

Univerza
v Ljubljani

Fakulteta
za gradbeništvo
in geodezijo

Jamova c. 2
1000 Ljubljana, Slovenija
fgg@fgg.uni-lj.si
Univ. študij gradbeništva
Konstruktivna smer



Kandidat:

KLEMEN REZELJ

**Projekt sedem etažne poslovne stavbe
nepravilne tlorisne oblike po Evrokod standardih**

Diplomska naloga št.:

**Design of the seven floor office building with
irregular ground plan by Eurocode standards**

Graduation thesis No.:

Mentor:
izr. prof. dr. Tatjana Isaković

Predsednik komisije:
izr. prof. dr.

Somentor:
prof. dr. Matej Fischinger

Datum zagovora: Ljubljana, 28. februar 2011

IZJAVA O AVTORSTVU

Podpisani **KLEMEN REZELJ** izjavljam, da sem avtor diplomske naloge z naslovom:
**»PROJEKT SEDEM ETAŽNE POSLOVNE STAVBE NEPRAVILNE TLORISNE
OBLIKE PO EVROKOD STANDARDIH«.**

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

Ljubljana, februar 2011

BIBLIOGRAFSKO-DOKUMENTACIJSKA STRAN IN IZVLEČEK

UDK:	624.01:624.07(043.2)
Avtor:	Klemen Rezelj
Mentor:	izr. prof. dr. Tatjana Isaković
Somentor:	prof. dr. Matej Fischinger
Naslov:	Projekt sedem etažne poslovne stavbe nepravilne tlorisne oblike po Evrokod standardih
Obseg in oprema:	103 str., 8 pregl., 75 sl., 4 pril.
Ključne besede:	neregularna AB stenasta konstrukcija, sekundarni AB okvir, načrtovanje upogibne nosilnosti stene, prestrig AB plošče, poenostavljena nelinearna analiza

Izveleček

V diplomskem delu smo analizirali neregularno armiranobetonsko sedem etažno poslovno stavbo, katere posebnost je močna oslabitev v osrednjem delu tlorisa in nepravilnost po višini objekta. V obravnavani konstrukciji smo vse stene klasificirali kot duktilne nepovezane stene, čeprav je za steni v osi 1 obstajala možnost, da bi se obnašali kot povezani steni. Nosilno konstrukcijo smo analizirali na vpliv vertikalne obtežbe in dimenzionirali AB plošče in nosilce ter prikazali konstrukcijske zahteve glede armiranja teh elementov. Z linearno analizo smo nato ocenili njen potresni odziv z uporabo projektnih spektrov pospeškov. Ob tem smo zaradi ozke AB etažne plošče na mestu oslabitve preverili veljavnost predpostavke o togi etažni plošči. Posebno pozornost smo posvetili AB okvirju v vzdolžni smeri objekta, ki smo ga uvrstili med sekundarne nosilne elemente, kajti zaradi velike nosilnosti in togosti AB sten prevzame okvir le majhen delež obremenitve. Pri dimenzioniranju AB sten smo s principom načrtovanja upogibne nosilnosti (en. "capacity design") določili potrebno količino in načine konstruiranja armature. Zaradi neregularnosti nosilne konstrukcije poslovnega objekta v tlorisu smo preverili nevarnost prestriga etažne AB plošče na njenem najožjem delu. Vsi nosilni konstrukcijski elementi so dimenzionirani po določilih in pravilih standardov SIST EN 1992-1-1 in SIST EN 1998-1. Slednji med drugim prinaša pomembno novost, saj uvaja v projektantsko prakso nelinearne metode analize gradbenih konstrukcij. Potresni odziv stavbe smo tako ocenili še s pomočjo poenostavljene nelinearne analize in pri tem uporabili N2 metodo. Z rezultati analize smo preverili globalno obnašanje nosilne konstrukcije.

BIBLIOGRAPHIC-DOCUMENTALISTIC INFORMATION

UDK: 624.01:624.07(043.2)
Author: Klemen Rezelj
Supervisor: Associate Professor Ph. D. Tatjana Isaković
Co-Supervisor: Professor Ph. D. Matej Fischinger
Title: Design of the 7 floor office building irregular ground plan by Eurocode standards
Notes: 103 p., 8 tab., 75 fig., 4 ann.
Key words: irregular reinforced concrete building, secondary frame member, capacity design of wall, shear failure of slab, nonlinear analysis with N2 method

Abstract

In this graduation thesis we analyzed seven floor office building with irregular ground plan and elevation of the building. All the walls in this structural system were classified as ductile walls, although there was a possibility that the walls in the axis 1 may behave as a coupled walls. In the first place we analyzed the effect of the vertical loads on the main structure and we performed design of concrete plates and beams. There was also represented the requirements for reinforcement of these elements. A linear elastic analysis for determining seismic effects was made by using the modal response spectrum analysis. Because of large floor opening in the central part of the slab we verified if horizontal displacements nowhere exceed those resulting from the rigid diaphragm assumption by more than 10% of the corresponding absolute horizontal displacement in seismic design situation. Special attention was paid to the frame in the longitudinal direction of the building, which was classified as secondary seismic member. The frame assumes only a small share of imposed loads because of the high strength and stiffness of the wall. Walls were designed with the principles of capacity design method. Main structure of the building was due to the irregularity in plan tested for shear failure of the slab. All structural members were designed to the terms and rules of EN 1992-1-1 and EN 1998-1. The last one is among other things introducing the nonlinear analysis of structures in the everyday design practise. For determining the seismic response of the building was used simplified nonlinear static (pushover) analysis with N2 method.

ZAHVALA

Za pomoč pri nastajanju diplomske naloge se iskreno zahvaljujem mentorici izr. prof. dr. Tatjani Isakovič in somentorju prof. dr. Mateju Fischingerju.

Posebna zahvala gre tudi mojima staršema, ki sta mi vsa leta študija nudila moralno in finančno podporo ter g. Stanislavu Udovču, ki mi je nudil moralno in strokovno podporo med nastajanjem diplomskega dela.

KAZALO VSEBINE

1	UVOD	1
2	PODATKI O KONSTRUKCIJI IN VPLIVIH NANJO	4
2.1	Opis nosilne konstrukcije poslovne stavbe.....	4
2.1.1	Geometrijske karakteristike nosilnih elementov konstrukcije	5
2.2	Materialne karakteristike nosilnih elementov	6
2.3	Vplivi na nosilne elemente konstrukcije	6
2.4	Masa konstrukcije	8
3	LINEARNA ANALIZA KONSTRUKCIJE NA VPLIVE VERTIKALNE OBTEŽBE	10
3.1	Armiranobetonske etažne plošče.....	11
3.1.1	Razporeditev spremenljive obtežbe	11
3.1.2	Kombinacija vplivov za mejno stanje nosilnosti.....	12
3.1.3	Notranje statične količine v etažnih AB ploščah.....	12
3.1.4	Dimenzioniranje AB plošče	14
3.1.4.1	Zahteve glede minimalnega armiranja AB plošč.....	14
3.1.4.2	Kontrola upogibne nosilnosti AB plošče v polju A1-B2	15
3.1.5	Konstruiranje armaturnih načrtov	17
3.1.5.1	Zahteve glede sidranja in preklopov armaturnih mrež	17
3.1.5.2	Armaturni načrti	18
3.2	Armiranobetonski etažni nosilci.....	19
3.2.1	Geometrijske karakteristike etažnih nosilcev	19
3.2.2	Razporeditev spremenljive obtežbe in kombinacija vplivov za mejno stanje nosilnosti.....	21
3.2.3	Notranje statične količine v etažnih AB nosilcih	21
3.2.4	Dimenzioniranje AB nosilcev	22
3.2.4.1	Zahteve glede minimalnega armiranja AB nosilcev	22
3.2.4.2	Kontrola osno-upogibne nosilnosti AB nosilca A2-B2.....	23
3.2.4.3	Kontrola strižne nosilnost nosilca nad podporami	24
3.2.5	Izračun povosov nosilca A2-B2 v mejnem stanju uporabnosti	25
3.2.5.1	Dokaz povosov z uporabo alternativnih pravil	26
3.2.6	Armaturni načrti	27
3.2.6.1	Zahteve glede preklopov armaturnih palic.....	27
3.2.6.2	Armaturni načrti	29
3.3	Sekundarni del nosilne konstrukcije.....	30
3.3.1	Notranje statične količine v AB stebru D5 na mestu vpetja v kletno etažo ...	30
3.3.2	Dimenzioniranje AB stebra D5	31
3.3.2.1	Zahteve glede minimalnega armiranja stebrov	31
3.3.2.2	Kontrola osno-upogibne nosilnosti AB stebra D5.....	32
3.3.2.3	Kontrola strižne nosilnost AB stebra D5	34

4	LINEARNA ANALIZA KONSTRUKCIJE NA VPLIVE POTRESNE OBTEŽBE Z MODALNO ANALIZO	35
4.1	Koncepti projektiranja	36
4.1.1	Sposobnost sipanja energije in razredi duktilnosti.....	36
4.1.2	Tip konstrukcijskega sistema	36
4.1.3	Faktorji obnašanja za vodoravne potresne vplive	37
4.1.4	Potresna obtežba in projektni spekter pospeškov	37
4.1.5	Kombinacija učinkov komponent potresnega vpliva	39
4.2	Računski model konstrukcije in linearna analiza.....	39
4.2.1	Predpostavka o togih vodoravnih diafragmah	40
4.2.2	Slučajna ekscentričnost	43
4.3	Nihajni časi in nihajne oblike	43
5	DIMENZIONIRANJE AB DUKTILNIH STEN ZA SREDNJO STOPNJO DUKTILNOSTI (DCM).....	46
5.1	Armiranobetonske stene nosilne konstrukcije.....	46
5.2	Razporeditev armiranobetonskih konzolnih sten.....	47
5.3	Notranje sile v AB steni A1-B1.....	48
5.3.1	Projektne vrednosti notranjih osnih sil.....	48
5.3.2	Projektne vrednosti upogibnih momentov	49
5.3.3	Projektne vrednosti strižnih sil	49
5.4	Konstrukcijske zahteve.....	49
5.4.1	Material in geometrijske omejitve.....	49
5.4.2	Višina kritičnega področja (dolžina plastičnega členka)	51
5.5	Dimenzioniranje AB stene A1-B1.....	51
5.5.1	Minimalna armatura v kritičnem področju.....	51
5.5.2	Strižna nosilnost v kritičnem področju (področju plastičnega členka).....	54
5.5.3	Upogibna nosilnost v kritičnem področju (področju plastičnega členka)	55
5.5.4	Dejanska duktilnost za ukrivljenost.....	57
5.5.5	Kontrola objeta betona v robnem elementu	59
5.5.6	Armatura izven kritičnega področja.....	59
5.5.7	Povzetek armature	61
5.6	Dimenzioniranje AB stene A8-D8	63
5.6.1	Projektne vrednosti notranjih osnih sil.....	63
5.6.2	Projektne vrednosti upogibnih momentov	63
5.6.3	Projektne vrednosti strižnih sil	63
5.6.4	Geometrijske omejitve	64
5.6.5	Višina kritičnega področja (dolžina plastičnega členka)	65
5.6.6	Minimalna armatura v kritičnem področju.....	65
5.6.7	Strižna nosilnost v kritičnem področju (področju plastičnega členka).....	67
5.6.8	Upogibna nosilnost v kritičnem področju (področju plastičnega členka)	68
5.6.9	Dejanska duktilnost za ukrivljenost.....	68
5.6.10	Armatura izven kritičnega področja.....	70
5.6.11	Povzetek armature	72
5.6.12	Komentar k dimenzioniranju AB sten	73
5.7	Kontrola prestriga AB plošče zaradi potresnih obremenitev.....	74

6	NELINEARNA ANALIZA KONSTRUKCIJE V PREČNI SMERI	77
6.1	Nelinearna metoda N2 za analizo konstrukcij pri potresni obtežbi.....	77
6.1.1	Materialne karakteristike betona in jekla	78
6.1.2	Računski model konstrukcije	78
6.1.3	Makro model z več navpičnimi vzmetmi (MVLEM).....	79
6.1.3.1	Programsko okolje za simulacije v potresnem inženirstvu – OpenSees	79
6.1.3.2	Izračun in priprava vhodnih podatkov za matematični model konstrukcije	80
6.1.3.3	Določitev lastnosti posameznih navpičnih vzmeti.....	82
6.1.3.4	Določitev lastnosti posameznih prečnih (strižnih) vzmeti	84
6.1.3.5	Definiranje elementov.....	85
6.2	Poenostavljena nelinearna analiza z N2 metodo.....	87
6.2.1	Elastičen spekter pospeškov S_{ae}	87
6.2.2	Spektri v AD formatu (pospeški - pomiki).....	87
6.2.3	Potresne obremenitve neelastičnih sistemov za konstantne duktilnosti.....	88
6.2.4	Razporeditev vodoravne obtežbe po višini.....	89
6.2.5	Pretvorba na ekvivalenten sistem z eno prostostno stopnjo.....	91
6.2.5.1	Pomik pri vodoravni obremenitvi P_1	91
6.2.5.1.1	Masa, sile in pomiki ekvivalentnega sistema z eno prostostno stopnjo.....	91
6.2.5.1.2	Idealizacija odnosa med silo in pomikom	92
6.2.5.1.3	Potresna obremenitev ekvivalentnega SDOF sistema	93
6.2.5.1.4	Določitev maksimalnega pomika $S_d = D^*$	94
6.2.5.1.5	Globalne in lokalne potresne obremenitve MDOF sistema.....	95
6.2.5.2	Pomik pri vodoravni obremenitvi P_2	95
6.2.5.2.1	Masa, sile in pomiki ekvivalentnega sistema z eno prostostno stopnjo.....	95
6.2.5.2.2	Idealizacija odnosa med silo in pomikom	96
6.2.5.2.3	Diagram kapacitete.....	97
6.2.5.2.4	Potresna obremenitev ekvivalentnega SDOF sistema	97
6.2.5.2.5	Določitev maksimalnega pomika $S_d = D^*$	97
6.2.5.2.6	Globalne in lokalne potresne obremenitve MDOF sistema.....	98
6.3	Rezultati poenostavljene nelinearne analize	98
6.3.1	Notranje statične količine v AB steni A8-D8.....	98
7	ZAKLJUČEK.....	100

KAZALO SLIK

Slika 2-1: Tloris tipične etaže poslovne stavbe	4
Slika 2-2: Prečni prerezi nosilnih konstrukcijskih elementov	6
Slika 3-1: Računski model nosilne konstrukcije in geometrijske karakteristike tlorisa tipične etaže poslovne stavbe.....	10
Slika 3-2: Razporeditve spremenljive obtežbe po etažni plošči	12
Slika 3-3: Shema razporeditve projektnih upogibnih momentov	13
Slika 3-4: Položaj težišča armature, merjeno od roba prereza za posamezno plast armaturne mreže.....	15
Slika 3-5: Prekrivanje armaturnih mrež	18
Slika 3-6: Dolžine preklapov uporabljenih armaturnih mrež tipov R in Q.....	18
Slika 3-7: Izsek armaturnega načrta razporeditve spodnje in zgornje armature v plošči.....	19
Slika 3-8: Oznake AB nosilcev, ki smo jih združili v štiri različne skupine.....	20
Slika 3-9: Dimenzije AB nosilca in širine sodelujočih pasnic AB plošče	20
Slika 3-10: Ovojnica projektnih strižnih sil V_{sd} in upogibnih momentov M_{sd} v nosilcu A2-B2.....	21
Slika 3-11: Položaj težišča rebrastih armaturnih palic Φ 16 mm	23
Slika 3-12: Detajl armiranja nosilca A2-B2	24
Slika 3-13: Količina vzdolžne armature, ki sodeluje pri prevzemu strižnih sil.....	25
Slika 3-14: Prekrivanje ravnih rebrastih armaturnih palic	28
Slika 3-15: Dolžina preklopa za armaturne palice Φ 16 mm	29
Slika 3-16: Izsek armaturnega načrta AB nosilca B1-B2	30
Slika 3-17: Projektne notranje sile v stebru D5.....	31
Slika 3-18: Oddaljenosti težišča armature od roba prereza v AB stebru	32
Slika 3-19: Interakcijski diagram mejne nosilnosti prereza.....	33
Slika 3-20: Detajl armiranja AB stebra D5	33
Slika 3-21: Količina vzdolžne armature, ki sodeluje pri prevzemu strižnih sil.....	34
Slika 4-1: Elastični in projektni spekter za tip tal B pri projektnem pospešku tal $a_g=0,25g$...	39
Slika 4-2: Računska modela stenaste konstrukcije	40
Slika 4-3: Horizontalni pomiki in rotacije računskega modela s ploskovnimi elementi	42
Slika 4-4: Horizontalni pomiki in rotacije računskega modela z linijskimi elementi in procenti odstopanja med obema računskima modeloma	42
Slika 4-5: Prva, druga in tretja nihajna oblika (tlorisa vrhnje etaže)	45
Slika 5-1: Primerjava upogibnih momentov v stenah v osi 1.....	47
Slika 5-2: Tloris poslovne etaže in oznake sten.....	47
Slika 5-3: Projektne osne sile v steni A1-B1	48
Slika 5-4: Notranje sile v steni A1-B1 zaradi potresne obtežbe	49
Slika 5-5: Delovni diagram betona in jekla.....	50
Slika 5-6: Geometrijske karakteristike AB duktilne stene A1-B1.....	50
Slika 5-7: Shematski prikaz minimalno zahtevane armature v AB steni A1-B1	54
Slika 5-8: Upogibna nosilnost stene z minimalno zahtevano armaturo.....	56
Slika 5-9: Upogibna nosilnost stene s potrebno armaturo.....	56
Slika 5-10: Shematski prikaz armature robnega elementa pri projektni vrednosti upogibnih momentov.....	57

