

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

Kandidatka:

Anka Ilc

Projektiranje armiranobetonskih sten po EC8 in JUS ter kritična ocena njihovega obnašanja pri potresni obtežbi

Diplomska naloga št.: 2935

Mentor:

prof. dr. Matej Fischinger

Somentor:

izr. prof. dr. Tatjana Isaković

Ljubljana, 26. 2. 2007

IZJAVA O AVTORSTVU

Podpisana ANKA ILC izjavljam, da sem avtorica diplomske naloge z naslovom:
»NASLOV«.

Izjavljam, da prenašam vse materialne avtorske pravice v zvezi z diplomsko nalogo na UL,
Fakulteto za gradbeništvo in geodezijo.

Ljubljana, 15.februar 2007

BIBLIOGRAFSKO – DOKUMENTACIJSKA STRAN IN IZVLEČEK

UDK: 006:624.012.45:624.04(043.2)

Avtor: Anka Ilc

Mentor: prof. dr. Matej Fischinger

Naslov: Projektiranje armiranobetonskih sten po evropskih in dosedanjih slovenskih standardih ter kritična ocena njihovega obnašanja pri potresni obtežbi

Obseg in oprema: 111 str., 18 pregl., 43 sl., 159 en.

Ključne besede: potresna obtežba, armiranobetonske stene, Evrokod, obnašanje pri potresni obtežbi

Izvleček

Diplomsko delo obravnava projektiranje armiranobetonskih sten pravokotnega prereza po evropskih in dosedanjih slovenskih standardih ter poda oceno njihovega obnašanja pri potresni obtežbi.

V prvem delu naloge je izveden račun osemetažne stenaste stavbe po evropskem standardu in po dosedanjih standardih. Stavba je obremenjena z obtežbo, ki jo povzročajo projektni pospeški tal 0,1g in 0,25g, oziroma se po dosedanjih predpisih nahaja v VIII. in IX. potresni coni. Izbrana stena je dimenzionirana po zahtevah razreda duktilnosti DCM in DCH; v obeh primerih je obravnavana kot duktilna stena, v primeru razreda DCM pa tudi kot velika, šibko armirana stena. Pri računu duktilnih sten je duktilnost enkrat dokazana z računom, drugič pa s konstruktivnimi pravili za objetje betona, ki jih določa standard.

V drugem delu naloge so tako dobljene različice sten primerjane med seboj. Navedeni so vzroki za razlike v armiranju. Na podlagi primerjave je kot boljša možnost tako na področjih s šibkimi kot tudi na področjih z močnimi potresi izbrano projektiranje za stopnjo duktilnosti DCM s sistemom duktilnih sten.

V tretjem delu naloge je ocenjeno upogibno obnašanje nekaterih sten pri potresni obtežbi. Zahteve potresa so določene na podlagi nelinearne analize stene, ki je izvedena s pomočjo N2 metode in s pomočjo nelinearne analize časovnega odziva. Ugotovljeno je, da se v tem primeru stena, projektirana po dosedanjih standardih, obnaša precej slabše kot stena razreda duktilnosti DCM z objetimi robnimi stebri, a malce bolje kot stena razreda DCM, pri kateri je duktilnost dokazana z računom.

BIBLIOGRAPHIC – DOCUMENTALISTIC INFORMATION**UDC:** 006:624.012.45:624.04(043.2)**Author:** Anka Ilc**Supervisor:** prof. dr. Matej Fischinger**Title:** Seismic Behaviour of Reinforced Concrete Structural Walls Designed According to the European nad Slovenian Standards**Notes:** 111 p., 18 tab., 43 fig., 159 eq.**Key words:** seismic load, reinforced concrete, structural wall, Eurocode, seismic behaviour**Abstract**

Present graduation thesis deals with seismic behaviour of reinforced concrete structural walls of rectangular shape designed according to the European and former Slovenian standards.

In the first part of the thesis an eight-storey building is calculated according to European and former Slovenian standards. The construction is loaded by seismic action represented by design ground displacement 0,1g and 0,25g and is situated in eighth and ninth seismic zone according to the former standards. Selected wall is designed for ductility classes medium and high; in addition to being designed as a ductile wall for both classes, it is also designed as a large lightly reinforced wall for DCM. In the design of ductile walls, ductility is either proved by a more precise method or supplied by means of confining reinforcement, specified by Eurocode.

In the second part of the thesis various walls designed in the first part are compared. Reasons for differences in reinforcement are given. According to the comparison, the best option both in the areas with strong and weak earthquakes is design for DCM using the sistem of ductile walls.

The third part of the thesis deals with seismic behaviour of some of designed walls. Seismic demand is calculated by a non-linear analysis of walls, which is performed both by the N2 method and the non-linear time-history analysis. Results of the analysis shows that wall designed according to the former standards is more vulnerable than DCM wall with confining reinforcement and less vulnerable than DCM wall without confining reinforcement.

ZAHVALA

Za izdatno pomoč pri nastajanju diplomske naloge se iskreno zahvaljujem mentorju prof. dr. Mateju Fischingerju in somentorici doc. dr. Tatjani Isaković. Hvala tudi Mihi Kramarju za pomoč pri nelinearni analizi stene.

Zahvala gre tudi možu, družini in prijateljem za pomoč in podporo v času izdelave naloge, pa tudi v celotnem času študija.

KAZALO VSEBINE

| | | |
|--------------|---|-----------|
| 1 | UVOD | 1 |
| 2 | RAČUN STAVBE PO STANDARDU EVROKOD | 4 |
| 2.1 | Opis konstrukcije | 4 |
| 2.1.1 | Zasnova konstrukcije | 4 |
| 2.1.2 | Materiali | 5 |
| 2.1.3 | Vplivi na konstrukcijo | 6 |
| 2.2 | Analiza obtežbe in račun konstrukcije | 7 |
| 2.2.1 | Stalna in koristna obtežba | 7 |
| 2.2.2 | Potresna obtežba | 8 |
| 2.2.3 | Potresna obtežna kombinacija | 14 |
| 2.3 | Dimenzioniranje – razred duktilnosti DCM, duktilna stena | 16 |
| 2.3.1 | Projektne notranje sile | 16 |
| 2.3.2 | Minimalna armatura | 18 |
| 2.3.3 | Dimenzioniranje stene, če se zadostna duktilnost dokaže z računom, na območju s projektnim pospeškom tal 0,1g | 21 |
| 2.3.4 | Dimenzioniranje stene, če se zadostna duktilnost dokaže z računom, na območju s projektnim pospeškom tal 0,25g | 25 |
| 2.3.5 | Dimenzioniranje sten, če se zadostna duktilnost zagotovi z objetjem betona | 29 |
| 2.4 | Dimenzioniranje – razred duktilnosti DCH | 33 |
| 2.4.1 | Projektne notranje sile | 33 |
| 2.4.2 | Minimalna armatura | 34 |
| 2.4.3 | Dimenzioniranje stene, če se zadostna duktilnost dokaže z računom | 37 |
| 2.4.4 | Dimenzioniranje stene, če se zadostna duktilnost zagotovi z objetjem betona | 43 |
| 2.5 | Dimenzioniranje – razred duktilnosti DCM, velika, šibko armirana stena | 47 |
| 2.5.1 | Pogoji za uporabo sistema velikih, šibko armiranih sten | 47 |
| 2.5.2 | Projektne notranje sile | 48 |
| 2.5.3 | Redukcija tlačne trdnosti betona pri osno-upogibni obremenitvi | 50 |
| 2.5.4 | Minimalna armatura | 50 |
| 2.5.5 | Dimenzioniranje stene na območju s projektnim pospeškom tal 0,1g | 51 |
| 2.5.6 | Dimenzioniranje stene na območju s projektnim pospeškom tal 0,25g | 56 |

| | | |
|--------------|---|-----------|
| 3 | RAČUN STAVBE PO DOSEDANJIH PREDPISIH | 59 |
| 3.1 | Opis konstrukcije | 59 |
| 3.1.1 | Zasnova konstrukcije | 59 |
| 3.1.2 | Materiali | 59 |
| 3.1.3 | Vplivi na konstrukcijo | 60 |
| 3.2 | Analiza obtežbe in račun konstrukcije | 60 |
| 3.2.1 | Kontrola normalnih napetosti | 61 |
| 3.2.2 | Model konstrukcije za račun potresne obtežbe | 61 |
| 3.2.3 | Račun mas in teže objekta | 61 |
| 3.2.4 | Seizmični koeficient | 61 |
| 3.2.5 | Nihajni čas in nihajne oblike konstrukcije | 62 |
| 3.2.6 | Notranje sile v steni pri potresni obtežni kombinaciji | 63 |
| 3.2.7 | Kontrola pomikov | 64 |
| 3.3 | Dimenzioniranje stene, če je konstrukcija v VIII. potresni coni | 64 |
| 3.3.1 | Kontrola strižnih napetosti in strižna armatura | 64 |
| 3.3.2 | Kontrola upogibnih napetosti in vzdolžna armatura | 65 |
| 3.3.3 | U stremena | 66 |
| 3.4 | Dimenzioniranje stene, če je konstrukcija v IX. potresni coni | 67 |
| 4 | PRIMERJAVA MED STENAMI, PROJEKTIRANIMI PO EVROKODU, S KOMENTARJEM | 69 |
| 4.1 | Primerjava med duktilnimi stenami | 69 |
| 4.1.1 | Primerjava med stenami, pri katerih je zadostna duktilnost dokazana z računom | 70 |
| 4.1.2 | Primerjava med stenami, pri katerih je duktilnost dokazana z računom, s stenami, pri katerih je duktilnost zagotovljena s konstrukcijskimi pravili za objetje betona | 72 |
| 4.1.3 | Različice izvedbe detajla robnega stebra ob vpetju | 73 |
| 4.1.4 | Izbira najboljše variante | 75 |
| 4.2 | Primerjava med velikimi, šibko armiranimi stenami in duktilnimi stenami | 76 |
| 4.2.1 | Vzdolžna armatura v robnih stebrih | 77 |
| 4.2.2 | Mrežna armatura v stojini stene | 78 |
| 4.2.3 | Robni stebri | 78 |
| 4.2.4 | Povzetek | 79 |

| | | |
|------------------------------|---|------------|
| 5 | PRIMERJAVA MED STENAMI, PROJEKTIRANIMI PO EVROKODU, IN STENAMI, PROJEKTIRANIMI PO DOSEDANJIH PREDPISIH, S KOMENTARJEM | 81 |
| 5.1 | Primerjava projektnih notranjih sil | 81 |
| 5.2 | Primerjava armature med duktilnimi stenami, projektiranimi po Evrokodu in steno, projektirano po dosedanjih predpisih | 82 |
| 5.3 | Primerjava armature med velikimi, šibko armiranimi stenami, projektiranimi po Evrokodu in steno, projektirano po dosedanjih predpisih | 83 |
| 6 | NELINEARNA ANALIZA STENE | 85 |
| 6.1 | Računski model | 85 |
| 6.1.1 | Razporeditev armature | 87 |
| 6.1.2 | Konstitutivne zveze materialov | 87 |
| 6.1.3 | Določitev zveze med momentom in zasukom vzmeti | 90 |
| 6.2 | N2 metoda | 94 |
| 6.2.1 | Nelinearna statična (pushover) analiza | 94 |
| 6.2.2 | Ekvivalentni model z eno prostostno stopnjo | 95 |
| 6.2.3 | Zahteve potresa in nosilnost konstrukcije | 96 |
| 6.2.4 | Iterativni postopek določitve ciljnega pomika | 97 |
| 6.2.5 | Zahteve potresa za model z več prostostnimi stopnjami | 98 |
| 6.3 | Nelinearna analiza časovnega odziva | 99 |
| 6.4 | Primerjava med rezultati metode N2 in rezultati nelinearne analize časovnega odziva | 101 |
| 6.5 | Ocena obnašanja sten pri potresni obtežbi | 104 |
| 7 | ZAKLJUČKI | 85 |
| VIRI | | 109 |
| Standardi in predpisi | | 110 |

KAZALO PREGLEDNIC

| | | |
|-----------------|---|----|
| Preglednica 1: | Vertikalna obtežba posameznih sten v vsaki etaži. | 8 |
| Preglednica 2: | Notranje sile zaradi potresne obtežbe ob vpetju stene. | 14 |
| Preglednica 3: | Notranje sile zaradi potresne obtežne kombinacije ob vpetju stene. | 15 |
| Preglednica 4: | Armatura v steni razreda duktilnosti DCM na območju s projektnim pospeškom 0,1g. | 23 |
| Preglednica 5: | Armatura v steni razreda duktilnosti DCM na območju s projektnim pospeškom 0,25g. | 28 |
| Preglednica 6: | Armatura v stenah razreda duktilnosti DCM z objetimi robnimi stebri | 32 |
| Preglednica 7: | Armatura v steni razreda duktilnosti DCH | 42 |
| Preglednica 8: | Armatura v steni razreda duktilnosti DCH z objetimi robnimi stebri | 46 |
| Preglednica 9: | Armatura v veliki, šibko armirani steni, pri pospešku tal 0,1g | 53 |
| Preglednica 10: | Armatura v veliki, šibko armirani steni, pri pospešku tal 0,25g | 57 |
| Preglednica 11: | Armatura v steni, dimenzionirani po dosedanjih standardih | 65 |
| Preglednica 12: | Projektne sile v steni ob vpetju za stavbo v IX potresni coni | 67 |
| Preglednica 13: | Armatura v duktilnih stenah | 69 |
| Preglednica 14: | Primerjava med armaturo v duktilnih stenah v primeru, ko duktilnost dokažemo z računom, in velikimi, šibko armiranimi stenami | 76 |
| Preglednica 15: | Primerjava projektnih notranjih sil ob vpetju | 81 |
| Preglednica 16: | Armatura v obravnavanih stenah | 87 |

Preglednica 17: Primerjava rezultatov nelinearne analize časovnega odziva za različne faktorje α in β za steno, projektirano za razred duktilnosti DCM brez objetih robnih stebrov 102

Preglednica 18: Primerjava med sposobnostmi obravnavanih sten in zahtevami potresa 105

KAZALO SLIK

| | | |
|-----------|--|----|
| Slika 1: | Geometrija objekta | 5 |
| Slika 2: | Razdelitev vertikalne obtežbe na nosilne elemente | 7 |
| Slika 3: | Projektni spekter pospeškov za elastično analizo | 11 |
| Slika 4: | Projektni upogibni momenti za duktilno steno razreda duktilnosti DCM | 17 |
| Slika 5: | Projektne strižne sile za duktilno steno razreda duktilnosti DCM | 17 |
| Slika 6: | Kontrola upogibne nosilnosti prereza | 22 |
| Slika 7: | Primerjava med projektno strižno silo in strižno nosilnostjo betonskega prereza | 23 |
| Slika 8: | Detajl robu stene ob vpetju za steno, projektirano za DCM in 0,1g | 24 |
| Slika 9: | Detajl robu stene ob vpetju za steno, projektirano za DCM in 0,25g | 27 |
| Slika 10: | Detajl robu stene v kritičnem območju za steno z objetimi robnimi stebri, razred duktilnosti DCM | 30 |
| Slika 11: | Projektni upogibni momenti za duktilno steno razreda duktilnosti DCH | 33 |
| Slika 12: | Detajl robu stene ob vpetju za steno, projektirano za DCH | 40 |
| Slika 13: | Projektne strižne sile za steno razreda DCH | 42 |
| Slika 14: | Projektna prečna sila in strižna nosilnost armature za steno z objetimi robnimi stebri | 44 |
| Slika 15: | Detajl robu stene v kritičnem območju za steno z objetimi robnimi stebri, razred duktilnosti DCH | 44 |
| Slika 16: | Projektne osne sile za veliko, šibko armirano steno | 48 |
| Slika 17: | Projektne prečne sile za velike, šibko armirane stene. | 49 |

| | | |
|-----------|--|----|
| Slika 18: | Projektni upogibni momenti za velike, šibko armirane stene. | 49 |
| Slika 19: | Primerjava med projektno strižno silo in strižno nosilnostjo betona in armature za veliko, šibko armirano steno, projektirano na pospešek 0,1g. | 52 |
| Slika 20: | Detajl robu stene ob vpetju za veliko, šibko armirano steno, projektirano na projektni pospešek 0,1g. | 56 |
| Slika 21: | Primerjava med projektno strižno silo in strižno nosilnostjo betona in armature za veliko, šibko armirano steno, projektirano na pospešek 0,25g. | 56 |
| Slika 22: | Primerjava med projektno strižno napetostjo in nosilnostjo na mestu konstrukcijskih spojev | 57 |
| Slika 23: | Detajl robu stene ob vpetju za veliko, šibko armirano steno, projektirano na projektni pospešek 0,25g. | 58 |
| Slika 24: | Seizmični koeficient za stavbo v VIII potresni coni | 62 |
| Slika 25: | Razporeditev armature v steni, dimenzionirani po dosedanjih standardih | 66 |
| Slika 26: | Detajl robu stene ob vpetju za steno, dimenzionirano po dosedanjih standardih | 66 |
| Slika 27: | Kontrola upogibne nosilnosti za prerez ob vpetju za konstrukcijo v IX. potresni coni | 68 |
| Slika 28: | Varianti detajla robu stene brez objetih robnih stebrov | 74 |
| Slika 29: | Izhodiščni varianti detajlov robu stene z objetimi robnimi stebri | 74 |
| Slika 30: | Varianta detajla robu stene z objetimi robnimi stebri za razred DCH | 75 |
| Slika 31: | Varianta detajla robu stene z objetimi robnimi stebri za razred DCM | 75 |
| Slika 32: | Primerjava detajlov robu sten ob vpetju za stene razreda duktilnosti DCM | 79 |
| Slika 33: | Računski model stene za nelinearno analizo | 86 |

- Slika 34: Konstitutivna zveza betona za neobjeti beton in za objeti beton v primeru stene razreda duktilnosti DCM. 90
- Slika 35: Ravnotežno stanje v prvi etaži pri rušni obtežbi za steno razreda duktilnosti DCM brez robnih stebrov 92
- Slika 36: Diagram moment – ukrivljenost za steno, projektirano za razred duktilnosti DCM brez objetih robnih stebrov 92
- Slika 37: Odnos med silo ob vpetju in pomikom na vrhu pri nelinearni statični analizi za steno, projektirano za razred duktilnosti DCM brez objetih robnih stebrov 95
- Slika 38: Pretvorba rezultatov nelinearne statične analize v idealiziran bilinearen diagram za trikotno obtežbo in steno, projektirano za razred duktilnosti DCM brez objetih robnih stebrov 96
- Slika 39: Določitev ciljnega pomika za trikotno obtežbo in steno, projektirano za razred duktilnosti DCM brez objetih robnih stebrov 97
- Slika 40: Iterativna določitev ciljnega pomika in odnosa med silo in pomikom za trikotno obtežbo in steno, projektirano za razred duktilnosti DCM brez objetih robnih stebrov 98
- Slika 41: Histereza elementa ob vpetju za steno, dimenzionirano po dosedanjih predpisih in za akcelrogram 0196x 100
- Slika 42: Ujemanje uporabljenih akceleroگرامov z elastičnim spektrom odziva 101
- Slika 43: Primerjava momentov in prečnih sil, dobljenih z dinamično analizo in N2 metodo, za steno, projektirano za razred duktilnosti DCM brez objetih robnih stebrov 103

1 UVOD

Pri prevzemu potresne obtežbe v stavbah sodelujeta v glavnem dva konstrukcijska elementa: stena in okvir. V Sloveniji so v stanovanjski gradnji najbolj pogosti t.i. stenasti sistemi, pri katerih večino potresne obtežbe prevzamejo stene, saj le-te pogosto služijo tudi drugim namenom, npr. zvočni izolaciji med posameznimi stanovanjskimi enotami. Poleg tega dolge stene s svojo veliko upogibno togostjo in nosilnostjo močno povečajo togost in nosilnost celotne konstrukcije, zato je gradnja stenaste stavbe pogosto cenejša od gradnje podobne okvirne konstrukcije.

Stene se glede na geometrijo delijo na konzolne stene in stene z odprtinami. Medtem ko prevzemajo prve obtežbo predvsem z upogibnim momentom, jo druge prevzemajo tudi z osnimi silami in so tako »vmesni člen« med konzolnimi stenami in okvirji. V tej nalogi so obravnavane le konzolne stene, saj je njihov odziv in zato tudi dimenzioniranje enostavnejše – tako je lažje med seboj primerjati različne primere ter iskati vzroke za skupne lastnosti in razlike. Iz istega vzroka so obravnavane le stene pravokotnega prereza.

Z uvajanjem novih standardov je prišlo na področju dimenzioniranja na potresno obtežbo do mnogih sprememb. Evropski standardi so veliko kompleksnejši od dosedanjih slovenskih predpisov in dimenzioniranje sten ni pri tem ni izjema. Zato je v nalogi obravnavan primer stenaste stavbe tako po Evrokodu kot tudi po dosedanjih standardih z namenom primerjati med seboj dimenzioniranje sten na oba načina, hkrati pa tudi oceniti njihovo potresno odpornost.

Račun sten na potresno obtežbo je prikazan na primeru osemetažne stavbe, v kateri prerez sten v vsaki smeri predstavlja 1,5% tlorisne površine, kar je bilo po dosedanjih standardih minimalno dovoljeno razmerje. Ker so stavbe, višje od osmih etaž v Sloveniji prej izjema kot pravilo, so obravnavane stene dokaj obremenjene. Na bolj obremenjene stene bi naleteli pri krajših stenah in pri nepravilni razporeditvi nosilnih elementov, ki pa jo novi standardi odsvetujejo in omejujejo.

Evrokod dopušča projektantu možnost, da se odloči, ali bo projektiral stavbo na večje sile in z manjšo duktilnostjo ali obratno. Predvideva uporabo treh razredov duktilnosti: DCL (ductility

class low – nizka raven duktilnosti), DCM (ductility class medium – srednja raven duktilnosti) in DCH (ductility class high – visoka raven duktilnosti). Ker v Sloveniji razred duktilnosti DCL zaradi prevelike potresne ogroženosti ni dovoljen, sta v nalogi obravnavana preostala dva razreda.

Slovenija je razdeljena na področja z različno potresno ogroženostjo, ki se v Evrokodu izraža s projektnim pospeškom tal. Le-ta v naši državi zavzema vrednosti od 0,1 do 0,25 gravitacijskega pospeška (g), stene so dimenzionirane za oba mejna primera. Ker so projektne sile pri projektnem pospešku 0,1g relativno majhne, stavbe na takem območju ni smiselno projektirati za razred duktilnosti DCH, saj s tem »pridobimo« veliko bolj zahtevne detajle. Zato je za razred duktilnosti DCH dimenzionirana le stavba na območju s projektnim pospeškom 0,25g.

Evrokod loči dva sistema sten – sistem duktilnih sten, pri katerem se energija sipa preko deformacij v plastičnem členku ob vpetju stene, in pa sistem velikih, šibko armiranih sten, pri katerih se del energije spremeni v potencialno energijo zaradi začasnega dviga težišča stene, del pa se je vrne v temeljna tla preko zibanja konstrukcije kot togega telesa. Sistem velikih, šibko armiranih sten se lahko uporabi le v razredu duktilnosti DCM, medtem ko se lahko sistem duktilnih sten uporabi v obeh obravnavanih razredih.

V sistemu duktilnih sten se potrebno duktilnost lahko dokaže z računom ali pa se jo zagotovi s standardom predpisanimi objetimi robnimi stebri. Za oba razreda duktilnosti in oba projektna pospeška tal je izračunana armatura v obeh primerih.

Preglednica 1: Pregled obravnavanih sten

| | Evrokod | | | | | Dosedanji slovenski predpisi | |
|-------------------|---------------------|-------------------|------------------------------|---------------------|---|------------------------------|---|
| | DCM | | | DCH | | | |
| | Duktilne stene | | Velike, šibko armirane stene | Duktilne stene | | | |
| Račun duktilnosti | Objeti robni stebri | Račun duktilnosti | | Objeti robni stebri | | | |
| 0,1g | ✓ | ✓ | ✓ | | | | |
| 0,25g | ✓ | ✓ | ✓ | ✓ | ✓ | VIII. cona | ✓ |
| | | | | | | IX. cona | ✓ |

V dosedanjih predpisih se je jakost potresne obtežbe določala na podlagi maksimalne ocenjene intenzitete po MCS lestvici. Poleg majhnih območji, ki so spadala v VI. potresno cono in na katerih račun potresne obtežbe ni bil potreben, je bila Slovenija razdeljena na tri potresne cone: VII., VIII. in IX. Stena je dimenzionirana na projektno obtežbo, ki bi jo imela v VIII. in IX. coni.

Drugo in tretje poglavje sta posvečeni dimenzioniranju vseh naštetih primerov, prikazanih tudi v preglednici 1. V četrtem poglavju je med seboj primerjana armatura v stenah, dimenzioniranih po Evrokodu, v petem poglavju pa je primerjana še z armaturo v stenah, dimenzioniranih po dosedanjih slovenskih predpisih.

S primerjanjem izračunane armature se lahko primerja le sposobnost stene, da prenaša potresno obtežbo, nič pa se ne ve o zahtevah potresa. Tako ne moremo zanesljivo odgovoriti na vprašanje, ali je obravnavana stena sposobna prevzeti potresno obtežbo, in tako tudi ne moremo med seboj primerjati potresno ranljivost obravnavanih sten. Zahteve potresa se lahko določijo le z nelinearno analizo, zato je v šestem poglavju narejena nelinearna analiza nekaterih izmed obravnavanih sten. Uporabljena je tako nelinearna dinamična analiza kot tudi poenostavljena N2 metoda, ki temelji na nelinearni statični (pushover) analizi. Tako smo lahko ocenili obnašanje sten pri potresu projektne jakosti in primerjali med seboj različne konstrukcijske rešitve.

2 RAČUN STAVBE PO STANDARDU EVROKOD

V poglavju je predstavljen račun stavbe, opisane v prvem podpoglavju (2.1), po standardu Evrokod. Račun je izveden tako za razred duktilnosti DCM (srednja stopnja duktilnosti) kot tudi za razred duktilnosti DCH (visoka stopnja duktilnosti), če se konstrukcija nahaja v Ljubljani (pospešek 0,25g) ter za razred duktilnosti DCM za primer, če se konstrukcija nahaja v Kopru (pospešek 0,1g). Izbrana pospeška predstavljata minimalno in maksimalno vrednost projektnega pospeška tal v Sloveniji. Konstrukcijski sistem je v primeru razreda duktilnosti DCH sistem duktilnih sten, v primeru razreda duktilnosti DCM pa je obravnavan tako sistem duktilnih sten kot sistem velikih, šibko armiranih sten.

Za vse obravnavane primere sta predstavljeni dve rešitvi: v prvi je potrebna duktilnost dokazana z računom, v drugi pa je potrebna duktilnost zagotovljena z upoštevanjem določil standarda glede objetja betonskega prereza.

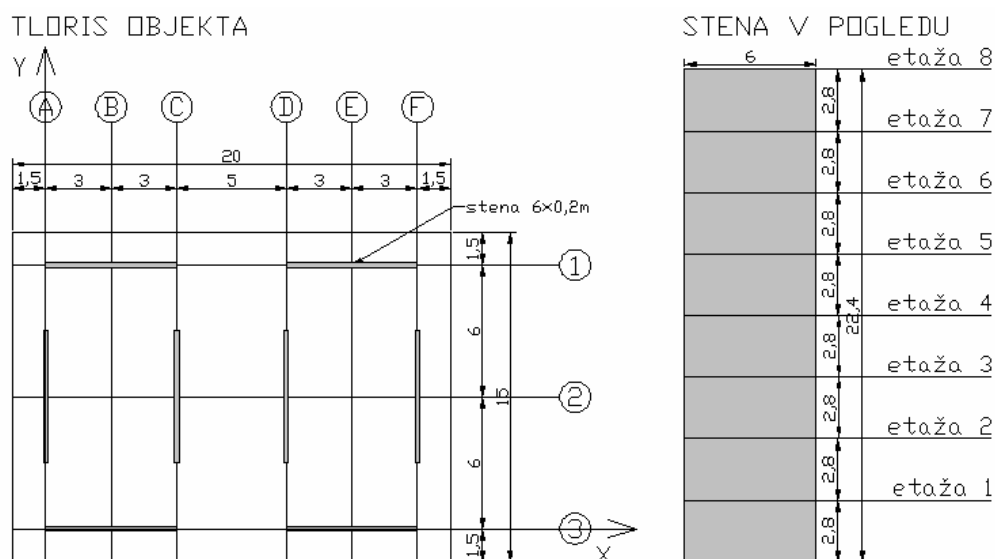
2.1 Opis konstrukcije

2.1.1 Zasnova konstrukcije

Obravnavana konstrukcija je osemnadstropna poslovna stavba. Leži v Ljubljani. Vse etaže so visoke 2,8m in vse so namenjene pisarniškim prostorom.

Horizontalni nosilni elementi so armiranobetonske plošče, z njih pa se vertikalna obtežba prenaša na osem armiranobetonskih sten dimenzij 6 x 0,2m, ki so hkrati edini vertikalni nosilni elementi. Razporejene so v dveh med seboj pravokotnih smereh, kot je prikazano na spodnji sliki. Sten je v vsaki smeri približno 1,5% tlorisne površine, kar je najmanjši procent sten, ki se uporablja v slovenski gradbeni praksi.

Predpostavljeno je, da je temeljenje takšno, da so vse stene toga vpete.



Slika 1: Geometrija objekta

2.1.1.1 Geometrijske omejitve

Širina stojine mora zadostiti naslednjemu izrazu (5.4.1.2.3(1)P in 5.5.1.2.3(1)):

$$b_{wo} > \max (0,15\text{m} ; h_s/20) = \max (0,15\text{m}; 2,6 \text{ m}/20) = 15 \text{ cm}; \quad (1)$$

kjer je h_s svetla etažna višina.

Debelina objetih robnih elementov sten ne sme biti manjša od 20 cm (5.5.1.2.3(2),5.5.3.4.2(8) in 5.4.3.4.2(10)). Kot je pozneje pokazano, dolžina objetega dela ni daljša od $0,2l_w$. Potem mora biti debelina objetih robnih elementov večja od $h_s/15$, kar je 17,33 cm.

Debelina stene 20 cm zadošča vsem omejitvam.

2.1.2 Materiali

Uporabljeni materiali za nosilno konstrukcijo so:

Beton C30/37

Karakteristična tlačna trdnost $f_{ck}=30 \text{ MPa}$.

Povprečni elastični modul $E_{cm} = 33000 \text{ MPa}$.

Vrednosti so dobljene iz tabele 3.1 v EC2.

Poissonov količnik $\nu = 0,2$. (EC2, člen 3.1.3(4))

Armatura S500

Karakteristična trdnost na meji elastičnosti $f_{yk} = 50$ MPa.

Elastični modul jekla $E_y = 200$ GPa. (EC2, člen 3.2.7(4))

2.1.2.1 Materialne omejitve

Izbrani razred tlačne trdnosti betona je večji od predpisanega C 20/25 (5.5.1.1(1)P) (Za DCM C 16/20 (5.4.1.1(1)P)).

V kritičnih območjih je treba uporabljati armaturno jeklo razreda C iz preglednice C.1 v EC2 (5.5.1.1(3)P). Za DCM bi se lahko uporabilo tudi jeklo iz razreda B (5.4.1.1(3)P).

2.1.3 Vplivi na konstrukcijo

Stalna obtežba

Konstrukcija je obremenjena s stalno obtežbo, ki znaša 9 kN/m^2 in vsebuje lastno težo konstrukcije in težo vseh njenih nekonstruktivnih delov.

Koristna obtežba

Vseh osem etaž sodi po namembnosti v kategorijo B (pisarne), za katere znaša koristna obtežba 3 kN/m^2 (EC1-2-1, tabeli 6.1 in 6.2). Zaradi enostavnosti primera je enaka obtežba privzeta tudi za vrhno etažo.

Potresna obtežba

Račun je izveden tako za razred duktilnosti DCM kot tudi za razred duktilnosti DCH, če se konstrukcija nahaja v Ljubljani (pospešek $0,25g$) ter za razred duktilnosti DCM za primer, če se konstrukcija nahaja v Kopru (pospešek $0,1g$).

Tip tal je C – globoki nanosi peska, proda ali malo deformabilne gline (EC8, tabela 3.1).

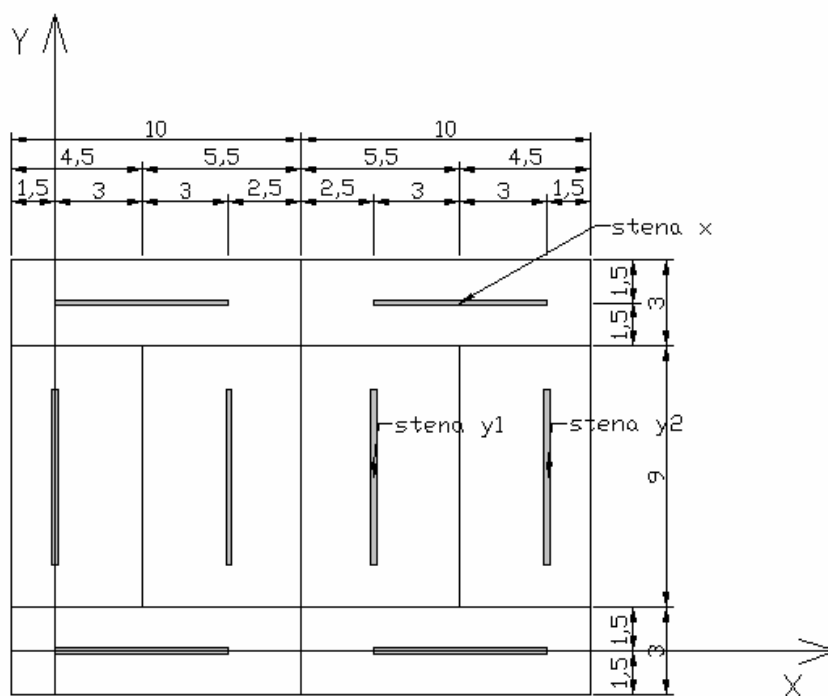
Stavba je poslovna stavba, zato spada v II. kategorijo pomembnosti (EC8, tabela 4.3), faktor pomembnosti pa je 1 ($\gamma_I = 1$) – EC8, člen 4.2.5(5)P.

Koeficient dušenja $\xi = 0,05$.

2.2 Analiza obtežbe in račun konstrukcije

2.2.1 Stalna in koristna obtežba

Predpostavljeno je, da gravitacijska obtežba na konstrukcijo deluje le z osnimi silami. Obtežbo, ki deluje na tlorisno površino, je na stene razporejena tako, kot je prikazano na sledeči sliki:



Slika 2: Razdelitev vertikalne obtežbe na nosilne elemente

V naslednji tabeli je prikazan izračun osnih sil v stenah v kritičnem prerezu ob vpetju. Osne sile so dobljene tako, da je površina, na kateri obtežba prispeva k obremenitvi posamezne stene, pomnožena z vrednostjo obtežbe ter s številom etaž.

Preglednica 1: Vertikalna obtežba posameznih sten v vsaki etaži.

| Stena | | x | y1 | y2 |
|-----------------------------|----------|------|------|------|
| Površina [m ²] | | 30 | 49,5 | 40,5 |
| Oсна sila ob vpetju [kN] | Stalna | 2160 | 3564 | 2916 |
| | Koristna | 720 | 1188 | 972 |
| | Skupaj* | 3276 | 3920 | 3207 |

*upoštevana je potresna obtežna kombinacija, to je stalna obtežba + Ψ_2 × koristna obtežba, pri čemer je Ψ_2 enak 0,3 (3.2.4(1)P).

V primeru duktilnih sten v vseh primarnih potresnih stenah (to je v tem primeru v vseh stenah) normirana osna sila v primeru razreda duktilnosti DCM ne sme preseči 0,4 (člen 5.4.3.4.1(2)), v primeru razreda duktilnosti DCH pa 0,35 (člen 5.5.3.4.1(2)). Tu je kritična stena z največjo osno silo (stena y1):

$$v_d = \frac{N}{f_{cd} \times A_c} = \frac{3920 \text{ kN}}{3/1,5 \text{ kN/cm}^2 \times 20 \text{ cm} \times 600 \text{ cm}} = 0,163 < 0,35. \quad (2)$$

2.2.2 Potresna obtežba

2.2.2.1 Model konstrukcije za račun potresne obtežbe

Za račun vpliva potresne obtežbe je uporabljena modalna analiza s spektri odzivov. Ker je konstrukcija pravilna po višini (EC8, podpoglavje 4.2.3.3), bi se lahko uporabilo tudi metodo z vodoravnimi silami (člen 4.2.3.1(3)P, tabela 4.1). Ker je konstrukcija pravilna v tlorisu (EC8, podpoglavje 4.2.3.2), bi se lahko uporabila dva ločena ravninska modela v vsaki vodoravni smeri (člen 4.2.3.1(3)P, tabela 4.1).

