sme biti manjša od 200 mm.

Greda je pravokotnega prereza, širine 20 cm in višine 60 cm.

5.5.1.2.1 (5)P Sodelujočo širino pasnice  $b_{eff}$  se lahko predpostavi takole:

a) za primarne potresne grede ob zunanjih stebrih se upošteva, da je sodelujoča širina enaka širini stebra  $b_c$ , če v prečni smeri ni grede (slika b). Če pa je v prečni smeri greda, se lahko sodelujočo širino na vsaki strani poveča za  $2h_f$  (slika a).

b) za primarne potresne grede ob notranjih stebrih se lahko zgoraj navedene sodelujoče širine poveča za  $2h_f$  na vsaki strani grede (sliki c in d).



Slika: Sodelujoča širina  $b_{eff}$  pasnice gred, ki so vpete v stebre

V prečni smeri ni grede. Upoštevamo, da gre za steno z odprtinami, ki se ne nahaja na robu (slika d). V primeru robne stene, bi bilo potrebno zmanjšati osno silo zaradi lastne teže za polovico.

Lastnosti prereza prečk:

$$x_T = \frac{0,4\text{m} \cdot 0,2\text{m} \cdot 0,2\text{m} + 1,0\text{m} \cdot 0,2\text{m} \cdot 0,5\text{m}}{0,4\text{m} \cdot 0,2\text{m} + 1,0\text{m} \cdot 0,2\text{m}} = 0,41 \text{ m} \quad (32)$$

$$I = (0,2\text{m} \cdot (0,4\text{m})^3 / 12) / 2 + (1,0\text{m} \cdot (0,2\text{m})^3 / 12) / 2 + [(0,41\text{m} - 0,2\text{m})^2 \cdot 0,2\text{m} \cdot 0,4\text{m} + (0,5\text{m} - 0,41\text{m})^2 \cdot 0,2\text{m} \cdot 1,0\text{m}] / 2 = 0,00344 \text{ m}^4, \quad (33)$$

$$A_s = (b \cdot l) / 2 = (0,2\text{m} \cdot 0,6\text{m}) / 2 = 0,06 \text{ m}^2 \quad (34)$$

Izračun faktorja obnašanja  $q$  (5.2.2.2):

$$q = q_0 \cdot k_w = 5,4 \cdot 1,0 = 5,4$$

Za sistem povezanih sten (sten z odprtini), za stopnjo duktilnosti DCH, se  $q_0$  izračuna tako:

$$q_0 = 4,5 \cdot \alpha_u / \alpha_1 = 4,5 \cdot 1,2 = 5,4$$

Za sistem povezanih sten je količnik  $\alpha_u / \alpha_1$  enak 1,2.

$$k_w = (1 + \alpha_0) / 3 \leq 1$$

$$k_w = (1 + 14,0) / 3 = 5,0 > 1, \text{ torej } k_w = 1.$$

$$\alpha_0 = h_w / l_w = 28,0\text{m} / 2,0\text{m} = 14,0$$

kjer je  $h_w$  višina stene in  $l_w$  dolžina prereza stene, to je 28,0m in 2,0m.

Notranje količine zaradi potresne obtežbe v steni, so:

Preglednica 6: Rezultati analize pri projektiranju za DCH, za steno z odprtini

Etaže:	M [kNm]	N [kN] + -	V [kN]
1	723,5	1005,5	122,3
2	501,9	937,8	118,5
3	355,9	833,6	112,0
4	261,7	712,3	103,8
5	202,4	586,1	94,8
6	166,0	462,3	85,9
7	166,1	345,8	76,8
7	168,4	239,8	66,2
9	162,8	146,9	52,4
10	145,0	67,9	32,8

Pri dimenzioniranju je potrebno upoštevati še osno silo zaradi lastne teže. Razdelimo jo simetrično na obe steni, torej 125 kN na etažo.

Stene v obravnavanem primeru modeliramo z linijskimi končnimi elementi, ki 'potekajo' po težišču dejanskih elementov. Pri odčitku momenta v prečki je potrebno biti pazljiv in upoštevati dejanske dimenzije stene. Moment smo zato odčitali na razdalji 1,0 m od roba končnega elementa prečke!

Notranje količine zaradi potresne obtežbe v prečki, so:

Največji moment v prečki je 66,6 kNm, največja prečna sila pa 133,1 kN (v obeh primerih gre za prečko na višini 11,2 m).

Prvi nihajni čas ( $T_1$ ) je 1,33 s.  $S_d = 0,59 \text{ m/s}^2$ .

$$S_e(T_c) = 7,05, S_e(T_1) = 3,19 \text{ m/s}^2$$

Pomik  $d_e$  na vrhu stene, določen z linearno analizo, je enak 3,7 cm.

$$q_d = q$$

$$d_s = q_d \cdot d_e = 3,7 \text{ cm} \cdot 5,4 = 20,0 \text{ cm} \quad (35)$$

Dejanski pomik je enak 20,0 cm.

V skladu z že napisanimi členi, upoštevamo nezanesljivost pri razporeditvi momenta vzdolž višine stene z ovojnico diagrama upogibnih momentov iz analize, ki jo premaknjena v navpični smeri. Najmanjša vrednost za premik momentne črte  $a_1$ , če privzamemo naklon tlačnih diagonal pod kotom 45 stopinj, je  $z/2$ , kjer je  $z$  ročica notranjih sil v prerezu stene. Ker je  $z \approx 0,8 \cdot l_w$ , ( $l_w = 2,0 \text{ m}$ ) sledi  $a_{1,\min} = 0,8 \text{ m}$ . (Glej str. 20).

Ravno tako je potrebno upoštevati tudi možnost povečanja prečnih sil zaradi plastifikacije ob vpetju primarnih potresni sten, s faktorjem  $\varepsilon$ .

Dolžina robnih elementov ne sme biti manjša od:  $l_c \geq \max \{0,15 \cdot l_w, 1,50 \cdot b_w\}$ .

$$l_c \geq \max \{0,15 \cdot 200, 1,50 \cdot 20\} = \max \{30, 30\} \text{ cm} = 30,0 \text{ cm}.$$

Izračunana vrednost  $l_c$  je 31 cm. (Ta vrednost velja za kombinacijo, ko potresna obtežba povzroča tlak v steni. V primeru natega, je 11 cm.)

V robnih stebrih postavimo 6 palic  $\Phi$  10 na steber.

$$\rho = 6 \cdot 0,785 \text{ cm}^2 / (20 \text{ cm} \cdot 30 \text{ cm}) = 0,00785 > 0,005$$

V stojini izberemo mrežno armaturo MA 500/560, dve mreži Q 503.  $\rho_{dej} = 0,00503$ .

Delež armiranja v tem primeru določa horizontalna armatura, sicer pride do diagonalne netezne porušitve.

Pri steni z odprtinami moramo preveriti dve varianti:

1.) potresna obtežba povzročča v steni tlak

2.) potresna obtežba povzročča nateg

$M_{rd} = 2400 \text{ kNm}$  pri osni sili 2255,5 kN in  $M_{rd} = 1300 \text{ kNm}$  pri osni sili 244,5 kN.

$$\varepsilon_1 = 5,4 \cdot \sqrt{\left(\frac{1,2 \cdot 2400 \text{ kNm}}{5,4 \cdot 723,5 \text{ kNm}}\right)^2 + 0,1 \left(\frac{7,05 \text{ m/s}^2}{3,19 \text{ m/s}^2}\right)^2}$$

$$\varepsilon_1 = 5,4 \cdot \sqrt{(0,737)^2 + 0,1(2,210)^2}$$

$$\varepsilon_1 = 5,4 \cdot \sqrt{0,543 + 0,488} = 5,48 > 5,4 \quad (36)$$

Sledi  $\varepsilon_1 = 5,4$

$$\varepsilon_2 = 5,4 \cdot \sqrt{\left(\frac{1,2 \cdot 1300 \text{ kNm}}{5,4 \cdot 723,5 \text{ kNm}}\right)^2 + 0,1 \left(\frac{7,05 \text{ m/s}^2}{3,19 \text{ m/s}^2}\right)^2}$$

$$\varepsilon_2 = 5,4 \cdot \sqrt{(0,399)^2 + 0,1(2,210)^2}$$

$$\varepsilon_2 = 5,4 \cdot \sqrt{0,159 + 0,488} = 4,34 \quad (37)$$

Preglednica 7: Projektne notranje količine pri projektiranju za DCH, za steno z odprtinami

Etaže:	$M_{Ed}$ [kNm]	$N_{Ed1}$ [kN]	$N_{Ed2}$ [kN]	$V_{Ed1}$ [kN]	$V_{Ed2}$ [kN]
1	723,5	2255,5	244,5	660,4	530,8
2	683,5	2187,8	187,2	639,9	514,3
3	621,4	2083,6	166,4	604,8	486,1
4	559,2	1962,3	162,7	560,5	450,5
5	497,0	1836,1	163,9	511,9	411,4
6	434,9	1712,3	162,7	463,9	372,8
7	372,7	1595,8	154,2	414,7	333,3
8	310,5	1489,8	135,2	357,5	287,3
9	248,3	1396,9	103,1	283,0	227,4
10	186,2	1317,9	57,1	177,1	142,4

Notranjih količin v prečkah se ne poveča.

Vse kontrole se nato izvedejo kot v primeru stene brez odprtin, ki smo jo projektirali za visoko stopnjo duktilnosti (DCH). Paziti je potrebno le, da se upošteva samo možne kombinacije notranjih sil, t.j.  $(M_{Ed}, N_{Ed1}, V_{Ed1})$  in  $(M_{Ed}, N_{Ed2}, V_{Ed2})$ .

Tudi v primeru kontrole mehanskega deleža potrebne armature objetja  $\omega_{wd}$ , sta potrebna dva izračuna. Vrednost faktorja duktilnosti  $\mu_{\phi}$  za ukrivljenost je namreč, v kritičnem območju stene, odvisna tudi upogibne nosilnosti  $M_{Rd}$ , ki pa je seveda odvisna od osne sile  $(N_{Ed1}, N_{Ed2})$ .

$h_{cr} = 4,0$  m.

#### 5.5.3.5 Prečke (vezne grede) v stenah z odprtinami

5.5.3.5 (1) Povezave sten s ploščami ne smemo upoštevati, ker ni učinkovita.

5.5.3.5 (2) Za prečke se lahko uporabi določila iz 5.5.3.1 (člen za grede) samo, če je izpolnjen eden od naslednjih pogojev:

a) pojav bidiagonalnih razpok je malo verjeten. Sprejemljiv pogoj, s katerim to zagotovimo, je:

$$V_{Ed} < f_{ctd} \cdot b_w \cdot d$$

$$V_{Ed} = 133,1 \text{ kN} < 0,133 \text{ kN} / \text{cm}^2 \cdot 20,0 \text{ cm} \cdot 55 \text{ cm} = 146,3 \text{ kN} \quad (38)$$

Ker je h prečke enak 60 cm, je d približno 55 cm.

Pogoj je izpolnjen.

b) zagotovljen je pretežno upogibni način obnašanja (porušitve). Sprejemljiv pogoj za toje:

$$l / h > 3.$$

$$l = 100 \text{ cm}, h = 60 \text{ cm}.$$

$$l / h = 100 / 60 = 1,67 < 3 \quad (39)$$

Pogoj ni izpolnjen.

Prečke v izbrani steni bi torej lahko dimenzionirali kot 'običajne' prečke (po EC 8).

Odločimo se, da bomo prikazali dimenzioniranje z bidiagonalno armaturo, kot v primeru, če noben pogoj ne bi bil izpolnjen.

5.5.3.5 (3) Če ni izpolnjen niti eden od pogojev v (2), se potresno odpornost zagotovi z bidiagonalno armaturo pod naslednjimi pogoji:

a) dokazati je treba, da velja:

$$V_{Ed} < 2 \cdot A_{si} \cdot f_{yd} \cdot \sin \alpha$$

kjer je:

$V_{Ed}$  projektna prečna sila v prečki ( $V_{Ed} = 2 \cdot M_{Ed} / l$ );

$A_{si}$  skupni prerez armature za eno diagonalno;

$\alpha$  kot med diagonalnimi palicami in osjo grede.

$$V_{Ed} = 2 \cdot 66,6 \text{ kNm} / 1,0 \text{ m} = 133,2 \text{ kN} \quad (40)$$

Vrednost se mora ujemati z vrednostjo  $V_{Ed}$  dobljeno s pomočjo računalniškega programa.