Slika 5-11: Natezna armatura na meji elastičnosti - tečenje 1. plasti upogibne armature	57
Slika 5-12: Mejno stanje nosilnosti prereza AB stene A1-B1	58
Slika 5-13: Upogibna nosilnost v prerezu B	60
Slika 5-14: Shematski prikaz detajla armiranja prereza B	60
Slika 5-15: Upogibna nosilnost v prerezu C	61
Slika 5-16: Shematski prikaz detajla armiranja prereza C	61
Slika 5-17: Shematski prikazi konstruirane armature v AB steni A1-B1	62
Slika 5-18: Projektne osne sile v steni A8-D8.....	63
Slika 5-19: Notranje sile v steni A8-D8 zaradi potresne obtežbe.....	64
Slika 5-20: Geometrijske karakteristike AB duktilne stene A8-D8	64
Slika 5-21: Shematski prikaz minimalno zahtevane armature v AB steni A8-D8	65
Slika 5-22: Upogibna nosilnost stene z minimalno zahtevano armaturo.....	68
Slika 5-23: Shematski prikaz armature robnega elementa pri projektni vrednosti upogibnih momentov.....	68
Slika 5-24: Natezna armatura na meji elastičnosti - tečenje 1. plasti upogibne armature	69
Slika 5-25: Mejno stanje nosilnosti prereza AB stene A8-D8	70
Slika 5-26: Upogibna nosilnost v prerezu B	71
Slika 5-27: Shematski prikaz detajla armiranja prereza B	71
Slika 5-28: Upogibna nosilnost v prerezu C	72
Slika 5-29: Shematski prikaz detajla armiranja prereza C	72
Slika 5-30: Shematski prikazi konstruirane armature v AB steni A1-B1	73
Slika 5-31: Izračun mejne nosilnosti AB stene A8-D8.....	74
Slika 5-32: Prikaz potrebne armature v spodnji coni zaradi prestriga AB plošče.....	75
Slika 5-33: Prikaz potrebne armature v zgornji coni zaradi prestriga AB plošče	76
Slika 6-1: Tipičen tloris konstrukcije in računski model konstrukcije za nelinearno analizo.	78
Slika 6-2: Makro element z več navpičnimi vzmeti (MVLEM) s shematičnim prikazom upogibnega in strižnega delovanja ter histereznega pravila za navpične vzmeti...	79
Slika 6-3: Razdelitev obravnavane stene Y2 na posamezne odseke po višini	80
Slika 6-4: Razdelitev prečnega prereza sten A1-B1 in C1-D1 na odseke (pritlična etaža)	81
Slika 6-5: Razdelitev prečnega prereza sten A1-B1 in C1-D1 na odseke (1.-3. etaža)	81
Slika 6-6: Razdelitev prečnega prereza stene A8-D8 na odseke (pritlična etaža).....	81
Slika 6-7: Razdelitev prečnega prereza stene A8-D8 na odseke (1.-7. etaža).....	82
Slika 6-8: Elastičen spekter odziva za pospeške S_{ac} in pomike S_{de} za vrsto tal B in $a_g = 0,25$ g.	87
Slika 6-9: Spektri za konstantne vrednosti duktilnosti v AD formatu za $a_g = 0,25$ g.....	89
Slika 6-10: Deformacijski obliki Φ_1 in Φ_2 razporeditev vodoravnih sil po višini konstrukcije	90
Slika 6-11: Odnosi med obtežbo in pomikom, ki so prikazani v različnih merilih. Pomik na vrhu D_i in celotna prečna sila V se nanašata na MDOF model, sila F^* in D^* pa na SDOF model.....	92
Slika 6-12: Spekter obremenitev za projektno obtežbo $a_g = 0,25$ g in diagram kapacitete za deformacijsko obliko Φ_1	95
Slika 6-13: Odnosi med obtežbo in pomikom, ki so prikazani v različnih merilih. Pomik na vrhu D_i in celotna prečna sila V se nanašata na MDOF model, sila F^* in D^* pa na SDOF model.....	96
Slika 6-14: Razporeditev osnih sil, prečnih sil in upogibnih momentov po višini AB stene A8-D8.....	98

KAZALO PREGLEDNIC

Preglednica 2-1: Stalna in spremenljiva obtežba za posamezno etažo	7
Preglednica 2-2: Mase in masni vztrajnostni momenti po posamezni etaži.....	9
Preglednica 4-1: Nihajni časi in efektivne modalne mase	44
Preglednica 6-1: Navodila za določitev posameznih parametrov navpičnih vzmeti VertSpringType1	83
Preglednica 6-2: Lastnosti navpičnih vzmeti sten A1-B1 in C1-D1 (enote: m , kN).....	83
Preglednica 6-3: Lastnosti navpičnih vzmeti stene A8-D8 (enote: m , kN)	83
Preglednica 6-4: Strižne togosti elementov sten A1-B1 in C1-D1 (enote: m , kN).....	85
Preglednica 6-5: Strižne togosti elementov stene A8 –D8 (enote: m , kN).....	85

1 UVOD

Republika Slovenija je po osamosvojitvi leta 1991 na področju projektiranja in graditve objektov prevzela zapuščino standardov JUS in predpisov bivše skupne države SFRJ, ki jih je kot take bilo potrebno nadomestiti z novimi in ustrežnejšimi standardi in predpisi. Z ustanovitvijo Slovenskega inštituta za standardizacijo oziroma njegovega predhodnika Urada za standardizacijo in meroslovje se je začel proces vključevanja novih evropskih standardov, ki so bili v tistem obdobju v fazi pripravljanja in sprejemanja, v slovensko zakonodajo. Proces približevanja in kasneje polnopravno članstvo v Evropski uniji je zahtevalo uskladitev naših predpisov z veljavno evropsko zakonodajo in tako so se v slovenski prostor postopno sprejemali Evrokodi, najprej kot predstandardi z neobvezno uporabo. Do zgodnje odločitve za prevzem Evrokodov v slovenskem prostoru je privedel izjemno hiter razvoj potresnega inženirstva v zadnjih desetletjih, ki mu stari gradbeni predpisi JUS niso več ustrezno sledili. Evrokod standardi so s 1. januarjem 2008 v skladu s Pravilnikom o mehanski odpornosti in stabilnosti uradno postali nacionalni standardi v Republiki Sloveniji, katerih uporaba pri projektiranju in graditvi objektov je obvezna.

Standardi skupine Evrokodov prinašajo v projektiranje gradbenih konstrukcij bistvene novosti. Značilnost novih evropskih standardov za gradbene konstrukcije je v tem, da je v njih na enoten način obdelana celotna problematika vseh vrst gradbenih konstrukcij ter velika stopnja njihove medsebojne usklajenosti.

Glavni motiv, da smo se odločili analizirati neregularno nosilno konstrukcijo poslovne stavbe, je dejstvo, da Evrokod standardi še vedno niso dovolj preizkušeni na realnih neregularnih objektih. Posebnost obravnavane konstrukcije je njena neregularnost, tako po tlorisu kot po višini objekta. Močna oslabitev v osrednjem delu tlorisa poslovne stavbe posledično pomeni ozko AB etažno ploščo in ob tem se postavlja vprašanje o upravičenosti predpostavke o togi etažni plošči ter uporabi računskega modela konstrukcije z linijskimi elementi. Sorazmerno visoka pritlična in zadnja etaža poslovne stavbe povzročita, da je konstrukcija neregularna tudi po višini objekta.

Določila različnih delov Evrokod standardov smo preizkusili na primeru neregularne poslovne stavbe, ki smo jo obravnavali že v 4. letniku študija pri izbirnem predmetu računalniško projektiranje konstrukcij. Pri omenjenem predmetu smo sodelovali s študenti Fakultete za arhitekturo v Ljubljani pod mentorstvom prof. dr. Vojka Kilarja.

Obravnavana sedem etažna poslovna stavba je projektirana po Evrokod standardih, kjer je upoštevana tako navpična kot tudi potresna obtežba na nosilno konstrukcijo objekta. Evrokod standardi, predvsem Evrokod 8, zahtevajo, da se na potresno odpornost konstrukcije misli že v zgodnji fazi snovanja konstrukcije ter priporoča uporabo konstrukcijskih sistemov objektov enostavnih in pravilnih oblik, tako po tlorisu kot po višini, kajti za njih so značilni jasni in direktni prenosi obtežb. Način zasnove konstrukcije ima konkretne posledice na možnost izbire računskega modela konstrukcije in metode računa notranjih statičnih količin.

Osnovni podatki o konstrukciji in vplivih nanjo so podani v poglavju 2. Linearna analiza nosilne konstrukcije in postopki dimenzioniranja za vplive navpične obtežbe po standardu SIST EN 1992-1-1:2004 so prikazani v poglavju 3, kjer so dimenzionirane armiranobetonske etažne plošče in nosilci, ki podpirajo AB plošče, ter AB okvir sekundarne nosilne konstrukcije.

Pri AB okvirju nas je zanimala predvsem smotrnost odločitve, da ga obravnavamo kot sekundarni nosilni element. Zaradi specifičnosti obravnavane konstrukcije se je postavljalo vprašanje, ali prevzame okvir le majhen delež obremenitve, kar je posledica velike nosilnosti in togosti AB sten. V tem primeru bi zadostovala že minimalno zahtevana armatura v elementih AB okvirja.

Linearna analiza nosilne konstrukcije za vplive potresne obtežbe z uporabo projektnih elastičnih spektrov pospeškov je prikazana v poglavju 4 ter je izvedena po določenih standarda SIST EN 1998-1:2005, ki predpisuje relevantne koncepte projektiranja potresno odpornih konstrukcij. Za obravnavano konstrukcijo sedem etažne poslovne stavbe nepravilne tlorisne oblike je v poglavju 5 podrobno prikazano dimenzioniranje armiranobetonske duktilne stene A1-B1 in A8-D8 za srednjo stopnjo duktilnosti (DCM).

Pri linearni analizi odziva konstrukcije na potresni vpliv je poseben poudarek namenjen ustreznosti predpostavke o togosti etažnih plošč v svoji ravnini, predvsem zaradi osnovne značilnosti obravnavane sedem etažne poslovne stavbe, ki ima izrazito nepravilno zasnovo konstrukcije v tlorisu. Kontrolo veljavnosti predpostavke o togih diafragmah smo izvedli s primerjavo horizontalnih pomikov, ki smo jih dobili z analizo dveh ločenih računskih modelov. Pri prvem modelu smo uporabili ploskovne elemente in s tem upoštevali dejansko vodoravno togost etažnih plošč. V drugem modelu pa smo stene modelirali z linijskimi elementi, ki smo jih na nivoju etaž medsebojno povezali s togimi diafragmami.

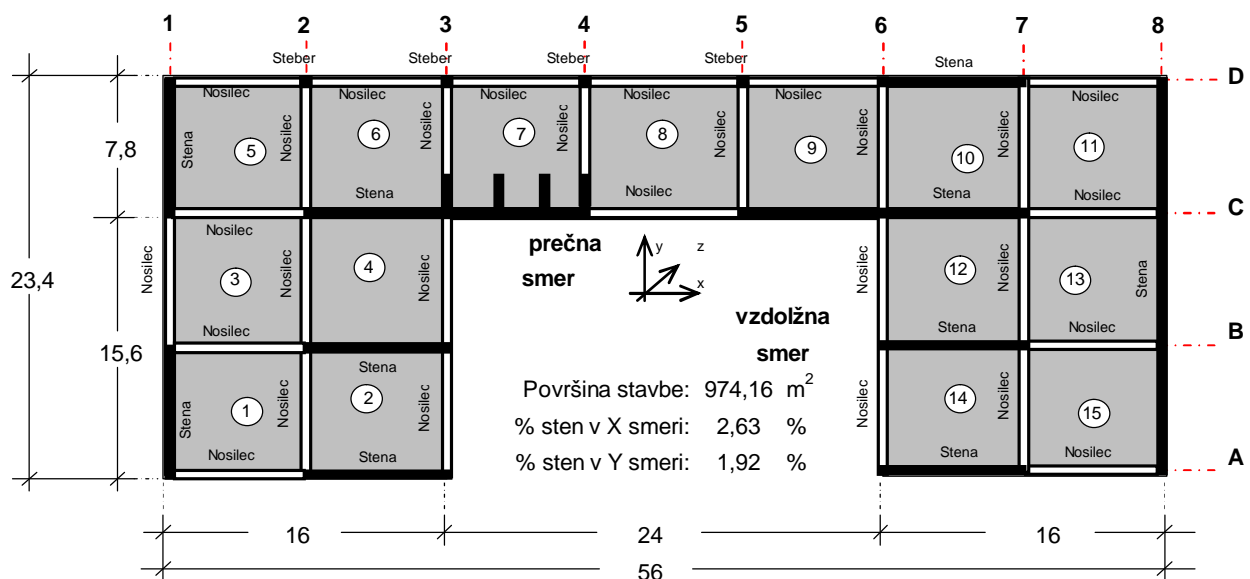
Zaradi izrazito ozke armiranobetonske etažne plošče v osrednjem delu objekta smo naredili tudi kontrolo nevarnosti prestriga le-te.

Glede na standarde in predpise, ki so bili v uporabi pred uradnim sprejetjem Evrokodov, prinaša standard SIST EN 1998-1:2005 pomembno novost, saj s predpisom predvideva uporabo nelinearne analize pri projektiranju konstrukcij. Zato smo za zaključek diplomske naloge potresni odziv stavbe, ki smo jo projektirali po Evrokod standardih, ocenili še s pomočjo poenostavljene nelinearne analize. Pri tem smo uporabili N2 metodo, ki temelji na nelinearni statični analizi sistema z več prostostnimi stopnjami pri monotono naraščajoči horizontalni obtežbi (angl. pushover) in uporabi spektra odziva ekvivalentnega sistema z eno prostostno stopnjo. Nosilno konstrukcijo poslovne stavbe smo obravnavali samo v prečni smeri objekta ter uporabili ravninski računski model, v katerega smo vključili stene A1-B1, C1-D1 in A8-D8. Vse tri stene smo na nivoju etaž medsebojno povezali s togimi prečkami ter na ta način simulirali etažne plošče kot toge diafragme. Za ravninski model v prečni smeri objekta smo se odločili, ker sta nas zanimala predvsem globalno obnašanje stene postavljenih v prečni smeri nosilne konstrukcije.

2 PODATKI O KONSTRUKCIJI IN VPLIVIH NANJO

2.1 Opis nosilne konstrukcije poslovne stavbe

Po novih evropskih standardih Evrokod smo analizirali sedem etažno poslovno stavbo na območju Ljubljane. Tloris tipične etaže ima močno oslabitev v osrednjem delu objekta med osmi 3-6 (slika 2-1), kar posledično pomeni ozko AB etažno ploščo na delu objekta med C3-D3 in C6-D6. Dolžina obravnavane poslovne stavbe znaša $L_1 = 56,0$ m in širina $L_2 = 23,4$ m ter skupna površina tlorisa objekta $A_{tloris} = 974,2$ m². Površina oslabljenega dela tlorisa med osmi A3-C6 znaša $A_{oslab} = 374$ m². Poslovna stavba je zasnovana s tremi kletnimi etažami, katerih etažne višine znašajo $h_k = 3,0$ m. Kletna konstrukcija stavbe obenem deluje kot toga klet, v katero je vpeta zgornja nosilna konstrukcija. Obravnavana klet je v Evrokodu 8 definirana kot klet škatlastega tipa, ki vsebuje vrhnjo ploščo, ki deluje kot toga diafragma na nivoju stropa kleti, temeljno ploščo na ravni temelja ter zunanje in notranje stene kleti. Etažna višina pritličnega dela poslovnega objekta znaša $h_e = 6,0$ m, tipične etaže $h_{tip} = 3,0$ m in zadnje etaže $h_v = 5,0$ m. Različne etažne višine so posledica različnih namembnosti prostorov, ki so namenjeni za kongresne, konferenčne in poslovne dejavnosti.



Slika 2-1: Tloris tipične etaže poslovne stavbe

Izrazita oslabitev tlorisa objekta v njegovem osrednjem delu povzroča nehomogenost po tlorisu in zato konstrukcija posledično ne izpolnjuje kriterija o tlorisni pravilnosti, ki je priporočljiv po standardu SIST EN 1998-1:2005. Nosilna konstrukcija ravno tako ne izpolnjuje kriterija o pravilnosti po višini zaradi različnih etažnih višin, ki so posledica različnih namembnosti prostorov.