Stene so modelirane s konzolami. Upogibna in strižna togost prereзов se zaradi razpokanosti zmanjša na polovico (člena 4.3.1(6) in 4.3.1(7)).

Ker so armiranobetonske plošče, ki povezujejo stene, debelejšje od 7cm in so armirane z (vsaj) minimalno armaturo, se lahko predpostavi, da so toge v svoji ravnini in jih se jih modelira z diafragmami (člen 5.10(1)).

Ker se lahko predpostavi, da so stropne plošče toge v svoji ravnini, se lahko mase in masne momente koncentrira v težišču (člen 4.3.1(4)).

2.2.2.2 Račun mas

Mase so izračunane po formuli:

Skupna masa = Masa(stalna obtežba) + $\varphi \times \Psi_E \times$ Masa(koristna obtežba); (člen 3.2.4(2)P)

$$\Psi_E = \varphi \times \Psi_2; \text{ (člen 4.2.4(2)).} \quad (3)$$

Upoštevano je, da so etaže med seboj zasedene nepovezano, zato $\varphi = 0,5$ (člen 4.2.4(2)P, tabela 4.2). V zgornji etaži (streha), bi moral biti $\varphi = 1$, vendar pa zaradi enostavnosti računa to ni upoštevano.

$$\Psi_2 = 0,3; \text{ (člen 4.2.4(1)P), saj spada stavba po namembnosti v kategorijo B.} \quad (4)$$

Teža na kvadratni meter površine je torej:

$$m = 9 \text{ kN/m}^2 + 0,3 \times 0,5 \times 3 \text{ kN/m}^2 = 9,45 \text{ kN/m}^2. \quad (5)$$

Masa ene etaže je torej:

$$M = 9,45 \text{ kN/m}^2 \times 20 \text{ m} \times 15 \text{ m} / 9,81 \text{ m/s}^2 = 289 \text{ ton.} \quad (6)$$

Poleg mas, ki delujejo v dveh med seboj pravokotnih smereh (x in y), deluje na konstrukcijo še masni vztrajnostni moment M_φ . Izračunan je na sledeči način:

$$M_\varphi = r^2 \times M = 52,1 \text{ m}^2 \times 289 \text{ ton} = 15052 \text{ ton m}^2. \quad (7)$$

$$I_x = \frac{b^3 \times a}{12} = 5625 \text{ m}^4$$

$$I_y = \frac{a^3 \times b}{12} = 10000 \text{ m}^4 \quad (8)$$

$$r^2 = \frac{I_x + I_y}{a \times b} = 52,1 \text{ m}^2$$

pri čemer je a dolžina objekta (20 m), b pa njegova širina (15 m).

2.2.2.3 Vpliv slučajne torzije

Vpliv slučajne torzije je upoštevan s 5% ekscentričnostjo mas (mase so izmaknjene v smeri osi x in y, v vseh etažah enako), kot veleva člen 4.3.2(1)P. Ker je konstrukcija simetrična, mas ni potrebno izmikati v vseh štirih smereh, saj je rezultat v vseh primerih isti.

$$5\% \times 20 \text{ m} = 1 \text{ m} \quad (9)$$

$$5\% \times 15 \text{ m} = 0,75 \text{ m}. \quad (10)$$

2.2.2.4 Nihajni čas in nihajne oblike konstrukcije

Osnovni nihajni čas konstrukcije $T_I = 0,71\text{s}$.

Predpis zahteva (4.3.3.3.1(3)), da znaša vsota efektivnih modalnih mas za nihajne oblike, ki jih upoštevamo, vsaj 90% celotne mase konstrukcije ter da so upoštevane vse nihajne oblike z masami, večjimi od 5%. Ker je bilo upoštevanih vseh 24 nihajnih oblik, je ta zahteva avtomatično izpolnjena.

Kombinacije odziva v posameznih nihajnih oblikah so izračunane s kompletno kvadratno kombinacijo (CQC metoda) (4.3.3.3.2(3)).

2.2.2.5 Določitev faktorja obnašanja (q faktor)

V obeh smereh gre za sistem nepovezanih konzolnih sten. Faktor obnašanja q se v skladu s členom 5.2.2.2(1)P izračuna po formuli:

$$q = q_0 k_w, \quad (11)$$

kjer je k_w v skladu s 5.2.2.2(11)P:

$$k_w = \min\left(\frac{1 + \alpha_0}{3}; 1\right) = \min\left(\frac{1 + 2,65}{3}; 1\right) = \min(1,22; 1) = 1, \quad (12)$$

saj je α_0 po 5.2.2.2(12) razmerje med višino in dolžino stene:

$$\alpha_0 = \frac{\sum h_{wi}}{\sum l_{wi}} = \frac{h_w}{l_w} = \frac{13m}{4,9m} = 2,65. \quad (13)$$

q_0 je v skladu s členom 5.2.2.2(2), in tabela 5.1 odvisen od razreda duktilnosti. Za razred duktilnosti DCM je q_0 enak 3, za razred DCH pa ga izračunam po formuli (člen 5.2.2.2(2), tabela 5.1):

$$q_0 = 4 \times \alpha_u / \alpha_l = 4 \times 1,1 = 4,4; \quad (14)$$

pri čemer je $\alpha_u / \alpha_l = 1,1$; (člen 5.2.2.2(5)), ker sta v vsaki smeri več kot dve (štiri) steni. Če bi bila narejena natančnejša analiza v skladu s členom 5.2.2.2(4), bi lahko bil ta faktor tudi višji, vendar ta analiza ni narejena.

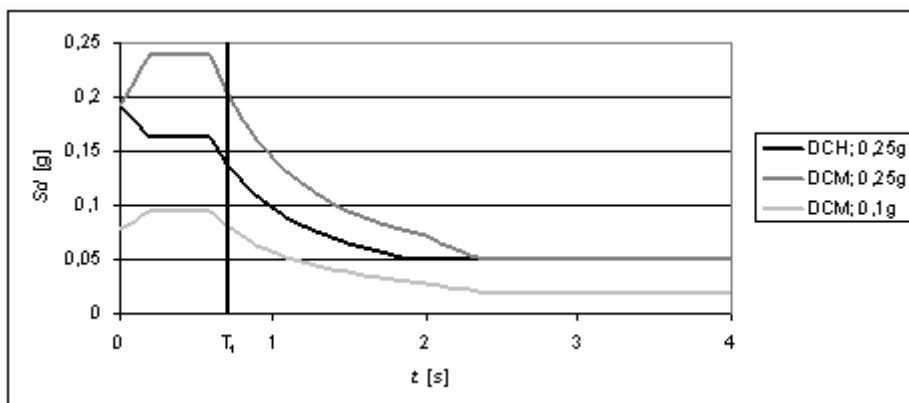
Ker je konstrukcija pravilna po višini, faktorja obnašanja ni treba reducirati (člen 5.2.2.2(3)).

2.2.2.6 Spekter pospeškov

Konstrukcija je poslovna stavba, zato spada v II. kategorijo pomembnosti (EC8, tabela 4.3), faktor pomembnosti pa je 1 ($\gamma_I = 1$) – EC8, člen 4.2.5(5)P. Upoštevan je tip tal C, zato je $S=1,15$; $T_B=0,2$ s, $T_C=0,6$ s, $T_D=2$ s (Nacionalni dodatek k EC8, člen 3.2.2.2(1)P).

β je 0,2, po členu 3.2.2.5(4)P.

Spekter pospeškov je odvisen od projektnega pospeška tal in od razreda duktilnosti. Zato je potrebno uporabiti za obravnavane primere tri različne spektre, kot je razvidno iz slike 3.



Slika 3: Projektni spekter pospeškov za elastično analizo

Ker projektni pospešek ni večji od 0,25 g, ni treba upoštevati navpične komponenta potresnega vpliva (člen 4.3.3.5.2(1)).

2.2.2.7 Vpliv teorije drugega reda

Vpliva teorije drugega reda ni treba upoštevati, če je $\theta < 0,1$ v vseh etažah, če so prevladujoče strižne sile, ki delujejo v globalni smeri x in če so prevladujoče strižne sile, ki delujejo v globalni smeri y (4.4.2.2(2)).

Faktor θ se izračuna po formuli:

$$\theta = \frac{P_{TOT} \times u}{V_{TOT} \times h}, \quad (15)$$

kjer je u računski medetažni pomik (pomnožen s faktorjem q), h etažna višina, P_{TOT} vsota vseh vertikalnih sil pri potresni kombinaciji v posamezni etaži, V_{TOT} pa vsota vseh strižnih sil zaradi potresne obtežbe v posamezni etaži.

Ker se tako P_{TOT} kot tudi V_{TOT} proti vrhu zmanjšujeta, je njun kvocient približno konstanten. Ker tudi etažna višina konstantna, je faktor θ odvisen predvsem od medetažnih pomikov, ki pa so največji med vrhnjima etažama, zato je tam θ največji.

Zaradi različnih obremenitev (različnih spektrov pospeškov) so pomiki odvisni od projektnega spektra pospeškov in od razreda duktilnosti. Prikazana je kontrola za razred duktilnosti DCH.

Smer x:

$$\theta = \frac{P_{TOT} \times u}{V_{TOT} \times h} = \frac{1782kN \times 0,44cm \times 4,4}{654kN \times 280cm} = 0,019 < 0,1 \quad (16)$$

Smer y:

$$\theta = \frac{P_{TOT} \times u}{V_{TOT} \times h} = \frac{1782kN \times 0,48cm \times 4,4}{641kN \times 280cm} = 0,021 < 0,1 \quad (17)$$

Izračun faktorja θ pokaže, da vpliva teorije drugega reda ni potrebno upoštevati v nobenem primeru, kar je za stenasto konstrukcijo pričakovano. Navedena kontrola je zgolj približna, saj so medetažni pomiki izračunani iz razlike kombiniranih pomikov in ne iz kombinacije razlik etažnih pomikov za vse upoštevane nihajne oblike. Ker je kriterij izpolnjen z veliko rezervo, taka, sicer približna, kontrola zadostuje.

2.2.2.8 Kontrola pomikov

Ob predpostavki, da so prisotni krhki nenosilni elementi, je dopustni medetažni pomik enak:

$$u < 0,005 h / v ; \text{ (člen 4.4.3.2(1))} \quad (18)$$

kjer je v faktor pomembnosti in je v tem primeru enak 0,5, saj spada stavba v kategorijo II (člen 4.4.3.2(2)), h pa je medetažna višina. Dopustni medetažni pomik je torej:

$$u < 0,005 \times 2,8 \text{ m} / 0,5 = 28 \text{ mm.} \quad (19)$$

Ker v stavbi predstavljajo primarne potresne elemente stene in ker je stavba pravilna v tlorisu, se lahko predpostavi, da deluje potresni vpliv neodvisno vzdolž dveh glavnih pravokotnih smeri (člen 4.3.3.5.1(8)). Pomiki pravokotno na smer vzbujanja so tako majhni, da se jih zanemari.

Ker so primarni potresni elementi stene, se stavba deformira kot konzola in največji medetažni pomiki so med zgornjima etažama. Podobno kot pri računu vplivov teorije drugega reda je potrebno tudi pomike kontrolirati ločeno za vsak razred duktilnosti in za vsako velikost projektnega spektra pospeškov. Kontrolo je tudi tukaj prikazana le za razred duktilnosti DCH. Medetažni pomiki, dobljeni z analizo s spektri odzivov, so:

$$\text{V smeri x zaradi vzbujanja v smeri x: } \Delta u_{e,x} = 4,4 \text{ mm.} \quad (20)$$

$$\text{V smeri y zaradi vzbujanja v smeri y: } \Delta u_{e,y} = 4,8 \text{ mm.}$$

Pomiki, ki jih povzroča projektni potresni vpliv, pa so enaki (člen 4.3.4(1)):

$$\text{V smeri x zaradi vzbujanja v smeri x: } \Delta u_{s,x} = \Delta u_{e,x} \times q = 4,4 \text{ mm} \times 4,4 = 19,4 \text{ mm.} \quad (21)$$

$$\text{V smeri y zaradi vzbujanja v smeri y: } \Delta u_{s,y} = \Delta u_{e,y} \times q = 4,8 \text{ mm} \times 4,4 = 21,1 \text{ mm.}$$

Ti pomiki so v vseh primerih manjši od dopustnega pomika, tako da je kriterij pomikov izpolnjen.

2.2.2.9 Notranje sile zaradi potresne obtežbe

Momenti in prečne sile okrog močne osi ob vpetju sten so zbrani v sledečih tabelah. Ostale notranje statične količine zaradi potresne obtežbe so zanemarljivo majhne.

Preglednica 2: Notranje sile zaradi potresne obtežbe ob vpetju stene.

| Stena | Stena x | | Stena y1 | | Stena y2 | |
|---|-----------------|---------------------|-----------------|---------------------|-----------------|---------------------|
| | Moment [kNm] | Prečna sila [kN] | Moment [kNm] | Prečna sila [kN] | Moment [kNm] | Prečna sila [kN] |
| Razred duktilnosti DCM, pospešek 0,1 g | | | | | | |
| Vzbujanje v smeri x | 5857 | 363 | 994 | 62 | 1495 | 94 |
| Vzbujanje v smeri y | 1437 | 90 | 5397 | 335 | 6377 | 396 |
| Base shear | 5,63% | | | | | |
| Razred duktilnosti DCM, pospešek 0,25 g | | | | | | |
| Vzbujanje v smeri x | 14635 | 907 | 2484 | 155 | 3730 | 234 |
| Vzbujanje v smeri y | 3587 | 225 | 13482 | 836 | 15928 | 990 |
| Base shear | 14,1% | | | | | |
| Razred duktilnosti DCH, pospešek 0,25 g | | | | | | |
| Vzbujanje v smeri x | 9997 | 632 | 1697 | 108 | 2551 | 163 |
| Vzbujanje v smeri y | 2454 | 157 | 9211 | 582 | 10884 | 689 |
| Base shear | 9,81% | | | | | |

2.2.3 Potresna obtežna kombinacija

V skladu s členom 3.2.4(1)P se projektna vrednost notranjih sil določi po določilih standarda EC0, člen 6.4.3.4. Projektna vrednost notranjih sil se torej določi za obtežno kombinacijo:

$$\sum G_{k,j} + \sum \psi_{2,i} \times Q_{k,i} + E, \quad (22)$$

kjer prvi člen predstavlja učinke stalne obtežbe, drugi učinke koristne obtežbe in tretji učinke potresne obtežbe.

Ker v stavbi predstavljajo primarne potresne elemente stene in ker je stavba pravilna v tlorisu, se lahko predpostavi, da deluje potresni vpliv neodvisno vzdolž dveh glavnih pravokotnih smeri (člen 4.3.3.5.1(8)). Tako notranjih sil zaradi vzbujanja v smeri x ni treba kombinirati z notranjimi silami zaradi vzbujanja v smeri y. Za stene v x smeri bo torej merodajna potresna

obtežna kombinacija z vzbujanjem v x smeri, za stene v smeri y pa potresna obtežna kombinacija z vzbujanjem v y smeri.

Projektne notranje sile ob vpetju stene pri potresni obtežni kombinaciji so predstavljene v naslednji tabeli.

Preglednica 3: Notranje sile zaradi potresne obtežne kombinacije ob vpetju stene.

| Stena | Osna sila [kN] | Moment [kNm] | Prečna sila [kN] |
|---|----------------|--------------|------------------|
| Razred duktilnosti DCM, pospešek 0,1 g | | | |
| Stena x | 2376 | 5857 | 363 |
| Stena y1 | 3920 | 5397 | 335 |
| Stena y2 | 3208 | 6377 | 396 |
| Razred duktilnosti DCM, pospešek 0,25 g | | | |
| Stena x | 2376 | 14635 | 907 |
| Stena y1 | 3920 | 13482 | 836 |
| Stena y2 | 3208 | 15928 | 990 |
| Razred duktilnosti DCH, pospešek 0,25 g | | | |
| Stena x | 2376 | 9997 | 632 |
| Stena y1 | 3920 | 9211 | 582 |
| Stena y2 | 3208 | 10884 | 689 |

V naslednjih podpoglavjih bo dimenzionirana stena v x smeri, ker ima najmanjšo osno silo. Zunanja stena v y smeri (stena y2) ima sicer nekoliko večji moment in nekoliko večjo prečno silo, vendar pa lahko do 30% momenta in prečne sile prerazporedimo z zunanje na notranjo steno (člen 5.4.2.4(2)).

2.3 Dimenzioniranje – razred duktilnosti DCM, duktilna stena

2.3.1 Projektne notranje sile

2.3.1.1 Projektni upogibni momenti

Ker je stena vitka ($h_w/l_w = 3,73 > 2$), je potrebno upoštevati nezanesljivost pri razporeditvi momenta vzdolž višine stene tako, da se premakne momentna črta (5.4.2.4(4)P in (5)).

Premik momentne črte a_l je predpisan v EC2, 9.2.1.3(2) kot

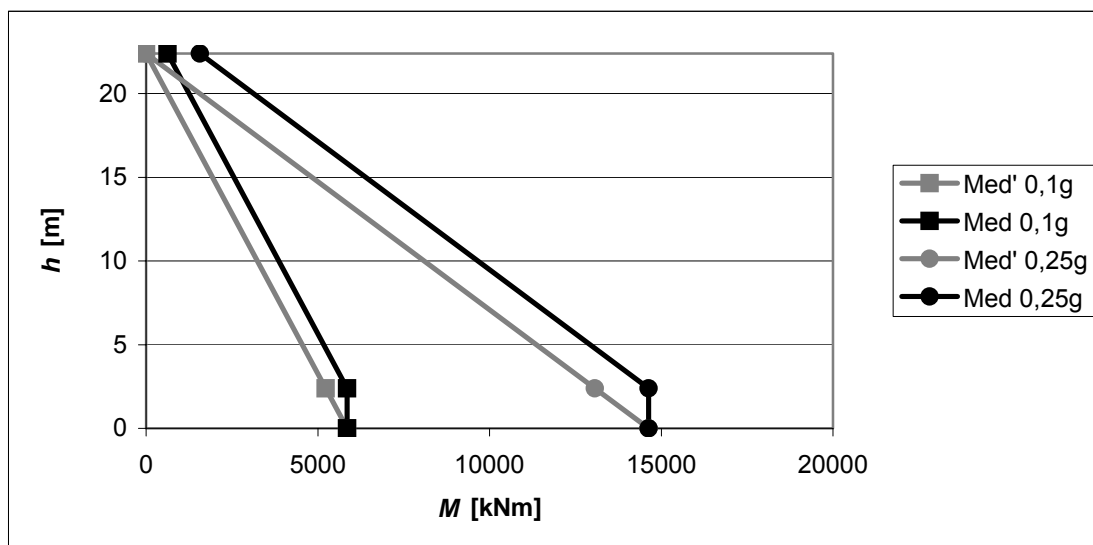
$$a_l = z (\cot\theta - \cot\alpha) / 2. \quad (23)$$

Premik momentne črte naj bo skladen s privzetim naklonom tlačnih diagonal pri preverjanju striga v mejnem stanju nosilnosti (5.4.2.4 5)). Tam je upoštevana ročica notranjih sil $z=0,8l_w$ in naklon tlačnih diagonal θ pod kotom 45 stopinj glede na navpičnico.

Kot α je enak 90° , saj je horizontalna armatura postavljena pravokotno glede na os stene. Zato je premik momentne črte enak:

$$a_l = z (\cot\theta - \cot\alpha) / 2 = 0,8 \times 600 \text{ cm} \times (\cot 45^\circ - \cot 90^\circ) / 2 = 240 \text{ cm}. \quad (24)$$

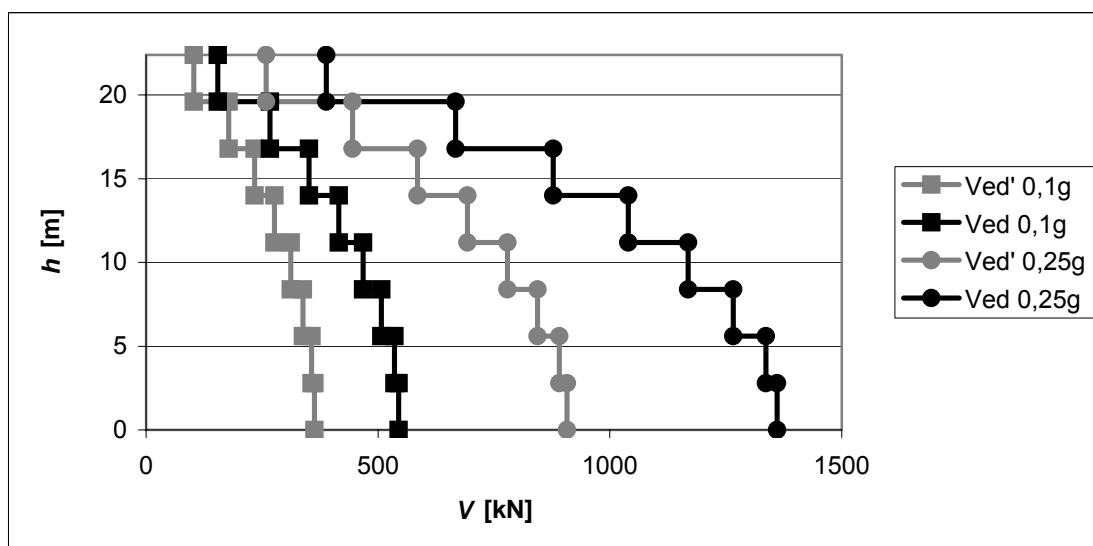
Tako so izračunani projektni upogibni momenti M_{Ed} , ki so prikazani na naslednji sliki tako za primer stene na območju s projektnim pospeškom tal 0,1g kot tudi za primer stene na območju s projektnim pospeškom tal 0,25g.



Slika 4: Projektni upogibni momenti za duktilno steno razreda duktilnosti DCM

2.3.1.2 Projektne strižne sile

Strižne sile, dobljene iz analize V_{Ed}' , je treba povečati za faktor $\varepsilon = 1,5$ (5.4.2.4.1(7)). Tako dobljene strižne sile V_{Ed} so prikazane na naslednji sliki.



Slika 5: Projektne strižne sile za duktilno steno razreda duktilnosti DCM

2.3.2 Minimalna armatura

Zaradi medsebojne prepletenosti zahtev standarda smo se odločili začeti dimenzioniranje z minimalno armaturo, ki se jo bo pozneje po potrebi povečalo.

2.3.2.1 Zahteve Evrokoda 2

Po Evrokodu 2 mora delež horizontalne armature v steni znašati najmanj 0,002 (EC2: 9.6.3(1)). Če je stena armirana s Q mrežo, je minimalni prerez vertikalne in horizontalne armature na vsaki strani stojine torej:

$$A_{s,\min} = 0,002 \times b_w / 2 = 0,002 \times 20\text{cm} / 2 = 2\text{cm}^2/\text{m}. \quad (25)$$

To armaturo se izvede v obliki dveh armaturnih mrež Q196, postavljenih ob lice stene.

Najmanjši dovoljeni premer vzdolžnih palic v robnih stebrih je 12mm (EC2 in nacionalni dodatek k EC2, člen 9.5.2(1)).

Delež vertikalne armature v steni mora znašati najmanj 0,003 (EC2, 9.6.2(1)). Za zagotovitev predpisanega deleža vertikalne armature v obravnavani steni morajo biti v vsakem robnem stebri poleg dveh armaturnih mrež Q196 še najmanj štiri palice premera 14 mm ali pa še najmanj šest palic premera 12 mm.

Če je merodajna minimalna vertikalna armatura, mora biti polovica minimalne armature nameščene na vsaki strani stene (EC2, 9.6.2(2)). Razdalja med dvema sosednjima vertikalnima palicama ne sme presegati trikratne debeline stene oz. 40 cm, kar je manj (EC2, 9.6.2(3)). Če se stena armira z dvema mrežama, sta ta dva pogoja avtomatično izpolnjena.

Na kateremkoli delu stene, kjer skupna površina vertikalne armature na obeh licih stene preseže $0,02A_c$, je potrebno steno armirati kot steber v skladu z EC2, 9.5.3 (EC2, 9.6.4(1)). To pomeni, da:

- naj premer prečne armature v stebrih ne bo manjši od 6 mm ali $\frac{1}{4}$ premera vzdolžnih palic (EC 2, 9.5.3(1)),
- razdalja med stremeni ne sme preseči (EC2, 9.5.3(3)):

$$s = \min (b_w; 400 \text{ mm}; 20d_{bL}) = \min (20 \text{ cm}; 40 \text{ cm}; 1,2 \text{ cm} \times 20) = 20 \text{ cm}, \quad (26)$$

- ta razdalja naj se reducira s faktorjem 0,6, če je obravnavani prerez manj kot štiri debeline stene oddaljen nad ali pod prečko ali ploščo (EC2, 9.5.3(4) in EC2, 9.6.4(1)),
- vsaka palica v kotu naj bo podprta s stremenom. V tlačni coni ne sme biti nobena palica več kot 15 cm oddaljena od najbližje podprte palice (EC2, 9.5.3(6)).

2.3.2.2 Zahteve zaradi zagotovitve lokalne duktilnosti po Evrokodu 8

Minimalna armatura, ki jo zahteva Evrokod 8, se razlikuje glede na način, na katerega dokazujemo zadostno vrednost faktorja duktilnosti. Če se dokaže, da je vrednost faktorja duktilnosti za ukrivljenost μ_ϕ zadostna po členu 5.4.3.4.2.2(2), potem je treba poleg zahtev Evrokoda 2 izpolniti le še sledečo zahtevo Evrokoda 8: kjer je tlačna deformacija betona večja od 0,002; je minimalni delež vzdolžne armature 0,005 (5.4.3.4.2(11)).

Zadostna duktilnost pa se lahko zagotovi tudi preko določil standarda (točke 5.4.3.4.2.2(4)-(10)) z objetimi robnimi elementi – robnimi stebri.

Najprej je treba oceniti njihovo dolžino. Ob predpostavki, da je zadostna minimalna dolžina robnih stebrov, ta znaša (5.4.3.4.2(6)):

$$l_{c.min} = \max(0,15l_w ; 1,5b_w) = \max(0,15 \times 600 \text{ cm} ; 1,5 \times 20 \text{ cm}) = 90 \text{ cm}; \quad (27)$$

kjer sta l_w dolžina in b_w širina stene.

V robnih elementih stene mora delež vzdolžne armature znašati najmanj 0,005 (5.4.3.4.2(8)). To v tem primeru pomeni:

$$A_{s.min} = 0,005 \times b_w \times l_{c.min} = 0,005 \times 20 \text{ cm} \times 90 \text{ cm} = 9 \text{ cm}^2. \quad (28)$$

V robnih elementih mora biti razdalja med dvema podprtima palicama manjša ali enaka 20cm (5.4.3.4.2(9) in 5.4.3.2.2(12)). Ker je dolžina robnega elementa 90 cm, to pomeni 6 palic na vsaki strani vsakega robnega elementa. Najmanjši dovoljeni premer vzdolžnih palic v stebrih je 12 mm (EC2 in nacionalni dodatek k EC2, člen 9.5.2(1)). Če se izbere palice premera 12mm, je skupni prerez palic v vsakem robnem stebri enak:

$$A_s = (0,6 \text{ cm})^2 \times \pi \times 12 = 13,57 \text{ cm}^2 > A_{s.min}. \quad (29)$$

Minimalno stremensko armaturo določa člen 5.4.3.2.2(11). Maksimalna razdalja med stremeni je določena z izrazom:

$$s = \min (b_0/3; 175 \text{ mm}; 8d_{bL}) = \min (15 \text{ cm} / 2; 12,5 \text{ cm}; 1,2 \text{ cm} \times 8) = 7,5 \text{ cm}, \quad (30)$$

kjer je b_0 minimalna dimenzija betonskega jedra (merjena od sredine stremen), d_{bL} pa premer najmanjše vzdolžne palice.

Po EC2, člen 9.5.3(1) naj premer prečne armature v stebrih ne bo manjši od 6 mm ali $\frac{1}{4}$ premera vzdolžnih palic, zato bi bila potrebna stremena $\Phi 6 / 7,5 \text{ cm}$.

Če pa velikost normirane osne sile ni večja od 0,15, potem se lahko prečna armatura v robnih stebrih določi le v skladu z določili EC2 (5.4.3.4.2(12)). V obravnavanem primeru to drži, saj:

$$v_d = \frac{N}{f_{cd} \times A_c} = \frac{2376 \text{ kN}}{3 / 1,5 \text{ kN} / \text{cm}^2 \times 20 \text{ cm} \times 600 \text{ cm}} = 0,099 < 0,15. \quad (31)$$

Tako dobljeno armaturo je treba zagotoviti po vsej višini kritičnega območja h_{cr} , ki ga določata člena 5.5.3.4.2(1) in 5.4.3.4.2(1):

$$h_{cr} = \max (l_w; h_w / 6) = \max (6 \text{ m}; 22,4 \text{ m} / 6) = 6 \text{ m}, \quad (32)$$

toda (ker je obravnavana 8-etažna stavba)

$$h_{cr} < 2 l_w = 12 \text{ m} \quad (33)$$

$$h_{cr} < 2 h_s = 2 \times 2,6 \text{ m} = 5,2 \text{ m}. \quad (34)$$

Torej je višina kritičnega območja h_{cr} 5,2 m. Zaradi enostavnosti izvedbe bosta kot kritično območje armirani spodnji dve etaži (5,6m).

Nad kritičnim območjem velja EC2, vendar pa mora biti tam, kjer je tlačna deformacija betona večja od 0,002; minimalni delež vzdolžne armature 0,005 (5.5.3.4.2(12) in 5.4.3.4.2(11)). To bo preverjeno pozneje, po določitvi vzdolžne armature.

2.3.3 Dimenzioniranje stene, če se zadostna duktilnost dokaže z računom, na območju s projektnim pospeškom tal 0,1g

2.3.3.1 Kontrola upogibne nosilnosti in vzdolžna armatura

S pomočjo programa Dias ugotovimo, da upogibne obremenitve prevzame že minimalna armatura. Za vzdolžno armaturo izberemo 4 palice premera 14 mm na vsaki strani stene.

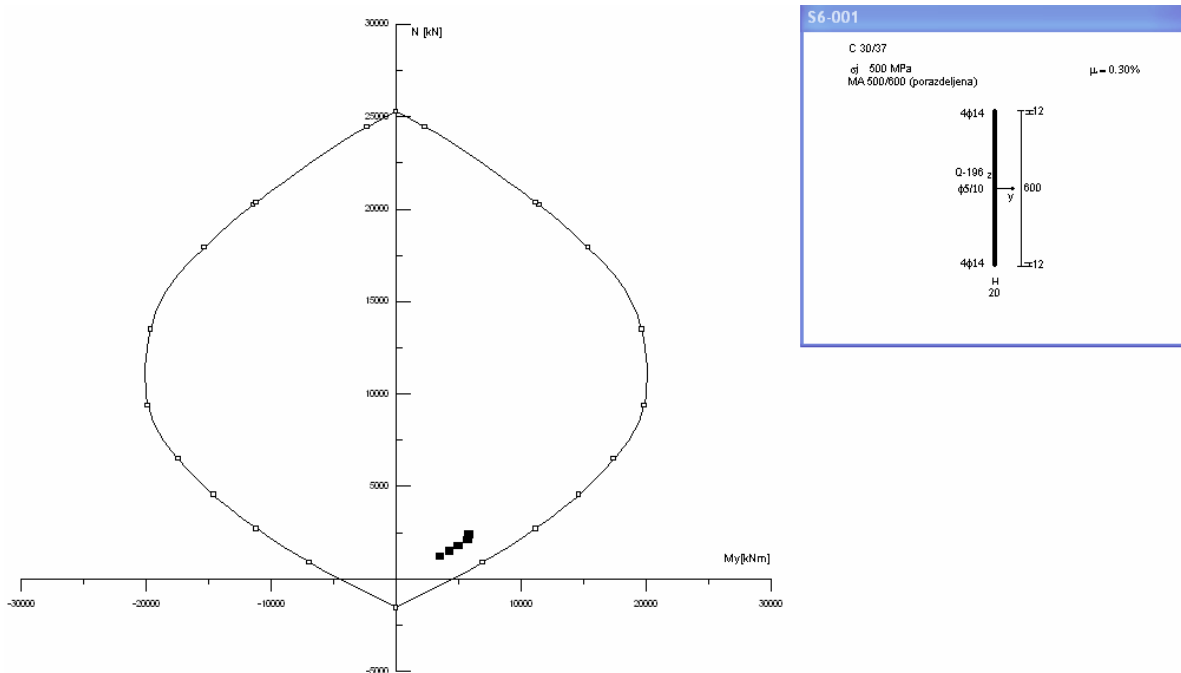
Na kateremkoli delu stene, kjer skupna površina vertikalne armature na obeh licih stene preseže $0,02A_c$, je potrebno steno armirati kot steber v skladu z EC2, 9.5.3 (EC2, 9.6.4(1)). To pomeni kar močno stremensko armaturo, posebej ob stikih s ploščami, kjer morajo biti stremena na 12 cm (podrobneje v podglavju 2.3.2.1), zato bi se radi temu izognili. Rešitev je v tem, da so armaturne palice dovolj narazen. Del stebra, na katerem je razporejena izračunana armatura, mora biti večji od:

$$A_s / 0,02 / b_w = 6,82 \text{ cm}^2 / 0,02 / 20 \text{ cm} = 17,0 \text{ cm}, \quad (35)$$

zato izberem razdaljo med armaturnimi palicami 16cm, težišče te armature pa je za 12 cm oddaljeno od roba prereza. V prerez vertikalne armature A_s je všteti tako prerez armaturnih palic kot tudi prerez mrežne armature na območju med palicami.

Ker je to minimalna armatura, bo enaka po vsej višini stene.

Preveriti je treba še, če velikost največje tlačne deformacije pri projektni obremenitvi ne presega 0,002, kar se preveri v drugi etaži, kjer je prerez zaradi premika momentne linije najbolj izkoriščen (kot je prikazano na naslednji sliki). Predpostavimo deformacijo najbolj tlačnega vlakna betona 0,002 ter ob projektni osni sili iz ravnotežja prereza izračunamo upogibni moment, ki ga prerez prevzame. Ker je izračunani upogibni moment (9508 kNm) večji od projektnega upogibnega momenta (5752 kNm), deformacija pri projektni obremenitvi nikjer ne presega 0,002 in minimalni delež vzdolžne armature 0,005 ni potreben (5.4.3.4.2(11)).



Slika 6: Kontrola upogibne nosilnosti prereza

2.3.3.2 Kontrola strižne nosilnosti in strižna armatura

Strižna nosilnost betonskega prereza V_{Rdc} se določi po EC2, 6.6.2(1). Sledi primer izračuna za prerez ob podpori.

$$V_{Rdc} = \max\left(\left(C_{Rdc} k (100 \rho_l f_{ck})^{1/3} + k_1 \sigma_{cp}\right) b_w d; (v_{\min} + k_1 \sigma_{cp}) b_w d\right) =$$

$$= \max\left(\left(0,12 \times 1,2 (100 \times 0,0030 \times 30)^{1/3} + 0,15 \times 1,98\right) \times 0,2m \times 5,5m \times 1000; \left(0,25 + 0,15 \times 1,98\right) \times 0,2m \times 5,5m \times 1000\right) = 701kN$$

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

$$k = \min\left(1 + \sqrt{\frac{200}{d}}; 2\right) = \min\left(1 + \sqrt{\frac{200}{5900}}; 2\right) = 1,2$$

$$\sigma_{cp} = \min\left(\frac{N_{Ed}}{A_c}; 0,2 f_{cd}\right) = \min\left(\frac{2376kN}{20cm \times 600cm}; 0,2 \times 2kN / cm^2\right) = 1,98MPa$$

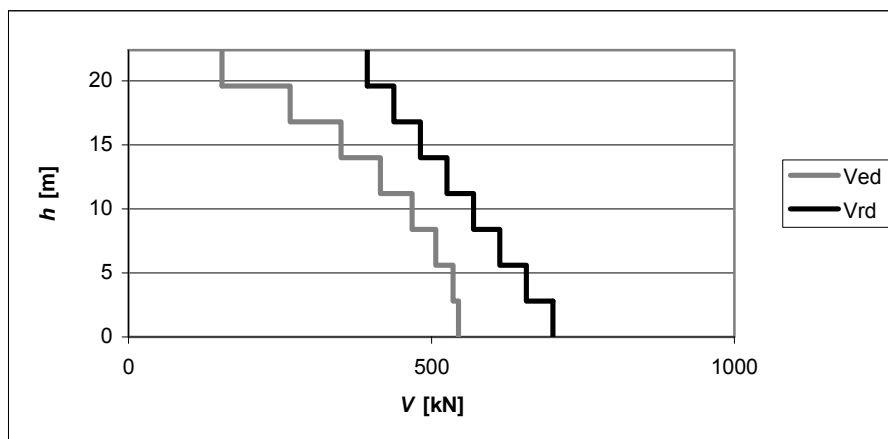
$$\rho_l = \min\left(\frac{A_{sl}}{b_w d}; 0,02\right) = \min\left(\frac{36cm^2}{20cm \times 550cm}; 0,02\right) = 0,0030$$

$$k_1 = 0,15$$

$$v_{\min} = 0,035 k^{1,5} f_{ck}^{0,5} = 0,035 \times 1,2^{1,5} \times 30^{0,5} = 0,25$$

(36)

Projektna strižna sila ob podpori (545 kN) je manjša od strižne nosilnosti betonskega prereza, tako da strižna armatura računsko ni potrebna. Kot je prikazano na naslednji sliki, to velja po vsej višini stene.