Zaradi zaokroževanja rezultatov pride v tem primeru do majhnega odstopanja.

b) diagonalna armatura je oblikovana v stebrom podobne snope s stranicami, ki so dolge najmanj  $0,5b_w$ . Njihova sidrna dolžina je za 50% večja od tiste, ki je zahtevana v EN 1992-1-1:2004.

c) snope povezujejo zaprta stremena, ki preprečujejo uklon vzdolžnih palic v snopu. Za stremena veljajo določila iz 5.5.3.2.2(12).

Zaradi debeline stene se pojavijo konstrukcijske težave pri izvedbi snopov. Če upoštevamo, da je debelina prečke 20 cm in najprej 2 cm betonskega nadkritja, ki mu sledijo konstrukcijska stremena (vertikalna) minimalne debeline 6 mm, ostane za izvedbo poševni snopov 14,8 cm širine.

Minimalna širina snopov je  $0,5 b_w$ , torej 10,0 cm, k temu je potrebno prišteti še debelino palice (npr. 10 mm) in dvakratno debelino stremen. Celotna širina snopa je tako 12,2 cm.

Ob upoštevanju člena 5.5.3.1.3 izračunamo razdaljo med stremeni snopa, ki je enaka 4,0 cm.

Poleg širine in majhne razdalje med stremeni, postavljanje snopov ovira tudi vzdolžna armatura v prečki.

Detajl pri obravnavani steni rešimo tako, da snop štirih tanjših palic, nadomestimo z eno palico velikega premera.

Oba detajla sta prikazana v prilogah.



Izberemo po 1 palico  $\Phi 25$ .  $A_{si} = 2,5^2 \cdot 3,14 \cdot / 4 = 4,91 \text{ cm}^2$

Če predpostavim, da mora na robovih biti nad snopom še 2 cm betona sledi:

$$v = 60,0 \text{ cm} - 2 \cdot 2,0 \text{ cm} - 2,5 \text{ cm} = 53,5 \text{ cm}$$

Dolžina prečke je 100,0 cm.

$$\alpha = \arctg(53,5 / 100) = 28,15^\circ$$

$$V_{Ed} < 2 \cdot 4,91 \cdot 34,78 \cdot \sin 28,15^\circ = 161,1 \text{ kN} \quad (41)$$

*d) na obeh licih prečke je postavljena vzdolžna in prečna (navpična) armatura, ki zadošča minimalnim zahtevam za stenaste (visoke) nosilce v EN 1992-1-1:2004.*

*Vzdolžna armatura ne sme biti sidrana v stenah in se lahko nadaljuje v njih največ do dolžine 150 mm.*

Vso prečno silo prevzame bidiagonalna armatura, vendar moramo vseeno postaviti še minimalna stremena.

*5.5.3.1.3 Konstruiranje za zagotovitev lokalne duktilnosti (člen spada pod grede)*

*5.5.3.1.3 (1)P Območja primarne potresne grede na razdalji do  $l_{cr} = 1.5h_w$  (kjer  $h_w$  označuje višino grede) od krajnih prerezov ob vozliščih gred s stebri, kot tudi na obeh straneh kateregakoli prereza, ki se lahko v potresnem projektne stanju plastificira, se mora obravnavati kot kritična območja.*

Prečke pri stenah z odprtini, v celoti obravnavamo kot kritična območja.

*5.5.3.1.3 (3)P Da zadostimo zahtevam za lokalno duktilnost v kritičnih območjih primarnih potresnih gred, mora biti vrednost faktorja duktilnosti za ukrivljenost  $\mu_\phi$  vsaj enaka vrednosti iz 5.2.3.4(3).*

$$\mu_\phi = 2q_0 - 1 = 2 \cdot 5,4 - 1 = 9,8$$

5.5.3.1.3 (4) Upošteva se, da je zahteva iz (3)P tega podčlena izpolnjena, če sta za obe pasnici grede izpolnjena naslednja pogoja:

a) v tlačni coni je poleg morebitne armature, ki sledi iz preveritve mejnega stanja grede pri potresnem projektnem stanju, položena še armatura s prerezom vsaj polovice prereza dejanske natezne armature.

b) Delež armature v natezni coni  $\rho$  ne presega vrednosti  $\rho_{max}$ , ki je enaka:

$$\rho_{max} = \rho' + \frac{0,0018}{\mu_{\phi} \varepsilon_{sy,d}} \cdot \frac{f_{cd}}{f_{yd}}$$

Pri tem sta deleža armature v natezni ( $\rho$ ) in tlačni ( $\rho'$ ) coni normirana z  $bd$ , kjer je  $b$  širina tlačene pasnice grede. Če je v natezni coni plošča, vključuje delež natezne armature  $\rho$  tudi armaturo plošče (v smeri vzporedni gredi) znotraj sodelujoče širine, definirane v 5.4.3.1.1(3).

5.5.3.1.3 (5)P Da se izpolnijo potrebni pogoji za zagotovitev duktilnosti, se mora vzdolž cele dolžine primarnih gred izpolniti naslednje pogoje:

a) delež armature v natezni coni  $\rho$  ne sme biti manjši od naslednje minimalne vrednosti  $\rho_{min}$ :

$$\rho_{min} = 0,5 \left( \frac{f_{ctm}}{f_{yk}} \right)$$

$f_{ctm}$  za beton C30/37 je enak 0,29 kN/cm<sup>2</sup>.

$$\rho_{min} = 0,5 \left( \frac{0,29}{40,0} \right) = 0,0036 \quad (42)$$

b) po vsej dolžini se mora na vrhu in na dnu grede položiti vsaj dve palici visoke sprijemnosti s premerom  $d_b = 14$ ;

c) eno četrtno maksimalne zgornje armature ob podporah se mora položiti vzdolž cele dolžine grede.

Ta pogoj je izpolnjen, saj je dolžina prečke le 1,0 m in vlečemo vso armaturo do konca.

Upoštevam  $b = 20$  cm,  $d = 55$  cm.

Armaturo v plošči zanemarim.

Za prevzem upogibne obremenitve bi zadostovale že palice  $\pm 3 \Phi 14$  ( $A_s = A_s' = 4,62$  cm<sup>2</sup>).

(Preverimo z računalniškim programom DIAS, kjer upoštevamo tudi sodelujočo širino

plošče). Vendar pa debelina vzdolžnih palic vpliva na razmik med stremeni, zato je boljše vzeti debelejše palice.

Izberemo +- 2  $\Phi$  22,  $A_s = A_s' = 7,60 \text{ cm}^2$

Sledi:  $\rho = \rho' = A_s / (b \cdot d) = 7,60 / (20 \cdot 57) = 0,0067$

$$\rho = \rho' > \rho_{\min} \quad (43)$$

$$\rho_{\max} = 0,0067 + \frac{0,0018}{9,8 \cdot 0,0017} \cdot \frac{2,0}{34,8} = 0,0067 + 0,0062 = 0,013$$

$$\rho = \rho' < \rho_{\max} \quad (44)$$

5.5.3.1.3 (6)P V kritičnih območjih morajo biti predpisana (zaprta) stremena, ki ustrezajo naslednjim pogojem:

a) premer stremen  $d_{bw}$  (v milimetrih) ne sme biti manjši od 6;

Izberemo stremena  $\Phi$  6 mm.

b) razmik stremen  $s$  (v milimetrih) ne sme biti večji od:

$$s = \min\{h_w/4; 24d_{bw}; 175; 6d_{bL}\}$$

kjer je

$d_{bL}$  premer najtanjše palice v milimetrih in

$h_w$  višina grede v milimetrih;

$$s = \min\{600 / 4; 24 \cdot 6; 175; 6 \cdot 22\} = \min\{150; 144; 175; 132\}$$

$$s = 13,0 \text{ cm}$$

c) prvo streme na krajišču grede ni oddaljeno več kot 50 mm od stebra

#### 4.4 Stena z odprtinami, projektirana za srednjo stopnjo duktilnosti

V skladu s členom 5.2.2.2, izračunamo najprej faktor obnašanja za vodoravne potresne vplive, ki je v tem primeru enak 3,6.

Preglednica 8: Rezultati analize pri projektiranju za DCM, za steno z odprtini

Etaže:	M [kNm]	N [kN] + -	V [kN]
1	1083,7	1508,3	182,0
2	752,7	1406,8	177,3
3	533,1	1250,3	167,7
4	391,1	1068,4	155,2
5	302,2	879,1	141,6
6	243,4	693,4	128,2
7	247,4	518,5	114,6
7	250,3	359,4	98,9
9	242,0	219,9	78,0
10	216,7	101,6	47,7

Pri dimenzioniranju je potrebno upoštevati še osno silo zaradi lastne teže, 125 kN na etažo.

Prečke: največji moment v prečki je 99,8 kNm, največja prečna sila pa 199,6 kN (v obeh primerih gre za prečko na višini 11,2 m).

Prvi nihajni čas ( $T_1$ ) je 1,33 s.  $S_d = 0,91 \text{ m/s}^2$ .

Pomik  $d_e$  na vrhu stene, določen z linearno analizo, je enak 5,5 cm.

$$d_s = q_d \cdot d_e = 3,6 \text{ cm} \cdot 5,5 \text{ cm} = 19,8 \text{ cm}$$

Dejanski pomik je enak 19,8 cm in je praktično enak pomiku enake stene, izračunane za DCH.

Preglednica 9: Projektne notranje količine pri projektiranju za DCM, za steno z odprtini

Etaže:	$M_{Ed}$ [kNm]	$N_{Ed1}$ [kN]	$N_{Ed2}$ [kN]	$V_{Ed}$ [kN]
1	1083,7	2758,3	-258,3	273,0
2	1023,9	2531,8	-281,8	266,0
3	930,7	2250,3	-250,3	251,6
4	837,6	1943,4	-193,4	232,8
5	744,5	1629,1	-129,1	212,4
6	651,3	1318,4	-68,4	192,3
7	558,2	1018,5	-18,5	171,9
8	465,1	734,4	15,6	148,4
9	372,0	469,9	30,1	117,0
10	278,8	226,6	23,4	71,6

Pozitivna osna sila je tlačna.

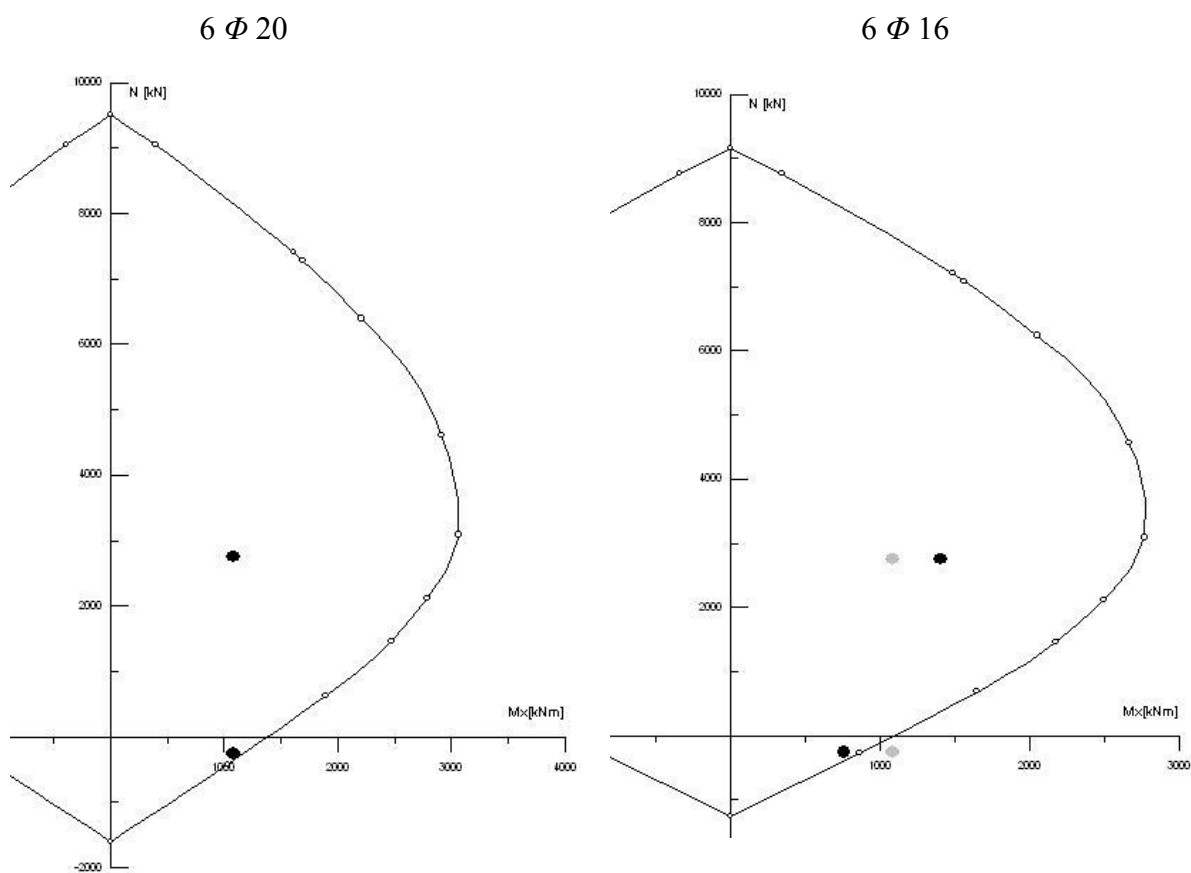
Notranjih količin v prečkah se ne poveča.