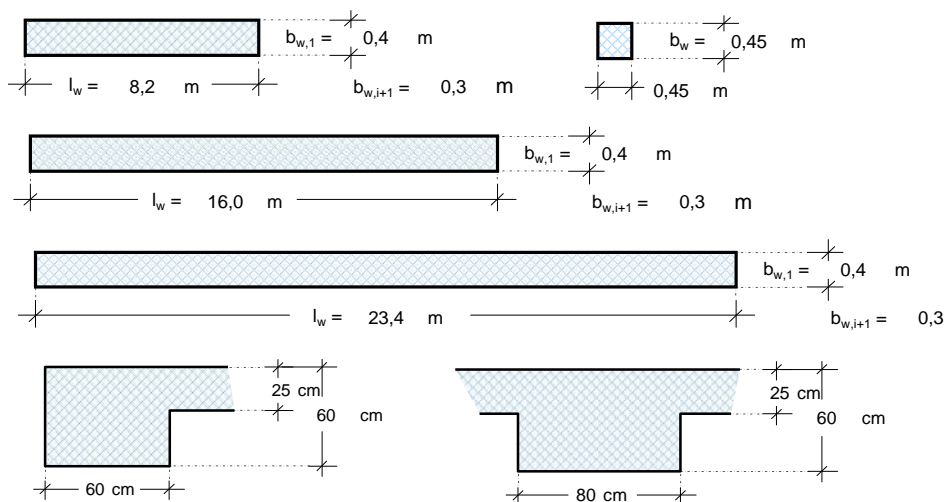
Primarni nosilni konstrukcijski sistem je zasnovan kot sistem nepovezanih armiranobetonskih konzolnih sten. Steni A1-B1 in C1-D1 sta na nivojih etaž medsebojno povezani z vodoravnimi AB prečkami, a smo ju, ker je vpliv prečk pri reduciranju upogibnih momentov potresne obtežbe ob vpetju posamezne stene manjši od 25% (poglavja 4.1.2 in 5.3.1), prav tako obravnavali kot konzolne steni.

Armiranobetonski okvir v osi D (slika 2-1) je obravnavan kot sekundarni del nosilne konstrukcije, ker prenaša samo vertikalno obtežbo, kajti večino potresne obtežbe prevzamejo konzolne stene. Sekundarni del konstrukcije smo po določilih Evrokoda 8 projektirali in konstruirali tako, da lahko AB stebri okvirja prenašajo obremenitve pri pomikih, ki jih povzroči najbolj neugoden potresni projektni primer (poglavje 3.3).

2.1.1 Geometrijske karakteristike nosilnih elementov konstrukcije

Primarni vertikalni nosilni elementi konstrukcije so armiranobetonske stene debeline $b_{w,1} = 40$ cm v pritličnem delu in debeline stene $b_{w,i} = 30$ cm v ostalih etažah. Dolžine konzolnih sten v oseh A1-B1, C1-D1, A2-A3, B2-B3, A6-A7, B6-B7 in D6-D7 znašajo $l_{w,1} = 8,4$ m, v oseh C2-C4 in C5-C7 $l_{w,2} = 16,0$ m ter v oseh A8-D8 $l_{w,3} = 23,4$ m (slika 2-1).

Navpični nosilni elementi poslovne stavbe so medsebojno povezani z monolitnimi AB etažnimi ploščami debeline $h_{et.pl.} = 25$ cm, ki jih podpirajo etažni nosilci dimenzij $b/h = 60/35+25$ cm in $b/h = 80/35+25$ cm. Izbrana dimenzija nosilcev je posledica zahteve arhitekta glede svetle etažne višine poslovne stavbe. Za širše nosilce smo se odločili, da smo lahko zadostili kriterijem strižne nosilnosti AB prerezov. Sekundarne vertikalne nosilne elemente predstavljajo AB stebri s prečnim prerezom $b/h = 45/45$ cm in prečke dimenzij $b/h = 60/35+25$ cm. Skice nosilnih elementov poslovnega objekta so prikazane na sliki 2-2.



Slika 2-2: Prečni prerezi nosilnih konstrukcijskih elementov

2.2 Materialne karakteristike nosilnih elementov

Vsi armiranobetonski konstrukcijski elementi so iz betona kakovosti C 30/37, s karakteristično tlačno trdnostjo $f_{ck} = 30$ MPa in elastičnim modulom $E_{cm} = 33$ GPa ter Poissonovim količnikom $\nu = 0,2$ za nerazpokan prerez in $\nu = 0$ za razpokan prerez (SIST EN 1992-1-1:2004, preglednica 3.1).

Armatura je iz jekla kvalitete S 500, razreda C (SIST EN 1992-1-1:2004, preglednica C.1), kateremu ustreza karakteristična vrednost meje elastičnosti $f_{yk} = 500$ MPa in elastični modul $E_s = 200$ GPa. V skladu z Nacionalnim dodatkom – Opomba k členu 5.2.4(3) smo upoštevali delni materialni faktor za beton $\gamma_c = 1,5$ in delni materialni faktor za jeklo $\gamma_s = 1,15$.

2.3 Vplivi na nosilne elemente konstrukcije

Pri določanju lastnih in stalnih vplivov na konstrukcijo poslovne stavbe smo upoštevali sestave etažnih konstrukcij, ki so prikazane v preglednici 2-1. Zaradi podobnih velikosti stalne obtežbe smo se odločili, da bomo poenotili in poenostavili podajanje ploskovnih obtežb na računskih model. Skupna lastna in stalna ploskovna obtežba etažnih konstrukcij tako znaša $8,38$ kN/m².

Pritlična etaža poslovne stavbe je namenjena za kongresno in konferenčno uporabo in se v skladu s členom A1.2.2 (preglednica A1.1) standarda SIST EN 1990:2002 uvršča v kategorijo C2 s priporočeno vrednostjo koristne ploskovne obtežbe v velikosti $4,0 \text{ kN/m}^2$. Etaže od ena do pet so namenjene poslovnim dejavnostim in se uvrščajo v kategorijo B s priporočeno vrednostjo ploskovne obtežbe $3,0 \text{ kN/m}^2$. Pri teh vmesnih etažah smo upoštevali še dodatno koristno obtežbo zaradi predelnih sten v skupni velikosti $1,2 \text{ kN/m}^2$. Šesta etaža je ponovno predvidena za kongresne in konferenčne namene ter spada v kategorijo C2. Pri karakterističnih koristnih vplivih na streho smo upoštevali možnost namestitve klimatskih in drugih strojnih inštalacij ter zato upoštevali vrednost ploskovne obtežbe v skupnem iznosu $4,0 \text{ kN/m}^2$. Podobno kot pri stalni obtežbi smo se tudi za koristno obtežbo odločili, da vse etaže konstrukcije obremenimo s koristno ploskovno obtežbo v skupnem iznosu $4,2 \text{ kN/m}^2$ (preglednica 2-1).

Preglednica 2-1: Stalna in spremenljiva obtežba za posamezno etažo

Ploskovna obtežba: 1-5 etaža					g	p
- finalni tlak:	0,02 m	x	28,0 kN/m^3	=	0,56 kN/m^2	
- cementni estrih: 5 cm	0,05 m	x	25,0 kN/m^3	=	1,25 kN/m^2	
- omet: 2 cm	0,02 m	x	15,0 kN/m^3	=	0,30 kN/m^2	
- toplotna izolacija:					0,02 kN/m	
- AB plošča:	0,25 m	x	25,0 kN/m^3	=	6,25 kN/m^2	
					g = 8,38 kN/m^2	
- predelne stene z lastno težo $\leq 3 \text{ kN/m}$						1,20 kN/m^2
- koristna obtežba: kategorija B						3,00 kN/m^2
						p = 4,20 kN/m^2
Ploskovna obtežba: 6 etaža					g	p
- finalni tlak:	0,02 m	x	28,0 kN/m^3	=	0,56 kN/m^2	
- cementni estrih: 5 cm	0,05 m	x	25,0 kN/m^3	=	1,25 kN/m^2	
- omet: 2 cm	0,02 m	x	15,0 kN/m^3	=	0,30 kN/m^2	
- toplotna izolacija:					0,02 kN/m	
- AB plošča:	0,25 m	x	25,0 kN/m^3	=	6,25 kN/m^2	
					g = 8,38 kN/m^2	
- koristna obtežba: kategorija C2						4,00 kN/m^2
						p = 4,00 kN/m^2
Ploskovna obtežba: streha					g	p
- finalni tlak:	0,02 m	x	28,0 kN/m^3	=	0,56 kN/m^2	
- cementni estrih: 5 cm	0,05 m	x	25,0 kN/m^3	=	1,25 kN/m^2	
- omet: 2 cm	0,02 m	x	15,0 kN/m^3	=	0,30 kN/m^2	
- toplotna izolacija:					0,02 kN/m	
- AB plošča:	0,25 m	x	25,0 kN/m^3	=	6,25 kN/m^2	
					g = 8,38 kN/m^2	
- koristna obtežba: kategorija H						4,00 kN/m^2
						p = 4,00 kN/m^2

V skladu s členom 6.4.3.2 standarda SIST EN 1990:2002 smo za stalna projektna stanja upoštevali naslednjo osnovno kombinacijo vplivov lastne, stalne in spremenljive obtežbe:

$$\sum_{j \geq 1} \gamma_{G,i} \cdot G_{k,i} + \gamma_{Q,1} \cdot Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \gamma_{Q,i} \cdot \psi_{0,i} \cdot Q_{k,i},$$

kjer je varnostni faktor za delovanje lastne in stalne obtežbe enak $\gamma_{G,i} = 1,35$ in varnostni faktor za delovanje spremenljive obtežbe enak $\gamma_{Q,i} = 1,50$. Omenjena varnostna faktorja sta podana v preglednici A1.2 standarda SIST EN 1990. Kombinacijski faktor za koristno obtežbo v stavbah kategorije B in C2 znaša $\psi_{0,i} = 0,70$ in je določen v preglednici A1.1 Evrokoda 1.

Potresne vplive smo kombinirali z ostalimi vplivi v skladu s členoma 3.2.4(1)P in 6.4.3.4 standarda SIST EN 1990:2002, kjer se stalni in potresni vplivi kombinirajo v polnem iznosu, medtem ko se predpostavi, da stavba v času potresa ne bo obremenjena s celotno koristno obtežbo. Potresna kombinacija je določena z naslednjim izrazom:

$$\sum_{j \geq 1} G_{k,i} + E_{Ed} + \sum_{i > 1} \psi_{2,i} \cdot Q_{k,i}$$

Projektna potresna obtežba je definirana kot $E_{Ed} = \gamma_I E_{Ek}$, kjer je γ_I faktor pomembnosti objekta in E_{Ek} karakteristična vrednost potresne obtežbe. Vrednost kombinacijskega faktorja za spremenljivo obtežbo $\psi_{2,i}$ znaša 0,3 za kategorijo stavb B in 0,6 za kategorijo stavbe C2 ter 0 za kategorijo stavbe H. Kombinacijski faktorji so določeni v členu A1.2.2 (preglednica A1.1) standarda SIST EN 1990:2002. Pri kombinaciji potresnih vplivov z ostalimi vplivi smo na ta način upoštevali, da stavba ne bo polno zasedena v trenutku, ko se bo zgodil potres.

2.4 Masa konstrukcije

Pri določitvi mas in masnih vztrajnostnih momentov konstrukcije (preglednica 2-2) smo upoštevali maso zaradi stalne obtežbe in dela spremenljive obtežbe, določenem v členu 3.2.4(2)P, in sicer kot:

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

kjer je $\psi_{E,i}$ koeficient za kombinacijo za spremenljiv vpliv, določen v skladu s členom 4.2.4(2)P kot:

$$\psi_{E,i} = \varphi \cdot \psi_{2,i} = 0,5 \cdot 0,3 = 0,15 .$$

Koeficient φ smo določili v skladu s preglednico 4.2, in sicer za stavbo tipa B in C2 (poslovna stavba in stavbe, kjer se zbirajo ljudje), ki pod predpostavko, da so etaže v stavbi zasedene neodvisno ena od druge, znaša $\varphi = 0,5$ ter za vrhnjo etažo (streha) $\varphi = 1,0$.

Masni vztrajnostni moment konstrukcije poslovne stavbe v posamezni etaži smo določili z izrazom $M_{\varphi} = M_i \cdot r^2$, v katerem je kvadrat vztrajnostnega polmera enak naslednji vrednosti:

$$r^2 = \frac{I_x + I_y}{A_s} = \frac{47368m^4 + 338735m^4}{974m^2} = 396m^2$$

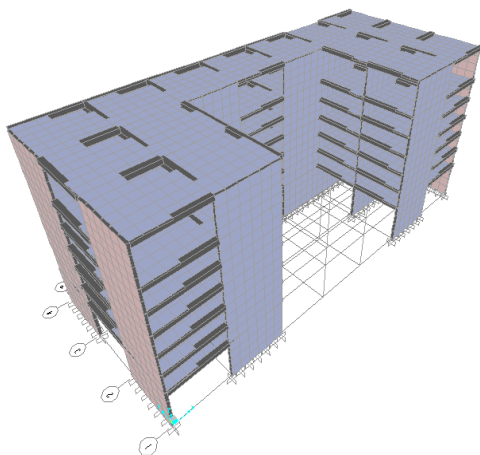
in kjer sta I_x in I_y vztrajnostna momenta tlorisa etaže okoli x in y osi ter A_s ploščina tlorisa.

Preglednica 2-2: Mase in masni vztrajnostni momenti po posamezni etaži

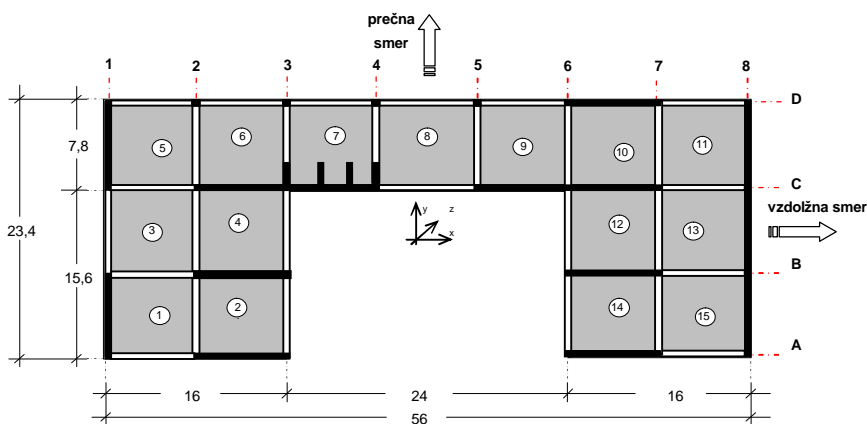
višinska kota	m [t]	$m\varphi$ [tm^2]
+6.00 m	1674,9	663850
+9.00 m	1441	571087
+12.00 m	1441	571087
+15.00 m	1441	571087
+18.00 m	1441	571087
+21.00 m	1524	603976
+26.00 m	1345,5	533268

3 LINEARNA ANALIZA KONSTRUKCIJE NA VPLIVE VERTIKALNE OBTEŽBE

Linearno analizo nosilne konstrukcije poslovne stavbe smo opravili s pomočjo računalniškega programa za statično in dinamično analizo konstrukcij z metodo končnih elementov SAP 2000, ki so ga razvili na univerzi Berkeley v Kaliforniji. Armiranobetonske stene in etažne plošče smo modelirali s ploskovnimi končnimi elementi, medtem ko smo armiranobetonske etažne nosilce modelirali z linijskimi končnimi elementi (slika 3-1 a). Računski model konstrukcije smo nato obremenili z obtežbami, definiranimi v poglavju 2.3. Notranje statične količine v nosilnih elementih, ki smo jih dobili z linearno analizo, smo potem uporabili za dimenzioniranje AB etažnih plošč in nosilcev v skladu s standardom SIST EN 1992-1-1:2004.



a) računski model konstrukcije z linijskimi in ploskovnimi elementi



b) tipični tloris etaže poslovne stavbe z oznakami osi

Slika 3-1: Računski model nosilne konstrukcije in geometrijske karakteristike tlorisa tipične etaže poslovne stavbe

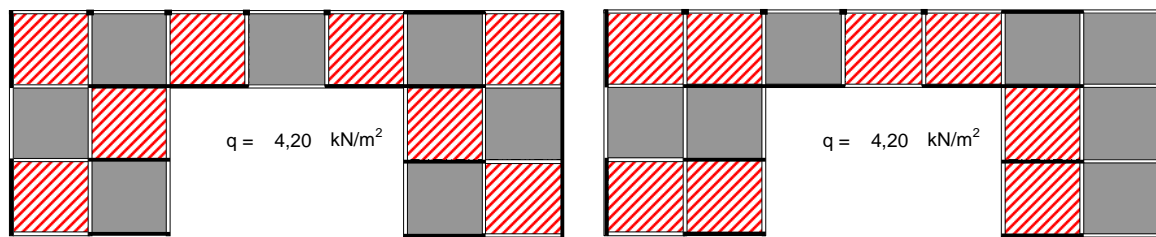
3.1 Armiranobetonske etažne plošče

Pri definiranju osnovnih obtežnih primerov posameznih vplivov na konstrukcijo smo izvedli poenostavitve ter upoštevali enake karakteristične vrednosti lastne, stalne in spremenljive obtežbe po vseh etažah poslovnega objekta (poglavje 2.3). Pri definiranju osnovnih obtežnih primerov in projektnih obtežnih kombinacij smo upoštevali, da se obravnavani objekt v skladu s členom A1.2.2 (preglednica A1.1) standarda SIST EN 1990:2002 uvršča v kategorijo stavb B (pisarne) in C2 (stavbe, kjer se zbirajo ljudje).