Slika 7: Primerjava med projektno strižno silo in strižno nosilnostjo betonskega prereza

2.3.3.3 U stremena

Stena se zaključí z U stremeni. Izberemo stremena premera 6mm. Razmak med njimi določimo tako, da je njihova ploščina na tekoči meter približno enaka ploščini horizontalne mrežne armature:

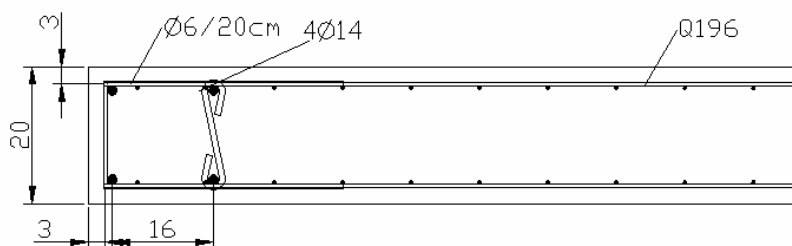
$$s \approx \pi \times (0,3 \text{ cm})^2 / 1,96 \text{ cm}^2/\text{m} = 14,4 \text{ cm.} \quad (37)$$

Izberem razmak med stremeni 15cm.

2.3.3.4 Povzetek armature

Preglednica 4: Armatura v steni razreda duktilnosti DCM na območju s projektnim pospeškom 0,1g.

| Etaža | Palice v vsakem od stebrov | Armaturna mreža |
|-------|----------------------------|-----------------|
| 1-8 | 4Φ14 | Q196 |



Slika 8: Detajl robu stene ob vpetju za steno, projektirano za DCM in 0,1g

2.3.3.5 Kontrola duktilnosti prereza

Izračunati je treba, kakšna maksimalna deformacija betona je potrebna, da se zagotovi zadostna duktilnost μ_ϕ (5.4.3.4.2(2) in 5.2.3.4(3)). Ker je nihajni čas konstrukcije 0,71 s in je daljši od T_C , velja:

$$\mu_\phi = 2q_0 \times M_{Ed} / M_{Rd} - 1 = 2 \times 3 / 1,79 - 1 = 2,35. \quad (38)$$

$$\mu_\phi = \Phi_u / \Phi_y, \quad (39)$$

kjer je Φ_u zasuk prereza pri porušitvi, Φ_y pa je zasuk prereza v trenutku, ko steče natezna armatura.

Najprej določimo zasuk prereza v trenutku, ko steče natezna armatura Φ_y (opazujemo, kdaj se tečenje pojavi v njenem težišču). Predpostavimo deformacijo težišča natezne armature na meji tečenja in iteracijsko določimo tako globino nevtralne osi (x), da bo dobljena osna sila enaka osni sili pri potresni obtežni kombinaciji (2376 kN).

Dobljena globina nevtralne osi je 178,5 cm, deformacija robnega vlakna betona pa je 0,00094.

Tako dobimo:

$$\Phi_y = (\epsilon_{cmax} + \epsilon_{yd}) / d = (0,00094 + 0,0022) / 5,5 \text{ m} = 0,00052 / \text{m} \quad (40)$$

Sedaj lahko določimo, kakšen zasuk prereza Φ_u potrebujemo:

$$\Phi_u = \mu_\phi \times \Phi_y = 2,35 \times 0,00052 / \text{m} = 0,00124 / \text{m}. \quad (41)$$

Zanima nas, če je zasuk pri deformaciji betona $0,0035 \Phi_{0,0035}$ zadosten. Predpostavimo deformacijo najbolj obremenjenega vlakna betona $0,0035$ in iteracijsko določimo tako globino nevtralne osi (x), da bo dobljena osna sila enaka osni sili pri potresni obtežni kombinaciji (2376 kN).

Dobljena globina nevtralne osi je 94,9cm, deformacija natezne armature pa je 0,018.

Tako dobimo:

$$\Phi_{0,0035} = (\varepsilon_{cmax} + \varepsilon_y) / d = (0,0035 + 0,018) / 5,5m = 0,0039 / m, \quad (42)$$

kar je ravno enako potrebnemu zasuku prereza Φ_u . Torej objetje betona ni potrebno za zagotovitev zadostne duktilnosti (5.4.3.4.2(3)).

2.3.4 Dimenzioniranje stene, če se zadostna duktilnost dokaže z računom, na območju s projektnim pospeškom tal 0,25g

V prvih treh podpoglavjih je predstavljeno dimenzioniranje prereza ob podpori, v zadnjem podpoglavju pa je na podlagi določene armature ob podpori zdimenzionirana celotna stena.

2.3.4.1 Kontrola upogibne nosilnosti in vzdolžna armatura

S pomočjo programa Dias je bilo ugotovljeno, da se za prevzem celotnega upogibnega momenta ob podpori potrebuje 8 palic premera 20mm.

2.3.4.2 Kontrola strižne nosilnosti in strižna armatura

V nasprotju s projektiranjem za visoko stopnjo duktilnosti je treba pri projektiranju za srednjo stopnjo duktilnosti zadovoljiti zgolj zahteve EC2 (5.4.3.4.1(1)P).

Po formulah EC2, 6.6.2(1) (s podobnim postopkom kot v podpoglavju 2.3.3.2) je ugotovljeno, da je strižna nosilnost betonskega prereza $V_{Rd,c}$ manjša od projektne strižne sile (ob podpori: 754 kN < 1361kN). Ker betonski prerez sam ne prevzame celotne strižne sile, je potrebna strižna armatura.

Izračun nosilnosti betonskih diagonal in kontrola nosilnosti strižne armature sta predpisani v EC2, 6.2.3.(3). Za ročico notranjih sil je upoštevano $z = 0,8l_w$, za naklon tlačnih diagonal glede na navpičnico pa je predpostavljena vrednost 45 stopinj.

Najprej je preverjena nosilnost betonskih diagonal $V_{Rd,max}$:

$$V_{Rd,max} = \alpha_{cw} b_w z v_l f_{cd} / (\cot\theta + \tan\theta), \quad (43)$$

kjer je:

$\alpha_{cw} = 1$ za konstrukcije, ki niso prednapete.

$$v_l = v = 0,6 \times (1 - f_{ck} / 250) = 0,6 \times (1 - 30 / 250) = 0,528 \quad (44)$$

$V_{Rd,max}$ je tako:

$$V_{Rd,max} = 1 \times 20 \text{ cm} \times 0,8 \times 600 \text{ cm} \times 0,528 \times 2 \text{ kN/cm}^2 / 2 = 5069 \text{ kN}. \quad (45)$$

$$V_{Rd,max} = 5069 \text{ kN} > V_{Ed} = 1361 \text{ kN} \quad (46)$$

Nato je kontrolirana še nosilnosti strižne armature $V_{Rd,s}$.

$$V_{Rd,s} = A_{sw} / s \times z \times f_{ywd} \times \cot\theta = 1,96 \text{ cm}^2/\text{m} \times 2 \times 0,8 \times 6 \text{ m} \times 43,7 \text{ kN/cm}^2 \times 1 = 818 \text{ kN} \quad (47)$$

$$V_{Rd,s} = 818 \text{ kN} < V_{Ed} = 1361 \text{ kN} \quad (48)$$

Nosilnost strižne armature ni zadostna, zato je potrebno povečati mrežo.

2.3.4.3 Druga iteracija

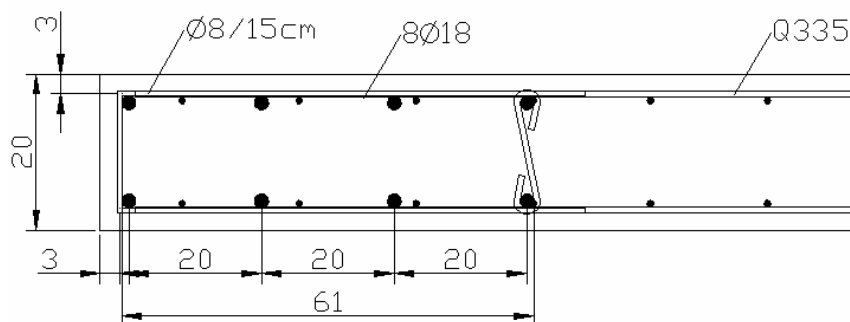
Da se dobi zadostna nosilnost strižne armature, je potrebno povečati mrežno armaturo na Q335:

$$V_{Rd,s} = 3,35 \text{ cm}^2/\text{m} \times 2 \times 0,8 \times 6 \text{ m} \times 43,7 \text{ kN/cm}^2 \times 1 = 1398 \text{ kN} > V_{Ed} = 1361 \text{ kN} \quad (49)$$

Ker se pri tem poveča upogibna nosilnost betonskega prereza, 8 palic premera 20 mm na koncih sten ni več potrebnih, ampak zadostuje 8 palic premera 18 mm. Razmak med palicami je določen analogno kot v poglavju 2.3.3.1.

Razmerje M_{Rd} / M_{Ed} je enako 1,05.

Detajl robu stene v kritičnem območju je prikazan na naslednji sliki.



Slika 9: Detajl robu stene ob vpetju za steno, projektirano za DCM in 0,25g

2.3.4.4 Kontrola duktilnosti prereza

Kontrola duktilnosti je analogna kontroli v podpoglavju 2.3.3.5

Potrebna duktilnost je:

$$\mu_{\varphi} = 2q_0 \times M_{Ed} / M_{Rd} - 1 = 2 \times 3 / 1,05 - 1 = 4,71. \quad (50)$$

$$\mu_{\varphi} = \Phi_u / \Phi_y, \quad (51)$$

kjer je Φ_u zasuk prereza pri poružitvi, Φ_y pa je zasuk prereza v trenutku, ko steče natezna armatura.

$$\Phi_y = (\varepsilon_{cmax} + \varepsilon_{yd}) / d = (0,0011 + 0,0022) / 5,5 \text{ m} = 0,00058 / \text{m} \quad (52)$$

$$\Phi_u = \mu_{\varphi} \times \Phi_y = 4,71 \times 0,00058 / \text{m} = 0,00273 / \text{m}. \quad (53)$$

$$\Phi_{0,0035} = (\varepsilon_{cmax} + \varepsilon_{y'}) / d = (0,0035 + 0,015) / 5,5 \text{ m} = 0,00324 / \text{m}, \quad (54)$$

kar je več od potrebnega zasuka prereza Φ_u . Torej objetje betona ni potrebno za zagotovitev zadostne duktilnosti (5.4.3.4.2(3)).

2.3.4.5 Armatura po celotni višini stene

Najprej bo določena strižna armatura, saj mreža kar precej pripomore k upogibni nosilnosti. Odločimo se, da bomo izbrali enotno mrežno armaturo v prvih štirih etažah in spet enotno v naslednjih štirih. Največja projektna strižna sila v vrhnjih etažah je 1040 kN. To še lahko prevzame mrežna armatura Q257. Spodnje štiri etaže so torej armirane z mrežo Q335, zgornje štiri pa z mrežo Q257.

S pomočjo programa Dias se določi vzdolžna armatura po vsej steni.

Preglednica 5: Armatura v steni razreda duktilnosti DCM na območju s projektnim pospeškom 0,25g.

| Etaža | Palice v vsakem od stebrov | Armaturna mreža |
|-------|----------------------------|-----------------|
| 1-2 | 8Φ18 | Q335 |
| 3 | 6Φ18 | |
| 4 | 4Φ18 | |
| 5-8 | | Q257 |

Delež vertikalne armature v steni mora znašati najmanj 0,003 (EC2, 9.6.2(1)). Preverimo, če to drži v zadnjih treh etažah:

$$A_{s,v} = 2 \times 2,57 \text{ cm}^2/\text{m} \times 6 \text{ m} + (0,9 \text{ cm})^2 \times \pi \times 8 = 51,2 \text{ cm}^2. \quad (55)$$

$$A_{s,v} / b_w / l_w = 0,0043 > 0,003. \quad (56)$$

Preveriti je treba še, če velikost največje tlačne deformacije pri projektni obremenitvi ne presega 0,002 (5.4.3.4.2(11)). To se preveri v prvi, drugi, tretji, četrti in peti etaži. Predpostavimo deformacijo najbolj tlačnega vlakna betona 0,002 ter ob projektni osni sili iz ravnotežja prereza izračunamo upogibni moment, ki ga prevez prevzame. Ugotovimo, da vsi prerezi, razen tistega v drugi etaži, ob predpostavljeni deformaciji betona lahko prevzamejo projektni upogibni moment.

V drugi etaži je deformacija najbolj tlačnega vlakna -0,00237, deformacija natezne armature pa 0,00976 (to je ugotovljeno s programom Dias). Razdalja od roba prereza, na kateri je deformacija enaka -0,002, je torej:

$$d \left(1 - \frac{\varepsilon_{c2} + \varepsilon_s}{\varepsilon_{c,max} + \varepsilon_s} \right) = 565 \text{ cm} \left(1 - \frac{0,002 + 0,00967}{0,00237 + 0,00967} \right) = 17,4 \text{ cm}, \quad (57)$$

kar je manj od dolžine, na kateri je razporejena vzdolžna armatura in kjer je delež vzdolžne armature enak 0,02.

Steno zaključimo z U stremeni. Izberemo stremena premera 8 mm. Razmak med njimi določimo tako, da je njihova ploščina na tekoči meter približno enaka ploščini horizontalne mrežne armature, tako dobimo v spodnjih etažah stremena na 15 cm, v zgornjih pa na 20 cm.

2.3.5 Dimenzioniranje sten, če se zadostna duktilnost zagotovi z objetjem betona

2.3.5.1 Kontrola strižne nosilnosti in strižna armatura

Projektne strižne sile so popolnoma enake, kot če se zadostna duktilnost zagotovi z računom, zato bo tudi strižna armatura popolnoma enaka.

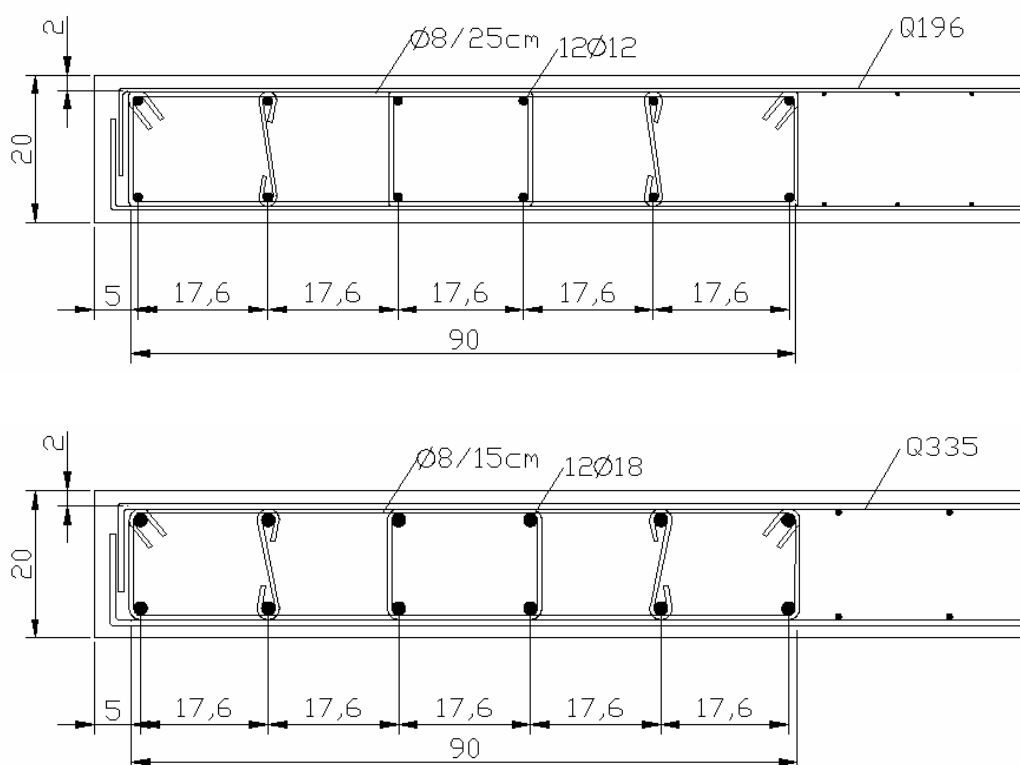
2.3.5.2 Kontrola upogibne nosilnosti in vzdolžna armatura

Kot je razloženo v poglavju Minimalna armatura, je v primeru, ko se zadostna duktilnost zagotovi z objetimi robnimi stebri, potrebnih najmanj 12 palic premera 12 mm v vsakem stebri. Taka vzdolžna armatura je zadostna v primeru projektnega pospeška 0,1g, ne zadostuje pa v primeru projektnega pospeška 0,25g (v tem primeru je potrebnih 12 palic premera 18 mm).

Tako vzdolžno armaturo je treba voditi vsaj čez prve tri etaže, nato se lahko armatura v robnih stebrih zmanjša in mora zadostiti le še minimalnim zahtevam Evrokoda 2, zahtevi, da mora biti tam, kjer je deformacija prereza večja od 0,002, delež vzdolžne armature vsaj 0,005, in pa zahtevam upogibne nosilnosti. Zato je armatura višje popolnoma enaka, kot če bi bila zadostna duktilnost zagotovljena z računom.

2.3.5.3 Kontrola objetja betona v robnem stebri

Detajla robu stene v kritičnem območju sta prikazana na naslednji sliki – zgoraj za projektni pospešek tal 0,1g, spodaj pa za projektni pospešek tal 0,25g.



Slika 10: Detajl robu stene v kritičnem območju za steno z objetimi robnimi stebri, razred duktilnosti DCM

Mehanski volumski delež armature objetja v robnih elementih ω_{wd} mora biti večji od 0,12 (5.4.3.2.2(9)). Stremena premera 8 mm na 25 cm še ravno zadostijo temu pogoju:

$$\omega_{wd} = \frac{\text{volumen_stremen}}{\text{volumen_objetega_betona}} \frac{f_{yd}}{f_{cd}} = \frac{(0,8/2)^2 \pi (15\text{cm} \times 6 + 90\text{cm} \times 2)}{15\text{cm} \times 90\text{cm} \times 25\text{cm}} \frac{50/1,15}{3/1,5} = 0,087 \quad (58)$$

V skladu s členoma 5.5.3.4.2(4) in 5.4.3.4.2(4) mora mehanski volumski delež potrebne armature objetja v robnih elementih ustrezati naslednjemu izrazu (kontrola je prikazana za projektni pospešek 0,25g):

$$\alpha \omega_{wd} \geq 30 \mu_{\phi} (v_d + \omega_v) \epsilon_{sy,d} \frac{b_c}{b_o} - 0,035; \quad (59)$$

kjer je:

$$\omega_v = \rho_v \frac{f_{yd,v}}{f_{cd}} = \frac{3,35}{20} \frac{cm^2}{m} \times 2 \times \frac{50/1,15}{3/1,5} = 0,0728. \quad (60)$$

μ_ϕ je definiran v členih 5.4.3.4.2(2) in 5.2.3.4(3). Ker je nihajni čas konstrukcije 0,71 s daljši od T_C , velja:

$$\mu_\phi = 2 q_0 \times M_{Ed} / M_{Rd} - 1 = 2 \times 3 / 1,07 - 1 = 4,62. \quad (61)$$

Ostale količine so definirane v členu 5.4.3.2.2(8):

$$v_d = N_{ed} / A_c / f_{cd} = 2376 \text{ kN} / 20 \text{ cm} / 600 \text{ cm} / (2 \text{ kN/cm}^2) = 0,099 \quad (62)$$

$$\varepsilon_{sy,d} = f_{yd} / E_s = 0,0022 \quad (63)$$

$$\alpha = \alpha_n \times \alpha_s$$

$$\alpha_n = 1 - \sum_n b_i^2 / (6b_0 h_0) = 1 - 12 \times (15 \text{ cm})^2 / (6 \times 15 \text{ cm} \times 90 \text{ cm}) = 0,52 \quad (64)$$

$$\alpha_s = (1 - s / 2b_0)(1 - s / 2h_0) = (1 - 25 \text{ cm} / 2 / 15 \text{ cm})(1 - 25 \text{ cm} / 2 / 90 \text{ cm}) = 0,14$$

$$\alpha = 0,52 \times 0,14 = 0,075$$

b_i je razdalja med sosednjima podprtima palicama, b_o je širina objetelega dela betona, b_c je širina stene, h_o je dolžina robnega stebra.

Kontrola ni izpolnjena, saj:

$$\begin{aligned} \alpha \omega_{wd} &= 0,075 \times 0,087 = 0,0065 < \\ < 30 \mu_\phi (v_d + \omega_v) \varepsilon_{sy,d} \frac{b_c}{b_o} - 0,035 &= \\ = 30 \times 4,62 \times (0,099 + 0,073) \times 0,0022 \times \frac{20 \text{ cm}}{15 \text{ cm}} - 0,035 &= 0,0347 \end{aligned} \quad (65)$$

Zgornjo kontrolo za projektni pospešek 0,25g izpolnijo šele stremena premera 8mm na 15 cm, za projektni pospešek 0,1g pa zadoščajo stremena premera 8 mm na 25 cm.

Ker skupna površina vertikalne armature na obeh licih stene v robnih stebrih ne preseže $0,02A_c$, sten ni potrebno armirati kot steber v skladu z EC2, 9.5.3 (EC2, 9.6.4(1)). Izračun za primer pospeška 0,25g:

$$A_s = 30,54 \text{ cm}^2 < 0,02 b_w l_c = 0,02 \times 20 \text{ cm} \times 90 \text{ cm} = 36,0 \text{ cm}^2. \quad (66)$$

2.3.5.4 Povzetek armature

Preglednica 6: Armatura v stenah razreda duktilnosti DCM z objetimi robnimi stebri

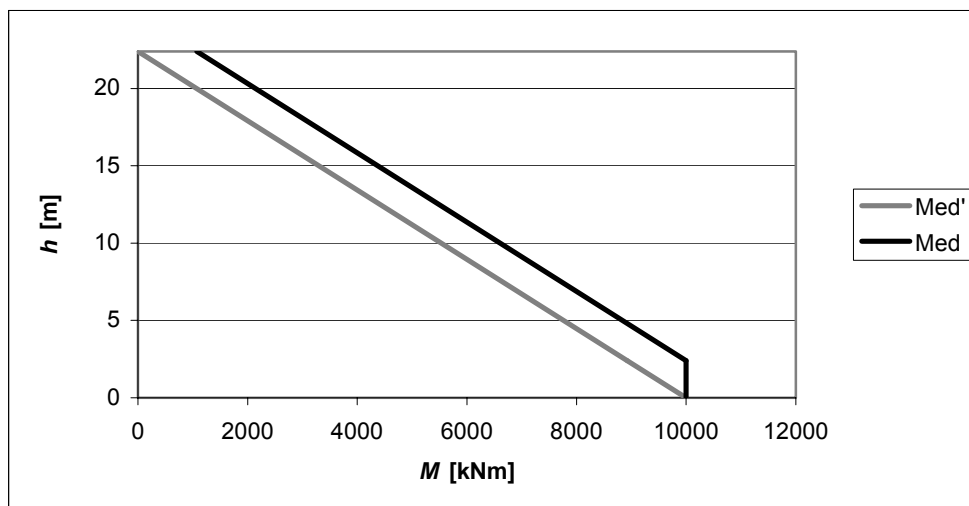
| Etaža | Palice v vsakem od stebrov | Armaturna mreža | Stremena |
|--------------------------|----------------------------|-----------------|----------|
| Projektni pospešek 0,1g | | | |
| 1-2 | 12Φ12 | Q196 | Φ8/25cm |
| 3-8 | 4Φ14 | | |
| Projektni pospešek 0,25g | | | |
| 1-2 | 12Φ18 | Q335 | Φ8/15cm |
| 3 | 6Φ18 | | |
| 4 | 4Φ18 | Q257 | |
| 5-8 | | | |

2.4 Dimenzioniranje – razred duktilnosti DCH

2.4.1 Projektne notranje sile

2.4.1.1 Projektni upogibni momenti

Nezanesljivost pri razporeditvi momenta vzdolž višine vitke stene je potrebno po 5.4.2.4.2(4)P in (5) upoštevati ekvivalentno kot pri razredu duktilnosti DCM. Tako dobljeni projektni upogibni moment je predstavljen na naslednji sliki.



Slika 11: Projektni upogibni momenti za duktilno steno razreda duktilnosti DCH

2.4.1.2 Projektne prečne sile

Projektna strižna sila V_{Ed} se določi po formuli:

$$V_{Ed} = \varepsilon \times V'_{Ed} \quad (5.5.2.4.1(7)),$$

kjer je V'_{Ed} strižna sila iz analize, faktor povečanja ε pa je:

$$\varepsilon = q \times \sqrt{\left(\frac{\gamma_{Rd}}{q} \times \frac{M_{Rd}}{M_{Ed}}\right)^2 + 0,1 \left(\frac{S_e(T_c)}{S_e(T_1)}\right)^2} \leq q. \quad (67)$$

γ_{Rd} je faktor povečanja nosilnosti, za katerega se lahko predpostavi, da je enak 1,2.

$S_e(T)$ je ordinata spektra za elastično analizo pri času T .

Kot je razvidno iz gornjih enačb, je projektna prečna sila odvisna od upogibne nosilnosti betonskega prereza, saj se pri večji upogibni nosilnosti lahko razvijejo večji upogibni momenti in s tem tudi večje prečne sile. Zato bodo projektne prečne sile izračunane kasneje, po določitvi upogibne armature.

2.4.2 Minimalna armatura

Zaradi medsebojne prepletenosti zahtev standarda smo se odločili začeti dimenzioniranje z minimalno armaturo, ki se jo bo pozneje po potrebi povečalo.. Določila glede minimalne armature Evrokoda 2 veljajo tudi za stene, projektirane za razred duktilnosti DCH in so bila že opisana pri steni, projektirani za razred duktilnosti DCM (podpoglavje 2.3.2.1), zato se tukaj ne bodo ponavljala.

Podobno kot pri razredu duktilnosti DCM je tudi tukaj minimalna armatura odvisna od tega, kako zagotovimo potrebno duktilnost. Zadostno vrednost faktorja duktilnosti za ukrivljenost μ_ϕ lahko dokažem z ustrezno natančnejšo metodo po členu 5.5.3.4.5(2), po drugi strani pa člen 5.5.3.4.5(3) dovoljuje, da se duktilnost zagotovi z upoštevanjem določil 5.5.3.4.5(4)-(11), ki pa vsebujejo dodatne zahteve glede minimalne armature, predstavljene v sledečem podpoglavju.

2.4.2.1 Zahteve zaradi zagotovitve zadostne lokalne duktilnosti ob vpetju

Zadostno duktilnost prereza ob podpori se lahko zagotovi z objetimi robnimi elementi – robnimi stebri. Njihovo konstruiranje je podobno kot pri razredu duktilnosti DCM in je že bilo opisano v podpoglavju 2.3.2.2, zato bodo tu navedene zahteve, ki so različne.

V robnih elementih mora biti razdalja med dvema podprtima palicama manjša ali enaka 15cm (5.5.3.4.5(10) in 5.5.3.2.2(12)). Ker je dolžina robnega elementa 90 cm, to pomeni 7 palic na vsaki strani vsakega robnega elementa. Najmanjši dovoljeni premer vzdolžnih palic v stebrih je 12 mm (EC2 in nacionalni dodatek k EC2, člen 9.5.2(1)). Če se izbere palice premera 12mm, je skupni prerez palic v vsakem robnem stebri enak:

$$A_s = (0,6 \text{ cm})^2 \times \pi \times 14 = 15,83 \text{ cm}^2 > A_{s.min}.$$

Minimalno stremensko armaturo določajo členi 5.5.3.4.5(10) in 5.5.3.2.2(12).

Minimalni premer stremen določa zahteva:

$$d_{bw} \geq 0,4 \times d_{bL,max} \times \sqrt{f_{ydL} / f_{ydw}} = 0,4 \times 12 \text{ cm} \times 1 = 0,48 \text{ cm}; \quad (68)$$

kjer je $d_{bL,max}$ premer največje vzdolžne palice, izraz pod korenem pa razmerje med trdnostjo jekel vzdolžne armature in armature stremen.

Maksimalna razdalja med stremeni je določena z izrazom:

$$s = \min (b_0/3; 125 \text{ mm}; 6d_{bL}) = \min (15 \text{ cm} / 3; 12,5 \text{ cm}; 1,2 \text{ cm} \times 6) = 5 \text{ cm}, \quad (69)$$

kjer je b_0 minimalna dimenzija betonskega jedra (merjena od sredine stremen), d_{bL} pa premer najmanjše vzdolžne palice.

Po EC2, člen 9.5.3(1) naj premer prečne armature v stebrih ne bo manjši od 6 mm ali $\frac{1}{4}$ premera vzdolžnih palic, zato izberemo stremena $\Phi 6 / 5 \text{ cm}$.

Višina kritičnega območja h_{cr} je enaka kot pri razredu duktilnosti DCM (5.5.3.4.2(1) in 5.4.3.4.2(1)), vendar pa se tukaj robni elementi nadaljujejo tudi eno etažo nad kritičnim območjem, kjer mora biti zagotovljene najmanj $\frac{1}{2}$ armature objetja (5.5.3.4.2(10)).

2.4.2.2 Zahteve zaradi preprečitve prezgodnjega pojavljanja strižnih razpok

Delež vertikalne in horizontalne armature v stojini stene mora znašati najmanj 0,002 (5.5.3.4.5(13)P). Minimalni prerez vertikalne in horizontalne armature na vsaki strani stojine je torej:

$$A_{s,min} = 0,002 \times b_w / 2 = 0,002 \times 20 \text{ cm} / 2 = 2 \text{ cm}^2/\text{m}. \quad (70)$$

To armaturo izvedemo v obliki dveh armaturnih mrež, postavljenih ob lice stene, ki sta povezani s prečnimi vezmi na razdalji približno 50 cm (5.5.3.4.5(14)).

Minimalna dovoljena presek armaturnih palic v armaturi stene je 8 mm (člen 5.5.3.4.5(15)).

Minimalna razdalja med palicami je (d je premer palice):

$$s_{min} = \min (25 \text{ cm}; 25d). \quad (71)$$

Če izberemo palice premera 8 mm, dobimo $s_{min} = 20$ cm. To ustreza porazdeljeni armaturi $2,51\text{cm}^2/\text{m}$. Ker takih mrež ne proizvajajo, izberemo dve mreži Q257.

2.4.2.3 Zahteve zaradi preprečitve strižnega zdrsa vzdolž delovnega stika

Armatura v stojini na mestu delovnih stikov mora biti večja kot (5.5.3.4.5(16)):

$$\rho_{min} \geq \max \left(\left(1,3 \times f_{ctd} - \frac{N_{Ed}}{A_w} \right) / \left(f_{yd} \left(1 + 1,5 \sqrt{f_{cd} / f_{yd}} \right) \right); 0,0025 \right), \quad (72)$$

kjer je $f_{ctd} = \alpha_{ct} \times f_{ctk0,005} / \gamma_c = 1 \times 0,2 \text{ kN/cm}^2 / 1,5 = 0,133 \text{ kN/cm}^2$.

Armaturu v stojini na mestu delovnih stikov je treba preveriti tudi na mestu najvišjega delovnega stika (7. etaža), kjer je osna sila najmanjša (predstavlja jo le obtežba osme etaže).

$$\begin{aligned} & \left(1,3 \times f_{ctd} - \frac{N_{Ed}}{A_w} \right) / \left(f_{yd} \left(1 + 1,5 \sqrt{f_{cd} / f_{yd}} \right) \right) = \\ & = \left(1,3 \times 0,133 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2} - \frac{2376 \text{kN} / 8}{600 \text{cm} \times 20 \text{cm}} \right) / \left(43,7 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2} \left(1 + 1,5 \sqrt{2 / 43,7} \right) \right) = -0,00259 \end{aligned} \quad (73)$$

$$A_{s,min} > 0,00259 \times b_w / 2 = 0,0025 \times 20 \text{ cm} / 2 = 2,59 \text{ cm}^2/\text{m} \approx 2,57 \text{ cm}^2/\text{m}. \quad (74)$$

Mreža Q257 torej izpolnjuje navedene zahteve.

2.4.2.4 Druge zahteve

Nad kritičnim območjem velja EC2, vendar pa mora biti tam, kjer je tlačna deformacija betona večja od 0,002; minimalni delež vzdolžne armature 0,005 (5.5.3.4.2(12) in 5.4.3.4.2(11)). To bo preverjeno pozneje, po določitvi vzdolžne armature.

Delež vertikalne armature v steni mora znašati najmanj 0,003 (EC2, 9.6.2(1)). Če imamo v steni dve mreži Q257, potrebujemo še najmanj 4 palice premera 12 mm:

$$A_{s,v} = 2 \times 2,57 \text{ cm}^2/\text{m} \times 6 \text{ m} + (0,6 \text{ cm})^2 \times \pi \times 4 = 35,4 \text{ cm}^2. \quad (75)$$

$$A_{s,v} / b_w / l_w = 0,00295 \approx 0,003. \quad (76)$$

2.4.3 Dimenzioniranje stene, če se zadostna duktilnost dokaže z računom

2.4.3.1 Kontrola upogibne nosilnosti in vzdolžna armatura

Odločimo se pričeti dimenzioniranje s takšno armaturo v robnih stebrih, kot če bi bilo objetje betona računsko potrebno (ker še ne vemo, če ga ne potrebujemo). Ta armatura se bo potem po potrebi zmanjševala. S pomočjo programa Dias je bilo ugotovljeno, da minimalna armatura prevzame celotni upogibni moment. Razmerje med projektnim momentom in nosilnostjo prereza M_{Rd} / M_{Ed} je 1,31.

2.4.3.2 Kontrola duktilnosti prereza

Postopek kontrole duktilnosti prereza je podrobneje opisan v poglavju 2.3.3.5, zato so tu navedeni le pomembnejši vmesni rezultati.

$$\mu_{\phi} = 2q_0 \times M_{Ed} / M_{Rd} - 1 = 2 \times 4,4 / 1,35 - 1 = 5,72. \quad (77)$$

$$\mu_{\phi} = \Phi_u / \Phi_y, \quad (78)$$

kjer je Φ_u zasuk prereza pri porušitvi, Φ_y pa je zasuk prereza v trenutku, ko steče natezna armatura.

Najprej določimo zasuk prereza v trenutku, ko steče natezna armatura Φ_y . Dobljena globina nevtralne osi je 182,6 cm, deformacija robnega vlakna betona pa je 0,0011.

$$\text{Tako dobimo } \Phi_y = (\varepsilon_{cmax} + \varepsilon_{yd}) / d = (0,0011 + 0,0022) / 5,5 \text{ m} = 0,00059 / \text{m} \quad (79)$$

Sedaj lahko določimo, kakšen zasuk prereza Φ_u potrebujemo:

$$\Phi_u = \mu_{\phi} \times \Phi_y = 5,72 \times 0,0006 / \text{m} = 0,0034 / \text{m}. \quad (80)$$

Zanima nas, če je zasuk pri deformaciji betona 0,0035 $\Phi_{0,0035}$ zadosten. Pri tej deformaciji betona je deformacija natezne armature 0,015.

Tako dobimo:

$$\Phi_{0,0035} = (\varepsilon_{cmax} + \varepsilon_{y'}) / d = (0,0035 + 0,015) / 5,5 \text{ m} = 0,0034 / \text{m}, \quad (81)$$

kar je ravno enako potrebnemu zasuku prereza Φ_u . Torej objetje betona ni potrebno za zagotovitev zadostne duktilnosti (5.4.3.4.2(3)).

Ker objetje betona ni potrebno, ni potrebne toliko vzdolžne armature v robnih stebrih, vendar bo najprej preverjena strižna nosilnost prereza.

2.4.3.3 Kontrola strižne nosilnosti

Določitev projektne strižne sile V_{Ed} je predstavljeno v podpoglavju 2.5.1 Projektne notranje sile. Projektna strižna sila ob vpetju tako znaša:

$$\varepsilon = 4,4 \times \sqrt{\left(\frac{1,2}{4,4} \times 1,31\right)^2 + 0,1 \left(\frac{1,60 \text{ m/s}^2}{1,36 \text{ m/s}^2}\right)^2} = 2,27 \quad (82)$$

$$V_{Ed} = \varepsilon \times V'_{Ed} = 2,27 \times 632 \text{ kN} = 1437 \text{ kN}. \quad (83)$$

V členu 5.5.3.4.2(1) Evrokod 8 prepušča kontrolo porušitve betonskih diagonal Evrokodu 2 ob upoštevanju ročice notranjih sil $z = 0,8l_w$ in naklona tlačnih diagonal pod kotom 45 stopinj glede na navpičnico. Poleg tega Evrokod 8 zahteva, da nosilnost betonskih diagonal v kritičnih območjih zmanjšamo na 40% tako dobljene nosilnosti.