*5.4.2.4 (2) Dovoljena je prerazporeditev notranjih sil v primarnih potresnih stenah zaradi potresnega učinka do največ 30%, s pogojem, da skupna zahtevana nosilnost ni zmanjšana. Skupaj z upogibnimi momenti se prerazporedi tudi strižne sile, tako da se v posameznih stenah razmerja med upogibnimi momenti in prečnimi silami ne spremenijo bistveno. V stenah, kjer se osna sila močno spreminja (npr. v povezanih stenah), se momente in prečne sile prerazporedi iz stene (sten) z majhno tlačno ali natezno osno silo na tiste, ki so v velikem tlaku.*

*5.4.2.4 (3) V prečkah povezanih sten je dovoljeno med nadstropji prerazporediti do 20% notranjih sil zaradi potresnega vpliva s pogojem, da se potresna osna sila ob vpetju vsake posamezne stene (ta sila je enaka rezultanti prečnih sil v prečkah) ne spremeni.*

Vidimo, da bi bilo smiselno prerazporediti moment iz stene z natezno osno silo v steno z veliko tlačno silo, saj je za dimenzioniranje trenutno merodajna dvojica minimalna osna sila in pripadajoči moment.

Moment prerazporedimo po zgoraj opisanem postopku za 30%, pri tlačni osni sili dobimo vrednost 1408,8 kNm, pri natezni osni sili pa 758,6 kNm.



Slika 9: Nosilnost prereza pred in poprerezporeditvi notranjih sil

Na levi sliki je prikazano dimenzioniranje prereza na neprerazporejene momente. Potrebujemo 6 palic  $\Phi 20$  na robni steber, v stojini pa zadostujeta minimalni mreži Q 226.

Desni slika pa prikazuje prerazporejene momente. Zadostuje 6 palic  $\Phi 16$  na steber!

Da bi bile razlike med stenami, ki jih primerjamo bolj razvidne, momentov v nadaljevanju ne reduciramo.

Izračunana dolžina robnega stebra  $l_c$  je 36cm in je večja od minimalne dolžine 30cm.

V nadaljevanju so omenjeni le členi, ki se razlikujejo od projektiranja za visoko stopnjo duktilnosti (DCH) za stene z odprtini. Tudi v tem primeru je potrebno dvakrat preveriti vse kontrole, t.j. za maksimalno osno silo in za minimalno osno silo.

Tudi v tem primeru več pozornosti posvetimo dimenzioniranju prečk.

#### 5.4.3.1.2 Konstruiranje za zagotovitev lokalne duktilnosti (člen spada pod grede)

$$\mu_{\varphi} = 2q_0 - 1 = 2 \cdot 3,6 - 1 = 6,2$$

$$\rho_{\min} = 0,5 \left( \frac{f_{ctm}}{f_{yk}} \right) = 0,5 \left( \frac{0,29}{40,0} \right) = 0,0036 \quad (45)$$

$f_{ctm}$  za beton C30/37 je enak 0,29 kN/cm<sup>2</sup>.

Izberem 3  $\Phi$  20 spodaj in 3  $\Phi$  18 zgoraj.

Opomba: zgoraj bi zadostovalo tudi manj armature, ampak je mora biti več kot polovica spodnje, poleg tega pa debelina vzdolžnih palic vpliva na razmak med stremeni.

$$A_s = 9,42 \text{ cm}^2, A_s' = 7,63 \text{ cm}^2$$

$$\text{Sledi: } \rho = A_s / (b \cdot d) = 9,42 / (20 \cdot 55) = 0,0086,$$

$$\rho' = A_s' / (b \cdot d) = 7,63 / (20 \cdot 55) = 0,0069$$

$$\rho > \rho_{\min}, \rho' > \rho_{\min}$$

$$\rho_{\max} = \rho' + \frac{0,0018}{\mu_{\varphi} \varepsilon_{sy,d}} \cdot \frac{f_{cd}}{f_{yd}}$$
$$\rho_{\max} = 0,0069 + \frac{0,0018}{6,2 \cdot 0,0017} \cdot \frac{2,0}{34,8} = 0,0069 + 0,0098 = 0,017 \quad (46)$$

Ko pa je nateg zgoraj:

$$\rho_{\max} = 0,0086 + \frac{0,0018}{6,2 \cdot 0,0017} \cdot \frac{2,0}{34,8} = 0,0086 + 0,0098 = 0,018 \quad (47)$$

$$\rho < \rho_{\max}, \rho' < \rho_{\max}$$

5.4.3.1.2 (6)P V kritičnih območjih morajo biti predpisana (zaprta) stremena, ki ustrezajo naslednjim pogojem:

a) premer stremen  $d_{bw}$  (v milimetrih) ne sme biti manjši od 6;

Izberem streme  $\Phi$  6 mm.

b) razmik stremen  $s$  (v milimetrih) ne sme biti večji od:

$$s = \min\{h_w/4; 24d_{bw}; 225; 8d_{bL}\}$$

kjer je

$d_{bL}$  premer najtanjše palice v milimetrih in

$h_w$  višina grede v milimetrih;

$$s = \min\{600/4; 24 \cdot 6; 225; 8 \cdot 18\} = \min\{150; 144; 225; 144\}$$

$$s = 14,0 \text{ cm}$$

Minimalna stremena ne zadostujejo za prevzem striga.

Za elemente z pravokotnimi prečnimi ojačitvami, je strižna nosilnost  $V_{Rd}$  manjša vrednost od:

$$V_{Rd,s} = \frac{A_{sw}}{s} z \cdot f_{ywd} \cdot \cot \theta \text{ in}$$

$$V_{Rd,max} = \alpha_{cw} \cdot b_w \cdot z \cdot v_1 \cdot f_{cd} / (\cot \theta + \tan \theta), \quad (\text{EN 1992-1-1:2004, 6.2.3})$$

Preverimo najprej ali pride do porušitve tlačnih diagonal in bi bilo potrebno povečati prerez prečk.

Privzamemo vrednost  $\theta = 45$  stopinj.

$\alpha_{cw}$  upošteva napetosti v jeklu in je enak 1 za elemente, ki niso prednapeti.

$$v_1 = \nu = 0,6 \cdot [1 - f_{ck} / 250] = 0,528, \text{ kjer je } f_{ck} 30,0 \text{ Mpa.}$$

$$f_{cd} = 3,0 / 1,5 = 2,0 \text{ kN/cm}^2 \text{ za beton C30/37}$$

$z$  je ročica notranjih sil in je enaka:

$$z \approx 0,9 \cdot d = 0,9 \cdot 55,0 = 49,5 \text{ cm}$$

$$V_{Rd,max} = 1 \cdot 20 \text{ cm} \cdot 55 \text{ cm} \cdot 0,528 \cdot 2,0 \text{ kN/cm}^2 / 2 = 1161,6 \text{ kN} \quad (48)$$

$$V_{Rd,max} > V_{Ed} = 273,0 \text{ kN}$$

Izberem stremena  $\Phi 10 / 10 \text{ cm}$ .

$A_{sw}$  je prerez prečnih ojačitev,  $s$  pa razmak med stremenimi.

$$A_{sw} = 2 \cdot 1,0^2 \cdot 3,14 / 4 = 1,57 \text{ cm}^2$$

$$s = 10,0 \text{ cm}$$

$$f_{ywd} = 40,0 / 1,15 = 34,78 \text{ kN/cm}^2 \text{ za RA 400/500}$$

$$V_{Rd,s} = \frac{1,57 \text{ cm}^2}{10,0 \text{ cm}} 51,0 \text{ cm} \cdot 34,78 \text{ kN/cm}^2 \cdot \cot 45^\circ = 278,5 \text{ kN} \quad (49)$$

$$V_{Ed} = 273,0 \text{ kN} < V_{Rd} = V_{Rd,s} = 278,5 \text{ kN}$$

Izbrana stremena so ustrezna.

Tudi steno z odprtini smo analizirali še za primer manjšega pospeška (0,1g) in manjšega nihajnega časa (5 etaž), tako za projektiranje za visoko stopnjo duktilnosti (DCH), kot tudi za srednjo stopnjo duktilnosti (DCM) in rezultate primerjali v tabeli.



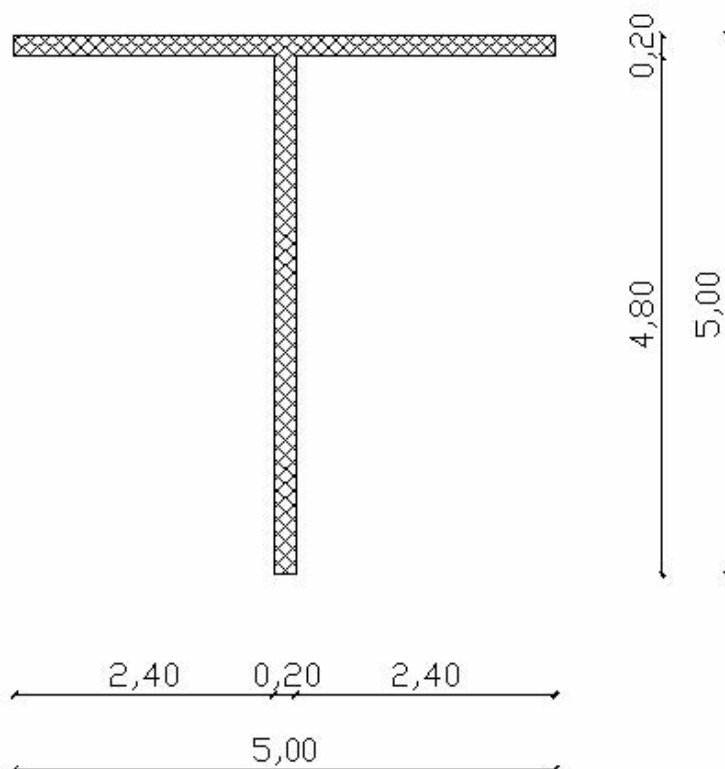
Preglednica 10: Primerjava sten z odprtini

Stop. duktil.	Št. etaž	$a_g$	$M_{Ed}$ [kNm]	$N_{Ed1}$ [kN]	$N_{Ed2}$ [kN]	$V$ [kN]	$\varepsilon_1$	$\varepsilon_2$	$V_{Ed1}$ [kN]	$V_{Ed2}$ [kN]	$T_1$ [s]	$S_d$ [m/s <sup>2</sup> ]	Arm. palice	Mreže	Min. arm.
DCH	10	0,25g	723,5	2255,5	244,5	122,3	5,40	4,34	660,4	530,8	1,33	0,59	6 $\Phi$ 10	Q 503	NE
DCM	10	0,25g	1083,7	2758,3	-258,3	182,0	1,5		273,0		1,33	0,91	6 $\Phi$ 20	Q 226	NE
DCH	10	0,1g	288,0	1650,3	849,7	48,7	5,40	5,40	263,0	263,0	1,33	0,23	6 $\Phi$ 8	Q 283	NE
DCM	10	0,1g	434,9	1855,2	644,8	73,1	1,5		109,7		1,33	0,35	6 $\Phi$ 8	Q 226	DA
DCH	5	0,25g	646,6	1078,8	171,2	127,9	3,19	2,20	408,0	281,4	0,51	1,31	6 $\Phi$ 8	Q 226	DA
DCM	5	0,25g	966,6	1305,6	-55,6	189,2	1,5		283,8		0,51	1,97	6 $\Phi$ 14	Q 226	NE

#### 4.5 Konzolna stena s prirobnico, s prerezom v obliki črke 'T'

Predpostavimo, da se T stena v smeri vzporedno s pasnico obnaša kot 'navadna' stena s pravokotnim prerezom, tako da vso obremenitev prevzame pasnica. V pravokotni smeri, t.j. vzporedno s stojino pa računamo kot 'T' prerez. V nadaljevanju je obravnavan le ta primer.