Poenostavitve glede karakterističnih obtežb nam je omogočila, da smo lahko detajlno obravnavali samo ploščo nad pritličjem, kajti ostale etažne plošče so ji identične. V nadaljevanju so prikazane razporeditve koristne obtežbe po posameznih poljih etažne plošče nad pritličjem (slika 3-2), pri katerih imajo notranje statične količine minimalne oziroma maksimalne vrednosti (poglavje 3.1.3). Prikazu projektnih notranjih vplivov sledijo postopki dimenzioniranja AB plošč in nosilcev ter zahteve glede minimalne armature v posameznih betonskih elementih. Podani so napotki glede razporeditev armaturnih palic in armaturnih mrež po prerezu elementa pri konstruiranju armaturnih načrtov. Ob zaključku poglavja so prikazani še nekateri detajli armaturnih načrtov za posamezne tipične nosilne elemente. Armaturni načrti AB etažne plošče in nosilcev se nahajajo v prilogah A-C.

3.1.1 Razporeditev spremenljive obtežbe

Spremenljivo obtežbo smo razporedili po posameznih poljih pritlične etažne plošče na načine, ki zajemajo vse najbolj neugodne obtežne primere, ter tako dobili minimalne oziroma maksimalne vrednosti notranjih statičnih količin v poljih in nad podporami etažne plošče. Na sliki 3-2 sta prikazani dve razporeditvi koristne obtežbe, ki sta najbolj neugodni za določitev potrebne armature v AB etažni plošči. Prva razporeditev (slika 3-2 a) je merodajna za določitev spodnje armature v poljih, ki so šrafirana, druga razporeditev (slika 3-2 b) pa za določitev potrebne zgornje armature v etažni plošči nad podporami v oseh A2-B2, C2-D2, C5-D5 in B6-B7.



a) shema merodajne razporeditve za spodnjo armaturo plošče (max M v poljih)

b) shema merodajne razporeditve za zgornjo armaturo (min M nad podporami)

Slika 3-2: Razporeditve spremenljive obtežbe po etažni plošči

3.1.2 Kombinacija vplivov za mejno stanje nosilnosti

V skladu s členom 3.2.4(1)P in 6.4.3.4 standarda SIST EN 1990:2002 smo vplive lastne, stalne in spremenljive obtežbe kombinirali pri naslednji kombinaciji obtežb za mejno stanje nosilnosti (poglavje 2.3):

$$\sum_{j \geq 1} \gamma_{G,i} \cdot G_{k,i} + \gamma_{Q,1} \cdot Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \gamma_{Q,i} \cdot \psi_{0,i} \cdot Q_{k,i}$$

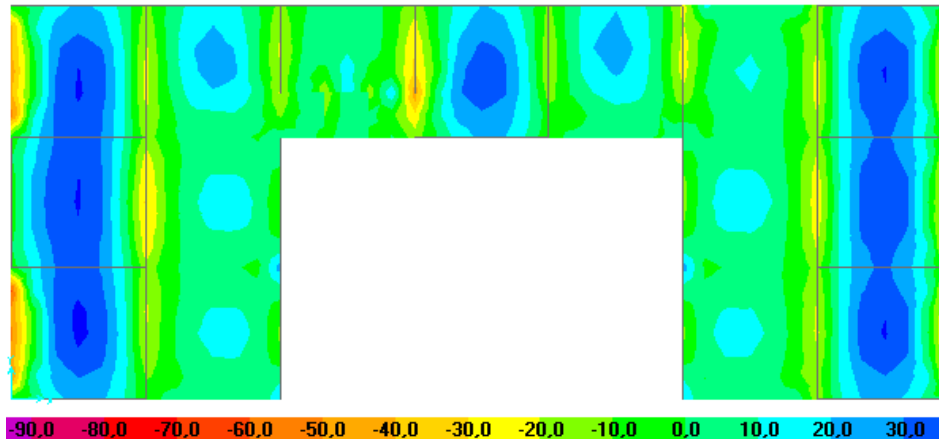
3.1.3 Notranje statične količine v etažnih AB ploščah

Na sliki 3-3 so prikazane ovojnice projektних upogibnih momentov v AB etažni plošči v vzdolžni (v smeri osi x) in prečni smeri (v smeri osi y) konstrukcije poslovne stavbe. V polju A1-B2 etažne plošče znaša upogibni moment zaradi stalne in lastne obtežbe v vzdolžni smeri konstrukcije (moment okoli osi y) $M_{11} = 17,27 \text{ kNm/m}$ ter upogibni moment v prečni smeri (moment okoli osi x) $M_{22} = 8,76 \text{ kNm/m}$. Momenta zaradi spremenljive obtežbe znašata $M_{11} = 8,31 \text{ kNm/m}$ in $M_{22} = 5,06 \text{ kNm/m}$.

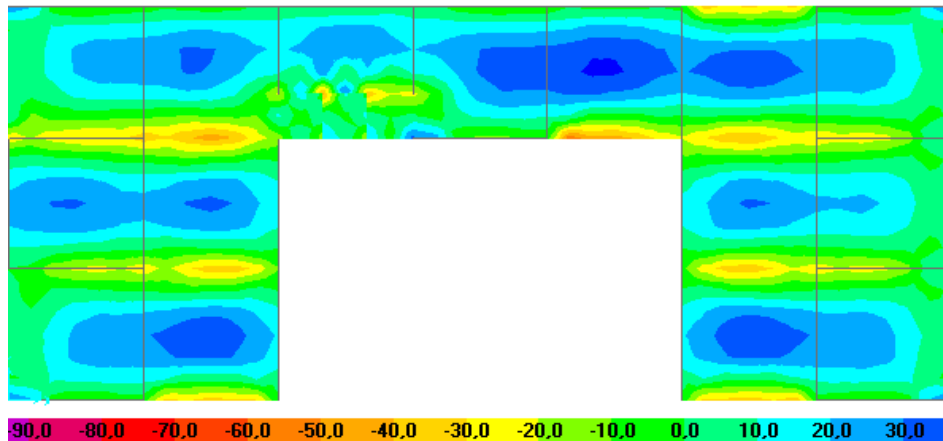
Projektni upogibni momenti merodajne kombinacije obtežb za mejno stanje nosilnosti znašajo:

$$M_{11_{sd}} = 1,35 \cdot 17,27 \text{ kNm/m} + 1,5 \cdot 8,31 \text{ kNm/m} = 35,78 \text{ kNm/m}$$

$$M_{22_{sd}} = 1,35 \cdot 8,76 \text{ kNm/m} + 1,5 \cdot 5,06 \text{ kNm/m} = 19,41 \text{ kNm/m}$$



a) Shema razporeditve M11 v vzdolžni smeri konstrukcije



b) Shema razporeditve M22 v prečni smeri konstrukcije

Slika 3-3: Shema razporeditve projektnih upogibnih momentov

Upogibni moment v plošči nad nosilcem A2-B2 zaradi stalne in lastne obtežbe v vzdolžni smeri konstrukcije (moment okoli osi y) znaša $M11 = -16,28 \text{ kNm/m}$ in moment zaradi spremenljive obtežbe $M11 = -7,74 \text{ kNm/m}$. Projektni upogibni moment merodajne kombinacije obtežb za mejno stanje nosilnosti znaša:

$$M11_{sd} = 1,35 \cdot (-16,28 \text{ kNm/m}) + 1,5 \cdot (-7,74 \text{ kNm/m}) = -33,58 \text{ kNm/m}$$

Upogibni moment v plošči nad steno v osi B5-B6 zaradi stalne in lastne obtežbe v prečni smeri konstrukcije (moment okoli osi y) znaša $M22 = -29,60 \text{ kNm/m}$ in moment zaradi spremenljive obtežbe $M22 = -15,97 \text{ kNm/m}$. Projektni upogibni moment merodajne kombinacije obtežb za mejno stanje nosilnosti znaša:

$$M22_{sd} = 1,35 \cdot (-29,60 \text{ kNm/m}) + 1,5 \cdot (-15,97 \text{ kNm/m}) = -63,93 \text{ kNm/m}$$

3.1.4 Dimenzioniranje AB plošče

3.1.4.1 Zahteve glede minimalnega armiranja AB plošč

Evrokod standardi podajajo zahteve glede minimalnega armiranja ravnih AB plošč v členu 9.3 standarda SIST EN 1992-1-1:2004 z naslednjima izrazoma:

$$A_{s,\min} = 0,26 \cdot b \cdot d_1 \cdot f_{ctm} / f_{yk} = 0,26 \cdot 100 \cdot 22,6 \cdot 0,29 / 43,48 = 3,40 \text{ cm}^2$$

$$A_{s,\min} = 0,0013 \cdot b \cdot d_1 = 0,0013 \cdot 100 \cdot 22,6 = 2,93 \text{ cm}^2$$

V zgornjih izrazih je f_{ctm} natezna trdnost betona, f_{yk} karakteristična meja elastičnosti armature, b širina in d_1 statična višina betonskega prereza elementa. Etažne AB plošče moramo armirati vsaj z minimalno velikostjo mreže Q-335 ($\Phi 8/15$ cm).

Pri kontroli upogibne nosilnosti plošč smo ugotovili, da minimalna potrebna armatura ne zadošča, zato smo uporabili naslednje tipe armaturnih mrež R-524 ($\Phi 10/15$ cm), R-785 ($\Phi 10/10$ cm) in Q-424 ($\Phi 9/15$ cm).

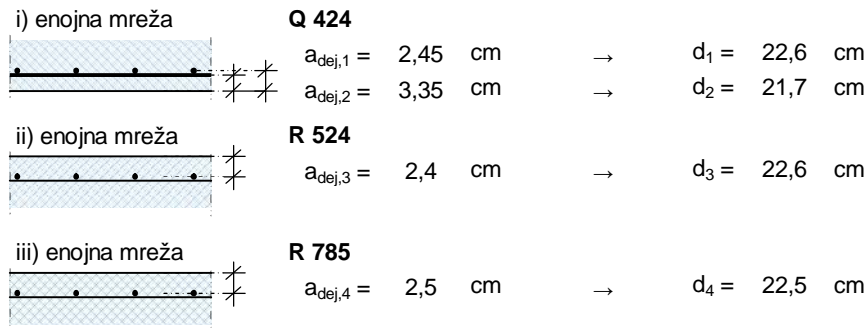
Krovni sloj betona smo za uporabljene tipe armaturnih mrež določili skladno s členom 4.4.1 standarda SIST EN 1992-1-1:2004. Za vse omenjene tipe mrež je potreben krovni sloj betona enak, ker vse mreže vsebujejo armaturne palice, ki imajo premere manjše od 10mm. Z naslednjim izrazom dobimo vrednost debeline krovnega sloja betona:

$$c_{nom} = c_{min} + \Delta c_{dev} = 1,0 + 1,0 = 2,0 \text{ cm}$$

$$c_{min} = \max\{c_{min,b}; c_{min,dur} + \Delta c_{dur,\gamma} - \Delta c_{dur,st} - \Delta c_{dur,add}; 10 \text{ mm}\} = \max\{8; 10 + 0 - 0 - 0; 10 \text{ mm}\} = 1,0 \text{ cm}$$

Pri izračunu krovnega sloja betona imajo koeficienti naslednje pomene: $c_{min,b}$ je najmanjša debelina krovnega sloja glede na zahteve sprejemnosti, $c_{min,dur}$ je najmanjša debelina krovnega sloja glede na pogoje okolja, $\Delta c_{dur,\gamma}$ je dodatni varnostni sloj, koeficient $\Delta c_{dur,st}$ za zmanjšanje najmanjše debeline krovne plasti pri uporabi nerjavnega jekla ter $\Delta c_{dur,add}$ za zmanjšanje najmanjše debeline krovne plasti pri uporabi dodatne zaščite.

Na sliki 3-4 so prikazani položaji težišč mrežne armature v prerezu AB plošče, ki so merjeni od roba betonskega prereza za posamezno plast armaturne mreže v odvisnosti od lege mreže v plošči.



Slika 3-4: Položaj težišča armature, merjeno od roba prereza za posamezno plast armaturne mreže

3.1.4.2 Kontrola upogibne nosilnosti AB plošče v polju A1-B2

Etažno AB ploščo nad pritličjem smo dimenzionirali s pomočjo tabel za dimenzioniranje enojno in dvojno armiranih prerezov pravokotne oblike pri osno upogibni obremenitvi z veliko ekscentričnostjo osne sile. Naprej smo izračunali količino potrebne armature v spodnji coni plošče A1-B2 v vzdolžni smeri konstrukcije:

$$k_d = M 11_{sd} / (100 \cdot d_1^2 \cdot f_{cd}) = 35,78 \cdot 100 / (100 \cdot 22,6^2 \cdot 2,0) = 0,035$$

$$k_s = 1,033$$

$$A_s = M 11_{sd} / (d_1 \cdot f_{yd}) = 35,78 + 100 / (22,6 \cdot 43,48) = 3,77 \text{ cm}^2 / \text{m}$$

$$A_{s,dej} = 3,77 \text{ cm}^2 / \text{m} > A_{s,min} = 3,40 \text{ cm}^2 / \text{m}$$

Potrebno količino armature smo določili še v spodnji coni v prečni smeri konstrukcije:

$$k_d = M 22_{sd} / (100 \cdot d_2^2 \cdot f_{cd}) = 19,41 \cdot 100 / (100 \cdot 21,7^2 \cdot 2,0) = 0,021$$

$$k_s = 1,033$$

$$A_s = M 22_{sd} / (d_2 \cdot f_{yd}) = 19,41 \cdot 100 / (21,7 \cdot 43,48) = 2,13 \text{ cm}^2 / \text{m}$$

$$A_{s,dej} = 2,13 \text{ cm}^2 / \text{m} < A_{s,min} = 3,40 \text{ cm}^2 / \text{m}$$

Minimalna armatura ne ustreza, zato smo se odločili, da AB ploščo v polju A1-B2 armiramo z armaturnimi mrežami, nosilnimi v obeh smereh. Pri tem smo uporabili armaturne mreže tipa Q-424 ($\Phi 9/15$ cm).

Zaradi podobnih vrednosti potrebne upogibne armature v vzdolžni in prečni smeri konstrukcije ter zaradi enostavnejšega polaganja armaturnih mrež na gradbišču smo se odločili, da bomo celotno AB etažno ploščo v spodnji coni armirali s Q mrežami, ki so nosilne v obeh smereh.

Z istim postopkom smo določili tudi armaturo v zgornji coni AB plošče. Potrebna količina armature nad nosilcem A2-B2 znaša:

$$k_d = M11_{sd} / (100 \cdot d_3^2 \cdot f_{cd}) = 33,58 \cdot 100 / (100 \cdot 22,6^2 \cdot 2,0) = 0,033$$

$$k_s = 1,033$$

$$A_s = M11_{sd} / (d_3 \cdot f_{yd}) = 33,58 \cdot 100 / (22,6 \cdot 43,48) = 3,53 \text{ cm}^2 / \text{m}$$

$$A_{s,dej} = 3,53 \text{ cm}^2 / \text{m} > A_{s,min} = 3,40 \text{ cm}^2 / \text{m}$$

Minimalna armatura ne ustreza, zato smo se odločili, da AB ploščo v zgornji coni nad nosilcem armiramo v vzdolžni smeri z armaturnimi mrežami, nosilnimi v eni smeri tipa R-524 ($\Phi 10/15$ cm).

Potrebna količina zgornje armature v AB plošči nad steno B6-B7 znaša:

$$k_d = M22_{sd} / (100 \cdot d_4^2 \cdot f_{cd}) = 63,93 \cdot 100 / (100 \cdot 22,5^2 \cdot 2,0) = 0,063$$

$$k_s = 1,045$$

$$A_s = M22_{sd} / (d_3 \cdot f_{yd}) = 63,93 \cdot 100 / (22,5 \cdot 43,48) = 6,83 \text{ cm}^2 / \text{m}$$

$$A_{s,dej} = 6,83 \text{ cm}^2 / \text{m} > A_{s,min} = 3,40 \text{ cm}^2 / \text{m}$$

V zgornjo cono AB plošče nad steno B6-B7 v prečni smeri namestimo armaturno mrežo, nosilno v eni smeri tipa R-785 ($\Phi 10/10$ cm).

3.1.5 Konstruiranje armaturnih načrtov

3.1.5.1 Zahteve glede sidranja in preklapov armaturnih mrež

V poglavju 8.7 standarda SIST EN 1992-1-1:2004 so podane zahteve glede dolžine sidranja in prekrivanja pri stikovanju posameznih armaturnih mrež. Sidranje armaturnih palic mora zagotoviti varen prenos njihovih sil na beton in preprečiti vzdolžno razpokanje ter cepljenje betonskega elementa. Osnovna sidrna dolžina ravne armaturne palice je določena z izrazom:

$$l_{b,rqd} = \frac{\phi}{4} \cdot \frac{\sigma_{sd}}{f_{bd}},$$

pri čemer je σ_{sd} projektna napetost armature v mejnem stanju nosilnosti na mestu, od katerega merimo sidrno dolžino, in f_{bd} sprijemna napetost. Izraz lahko zapišemo tudi s pomočjo osnovne sidrne dolžine $l_{b,rqd}^*$ polno izkoriščene palice, pri kateri velja $\sigma_{sd} = f_{yd}$, ter s pomočjo razmerja prereza dejansko nameščene armature $A_{s,prov}$ in prereza računsko potrebne armature $A_{s,rqd}$:

$$l_{b,rqd} = l_{b,rqd}^* \cdot \frac{\sigma_{sd}}{f_{yd}} = l_{b,rqd}^* \cdot \frac{A_{s,prov}}{A_{s,rqd}}$$

Osnovna sidrna dolžina za polno izkoriščeno rebrasto armaturno palico premera $\Phi 9$ mm iz jekla kvalitete S500 pri dobrih pogojih sidranja znaša $l_{b,rqd} = 33$ cm.