Izračun nosilnosti betonskih diagonal je opisan že pri dimenzioniranju stene v razredu duktilnosti DCM. V kritičnem območju se lahko upošteva le 40% tam izračunane vrednosti:

$$V_{Rd} = 0,4 \times V_{Rd,max} = 2018 \text{ kN}, \quad (84)$$

kar je več od projektne strižne sile.

Kontrola porušitve nateznih diagonal stojine je odvisna od vitkosti stene (5.5.3.4.3(1)P). Ker je

$$\alpha_s = M_{Ed} / (V_{Ed} l_w) = 9997 \text{ kNm} / (1437 \text{ kN} \times 6 \text{ m}) = 1,2 < 2; \quad (85)$$

se varnost proti natezni porušitvi stojine zaradi striga zagotovim z izpolnitvijo določil člena 5.5.3.4.3(3):

$$a) V_{Ed} \leq V_{Rd,c} + 0,75 \rho_h f_{yd,h} b_{wo} \alpha_s l_w, \quad (86)$$

kjer je:

ρ_h delež vodoravne armature v stojini:

$$\rho_h = A_h / (b_{wo} \times s_h) = 2 \times 2,57 \text{cm}^2 / (20 \text{cm} \times 100 \text{cm}) = 0,00257 \quad (87)$$

$V_{Rd,c}$ strižna nosilnost betonskega prereza (EC2, 6.6.2(1)), ki se jo izračuna po formulah, predstavljenih pri dimenzioniranju stene v razredu duktilnosti DCM. Ker je $V_{Rd,c}$ enaka 731kN in tako manjša od V_{Ed} , Evrokod 2 predpisuje, da je strižna nosilnost betona enaka 0.

Zato zgornja neenačba ni izpolnjena, saj velja:

$$\begin{aligned} V_{Ed} &= 1437 \text{kN} > V_{Rd,c} + 0,75 \rho_h f_{yd,h} b_{wo} \alpha_s l_w = \\ &= 0,75 \times 0,0026 \times \frac{50 \text{kN}}{1,15 \text{cm}^2} \times 20 \text{cm} \times 1,2 \times 600 \text{cm} = 1192 \text{kN} \end{aligned} \quad (88)$$

$$b) \rho_h f_{yd,h} b_{wo} z \leq \rho_v f_{yd,v} b_{wo} z + \min N_{Ed}, \quad (89)$$

kjer je N_{Ed} pozitivna, če je tlačna.

Ker je armatura v stojini izvedena v obliki Q mreže, ki ima enake palice v obeh smereh, se zgornja neenačba glasi:

$$\min N_{Ed} \geq 0, \quad (90)$$

kar je res, saj je v tem primeru N_{Ed} vedno tlačna.

Ker zahteva pod a) ni izpolnjena, je potrebno povečati nosilnost mrež v stojini stene.

2.4.3.4 Iteracijsko iskanje ustrezne armature

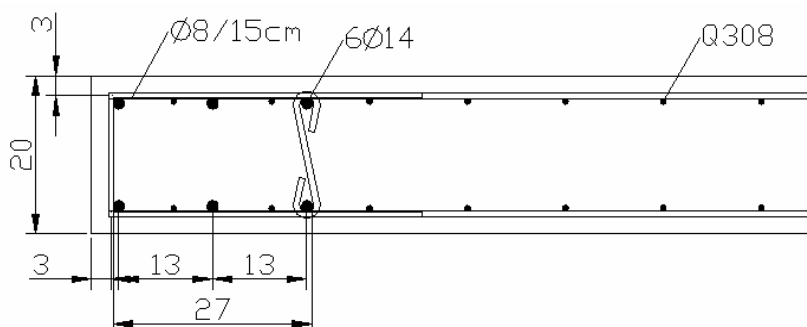
Če se poveča mrežna armatura, se poveča tudi upogibna nosilnost prereza, kar povzroči povečanje projektne prečne sile. Hkrati pa se lahko zaradi večje upogibne nosilnosti mrež in ker objetje betona ni potrebno (tako tudi niso potrebne vertikalne podprte palice na predpisanemu razmaku 15cm), zmanjša število vertikalnih palic.

Zmanjšanje upogibne armature pa povzroči poleg ugodnega učinka zmanjšanja projektne prečne sile tudi neugoden učinek, saj se poveča računsko potrebna duktilnost prereza. Zato bi ob prevelikem zmanjšanju upogibne armature postalo objetje betona v robnih elementih računsko potrebno in v robne stebre bi morali položiti najmanj 14 palic premera 12 mm. Zato je ugodno upogibno armaturo ravno toliko zmanjšati, da objetje betona še vedno ne bo potrebno, hkrati pa je treba paziti, da je mrežna armatura dovolj močna, da bo prevzela strig.

Vse zahteve so izpolnjene, če je v stojini mreža Q308, robovi pa so armirani s 6 palicami premera 14mm. Razmerje med nosilnostjo in obremenitvijo prereza je 1,26; projektna strižna sila je 1389 kN. Globina nevtralne osi pri rušni deformaciji prereza x_u je 105,5cm, ročica notranjih sil z pa je 380cm.

Razmik med palicami je določen enako kot v poglavju 2.3.3.1.

Detajl robu stene v kritičnem območju je prikazan na naslednji sliki.



Slika 12: Detajl robu stene ob vpetju za steno, projektirano za DCH

2.4.3.5 Kontrola porušitve zaradi strižnega zdrsa

Kontrola porušitve zaradi strižnega zdrsa je predpisana v 5.5.3.4.4(1)P in 5.5.3.4.4(2).

$$V_{Ed} < V_{Rd,s} = V_{dd} + V_{id} + V_{fd}. \quad (91)$$

$$V_{dd} = \min\left(1,3 \times \sum A_{sj} \times \sqrt{f_{cd} \times f_{yd}}; 0,25 \times f_{yd} \times \sum A_{sj}\right) =$$

$$= \min\left(1,3 \times 36,96 \text{ cm}^2 \times \sqrt{2 \times 43,5 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}}; 0,25 \times 43,5 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2} \times 36,96 \text{ cm}^2\right) = 402 \text{ kN} \quad (92)$$

$$\sum A_{sj} = 3,08 \text{ cm}^2 / \text{m} \times 6 \text{ m} \times 2 = 36,96 \text{ cm}^2$$

$$V_{fd} = \min \left(\mu_f \left[\left(\sum A_{sj} \times f_{yd} + N_{Ed} \right) \times \xi + M_{Ed} / z \right], 0,5\eta \times f_{cd} \times \xi \times l_w \times b_{wo} \right), \quad (93)$$

kjer je:

ξ globina nevtralne osi, normirana glede na dolžino stene:

$$\xi = x_u / h = 105 \text{ cm} / 600 \text{ cm} = 0,176,$$

μ_f je koeficient trenja na stiku dveh betonskih površin, ob predpostavki, da je stik grob, je njegova vrednost 0,7,

$$\eta = 0,6 (1 - f_{ck} (\text{MPa}) / 250) = 0,6 \times (1 - 30 / 250) = 0,528.$$

V_{fd} je tako:

$$V_{fd} = \min \left(\begin{array}{l} 0,7 \times \left[\left(36,96 \text{ cm}^2 \times 43,7 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2} + 2376 \right) \times 0,176 + 9997 \text{ kNm} / 3,78 \text{ m} \right] \\ 0,5 \times 0,528 \times 2 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2} \times 0,176 \times 600 \text{ cm} \times 20 \text{ cm} \end{array} \right) = \quad (94)$$

$$= \min \left(\begin{array}{l} 2344 \text{ kN} \\ 1115 \text{ kN} \end{array} \right) = 1115 \text{ kN}$$

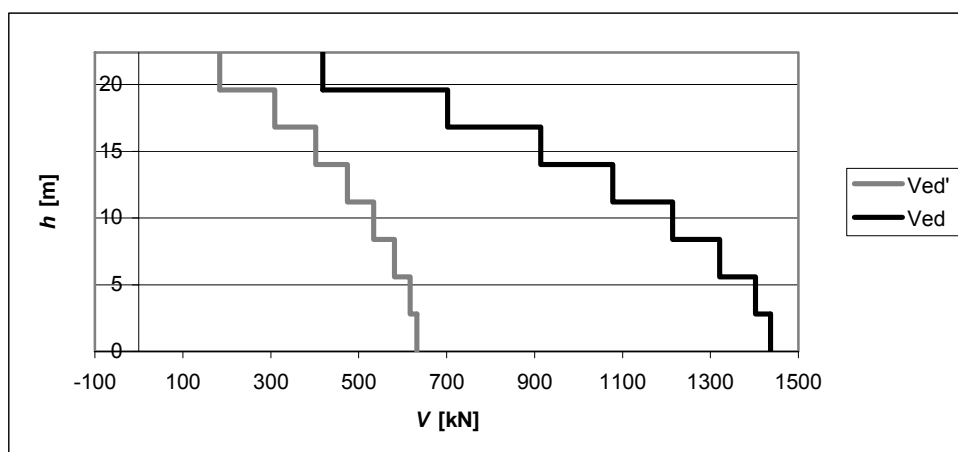
$$V_{Rd} = V_{dd} + V_{fd} = 402 \text{ kN} + 1115 \text{ kN} = 1517 \text{ kN} > 1405 \text{ kN} \quad (95)$$

Kontrola je tako izpolnjena.

2.4.3.6 Razporeditev armature po celotni steni

Najprej bo določena strižna armatura, saj mreža kar precej pripomore k upogibni nosilnosti.

Projektne strižne sile se izračuna tako, da sile, dobljene iz analize, povečajo za faktor ε (2,27) (5.5.2.4.1(7)) – kot je opisano v podpoglavju Projektne notranje sile.



Slika 13: Projektne strižne sile za steno razreda DCH

Preveriti je treba le nosilnost armature, saj se nosilnost betonskih diagonal po steni ne spreminja, kontrola strižnega zdrsa pa je potrebna le v kritičnem območju.

Izberemo enotno mrežno armaturo v prvih petih etažah in spet enotno v naslednjih treh. Največja projektna strižna sila v vrhnjih etažah je 8947kN. To še lahko prevzame mrežna armatura Q257.

Spodnjih pet etaž je torej armiranih z mrežo Q308, zgornje tri pa z mrežo Q257.

S pomočjo programa Dias je bila določena vzdolžna armatura po vsej steni. Armaturne palice v višjih etažah niso računsko potrebne, vendar vseeno postavimo na vsako stran stene vsaj 4 palice (potrebne so tudi za zagotovitev deleža minimalne vertikalne armature, kot je opisano v podpoglavju Minimalna armatura).

Preglednica 7: Armatura v steni razreda duktilnosti DCH

| Etaža | Palice v vsakem od stebrov | Armaturna mreža |
|-------|----------------------------|-----------------|
| 1-2 | 6Φ14 | Q308 |
| 3-5 | 4Φ14 | |
| 6-8 | | Q257 |

Preveriti je potrebno še, če velikost največje tlačne deformacije pri projektni obremenitvi ne presega 0,002 (5.5.3.4.2(12) in 5.4.3.4.2(11)). To se preveri v prvi, tretji in šesti etaži.

Predpostavimo deformacijo najbolj tlačnega vlakna betona 0,002 ter ob projektni osni sili iz ravnotežja prereza izračunamo upogibni moment, ki ga prerez prevzame. Ob predpostavljeni deformaciji betona prerez lahko prevzame projektni upogibni moment, torej minimalni delež vzdolžne armature 0,005 ni potreben.

Steno zaključimo z U stremeni. Izberemo stremena premera 8 mm. Razmak med njimi določimo tako, da je njihova ploščina na tekoči meter približno enaka ploščini horizontalne mrežne armature, tako dobimo v spodnjih etažah stremena na 15 cm, v zgornjih pa na 20 cm.

2.4.4 Dimenzioniranje stene, če se zadostna duktilnost zagotovi z objetjem betona

2.4.4.1 Kontrola upogibne nosilnosti in vzdolžna armatura

Kot je razloženo v poglavju minimalna armatura, se v primeru, ko se zadostna duktilnost zagotovi z objetimi robnimi stebri, potrebuje najmanj 14 palic premera 12 mm v vsakem robnem stebri. Poleg tega je treba kot minimalno armaturo proti prezgodnjim strižnim razpokam v stojino stene postaviti vzdolžne in horizontalne palice premera 8 mm vsaj na 20 cm. Takšna minimalna armatura že prevzame upogibni moment ob podpori, razmerje med dejansko in zahtevano nosilnostjo je 1,2.

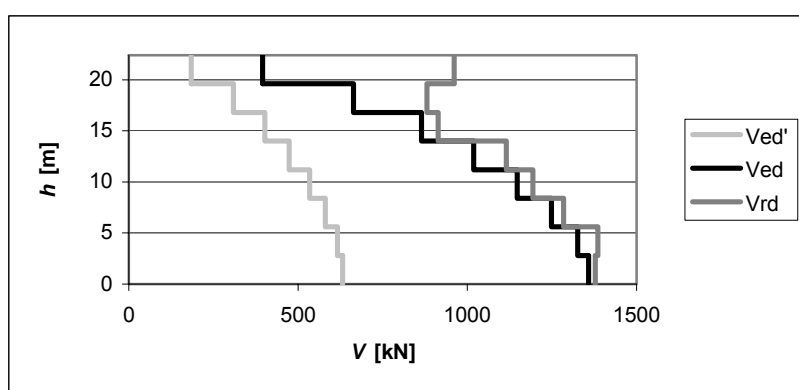
Tako vzdolžno armaturo je treba voditi vsaj čez prve tri etaže, nato se lahko zmanjša armaturo v robnih stebrih. S pomočjo programa Dias je bilo ugotovljeno, da lahko nad tretjo etažo ves upogibni moment prevzame zgolj armatura v stojini. Zato so višje etaže armirane le z mrežno armaturo in s po štirimi palicami premera 12 mm v vsakem robnem stebri.

Predpostavimo deformacijo najbolj tlačnega vlakna betona 0,002 ter ob projektni osni sili iz ravnotežja prereza izračunamo upogibni moment, ki ga prerez prevzame. Ugotovimo, da ob predpostavljeni deformaciji betona prerez lahko v vseh etažah prevzame projektni upogibni moment, torej minimalni delež vzdolžne armature 0,005 ni potreben (5.5.3.4.2(12) in 5.4.3.4.2(11)).

2.4.4.2 Kontrola strižne nosilnosti in strižna armatura

Projektne strižne sile se določijo ekvivalentno kot v prejšnjem primeru. Faktor ε je sedaj 2,15. Maksimalna projektna strižna sila ob podpori je tako 1358kN.

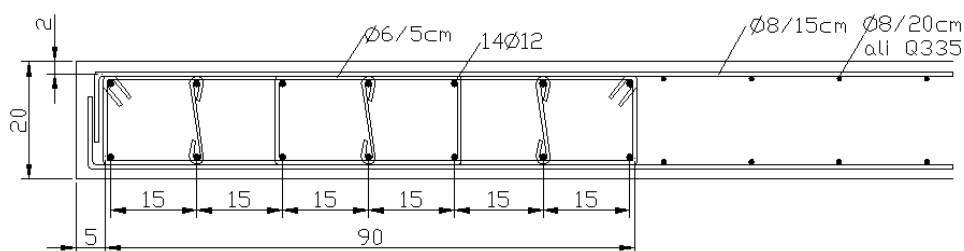
Kontrola porušitve betonskih diagonal ni odvisna od količine armature, tako da je še vedno izpolnjena, kot v prejšnjem primeru. Ponovno pa je treba opraviti kontrolo nateznih diagonal stojine, ki je že opisana v podpoglavju 2.5.3.3. Iz pogoja pod a) določim količino horizontalne armature. Ugotovimo, da v prvih petih etažah potrebujemo palice premera 8 mm na 15 cm, medtem ko v zgornjih etažah zadostujejo palice premera 8 mm na 20 cm. Odnos med strižno nosilnostjo armature in projektno prečno silo je prikazan na naslednji sliki. Strižna nosilnost armature je odvisna tudi od razmerja med projektno prečno silo in projektnim momentom, zato ne pada konstantno proti vrhu stavbe.



Slika 14: Projektna prečna sila in strižna nosilnost armature za steno z objetimi robnimi stebri

Kontrola porušitve zaradi strižnega zdrsa je narejena analogno kot v poglavju 2.5.3.5 - kontrola je izpolnjena in poševna armatura proti strižnemu zdrsu ni računsko potrebna.

2.4.4.3 Kontrola objetja betona v robnem stebri



Slika 15: Detajl robu stene v kritičnem območju za steno z objetimi robnimi stebri, razred duktilnosti DCH

Detajl robu stene v kritičnem območju je prikazan na sliki 15.

V skladu s členoma 5.5.3.4.2(4) in 5.4.3.4.2(4) mora mehanski volumski delež potrebne armature objekta v robnih elementih ustrezati naslednjemu izrazu:

$$\alpha \omega_{wd} \geq 30 \mu_{\phi} (v_d + \omega_v) \varepsilon_{sy,d} \frac{b_c}{b_o} - 0,035; \quad (96)$$

kjer je:

$$\omega_v = \rho_v \frac{f_{yd,v}}{f_{cd}} = \frac{3,35 \text{ cm}^2}{20 \text{ cm}} \frac{1}{m} \times 2 \times \frac{50/1,15}{3/1,5} = 0,0728. \quad (97)$$

μ_{ϕ} je definiran v členih 5.4.3.4.2(2) in 5.2.3.4(3). Ker je nihajni čas konstrukcije 0,71 s daljši od T_C , velja:

$$\mu_{\phi} = 2 q_0 \times M_{Ed} / M_{Rd} - 1 = 2 \times 4,4 / 1,40 - 1 = 5,29.$$

Ostale količine so definirane v členu 5.4.3.2.2(8):

$$\omega_{wd} = \frac{\text{volumen_stremen}}{\text{volumen_objetega_betona}} \frac{f_{yd}}{f_{cd}} = \frac{(0,6/2)^2 \pi (15 \text{ cm} \times 7 + 90 \text{ cm} \times 2)}{15 \text{ cm} \times 90 \text{ cm} \times 5 \text{ cm}} \frac{50/1,15}{3/1,5} = 0,26$$

$$v_d = N_{ed} / A_c / f_{cd} = 2376 \text{ kN} / 20 \text{ cm} / 600 \text{ cm} / (2 \text{ kN/cm}^2) = 0,099$$

$$\varepsilon_{sy,d} = f_{yd} / E_s = 0,0022 \quad (98)$$

$$\alpha = \alpha_n \times \alpha_s$$

$$\alpha_n = 1 - \sum_n b_i^2 / (6 b_0 h_0) = 1 - 14 \times (15 \text{ cm})^2 / (6 \times 15 \text{ cm} \times 90 \text{ cm}) = 0,61$$

$$\alpha_s = (1 - s / 2 b_0) (1 - s / 2 h_0) = (1 - 5 \text{ cm} / 2 / 15 \text{ cm}) (1 - 5 \text{ cm} / 2 / 90 \text{ cm}) = 0,81$$

$$\alpha = 0,61 \times 0,81 = 0,50$$

b_i je razdalja med sosednjima podprtima palicama, b_o je širina objekta dela betona, b_c je širina stene, h_o je dolžina robnega stebra.

Tako velja:

$$\begin{aligned} \alpha\omega_{wd} &= 0,50 \times 0,26 = 0,13 \geq 30\mu_{\phi}(\nu_d + \omega_v)\epsilon_{sy,d} \frac{b_c}{b_o} - 0,035 = \\ &= 30 \times 5,25 \times (0,099 + 0,073) \times 0,0022 \times \frac{20\text{cm}}{15\text{cm}} - 0,035 = 0,12 \end{aligned} \quad (99)$$

Poleg tega mora biti mehanski volumski delež armature objetja v robnih elementih ω_{wd} večji kot 0,12 (5.5.3.4.5(10)). To je v tem primeru izpolnjeno.

Ker skupna površina vertikalne armature na obeh licih stene v robnih stebrih ne preseže $0,02A_c$, sten ni potrebno armirati kot steber v skladu z EC2, 9.5.3 (EC2, 9.6.4(1)). Izračun je prikazan v poglavju 2.3.5.3.

2.4.4.4 Povzetek armature

Preglednica 8: Armatura v steni razreda duktilnosti DCH z objetimi robnimi stebri

| Etaža | Palice v vsakem od stebrov | Armatura v stojini | | |
|-------|----------------------------|--------------------|---------------------|-------|
| | | Palice vertikalno | Palice horizontalno | Mreža |
| 1-3 | 14 Φ 12 | Φ 8 / 20 cm | Φ 8 / 15 cm | Q335 |
| 4-5 | 4 Φ 12 | | | |
| 6-8 | | | Φ 8 / 20 cm | Q257 |

Ker so palice, s katerimi je armirana stojina stene, praktično enake v obeh smereh, je ugodneje stojino armirati kar z mrežno armaturo. Ker več armature v vertikalni smeri povečuje razmerje med projektnim momentom in nosilnostjo in s tem projektno prečno silo, je potrebne nekoliko več armature – z iterativnim računom ugotovim, da ob vpetju zadostuje mreža Q335. V vrhnjih treh etažah zadostuje mreža Q257, kot v primeru, če zadostno duktilnost zagotovimo z natančnejšim računom.

2.5 Dimenzioniranje – razred duktilnosti DCM, velika, šibko armirana stena

Poleg sistema duktilnih sten Evrokod uvaja še sistem velikih, šibko armiranih sten, ki temelji na stenah, ki se gradijo v Franciji in so precej drugačne od sten v slovenski gradbeni praksi. Zato in pa ker standard pogosto ne daje dovolj jasnih napotkov za račun teh sten, so dobljeni rezultati nezanesljivi. Poleg tega je predpisano, da se sme tak konstrukcijski sistem uporabljati v primeru konstrukcije, ki ima nihajni čas manjši od 0,5s, v našem primeru pa je nihajni čas razpokane konstrukcije 0,71s, sistem pa smo kljub vsemu uporabili, da bi ugotovili, kakšne rezultate daje.

2.5.1 Pogoji za uporabo sistema velikih, šibko armiranih sten

V skladu s členom 5.3.3.1(3)P se lahko stenast sistem dimenzionira kot sistem velikih, šibko armiranih sten, če velja:

V obravnavani smeri sta vsaj dve steni, katerih dolžina je večja od manjše vrednosti 4 m ali $2/3h_w$, kjer je h_w višina stene (22,4 m). V tem primeru to drži, saj imam v vsaki smeri po 4 stene dolge 6 metrov (>4 m).

Stene podpirajo vsaj 20% skupne gravitacijske obtežbe v potresnem projektnem stanju. V tem primeru to drži, saj vsaka stena v smeri x podpira 10% gravitacijske obtežbe, vse štiri stene torej skupaj prevzamejo 40% gravitacijske obtežbe.

Osnovni nihajni čas konstrukcije je manjši ali enak 0,5 s. To drži za stavbo, modelirano z nerazpokanimi prerezi, saj je nihajni čas take konstrukcije 0,49 s. Stavba, modelirana z razpokanimi prerezi, ima nihajni čas 0,71 s, tako da uporaba tega sistema formalno ni dovoljena. Vseeno je stena dimenzionirana tudi kot velika, šibko armirana stena, da bi lahko ugotovili, kakšno armaturo dobimo v tem primeru, skratka kakšne so praktične posledice uporabe tega sistema.

V skladu s členoma 5.4.1.2.4(1) in 5.4.1.2.3(1) mora biti širina stojine stene večja od 15cm in od $h_s/20$, kjer je h_s svetla etažna višina (260 cm; $h_s/20 = 13$ cm), kar je v tem primeru izpolnjeno.

Za preprečitev nestabilnosti izven ravnine je potrebno, kot določa člen 5.4.3.5.1(3), upoštevati primerna pravila iz Evrokoda 2. Poleg redukcije tlačne trdnosti betona skladno z členom EC2, 12.6.5 je treba po Fardisu (2005) upoštevati tudi pravila za bočno nestabilnost vitkih gred (EC2, 5.9). Za velike, šibko armirane stene in potresno projektno stanje je ustrezen pogoj:

$$(h_{st}/b_{w0}) (l_w/b_{w0})^{1/3} < 70, \quad (100)$$

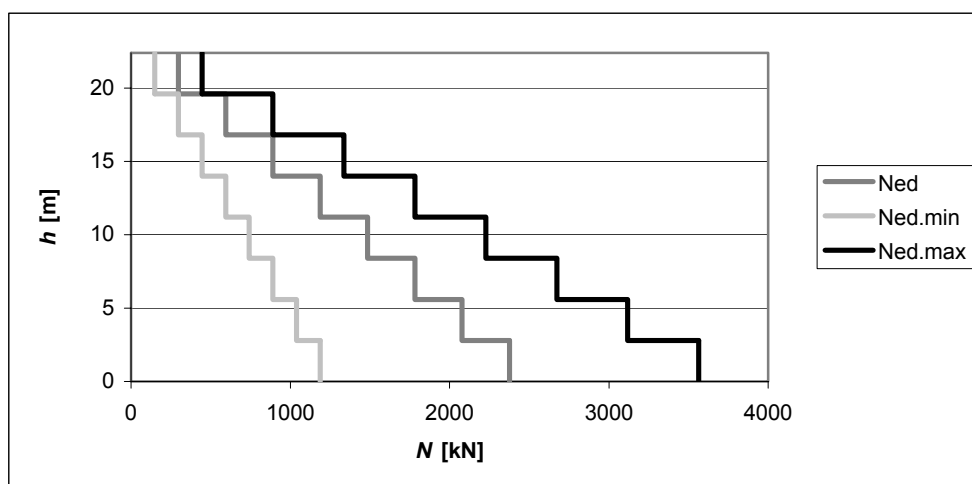
kjer je h_{st} svetla etažna višina (predpostavim 2,6 m). Zgornji pogoj je v tem primeru izpolnjen, saj velja:

$$(h_{st}/b_{w0}) (l_w/b_{w0})^{1/3} = (2,6 \text{ m} / 0,2 \text{ m}) (6 \text{ m} / 0,2 \text{ m})^{1/3} = 40,4 < 70. \quad (101)$$

Dimenzije sten so torej ustrezne, da jih lahko v računu upoštevamo kot velike, šibko armirane.

2.5.2 Projektne notranje sile

Ker je vrednost faktorja q večja od 2 ($q = 3$), je treba v skladu s členi 5.4.2.5(3), (4) in (5) 50% osne sile zaradi gravitacijske obtežbe dodatno upoštevati s pozitivnim in negativnim predznakom tako, da se dobi najbolj neugodno stanje. S tem se pokrije vpliv dinamične osne sile, ki nastane pri dvigovanju sten.

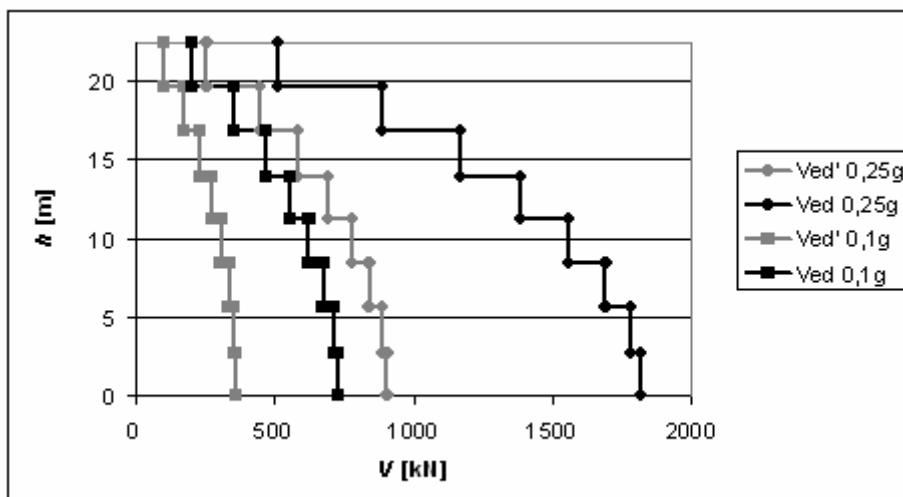


Slika 16: Projektne osne sile za veliko, šibko armirano steno

Da se zagotovi nastanek upogibne plastifikacije pred izčrpanjem strižne nosilnosti, se prečne sile, dobljene iz modalne analize (V_{ed}'), povečajo s faktorjem (5.4.2.5(2)):

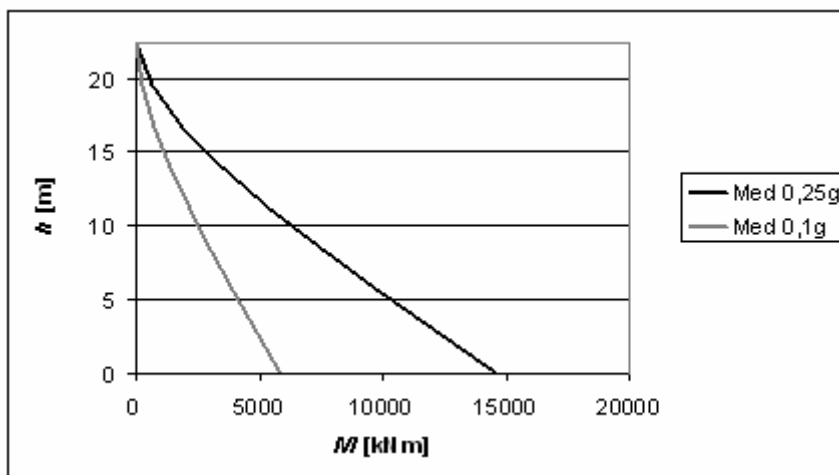
$$(q + 1) / 2 = (3 + 1) / 2 = 2. \tag{102}$$

Tako se dobijo projektne strižne sile (V_{ed}), prikazane na naslednjem grafu.



Slika 17: Projektne prečne sile za velike, šibko armirane stene.

Projektni upogibni momenti so v nasprotju z duktilnimi stenami enaki tistim iz modalne analize.



Slika 18: Projektni upogibni momenti za velike, šibko armirane stene.

2.5.3 Redukcija tlačne trdnosti betona pri osno-upogibni obremenitvi

Za preprečitev nestabilnosti izven ravnine je potrebno, kot določa člen 5.4.3.5.1(3) upoštevati primerna pravila iz Evrokoda 2. Po Fardisu (2005) je treba reducirati tlačno trdnost betona s faktorjem Φ , skladno z EC2, 12.6.5. Faktor Φ se določi kot (EC2, 12.6.5.1(1):

$$\Phi = \min\left[\left(1,14 \cdot \left(1 - 2e_{tot}/b_{w0}\right) - 0,02 \cdot l_0/b_{w0}\right); \left(1 - 2e_{tot}/b_{w0}\right)\right], \quad (103)$$

kjer je:

nepodprta dolžina stene l_0 je v primeru stene, ki na robovih ni podprta s prečnimi stenami, enaka svetli etažni višini h_{st} (2,6 m).

ekscentričnost $e_{tot} = e_0 + e_i$, pri čemer se ekscentričnost po teoriji prvega reda e_0 zanemarimo, dodatno ekscentričnost, ki upošteva učinek geometrijske nepopolnosti, e_i pa se upošteva v skladu z 5.2(9) in tako se dobi $e_{tot} = l_0 / 400 = 0,0065$.

Faktor Φ je torej enak:

$$\Phi = \min\left[\left(1,14 \cdot \left(1 - 2 \times 0,0065m/0,2m\right) - 0,02 \cdot 2,6m/0,2m\right); \left(1 - 2 \times 0,0065m/0,2m\right)\right] = 0,806 \quad (104)$$

2.5.4 Minimalna armatura

Poleg zahtev Evrokoda 2, ki so predstavljene pri obravnavi duktilnih sten, postavlja Evrokod 8 še nekaj dodatnih zahtev glede minimalne armature v steni.

Minimalni delež strižne armature v stojinah velikih, šibko armiranih betonskih sten je določen v nacionalnem dodatku k EC8, člen 5.4.3.5.2(1) in znaša $\rho_{w,min} = 0,2\%$. Minimalni delež strižne armature pomeni mrežno armaturo najmanj:

$$A_{s,min} = 0,002 \times b_w / 2 = 0,002 \times 20cm / 2 = 2cm^2/m. \quad (105)$$

Standard zahteva na robovih teh sten izvedbo robnih elementov, katerih dolžina mora biti večja od (5.4.3.5.3(2)):

$$\max (b_w; 3b_w \times \sigma_{cm} / f_{cd}), \quad (106)$$

pri čemer je σ_{cm} srednja vrednost napetosti betona v tlačni coni v mejnem stanju upogiba z osno silo. Če je prerez v tlaku popolnoma izkoriščen do mejne deformacije betona 0,005, kar je v prerezu ob podpori, znaša razmerje $\sigma_{cm} / f_{cd} = \Phi 13/15 = 0,70$. Tedaj je dolžina robnega elementa:

$$\max (b_w; 3b_w \times \sigma_{cm} / f_{cd}) = \max (20 \text{ cm}; 3 \times 20 \text{ cm} \times 0,70) = 42 \text{ cm}. \quad (107)$$

Vzdolžne armaturne palice v robnih elementih moram obdati s stremeni (5.4.3.5.3(1)), ki morajo biti premera večjega od:

$$\max (6 \text{ mm}; 1/3 \times d_{BL}), \quad (108)$$

kjer je d_{BL} premer vzdolžne palice. Stremena morajo biti na razdalji manjši od:

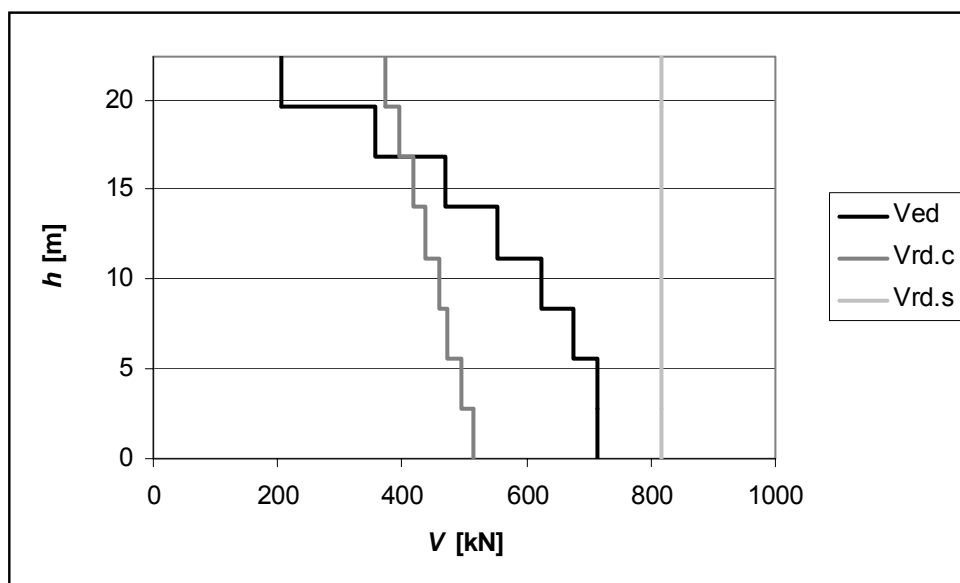
$$\min (10 \text{ cm}; 8 d_{BL}). \quad (109)$$

2.5.5 Dimenzioniranje stene na območju s projektnim pospeškom tal 0,1g

2.5.5.1 Kontrola strižne nosilnosti in strižna armatura

Strižno nosilnost se lahko v skladu z 5.4.3.5.2(2), glede na geometrijo stene, določi z modelom razpor in vezi ali pa z modelom paličja s spremenljivim naklonom tlačnih diagonal. Za stene brez odprtin, kakršna je tudi obravnavana stena, je po Fardisu (2005) primernejša druga možnost. Evrokod 2 za naklon tlačnih diagonal glede na vertikalo dovoljuje uporabo vrednosti med 22° in 45° , vendar pa Fardis (2005) priporoča, da se pri računu strižne armature upošteva naklon 45° , pri tem pa se kot največjo projektno strižno silo upošteva vrednost na višini ročice notranjih sil $z = 0,8l_w$. To utemeljuje z rezultati eksperimentov, ki kažejo, da so do višine z tlačne vezi pahljačasto razporejene, višje pa so pod kotom 45° . Če upoštevamo to priporočilo, dobimo minimalne razlike glede projektnih sil, saj moramo upoštevati silo v drugi etaži ($0,8 \times 6 \text{ m} = 4,8 \text{ m}$), ki se le minimalno razlikuje od sile v prvi etaži.