Oсна sila je v tem primeru dvakrat večja in znaša 500 kN na etažo.



Slika 10: Prerez 'T' stene

5.4.3.4.1(4) Sestavljeni preseki sten iz povezanih ali prekržanih pravokotnih delov (L-, T-, U-, I- in podobni prerezi) se upoštevajo kot integralne celote, ki sestojijo iz stojine (stojin) in pasnice (pasnic). Stojine so vzporedne ali približno vzporedne smeri delovanja potresne prečne sile, pasnice pa so pravokotne ali približno pravokotne na to smer. Pri računu upogibne nosilnosti se upošteva sodelujoča širina pasnice na vsaki strani stojine. Sodelujoča širina od lica stojine je enaka najmanjši vrednosti od:

- a) dejanske širine pasnice;
- b) polovične razdalje med sosednjima stojinama stene,
- c) 25% skupne višine stene nad obravnavanim nivojem.

Člen 5.4.3.4.1(4) velja le za projektiranje za srednjo stopnjo duktilnosti.

Če predpostavimo, da sta sosednji steni oddaljeni ravno 5,0 m, sta člena pod a) in b) enaka, t.j. sodelujoča širina je po 2,5 m na vsako stran od lica stojine.

V zadnjih štirih zgornjih etažah pa bi bil merodajen člen pod c) in bi se širina stojine morala konstantno zmanjševati. Slednjega nismo upoštevali.

Kot sodelujočo širino pasnice smo obravnavali celo dolžino pasnice, tako pri projektiranju za visoko stopnjo duktilnosti (DCH), kot tudi za srednjo stopnjo duktilnosti (DCM).

Izračun karakteristik prereza:

$$x_T = \frac{2,4\text{m} \cdot 4,8\text{m} \cdot 0,2\text{m} + 4,9\text{m} \cdot 5,0\text{m} \cdot 0,2\text{m}}{4,8\text{m} \cdot 0,2\text{m} + 5,0\text{m} \cdot 0,2\text{m}} = 3,68 \text{ m} \quad (50)$$

$$I = (0,2\text{m} \cdot (4,8\text{m})^3 / 12) / 2 + (5,0\text{m} \cdot (0,2\text{m})^3 / 12) / 2 + [(3,68\text{m} - 2,4\text{m})^2 \cdot 4,8\text{m} \cdot 0,2\text{m} + (4,9\text{m} - 3,68\text{m})^2 \cdot 0,2\text{m} \cdot 5,0\text{m}] / 2 = 2,454 \text{ m}^4, \quad (51)$$

$$A_s = (b_w \cdot l_w) / 2 = (0,2\text{m} \cdot 5,0\text{m}) / 2 = 0,50 \text{ m}^2. \quad (52)$$

Strižni prerez pri stenah s prirobnicami (pasnicami), je pri stojinah enakih dimenzij večji kot pri steni brez prirobnic, za faktor 1,2. Vendar to na rezultate ne vpliva bistveno. Večje notranje sile so posledica večje togosti konstrukcije.

Preglednica 11: Rezultati analize pri projektiranju za DCH, za konzolno steno s 'T' prerezom

Etaže:	M [kNm]	N [kN]	V [kN]
1	9137,1	5000	473,9
2	7891,0	4500	464,0
3	6679,8	4000	445,4
4	5517,9	3500	420,0
5	4417,5	3000	388,7
6	3389,7	2500	352,7
7	2446,0	2000	311,2
7	1602,0	1500	261,9
9	982,5	1000	199,9
10	326,6	500	116,7

Prvi nihajni čas ( $T_1$ ) je 0,75 s.  $S_d = 1,28 \text{ m/s}^2$ .

Pomik na vrhu stene je enak 11,9 cm.

Pasnica T stene, je armirana kot samostojna pravokotna stena, za visoko stopnjo duktilnosti (DCH), v pravokotni smeri.

Ker je prerez T oblike, imamo dve različni varianti: ko moment povzroča v pasnici tlak in ko moment povzroča v pasnici nateg.

5.4.3.4.2 (7) (Za DCM) *Objet robni element ni potreben vzdolž prirobnic stene, ki imajo debelino  $b_f > h_s / 15$  in širino  $l_f > h_s / 5$ , kjer  $h_s$  označuje svetlo etažno višino. Vendar pa so objekti robni elementi lahko potrebni na konceh takih prirobnic, da preprečijo zvoj izven ravnine stene.*

$$b_f = 20,0 \text{ cm} > 260 / 15 = 17,3 \text{ cm}$$

$$l_f = 500,0 \text{ cm} > 260 / 5 = 52,0 \text{ cm}$$

V prvem primeru se nevtralna os nahaja v pasnici (prirobnici), zato razširitev robnega elementa v stojino ni potrebna.

Na stiku pasnice in stojine postavimo štiri palice  $\Phi 10$ .

V drugem primeru pa je globina nevtralne osi 198cm, sledi  $l_c$  je 84cm.

Dimenzioniranje je bilo izvedeno s predpostavko, da je dolžina minimalna (75 cm in ne 84 cm), zato bi bilo potrebno ponoviti postopek dimenzioniranja. Ker je dolžina robnega elementa večja od 80 cm je potrebno tudi povečati število palic, saj je maksimalna razdalja med dvema palicama 20 cm.

Določimo dolžino robnega elementa 90 cm in izberemo 12 palic  $\Phi 10$  v robnem elementu.

Delež armature v stojini določa diagonalna natezna porušitev zaradi striga.

Izberem mrežno armaturo MA 500/560, dve mreži Q 335.  $\rho_{dej} = 0,0034$ .

Upogibna nosilnost  $M_{rd}$  za prvi primer, ko moment povzroča v pasnici tlak je 10050 kNm, v drugem primeru, ko je pasnica v nategu pa je  $M_{rd}$  enaka 22150 kNm.

Sledi:

$$\varepsilon_1 = 4,4 \cdot \sqrt{\left(\frac{1,2 \cdot 10050 \text{ kNm}}{4,4 \cdot 9137,1 \text{ kNm}}\right)^2 + 0,1 \left(\frac{7,05 \text{ m/s}^2}{5,64 \text{ m/s}^2}\right)^2} = 2,18 \quad (53)$$

$$\varepsilon_2 = 4,4 \cdot \sqrt{\left(\frac{1,2 \cdot 22150 \text{ kNm}}{4,4 \cdot 9137,1 \text{ kNm}}\right)^2 + 0,1 \left(\frac{7,05 \text{ m/s}^2}{5,64 \text{ m/s}^2}\right)^2} = 3,39 \quad (54)$$

Preglednica 12: Projektne notranje količine pri projektiranju za DCH, za konzolno steno s 'T' prerezom

Etaže:	$M_{Ed}$ [kNm]	$N_{Ed}$ [kN]	$V_{Ed1}$ [kN]	$V_{Ed2}$ [kN]
1	9137,1	5000	1033,1	1606,5
2	9137,1	4500	1011,5	1573,0
3	8223,4	4000	971,0	1509,9
4	7309,7	3500	915,6	1423,8
5	6396,0	3000	847,4	1317,7
6	5482,3	2500	768,9	1195,7
7	4568,6	2000	678,4	1055,0
8	3654,8	1500	570,9	887,8
9	2741,1	1000	435,8	677,7
10	1827,4	500	254,4	395,6

Vse kontrole se nato izvedejo kot v primeru stene pravokotnega prereza, ki smo jo projektirali za visoko stopnjo duktilnosti (DCH). Vendar je v primeru stene s 'T' prerezom potrebno dvakrat preveriti vse kontrole, saj sta prečni sili dve, dva pa sta tudi faktorja duktilnosti, zaradi različnih upogibnih nosilnosti!

Razlikujeta se tudi statični višini  $d$  (oz. ročici notranjih sil  $z$ ) za vsako smer posebej. Ko je pasnica v nategu, je  $d$  enak 490 cm, ko pa je v tlaku pa je  $d$  enak 445.

Ko je pasnica v nategu, je kritična diagonalna natezna porušitev stojine zaradi striga (določa mreži v stojini), ko pa je pasnica v tlaku pa je kritična porušitev zaradi strižnega zdrsa (5.5.3.4.4).

$$V_{Rd,S} = V_{dd} + V_{fd} + V_{fd}$$

$$V_{dd} = \min \left\{ \begin{array}{l} 1,3 \sum A_{sj} \cdot \sqrt{f_{cd} \cdot f_{yd}} \\ 0,25 \cdot f_{yd} \cdot \sum A_{sj} \end{array} \right\}$$

$$\sum A_{sj} = 3,35 \text{ cm}^2 / \text{m} \cdot 2 \cdot 4,8 \text{ m} = 32,16 \text{ cm}^2$$

$$V_{dd} = \min \{ 1,3 \cdot 32,16 \cdot (2,0 \cdot 43,48)^{0,5}, 0,25 \cdot 43,48 \cdot 32,16 \} = \min \{ 389,9, 349,6 \text{ kN} \}$$

$$V_{dd} = 349,6 \text{ kN} \tag{55}$$

$$V_{fd} = \min \left\{ \begin{array}{l} \mu_f \cdot \left[ \left( \sum A_{sj} \cdot f_{yd} + N_{Ed} \right) \cdot \xi + M_{Ed} / z \right] \\ 0,5 \cdot \eta \cdot f_{cd} \cdot \xi \cdot l_w \cdot b_{w0} \end{array} \right\}$$

$\xi$  je normirana globina nevtralne osi.  $\xi = 0,20 \text{ m} / 5,00 \text{ m} = 0,04$

Zaradi oblike in dimenzij stene poteka nevtralna os po robu pasnice, to pa je razlog za tako majhno število  $\xi$ .

$$\eta = 0,6 \cdot [1 - f_{ck} / 250] = 0,528, \text{ kjer je } f_{ck} 30,0 \text{ Mpa.}$$

$$V_{fd} = \min \left\{ \begin{array}{l} 0,6 \cdot \left[ \left( 32,16 \text{ cm}^2 \cdot 43,48 \text{ kN/cm}^2 + 5000 \text{ kN} \right) \cdot 0,04 + 9137,1 \text{ kNm} / 4,0 \text{ m} \right] \\ 0,5 \cdot 0,528 \cdot 2,0 \text{ kN/cm}^2 \cdot 0,04 \cdot 500 \text{ cm} \cdot 20 \text{ cm} \end{array} \right\}$$

$$V_{fd} = \min \{ 1416,1, 211,2 \} \text{ kN} = 211,2 \text{ kN} \tag{56}$$

$$V_{Rd,S} = 349,6 + 211,2 = 560,8 \text{ kN} < V_{Ed} = 1033,1$$

Potrebne so poševno krivljene palice.

Poševno krivljene palice so neobičajna konstrukcijska rešitev, predvidena predvsem za nizke stene. Kriterij, ki naj bi ločeval nizke od visokih sten, je vrednost strižnega razmerja  $\alpha_s$  (glej 5.5.3.4.3), na katerega vpliva velikost prečne sile in s tem vrednost faktorja  $\varepsilon$ .

5.5.3.4.4 (4) Poševno armaturo se ustrezno sidra na obeh straneh ravnine možnega zdrsa. Poševne palice morajo potekati skozi vse prereze v razdalji  $0,5 \cdot l_w$  ali  $0,5 \cdot h_w$  (vzamemo manjšo vrednost) nad kritičnim prerezom ob vpetju.