Izraz za projektno sidrno dolžino vzdolžne armature l_{bd} je določen kot:

$$l_{bd} = \alpha_1 \cdot \alpha_2 \cdot \alpha_3 \cdot \alpha_4 \cdot \alpha_5 \cdot l_{b,rqd} = 1,0 \cdot 1,0 \cdot 1,0 \cdot 1,0 \cdot 1,0 \cdot 33\text{cm} = 33\text{cm},$$

kjer smo se odločili za poenostavitev in izbrali za vse koeficiente vrednost 1,0, pri čemer je izpolnjen tudi dodatni pogoj $\alpha_1 \cdot \alpha_3 \cdot \alpha_5 = 1,0 \geq 0,7$.

Koeficienti α_1 do α_5 v zgornjem izrazu zajemajo:

- vpliv oblike palic v področju sidranja (α_1),
- ugoden učinek prečnih tlačnih napetosti, ki jih zagotavlja beton z ustrezno debelino krovnega sloja (α_2),
- vpliv neprivarjenih (α_3) ali privarjenih prečnih palic (α_4),
- drugi vplivi (α_5).

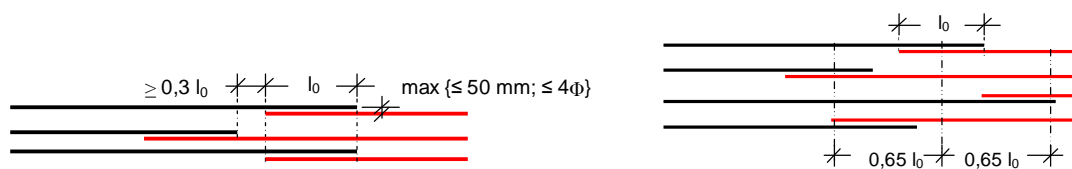
Evrokod standardi podajajo tudi izraz za minimalno sidrno dolžino palic v natezni coni:

$$l_{b,\min} = \max(0,3 \cdot l_{b,rqd}; 10\phi; 100\text{mm}) = \max(0,3 \cdot 330; 10 \cdot 9; 100) = 10\text{cm}$$

Stikovanje varjenih mrež, ki so varjene iz rebastih armaturnih palic, bomo izvajali s prekrivanjem v eni ravnini. Dolžino prekrivanja armaturnih mrež določimo z naslednjim izrazom:

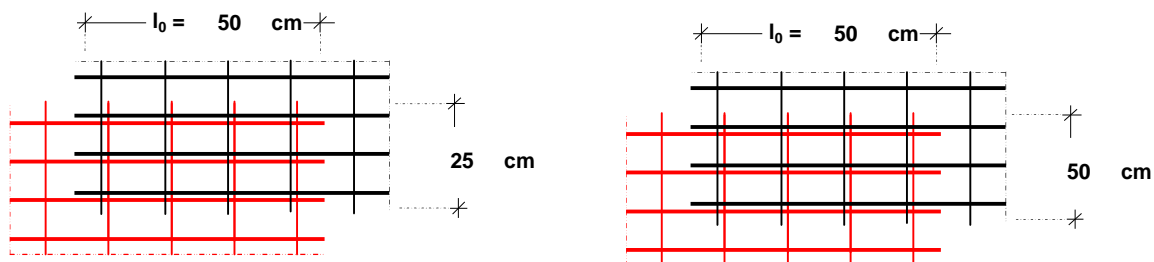
$$l_0 = \alpha_1 \cdot \alpha_2 \cdot \alpha_3 \cdot \alpha_4 \cdot \alpha_5 \cdot \alpha_6 \cdot l_{b,rqd} = 1,0 \cdot 1,0 \cdot 1,0 \cdot 1,0 \cdot 1,0 \cdot 1,5 \cdot 33\text{cm} = 50\text{cm},$$

kjer je koeficient α_6 odvisen od deleža s prekrivanjem stikovanih palic glede na celoten prerez armature znotraj območja, dolgega po $0,65l_0$ na vsako stran od sredine obravnavanega prekrivanja (slika 3-5 b)). V našem primeru je prekrivanje palic večje kot 50%, zato znaša koeficient $\alpha_6 = 1,5$.



a) prekrivanje in zamik prekrivanja palic b) delež s prekrivanjem stikovanih palic v območju stikovanja

Slika 3-5: Prekrivanje armaturnih mrež

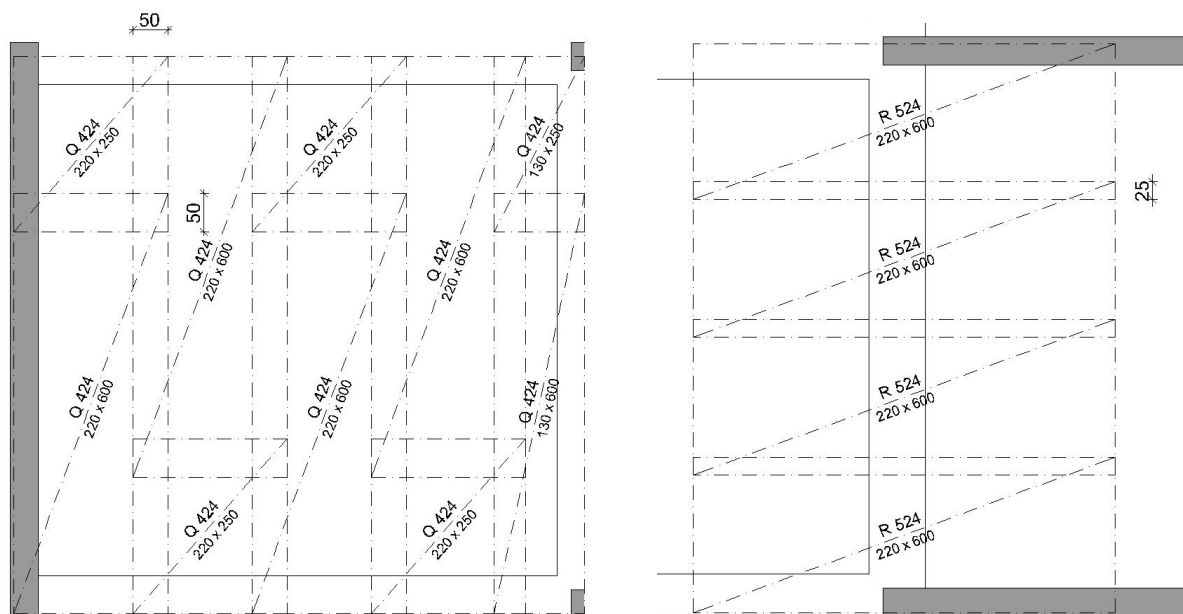


a) armaturne mreže tipa R-524 in R-785 b) armaturne mreže tipa Q-402

Slika 3-6: Dolžine preklapov uporabljenih armaturnih mrež tipov R in Q

3.1.5.2 Armaturni načrti

Armaturni načrti spodnje in zgornje armature v etažni AB plošči so priloženi v prilogah k diplomski nalogi A in B. Na sliki 3-7 je prikazan izsek iz armaturnega načrta spodnje armature v polju A1-B2 in zgornje armature nad nosilcem A2-B2.



a) Spodnja armatura v polju A1-B2 b) zgornja armatura nad nosilcem A2-B2

Slika 3-7: Izsek armaturnega načrta razporeditve spodnje in zgornje armature v plošči

3.2 Armiranobetonski etažni nosilci

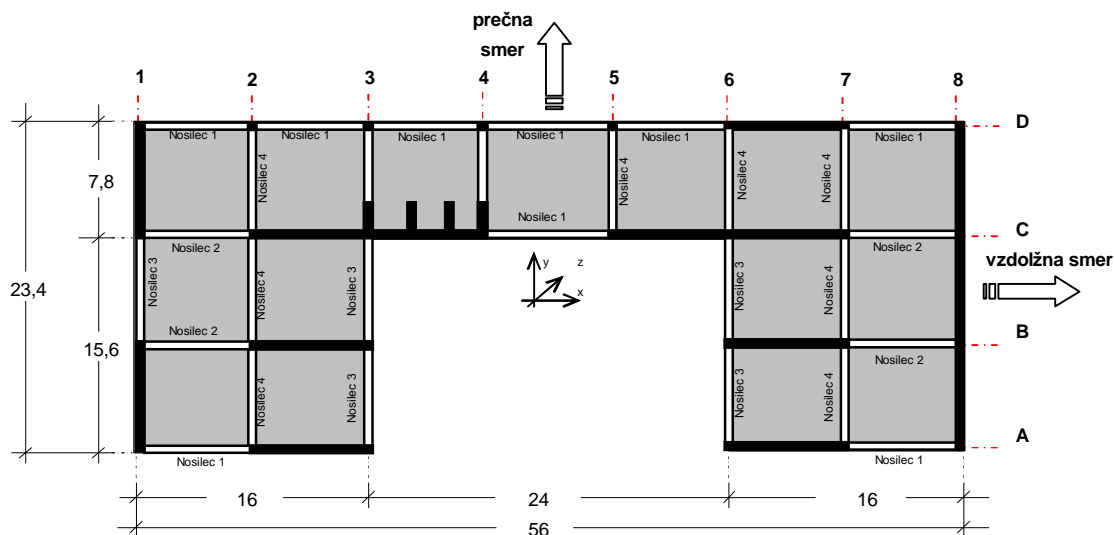
Pri dimenzioniranju etažnih armiranobetonskih nosilcev smo upoštevali samo vertikalno obtežbo na nosilne elemente, kajti okvir v osi D1-D6 smo klasificirali kot sekundarno nosilno konstrukcijo. Za sekundarni okvir smo preverili, če prenese horizontalne pomike primarne nosilne konstrukcije (poglavje 3.3), ki izvirajo iz potresne obtežbe.

Armiranobetonske nosilce smo razvrstili v štiri skupine, v odvisnosti od geometrijskih karakteristik in velikosti obremenitev, ki jih posamezni nosilec prevzame. V nadaljevanju smo prikazali postopek dimenzioniranja tipičnega nosilca v osi B1-B2 (slika 3-8). V prilogi C k diplomski nalogi je prikazan armaturni načrt AB nosilca B1-B2.

3.2.1 Geometrijske karakteristike etažnih nosilcev

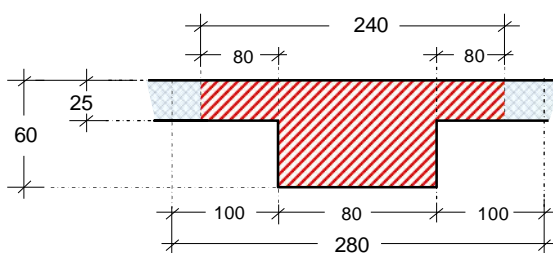
V poglavju 2.1.1 smo spregovorili o razlogih za izbiro dimenzij etažnih nosilcev. Pri upogibni nosilnosti betonskega prereza ima največji pomen statična višina prereza, medtem ko k strižni nosilnosti pripomore tudi širina betonskega prereza. Pri dimenzioniranju nosilca na upogibno

nosilnost nismo imeli težav s količino armature in njeno razporeditvijo po prerezu. Težave so se pojavile pri dimenzioniranju na prečno obremenitev, zato smo se odločili, da povečamo širino betonskega prereza. Višine nosilcev nismo smeli povečevati zaradi arhitektove zahteve glede svetle etažne višine poslovne stavbe.



Slika 3-8: Oznake AB nosilcev, ki smo jih združili v štiri različne skupine

Pri dimenzioniranju prereza armiranobetonskega etažnega nosilca na osno-upogibno nosilnost smo upoštevali sodelujočo širino pasnice (slika 3-9), ki smo jo določili po postopku, določenem v členu 5.3.2.1 standarda SIST EN 1992-1-1:2004.



Slika 3-9: Dimenzije AB nosilca in širine sodelujočih pasnic AB plošče

$$b_{eff} = \sum b_{eff,i} + b_w = 80cm + 80cm + 80cm = 240cm$$

$$b_{eff,1} = \min\{0,2 \cdot b_i + 0,1 \cdot L_0; 0,2 \cdot L_0\} = \min\{0,2 \cdot 100 + 0,1 \cdot 600; 0,2 \cdot 600\} = 80cm$$

$$b_{eff,2} = \min\{0,2 \cdot b_i + 0,1 \cdot L_0; 0,2 \cdot L_0\} = \min\{0,2 \cdot 100 + 0,1 \cdot 600; 0,2 \cdot 600\} = 80cm,$$

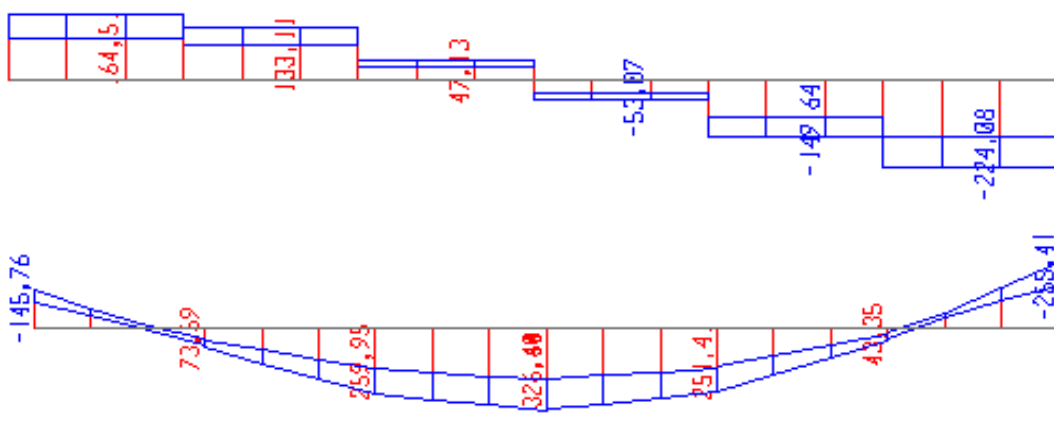
kjer je L_0 razdalja med momentnima ničelnima točkama.

3.2.2 Razporeditev spremenljive obtežbe in kombinacija vplivov za mejno stanje nosilnosti

Vplive spremenljive obtežbe v nosilcih smo določili z istimi shematskimi razporeditvami, kot smo jih določili za dimenzioniranje etažnih AB plošč (poglavje 3.1.1). Spremenljivo obtežbo smo razporedili po posameznih poljih pritlične etažne plošče na načine, ki zajemajo vse najbolj neugodne obtežne primere, ter tako dobili minimalne oziroma maksimalne vrednosti notranjih statičnih količin v etažnih nosilcih. Razporeditev spremenljive obtežbe po etažni plošči na sliki 3-2 b je merodajna za določitev potrebne armature v etažnih nosilcih A2-B2, C2-D2 in C5-D5. Za dimenzioniranje smo uporabili iste kombinacije vplivov kot v poglavju 3.1.2 pri AB ploščah.

3.2.3 Notranje statične količine v etažnih AB nosilcih

Na sliki 3-10 so prikazane ovojnice projektnih prečnih sil in upogibnih momentov za mejno stanje nosilnosti v AB etažnem nosilcu A2-B2.



Slika 3-10: Ovojnice projektnih strižnih sil V_{sd} in upogibnih momentov M_{sd} v nosilcu A2-B2

V polju nosilca A2-B2 znaša upogibni moment zaradi lastne in stalne obtežbe $M_g = 154,83$ kNm ter moment zaradi spremenljive obtežbe $M_q = 78,35$ kNm. Projektni upogibni moment, ki ga dobimo s kombinacijo osnovnih obtežnih primerov, znaša:

$$M_{sd} = 1,35 \cdot 154,83 \text{ kNm} + 1,5 \cdot 78,35 \text{ kNm} = 326,55 \text{ kNm}$$

Za isti nosilec znaša karakteristična strižna sila zaradi lastne in stalne obtežbe $V_g = 107,63$ kN ter zaradi spremenljive obtežbe $V_q = 52,52$ kN. Projektna strižna sila znaša:

$$V_{sd} = 1,35 \cdot 107,63 \text{ kN} + 1,5 \cdot 52,52 \text{ kN} = 224,08 \text{ kN}$$

3.2.4 Dimenzioniranje AB nosilcev

3.2.4.1 Zahteve glede minimalnega armiranja AB nosilcev

Zahteve po minimalnem prerezu vzdolžne armature v AB nosilcih so določene v členu 9.2 standarda SIST EN 1992-1-1:2004 z naslednjima izrazoma:

$$A_{s,\min} = 0,26 \cdot b \cdot d_1 \cdot f_{ctm} / f_{yk} = 0,26 \cdot 80 \cdot 55,8 \cdot 0,29 / 43,48 = 6,73 \text{ cm}^2$$

$$A_{s,\min} = 0,0013 \cdot b \cdot d_1 = 0,0013 \cdot 80 \cdot 55,8 = 5,80 \text{ cm}^2,$$

kjer je f_{ctm} natezna trdnost betona, f_{yk} karakteristična meja elastičnosti armature, b širina in d_1 statična višina betonskega prereza elementa. Po zahtevah za minimalno armiranje AB nosilcev je le-te potrebno armirati vsaj s 5 rebrastimi armaturnimi palicami $\Phi 14$ mm.