Kot je prikazano na naslednji sliki, je strižna nosilnost betona, izračunana po Evrokodu 2, kot je prikazano v poglavju 2.3.3.2, ob minimalni vertikalni armaturi ($0,003A_C$) v zadnjih dveh etažah večja od projektne strižne sile.



Slika 19: Primerjava med projektno strižno silo in strižno nosilnostjo betona in armature za veliko, šibko armirano steno, projektirano na pospešek 0,1g.

Ker se projektna strižna sila prevzame s strižno armaturo, je treba kontrolirati nosilnost tlačnih diagonal in nosilnost strižne armature. Nosilnost tlačnih diagonal je, ker gre za steno enakih dimenzij in materiala, povsem enaka nosilnosti betonskih diagonal pri duktilni steni. Nosilnost strižne armature izračunam enako kot pri duktilni steni (poglavje 2.3.4.1). Kot je prikazano na sliki, minimalna strižna armatura Q196 zadošča za prevzem strižnih sil po vsej steni.

2.5.5.2 Kontrola upogibne nosilnosti in vzdolžna armatura

Pri računu vzdolžne armature se lahko predpostavi, da je mejna deformacija v betonu $\epsilon_{cu2,c}$ enaka 0,005 (5.4.2.5.1(4)). Zaradi zagotovitve zadostne količine vertikalne armature, je minimalna vzdolžna armatura v robnih stebrih 4 palice premera 14 mm. Ta armatura v tem primeru zadošča za prevzem upogibnih obremenitev.

Ker je predpisana mejna deformacija betona drugačna od običajne, se kontrole upogibne nosilnosti v tem primeru ne more izvesti s programom Dias, ampak se jo izvede tako, da se po postopku, opisanem v poglavju 6.1.3.1, izračuna mejni moment, ki ga prevzame prerez. Ob tem se upošteva za konstitutivni zakon betona zvezo, predpisano za dimenzioniranje prerezov, ter računске vrednosti materialnih karakteristik.

Preglednica 9: Armatura v veliki, šibko armirani steni, pri pospešku tal 0,1g

| Etaža | Palice v vsakem od stebrov | Armaturna mreža |
|-------|----------------------------|-----------------|
| 1-8 | 4Φ14 | Q196 |

2.5.5.3 Kontrola strižnega zdrsa

Člen 5.4.3.5.2(4) določa, da je potrebno na mestu konstrukcijskih stikov preveriti varnost proti strižnemu zdrsu v skladu z EC2: 6.2.5.

Strižne napetosti v ploskvi med betoni, ki so vgrajeni v različnih časih, morajo zadovoljevati naslednjo enačbo (EC2, 6.2.5(1)):

$$v_{Edi} \leq v_{Rdi}, \quad (110)$$

kjer je:

v_{Edi} je projektna vrednost strižne napetosti v vmesni ploskvi in je podana z:

$$v_{Edi} = \beta V_{Ed} / (z b_i) \quad (111)$$

kjer je:

β je razmerje med vzdolžno silo v novi betonski ploskvi in celotno vzdolžno silo ali v tlačni ali v natezni coni, ki sta izračunani v obravnavanem prerezu in je v tem primeru 1,

V_{Ed} je prečna strižna sila,

z je ročica notranjih sil sestavljenega / kompozitnega prereza (predpostavimo $z = 0,8l_w$),

b_i je širina vmesne ploskve (je enaka širini stene 20 cm).

v_{Rdi} je projektna strižna odpornost stika in je podana z naslednjim izrazom:

$$v_{Rdi} = \min \left[c f_{ctd} + \mu \sigma_n + \rho f_{yd} (\mu \sin \alpha + \cos \alpha); 0,5 v_{cd} \right], \quad (112)$$

pri tem so:

c in μ faktorja, ki sta odvisna od hrapavosti vmesne ploskve. Za gladke površine, to so površine oblikovane/dobljene z vlečenjem ali iztiskanjem oziroma proste površine brez nadaljne obdelave po vibriranju velja $c = 0,35$ in $\mu = 0,6$ (EC2, 6.2.5(2)).

f_{ctd} je projektna natezna trdnost tistega betona, ki ma nižjo trdnost, in velja

$$f_{ctd} = f_{ctk,0,05} / \gamma_c = 2 \text{ MPa} / 1,5 = 1,33 \text{ MPa} \quad (f_{ctk,0,05} \text{ sledi iz preglednice 3.1 v EC2}). \quad (113)$$

σ_n je sila na enoto ploskve, ki jo po vmesni ploskvi povzroča najmanjša zunanja normalna sila, ki lahko deluje istočasno s strižno silo. Vzamemo jo kot pozitivno pri tlaku tako, da velja $\sigma_n < 0,6 f_{ctd}$, in negativno pri nategu. Kadar je σ_n natezna moramo za f_{ctd} vzeti 0. Osna sila je vedno tlačna – vzamem minimalno vrednost osne sile – to je 50% vrednosti iz modalne analize.

$$\rho = A_s / A_i \quad (114)$$

A_s je ploščina armature, ki prečka vmesno ploskev, vključno s strižno armaturo (če sploh je), ki je ustrezno zasidrana na obeh straneh vmesne ploskve.

A_i je ploščina stika in je enaka ploščini prereza stene.

α je kot med ravnino stika in armaturo in mora biti omejen z $45^\circ \leq \alpha \leq 90^\circ$ ($\alpha = 90^\circ$, ker je armatura vertikalna).

ν je redukcijski faktor trdnosti (EC2: 6.2.2 (6)):

$$\nu = 0,6 \left[1 - \frac{f_{ck}}{250} \right] = 0,528. \quad (115)$$

Enačbo moramo preveriti za vse ravnine konstrukcijskih stikov v steni. Ker je vzdolžna armatura konstantna, je najbolj obremenjen konstrukcijski stik ob vrhu prve etaže. Kontrola je v tem primeru izpolnjena, saj velja:

$$\nu_{Edi} = \beta V_{Ed} / (z b_i) = 726 \text{ kN} / (0,8 \times 600 \text{ cm} \times 20 \text{ m}) = 0,0756 \text{ kN} / \text{cm}^2 \quad (116)$$

$$v_{Rdi} = \min \left[cf_{ctd} + \mu \sigma_n + \rho f_{yd} (\mu \sin \alpha + \cos \alpha); 0,5v f_{cd} \right] =$$
$$= \min \left[0,35 \times 1,33 MPa + 0,6 \times \frac{1188 kN}{600 cm \times 20 cm} + 0,003 \times 43,7 \frac{kN}{cm^2} \times 0,6 \times 1; 0,5 \times 0,528 \times 2 \frac{kN}{cm^2} \right] = 0,185 \frac{kN}{cm^2}$$

2.5.5.4 Robni elementi in stremenska armatura

Za določitev potrebne dolžine robnega elementa, potrebujemo razmerje σ_{cm} / f_{cd} , ki ga izračunamo tako, da najprej določimo deformacijsko linijo ob znanih mejnih obremenitvah prereza in nato izračunamo povprečno napetost v betonu σ_{cm} . Pri tem si pomagamo z Excelovim orodjem Reševalec.

V najbolj obremenjeni, spodnji etaži je deformacija tlačnega roba betonskega prereza enaka 0,00086, razmerje pa je enako σ_{cm} / f_{cd} 0,297. Potrebna dolžina robnega elementa je tako:

$$\max (b_w; 3b_w \times \sigma_{cm} / f_{cd}) = \max (20 \text{ cm}; 3 \times 20 \text{ cm} \times 0,297) = 20 \text{ cm.} \quad (117)$$

Palice so zato na medsebojni razdalji 20 cm.

Stremenska armatura

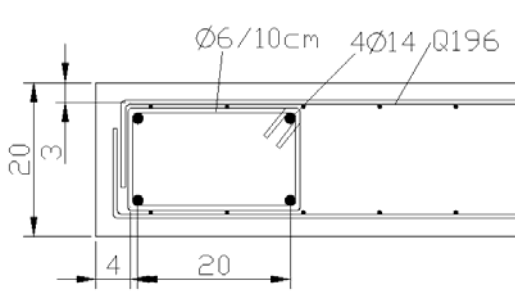
Vzdolžne armaturene palice v robnih elementih morajo biti obdane s stremeni (5.4.3.5.3(1)), ki morajo biti premera večjega od:

$$\max (6 \text{ mm}; 1/3 \times d_{BL}) = \max (6 \text{ mm}; 1/3 \times 14 \text{ mm}) = 6 \text{ mm.} \quad (118)$$

Stremena morajo biti na razdalji manjši od:

$$\min (10 \text{ cm}; 8 d_{BL}) = \min (10 \text{ cm}; 8 \times 1,2 \text{ cm}) = 9,6 \text{ cm.} \quad (119)$$

Izberem stremena $\Phi 6/10$ cm.



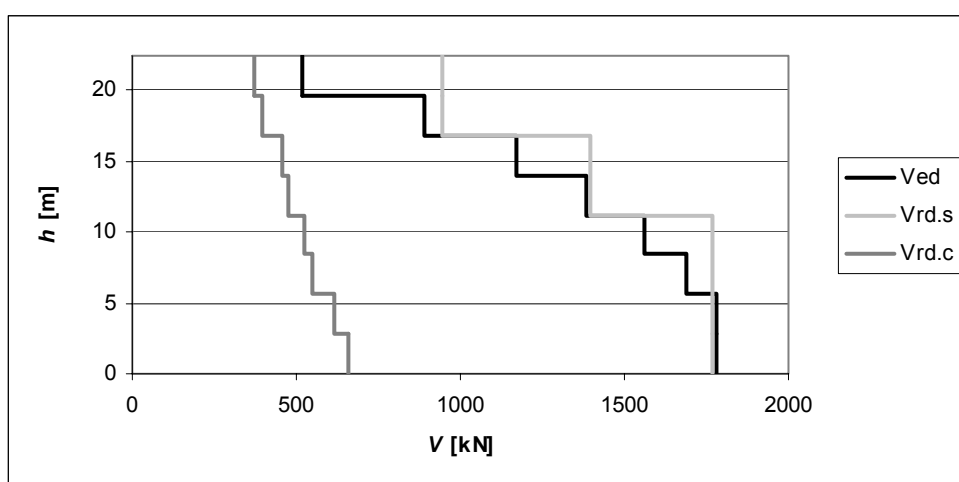
Slika 20: Detajl robu stene ob vpetju za veliko, šibko armirano steno, projektirano na projektni pospešek 0,1g.

2.5.6 Dimenzioniranje stene na območju s projektnim pospeškom tal 0,25g

2.5.6.1 Kontrola strižne nosilnosti in strižna armatura

Ker je strižna nosilnost betonskega prereza presežena (presežena je že pri projektnem pospešku 0,25g), moramo vso prečno silo prevzeti s strižno armaturo, ki se jo določi v skladu z EC2 (5.4.3.4.2(2)), kot je to opisano pri dimenzioniranju velike, šibko armirane stene s projektnim pospeškom tal 0,25g.

Maksimalna projektna strižna sila je 1782 kN. Za prevzem strižnih sil je v prvih štirih etažah potrebna mreža Q424, v naslednjih dveh mreža Q335, v zadnjih dveh pa zadostuje mreža Q226.



Slika 21: Primerjava med projektno strižno silo in strižno nosilnostjo betona in armature za veliko, šibko armirano steno, projektirano na pospešek 0,25g.

2.5.6.2 Kontrola upogibne nosilnosti in vzdolžna armatura

Pri računu vzdolžne armature lahko predpostavimo, da je mejna deformacija v betonu $\epsilon_{cu2.c}$ enaka 0,005 (5.4.2.5.1(4)). Ob tej predpostavki dobimo potrebno vzdolžno armaturo.

Preglednica 10: Armatura v veliki, šibko armirani steni, pri pospešku tal 0,25g

| Etaža | Palice v vsakem od stebrov | Armaturna mreža |
|-------|----------------------------|-----------------|
| 1 | 8Φ20 | Q424 |
| 2 | 6Φ20 | |
| 3 | 6Φ12 | |
| 4 | 4Φ12 | |
| 5-6 | 4Φ12 | Q335 |
| 7-8 | | Q226 |

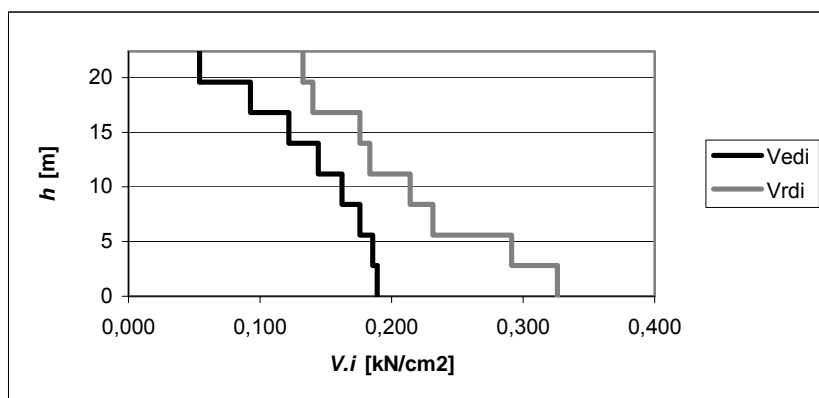
Delež vertikalne armature v steni mora znašati najmanj 0,003 (EC2, 9.6.2(1)).Preverimo, če to drži v zadnjih treh etažah:

$$A_{s,v} = 2 \times 2,26 \text{ cm}^2/\text{m} \times 6 \text{ m} + (0,6 \text{ cm})^2 \times \pi \times 8 = 36,2 \text{ cm}^2. \quad (120)$$

$$A_{s,v} / b_w / l_w = 0,0031 > 0,003. \quad (121)$$

2.5.6.3 Kontrola strižnega zdrsa na mestu konstrukcijskih stikov

Kontrolo strižnega zdrsa se opravi analogno kot pri steni, dimenzionirani na projektni pospešek 0,1g. Kontrolo je treba opraviti po vsej steni, ker se vzdolžna armatura proti vrhu zmanjšuje.



Slika 22: Primerjava med projektno strižno napetostjo in nosilnostjo na mestu konstrukcijskih spojev

2.5.6.4 Robni elementi in stremenska armatura

Potrebna dolžina robnih elementov se določi enako kot pri steni, dimenzionirani na pospešek 0,1g. Ob podpori je prerez upogibno najbolj izkoriščen, v višjih etažah zadostuje armatura, potrebna zaradi zadostne strižne nosilnosti in minimalna armatura, zato so napetosti v betonu manjše in potrebna dolžina robnih elementov je manjša. Tako se odločimo, da bo dolžina robnih elementov v prvih treh etažah 40 cm, v višjih etažah pa 20 cm.

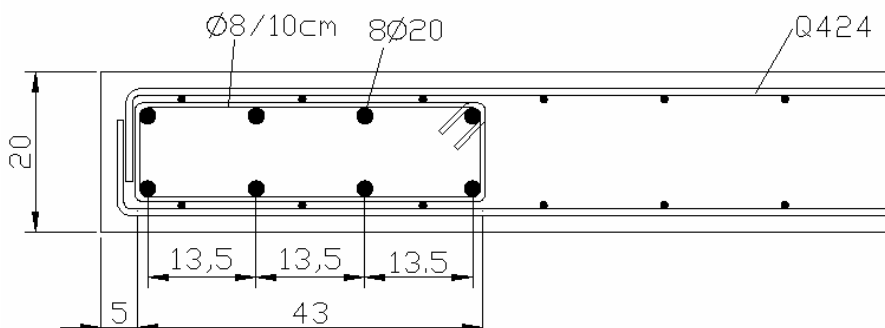
Vzdolžne armaturne palice v robnih elementih moram obdati s stremeni (5.4.3.5.3(1)), ki morajo biti premera večjega od:

$$\max(6 \text{ mm}; 1/3 \times d_{BL}) = \max(6 \text{ mm}; 1/3 \times 20 \text{ mm}) = 6,7 \text{ mm.} \quad (122)$$

Stremena morajo biti na razdalji manjši od:

$$\min(10 \text{ cm}; 8 d_{BL}) = \min(10 \text{ cm}; 8 \times 2,0 \text{ cm}) = 10 \text{ cm.} \quad (123)$$

Izberem stremena $\Phi 8/10 \text{ cm}$ v prvih dveh etažah in $\Phi 6/10 \text{ cm}$ v vrhnjih etažah.



Slika 23: Detajl robu stene ob vpetju za veliko, šibko armirano steno, projektirano na projektni pospešek 0,25g.

3 RAČUN STAVBE PO DOSEDANJIH PREDPISIH

Stavba, ki je bila v prejšnjem poglavju projektirana po Evrokodu, je to izračunana po dosedanjih predpisih. Račun je izveden za konstrukcijo v VIII. potresni coni, pokazano pa je tudi, da bi v IX. potresni coni dobili enako armaturo.

3.1 Opis konstrukcije

3.1.1 Zasnova konstrukcije

Konstrukcija ostane popolnoma enaka kot tista, ki je bila dimenzionirana po Evrokodu, saj ustreza vsem zahtevam standardov, kot je opisano v nadaljevanju.

V 67. členu Pravilnika o tehničnih normativih za graditev objektov visoke gradnje na seizmičnih območjih je zahtevano, da površina prereza sten za vsako ortogonalno smer ne sme biti manjše od 1,5% tlorisne površine. To je v tem primeru izpolnjeno, saj je:

$$A_{sten} : A_{tlorisa} = 6 \text{ m} \times 0,2 \text{ m} \times 4 / (20 \text{ m} \times 15 \text{ m}) = 1,6\%. \quad (124)$$

Razmerje med višino in dolžino stene je $22,4 \text{ m} : 6 \text{ m} = 3,73$ in je večje od 2, kot je zahtevano v 68. členu. Isti člen zahteva tudi debelino sten najmanj 15 cm, kar je v tem primeru izpolnjeno.

3.1.2 Materiali

Uporabljeni materiali za nosilno konstrukcijo so:

Beton MB40

Projektna tlačna trdnost $f_{cd}=25,5 \text{ MPa}$.

Povprečni elastični modul $E_{cm}=34000 \text{ MPa}$.

Poissonov količnik $\nu=0,2$.

Armatura S500

Karakteristična meja elastičnosti $f_{yk} = 50$ MPa.

3.1.3 Vplivi na konstrukcijo

Stalna obtežba

Stalna obtežba ostane enaka, to je 9 kN/m^2 .

Koristna obtežba

Konstrukcija je poslovna stavba, koristna obtežba je 2 kN/m^2 . Obtežba s snegom na strehi objekta ni upoštevana.

Potresna obtežba

Objekt se nahaja v Ljubljani v VIII potresni coni, v nadaljevanju je prikazan tudi račun za steno v IX. potresni coni.

Kategorija tal je II – gosta in polgosta tla ter zelo gosta in trda tla, debeline več kot 60 m, iz stabilnih slojev proda, peska in trde gline, nad trdno geološko formacijo (člen 9, tabela št.1). Ta kategorija tal približno ustreza tipu tal C v EC8: globoki nanosi peska, proda ali malo deformabilne gline (EC8, tabela 3.1).

Stavba je poslovna stavba, zato spada v II. kategorijo pomembnosti (4. člen).

Koeficient dušenja $\zeta = 0,05$.

3.2 Analiza obtežbe in račun konstrukcije

Vplive stalne in koristne obtežbe je izračunan analogno kot pri računu po Evrokodu, zato bo tu predstavljen le račun potresne obtežbe.

3.2.1 Kontrola normalnih napetosti

Nivo osne sile je omejen s 73. členom tako, da je razmerje med osno silo zaradi vertikalne obtežbe in prerezom stene manjše od $0,14 \times MB$. Zahteva je izpolnjena, saj velja:

$$3120 \text{ kN} / 20 \text{ m} / 600 \text{ cm} = 0,26 \text{ kN/cm}^2 < 0,14 \times 4 \text{ kN/cm}^2 = 0,56 \text{ kN/cm}^2. \quad (125)$$

3.2.2 Model konstrukcije za račun potresne obtežbe

Za račun vpliva potresne obtežbe je uporabljena modalna analiza s spektri odzivov, analiza je izvedena le v smeri x.

Upogibna in strižna togost prerezov nista zmanjšani na polovico kot pri računu po Evrokodu.

Predpostavljeno je, da so armiranobetonske plošče, ki povezujejo stene, toge v svoji ravnini, zato so modelirane z diafragmami.

3.2.3 Račun mas in teže objekta

Po 19. členu se skupna teža objekta določi kot seštevek stalen obremenitve, verjetne koristne obremenitve, ki znaša 50% koristne obtežbe, in obtežbe s snegom. Masa konstrukcije v vsaki etaži znaša torej:

$$M = (9 + 0,5 \times 2) \text{ kN/m}^2 \times 20 \text{ m} \times 15 \text{ m} / 9,81 \text{ m/s}^2 = 306 \text{ ton}. \quad (126)$$

Teža celotnega objekta znaša:

$$G = (9 + 0,5 \times 2) \text{ kN/m}^2 \times 20 \text{ m} \times 15 \text{ m} \times 8 = 24000 \text{ kN} \quad (127)$$

3.2.4 Seizmični koeficient

Skupni seizmični koeficient se izračuna po obrazcu (člen 23):

$$K = \max (K_0 \times K_s \times K_d \times K_p ; 0,02), \quad (128)$$

pri čemer je:

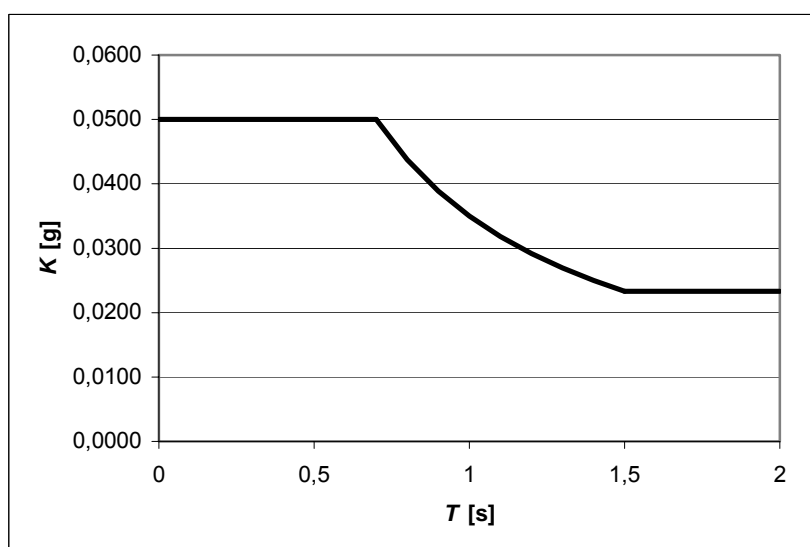
$$K_0 = 1 \text{ (člen 4, II. kategorija objekta),}$$

$K_s = 0,05$ (člen 27, stopnja MCS VIII),

$$K_d = \left\{ \begin{array}{ll} 1, & \text{če } T \leq 0,7 \\ \frac{0,7}{T}, & \text{če } 0,7 < T < 1,5 \\ 0,47, & \text{če } T \geq 1,5 \end{array} \right\} \text{ (člen 25, II. kategorija tal),} \quad (127)$$

$K_p = 1$ (člen 27, sodobna konstrukcija iz armiranega betona).

Seizmični koeficient je torej takšen:



Slika 24: Seizmični koeficient za stavbo v VIII potresni coni

3.2.5 Nihajni čas in nihajne oblike konstrukcije

Osnovni nihajni čas konstrukcije $T_l = 0,49$ s.

Upoštevane so vse nihajne oblike konstrukcije. Kombinacije odziva v posameznih nihajnih oblikah so računan s kompletno kvadratno kombinacijo (CQC metoda).

3.2.6 Notranje sile v steni pri potresni obtežni kombinaciji

Največje notranje sile v steni (ob vpetju), dobljene z modalno analizo, so:

$$V_{ed}' = 211 \text{ kN}$$

$$M_{ed}' = 3436 \text{ kNm}$$

$$N_{ed}' = 2400 \text{ kN}$$

3.2.6.1 Korekcija vplivov zaradi uporabe modalne analize

Skupna strižna sila ob vpetju mora biti pri uporabi modalne analize enaka kot pri uporabi ekvivalentne statične metode, to je $K \times G$, kjer je G celotna teža objekta, upoštevana pri potresni obtežni kombinaciji. Ker imam v vsaki smeri po 4 stene, je razmerje med strižno silo po ekvivalentni statični metodi in silo, dobljeno z modalno analizo:

$$K_{\eta} = \frac{S_{ESM}}{S_{MA}} = \frac{K(T_1) \times G / 4}{V_{ed}'} = \frac{0,05 \times 24000 \text{ kN} / 4}{211} = 1,42. \quad (128)$$

S tem faktorjem je treba pomnožiti vse notranje sile in pomike, dobljene z modalno analizo (osnih sil se ne množi, ker so posledica vertikalne obtežbe).

3.2.6.2 Notranje sile v steni

V skladu s 15. členom je treba notranje sile pomnožiti še z varnostnim faktorjem 1,3. Notranje sile v steni ob vpetju so tako:

$$V_{ed} = 211 \text{ kN} \times 1,42 \times 1,3 = 390 \text{ kN}$$

$$M_{ed} = 3436 \text{ kNm} \times 1,42 \times 1,3 = 6345 \text{ kNm} \quad (129)$$

$$N_{ed} = 2400 \text{ kN} \times 1,3 = 3120 \text{ kN}.$$

Če upoštevam še priporočilo iz komentarja k pravilniku, naj se prečna sila množi s faktorjem 2 namesto z 1,3; je prečna sila enaka:

$$V_{ed2} = 211 \text{ kN} \times 1,42 \times 2 = 600 \text{ kN}. \quad (130)$$

3.2.7 Kontrola pomikov

Maksimalni horizontalni upogib objekta znaša (člen 16):

$$H / 600 = 22,4 \text{ m} / 600 = 3,73 \text{ cm.} \quad (131)$$

Pomik, dobljen z modalno analizo, znaša: $u_{MA} = 0,44 \text{ cm}$.

Pomik, pomnožen z ustreznimi faktorji pa je:

$$u = u_{MA} \times K_{\eta} = 0,62 \text{ cm} < 3,73 \text{ cm.} \quad (132)$$

Kontrola pomikov je tako izpolnjena.

3.3 Dimenzioniranje stene, če je konstrukcija v VIII. potresni coni

3.3.1 Kontrola strižnih napetosti in strižna armatura

V skladu s 7. členom Pravilnika o spremembah in dopolnitvah pravilnika o tehničnih normativih za graditev objektov visoke gradnje na seizmičnih območjih z dne 10.6.1983, je minimalna mrežna armatura v vrhnjem delu stene enaka 0,25% površine prečnega prereza stene. To v tem primeru znaša:

$$0,0025 \times 20\text{cm} \times 100 / 2 = 2,5 \text{ cm}^2/\text{m} \text{ na vsaki strani stene.} \quad (133)$$

Izberemo dve mreži Q257.

Horizontalno armaturo določimo tako, da celotno prečno silo v steni prevzamem izključno s horizontalno armaturo (člen 71).

$$V_{Rd,s} = A_{sw} / s \times z \times f_{ywd} \times \cot\theta = 2,57 \text{ cm}^2/\text{m} \times 2 \times 0,8 \times 6\text{m} \times 50 \text{ kN/cm}^2 \times 1 = 1234 \text{ kN}$$

$$V_{Rd,s} = 1234 \text{ kN} < V_{Ed} = 390 \text{ kN} \quad (134)$$

$$V_{Rd,s} = 1234 \text{ kN} < V_{Ed2} = 600 \text{ kN}$$

Ker minimalna armatura prevzame tako prečno silo, povečano z varnostnim faktorjem 1,3; kot tudi prečno silo, povečano z varnostnim faktorjem 2, bo celotna stena armirana z dvema mrežama Q257.

3.3.2 Kontrola upogibnih napetosti in vzdolžna armatura

S pomočjo programa Dias opazimo, da lahko projektni moment ob vpetju v kombinaciji z osno silo (ta deluje ugodno, zato je upoštevana brez varnostnega faktorja 1,3), prevzame že prej določena mrežna armatura.

Vzdolžno armaturo na koncih sten torej določimo iz pogojev za minimalno armaturo (člen 70), ki znaša v prvi etaži najmanj 0,15% prereza stene:

$$0,15\% \times 600 \text{ cm} \times 20 \text{ cm} = 18 \text{ cm}^2 \text{ na vsaki strani stene.} \quad (135)$$

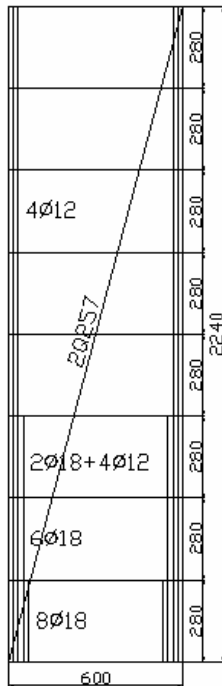
V spodnji etaži izberemo 8 palic premera 18 mm ($A_{s,dej} = 20,36\text{cm}^2$).

V skladu s 7. členom Pravilnika o spremembah in dopolnitvah pravilnika o tehničnih normativih za graditev objektov visoke gradnje na seizmičnih območjih z dne 10.6.1983, je treba prehod med armaturo v prvi etaži in armaturo v vrhnjih etažah izvesti skozi najmanj dve etaži.

Poleg tega je potrebno, če se hoče armaturo na koncih podaljševati s prekrivanjem, v vsakem nadstropju preklopiti le 50% armature (člen 74). Zato se odločimo, da bomo steno armirali tako, kot je prikazano v naslednji preglednici in na naslednji sliki.

Preglednica 11: Armatura v steni, dimenzionirani po dosedanjih standardih

| Etaža | Palice v vsakem od stebrov | Armaturna mreža |
|-------|----------------------------|-----------------|
| 1 | 8Φ18 | Q257 |
| 2 | 6Φ18 | |
| 3 | 2Φ18 + 4Φ12 | |
| 4-8 | 4Φ12 | |



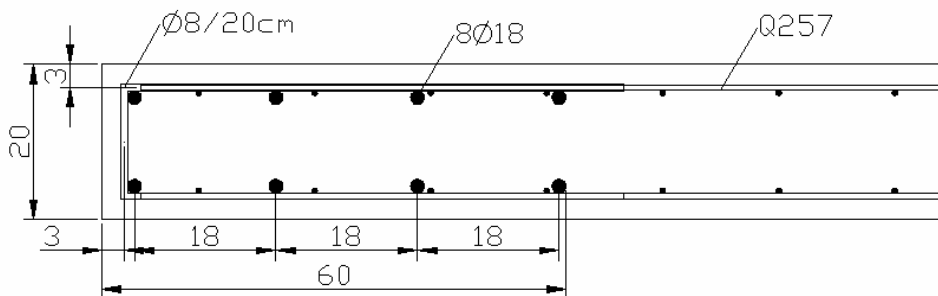
Slika 25: Razporeditev armature v steni, dimenzionirani po dosedanjih standardih

3.3.3 U stremena

Steno se zaključi z U stremeni. Izberemo stremena premera 8 mm. Razmak med njimi se določi tako, da je njihova ploščina na tekoči meter približno enaka ploščini horizontalne mrežne armature:

$$s \approx \pi \times (0,4 \text{ cm})^2 / 2,57 \text{ cm}^2/\text{m} = 19,6 \text{ cm.} \quad (136)$$

Izberemo razmak med stremeni 20 cm.



Slika 26: Detajl robu stene ob vpetju za steno, dimenzionirano po dosedanjih standardih

3.4 Dimenzioniranje stene, če je konstrukcija v IX. potresni coni

Če je konstrukcija v IX. potresni coni, znaša $K_s = 0,10$ (člen 27, stopnja MCS XI), kar je dvakrat več kot v VIII potresni coni. Zato so vsi vplivi zaradi seizmičnih sil (prečna sila, upogibni moment in pomiki) dvakrat večji.

Horizontalni pomik vrhnje etaže v tem primeru znaša $2 \times 0,625 \text{ cm} = 1,25 \text{ cm}$, kar je še vedno manj od dopustnega pomika $3,73 \text{ cm}$ (člen 16).

Projektne sile v steni v prerezu ob podpori so predstavljene v naslednji preglednici.

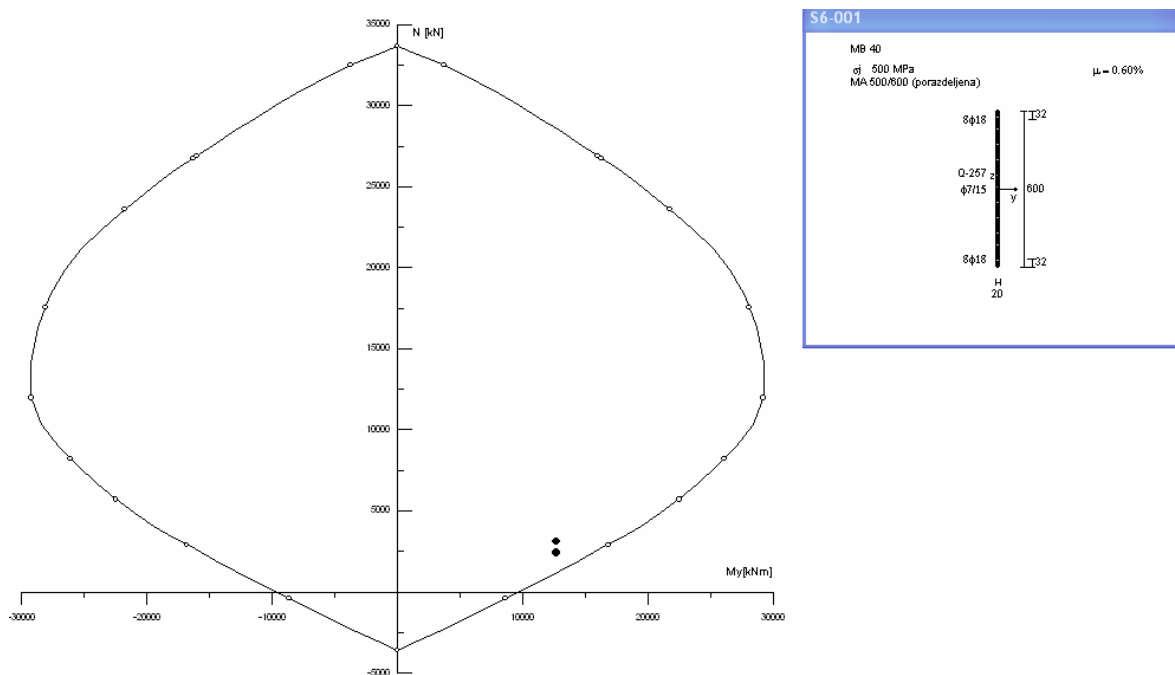
Preglednica 12: Projektne sile v steni ob vpetju za stavbo v IX potresni coni

| | a* | b* |
|------------------|-------|-------|
| Osna sila [kN] | 3120 | 2400 |
| Prečna sila [kN] | 780 | 1200 |
| Moment [kNm] | 12690 | 12690 |

*Obravnavana sta dva primera: primer a predstavlja notranje sile, določene strogo po predpisu – vse notranje sile so pomnožene z varnostnim faktorjem 1,3; medtem ko so sile v primeru b določene po priporočilu – prečna sila je pomnožena z varnostnim faktorjem 2, medtem ko je varnostni faktor osne sile 1,0, saj je njen vpliv ugoden.

Projektna nosilnost minimalne strižne armature Q257 je 1234 kN , kar je več od projektne strižne sile v obeh primerih, tako da minimalna mrežna armatura še vedno zadošča.

S programom Dias preverimo, če minimalna vzdolžna armatura, določena v primeru VIII. potresne cone, zadošča za prevzem osno-upogibne obremenitve. Ko preverimo prerez ob vpetju ugotovimo, da minimalna vzdolžna armatura zadošča tudi v IX. potresni coni.



Slika 27: Kontrola upogibne nosilnosti za prevez ob vpetju za konstrukcijo v IX. potresni coni

4 PRIMERJAVA MED STENAMI, PROJEKTIRANIMI PO EVROKODU, S KOMENTARJEM

V tem poglavju so po Evrokodu dobljene različice sten primerjane med seboj, podani so tudi vzroki za razlike v dobljeni armaturi. Najprej je narejena primerjava med duktilnimi stenami, med njimi je za obravnavani primer tudi izbrana najboljša varianta. Prikazane so možne različice izvedbe detajla robu stene ob vpetju. V drugem delu poglavja so duktilne stene primerjane z velikimi, šibko armiranimi stenami.