5.5.3.4.4 (5) Ta poševna armatura poveča upogibno nosilnost stene ob vpetju, kar moramo upoštevati pri računu strižne sile  $V_{Ed}$  s postopkom načrtovanja nosilnosti (glej 5.5.2.4.1(6)P in (7) in 5.5.2.4.2(2)). Lahko se uporabita dve metodi:

a) pri računu  $V_{Ed}$  se upošteva povečanje upogibne nosilnosti  $\Delta M_{Rd}$ , ki se lahko oceni z

$$\Delta M_{Rd} = \frac{1}{2} \cdot \sum A_{si} \cdot f_{yd} \cdot \sin \varphi \cdot l_i$$

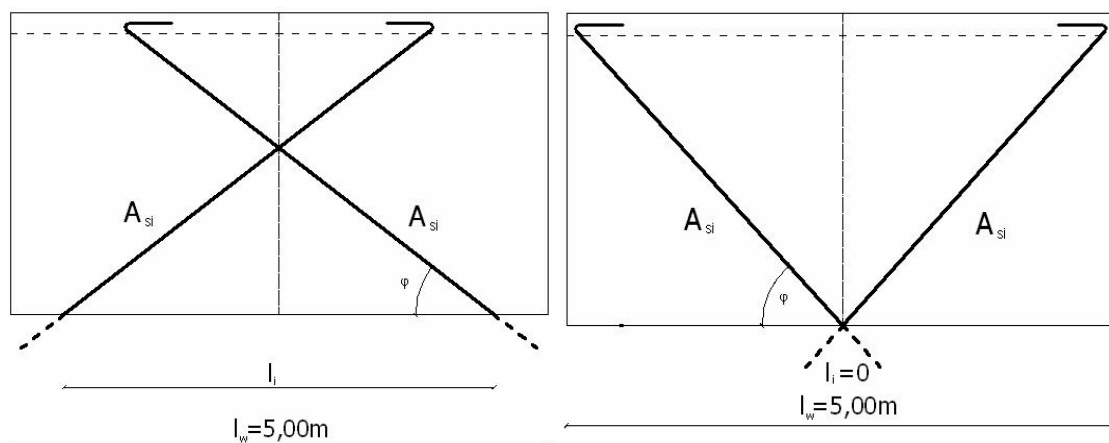
kjer je:

$l_i$  razdalja med središčnima črtama dveh nizov poševnih palic, ki sta postavljena pod kotom  $\pm \varphi$  glede na ravnino možnega zdrsa ob vpetju.

b) pri računu strižne sile  $V_{Ed}$  zanemarimo vpliv poševne armature in ustrezno zmanjšamo neto strižno nosilnost  $V_{id}$  v zgornjem izrazu. Torej dejansko strižno nosilnost zmanjšamo za velikost povečanja delujoče strižne sile. Takšno neto strižno nosilnost poševne armature proti zdrsu lahko ocenimo z:

$$V_{id} = \sum A_{si} \cdot f_{yd} \cdot [\cos \varphi - 0,5 \cdot l_i \cdot \sin \varphi / (\alpha_s \cdot l_w)]$$

Bolje je, da se poševno krivljene palice oz. snopi, začenjajo na isti razdalji, na sredini prereza, saj je na ta način povečanje upogibne nosilnosti  $\Delta M_{Rd}$  najmanjše, kar je seveda lepo razvidno tudi v zgornjih formulah. V primeru, da se poševni palici začneta na sredini, je razdalja med njunima središčnima črtama  $l_i$  enaka 0 in do povečanja upogibne nosilnosti zaradi poševno krivljenih palic ne pride!  
(Paulay in Priestley, 1992)



Slika 11: Možnosti postavitve krivljenih palic

Uporabimo metodo pod b).

Izberem 4 palice  $\Phi 25$ , po 2 na niz, ki potekajo pod kotom  $45^\circ$  skozi središče stojine stene.

$l_i$  je torej enak 0.

$$V_{id} = 4 \cdot 4,91\text{cm}^2 \cdot 34,78\text{kN/cm}^2 \cdot \cos 45^\circ = 483,0 \text{ kN} \quad (57)$$

$$V_{Rd,S} = 349,6 + 211,2 + 483,0 = 1043,8 \text{ kN} > V_{Ed} = 1033,1 \text{ kN}$$

#### 4.6 Primerjava AB sten

Obravnavali smo stene treh različnih oblik: steno pravokotnega prereza, steno z odprtini in steno s prirobnico ('T' prerez).

V tabeli so primerjane količine teh oblik sten, za 10 etaž, horizontalni pospešek  $0,25g$ - ja in visoko stopnjo duktilnosti (DCH).

Preglednica 13: Primerjava sten različnih oblik, projektiranih za DCH

Oblika stene:	$M_{Ed}$ [kNm]	$N_{Ed1}$ [kN]	$N_{Ed2}$ [kN]	$V$ [kN]	$\varepsilon_1$	$\varepsilon_2$	$V_{Ed1}$ [kN]	$V_{Ed2}$ [kN]	$T_1$ [s]	$S_d$ [m/s <sup>2</sup> ]	Arm. palice	Mreže	Min. arm.	Pomik [cm]
Pravokotna	6030,0	2500,0	/	337,6	3,11	/	1049,9	/	1,14	0,84	10 $\Phi 10$	Q 226	DA	18,0
Z odprtini	723,5	2255,5	244,5	122,3	5,40	4,34	660,4	530,8	1,33	0,59	6 $\Phi 10$	Q 503	NE	20,0
'T' prerez	9137,1	5000,0	/	473,9	2,18	3,39	1033,1	1606,5	0,75	1,28	12 $\Phi 10$	Q 335	NE	11,9

Minimalna armatura zadošča le v primeru stene s pravokotnim prerezom. V drugih primerih pa minimalna armatura ne zadostuje. Vidimo, da so za preprečitev strižne porušitve potrebne močnejše mreže.

Pri steni 'T' oblike so za preprečitev strižnega zdrsa potrebne tudi poševno krivljene palice. Če primerjamo še pomike vrhnje etaže, ugotovimo da so pomiki 'T' stene okoli 40% manjši od drugih dveh, razlog temu pa je največja togost.

Preglednica 14: Primerjava sten različnih oblik, projektiranih za DCM

Oblika stene:	$M_{Ed}$ [kNm]	$N_{Ed1}$ [kN]	$N_{Ed2}$ [kN]	$V$ [kN]	$\varepsilon_1$	$V_{Ed1}$ [kN]	$T_1$ [s]	$S_d$ [m/s <sup>2</sup> ]	Arm. palice	Mreže	Min. arm.	Pomik [cm]
Pravokotna	8862,1	2500,0	/	490,6	1,5	735,9	1,14	1,24	10 $\Phi$ 16	Q 226	NE	18,0
Z odprtin.	1083,7	2758,3	-258,3	182,0	1,5	273,0	1,33	0,91	6 $\Phi$ 20	Q 226	NE	20,0
'T' prerez	13384,8	5000,0	/	680,6	1,5	1020,9	0,75	1,88	10 $\Phi$ 20	Q 308	NE	11,9

Minimalna armatura za prevzem striga ne zadostuje v nobenem primeru. Tudi v primeru projektiranja za srednjo stopnjo duktilnosti (DCM) opazimo, da je potrebno največ armature v steni 'T' oblike, tako za prevzem upogiba kot tudi za strig. Razlog temu je tudi v tem primeru največja togost, posledično najmanjši nihajni čas stene in s tem največje notranje sile.

Na velikost notranjih količin iz analize vpliva nihajni čas konstrukcije. Bliže kot je času  $T_B$  (meja platoja spektra odziva), večje so notranje količine. (Momenti v steni z odprtinami sicer niso sorazmerni v primerjavi z ostalima stenama, saj stena z odprtinami prevzema obremenitev tudi preko osnih sil, prečno silo pa je potrebno množiti z dve, saj celotno steno 'sestavljata' dve ožji steni). Poleg tega je pri steni z odprtinami redukcijski faktor  $q$  večji (pri steni z odprtinami je enak 5,4, v ostalih dveh primerih pa 4,4), kar tudi vpliva na manjše notranje sile.

Minimalna armatura za prevzem upogibne obremenitve pri steni z odprtinami, vseeno ne zadostuje, čeprav ima največji nihajni čas in posledično najmanjše notranje sile. Razlog temu je gotovo tudi dejstvo, da če upoštevamo resnično tlorisno površino sten, t.j. brez upoštevanja odprtine, je delež sten v posamezni smeri le 1,6% in ne 2 %.



Preglednica 15: Primerjava sten s 'T' obliko prereza

Stop. duktil.	Št. etaž	$a_g$	$M_{Ed}$ [kNm]	$N_{Ed}$ [kN]	$V$ [kN]	$\varepsilon_1$	$\varepsilon_2$	$V_{Ed1}$ [kN]	$V_{Ed2}$ [kN]	$T_1$ [s]	$S_d$ [m/s <sup>2</sup> ]	Arm. palice	Mreže	Min. arm.
DCH	10	0,25g	9137,1	5000,0	473,9	2,18	3,39	1033,1	1606,5	0,75	1,28	12 $\Phi$ 10	Q 335	NE
DCM	10	0,25g	13384,8	5000,0	680,6	1,5		1020,9		0,75	1,88	10 $\Phi$ 20	Q 308	NE
DCH	10	0,1g	3699,3	5000,0	191,5	3,45	4,40	660,7	842,6	0,75	0,52	10 $\Phi$ 10	Q 226	DA
DCM	10	0,1g	5325,6	5000,0	271,0	1,5		406,5		0,75	0,75	10 $\Phi$ 10	Q 226	DA
DCH	5	0,25g	3203,6	2500,0	312,3	4,28	4,40	1336,6	1374,1	0,22	1,60	10 $\Phi$ 10	Q 628	NE
DCM	5	0,25g	4699,7	2500,0	447,5	1,5		671,3		0,22	2,35	10 $\Phi$ 10	Q 226	DA

Da ima formula za izračun faktorja  $\varepsilon$  določene pomanjkljivosti, priča zgornji primer. Pri projektiranju za visoko stopnjo duktilnosti (DCH) opazimo, da je pri steni z desetimi etažami, mrežna armatura veliko manjša kot pri steni s petimi etažami in to kljub temu, da je prečna sila v prvem primeru večja! Steno obravnavamo kot konzolo in koncentriramo mase v stropnih ploščah, sledi da je zmanjšanje sil pri steni s petimi etažami, v primerjavi z enako steno z desetimi etažami, dvojno- pri manjšem številu etaž, je manj masnih točk, torej manj horizontalnih sil, manjša pa je tudi dolžina konzole. Vseeno pa v določenih primerih 'T' stene pride do prej opisanega fenomena, da stojina enake stene s petimi etažami, potrebuje močnejše armaturne mreže kot stena z desetimi etažami.

Poleg faktorja  $\varepsilon$ , na opisani fenomen vplivata še upoštevanje strižnega razmerja in povečanje spektra odziva zaradi manjšega nihajnega časa stene s petimi etažami.

Strižno razmerje je odvisno od upogibne obremenitve, ta pa je pri steni z desetimi etažami prbl. trikrat večja, medtem ko se prečni sili le malo razlikujeta.