Ravno tako kot za vzdolžno armaturo podajajo Evrokodi tudi zahteve za minimalno strižno armaturo, s katero moramo armirati AB nosilce. Minimalna stopnja strižnega armiranja je določena v členu 9.2.2 standarda SIST EN 1992-1-1:2004 z izrazoma:

$$\rho_{w,\min} = (0,08 \cdot \sqrt{f_{ck}}) / f_{yk} = 0,00088$$

$$A_{sw,\min} / s = \rho_{w,\min} \cdot b_w = 0,00088 \cdot 80 = 7,01 \text{ cm}^2 / \text{m},$$

kjer je s razdalja med posameznimi stremeni armature. Minimalna strižna armatura, ki jo moramo namestiti v nosilec, mora znašati vsaj 4 strižna stremena $\Phi 8/20$ cm.

Z dimenzioniranjem betonskega prereza nosilca smo ugotovili, da minimalna količina armature ne zadošča in zato rebraste armaturne palice $\Phi 14$ mm nadomestimo s palicami $\Phi 16$ mm.

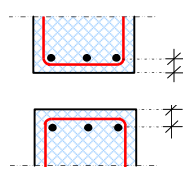
Za izbrane rebraste armaturne palice določimo krovni sloj betona, skladno s členom 4.4.1 standarda SIST EN 1992-1-1:2004:

$$c_{nom} = c_{min} + \Delta c_{dev} = 1,6 + 1,0 = 2,6 \text{ cm}$$

$$c_{min} = \max\{c_{min,b}; c_{min,dur} + \Delta c_{dur,\gamma} - \Delta c_{dur,st} - \Delta c_{dur,add}; 10 \text{ mm}\} = \max\{16; 10 + 0 - 0 - 0; 10 \text{ mm}\} = 1,6 \text{ cm}$$

Pomen koeficientov v zgornjih izrazih smo razložili že v poglavju 3.1.4.1.

Na sliki 3-11 so za rebraste armaturne palice premera $\Phi 16 \text{ mm}$ prikazane razdalje težišč vzdolžne armature od roba betonskega prereza.



$a_{pot,1} = c_{nom,1} + \Phi_s + \Phi_{vzd} / 2 = 4,2 \text{ cm}$	\rightarrow	$d_1 = 55,8 \text{ cm}$
$a_{h,min} = a_{v,min} \geq \max(\Phi; d_g + 5 \text{ mm}; 20 \text{ mm}) = 2,1 \text{ cm}$		
$a_{pot,2} = c_{nom,2} + \Phi_s + \Phi_{vzd} / 2 = 4,2 \text{ cm}$	\rightarrow	$d_2 = 55,8 \text{ cm}$
$a_{h,min} = a_{v,min} \geq \max(\Phi; d_g + 5 \text{ mm}; 20 \text{ mm}) = 2,1 \text{ cm}$		

Slika 3-11: Položaj težišča rebrastih armaturnih palic $\Phi 16 \text{ mm}$

3.2.4.2 Kontrola osno-upogibne nosilnosti AB nosilca A2-B2

Etažni AB nosilec A2-B2 smo dimenzionirali s pomočjo tabel za dimenzioniranje enojno in dvojno armiranih prerezov pravokotne oblike pri osno-upogibni obremenitvi z veliko ekscentričnostjo osne sile. Naprej izračunamo potrebno upogibno armaturo v polju nosilca, ki znaša:

$$k_d = M_{sd} / (b_{eff} \cdot d_1^2 \cdot f_{cd}) = 326,5 \cdot 100 / (240 \cdot 55,8^2 \cdot 2,0) = 0,022$$

$$k_s = 1,033$$

$$A_s = M_{sd} / (d_1 \cdot f_{yd}) = 326,5 \cdot 100 / (55,8 \cdot 43,48) = 13,90 \text{ cm}^2$$

$$A_{s,dej} = 13,90 \text{ cm}^2 / m > A_{s,min} = 6,73 \text{ cm}^2 / m$$

Določimo potrebno armaturo nad podporami nosilca:

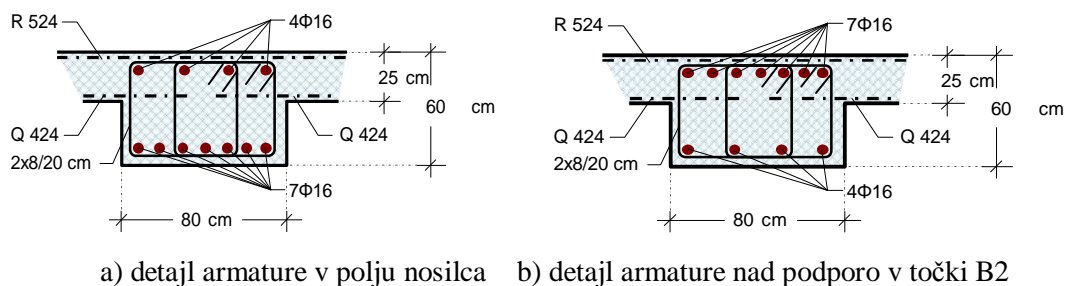
$$k_d = M_{sd} / (100 \cdot d_2^2 \cdot f_{cd}) = 255,4 \cdot 100 / (80 \cdot 55,8^2 \cdot 2,0) = 0,051$$

$$k_s = 1,039$$

$$A_s = M_{sd} / (d_2 \cdot f_{yd}) = 255,4 \cdot 100 / (55,8 \cdot 43,48) = 13,51 \text{ cm}^2$$

$$A_{s,dej} = 13,51 \text{ cm}^2 / m > A_{s,min} = 6,73 \text{ cm}^2 / m$$

Pri konstruiranju armaturnih palic v nosilcu se stremi k temu, da se način armiranja elementov čimbolj poenostavi, zato smo se zaradi podobnih potrebnih prereзов upogibne armature v polju in nad podporama nosilca odločili, da bomo nosilec A2-B2 armirali s 7 palicami $\Phi 16$ mm v zgornji in spodnji coni (slika 3-12).



a) detajl armature v polju nosilca b) detajl armature nad podporo v točki B2

Slika 3-12: Detajl armiranja nosilca A2-B2

3.2.4.3 Kontrola strižne nosilnosti nosilca nad podporami

Strižno nosilnost AB nosilca smo določili v skladu s členom 6.2 standarda SIST EN 1992-1-1:2004. Najprej smo določili strižno nosilnost betonskega prereza brez dodane prečne armature $V_{Rd,c}$, v skladu s členom 6.2.2(1) standarda SIST EN 1992-1-1:2004.

$$V_{Rd,c} = \max \left\{ \begin{array}{l} (C_{Rd,c} \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_l \cdot f_{ck})^{1/3} + k_1 \cdot \sigma_{cp}) \cdot b_w \cdot d = \\ (v_{\min} + k_1 \cdot \sigma_{cp}) \cdot b_w \cdot d \end{array} \right.$$

$$V_{Rd,c} = \max \left\{ \begin{array}{l} (0,12 \cdot 1,60 \cdot (100 \cdot 0,0032 \cdot 30 \text{MPa})^{1/3} + 0,15 \cdot 0,0 \text{MPa}) \cdot 800 \text{mm} \cdot 558 \text{mm} = 181,11 \text{kN} \\ (0,39 \text{MPa} + 0,15 \cdot 0,0 \text{MPa}) \cdot 800 \text{mm} \cdot 558 \text{mm} = 172,98 \text{kN} \end{array} \right.$$

$$V_{Rd,c} = 181,11 \text{kN} < V_{Rd,s} = 224,08 \text{kN}$$

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

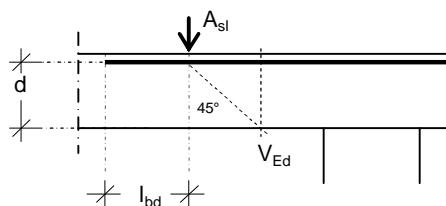
$$k = 1 + \sqrt{\frac{200}{d[\text{mm}]}} = 1 + \sqrt{\frac{200}{558}} = 1,60 < 2$$

$$\sigma_{cp} = \frac{N_{Ed}}{A_c} = \frac{0 \text{kN}}{800 \text{mm} \cdot 600 \text{mm}} = 0,0 \text{MPa} < 0,2 \cdot f_{cd} = 0,2 \cdot 20 \text{MPa} = 4 \text{MPa}$$

$$\rho_l = \frac{A_{sl}}{b_w \cdot d} = \frac{14,07 \text{cm}^2}{80 \text{cm} \cdot 55,8 \text{cm}} = 0,0032 < 0,02$$

$$k_1 = 0,15$$

$$v_{\min} = 0,035 \cdot k^{1,5} \cdot f_{ck}^{0,5} = 0,035 \cdot 1,60^{1,5} \cdot 30^{0,5} = 0,39 \text{MPa}$$



Slika 3-13: Količina vzdolžne armature, ki sodeluje pri prevzemu strižnih sil

V celotnem področju, kjer projektne strižne sile prekoračijo strižno nosilnost betonskega prereza brez strižne armature, moramo prevzeti celotno strižno silo s strižno armaturo, ki jo v ta namen namestimo v prerez nosilca (SIST EN 1992-1-1:2004 6.2.3). Potrebna strižna armatura znaša:

$$A_{sw} / s = V_{Rd,s} / (0,9 \cdot d_2 \cdot f_{ywd}) = 224,1 / (0,9 \cdot 558 \cdot 43,47) = 10,26 \text{ cm}^2 / \text{m}$$

Pri določitvi minimalne strižne armature v nosilcu smo izbrali 4 strižna stremena $\Phi 8/20$ cm, kar ustreza tudi računsko potrebni strižni armaturi v obravnavanem prerezu nosilca.

Določimo še nosilnost betonske diagonale $V_{Rd,max}$:

$$V_{Rd,max} = \frac{1}{2} \cdot 0,9 \cdot d_2 \cdot b_w \cdot v_1 \cdot f_{cd} = \frac{1}{2} \cdot 0,9 \cdot 55,8 \cdot 800 \cdot 0,53 \cdot 20 = 2121 \text{ kN} > V_{Rd,s} = 224,08 \text{ kN}$$
$$v_1 = 0,6 \cdot (1 - f_{ck} / 250) = 0,6 \cdot (1 - 30 / 250) = 0,53$$

ki je večja od strižne obremenitve betonskega prereza AB nosilca.

3.2.5 Izračun povosov nosilca A2-B2 v mejnem stanju uporabnosti

V okviru mejnega stanja uporabnosti smo preverili velikost povosov v polju nosilca A2-B2. Izgled in splošna uporabnost konstrukcije sta v skladu s členom 7.4.1(4) standarda SIST EN 1992-1-1:2004 ustrezna, če računski povos elementa pod vplivom navidezno stalne obtežbe ne preseže 1/250 razpetine. V skladu s členom 7.4.1 (6) standarda SIST EN 1992-1-1:2004 lahko mejno stanje povosov dokažemo z omejitvijo razmerja med razpetino in statično višino prereza ali s primerjavo izračunanega povosa v skladu z mejno vrednostjo.

3.2.5.1 Dokaz povesov z uporabo alternativnih pravil

Mejno razmerje med statično višino in razpetino se določi v odvisnosti od nivoja zahtevane stopnje armiranja ρ prereza v polju, v skladu s členom 7.4.2 (2) standarda SIST EN 1992-1-1:2004:

$$l/d = K \left[11 + 1,5\sqrt{f_{ck}} \frac{\rho_0}{\rho} + 3,2\sqrt{f_{ck}} \cdot \left(\frac{\rho_0}{\rho} - 1 \right)^{3/2} \right], \text{ če je } \rho \leq \rho_0$$

$$l/d = 1,3 \cdot \left[11 + 1,5\sqrt{30} \frac{0,0055}{0,0031} + 3,2\sqrt{30} \cdot \left(\frac{0,0055}{0,0031} - 1 \right)^{3/2} \right] = 31,25$$

Zgornji izraz je izpeljan na podlagi predpostavke, da je napetost jekla pod vplivom ustrezne projektne obtežbe v mejnem stanju uporabnosti in ob upoštevanju razpokanega prereza v sredini razpona nosilca, ki je enak 310 MPa, kar ustreza jeklu s karakteristično mejo elastičnosti $f_{yk} = 500$ MPa. V izrazu je f_{ck} karakteristična tlačna trdnost betona v MPa in K faktor, ki upošteva vpliv različnih statičnih sistemov. V obravnavanem primeru smo upoštevali končno polje neprekinjenega nosilca, pri katerem ima faktor K vrednost 1,3.

Referenčno razmerje armiranja ρ_0 za kvaliteto uporabljenega betona C30/37 znaša:

$$\rho_0 = \sqrt{f_{ck}} \cdot 10^{-3} = \sqrt{30} \cdot 10^{-3} = 0,0055$$

Zahtevana stopnja armiranja ρ z natezno armaturo v sredini razpetine, ki je potrebna za prevzem momenta zaradi projektnih obtežb, znaša:

$$\rho = A_{s,req} / (b_w \cdot d) = 13,90 / (80 \cdot 55,8) = 0,0031$$

Ker v AB nosilcu ni potrebna tlačna armatura na sredini razpetine nosilca, znaša zahtevana stopnja armiranja s tlačno armaturo $\rho' = 0$.

Potrebno je narediti še dodatne korekcije osnovne meje razmerja l/d . Razmerje med širino pasnice in širino reber je enako $b_{eff}/b_w = 3$, zato je potrebno osnovno vrednost razmerja l/d pomnožiti s faktorjem 0,8. Ker znaša razpetina nosilca 8,2 m in je večja od 7 m, je potrebno osnovno razmerje l/d pomnožiti še s faktorjem $7/l_{eff} = 7/8,2 \text{ m} = 0,85$.

Končno mejno razmerje med statično višino in razpetino potem znaša:

$$l/d = 31,25 \cdot 0,8 \cdot 0,85 = 21,34 > l_{eff}/d = 8,20/0,558 = 14,7$$

Ugotovili smo, da je armiranobetonski nosilec dimenzioniran tako, da ustreza omejitvam razmerja med razpetino in statično višino betonskega prereza, zato lahko zaključimo, da povesi ne presegajo omejitev, navedenih v točkah 7.4.1 (4) in (5) standarda SIST EN 1992-1-1: 2004, in posledično ni potrebno narediti natančnejše računske kontrole povosov nosilca.

3.2.6 Armaturni načrti

3.2.6.1 Zahteve glede preklapov armaturnih palic

V poglavju 8.7 standarda SIST EN 1992-1-1:2004 so podane zahteve glede dolžine sidranj in prekrivanja pri stikovanju posameznih armaturnih palic. Sidranje armaturnih palic mora zagotoviti varen prenos njihovih sil na beton in preprečiti vzdolžno razpokanje ter cepljenje elementa. Osnovna sidrna dolžina ravne rebraste armaturne palice je določena z izrazom:

$$l_{b,rqd} = \frac{\phi}{4} \cdot \frac{\sigma_{sd}}{f_{bd}},$$

pri čemer je σ_{sd} projektna napetost armature v mejnem stanju nosilnosti na mestu, od katerega merimo sidrno dolžino, in f_{bd} sprijemna napetost. Izraz lahko zapišemo tudi s pomočjo osnovne sidrne dolžine $l_{b,rqd}^*$ polno izkoriščene palice, pri kateri velja $\sigma_{sd} = f_{yd}$, ter s pomočjo razmerja prereza dejansko nameščene armature $A_{s,prov}$ in prereza računsko potrebne armature $A_{s,rqd}$:

$$l_{b,rqd} = l_{b,rqd}^* \cdot \frac{\sigma_{sd}}{f_{yd}} = l_{b,rqd}^* \cdot \frac{A_{s,prov}}{A_{s,rqd}}$$

Osnovna sidrna dolžina za spodnjo polno izkoriščeno rebrasto armaturno palico premera $\Phi 16$ mm iz jekla kvalitete S500 pri dobrih pogojih sidranja znaša $l_{b,rqd} = 58$ cm. Izraz za projektno sidrno dolžino vzdolžne armature elementov betonskih konstrukcij l_{bd} je potem določen kot:

$$l_{bd} = \alpha_1 \cdot \alpha_2 \cdot \alpha_3 \cdot \alpha_4 \cdot \alpha_5 \cdot l_{b,rqd} = 1,0 \cdot 1,0 \cdot 1,0 \cdot 1,0 \cdot 1,0 \cdot 58\text{cm} = 58\text{cm},$$

pri čemer je izpolnjen tudi dodatni pogoj $\alpha_1 \cdot \alpha_3 \cdot \alpha_5 = 1,0 \geq 0,7$

Medtem osnovna sidrna dolžina za zgornjo polno izkoriščeno rebrasto armaturno palico premera $\Phi 16$ mm iz jekla kvalitete S500 pri slabih pogojih sidranja znaša $l_{b,rqd} = 83$ cm. Izraz za projektno sidrno dolžino vzdolžne armature elementov betonskih konstrukcij l_{bd} je potem določen kot:

$$l_{bd} = \alpha_1 \cdot \alpha_2 \cdot \alpha_3 \cdot \alpha_4 \cdot \alpha_5 \cdot l_{b,rqd} = 1,0 \cdot 1,0 \cdot 1,0 \cdot 1,0 \cdot 1,0 \cdot 83 \text{ cm} = 83 \text{ cm},$$

pri čemer je izpolnjen tudi dodatni pogoj $\alpha_1 \cdot \alpha_3 \cdot \alpha_5 = 1,0 \geq 0,7$

Koeficienta α_1 do α_5 v zgornjem izrazu smo obrazložili v poglavju 3.1.5.1. V našem primeru smo se odločili za poenostavitev in izbrali za vse koeficiente vrednost 1,0.