4.1 Primerjava med duktilnimi stenami

Preglednica 13: Armatura v duktilnih stenah

| etaža | DCM | | | | DCH | |
|---|------------|---------|------------|---------|------------|---------|
| | 0,1g | | 0,25g | | 0,25g | |
| | steber | stojina | steber | stojina | steber | stojina |
| Duktilnost dokazana z računom | | | | | | |
| 1 | 4Φ14 | Q196 | 8Φ18 | Q335 | 6Φ14 | Q308 |
| 2 | | | 6Φ18 | | 4Φ14 | |
| 3 | | | | | | |
| 4 | | | 4Φ18 | Q257 | 4Φ14 | Q257 |
| 5 | | | | | | |
| 6 | | | | | | |
| 7 | | | | | | |
| 8 | | | | | | |
| Duktilnost zagotovljena z objetjem robnih stebrov | | | | | | |
| 1 | 12Φ12 | Q196 | 12Φ18 | Q335 | 14Φ12 | Q335 |
| 2 | | | 6Φ18 | | 4Φ12 | |
| 3 | | | | | | |
| 4 | 4Φ14 | | 4Φ18 | Q257 | 4Φ12 | Q257 |
| 5 | | | | | | |
| 6 | | | | | | |
| 7 | | | | | | |
| 8 | | | | | | |
| Stremenska armatura v robnih stebrih ob vpetju | | | | | | |
| 1-2 | Φ8 / 25 cm | | Φ8 / 15 cm | | Φ6 / 5 cm | |
| 3 | | | | | Φ6 / 10 cm | |

Pregled izbrane armature v duktilnih stenah je v preglednici 13. Armatura, natisnjena s sivo, je določena iz zahtev po minimalni armaturi, medtem ko je armatura, natisnjena s črno,

računsko potrebna. Iz tako urejenih podatkov lahko razberemo, da je minimalna armatura zadostna v primeru, ko je projektni pospešek 0,1g, pa tudi v primeru, ko potrebno duktilnost v primeru razreda duktilnosti DCH zagotovimo z objetimi robnimi stebri.

4.1.1 Primerjava med stenami, pri katerih je zadostna duktilnost dokazana z računom

Če med seboj primerjamo stene, dimenzionirane na projektni pospešek 0,25g, pri katerih je zadostna duktilnost dokazana z računom, ugotovimo, da je v primeru razreda duktilnosti DCH potrebne bistveno manj armature. Vzrok temu je gotovo manjša redukcija notranjih sil v primeru razreda duktilnosti DCM (le-ta je za DCM 3, za DCH pa 4,4).

4.1.1.1 Primerjava mrežne armature

Razlike pri armaturnih mrežah so manjše kot pri palicah v stebrih, ker na izbiro armaturne mreže povečini vpliva velikost prečne sile. Večja redukcija prečnih sil pri razredu duktilnosti DCH se uravnovesi z večjim faktorjem ε , s katerim se povečajo prečne sile, dobljene iz analize. Faktor ε je za DCM 1,5, za DCH pa je v obravnavanem primeru 2,22. Tako so prečne sile glede na prečne sile, ki bi se pojavile v elastični konstrukciji, v primeru DCM zmanjšane za faktor 0,5 (1,5 / 3), v primeru DCH pa za faktor 0,505.

Tako bi morali dobiti v obeh primerih praktično isto armaturo, vendar pa ni tako, ker se tudi nosilnost strižne armature v obeh primerih izračuna na različen način. V primeru razreda DCM se račun nosilnosti strižne armature izvede po EC 2, 6.2.3.(3):

$$V_{Rd,s}^{DCM} = A_{sw} / s \times z \times f_{ywd} \times \cot\theta, \quad (137)$$

v primeru razreda duktilnosti DCH pa se, ker stena po kriteriju člena 5.5.3.4.3(1)P spada med nizke stene, saj je koeficient $\alpha_s = 1,2 < 2$ (natančneje v poglavju 2.5.3.3), strižna nosilnost stene določi v skladu z 5.5.3.4.3(3):

$$V_{Rd,s}^{DCH} = V_{Rd,c} + 0,75 \rho_h f_{yd,h} b_{wo} \alpha_s l_w \quad (138)$$

kjer je $V_{Rd,c}$ enak 0.

Če se prva enačba napiše v isti obliki kot druga in pri tem upošteva zahteve EC8 glede dolžine ročice notranjih sil in kota θ , dobimo:

$$V_{Rd,s}^{DCM} = \rho_H \times b_{w0} \times 0,8 l_w \times f_{yd,h}. \quad (139)$$

Če sedaj izračunamo razmerje med obema nosilnostma in upoštevamo, da je α_s v merodajni spodnji etaži enak 1,2, dobimo:

$$V_{Rd,s}^{DCH} : V_{Rd,s}^{DCM} = (0,75 \alpha_s) : 0,8 = (0,75 \times 1,2) : 0,8 = 1,125, \quad (140)$$

kar pojasni razliko v izračunanih armaturnih mrežah.

4.1.1.2 Primerjava vzdolžne armature v robnih stebrih

V obravnavanih primerih je, če zahtevano duktilnost zagotovimo z računom duktilnosti prereza, v primeru razreda duktilnosti DCH potrebne manj armature, saj dobimo zadostno duktilnost že z rahlim povečanjem računsko potrebne armature (z večanjem razmerja med dejansko in potrebno upogibno nosilnostjo armature se manjša s standardom zahtevana duktilnost prereza). V primeru razreda duktilnosti DCM zadostno duktilnost zagotavlja že računsko potrebna armatura, armaturo tu določa potrebna upogibna nosilnost prereza. Ker se duktilnost zagotovi na tak način, v primeru DCH niso potrebni bolj zahtevni detajli in izvedba robnega stebra ostane praktično enaka.

4.1.1.3 Primerjava zahtevane minimalne armature

Z računom po DCH se poveča predpisana minimalna armatura v stojini stene zaradi zahtev po omejitvi strižnih razpok stojine in zaradi zahtev po preprečitvi strižnega zdrsa vzdolž delovnih stikov, ki jih v primeru računa po DCM ni potrebno izpolniti. Te zahteve na armaturo v primeru računa na projektni pospešek tal 0,25g ne vplivajo veliko, vplivale pa bi na armaturo v primeru računa na projektni pospešek tal 0,1g. Pri slednjem že pri računu za razred duktilnosti DCM zadostuje minimalna armatura, zato račun za razred duktilnosti DCH ne bi bil smiseln, ker bi se zahteve glede minimalne armature povečale.

4.1.2 Primerjava med stenami, pri katerih je duktilnost dokazana z računom, s stenami, pri katerih je duktilnost zagotovljena s konstrukcijskimi pravili za objetje betona

Če se duktilnost zagotovi z objetimi robnimi stebri in pri tem upošteva zahteve standarda (brez računa duktilnosti), se lahko zahtevano nosilnost v primeru razreda duktilnosti DCH in v primeru projektnega pospeška 0,1g (DCM) zagotovi z minimalno armaturo (izjema je strižna nosilnost ob podpori). Ker je stena razmeroma dolga in ozka, so stremenski koši, ki jih predvideva standard, zelo ozki in dolgi kar 90 cm. Dolžina stene in s tem dolžina robnega stebra pogojuje število palic v vsakem stebru, razen v primeru računa stavbe na pospešek 0,25g v razredu DCM že najmanjše dovoljene palice (12 mm) zadostujejo za prevzem upogibnih obremenitev.

V primeru stene razreda DCM, projektirane na pospešek 0,25g, je opaziti znatno povečanje armature v stebrih, če se odločimo duktilnost zagotoviti z objetjem betona. To gre v glavnem na račun premika težišča natezne armature proti notranjosti stene, pa tudi na račun mrežne armature, ki je v območju objetih robnih stebrov ni.

4.1.2.1 Problem armiranja stojine stene razreda DCH z armaturnimi mrežami

Če je stojina stene v razredu duktilnosti DCH armirana z mrežo in ne s palicami, povečanje armature v horizontalni smeri, potrebno zaradi prevzema striga, sproži povečanje vertikalne armature in s tem povečanje upogibne nosilnosti, kar spet poveča projektno strižno silo. Zaradi upogiba nepotrebne palice v stebru (potrebne pa zaradi zadostitve minimalnim zahtevam glede objetja betona) dodatno povečujejo upogibno nosilnost in tako povečujejo potrebno mrežno armaturo. V obravnavanem primeru je razmerje M_{Rd} / M_{Ed} enako le 1,20, zato povečanje mrežne armature glede na primer, ko je bila potrebna duktilnost dokazana z računom in je bil robni steber lahko armiran le z računsko potrebno armaturo, ni tako veliko (namesto Q308 je Q335). Vendar pa bi lahko hitro nastopili problemi, še posebej če bi bili upogibni momenti manjši, prečna sila pa enako velika ali celo večja (kot bi bilo na primer v nekoliko nižji steni), in z mrežno armaturo ne bi mogli najti ustrezne rešitve.

4.1.2.2 Stremenska armatura v objetih robnih stebrih

Stremenska armatura se za razred DCM določi drugače kot za razred DCH, če je normirana osna sila manjša od 0,15, kar je v tem primeru izpolnjeno. Če so palice v robnih stebrih dovolj narazen, da tam delež armiranja ne preseže 2%, kar je v tem primeru tudi izpolnjeno, glede prečne armature v primeru razreda DCM ni potrebno izpolnjevati nobenih zahtev po minimalni armaturi – stremensko armaturo tako določa le kriterij zadostnega objetja betona. Ker je v primeru projektnega pospeška tal 0,25g več vzdolžne armature kot v primeru pospeška 0,1g, je tudi potrebno objetje betona večje, saj se lahko razvijejo mnogo večji momenti.

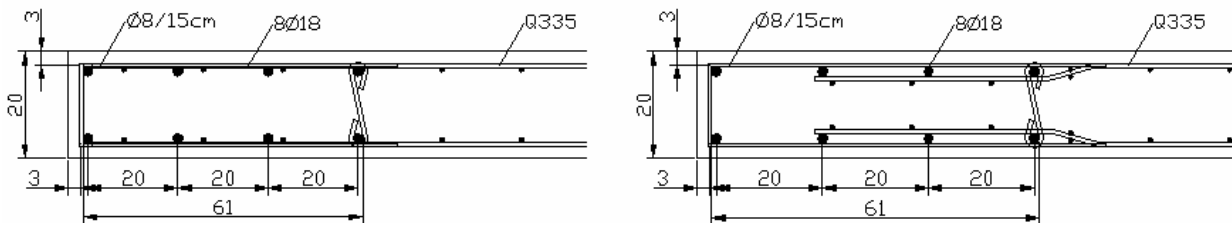
V primeru razreda duktilnosti DCH stremensko armaturo določajo minimalne zahteve. Ker gre za razmeroma ozko steno (v predelu robnih stebrov so njene dimenzije minimalne dovoljene), je razmak med stremeni zelo majhen (maksimalni razmak med stremeni znaša tretjino širine objetega dela betona) – le 5 cm. Stremena, ki so tako blizu skupaj, so praktično neizvedljiva – sedemstrižno streme, ki ga zahteva standard, je skoraj nemogoče izvesti v manj kot treh plasteh, ob premeru palice 6 mm je tako celotna višina stremena 1,8 cm – svetla razdalja med dvema stremenoma je torej le 3,2 cm, kar je premalo za kvalitetno vgradnjo betona. Tak detajl je zato skoraj neizvedljiv.

4.1.3 Različice izvedbe detajla robnega stebra ob vpetju

Detajli robnih stebrov ob vpetju, prikazani v poglavju 2, gotovo niso edini možni, so pa verjetno ob izpolnjevanju vseh zahtev standarda najlažje izvedljivi.

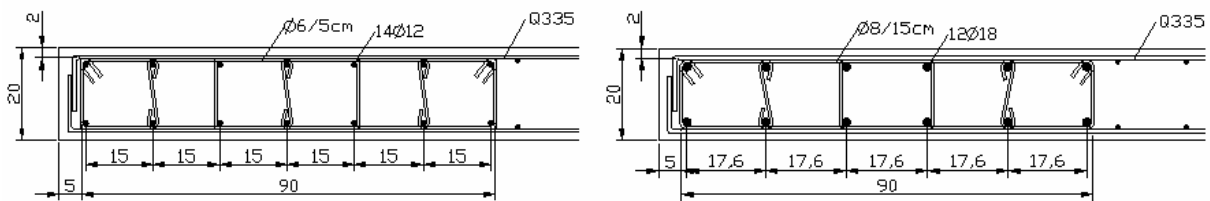
4.1.3.1 Stene brez objetih robnih stebrov

V primerih, kjer ne potrebujemo objetja betona v robnih stebrih, bi bila mrežna armatura lahko sidrana v notranjosti betonskega prereza, kot je prikazano na desni strani naslednje slike. S tem bi se izognili sidranju te armature v krovnem sloju betona, čeprav tudi beton v notranjosti ni objet. Slabost takega detajla je težavna pritrditev U stremen le na vzdolžne palice – taka stremena je veliko lažje pritrditi na mrežo, kot bi se to lahko naredilo v primeru detajla, ki je prikazan na levi strani slike.



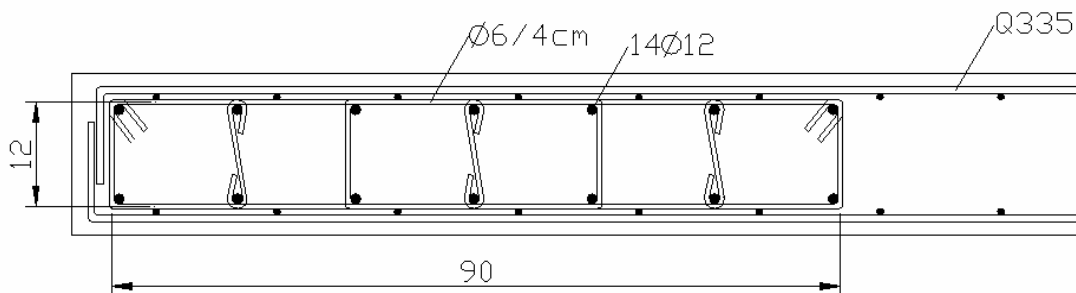
Slika 28: Varianti detajla robu stene brez objetih robnih stebrov

4.1.3.2 Stene z objetimi robnimi stebri



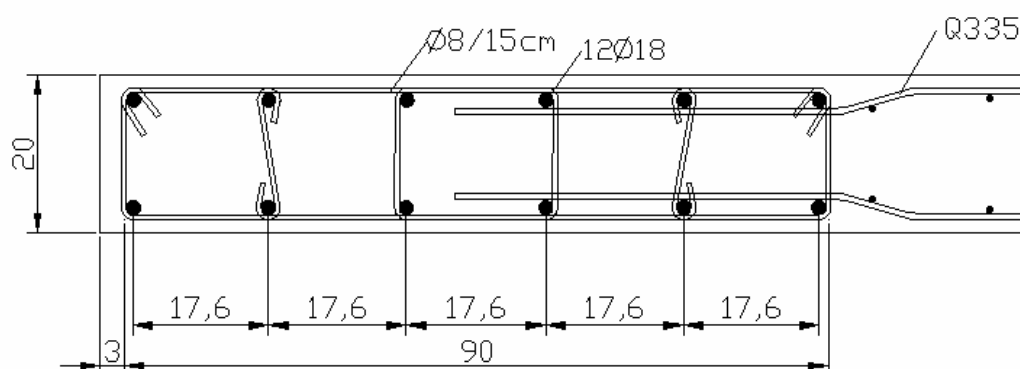
Slika 29: Izhodiščni varianti detajlov robu stene z objetimi robnimi stebri: levo DCH, desno DCM

V slovenski gradbeni praksi se stojine sten praviloma armirajo z mrežno armaturo, detajl objetega robnega stebra pa je s tako armaturo skoraj neizvedljiv. Na naslednji sliki je prikazan detajl robu stene, dimenzionirane za razred duktilnosti DCH, armirane z mrežno armaturo, pri kateri vzdolžne palice v območju robnega stebra niso odstranjene. Tako se širina betona, objetega s stremenskim košem, še dodatno zmanjša. To povzroči, da je objet vedno manjši delež prereza in je tako učinkovitost objetja zmanjšana, poleg tega pa se zmanjša tudi maksimalno razdaljo med stremeni, ki je tretjina širine objetega dela prereza. Ker pri takem detajlu ta ne more biti večja od 12 cm, so stremena na razdalji 4 cm, kar je praktično neizvedljivo.



Slika 30: Varianta detajla robu stene z objetimi robnimi stebri za razred DCH

Isti detajl bi lahko bil izveden tako, kot je to prikazano na naslednji sliki (tu je sicer prikazana stena, dimenzionirana za razred duktilnosti DCM in projektni pospešek tal 0,25g). V tem primeru je lahko objeti robni steber najširši in najbližje zunanjemu robu stene. Mrežna armatura je sidrana v objeti beton, kar je zelo ugodno, vendar je v tem primeru potrebno odstranjanje nekaj vzdolžnih palic in krivljenje mrežne armature, kar predstavlja dodatno delo.



Slika 31: Varianta detajla robu stene z objetimi robnimi stebri za razred DCM

4.1.4 Izbira najboljše variante

4.1.4.1 Področja s šibkimi potresi

V primeru projektnega pospeška tal 0,1g je izbira malce lažja. Projektiranje v razredu duktilnosti DCH tu, kot je že bilo povedano, ni smiselno, prav tako pa se pri tako majhni potresni obremenitvi objeti robni stebri dolžine 90 cm res ne zdijo potrebni, zato bi bila v tem primeru verjetno najboljša izbira dimenzioniranje v razredu DCM, pri tem pa bi bila zadostna duktilnost zagotovljena z računom.

4.1.4.2 Področja z močnejšimi potresi

V primeru projektnega pospeška tal 0,25g so obremenitve večje in zato je tudi izbira »prave« variante odgovornejša naloga. Če se duktilnost zagotovi z računom, se dobi v primeru razreda duktilnosti DCH bistveno manj armature kot v razredu duktilnosti DCM, pri tem pa smo se

izognili kakršni koli izboljšavi konstrukcijskih detajlov. To sicer pomeni določen prihranek armature, vendar pa se pojavlja vprašanje, če je taka armatura res zadostna, oziroma, če je res zadostna duktilnost (izračunana duktilnost je praktično enaka potrebni duktilnosti). Po drugi strani dobimo, če hočemo duktilnost zagotoviti s postopkom, predlaganim v predpisih, v razredu duktilnosti DCH praktično neizvedljiv detajl robnega stebra ob vpetju.

Iz povedanega bi se dalo sklepati, da je tudi v primeru projektne pospeška 0,25g najprimernejša uporaba razreda duktilnosti DCM. Tu objetje betona verjetno res ni potrebno, hkrati pa se armatura v primeru, ko duktilnost zagotovimo z računom, ne razlikuje toliko od tiste, ko duktilnost zagotovimo z objetjem betona, tako da si ti dve varianti med seboj nista zelo različni in je skoraj vseeno, katero se uporabi. Zagotovitev duktilnosti z objetjem betona bi, ob enakih dimenzijah stene, bila težavnejša le v primeru, ko bi bila normirana osna sila večja od 0,15 in bi morala biti stremena na razdalji 7,5 cm.

4.2 Primerjava med velikimi, šibko armiranimi stenami in duktilnimi stenami

Na celotnem področju Slovenije bi se tako odločili za konstrukcijski sistem s srednjo duktilnostjo (DCM). V tem primeru standard dopušča poleg uporabe duktilnih sten tudi možnost uporabe velikih, šibko armiranih sten.

Preglednica 14: Primerjava med armaturo v duktilnih stenah v primeru, ko duktilnost dokažemo z računom, in velikimi, šibko armiranimi stenami

| etaža | 0,1g | | | | 0,25g | | | |
|-------|----------------|---------|----------------------|---------|----------------|---------|----------------------|---------|
| | Duktilne stene | | Velike, šibko ar. s. | | Duktilne stene | | Velike, šibko ar. s. | |
| | steber | stojina | steber | stojina | steber | stojina | steber | stojina |
| 1 | 4Φ14 | Q196 | 4Φ14 | Q196 | 8Φ18 | Q335 | 8Φ20 | Q424 |
| 2 | | | | | 6Φ18 | | 6Φ20 | |
| 3 | | | | | 6Φ18 | | 6Φ12 | |
| 4 | | | | | 4Φ18 | Q257 | 4Φ12 | Q335 |
| 5 | | | | | | | | |
| 6 | | | | | | | | |
| 7 | | | | | | | | |
| 8 | | | | | | | | Q226 |

Na področju s šibkimi potresi tako zahtevam pri duktilnih kot tudi pri velikih, šibko armiranih stenah zadostimo z minimalno armaturo, ki je v obeh primerih enaka. Če si hočemo ogledati

razlike v projektiranju, moramo opazovati armaturo na območjih s projektnim pospeškom 0,25g.

4.2.1 Vz dolžna armatura v robnih stebrih

Na razlike v vzdolžni armaturi najbolj vplivajo razlike v računu upogibne armature, ki jih je kar nekaj.

Pri velikih, šibko armiranih stenah je zaradi njihove širine in nevarnosti uklona izven ravnine stene predvidena redukcija tlačne trdnosti betona. Ta redukcija v primeru duktilnih sten ni zahtevana, kljub temu, da gre v obravnavanem primeru za enako geometrijo stene in je nevarnost uklona v obeh primerih enaka.

Zaradi dvigovanja težišča stene pride v veliki, šibko armirani steni do dodatnih osnih sil, ki se lahko upoštevajo kot polovica osne sile zaradi gravitacijske obtežbe, ki deluje v smeri navzgor ali navzdol. Pri obravnavanih stenah je zaradi nizke ravni osne sile kritičen primer, ko je dodatna osna sila deluje navzgor, pri tem se skupna osna sila zmanjša in ob danem momentu je potrebna večja vzdolžna armatura. Količino armature zmanjšuje določilo, ki dovoljuje, če dodatne osne sile upoštevamo na navedeni način, rušno deformacijo neobjetega betona 0,005 namesto 0,0035.

Zaradi navedenih razlik dobimo ob vpetju v primeru velike, šibko armirane stene nekoliko večjo vzdolžno armaturo v robnih stebrih. Razlika v tej armaturi bi bila še nekoliko večja, če ne bi bila pri veliki, šibko armirani steni močnejša mrežna armatura, ki tudi nekaj prispeva k upogibni nosilnosti stene.

Upogibna nosilnost stene v višjih etažah je v primeru velike, šibko armirane stene manjša kot v primeru duktilne stene, čemur je vzrok različen potek momentne linije. Momentno linijo je treba pri duktilnih stenah premakniti, da zajamemo vpliv višjih nihajnih oblik. S tem tudi zagotovimo, da se energija sipa le ob vpetju, kjer so za to pripravljeni posebni konstrukcijski detajli. Pri velikih, šibko armiranih stenah predpostavimo sipanje energije po vsej steni, zato je v standardu predpisano, da je treba čimbolj natančno slediti momentno linijo, dobljeno z analizo stene.

4.2.2 Mrežna armatura v stojini stene

Velike, šibko armirane stene izhajajo iz gradbene prakse v Franciji. Zanje je značilno, da nimajo mrežne armature, kar pa je v slovenskem Nacionalnem dodatku prepovedano. Njihova druga značilnost so horizontalne vezi na mestu medetažnih konstrukcij, kar pri nas ni običaj. Te horizontalne vezi prispevajo k prevzemu striga, vendar jih nismo upoštevali, ker jih v naših stenah praviloma ni.

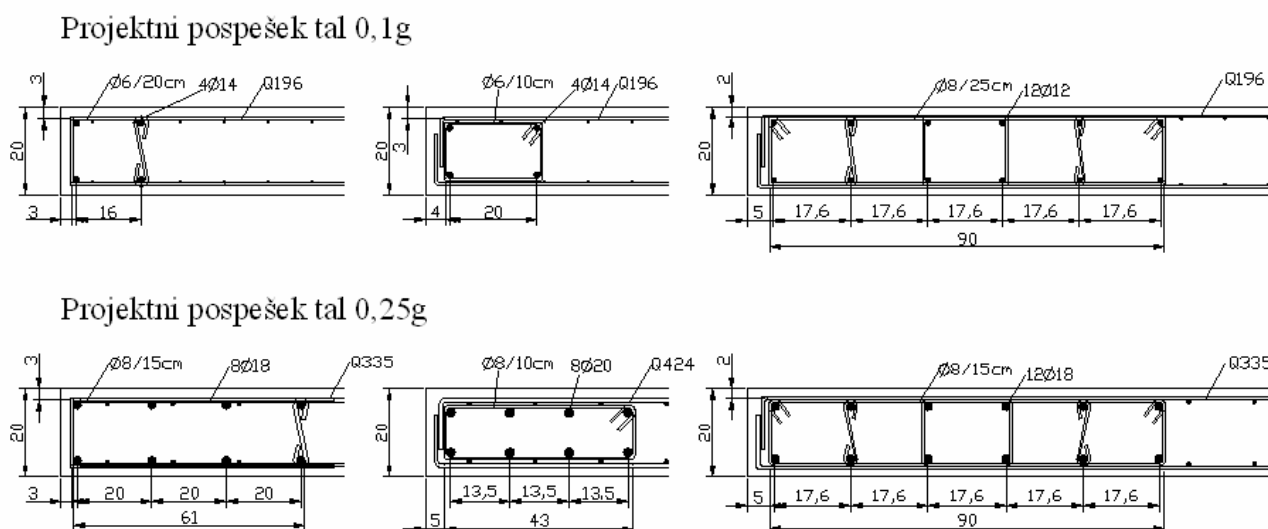
Zaradi možnosti opustitve minimalne armature standard zahteva povečanje prečnih sil iz analize za večji faktor kot pri duktilnih stenah, v našem primeru je bil ta faktor pri veliki, šibko armirani steni enak 2, pri duktilni steni pa 1,5. To je glavni vzrok za večjo strižno armaturo v primeru prvih.

Strižno armaturo velike, šibko armirane stene pa nekoliko zmanjšuje dovoljenje standarda, da za naklon betonskih diagonal pri strižni obremenitvi upoštevamo kot manjši od 45° . Po priporočilu (Fardis, 2005) je to upoštevano tako, da je prečna sila preverjena na višini ročice notranjih sil z , ne pa neposredno ob vpetju. Ker je z enak 4,8 m, to pomeni v drugi etaži, kjer pa je osna sila le malo manjša kot v prvi, zato razlika ni bistvena.

Tako močna strižna armatura je v nasprotju z idejo šibkega armiranja. Vzrok temu je verjetno prevelika strižna obremenitev sten – konstrukcija je premalo toga, hkrati pa ta sistem ni primeren za uporabo na področjih s tako visokim pospeškom tal. Poleg tega v računu strižne nosilnosti nismo upoštevali horizontalnih vezi, ki jih sistem predpostavlja in ki pripomorejo k strižni nosilnosti konstrukcije.

4.2.3 Robni stebri

Kot je prikazano na naslednji sliki, se detajli robnih stebrov pri veliki, šibko armirani steni razlikujejo od duktilnih sten tako v primeru, ko je duktilnost dokazana z računom, kot tudi v primeru, ko je zagotovimo s predpisanimi konstrukcijskimi ukrepi za objetje betona.



Slika 32: Primerjava detajlov robu sten ob vpetju za stene razreda duktilnosti DCM: levo duktilna stena, pri kateri je duktilnost dokazana z računom, v sredini velika, šibko armirana stena, desno duktilna stena z objetimi robnimi stebri

Robni stebri velikih, šibko armiranih sten so manj zahtevni kot pri duktilnih stenah z objetimi robnimi stebri, vendar morajo biti palice objete s stremeni po vsej višini stene, v nasprotju z duktilnimi stenami, kjer je to potrebno le v kritičnem območju ob vpetju. V primerjavi s stenami, pri katerih je duktilnost dokazana z računom, je robni steber velike, šibko armirane stene zahtevnejši.

V primeru velikih, šibko armiranih sten so robni stebri za obravnavane stene krajši kot v primeru duktilnih sten z objetimi robnimi stebri, saj je pri prvih dolžina robnega stebra vezana na širino (20 cm), v primeru drugih pa na dolžino stene (600 cm). V tej nalogi je obravnavana razmeroma dolga in ozka stena, pri drugačni geometriji bi bili robni stebri drugačni.

4.2.4 Povzetek

Na področju s šibkimi potresi dobimo tako v primeru velikih, šibko armiranih, kot tudi v primeru duktilnih sten minimalno armaturo, ki je v obeh primerih enaka. Steni se razlikujeta v detajlu robnega stebra, ki je v primeru velikih, šibko armiranih sten zahtevnejši kot v primeru sten, pri katerih je potrebna duktilnost dokazana z računom.

Na področju z močnimi potresi dobimo v obravnavanem primeru zelo močno strižno armaturo, ki je lahko posledica neupoštevanja horizontalnih vezi, posledica neupoštevanja omejitve maksimalnega dovoljenega nihajnega časa ali pa dejstva, da te stene niso predvidene za uporabo na področju s tako visokim projektnim pospeškom, še posebej ne v tako visokih stavbah.

5 PRIMERJAVA MED STENAMI, PROJEKTIRANIMI PO EVROKODU, IN STENAMI, PROJEKTIRANIMI PO DOSEDANJIH PREDPISIH, S KOMENTARJEM

V tem poglavju so stene, projektirane po Evrokodu primerjane s steno, projektirano po dosedanjih predpisih. Najprej je narejena primerjava med projektnimi notranjimi silami, nato pa še primerjava izračunane armature.

5.1 Primerjava projektnih notranjih sil

Preglednica 15: Primerjava projektnih notranjih sil ob vpetju

| | Dosedanji slovenski predpisi | Evrokod | | |
|-----------|------------------------------|---------------------|----------------|----------------|
| | | DCM | | DCH |
| | | velike, šibko ar.s. | duktilne stene | duktilne stene |
| a_g | 0,1g (VII. cona) | 0,1g | | |
| N [kN] | 3120 / 2400** | 1188 – 3564 | 2376 | |
| M [kNm] | 3173 | 5857 | | |
| V [kN] | 195 / 300** | 726 | 545 | |
| a_g | 0,2g (VIII. cona) | 0,25g | | |
| N [kN] | 3120 / 2400** | 1188 – 3564 | 2376 | 2376 |
| M [kNm] | 6345 | 14635 | | |
| V [kN] | 390 / 600** | 1814 | 1361 | 1358 / 1389* |
| a_g | 0,4g (IX. cona) | | | |
| N [kN] | 3120 / 2400** | | | |
| M [kNm] | 12690 | | | |
| V [kN] | 780 / 1200** | | | |

*projektna prečna sila je odvisna od razmerja med projektnim upogibnim momentom in upogibno nosilnostjo, zato je v primeru, ko je duktilnost zagotovljena z objetimi robnimi stebri (leva vrednost) drugačna kot v primeru, ko je duktilnost zagotovljena z računom

** leva vrednost je določena strogo po predpisih, desna vrednost pa po priporočilu

Tako projektni upogibni momenti kot tudi projektne prečne sile so v tem primeru v VIII. potresni coni, ki približno ustreza projektnemu pospešku 0,25g, bistveno manjši tako od sil za razred duktilnosti DCM kot tudi od sil za razred duktilnosti DCH. Projektna osna sila je približno enaka v vseh primerih, tako da ne vpliva bistveno na rezultate.

Projektni upogibni momenti ob vpetju stene, dimenzionirane po dosedanjih standardih v IX. potresni coni (12690 kNm), ki predstavljajo največjo potresno obremenitev v Sloveniji, so večji kot momenti ob vpetju pri steni, dimenzionirani po Evrokodu za razred duktilnosti DCH (9997 kNm), in manjši kot pri steni, dimenzionirani za razred duktilnosti DCM (14635 kNm).

Največja projektna prečna sila (1200 kN, po priporočilu pomnožena s faktorjem 2) je manjša tako od projektne prečne sile za DCM (1361 kN) kot tudi za DCH (1389 kN), ni pa ta razlika tako velika. Strižne deformacije v dosedanjih standardih še vedno prevzame minimalna armatura, ki pa v primeru prečne sile 1200 kN komaj zadošča, tako da tudi ni pomembno, ali se držimo priporočila in množimo prečne sile z 2, ali pa jih množimo le z 1,3, kot je določeno v standardu.

Razlike v projektnih notranjih silah pa v obravnavanem primeru niso zelo pomembne, saj pri računu stene po dosedanjih predpisih opazimo, da dobimo tako v primeru VIII. kot tudi v primeru XI. cone minimalno armaturo, čeprav le-ta v primeru XI. cone komaj zadošča. Enaka armatura bi bila zahtevana tudi v VII. potresni coni, torej bi bile skoraj vse take stene v Sloveniji enako armirane in sicer z minimalno armaturo.

5.2 Primerjava armature med duktilnimi stenami, projektiranimi po Evrokodu in steno, projektirano po dosedanjih predpisih

Če se primerja armaturo v steni, dimenzionirani po dosedanjih standardih, z armaturo v duktilnih stenah, dimenzioniranih po Evrokodu, opazimo, da vzdolžna armatura skoraj povsem ustreza steni, projektirani za razred duktilnosti DCM in projektni pospešek tal 0,25g, če je duktilnost dokazana z računom. Steni se razlikujeta v mrežni armaturi ob vpetju in v armaturi v robnih stebrih v višjih etažah, ki je v primeru Evrokoda nekoliko večja. Pri računu po dosedanjih standardih dobimo več armature kot pri dimenzioniranju stene v območju s projektnim pospeškom 0,1g in več armature kot pri računu sten v območju s projektnim pospeškom 0,25g in razredom duktilnosti DCH (slednje ne velja za mrežno armaturo ob podpori).

Večjo mrežno armaturo dobimo z računom po Evrokodu zato, ker so tudi projektne prečne sile večje. Mrežna armatura, določena po dosedanjih predpisih, zadošča za prevzem prečne

sile približno 1200 kN, kar po Evrokodu na območju s pospeškom 0,25g ne zadostuje. Če se izbere večja mreža, se poveča tudi upogibna nosilnost, zato je v primeru razreda duktilnosti DCM enaka armatura kot pri dosedanjih predpisih, čeprav je upogibni moment po Evrokodu večji od nosilnosti stene po dosedanjih predpisih.

Manj armature v robnih stebrih v višjih etažah pri dosedanjih standardih se lahko razloži z drugačnim potekom projektnih upogibnih momentov – po dosedanjih standardih upoštevamo kar momentno linijo, dobljeno z analizo, medtem ko jo Evrokod pri računu duktilnih sten najprej aproksimira s premico, da zajame vpliv višjih nihajnih oblik, nato pa jo še premakne, da zajame vpliv razpokanosti prereza ob podpori.

Pri projektiranju stavbe v krajih z manjšo potresno obremenitvijo, npr. v Kopru (VII. potresna cona oz. projektni pospešek 0,1g), se z dimenzioniranjem po dosedanjih predpisih dobi precej več armature kot pri dimenzioniranju po Evrokodu, če potrebno duktilnost dokažemo z računom. V obeh primerih se zahteve pokrijejo z minimalno armaturo, ki pa jo je po dosedanjih predpisih v primeru osemetažne stavbe več.

Če želimo duktilnost stene zagotoviti z objetjem robnihih stebrov v skladu z določili Evrokoda, potem dobimo v primerjavi z starimi standardi veliko zahtevnejši detajl robnega stebra ob vpetju. Če pa se duktilnost stene zagotovi z računom duktilnosti prereza, se objetja robnega stebra v obravnavanih primerih ne potrebuje in omenjeni detajl ni nič zahtevnejši, kot je bil prej.

5.3 Primerjava armature med velikimi, šibko armiranimi stenami, projektiranimi po Evrokodu in steno, projektirano po dosedanjih predpisih

Velike, šibko armirane stene temeljijo na idejah, ki niso v skladu z dosedanjo gradbeno prakso v Sloveniji, čeprav jih je slovenski Nacionalni dodatek z obvezno minimalno strižno armaturo k njej malce približal. Kljub temu pa imajo veliko določil, ki jih dosedanja predpisi ne poznajo, najpomembnejše so horizontalne vezi na višini etaž, redukcija tlačne trdnosti betona zaradi uklona izven ravnine, dodatna osna sila zaradi dviga težišča stene in sipanje energije po vsej višini stene.

Kot je opisano v podpoglavju 4.2.1, se potrebna vzdolžna armatura glede na duktilne stene še malce poveča in je tako večja kot pri stenah, projektiranih po dosedanjih predpisih. Glede na te pa se najbolj spremeni mrežna armatura, ki je v primeru velikih, šibko armiranih sten zelo močna zaradi zelo visoke projektne prečne sile (vzroki za tako prečno silo so natančneje predstavljeni v poglavju 4.2.2).

Ker je predpostavljeno, da velike, šibko armirane stene sipajo energijo po vsej višini konstrukcije, predpis zahteva, da upogibna nosilnost prereza čimbolj natančno sledi poteku momentne linije. Tako se momentne črte ne premakne, kar je skupno dosedanjim predpisom in velikim, šibko armiranim stenam, zato dobimo v obeh primerih v višjih etažah minimalno vzdolžno armaturo v robnih stebrih.

Druga posledica navedene predpostavke je zahteva, da so pri velikih, šibko armiranih stenah robni stebri izvedeni po vsej višini stene, kar je v nasprotju z dosedanjimi predpisi, ki v vrhnjih etažah predvidevajo zgolj mrežno armaturo.