## 5 VPLIV FAKTORJA $\varepsilon$ NA DIMENZIONIRANJE AB STEN

### 5.1 Analiza parametrov, ki vplivajo na vrednost faktorja $\varepsilon$

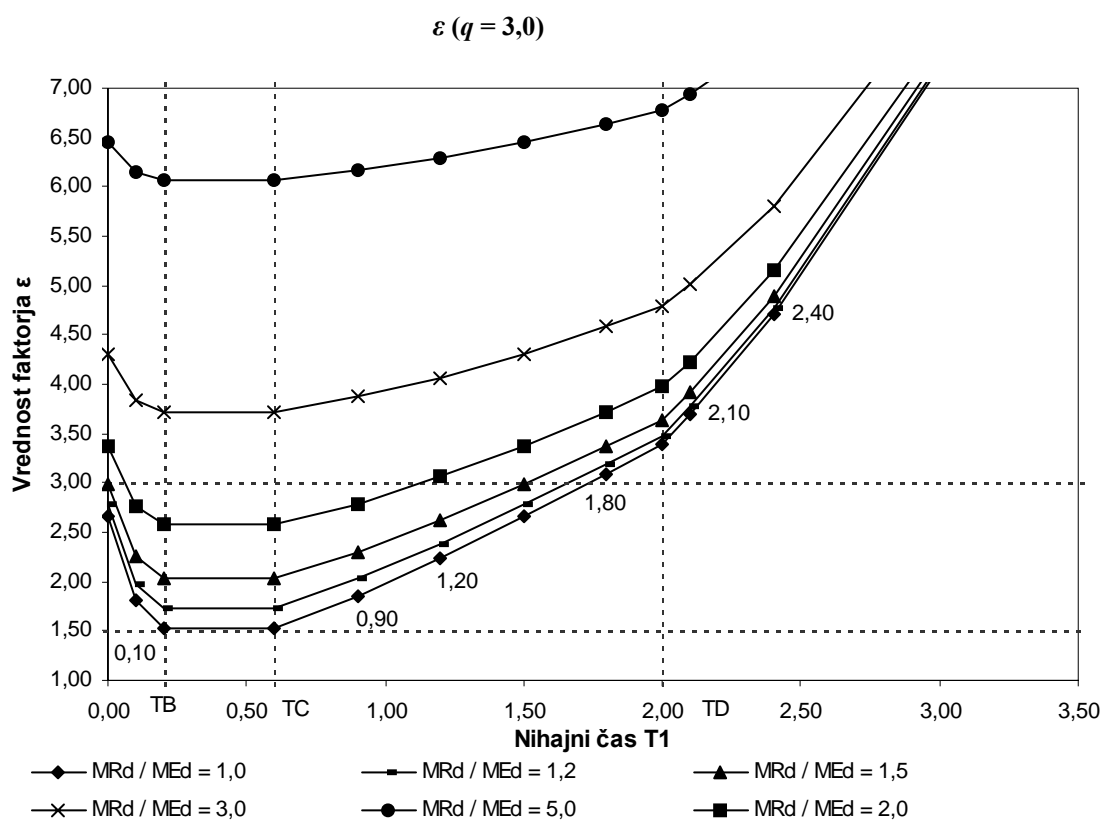
Kot je lepo razvidno na slikah 12- 15, na faktor  $\varepsilon$  vplivajo nihajni čas konstrukcije ( $T_1$ ), razmerje med upogibno nosilnostjo ter upogibno obremenitvijo ( $M_{Rd} / M_{Ed}$ ) ter velikost redukcijskega faktorja  $q$ . Prekinjeni horizontalni črti predstavljajo meji in sicer je spodnja meja faktorja  $\varepsilon$  enaka 1,5, zgornja meja pa je enaka vrednosti redukcijskega faktorja  $q$ .

Kar lahko najprej ugotovimo je, da z naraščanjem redukcijskega faktorja  $q$ , narašča tudi minimalna možna vrednost faktorja  $\varepsilon$ .

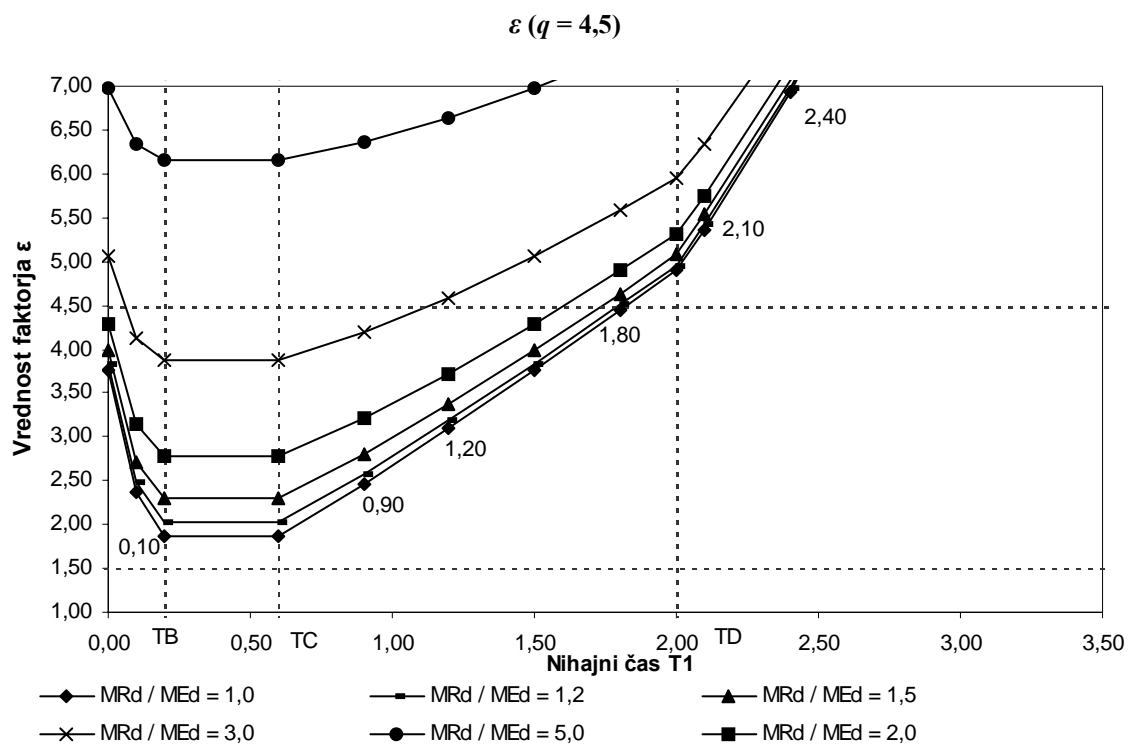
Naslednje kar opazimo pa je, da minimalna vrednost faktorja  $\varepsilon$  sovpada s platojem spektra odziva. Nahaja se namreč med časoma  $T_B$  in  $T_C$ . Za spekter odziva upoštevan v nalogi to pomeni, da bomo najmanjše vrednosti faktorja  $\varepsilon$  dobili v primeru, če se bo nihajni čas konstrukcije nahajal med 0,2 s in 0,6 s. Z naraščanjem nihajnega časa, tudi faktor  $\varepsilon$  narašča in pri vrednosti pribl. 1,5 s je ta že enak redukcijskemu faktorju  $q$ , saj na velikost faktorja  $\varepsilon$  vpliva tudi razmerje med upogibno nosilnostjo ter upogibno obremenitvijo ( $M_{Rd} / M_{Ed}$ ), ki je vedno vsaj nekoliko večji od 1,0.

V določenih primerih pa je ta vrednost tudi veliko večja. Ti primeri so:

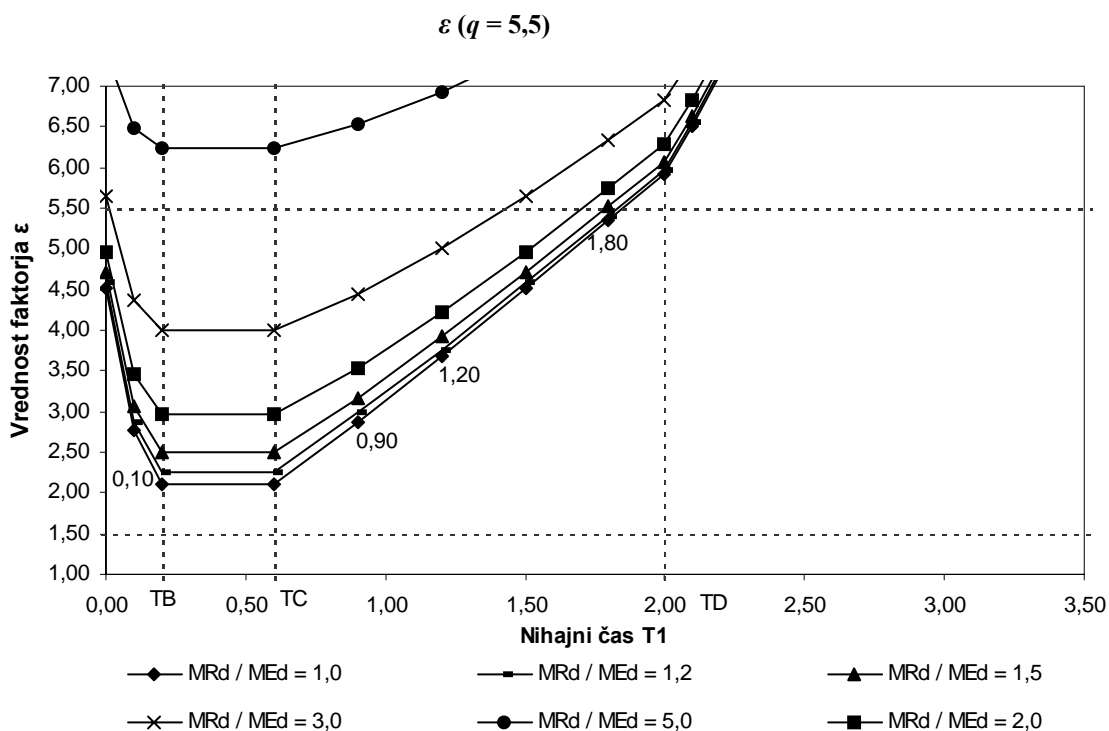
- upogibna obremenitev je veliko manjša od upogibne nosilnosti, ki jo določa minimalna armatura v steni
- pri stenah z odprtini, kjer je za dimenzioniranje prereza merodajna kombinacija moment / minimalna osna sila, je pri maksimalni osni sili upogibna nosilnost veliko večja
- pri stenah s 'T' prerezom, je upogibna nosilnost odvisna od smeri delovanja obremenitve. V primeru ko je pasnica v nategu, je upogibna nosilnost veliko večja od primera, ko je pasnica tlačena, na kar pa prerez dimenzioniramo.



Slika 12: Vrednost faktorja  $\varepsilon$  v odvisnosti od nihajnega časa in razmerja med upogibno nosilnostjo ter upogibno obremenitvijo ( $M_{Rd} / M_{Ed}$ ), pri konstantni vrednosti redukcijskega faktorja  $q = 3,0$



Slika 13: Vrednost faktorja  $\varepsilon$  v odvisnosti od nihajnega časa in razmerja med upogibno nosilnostjo ter upogibno obremenitvijo ( $M_{Rd} / M_{Ed}$ ), pri konstantni vrednosti redukcijskega faktorja  $q = 4,5$



Slika 14: Vrednost faktorja  $\varepsilon$  v odvisnosti od nihajnega časa in razmerja med upogibno nosilnostjo ter upogibno obremenitvijo ( $M_{Rd} / M_{Ed}$ ), pri konstantni vrednosti redukcijskega faktorja  $q = 5,5$

## 5.2 Primerjava vpliva togosti na dimenzioniranje, na primeru stene z odprtini

V zvezi z izračunom faktorja  $\varepsilon$  pa se poraja vprašanje ali so vrednosti faktorja  $\varepsilon$  realne. Formula za izračun faktorja  $\varepsilon$ , je bila namreč napisana za prejšnjo verzijo standarda, v kateri pa se ni upoštevalo razpokanosti presekov, torej za dvakrat večjo togost.

Naredili smo primer, kjer smo izračunali notranje sile za nerazpokane preseke. Da bi bila razlika čimbolj vidna, smo izbrali steno z odprtini, kjer ne zadostuje le minimalna armatura.

V prvi vrstici so rezultati stene z odprtini, obravnavane v nalogi, v drugi vrstici pa so prikazani rezultati enake stene, le da je analizirana z nerazpokanim prerezom, t.j. z dvakrat večjo togostjo.

Preglednica 16: Primerjava konzolnih sten pravokotnega prereza, projektiranih za DCH, z upoštevanjem polovične togosti in s celotno togostjo

Stop. duktil.	Št. etaž	$a_g$	$M_{Ed}$ [kNm]	$N_{Ed1}$ [kN]	$N_{Ed2}$ [kN]	$V$ [kN]	$\varepsilon_1$	$\varepsilon_2$	$V_{Ed1}$ [kN]	$V_{Ed2}$ [kN]	$T_1$ [s]	$S_d$ [m/s <sup>2</sup> ]	Arm. palice	Mreže	Min. arm.
DCH	10	0,25g	723,5	2255,5	244,5	122,3	5,40	4,34	660,4	530,8	1,33	0,59	6 $\Phi$ 10	Q 503	NE
DCH	10	0,25g	981,7	2428,2	71,8	146,3	4,25	3,25	621,8	475,5	1,06	0,74	6 $\Phi$ 14	Q 283	NE

Opazimo, da je razmerje nihajnih časov enako 1,25. Pri razmerju togosti 2 : 1, bi pričakovali nihajne čase v razmerju  $\sqrt{2}$  : 1, vendar to velja za nepovezane (konzolne) stene, pri stenah z odprtini pa zaradi vpliva osnih sil (prereza A ne reduciramo), to ne drži.