Za sidrno dolžino polno izkoriščene palice pri dobrih pogojih sidranja smo izbrali dolžino $l_{bd} = 60$ cm ter za sidrno dolžino polno izkoriščene palice pri slabih pogojih sidranja dolžino $l_{bd} = 90$ cm.

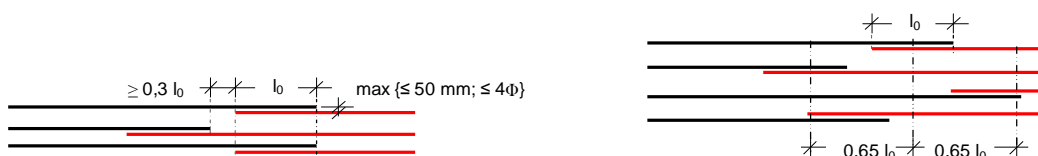
Evrokod standardi podajajo tudi izraz za minimalno sidrno dolžino palic v natezni coni:

$$l_{b,\min} = \max(0,3 \cdot l_{b,rqd}; 10\phi; 100 \text{ mm}) = \max(0,3 \cdot 580; 10 \cdot 16; 100) = 24,4 \text{ cm}$$

Stikovanje rebrastih armaturnih palic bomo izvajali s prekrivanjem v eni ravnini. Dolžino prekrivanja armaturnih palic določimo z izrazom:

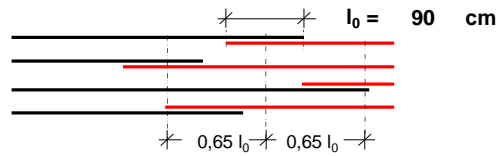
$$l_0 = \alpha_1 \cdot \alpha_2 \cdot \alpha_3 \cdot \alpha_4 \cdot \alpha_5 \cdot \alpha_6 \cdot l_{b,rqd} = 1,0 \cdot 1,0 \cdot 1,0 \cdot 1,0 \cdot 1,0 \cdot 1,5 \cdot 58 \text{ cm} = 87 \text{ cm},$$

kjer je koeficient α_6 odvisen od deleža s prekrivanjem stikovanih palic glede na celoten prerez armature znotraj območja, dolgega po $0,65l_0$ na vsako stran od sredine obravnavanega prekrivanja (slika 3-5 b)). V našem primeru je prekrivanje palic večje kot 50%, zato znaša koeficient $\alpha_6 = 1,5$. Izbrana dolžina prekrivanja znaša $l_0 = 90$ cm.



a) prekrivanje in zamik prekrivanja palic b) delež s prekrivanjem stikovanih palic

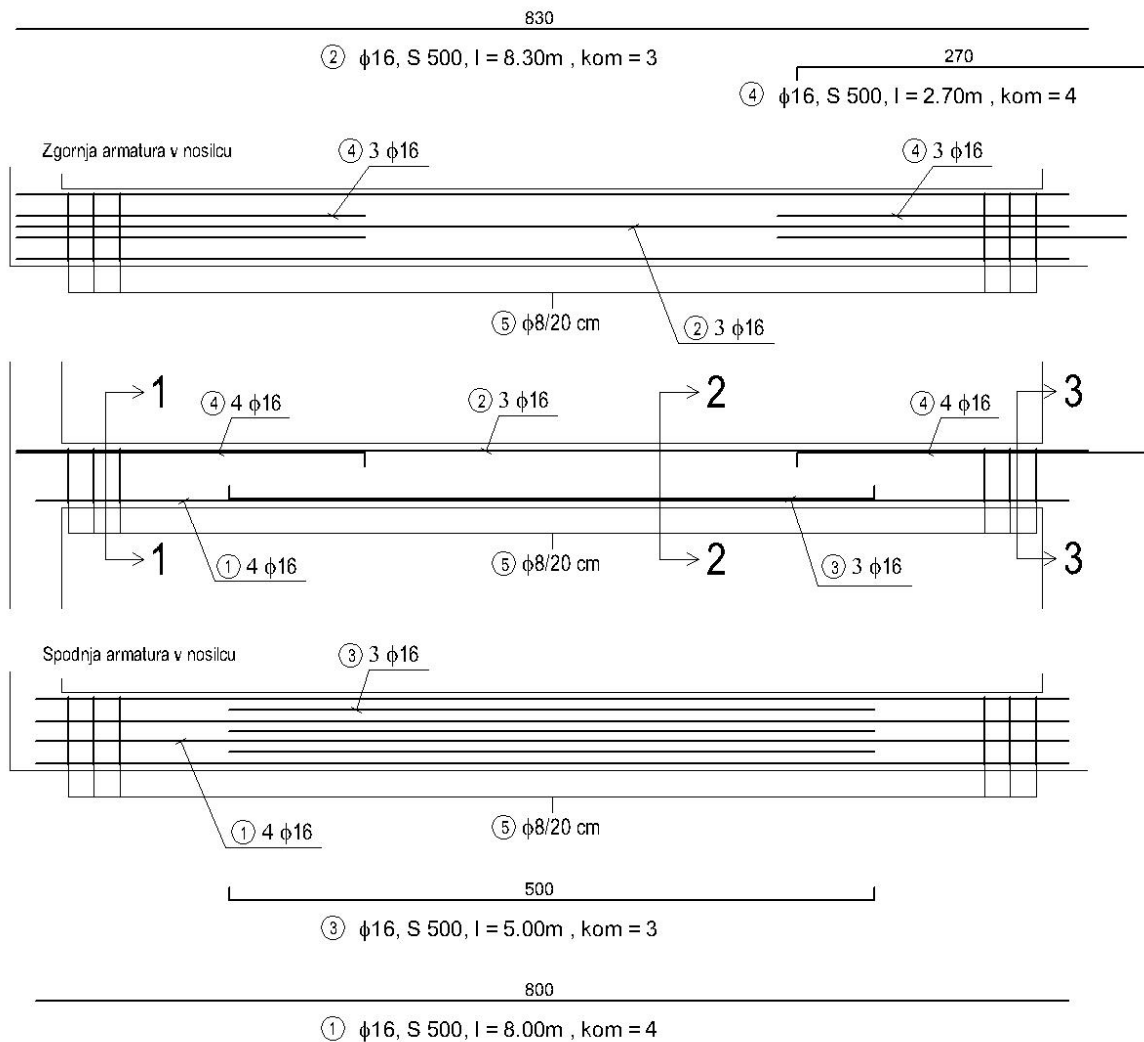
Slika 3-14: Prekrivanje ravnih rebrastih armaturnih palic

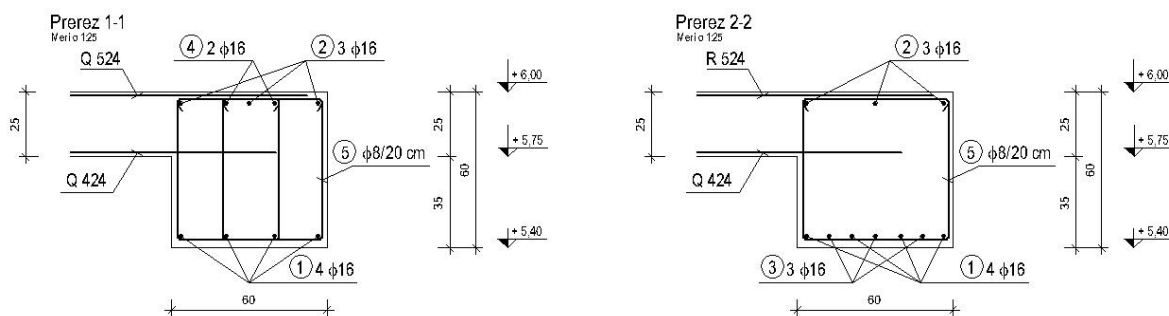


Slika 3-15: Dolžina preklopa za armaturne palice $\Phi 16 \text{ mm}$

3.2.6.2 Armaturni načrti

Armaturni načrti armiranobetonskih nosilcev so priloženi v prilogi k diplomski nalogi C. Na sliki 3-16 je prikazan izsek iz armaturnega načrta nosilca B1-B2.





Slika 3-16: Izsek armaturnega načrta AB nosilca B1-B2

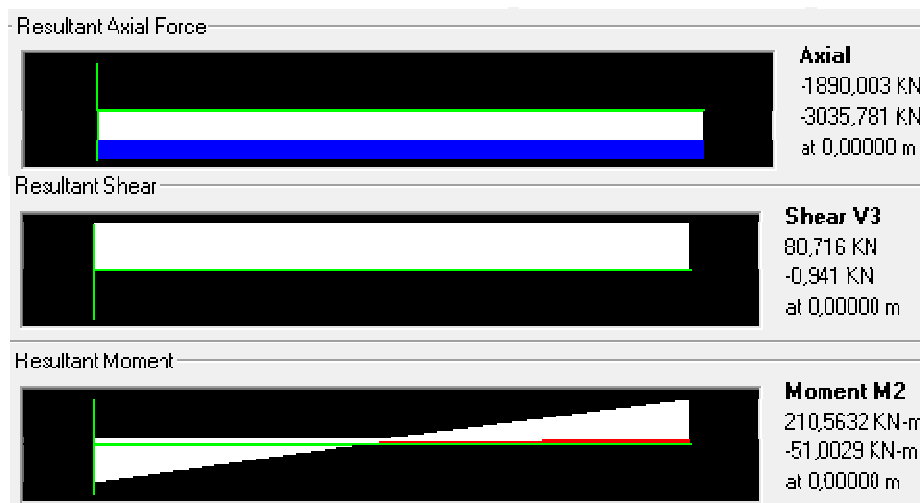
3.3 Sekundarni del nosilne konstrukcije

Pri AB okvirjih nas je zanimala predvsem smotrnost odločitve, da jih obravnavamo kot sekundarne nosilne elemente. Za obravnavano konstrukcijo smo ugotovili, da zaradi velike nosilnosti in togosti AB sten prevzame okvir le majhen delež obremenitve in posledično zadostuje že minimalna zahtevana armatura v elementih AB okvirja.

Za nosilne vertikalne elemente sekundarnega okvirja smo preverili, če prenesejo projektne pomike pri potresni obremenitvi. AB stebre smo dimenzionirali tako, da prenesejo celotno obremenitev v elastičnem območju. Projektne vrednosti notranjih sil v AB stebru D5, ki je najbolj obremenjen od potresne obtežbe, smo zato množili s faktorjem obnašanja q , ki za obravnavan konstrukcijo znaša 3,0 (poglavje 4.1.3).

3.3.1 Notranje statične količine v AB stebru D5 na mestu vpetja v kletno etažo

Na sliki 3-17 je prikazan izpis iz programa SAP200 projektne vrednosti vplivov v AB stebru D5, kjer so notranje sile od potresne obtežbe že pomnožene s faktorjem obnašanja $q = 3,0$.



Slika 3-17: Projektne notranje sile v stebri D5

3.3.2 Dimenzioniranje AB stebra D5

3.3.2.1 Zahteve glede minimalnega armiranja stebrov

Zahteve po minimalnem prerezu vzdolžne armature v AB stebrih so določene v členu 9.5.2 standarda SIST EN 1992-1-1:2004 in ustreznem Nacionalnem dodatku, ki podaja naslednji zahtevi:

$$A_{s,min} = 0,15 \cdot N_{Ed} / f_{yd} = 0,15 \cdot 1890 / 43,48 = 6,52 \text{ cm}^2$$

$$A_{s,min} = 0,003 \cdot A_c = 0,003 \cdot 45 \cdot 45 = 6,08 \text{ cm}^2$$

Pri tem je N_{Ed} projektna tlačna osna sila, f_{yd} projektna meja elastičnosti armature in A_c površina prereza elementa. Po teh zahtevah za minimalno armiranje AB stebrov moramo le-te armirati vsaj z 8 rebrastimi armaturnimi palicami premera $\Phi 12$ mm.

Ravno tako kot za minimalno vzdolžno armaturo podaja Evrokod standard v členu 9.5.2 (3) tudi zahteve glede maksimalnega prereza armature v prerezu, ki znaša:

$$A_{s,max} = 0,04 \cdot A_c = 0,04 \cdot 45 \cdot 45 = 81,0 \text{ cm}^2$$

Po zahtevah za maksimalno dovoljeno armiranje AB stebrov lahko le-te armiramo z največ 12 rebrastimi armaturnimi palicami $\Phi 28$ mm.

Za prečno armaturo je v členu 9.5.3 podana zahteva glede maksimalne razdalje med palicami prečne armature, s katero moramo armirati AB stebre. Dovoljene maksimalne razdalje med posamezni stremeni so določene z izrazom:

$$s_{cl,t \max} = \min\{20\phi_{vzd}; a_s; 400\text{mm}\} = \min\{20 \cdot 12; 450; 400\text{mm}\} = 24\text{cm},$$

kjer je potrebno neposredno pod in nad ploščo največjo dovoljeno razdaljo zmanjšati za faktor 0,6.

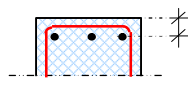
3.3.2.2 Kontrola osno-upogibne nosilnosti AB stebra D5

Za AB steber dimenzij $b/h = 45/45$ cm smo določili potrebni krovni sloj betona, če prerez armiramo z ravnimi rebrastimi armaturnimi palicami $\Phi 12\text{mm}$. Z naslednjim izrazom dobimo vrednost debeline krovne sloja betona:

$$c_{nom} = c_{min} + \Delta c_{dev} = 1,2 + 1,0 = 2,2\text{cm}$$

$$c_{min} = \max\{c_{min,b}; c_{min,dur} + \Delta c_{dur,\gamma} - \Delta c_{dur,st} - \Delta c_{dur,add}; 10\text{mm}\} = \\ = \max\{1,2; 10 + 0 - 0 - 0; 10\text{mm}\} = 1,2\text{cm}$$

Na sliki 3-18 so prikazane oddaljenosti težišč rebraste armature od roba betonskega prereza AB stebra.



$$a_{pot,2} = c_{nom,2} + \Phi_s + \Phi_{vzd} / 2 = 3,6 \text{ cm} \quad \rightarrow \quad d_2 = 56,4 \text{ cm}$$

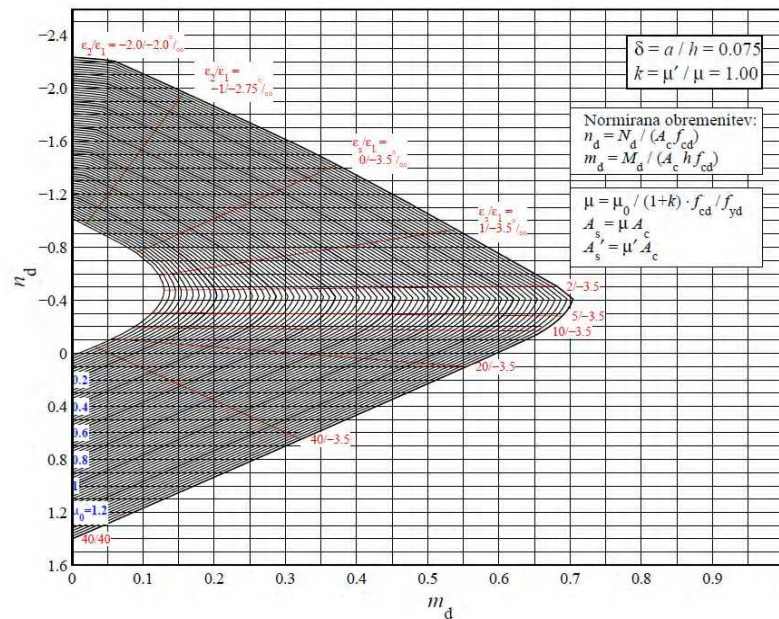
$$a_{h,min} = a_{v,min} \geq \max(\Phi; d_g + 5 \text{ mm}; 20 \text{ mm}) = 2,1 \text{ cm}$$

Slika 3-18: Oddaljenosti težišča armature od roba prereza v AB stebru

Steber D5 smo dimenzionirali s pomočjo interakcijskih diagramov mejne nosilnost pri enojno ekscentrični osni sili. AB steber armiramo s simetrično vzdolžno armaturo, kjer je razmerje $k = \mu' / \mu = 1,0$ ter razmerje med odmikom vzdolžne armature od roba betonskega prereza in višino betonskega prereza $\delta = a/h = 3,6/45 = 0,08$. Določimo še:

$$n_d = N_{sd} / (b \cdot h \cdot f_{cd}) = -1890 / (45 \cdot 45 \cdot 2,0) = -0,47$$

$$m_d = M_{sd} / (b \cdot h^2 \cdot f_{cd}) = 21000 / (45 \cdot 45^2 \cdot 2,0) = 0,12$$



Slika 3-19: Interakcijski diagram mejne nosilnosti prereza

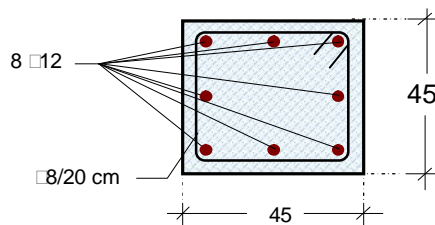
Iz interakcijskega diagrama mejne nosilnosti (slika 3-19) razberemo vrednost μ_0 , ki je v konkretnem primeru enaka 0, ter nato izračunamo potrebno količino armature v prerezu AB stebra D5.

$$\mu = \frac{\mu_0}{1+k} \cdot \frac{f_{cd}}{f_{yd}} = \frac{0,0}{1+0,5} \cdot \frac{2,0}{43,47} = 0,0$$

$$A_s = \mu \cdot A_c = 0,0 \cdot 45 \cdot 45 = 0,0 \text{ cm}$$

$$A'_s = \mu' \cdot A_c = 0,0 \cdot 45 \cdot 45 = 0,0 \text{ cm}$$

Ugotovimo, da prereza AB stebra ni potrebno dodatno armirati in da zadostuje že minimalna zahtevana armatura, ki jo predstavlja 8 rebrastimi armaturnih palic premera $\Phi 12$ mm (slika 3-20).