6 NELINEARNA ANALIZA STENE

V predhodnih poglavjih je bil predstavljen način projektiranja sten po evropskih in dosedanjih slovenskih predpisih. Dobljene variante armiranja so bile primerjane med seboj, toda le s stališča nosilnosti ter količine in razporeditve armature. Če pa želimo med seboj primerjati obnašanje sten pri potresni obtežbi, potrebujemo poleg podatkov o sposobnosti stene za prenos potresne obtežbe tudi podatke o zahtevah potresa. Take podatke pa lahko dobimo le z nelinearno analizo.

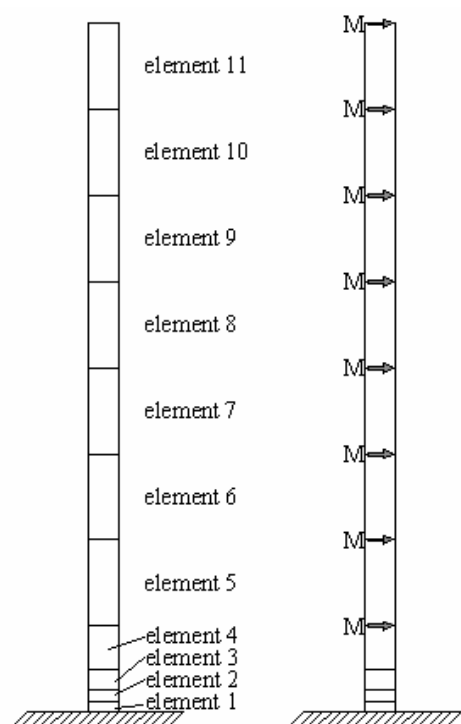
V tem poglavju bo predstavljen postopek nelinearne analize stene s pomočjo dveh metod: N2 metode, ki temelji na nelinearni statični (pushover) analizi ter nelinearne dinamične analize. Obe analizi sta izvedeni na računskem modelu, ki je predstavljen v prvem podpoglavju. V četrtem podpoglavju so rezultati, dobljeni z uporabo obeh metod, primerjani med seboj.

Nelinearna analiza je izvedena za steni razreda duktilnosti DCM, ki sta bili v prejšnjem poglavju izbrani kot boljši možnosti v primerjavi s stenami razreda DCH, ter za steno, projektirano po dosedanjih predpisih. Postopek računa je enak za vse obravnavane stene, vendar je ilustriran s primerom stene, projektirane za razred duktilnosti DCM, pri kateri je bila duktilnost dokazana z računom.

V zadnjem podpoglavju so rezultati nelinearne analize, ki izražajo zahteve potresa, primerjani s kapaciteto konstrukcij. Tako je ocenjeno upogibno obnašanje obravnavanih sten pri potresu projektne jakosti (0,25g). Obnašanje sten je tudi primerjano med seboj.

6.1 Računski model

Stena je modelirana kot togo vpeta konzola, sestavljena iz več linijskih elementov, ki imajo na krajiščih nelinearne vzmeti, ki se obnašajo po Takedinih histereznih pravilih. Predpostavljen je konstanten potek momenta po višini elementa. Razen v prvi etaži je za vsako etažo uporabljen po en element. Ker je ob vpetju gradient momenta večji, se tam elementi zgostijo, kot je prikazano na naslednji sliki. Mase so v vseh etažah enake, ker je zaradi simetrije obravnavana le ena stena, je masa, ki odpade nanjo, enaka četrtini etažne mase (72,25 ton).



Slika 33: Računski model stene za nelinearno analizo

Vsak element je sestavljen iz elastičnega nosilca in iz neelastičnih vzmeti na krajiščih. Togost elastičnega dela je konstantna, opisana je z začetno togostjo nerazpokanega prereza obojestransko vpete konzole. Togost neelastičnih vzmeti je odvisna od ovojnice zveze med momentom in zasukom vzmeti ter od Takedinih pravil obteževanja in razteževanja. Slednja so določena z izbiro elementa in so vgrajena v program Drain – 2DX, kot podatek pa je potrebno določiti ovojnico zveze med momentom in zasukom prereza. Za njeno določitev potrebujemo znano geometrijo prereza, razporeditev armature in konstitutivne zveze uporabljenih materialov.

6.1.1 Razporeditev armature

Preglednica 16: Armatura v obravnavanih stenah

| etaža | DCM | | | | Dosedanji predpisi | |
|--|------------|---------|--------------|---------|--------------------|---------|
| | Objetje | | Brez objetja | | Brez objetja | |
| | steber | stojina | steber | stojina | steber | stojina |
| 1 | 12Φ18 | Q335 | 8Φ18 | Q335 | 8Φ18 | Q257 |
| 2 | | | | | 6Φ18 | |
| 3 | | | | | 2Φ18+4Φ12 | |
| 4 | 4Φ18 | Q257 | 4Φ18 | Q257 | 4Φ12 | |
| 5 | | | | | | |
| 6 | | | | | | |
| 7 | | | | | | |
| 8 | | | | | | |
| Stremenska armatura v robnih stebrih ob vpetju | | | | | | |
| 1-2 | Φ8 / 15 cm | | / | | / | |

6.1.2 Konstitutivne zveze materialov

V skladu s točko 4.3.3.4.1(4) so upoštevane srednje vrednosti materialnih karakteristik (EC2, tabela 3.1).

6.1.2.1 Neobjeti beton

Pri neobjetem betonu je za konstitutivno zvezo med napetostmi in deformacijami betona predpostavljena zveza za nelinearno analizo konstrukcij (EC2, 3.1.5(1)):

$$\sigma_c = f_{cm} \frac{k \frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_{c1}} - \left(\frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_{c1}} \right)^2}{1 + (k-2) \frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_{c1}}}, \quad \text{če } 0 \leq \varepsilon_c \leq \varepsilon_{cu1}, \quad (141)$$

kjer je za beton C 30/37 ε_{c1} enak 0,0022, koeficient k pa je enak:

$$k = 1,05 E_{cm} \times \varepsilon_{c1} / f_{cm},$$

kjer je f_{cm} za obravnavani beton enak 38MPa (EC2, tabela 3.1).

Za rušno deformacijo betona pri neobjetem prerezu je predpostavljena deformacija 3,5‰ (EC2, tabela 3.1).

6.1.2.2 Objeti beton

Učinek objetja močno poveča rušno deformacijo betonskega prereza, hkrati pa poveča tudi njegovo tlačno trdnost. Za opis zveze med napetostmi in deformacijami takega betona je privzet naslednji model (Priestley, 1996):

$$\sigma^c = \frac{f'_{cc} x r}{r - 1 + x^r}, \text{ če } 0 \leq \varepsilon_c \leq \varepsilon_{cu}, \quad (142)$$

kjer je:

$$\begin{aligned} x &= \frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_{cc}}, \\ \varepsilon_{cc} &= 0,002 \left[1 + 5 \left(\frac{f'_{cc}}{f_{cm}} - 1 \right) \right], \\ r &= \frac{E_c}{E_c - E_{\text{sec}}}, \\ E_c &= 5000 \sqrt{f_{cm}}, \\ E_{\text{sec}} &= \frac{f'_{cc}}{\varepsilon_{cc}}, \\ \varepsilon_{cu} &= 0,004 + \frac{1,4 \rho_s f_{yk} \varepsilon_{su}}{f'_{cc}}, \end{aligned} \quad (143)$$

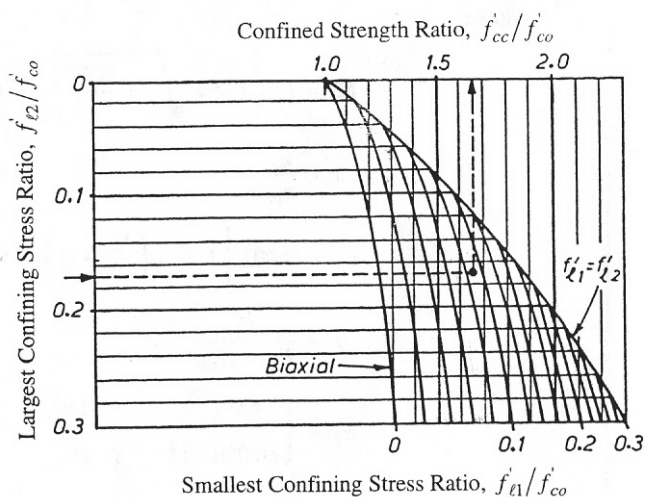
pri čemer je ε_{su} za jeklo razreda C enak 7,5‰ (EC2, tabela C1), je ρ_s vsota deležev prečne armature v dveh glavnih pravokotnih smereh, f'_{cc} pa določimo po naslednjem postopku.

Pri pravokotnem prerezu z dvema različnima deležema prečne armature v dveh glavnih pravokotnih smereh ρ_x in ρ_y se vsaki glavni smeri razvijejo drugačne prečne napetosti zaradi objetja f'_{lx} in f'_{ly} :

$$f'_{lx} = K_e \rho_x f_{yk} \text{ in } f'_{ly} = K_e \rho_y f_{yk}, \quad (144)$$

kjer je K_e koeficient, ki izraža delež učinkovito objetelega prereza in je za pravokotne prereze sten enak 0,6.

Razmerje f'_{cc} / f_{cm} lahko odčitamo iz naslednje slike na podlagi razmerji f'_{l1} / f_{cm} in f'_{l2} / f_{cm} , pri čemer je $f'_{l2} > f'_{l1}$.



Slika: Povečanje trdnosti betona zaradi prečnih napetosti (Priestley, 1996, str.272)

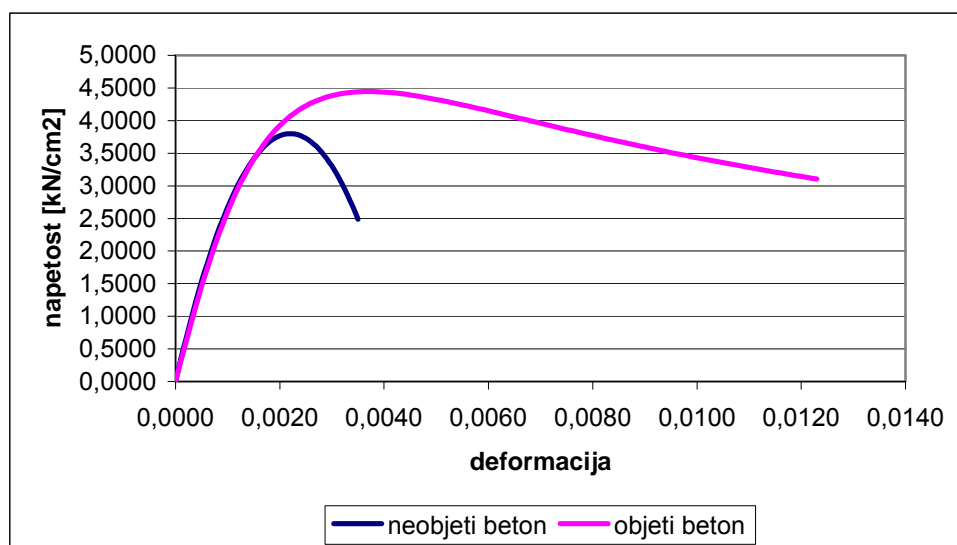
Za steno razreda duktilnosti DCM z objetimi robnimi stebri sta prečni napetosti v dveh med seboj pravokotnih smereh enaki:

$$\text{zaradi stremen v prečni smeri: } f'_{lx} = 0,6 \times 0,0022 \times 50 \text{ kN/cm}^2 = 0,067 \text{ kN/cm}^2, \quad (145)$$

$$\text{zaradi stremen v vzdolžni smeri: } f'_{ly} = 0,6 \times 0,0047 \times 50 \text{ kN/cm}^2 = 0,144 \text{ kN/cm}^2. \quad (146)$$

Ker je f_{cm} enak 38MPa, je razmere f'_{cc} / f_{cm} enako 1,17, rušna deformacija betona ϵ_{cu} pa je enaka 0,012.

Zvezi med napetostjo in deformacijo za neobjeti beton in beton, objet kot v primeru stene razreda duktilnosti DCM, sta prikazani na naslednji sliki. V tem primeru se rušna deformacija betona poveča kar za 3,5 krat.



Slika 34: Konstitutivna zveza betona za neobjeti beton in za objeti beton v primeru stene razreda duktilnosti DCM.

6.1.2.3 Armatura

Za konstitutivno zvezo armature je v vseh primerih predpostavljen bilinearen diagram jekla brez utrditve. Za rušno deformacijo armature je predpostavljena deformacija 7,5‰ (EC2, tabela C.1).

6.1.3 Določitev zveze med momentom in zasukom vzmeti

Vhodni podatek, ki ga je potrebno podati v program Drain – 2DX, je ovojnica zveze med momentom in zasukom vzmeti, za uporabljeni element je ta zveza trilinearna. Za določitev te zveze je potrebno najprej poznati zvezo med momentom in ukrivljenostjo betonskega prereza, ki se jo potem preko zveze med ukrivljenostjo nosilca s konstantnim potekom momenta in zasukom vzmeti prevede na iskano zvezo.

6.1.3.1 Določitev zveze med momentom in ukrivljenostjo betonskega prereza

Ob dani osni sili so izračunane tri značilne točke na grafu med moment – ukrivljenost: točka, ki ustreza napetostnemu stanju, pri katerem beton v nategu razpoka, točka, ki ustreza plastifikaciji natezne armature in točka, ki ustreza porušitvi betona. Vmes je predpostavljena linearna zveza (EC8, 4.3.3.4.1(2)).

Vse tri točke so izračunane iz ravnotežja napetosti v prerezu v opisanih značilnih stanjih ob predpostavki, da velja Bernoullijeva hipoteza.

Ker so do nastanka razpok v natezni coni prereza ob danih tlačnih silah tlačne napetosti manjše od $0,4f_{cm}$, se lahko predpostavi linearen potek napetosti po prerezu (EC2, slika 3.2). Tako se lahko moment ob nastanku razpok pri dani osni sili izračuna preprosto iz enačbe:

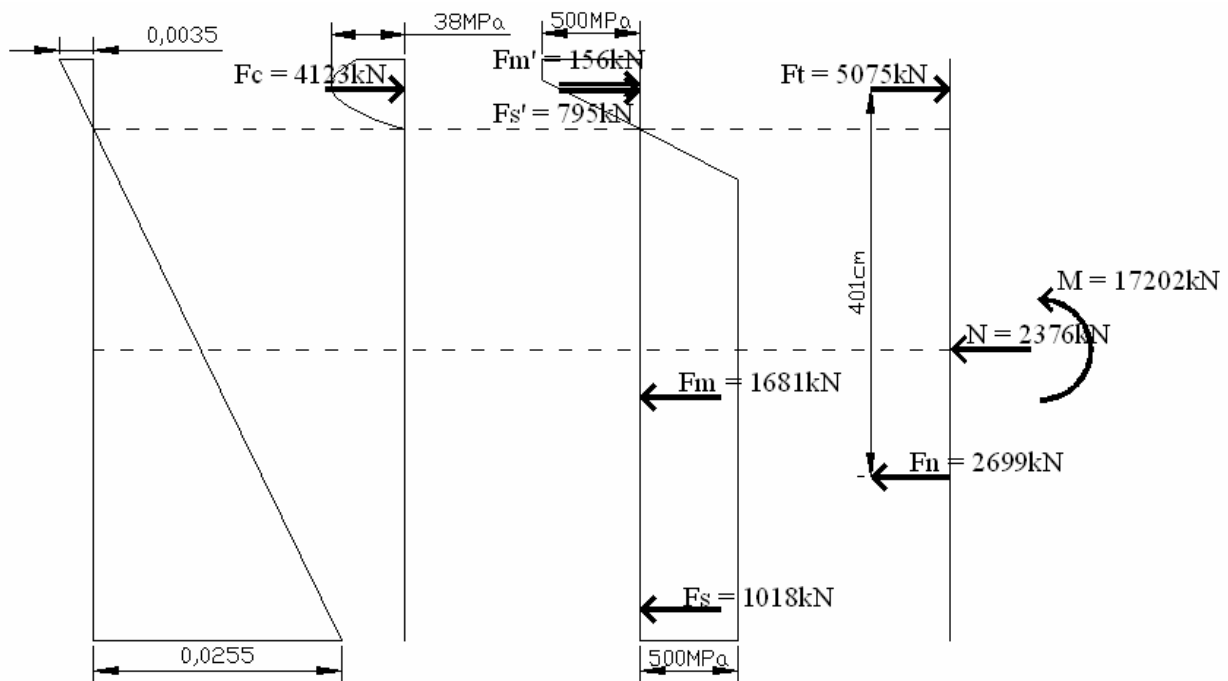
$$-\frac{N}{A} + \frac{M}{W} = f_{ctm} ; \quad (147)$$

kjer je osna sila N pozitivna, če je tlačna, f_{ctm} pa je srednja natezna trdnost betona.

Preostali dve karakteristični točki diagrama moment – ukrivljenost sta izračunani iterativno. Pri tem je predpostavljeno, da beton v nategu popolnoma razpoka in tako nič ne nosi. Račun je izveden na sledeč način.

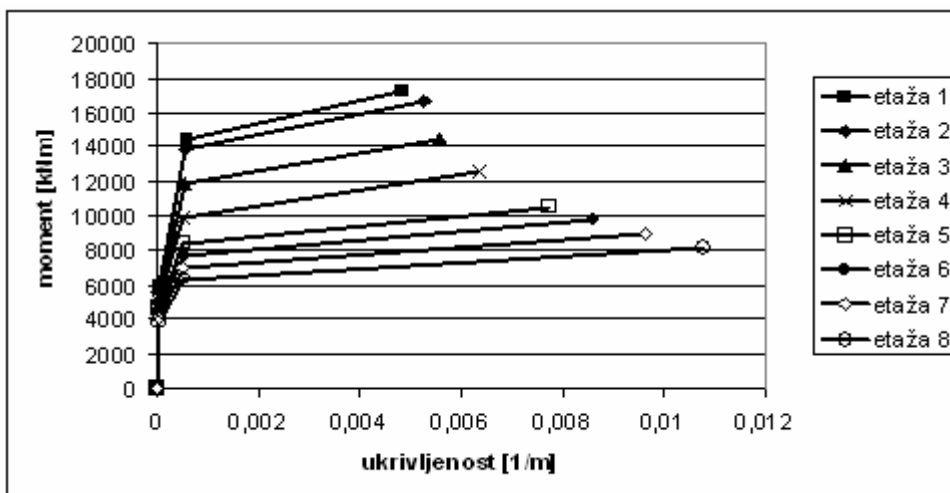
- Predpostavljena je globina tlačne cone.
- V primeru računa momenta pri plastifikaciji armature je iz znane deformacije armature, v primeru računa rušnega momenta pa iz znane deformacije najbolj tlačnega vlakna, izračunan potek deformacij po betonskem prerezu.
- Iz konstitutivnih zvez, znane oblike prereza in znanega položaja konstitutivnih zvez so izračunane napetosti v prerezu. Prerez je razdeljen na dovolj kratke dele (6 cm), da so lahko znotraj enega dela predpostavljene konstantne napetosti. Prispevki posameznih delov betonskega prereza in armature so nato sešteti, izračunana sta rezultirajoča osna sila in moment na težišče nerazpokanega prereza.
- S pomočjo Excelovega orodja Reševalec je postopek ponavljan, dokler dobljena osna sila ni enaka dejanski osni sili v prerezu. Pri tej globini nevtralne osi je izračunan moment na težišče prereza in ukrivljenost prereza.

Za primer stene, projektirane za razred duktilnosti DCM brez objetih robnih stebrov, je ravnotežno stanje pri rušni obtežbi prikazano na naslednji sliki.



Slika 35: Ravnotežno stanje v prvi etaži pri rušni obtežbi za steno razreda duktilnosti DCM brez robnih stebrov

Ker se po etažah spreminjata osna sila in količina armature, so momenti in ukrivljenosti izračunani za vsako etažo posebej, kot je prikazano na naslednji sliki.



Slika 36: Diagram moment – ukrivljenost za steno, projektirano za razred duktilnosti DCM brez objetih robnih stebrov

6.1.3.2 Zveza med ukrivljenostjo prereza in zasukom vzmeti

Zasuk vzmeti θ se določi po formuli:

$$\theta = \int_0^L \varphi \cdot M_v dx; \quad (148)$$

kjer je φ ukrivljenost prereza, M_v je potek momentov v nosilcu zaradi enotskega momenta v krajišču nosilca, katerega zasuk računam, L pa je dolžina elementa.

Če se predpostavi, da je moment po celotnem elementu konstanten, je konstantna tudi ukrivljenost in je enaka φ_l . Zasuk vzmeti je tako enak:

$$\theta = \int_0^L \varphi \cdot M_v dx = \varphi_l \int_0^L \frac{x}{L} dx = \varphi_l \frac{L}{2}. \quad (149)$$

6.1.3.3 Zveza med momentom in zasukom vzmeti

Iz izračunanih dvojic moment – ukrivljenost in zveze med ukrivljenostjo prereza in zasukom vzmeti se lahko tako izračuna zveza med momentom v vzmeti in zasukom vzmeti.

Dobljena zveza med momentom in zasukom pa ne upošteva vpliva natezne trdnosti betona med razpokami in vpliva diagonalnih razpok ter zdrsa armature. Navedeni vplivi so opisani v knjigi Park R. in Paulay T. (1975). Prvi vpliv povečuje togost in zmanjšuje zasuk, saj je bilo pri določitvi zveze med momentom in ukrivljenostjo upoštevano, da razpoka vsa natezna cona (v bistvu smo predpostavili, da beton v natezni coni nič ne doprinese k togosti prereza). Diagonalne razpoke v betonu nastanejo v elementih, ki so poleg upogibne obremenitve podvrženi tudi razmeroma veliki strižni obremenitvi. Nastanejo na precej dolgem območju, na katerem je togost betona zmanjšana in tako ukrivljenost povečana. Njihov vpliv lahko zajamemo s premaknitvijo momentne črte v odvisnosti od višine nosilca. Tudi zdrs armature poveča deformabilnost prereza in poveča ukrivljenost. Navedeni vplivi niso upoštevani.

6.2 N2 metoda

N2 metoda je razmeroma enostavna nelinearna metoda za analizo konstrukcij pri potresni obtežbi, ki je vključena tudi v standard Evrokod 8. Ime metode izhaja iz dejstva, da uporablja dva nelinearna modela – za statično analizo uporablja model z več prostostnimi stopnjami, dinamični del analize, ki je največkrat izveden s pomočjo spektrov odziva, pa je izveden na ekvivalentnem sistemu z eno prostostno stopnjo. Z nelinearno statično (pushover) analizo se najprej ob predpostavljene razporeditvi obtežbe določi odnos med celotno prečno silo ob vpetju (base shear) in pomikom na vrhu konstrukcije. Nato se rezultate analize modela z več prostostnimi stopnjami pretvori v idealiziran bilinearen odnos med silo in pomikom za ekvivalenten model z eno prostostno stopnjo. Sedaj kapaciteto konstrukcije primerjamo z zahtevami potresa, ki jih lahko, ker gre za sistem z eno prostostno stopnjo, dobimo iz spektrov odziva. Če je nihajni čas sistema z eno prostostno stopnjo daljši od T_C , lahko to storimo tako, da zahtevani pomik ekvivalentnega statičnega sistema pretvorimo v zahtevani pomik na vrhu konstrukcije. Nato se izvede nelinearna statična analiza do izračunanega pomika in tako se določijo lokalne obremenitve elementov.

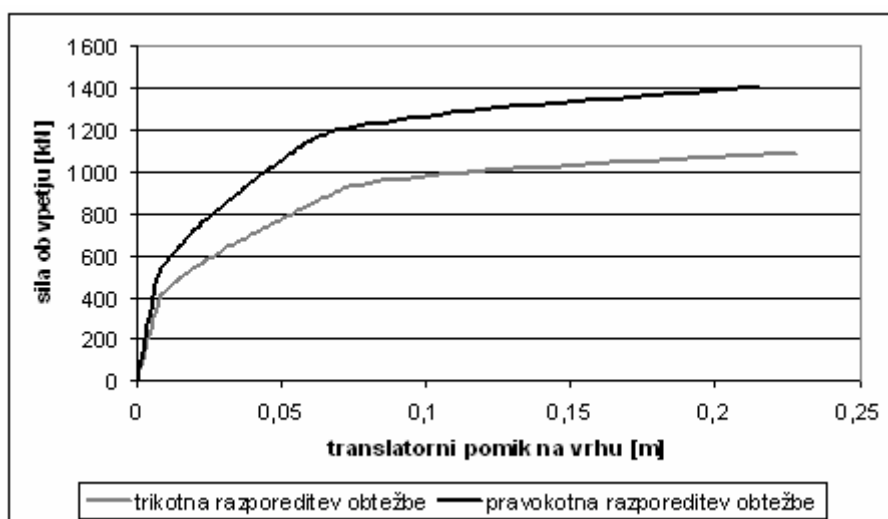
Uporabnost opisane metode je zaradi prevedbe na sistem z eno prostostno stopnjo omejena na konstrukcije, ki nihajo pretežno v eni nihajni obliki.

6.2.1 Nelinearna statična (pushover) analiza

V skladu z določili standarda (4.3.3.4.2.2(1), 4.3.3.2.3(3)) je model stene obremenjen z dvema porazdelitvama vodoravne obtežbe po višini – z enakomerno porazdelitvijo (sile so v vseh etažah enake) in s trikotno porazdelitvijo, ki je približek porazdelitve sil pri prvi nihajni obliki. Rezultat analize je ovojnica rezultatov, dobljenih z obema porazdelitvama. Ker so mase v vseh etažah enake m_i , je porazdelitev sil enaka deformacijski obliki, saj je med normiranimi silami P_i in normiranimi pomiki Φ_i predpostavljena naslednja zveza (EC8, B.1):

$$P_i = m_i \Phi_i. \quad (150)$$

S programom Drain2DX je izvedena nelinearna statična analiza modela, opisanega v prejšnjem podglavju. Rezultati analize za steno, projektirano za razred duktilnosti DCM brez objetih robnih stebrov, so prikazani na naslednji sliki.



Slika 37: Odnos med silo ob vpetju in pomikom na vrhu pri nelinearni statični analizi za steno, projektirano za razred duktilnosti DCM brez objetih robnih stebrov

6.2.2 Ekvivalentni model z eno prostostno stopnjo

Masa ekvivalentnega modela z eno prostostno stopnjo je določena po enačbi (B.2):

$$m^* = \sum m_i \phi_i^2 . \quad (151)$$

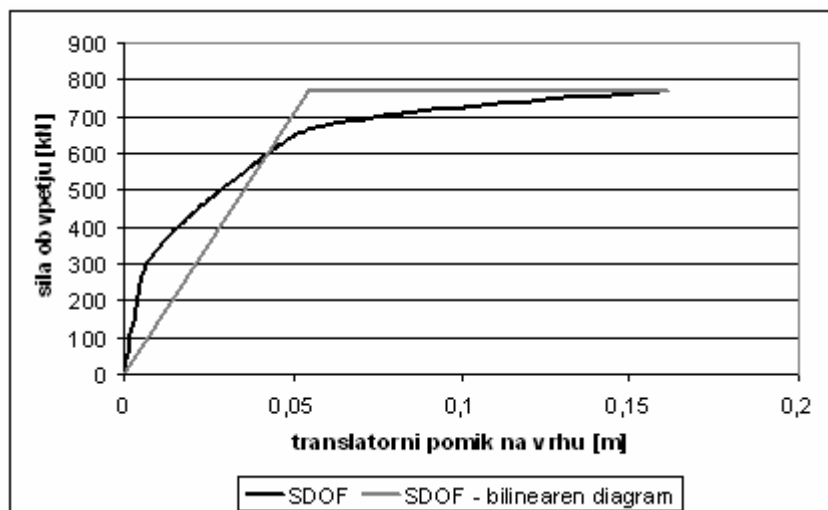
Pomiki in sile, dobljeni z analizo modela z več prostostnimi stopnjami, so pretvorjeni v pomike in sile modela z eno prostostno stopnjo tako, da so deljeni s faktorjem participacije Γ , ki je enak:

$$\Gamma = \frac{m^*}{\sum m_i \phi_i^2} . \quad (152)$$

Ker so v obravnavanem primeru mase v vseh etažah enake, je faktor participacije od njih neodvisen in je v primeru trikotne porazdelitve obtežbe enak 1,412; v primeru pravokotne porazdelitve obtežbe pa je enak 1.

Uporabljena metoda zaradi večje preprostosti računa odnos med silo ob vpetju in pomikom poenostavi v bilinearen diagram brez utrjevanja. Sila F_y^* je enaka rušni sili ob vpetju (sila, pri kateri je ob vpetju prekoračen rušni moment oziroma rušna ukrivljenost), pomik d_y^* pa je

določen tako, da ploščina pod diagramom $F-d$ ostane nespremenjena (B.3), kot je prikazano na naslednji sliki.



Slika 38: Pretvorba rezultatov nelinearne statične analize v idealiziran bilinearen diagram za trikotno obtežbo in steno, projektirano za razred duktilnosti DCM brez objetih robnih stebrov

Nihajni čas idealiziranega ekvivalentnega sistema je (B.4):

$$T^* = 2\pi \sqrt{\frac{m^* d_y^*}{F_y^*}}. \quad (153)$$

6.2.3 Zahteve potresa in nosilnost konstrukcije

Elastični spekter odziva tipa 1 za kategorijo tal C (3.2.2.2(1)P in (2)P) je pretvorjen v graf pospeška v odvisnosti od pomika (AD format) s pomočjo formule (3.2.2.2(5)P in (6)):

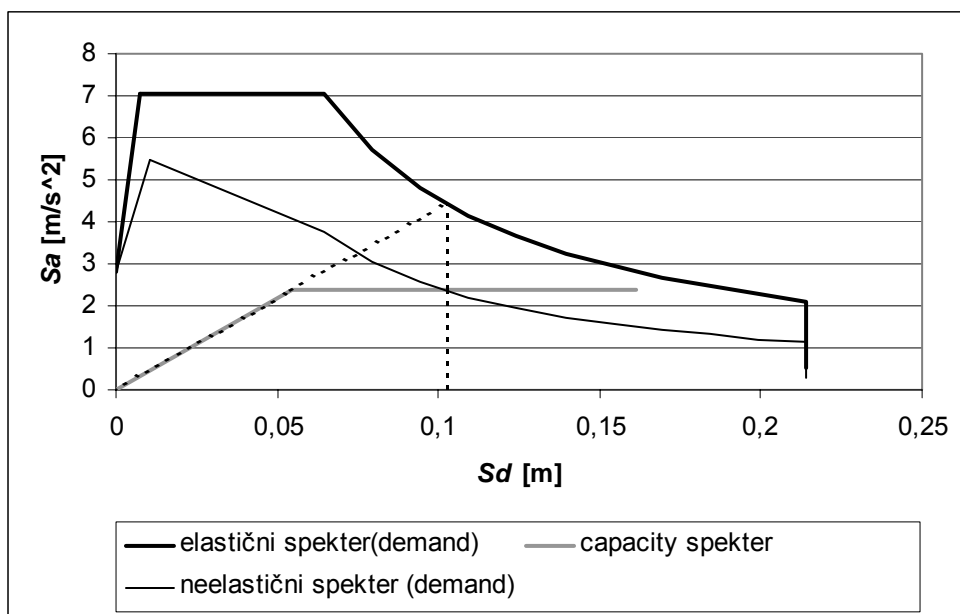
$$S_{de}(T) = \frac{T^2}{4\pi^2} S_{ae}(T); \quad (154)$$

kjer je S_{ae} vrednost pospeška v elastičnem spektru odziva, S_{de} pa je vrednost pomika v elastičnem spektru odziva.

V enaki obliki, kot so tako izražene zahteve potresa, mora biti izražena tudi nosilnost konstrukcije. Zato diagram sila – pomik iz prejšnjega razdelka pretvorim v diagram pospešek – pomik in sicer tako, da sile delim z maso ekvivalentnega modela z eno prostostno stopnjo.

Ker so pri nihajnem času T^* pospeški večji, kot je razpoložljiva kapaciteta konstrukcije, je potrebno potresne sile reducirati s faktorjem R_{μ} , ki je razmerje med elastičnim pospeškom S_{ae} pri času T^* in maksimalnim pospeškom, ki ga konstrukcija prenese S_{ay} . Ker je T^* večji od časa T_C ($= 0,6$ s za kategorijo tal C), je faktor redukcije sil kar enak zahtevani duktilnosti μ in zahtevan pomik je kar enak elastičnemu pomiku $S_{de}(T^*)$, tako da redukcije sil v bistvu sploh ni potrebno izračunati.

Postopek določitve zahtevanega pomika je prikazan na naslednji sliki.



Slika 39: Določitev ciljnega pomika za trikotno obtežbo in steno, projektirano za razred duktilnosti DCM brez objetih robnih stebrov

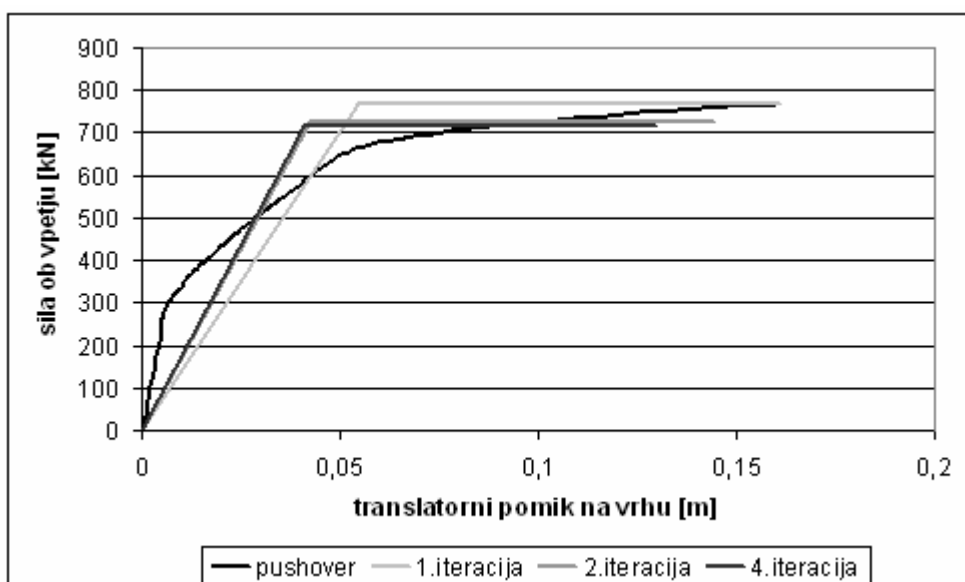
6.2.4 Iterativni postopek določitve ciljnega pomika

Ker je tako dobljeni ciljni pomik precej različen od mejnega pomika, ki je bil uporabljen za določitev idealiziranega elastičnega – idealno plastičnega odnosa med silo in pomikom

(podpoglavje 6.2.2), Evrokod priporoča (B.5) iterativni postopek, pri katerem se mejni pomik, uporabljen za določitev omenjene zveze, zamenja z izračunanim ciljnim pomikom.

Za steno, dimenzionirano po dosedanjih standardih, obremenjeno s trikotno razporejeno obtežbo, je mejni pomik sistema z eno prostostno stopnjo enak 0,162 m, ciljni pomik sistema z eno prostostno stopnjo pa 0,144 m, tako da je opisani postopek smiseln.

Za steno, projektirano za razred duktilnosti DCM brez objetih robnih stebrov in trikotno razporeditev obtežbe, je ciljni pomik na tri mesta natančno določen z štirimi iteracijami, kot je prikazano na naslednji sliki.



Slika 40: Iterativna določitev ciljnega pomika in odnosa med silo in pomikom za trikotno obtežbo in steno, projektirano za razred duktilnosti DCM brez objetih robnih stebrov

6.2.5 Zahteve potresa za model z več prostostnimi stopnjami

Zahtevan pomik sistema z eno prostostno stopnjo se pretvori v zahtevan pomik sistema z več prostostnimi stopnjami tako, da se ga pomnoži s faktorjem participacije Γ .

Sedaj se ponovno izvede nelinearna statična analiza do tako določenega ciljnega pomika - opazujejo se želene količine. Rezultati analize so ovojnica rezultatov nelinearnih statičnih analiz s pravokotno in trikotno razporeditvijo obtežbe.