Na primeru, ki smo ga obravnavali, se izkaže, da je pri bolj podajni steni, potrebno več strižne armature, medtem ko pa je upogibne armature manj.

Opazimo tudi, da sta projektni prečni sili prve stene večji, čeprav je prečna sila iz analize, manjša! Na tako veliko razliko med mrežami v stojini, dodatno vpliva še upoštevanje strižnega razmerje ( $\alpha_s = M_{Ed} / (V_{Ed} \cdot l_w)$ ) pri izračunu strižne nosilnosti za visoko stopnjo duktilnosti (DCH). Večji projektni moment, pri enaki prečni sili in enaki dolžini stene, poveča strižno razmerje in tudi strižno nosilnost.

V članku je bila primerjana vrednost projektne sile dobljene v skladu z EC 8, torej po postopku uporabljenem v nalogi in tiste dobljene s pomočjo nelinearne analize. Rezultati kažejo, da so vrednosti prečne sile dobljene z množenjem sile iz analize in faktorja  $\varepsilon$ , prevelike. Pri projektiranju za srednjo stopnjo duktilnosti (DCM), pa se izkaže, da je povečanje prečnih sil iz analize za 50%, v večini primerov premajhno.

Predlagana je tudi nova formula za izračun prečnih sil, ki bi bila enotna tako pri projektiranju za visoko stopnjo duktilnosti (DCH), kot tudi za srednjo stopnjo duktilnosti (DCM).

$$V_{Ed} = [0,75 + 0,22(T + q + Tq)] \cdot V \quad (\text{Rutenberg in Nsieri, 2005})$$

Nova formula je torej odvisna le od nihajnega časa konstrukcije  $T$  in redukcijskega faktorja  $q$ .

Primer za steno z odprtini DCH:

$$T = 1,33 \text{ s}$$

$$q = 5,4$$

$$V = 122,3 \text{ kN}$$

$$V_{Ed} = [0,75 + 0,22(1,33 + 5,4 + 1,33 \cdot 5,4)] \cdot 122,3 \text{ kN}$$

$$V_{Ed} = 3,81 \cdot 122,3 = 466,0 \text{ kN} \quad (58)$$

$$V_{Ed} (EC8) = 5,4 \cdot 122,3 = 660,4 \text{ kN} \quad (59)$$

Primer za steno z odprtini DCM:

$$T = 1,33 \text{ s}$$

$$q = 3,6$$

$$V = 182,0 \text{ kN}$$

$$V_{Ed} = [0,75 + 0,22(1,33 + 3,6 + 1,33 \cdot 3,6)] \cdot 182,0 \text{ kN}$$

$$V_{Ed} = 2,89 \cdot 182,0 = 526,0 \text{ kN} \quad (60)$$

$$V_{Ed} (EC8) = 1,5 \cdot 182,0 = 273,0 \text{ kN} \quad (61)$$

Če primerjamo vrednosti prečnih sil izračunanih v skladu s predlagano formulo in v skladu s standardom EC8, vidimo da je prečna sila pri projektiranju za DCH manjša za 30%, pri projektiranju za DCM, pa je večja za kar 93%!

### 5.3 Možni ukrepi za zmanjšanje faktorja $\epsilon$

#### a) Prerazporeditev notranjih sil

*5.5.2.4.1 (2) Dovoljena je prerazporeditev notranjih sil v primarnih potresnih stenah zaradi potresnega učinka do največ 30%, s pogojem, da skupna zahtevana nosilnost ni zmanjšana. Skupaj z upogibnimi momenti se prerazporedi tudi strižne sile, tako da se v posameznih stenah razmerja med upogibnimi momenti in prečnimi silami ne spremenijo bistveno. V stenah, kjer se osna sila močno spreminja (npr. v povezanih stenah), se momente in prečne sile prerazporedi iz stene (sten) z majhno tlačno ali natezno osno silo na tiste, ki so v velikem tlaku.*

Ker je obravnavani primer idealiziran, smo predpostavili enake notranje količine v 'vseh' stenah. V resnici ni tako. V isti smeri so lahko stene različnih prerezov in različnih oblik, možni pa so tudi mešani sistemi.

Če imamo v eni smeri vsaj dve steni, je torej možno, da notranje sile prerazporedimo tako, da je v ena stena armirana z večjo armaturo, druga (ostale) pa z manjšo armaturo.

V stenah z odprtini pa je prerazporeditev možno izvesti tako, da se momente in prečne sile prerazporedi na steno v večjem tlaku. Za projektiranje za visoko stopnjo duktilnosti se izkaže, da če predpostavimo tako prerazporeditev, lahko sicer zmanjšamo potrebno upogibno armaturo v robnih stebrih, armatura v stojini za prevzem striga pa se poveča! Za izračun deleža armature v stojini, je namreč merodajna kombinacija z maksimalnim tlakom (zaradi povečanja momenta bi se faktor  $\varepsilon$  sicer nekoliko zmanjšal, vendar ko bi prišteli še sorazmeren delež prečne sile iz stene z manjšo osno silo, bi nova prečna sila bila večja kot pred prerazporeditvijo).

Seveda pa to ne velja za projektiranje za srednjo stopnjo duktilnosti, kjer je strižna nosilnost prereza (betona) večja v primeru večje tlačne sile in je zato prerazporeditev smiselna. Pri večji tlačni sili je tudi upogibna nosilnost večja in na ta način zmanjšamo potrebno armaturo za prevzem momenta. Vendar pa tam težava s faktorjem  $\varepsilon$  ne nastopa, kajti  $\varepsilon$  je v takrat enak 1,5, ne glede na razmerje med momentom in upogibno nosilnostjo.

#### b) Uporaba mrež z različnim prerezom armaturnih palic v vsaki smeri

Ko minimalna horizontalna armatura v stojini ne zadostuje za prevzem strižne obremenitve, je prerez armature potrebno povečati. Ker uporabljamo Q mreže, t.j. mreže z enakimi karakteristikami v obeh smereh, s povečanjem deleža horizontalne armature, povečamo tudi delež vertikalne armature, s tem pa se poveča upogibna nosilnost.

Faktor  $\varepsilon$ , s katerim povečamo prečne sile dobljene v analizi (pri projektiranju za visoko stopnjo duktilnosti- DCH), je odvisen od upogibne nosilnosti in ko se ta poveča, se tudi  $\varepsilon$  poveča. S tem pa se prečne sile ponovno povečajo in če nismo predvideli dovolj velike povečave deleža armature, je potrebna ponovna iteracija!

Ena izmed možnih rešitev danega problema, bi bila uporaba posebnih mrež, z različnim prerezom armature v vsaki smeri.



Preglednica 17: Primerjava sten z odprtini projektiranih za DCH

Stop. dukt. l.	Št. etaž.	$a_g$	$M_{Ed}$ [kNm]	$N_{Ed1}$ [kN]	$N_{Ed2}$ [kN]	$V$ [kN]	$\varepsilon_1$	$\varepsilon_2$	$V_{Ed1}$ [kN]	$V_{Ed2}$ [kN]	$T_1$ [s]	$S_d$ [m/s <sup>2</sup> ]	Arm. palice	Mreže	Min. arm.
DCH	10	0,25g	723,5	2255,5	244,5	122,3	5,40	4,34	660,4	530,8	1,33	0,59	6 $\Phi$ 10	Q 503	NE
DCH	10	0,25g	723,5	2255,5	244,5	122,3	5,08	4,00	621,3	489,2	1,33	0,59	6 $\Phi$ 10	424/226	NE

V vertikalni smeri se uporabi minimalni delež armature 2,26 cm<sup>2</sup> / m, v horizontalni pa zadostuje 4,24 cm<sup>2</sup> / m. Opazimo, da se prerezi mrežnim palic v horizontalni smeri ne razlikujeta veliko. Do tega pride zato, ker smo pri izračunu strižne nosilnosti upoštevali tudi možnični efekt mrežnih palic v stojini. Potrebno je upoštevati vertikalno armaturo, ki pa je v drugem primeru minimalna, torej 2,26 cm<sup>2</sup> / m.

5.5.3.4.3 (3) b) *Navpične armaturne palice v stojini, ki so sidrane in preklopljene po višini stene v skladu z EN 1992-1-1:2004, morajo zadoščati pogoju:*

$$\rho_h \cdot f_{yd,h} \cdot b_{w0} \cdot z < \rho_v \cdot f_{yd,v} \cdot b_{w0} \cdot z + \min N_{Ed} \text{ kjer je:}$$

$$\rho_v \text{ delež navpične armature v stojini } (\rho_v = A_v / b_{w0} \cdot s_v);$$

$f_{yd,v}$  projektna vrednost meje plastičnosti za navpično armaturo v stojini;

in se osna sila  $N_{Ed}$  upošteva kot pozitivna, če je tlačna.

$$0,00424 \cdot 43,48 \cdot 20,0 \cdot 160,0 < 0,0023 \cdot 43,48 \cdot 20,0 \cdot 160,0 + 244,5 \text{ kN}$$

$$589,9 \text{ kN} > 564,5 \text{ kN}$$

(62)

Pogoj ni izpolnjen, torej se predlagana rešitev izkaže za neustrezno za dani primer.

Gotovo bi pa rešitev bila možna za druge oblike stene (vse razen sten z odprtini), saj opazimo, da je enačba odvisna od minimalne osne sile, ki pa je pri stenah z odprtini majhna, zaradi upoštevanja natezne osne sile iz potresne obtežne kombinacije.

Opazimo pa, da je razlika v enačbi relativno majhna in zato ne moremo trditi, da rešitev za stene z odprtini ni ustrezna. Potrebno bi bilo narediti še več primerov, za različne dimenzije sten.

Seveda pa bi bilo potrebno take mreže posebej izdelati in vprašanje je ali bi to bilo ekonomsko sprejemljivo.

c) Kombinacija prerazporeditve sil in uporaba posebnih mrež

Ta rešitev združuje prej opisani rešitvi.

d) Projektiranje za srednjo stopnjo duktilnosti (DCM)

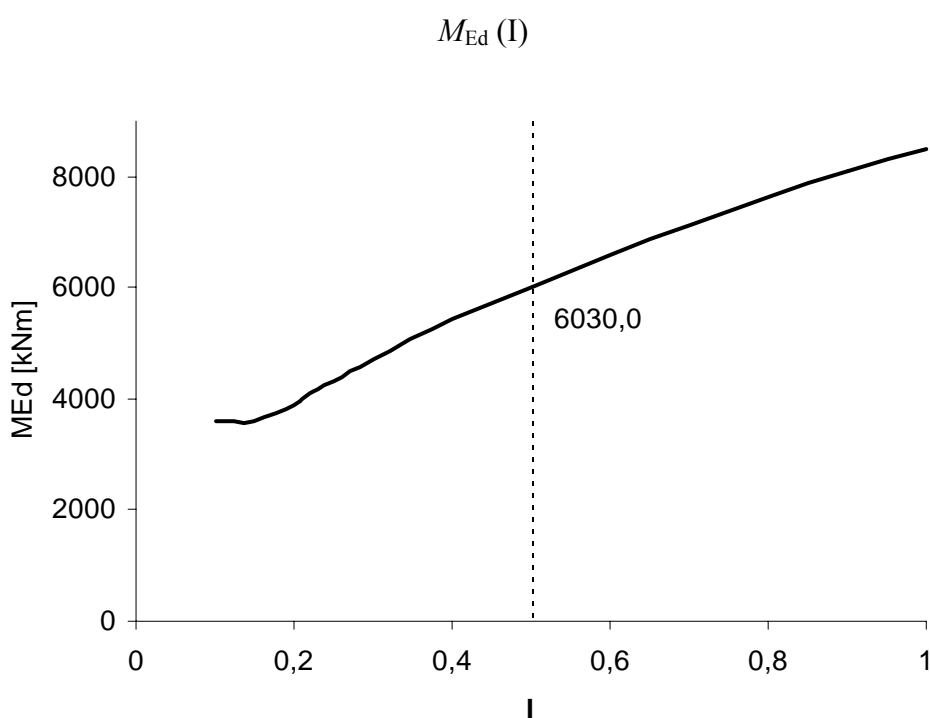
## 6 VPLIV RAZPOKANOSTI PRESEKA NA VELIKOST MOMENTA

4.3.1 (6) Pri betonskih, sovprežnih (jeklo in beton) in zidanih stavbah, je treba pri določanju togosti nosilnih elementov v splošnem upoštevati vpliv razpokanosti presekov. Takšna togost mora ustrezati pričetku tečenja armature.