6.3 Nelinearna analiza časovnega odziva

Odziv stavbe se v tem primeru dobi z direktno numerično integracijo osnovne enačbe gibanja:

$$[M]\{\ddot{u}\} + [C]\{\dot{u}\} + [K]\{u\} = -[M]\{\ddot{u}_g\}, \quad (155)$$

kjer se masno in togostno matriko določi na podlagi računskega modela, opisanega v podpoglavju Računski model, matrika dušenja pa je sestavljena iz dela, sorazmernega masi in dela, sorazmernega togosti (Fajfar, 1984):

$$[C] = \alpha[M] + \beta[K]. \quad (156)$$

Koeficient dušenja ζ je odvisen od α in β in sicer tako, da velja:

$$\zeta_i = \frac{1}{2} \left(\frac{\alpha}{\omega_i} + \beta \omega_i \right). \quad (157)$$

Faktorja α in β smo določili na dva načina. Najprej smo predpostavili, da je β enak 0. Če je koeficient dušenja ζ_1 za prvo nihajno obliko enak $\zeta = 5\%$, je faktor α enak:

$$\alpha = \frac{4\pi\zeta}{T_1}, \quad (158)$$

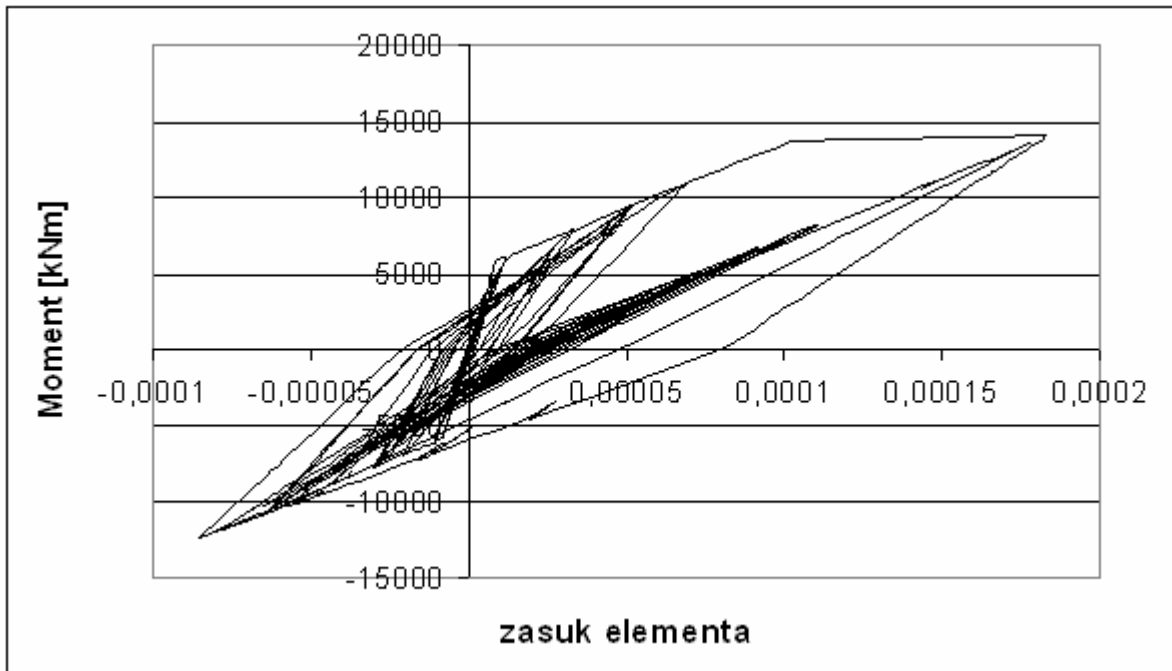
kjer je T_1 prvi nihajni čas konstrukcije.

Če sta tako α kot β različna od 0, lahko zagotovimo, da je koeficient dušenja tako za prvo kot tudi za drugo nihajno obliko enak ζ . V tem primeru lahko α in β določimo po formulah:

$$\begin{aligned} \alpha &= \frac{4\pi\zeta}{T_1 + T_2}, \\ \beta &= \frac{T_1 T_2 \zeta}{\pi(T_1 + T_2)}, \end{aligned} \quad (159)$$

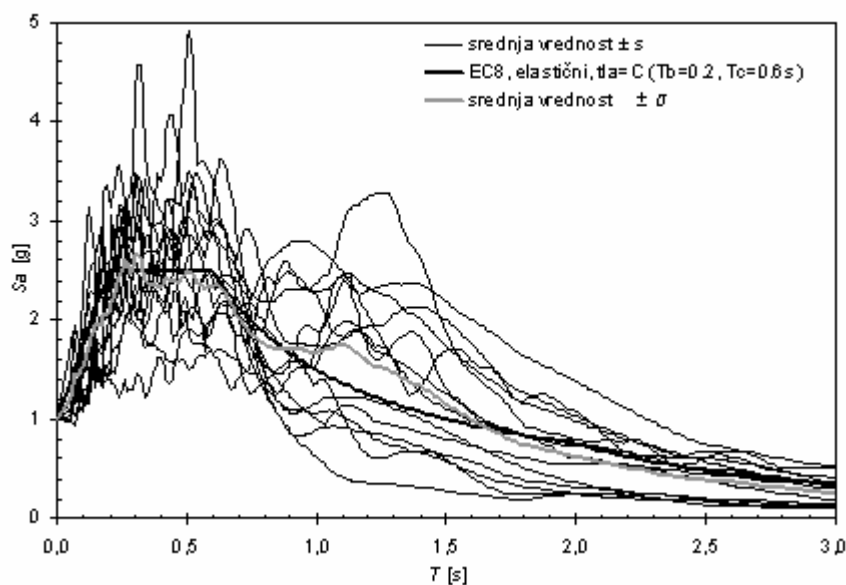
kjer je T_1 prvi, T_2 pa drugi nihajni čas konstrukcije.

Togost elementa se pri potresu ravna po vgrajenih Takedinih pravilih. Primer histereze je na naslednji sliki.



Slika 41: Histereza elementa ob vpetju za steno, dimenzionirano po dosedanjih predpisih in za akcelerogram 0196x

Pospeški tal so opisani z akcelerogrami, posnetimi na tipu tal C in prirejenimi za Evrokodov spekter. Ujemanje akcelerogramov z elastičnim spektrom odziva je prikazano na spodnji sliki. Akcelerogrami so normirani na $a_{gma\ x} = 2,5$, zato jih je potrebno pomnožiti s faktorjem $0,25g \times S$. Ker je uporabljenih več kot 7 (14) akcelerogramov, se lahko v skladu z členom 4.3.3.4.3(3) kot projektno vrednost učinka vpliva upošteva povprečno vrednost odzivnih količin, dobljenih z analizami. Potresni vpliv deluje v obeh smereh, kot rezultat je upoštevana ovojnica vplivov v pozitivni in negativni smeri (4.3.3.4.1(7)P).



Slika 42: Ujemanje uporabljenih akceleroگرامov z elastičnim spektrom odziva (spektri in akceleroگرامi so normirani na $a_{gmax} = 2,5$)

6.4 Primerjava med rezultati metode N2 in rezultati nelinearne analize časovnega odziva

Kot je prikazano v naslednji preglednici in na sledečih slikah za primer stene, projektirane za razred duktilnosti DCM brez objetih robnih stebrov, se rezultati nelinearne analize časovnega odziva in N2 metode kar dobro ujamejo. Rezultati analize časovnega odziva so močno odvisni od matrike dušenja, ki jo podamo s faktorjema α in β , kot je opisano v prejšnjem podpoglavju. Rezultati se najboljše ujemajo, če predpostavljeno, da je β enak 0, faktor α pa je izračunan s prvim nihajnim časom konstrukcije z razpokanimi prerezi.

Preglednica 17: Primerjava rezultatov nelinearne analize časovnega odziva za različne faktorje α in β za steno, projektirano za razred duktilnosti DCM brez objetih robnih stebrov

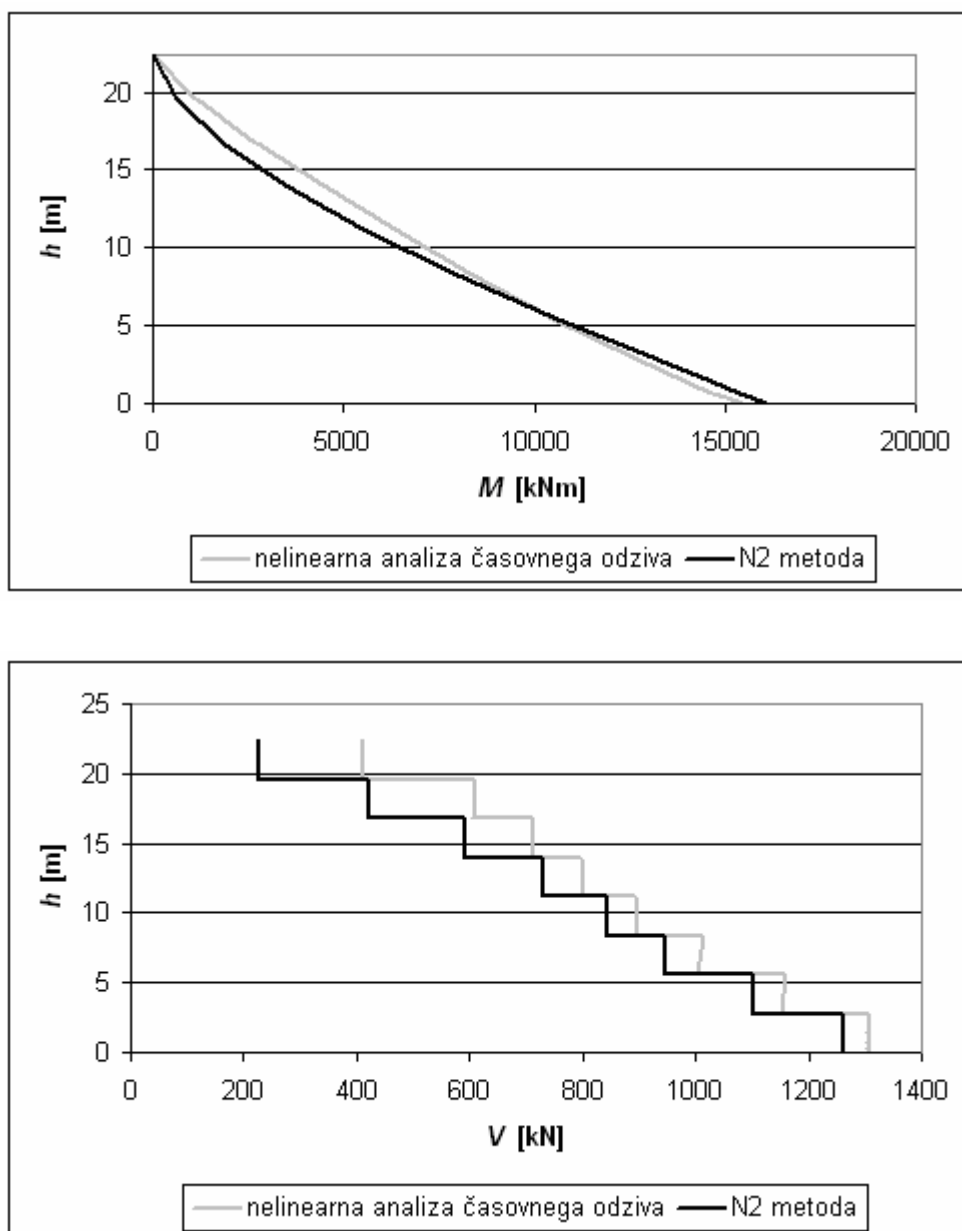
| N2 metoda | | | | Sposobnosti konstrukcije |
|---|-------------------|------------------|---------------------|-------------------------------------|
| | Trikotna razp. | Pravokotna razp. | Ovojnica | |
| Moment [kNm] | 16070 | 15880 | 15880 | 17202 |
| Prečna sila [kN] | 1013 | 1261 | 1261 | |
| Pomik [m] | 0,129 | 0,099 | 0,129 | |
| zasuk [10^{-4}] | 5,31 | 4,81 | 5,31 | 8,46 |
| Nelinearna analiza časovnega odziva | | | | |
| Račun α in β | Razpokan prerez** | | Nerazpokan prerez** | |
| α | 0,888 | 0,747 | 1,256 | 1,057 |
| β | 0 | 0,00178 | 0 | 0,00126 |
| Povprečne vrednosti količin, dobljenih iz obremenitev z vsemi akcelorogrami | | | | |
| Moment [kNm] | 15407 | 14949 | 15068 | 14821 |
| Prečna sila [kN] | 1304 | 1145 | 1266 | 1146 |
| Pomik [m] | 0,097 | 0,092 | 0,087 | 0,086 |
| zasuk [10^{-4}] | 3,49 | 2,23 | 2,66 | 2,79 |
| zasuk* [10^{-4}] | 4,32 | 2,95 | 3,47 | 2,06 |

* zasuk izračunan iz pomika spodnjega elementa

** α in β sta enkrat izračunana z nihajnimi časi razpokane, enkrat pa z nihajnimi časi nerazpokane konstrukcije.

N2 metoda da večje momente ob vpetju, analiza časovnega odziva pa v višjih etažah konstrukcije. Prečne sile, dobljene z nelinearno analizo časovnega odziva, so večje, pomiki in zasuki pa so manjši. Rezultati analize časovnega odziva se v splošnem bolje ujamejo z rezultati N2 metode pri pravokotni porazdelitvi obtežbe.

Najbolj je na vrsto analize in različne vhodne podatke občutljiv zasuk stene ob vpetju. Temu je vzrok dejstvo, da se pri končni obtežbi vseh obravnavanih metod stena ob dnu plastificira in postane zelo podajna. Tako veliki spremembi zasuka ustreza le majhna sprememba notranjih sil.



Slika 43: Primerjava momentov in prečnih sil, dobljenih z dinamično analizo in N2 metodo, za steno, projektirano za razred duktilnosti DCM brez objetih robnih stebrov

6.5 Ocena obnašanja sten pri potresni obtežbi

Kot je prikazano v naslednji preglednici, imajo obravnavane stene glede nosilnosti dovolj podobne sposobnosti. Stena, projektirana po dosedanjih predpisih, ima upogibno nosilnost nekoliko manjšo zaradi šibkejše mrežne armature, nosilnost stene z objetimi robnimi stebri pa kljub temu, da so je uporabljene bistveno več vzdolžne armature v stebrih, ni bistveno večja, ker je ta armatura nameščena na bistveno večji razdalji od roba prereza in ker v območju robnih stebrov ni mrežne armature.

V nasprotju z nosilnostjo pa je sposobnost sten, da se ob vpetju zasučejo, bistveno različna. Razpoložljivi zasuk stene, projektirane za razred duktilnosti DCM brez objetih robnih stebrov je nekoliko manjši od razpoložljivega zasuka stene, projektirane po dosedanjih standardih, kar je posledica večje mreže ter večje oddaljenosti vzdolžne armature od roba v primeru prve. V primeru objetega betona je zaradi njegove večje duktilnosti razpoložljivi zasuk kar trikrat večji kot v primeru sten z neobjetim betonom.

Na drugi strani se spreminjajo tudi zahteve potresa, ki so v splošnem najblažje pri steni, projektirani po dosedanjih predpisih, najstrožje pa so pri steni z objetimi robnimi stebri.

S pomočjo primerjave med sposobnostmi konstrukcije in zahtevami potresa, izraženo z razmerjem med razpoložljivim in zahtevanim pomikom, lahko ocenimo obnašanje sten pri potresni obtežbi. Ker nelinearna analiza časovnega odziva in N2 metoda ponujata različne rezultate, so primerjani rezultati slednje, ki so na varni strani (odebeljena števila v preglednici). Rezultati nelinearne analize časovnega odziva kažejo na podobna razmerja med ranljivostmi obravnavanih sten, le absolutna vrednost razmerja med razpoložljivim in zahtevanim zasukom je večja.

Razmerje med razpoložljivim in zahtevanim pomikom je v primeru stene, projektirane po dosedanjih predpisih, večje kot v primeru stene, projektirane za razred DCM, če duktilnost dokažemo z računom. To pomeni, da se v tem primeru stena, projektirana za razred duktilnosti DCM, slabše obnaša kot stena, projektirana po dosedanjih standardih, če seveda duktilnosti ne zagotovimo s predpisanim objetjem. Vendar pa razlike niso velike in so vezane na upogibno obnašanje v konkretnem primeru. Manjša mrežna armatura v primeru stene, projektirane po dosedanjih predpisih, pomeni tudi manjšo strižno nosilnost, vendar pa se pri

obravnavanem modelu konstrukcije o strigu ne da kaj dosti reči, ker je bil modeliran elastično.

Stena z objetimi robnimi stebri se je sposobna, glede na rezultate N2 metode, kar 2,85 krat bolj deformirati, kot je potrebno, in tako izkazuje znatno boljše rezultate kot steni z neobjetim prerezom. Po drugi strani pa so razlike med obnašanjem obravnavanih sten manjše kot so razlike v njihovih duktilnostih.

Preglednica 18: Primerjava med sposobnostmi obravnavanih sten in zahtevami potresa

| | N2 metoda | | Nelin. anal. časov. odziva | Sposobnosti konstrukcije |
|---|----------------|------------------|-------------------------------|-----------------------------|
| | Trikotna razp. | Pravokotna razp. | | |
| Stena, projektirana po dosedanjih predpisih | | | | |
| Moment [kNm] | 14820 | 14990 | 14504 | 16110 |
| Prečna sila [kN] | 934 | 1190 | 1317 | |
| Pomik [m] | 0,135 | 0,104 | 0,107 | |
| zasuk [10^{-4}] | 4,52 | 5,13 | 3,43 / 4,19* | 9,03 |
| sposobnost / zahteve ** | 2,00 | 1,76 | 2,63 / 2,16* | |
| Stena, projektirana za razred duktilnosti DCM, brez objetih robnih stebrov | | | | |
| Moment [kNm] | 16070 | 15880 | 15407 | 17202 |
| Prečna sila [kN] | 1013 | 1261 | 1304 | |
| Pomik [m] | 0,129 | 0,099 | 0,097 | |
| zasuk [10^{-4}] | 5,31 | 4,81 | 3,49 / 4,32* | 8,46 |
| sposobnost / zahteve ** | 1,59 | 1,76 | 2,42 / 1,96* | |
| Stena, projektirana za razred duktilnosti DCM, z objetimi robnimi stebri | | | | |
| Moment [kNm] | 16040 | 15940 | 15632 | 17628 |
| Prečna sila [kN] | 1011 | 1265 | 1313 | |
| Pomik [m] | 0,127 | 0,098 | 0,096 | |
| zasuk [10^{-4}] | 9,50 | 8,41 | 4,93 / 5,75* | 27,07 |
| sposobnost / zahteve ** | 2,85 | 3,22 | 5,49 / 4,71* | |

* leva vrednost zasuka je dobljena neposredno iz izpisa programa Drain – 2DX, desna pa je izračunana iz pomika spodnjega elementa

** razmerje med razpoložljivim in zahtevanim zasukom

7 ZAKLJUČKI

V diplomski nalogi je bilo obravnavano dimenzioniranje konzolnih sten pravokotnega prereza po novih evropskih standardih in po dosedanjih slovenskih predpisih. V skladu s prvimi se lahko odločimo armaturo konstruirati na več različnih načinov (izberemo si lahko razred duktilnosti, odločamo se lahko med duktilnimi in velikimi, šibko armiranimi stenami, zahtevano duktilnost lahko dosežemo s predpisanim objetjem betona ali jo dokažemo z računom), medtem ko imamo po dosedanjih predpisih za obravnavano stavbo na voljo eno samo možnost.

Sam postopek računa je v primeru Evrokoda bistveno zahtevnejši in časovno potratnejši, glede na dosedanje slovenske predpise uvaja tudi veliko novosti: premik momentne linije, povečanje projektnih strižnih sil, kontrolo strižnega zdrsa za razred duktilnosti DCH in za velike, šibko armirane stene, kontrolo objetja betona oziroma račun duktilnosti.

Zahteve minimalne armature so za osemetažno stavbo po novih standardih blažje kot po dosedanjih, po katerih minimalna armatura v obravnavanem primeru zadošča celo za prevzem sil v IX. coni. Po Evrokodu minimalna armatura zadošča za prevzem obremenitev pri projektnem pospešku 0,1g, večinoma pa ne zadošča pri prevzemu obremenitev pri projektnem pospešku 0,25g.

Duktilnost konstrukcije lahko dokažemo z računom ali pa jo zagotovimo z objetjem betona z robnimi stebri. Če jo dokažemo z računom, dobimo v primeru razreda duktilnosti DCM bistveno več vzdolžne armature kot v razredu duktilnosti DCH, pri tem pa se konstrukcijski detajli, ki naj bi bili za razred duktilnosti DCH v splošnem strožji, ne spremenijo, ker smo te zahteve obšli z računom duktilnosti. Tak pristop utegne biti nevaren, saj se v računu duktilnosti skriva veliko računskih predpostavk, ki niso vedno izpolnjene.

Če se duktilnost dokaže z računom, dobimo v primeru razreda DCH ob vpetju manj vzdolžne armature kot po dosedanjih standardih, v primeru razreda DCM pa približno enako.

Če se duktilnost stene zagotovi z objetjem betona v robnih stebrih, se v primeru razreda duktilnosti DCH pri izbranih dimenzijah stene naleti na bolj ali manj nerešljiv detajl. Pri debelini stene 20 cm je lahko maksimalna razdalja med stremeni enaka 5cm, pri tem pa je

minimalna dolžina robnega elementa pri 6 m dolgi steni kar 90 cm. Za izbrane dimenzije stene je problem praktično nerešljiv – možni rešitvi sta uporaba krajših in širših sten ali pa izbira razreda duktilnosti DCM. V tem razredu je zahteva razmaka med stremeni blažja – v splošnem je za 20 cm široko steno 7,5 cm, ta razmak pa se je v obravnavanem primeru še povečal, saj standard, če je normirana osna sila manjša od 0,15, glede prečne armature predpisuje le upoštevanje zahtev Evrokoda 2.

Za obravnavani primer uporaba razreda DCH ni primerna, ustrežnejša je uporaba razreda DCM, bodisi da duktilnost dokažemo z računom, bodisi da jo zagotovimo z detajli, predpisanimi s standardom.

Poleg sistema duktilnih sten Evrokod uvaja še sistem velikih, šibko armiranih sten, ki temelji na stenah, kakršne se gradijo v Franciji in so precej drugačne od sten v slovenski gradbeni praksi. Zato in pa ker standard pogosto ne daje dovolj jasnih napotkov za račun teh sten, so dobljeni rezultati nezanesljivi. Poleg tega je predpisano, da se sme tak konstrukcijski sistem uporabljati v primeru konstrukcije, ki ima nihajni čas manjši od 0,5s, v našem primeru pa je nihajni čas razpokane konstrukcije 0,7s, sistem pa smo kljub vsemu uporabili, da bi sploh ugotovili, kakšne rezultate daje.

Pri velikih, šibko armiranih stenah je dovoljena opustitev mrežne armature v stojini, ki pa je v slovenskem Nacionalnem dodatku prepovedana. Uporaba teh sten povzroči na območju projektnega pospeška 0,25g zaradi znatnega povečanja prečnih sil zelo močno strižno armaturo, ki je v nasprotju z idejo šibkega armiranja. Vzrok temu je verjetno prevelika strižna obremenitev sten – konstrukcija je premalo toga, hkrati pa ta sistem ni primeren za uporabo na področjih s tako visokim pospeškom tal. Poleg tega v računu strižne nosilnosti nismo upoštevali horizontalnih vezi, ki jih sistem predpostavlja in ki pripomorejo k strižni nosilnosti konstrukcije.

Učinkovitosti predpisov ne moremo primerjati le na podlagi količine armature in konstrukcijskih detajlov, ki jih posamezni predpisi zahtevajo, oziroma le na podlagi nosilnosti in duktilnosti, ki ju zagotavljajo. Potresno ranljivost je možno oceniti le s primerjavo kapacitete konstrukcije in realistično ocenjenih zahtev potresa. Glede na naravo problema pa lahko zahteve ocenimo le z nelinearno analizo. Narejena je bila nelinearna analiza stene,

dimenzionirane po dosedanjih predpisih in sten, projektiranih za razred duktilnosti DCM. Uporabljeni sta bili dve metodi: N2 metoda in pa nelinearna analiza časovnega odziva. Rezultati obeh metod se kar dobro ujemajo.

Kljub tem razlikam pa obe metodi kažeta, da se stena z objetimi robnimi stebri pri potresu veliko bolje obnaša kot steni, ki sta ob robu zaprti le z U stremeni. Objetje močno poveča duktilnost stene in omogoča steni mnogo večji zasuk, zato je razmerje med zasukom, ki ga konstrukcija omogoča in zasukom, ki ga potres zahteva, v primeru stene z objetimi robnimi stebri večje.

V obravnavanem primeru je upogibno obnašanje stene, dimenzionirane po dosedanjih standardih, malce boljše od upogibnega obnašanja stene razreda DCM, pri kateri je bila duktilnost dokazana z računom. Razlika nastane predvsem zaradi močnejše mrežne armature v primeru stene razreda DCM. Po drugi strani močnejša mrežna armatura gotovo pripomore k boljšemu strižnemu obnašanju te stene, vendar to v okviru naloge ni bilo obravnavano.

Navkljub boljšemu obnašanju stene z objetimi robnimi stebri pa je tudi obnašanje sten, ki so zaključene le s stremeni, dovolj dobro, saj tudi te stene zadostijo zahtevam potresa. Sama izvedba robnih stebrov je precej zahtevnejša od izvedbe zaključka stene z U stremeni in je zagotovo tudi dražja. Kot v mnogih primerih tudi tu večji vložek gotovo pomeni boljše obnašanje stene pri močnem potresu, manjši pa slabše – na koncu se je pač treba odločiti za želeno razmerje med varnostjo in ekonomičnostjo.

VIRI

Bubnov, S., Fajfar, P., Fischinger, M., Ribarič, V., Tomaževič, M. 1982. Izgradnja objekata visokogradnje u seizmičkim područjima : ocena pravilnika. Univerza Edvarda Kardelja v Ljubljani: 287 str.

Černac, V. 2006. Projektiranje AB sten po EC8. Diplomaska naloga. Ljubljana, Univerza v Ljubljani, Fakulteta za gradbeništvo in geodezijo, Oddelek za gradbeništvo, Konstrukcijska smer: 80 str.

Fajfar, P. 1984. Dinamika gradbenih konstrukcij. Ljubljana, Fakulteta za arhitekturo, gradbeništvo in geodezijo: 550 str.

Fajfar, P. 2000. A nonlinear analysis method for performance based seismic design. *Earthquake Spectra*, 16, 3: 573-592.

Fajfar, P. 2002. Poenostavljena nelinearna analiza konstrukcij pri potresni obtežbi. = Simplified non-linear seismic analysis of structures. *Gradbeni vestnik* 51, november: 302-315.

Fardis, M. 2005. Designers' guide to EN 1998-1 and EN 1998-5 Eurocode 8 : design of structures for earthquake resistance : general rules, seismic actions, design rules for buildings, foundations and retaining structures. London, Thomas Telford: str. 85-140.

Fischinger, M. 1989. Neelastična dinamična analiza armiranobetonskih zgradb pri potresni obremenitvi : razvoj metod projektiranja. Doktorska disertacija. Ljubljana, Univerza Edvarda Kardelja v Ljubljani, Fakulteta za arhitekturo, gradbeništvo in geodezijo: 219 strani.

Fischinger, M. 1995. Novosti pri projektiranju potresno varnih armiranobetonskih konstrukcij s standardom Eurocode 8. V: Fischinger, M. (ur.). Zbornik seminarja Uvajanje sodobnih evropskih standardov »Eurocode« v Sloveniji, v Postojni, septembra 1995 : ob 100-letnici potresnega inženirstva na Slovenskem. Ljubljana, Slovensko društvo za potresno inženirstvo in Univerza v Ljubljani, Fakulteta za gradbeništvo in geodezijo, Inštitut za konstrukcije, potresno inženirstvo in računalništvo: str. 198 – 229.

Fajfar, P. 1995. Eurocode 8 – projektiranje konstrukcij na potresnih območjih – splošno in analiza. V: Fischinger, M. (ur.). Zbornik seminarja Uvajanje sodobnih evropskih standardov »Eurocode« v Sloveniji, v Postojni, septembra 1995 : ob 100-letnici potresnega inženirstva na Slovenskem. Ljubljana, Slovensko društvo za potresno inženirstvo in Univerza v Ljubljani, Fakulteta za gradbeništvo in geodezijo, Inštitut za konstrukcije, potresno inženirstvo in računalništvo: str. 151 –181.

Jesenko, M. 2006. Projektiranje potresno odporne stanovanjsko – poslovne stavbe po standardu EC8. Diplomski naloga. Ljubljana, Univerza v Ljubljani, Fakulteta za gradbeništvo in geodezijo, Oddelek za gradbeništvo, Konstrukcijska smer: 153 str.

Kante, P. 2005. Potresna ranljivost armiranobetonskih sten. Doktorska disertacija. Ljubljana, Univerza v Ljubljani, Fakulteta za gradbeništvo in geodezijo, Oddelek za gradbeništvo, Konstrukcijska smer: 242 str.

Lapajne, J., Šket Motnikar, B., Zupančič, P. 2001. Karta potresne nevarnosti Slovenije. <http://www.arso.gov.si> (11.1.2007).

Park, R., Paulay, T. 1975. Reinforced concrete structures. New York, Wiley: str. 236-254.

Paulay, T., Priestley, M. J. N. 1992. Seismic design of reinforced concrete and masonry buildings. New York, John Wiley & Sons: str. 362 – 440.

Priestley, M. J. N., Seible, F., Calvi, G. 1996. Seismic design and retrofit of bridges. New York, Wiley: str. 270 – 273.

Standardi in predpisi

Evrokod 1: Osnove projektiranja in vplivi na konstrukcije – 1. del: Osnove projektiranja. SIST ENV 1991 – 1.

Evrokod 1: Osnove projektiranja in vplivi na konstrukcije – Del 2-1: Vplivi na konstrukcije – Gostote, lastna teža in koristne obtežbe. SIST ENV 1991 – 2-1.

Evrokod 2: Projektiranje betonskih konstrukcij – Del 1-1: Splošna pravila in pravila za stavbe.
SIST EN 1992 –1 - 1, 2004.

Evrokod 8 : Projektiranje potresnoodpornih konstrukcij : Del 1: Splošna pravila, potresni vplivi in vplivi na stavbe. SIST EN 1998 – 1, 2005.

Nacionalni dodatek k SIST EN 1992 –1 - 1, 2004.

Nacionalni dodatek k SIST EN 1998 – 1, 2005.

Pravilnik o tehničnih normativih za graditev objektov visoke gradnje na seizmičnih območjih,
Uradni list SFRJ, številka 31, str. 844-855, 5.6.1981.

Pravilnik o spremembah in dopolnitvah pravilnika o tehničnih normativih za graditev objektov visoke gradnje na seizmičnih območjih, Uradni list SFRJ, številka 29, 10.6.1983, str. 869.

Pravilnik o spremembah in dopolnitvah pravilnika o tehničnih normativih za graditev objektov visoke gradnje na seizmičnih območjih, Uradni list SFRJ, številka 21, 1.4.1988, str. 1729.

Pravilnik o spremembah in dopolnitvah pravilnika o tehničnih normativih za graditev objektov visoke gradnje na seizmičnih območjih, Uradni list SFRJ, številka 52, 7.9.1990, str. 1729.

SEZNAM DATOTEK, KI SE NAHAJAJO V PRILOGI

Mapa: Račun konstrukcije – Evrokod

| Datoteka | Opis |
|--------------------------------|--|
| EC razpokan prerez.sdb | model konstrukcije v programu SAP 2000 |
| spekter pospeškov za tla C.xls | račun spektra pospeškov v programu Excel |
| spekter DCH 0,25g.txt | spekter pospeškov |
| spekter DCM 0,25g.txt | spekter pospeškov |
| spekter DCM 0,1g.txt | spekter pospeškov |

Mapa: Dimenzioniranje stene – Evrokod

| Datoteka | Opis |
|---|--|
| duktilna stena DCH brez objetja.xls | dimenzioniranje stene v programu Excel |
| duktilna stena DCH z objetjem.xls | dimenzioniranje stene v programu Excel |
| duktilna stena DCM brez objetja 0,1g.xls | dimenzioniranje stene v programu Excel |
| duktilna stena DCM brez objetja 0,25g.xls | dimenzioniranje stene v programu Excel |
| duktilna stena DCM z objetjem 0,1g.xls | dimenzioniranje stene v programu Excel |
| duktilna stena DCM z objetjem 0,25g.xls | dimenzioniranje stene v programu Excel |
| velika, šibko armirana stena 0,1g.xls | dimenzioniranje stene v programu Excel |
| velika, šibko armirana stena 0,25g.xls | dimenzioniranje stene v programu Excel |
| DCHbrezobj.dip | račun upogibne armature s programom DIAS |
| DCHobj.dip | račun upogibne armature s programom DIAS |
| DCMbrezobj0,1g.dip | račun upogibne armature s programom DIAS |
| DCMbrezobj0,25g.dip | račun upogibne armature s programom DIAS |
| DCMobj0,1g.dip | račun upogibne armature s programom DIAS |
| DCMobj0,25g.dip | račun upogibne armature s programom DIAS |
| velikašibko0,1g.dip | račun upogibne armature s programom DIAS |
| velikašibko0,25g.dip | račun upogibne armature s programom DIAS |

Mapa: Račun konstrukcije in dimenzioniranje stene – dosedanji standardi

| Datoteka | Opis |
|---------------------------|---|
| JUS nerazpokan prerez.sdb | model konstrukcije v programu SAP 2000, nerazpokani prerezi |
| JUS razpokan prerez.sdb | model konstrukcije v programu SAP 2000, razpokani prerezi |
| Stena JUS VIII.xls | dimenzioniranje stene v programu Excel |
| Stena JUS IX.xls | dimenzioniranje stene v programu Excel |
| spekter JUS VIII.txt | spekter pospeškov |
| spekter JUS IX.txt | spekter pospeškov |
| JUS.dip | račun upogibne armature s programom DIAS |

Mapa: Nelinearna analiza

Datoteka

NA DCM brez objetja 1.xls
NA DCM brez objetja 2.xls
NA DCM brez objetja 3.xls
NA DCM brez objetja 4.xls
NA DCM objetje.xls
NA JUS.xls
N2 - DCM brez objetja.xls
N2 - DCM objetje.xls
N2 - JUS.xls

Mapa

accC
DCM z objetjem
DCM brez objetja
JUS

Opis

nelinearna analiza stene v programu Excel, $\alpha=0,888;\beta=0$
nelinearna analiza stene v programu Excel, $\alpha=0,747;\beta=0,00178$
nelinearna analiza stene v programu Excel, $\alpha=1,256;\beta=0$
nelinearna analiza stene v programu Excel, $\alpha=1,057;\beta=0,00126$
nelinearna analiza stene v programu Excel, $\alpha=0,888;\beta=0$
nelinearna analiza stene v programu Excel, $\alpha=0,9;\beta=0$
določitev ciljnega pomika vrha stene v programu Excel
določitev ciljnega pomika vrha stene v programu Excel
določitev ciljnega pomika vrha stene v programu Excel

Vsebina

akcelerogrami za tla kategorije C in evrokodov spekter
vhodne datoteke za nelinearno analizo s programom DRAIN
vhodne datoteke za nelinearno analizo s programom DRAIN
vhodne datoteke za nelinearno analizo s programom DRAIN

Vsaka od zadnjih treh map vsebuje mapi N2 in Dinamika. V prvi so vhodne in izhodne datoteke, potrebne za račun N2 metode, v drugi pa vhodne in izhodne datoteke za račun nelinearnega časovnega odziva stene. V mapi DCM brez objetja so mape Dinamika 1, Dinamika 2, Dinamika 3 in Dinamika 4. Številka 1-4 se nanašajo na različno podane koeficiente α in β in so skladni z poimenovanjem prej navedenih Excelovih datotek.

Vhodne datoteke so:

Datoteka

pushtrik.inp
pushprav.inp
trikeilj.inp
pravcilj.inp
Dinamika1.inp
Dinamika2.inp
Dinamika3.inp
Dinamika4.inp
Dinamika5.inp
Dinamika6.inp
Dinamika7.inp
Dinamika8.inp
Dinamika9.inp
Dinamika10.inp
Dinamika11.inp
Dinamika12.inp
Dinamika13.inp
Dinamika14.inp

Opis

pushover analiza pri trikotni razporeditvi obtežbe
pushover analiza pri pravokotni razporeditvi obtežbe
pushover analiza pri trikotni razporeditvi obtežbe do ciljnega pomika
pushover analiza pri pravokotni razporeditvi obtežbe do ciljnega pomika
dinamična analiza z akcelerogramom 0196x
dinamična analiza z akcelerogramom 0196y
dinamična analiza z akcelerogramom 0197x
dinamična analiza z akcelerogramom 0197y
dinamična analiza z akcelerogramom 0199x
dinamična analiza z akcelerogramom 0199y
dinamična analiza z akcelerogramom 0291x
dinamična analiza z akcelerogramom 0291y
dinamična analiza z akcelerogramom 0413x
dinamična analiza z akcelerogramom 0413y
dinamična analiza z akcelerogramom 0414x
dinamična analiza z akcelerogramom 0414y
dinamična analiza z akcelerogramom 0622x
dinamična analiza z akcelerogramom 0622y