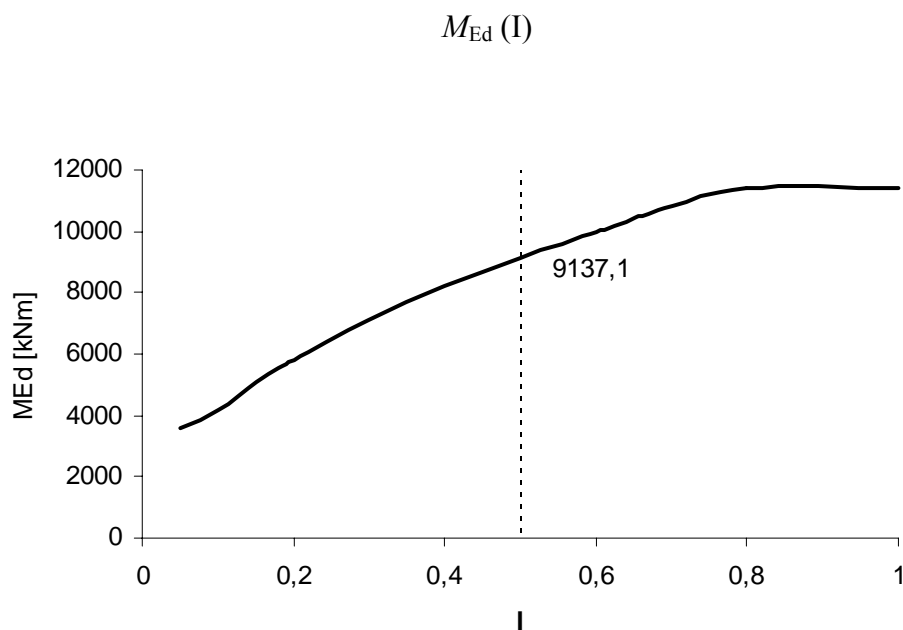
4.3.1 (7) Če se ne uporabi bolj natančna analiza razpokanih elementov, se lahko za elastično upogibno in strižno togost betonskih in zidanih elementov vzame polovična vrednost ustrezne togosti nerazpokanih elementov.

V analizi, ki smo jo opravili do sedaj, smo zmeraj upoštevali člen 4.3.1 (7) in upoštevali polovične vrednosti togosti nerazpokanih elementov. Slednje pa prav gotovo ne drži za stene 'T' prereza, katerih vztrajnostna momenta razpokanega prereza, se za različni smeri razlikujeta.

Če izračunamo notranje sile za različne togosti, dobimo naslednje rezultate:



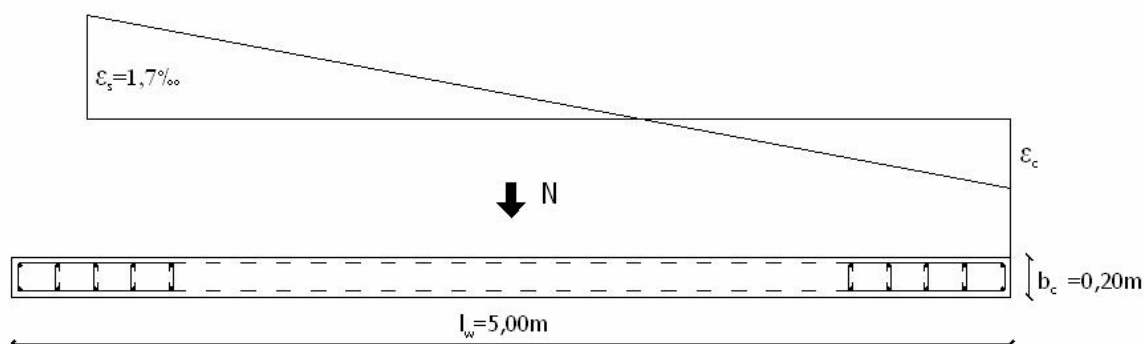
Slika 15: Velikost momenta v prvi etaži v odvisnosti od vztrajnostnega momenta prereza, za steno pravokotnega prereza projektiranega za DCH



Slika 16: Velikost momenta v prvi etaži v odvisnosti od vztrajnostnega momenta prereza, za steno pravokotnega prereza projektiranega za DCM

Na grafih je lepo razvidno, da se z manjšanjem vztrajnostnega momenta stene, tudi notranje količine manjšajo. Togost ima torej velik vpliv na projektiranje AB sten.

Izračunajmo sedaj resnične togosti pri pričetku tečenja armature. Upoštevamo člen 4.3.1 (6) in določimo deformacijo na začetku tečenja armature. Nato iščemo tlačno deformacijo, na nasprotnem robu stene, da bodo notranje sile in osna sila (obremenitev) v ravnovesju. Odčitamo globino nevtralne osi (natezno trdnost betona zanemarimo) in izračunamo nov vztrajnostni moment razpokanega prereza.



Slika 17: Določitev globine nevtralne osi, s pomočjo katere lahko nato izračunamo vztrajnostni moment razpokanega prereza

Nov vztrajnostni moment razpokanega prereza, je le 19% nerazpokanega (za pravokoten prerez) oz. 25% (za 'T' prerez). V drugi smeri (pasnica je tlačena) pa je ta vrednost za 'T' prerez le 9%, torej skoraj trikrat manjša.

Vidimo, da so togosti na začetku tečenja armature pri stenah, tudi do 50% nižje od predpostavljenih polovičnih togosti. Če torej upoštevamo polovične togosti nerazpokanih presekov, se nahajamo na varni strani.

## 7 ZAKLJUČEK

V diplomski nalogi je bilo na različnih primerih AB sten prikazano projektiranje po standardu EC8.

Ugotovili smo, da ima upoštevanje razpokanosti presekov, kar je novost sedanje verzije standarda, zelo velik vpliv na obnašanje sten. Razpokane konstrukcije so bolj podajne, kar ima za posledico večje nihajne čase in manjše notranje sile.

V standardu je predlagano upoštevanje polovičnih togosti, kar pa se pri stenah ne izkaže za najboljšo rešitev, predvsem pri stenah 'T' oblike prereza. Resnične togosti razpokanih prerezov so manjše, pri 'T' stenah pa se razlikujeta še za vsako smer posebej- ko je pasnica stene tlačena in ko je v nategu.

Za stenast objekt z desetimi etažami, projektiran za horizontalni pospešek 0,25 g, se je tudi po novi verziji EC8 izkazalo, da v večini primerov minimalna armatura ne zadostuje. To velja tako za projektiranje za srednjo stopnjo duktilnosti (DCH), kot tudi za visoko stopnjo duktilnosti (DCH).

Pri uporabi standarda EC8 smo naleteli na določena neskladja s standardom EC2.

Pri izračunu strižne nosilnosti sten po formuli za projektiranje za visoko stopnjo duktilnosti (DCH), se upošteva nosilnost betona, kar pa ni več v skladu s standardom EC2, kjer se v primeru razpokanja prereza, strižna nosilnost betona zanemari!

Razlikujeta se tudi izraza za določitev statične višine prereza.

Primerjava projektiranj za različni stopnji duktilnosti, je pokazala predvsem prednosti projektiranja za srednjo stopnjo duktilnosti (DCM), ki celo omogoča, da lahko v primeru izpolnitve nekaterih zahtev, kot so npr. dovolj majhna osna sila idr., določene izračune izvedemo samo z upoštevanjem EC2. Res je količina vgrajenih armaturnih palic za prevzem upogibne obremenitve nekoliko nižja pri projektiranju za DCH, vendar pa to ne velja za količino mrežne armature v stojini ter količino stremen v robnih stebrih!

V zadnjem času se v Sloveniji uporabljajo armaturne palice trdnostnega razreda S500. Pri projektiranju za DCH, kjer je zahtevana večja duktilnost kot pri DCM, jeklo ki se trenutno

uporablja predpisanim omejitvam ne ustreza. Brez uporabe boljšega jekla, projektiranje za DCH, sploh ni dovoljeno!

Zaradi ostrejših zahtev pride pri izvedbi primarnih potresnih elementov, projektiranih za DCH do nekaterih konstrukcijskih težav, kot je npr. maksimalna razdalja med stremeni v kritični coni, ki je pogojevana s tretjino širine stene...

Pri projektiranju za DCM ne pride do težav s faktorjem  $\varepsilon$ , saj je njegova vrednost v tem primeru konstantna.

Za boljše bi se projektiranje za DCM izkazalo tudi, če bi v življenjski dobi konstrukcije prišlo do potresa z manjšim pospeškom tal od projektnega, saj bi nastale poškodbe bile manjše kot v primeru projektiranja za DCH.

Dobre lastnosti projektiranja za DCH pa bi se pokazale v primeru, če bi prišlo do potresa in bi pospešek tal presegel vrednost, za katero je bila konstrukcija projektirana. Konstrukcije zgrajene v skladu s projektiranjem za DCH so namreč sposobne prenesti večje deformacije in sipati več energije.

Projektiranje za visoko stopnjo duktilnosti se izkaže tudi za edino rešitev, če so notranje sile dobljene pri projektiranju za DCM večje od tistih, ki jih prerez lahko še prevzame.

Potrebno je poudariti, da je večina negativnih lastnosti projektiranja za DCH, posledica velikih vrednosti faktorja  $\varepsilon$  in zato vprašljiva!

Analiza je pokazala velik vpliv togosti na izračun faktorja  $\varepsilon$ . Dvomi o točnosti formule, ki je bila napisana za prejšnjo verzijo standarda, kjer se ni upoštevalo zmanjšanja togosti zaradi upoštevanja razpokanosti presekov, kot je to potrebno početi sedaj, so se izkazali za upravičene.

Težava pride najbolj do izraza pri bolj podajnih konstrukcijah in v primerih, ko je upogibna nosilnost stene veliko večja od upogibne obremenitve. V večini primerov je takrat faktor  $\varepsilon$  kar enak faktorju obnašanja  $q$ , ki je njegova zgornja meja.

Faktor  $\varepsilon$  posredno preko strižnega razmerja določa tudi način izračuna in kontrole nosilnosti na strig. Zaradi velikih vrednosti prečnih sil, ki so posledica faktorja  $\varepsilon$ , je potrebno tudi za visoke stene izvesti določene kontrole, ki so bile predvidene le za nizke stene in posledično uporabiti včasih neprimerne konstrukcijske rešitve.

## 8 VIRI

Paulay, T., Priestley, M.J.N. 1992. Seismic design of reinforced concrete and masonry buildings. New York, John Wiley & Sons.

Rutenberg, A., Nsieri, E. 2006. The seismic shear demand in ductile cantilever wall systems and the EC8 provisions. Bulletin of earthquake engineering 4: 1-21.

Standardi:

ENV 1992-1-1 1991. Eurocode 2: Design of concrete structures. Part 1-1: General rules and rules for buildings. Brussels

SIST EN 1990 2004. Evrokod: Osnove projektiranja konstrukcij. Osnutek. September 2004.

SIST EN 1991-1-1 2004. Evrokod 1: Vplivi na konstrukcije. Del 1-1: Splošni vplivi – Prostorninske teže, lastna teža, koristne obtežbe stavb. Osnutek. September 2004.

SIST EN 1998-1 2005. Evrokod 8: Projektiranje potresnoodpornih konstrukcij. Del 1: Splošna pravila, potresni vplivi in vplivi na stavbe. Marec 2005



## **PRILOGA A: ARMATURNI NAČRTI STENE**

Opažni načrt konzolne stene pravokotnega prereza (M 1:50)

Armaturni načrt konzolne stene pravokotnega prereza (M 1:50)

Detajl prečk pri steni z odprtini, projektiranih za DCH (M 1:25)

Detajl prečk pri steni z odprtini, projektiranih za DCM (M 1:25)

Detajl prereza 'T' stene, projektirane za DCH (M 1:50)