Slika 3-20: Detajl armiranja AB stebra D5

3.3.2.3 Kontrola strižne nosilnost AB stebra D5

Strižno nosilnost AB stebra smo določili v skladu s členom 6.2 standarda SIST EN 1992-1-1:2004. Najprej smo določili strižno nosilnost betonskega prereza brez dodatne strižne armature v skladu s členom 6.2.2(1) standarda SIST EN 1992-1-1:2004.

$$V_{Rd,c} = \max \left\{ \begin{array}{l} (C_{Rd,c} \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_l \cdot f_{ck})^{1/3} + k_1 \cdot \sigma_{cp}) \cdot b_w \cdot d = \\ (v_{\min} + k_1 \cdot \sigma_{cp}) \cdot b_w \cdot d \end{array} \right. =$$

$$V_{Rd,c} = \max \left\{ \begin{array}{l} (0,12 \cdot 1,70 \cdot (100 \cdot 0,002 \cdot 30MPa)^{1/3} + 0,15 \cdot 0,933MPa) \cdot 450mm \cdot 416mm = 99,54kN \\ (0,42MPa + 0,15 \cdot 0,933MPa) \cdot 450mm \cdot 416mm = 104,9kN \end{array} \right.$$

$$V_{Rd,c} = 181,11kN > V_{Ed} = 80,7kN$$

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

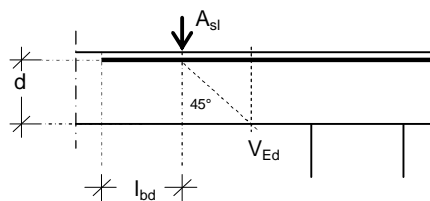
$$k = 1 + \sqrt{\frac{200}{d[mm]}} = 1 + \sqrt{\frac{200}{416}} = 1,70 < 2$$

$$\sigma_{cp} = \frac{N_{Ed}}{A_c} = \frac{1890kN}{450mm \cdot 450mm} = 0,933MPa < 0,2 \cdot f_{cd} = 0,2 \cdot 20MPa = 4MPa$$

$$\rho_l = \frac{A_{sl}}{b_w \cdot d} = \frac{4,52cm^2}{45cm \cdot 41,6cm} = 0,002 < 0,02$$

$$k_1 = 0,15$$

$$v_{\min} = 0,035 \cdot k^{1,5} \cdot f_{ck}^{0,5} = 0,035 \cdot 1,70^{1,5} \cdot 30^{0,5} = 0,42MPa$$



Slika 3-21: Količina vzdolžne armature, ki sodeluje pri prevzemu strižnih sil

Betonskega prereza AB stebra ni potrebno dodatno armirati s prečno armaturo, ker celotno prečno silo prenese betonski prerez. V steber namestimo le minimalno strižno armaturo $\Phi 8/20$ cm. Na mestu vpetja v klet in na nivoju etažnih plošč povečamo število strižnih stremen, in sicer zmanjšamo njihovo medsebojno razdaljo na 10 cm.

4 LINEARNA ANALIZA KONSTRUKCIJE NA VPLIVE POTRESNE OBTEŽBE Z MODALNO ANALIZO

Potres je s svojo jakostjo in nepredvidljivostjo eden izmed najmočnejših in najbolj uničujočih naravnih pojavov, ki ga ni mogoče zanesljivo napovedati. Trajanje in jakost potresa sta razmeroma nezanesljiva podatka, ki ju lahko z določeno natančnostjo ocenimo glede na značilnosti tektonskih prelomov na obravnavanem območju. Pojav potresa z določeno jakostjo za izbrano območje običajno ocenimo s povratnimi dobami. Osnovni cilj konstruiranja konstrukcij je preprečiti njihovo porušitev med potresom in s tem posledično zaščititi človeška življenja, ki bi bila lahko v tem primeru ogrožena. Poleg tega je potrebno omejiti škodo v predvidenih mejah. V zadnjem času se pri potresno varnem projektiranju uveljavljajo novi trendi, kako zmanjšati večje poškodbe konstrukcije in s tem povezane izgube (neposredni in posredni stroški), ki lahko nastanejo med potresom.

V potresnem inženirstvu se v zadnjih letih razvijajo nove metode projektiranja (metoda načrtovanja nosilnosti — angl. "capacity design", metoda projektiranja kontroliranega potresnega odziva — angl. "performance based design", ki nam omogočajo večji nadzor nad potresnim odzivom konstrukcij. S pomočjo teh metod lahko zagotovimo vnaprej predpisano obnašanje konstrukcije v skladu s pričakovanji (poškodbe, stroški) investitorja in slehernega uporabnika objekta. Osnovno načelo projektiranja nosilnih konstrukcij je, da se ob morebitnem močnem potresu obnašajo duktilno. Določila in pravila glede projektiranja na potresno ogroženih območjih so določena v standardu SIST EN 1998-1: 2005, ki dopolnjuje ostale osnovne Evrokode.

Nosilno konstrukcijo poslovne stavbe smo analizirali z modalno analizo s spektri odziva ob uporabi linearno elastičnega modela konstrukcije in projektne spektra pospeškov. Nosilno konstrukcijo smo uvrstili v stenasti konstrukcijski sistem in določili pripadajoči faktor obnašanja q . Zaradi izrazite oslabitve tlorisa poslovne stavbe smo preverili upravičenost predpostavke o togih etažnih ploščah.

4.1 Koncepti projektiranja

4.1.1 Sposobnost sipanja energije in razredi duktilnosti

Projektiranje potresnoodporne betonske stavbe mora konstrukciji zagotoviti ustrezno sposobnost sipanja energije brez znatne redukcije njene nosilnosti v vodoravni in navpični smeri, zato je potrebno pri potresni projektni situaciji zagotoviti ustrezno nosilnost vseh konstrukcijskih elementov, nelinearne deformacije v kritičnih območjih pa morajo biti primerne globalni duktilnosti, ki je bila predvidena v računih. Za obravnavani stenasti sistem je globalno duktilno obnašanje zagotovljeno, če področja ob vpetju sten izpolnjujejo zahtevano duktilno obnašanje.

Betonske stavbe, projektirane v skladu z zgornjimi zahtevami po SIST EN 1998-1:2005 in ustreznem Nacionalnem dodatku, uvrščamo glede na njihovo sposobnost sipanja histerezne energije v dve stopnji duktilnosti: srednjo stopnjo duktilnosti DCM in visoko stopnjo duktilnosti DCH. Obe stopnji ustrezata stavbam, ki so projektirane in dimenzionirane po posebnih določilih za potresnoodporne konstrukcije, ki omogočajo razvoj stabilnega mehanizma, povezanega z velikim sipanjem histerezne energije pri ciklični obtežbi, ne da bi pri tem nosilni konstrukcijski sistemi utrpeli krhke poškodbe.

4.1.2 Tip konstrukcijskega sistema

V skladu s členoma 5.1.2(1) in 5.2.2.1 Evrokod standarda smo ugotovili, da lahko obravnavani konstrukcijski sistem uvrstimo v stenasti konstrukcijski sistem (sistem nepovezanih konzolnih sten), saj tako navpično kot vodoravno obtežbo prenaša predvsem z navpičnimi AB stenami. Strižna nosilnost teh sten ob vpetju objekta v togo kletno ploščo pa je večja od 65% skupne strižne nosilnosti celotnega konstrukcijskega sistema.

Duktilna stena je vpeta tako, da je preprečena relativna rotacija med temeljem in ostalim konstrukcijskim sistemom ter projektirana in dimenzionirana na način, da lahko sipa energijo v območju upogibnega plastičnega členka, kjer tik nad vpetjem ni odprtini ali večjih prebojev.

4.1.3 Faktorji obnašanja za vodoravne potresne vplive

Odločili smo se za projektiranje duktilnih sten po srednji stopnji duktilnosti DCM. Po določitih člena 5.2.2.2(1)P se mora faktor obnašanja za vodoravne potresne vplive iz vrednotiti za vsako smer konstrukcije posebej, in sicer z izrazom:

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

kjer je q_0 osnovna vrednost faktorja obnašanja, ki je odvisna od tipa konstrukcijskega sistema in njegove pravilnosti po višini. Osnovne vrednosti faktorja obnašanja so podane v preglednici 5.1. Za obravnavani konstrukcijski sistem znaša $q_0 = 3,0$.

Faktor k_w predstavlja vrednost, ki upošteva prevladujoč način rušenja pri konstrukcijskih sistemih s stenami in smo ga določili po določitih člena 5.2.2.2(11)P kot:

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

kjer je α_0 prevladujoče razmerje med višino in dolžino sten v konstrukcijskem sistemu, ki ga je potrebno iz vrednotiti za vsako smer posebej.

$$\text{Smer x: } \alpha_0 = \sum h_{wi} / \sum l_{wi} = 182,0 / 72,0 = 2,53$$

$$k_w = (1 + \alpha_0) / 3 = (1 + 2,53) / 3 = 1,176 \geq 1 \rightarrow k_w = 1,0$$

$$\text{Smer x: } \alpha_0 = \sum h_{wi} / \sum l_{wi} = 98,0 / 48,6 = 2,01$$

$$k_w = (1 + \alpha_0) / 3 = (1 + 2,01) / 3 = 1,0 = 1 \rightarrow k_w = 1,0$$

4.1.4 Potresna obtežba in projektni spekter pospeškov

Potresna nevarnost je v standardu SIST EN 1998-1:2005 določena z referenčnimi vrednostmi maksimalnega pospeška a_{gR} na tleh tipa A in je določena v veljavni karti Potresne nevarnosti Slovenije, ki je navedena v Nacionalnem dodatku standarda SIST EN 1998-1:2005. V skladu s to karto je potrebno za območje Ljubljane upoštevati pospešek $a_{gR} = 0,25g$. V skladu s členom 3.2.1(3) smo določili projektni pospešek a_g na tleh tipa B (člen 3.1) kot:

$$a_g = \gamma_I \cdot a_{gR} = 1,0 \cdot 0,25g = 0,25g,$$

kjer je γ_I faktor pomembnosti, ki smo ga določili v skladu s členoma 4.2.5(4) in 4.3.5(5)P, in znaša 1,0, saj obravnavana stavba spada v II. kategorijo pomembnosti objektov.

Nosilno konstrukcijo poslovne stavbe smo analizirali z modalno analizo, upoštevajoč projektni spekter pospeškov, ki je definiran v členu 3.2.2.5. Sposobnost konstrukcijskega sistema, da prenaša potresne vplive v nelinearnem območju, v splošnem dovoljuje, da se pri projektiranju uporabljajo sile, ki so manjše od tistih, ki ustrezajo linearno elastičnemu odzivu. Sposobnost konstrukcije, da sipa energijo predvsem z duktilnim obnašanjem njenih elementov in/ali z drugimi mehanizmi, je upoštevana tako, da opravimo elastično analizo z zmanjšanim spektrom odziva in tako se pri projektiranju izognemo eksplicitni nelinearni analizi.

V skladu z opombo k 3.2.2.1(4) in 3.2.2.2(1) v Nacionalnem dodatku standarda SIST EN 1998-1:2005 smo upoštevali spekter 1 (slika 4-1) in parametre, ki opisujejo spekter pospeškov v skladu s preglednico 3.2. Karakteristični nihajni časi v spektru odziva znašajo $T_B = 0,15\text{s}$. $T_C = 0,5\text{s}$ in $T_D = 2,0\text{s}$ ter faktor tal $S = 1,2$.

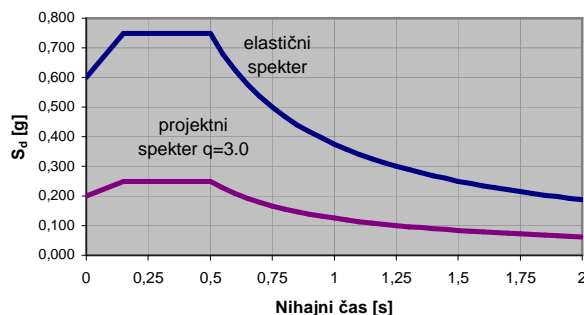
Za vodoravni komponenti potresnega vpliva je projektni spekter $S_d(T)$ definiran z izrazi:

$$0 \leq T \leq T_B : S_d(T) = a_g \cdot S \cdot \left[\frac{2}{3} + \frac{T}{T_B} \cdot \left(\frac{2.5}{q} - \frac{2}{3} \right) \right]$$

$$T_B \leq T \leq T_C : S_d(T) = a_g \cdot S \cdot \frac{2.5}{q}$$

$$T_C \leq T \leq T_D : S_d(T) = a_g \cdot S \cdot \frac{2.5}{q} \cdot \left[\frac{T_C}{T} \right]$$

$$T_D \leq T : S_d(T) = a_g \cdot S \cdot \frac{2.5}{q} \cdot \left[\frac{T_C T_D}{T^2} \right]$$



Slika 4-1: Elastični in projektni spekter za tip tal B pri projektne pospešku tal $a_g=0,25g$

4.1.5 Kombinacija učinkov komponent potresnega vpliva

Evrokod standard zahteva, da se upošteva istočasno delovanje potresnih obremenitev v obeh vodoravnih smereh nosilne konstrukcije, razen pri regularnih nosilnih konstrukcijah, kjer lahko uporabimo ravninske računske modele. Po določilih člena 4.3.3.5 lahko neodvisno izračunamo odziv za vsako vodoravno komponento posebej in pri tem uporabimo pravilo za kombinacijo vpliva posameznih nihajnih oblik s kompletno kvadratno kombinacijo, imenovano tudi CQC metodo. Maksimalno vrednost za vsak učinek potresnega vpliva na konstrukcijo bi lahko ocenili tudi po SRSS pravilu, kjer bi izračunali kvadratni koren vsote kvadratov odziva za obe vrednosti komponente, če bi bile vse nihajne oblike neodvisne, kar pomeni, da se bi njihovi nihajni časi razlikovali za več kot 10%.

Alternativno k prejšnjima načinoma lahko učinek potresnega vpliva zaradi kombinacije vodoravnih komponent potresnega vpliva izračunamo z naslednjima kombinacijama:

$$E_{dx} + 0,3 \cdot E_{dy}$$

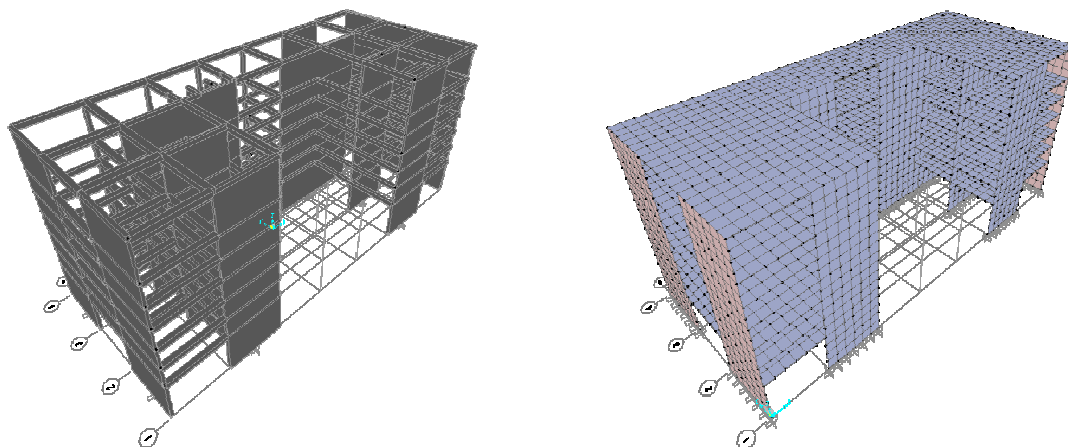
$$0,3 \cdot E_{dx} + E_{dy}$$

4.2 Računski model konstrukcije in linearna analiza

Po določilih člena 4.3.3 je referenčna metoda za analizo konstrukcij pri potresnih vplivih modalna analiza s spektri odziva ob uporabi linearno elastičnega modela konstrukcije in projektnega spektra pospeškov. V računskem modelu konstrukcije smo upoštevali vse ustrezne mase (poglavje 2.4) in togosti konstrukcijskih elementov. Pri analizi smo upoštevali, da bodo vsi elementi pri močni potresni obtežbi razpokali, zato smo v skladu s členoma

4.3.1(6) in 4.3.1 (7) v računu upoštevali polovične vrednosti vztrajnostnih momentov in strižnih prerezov, ki pripadajo ustreznim nerazpokanim prerezom.

Konstrukcijo smo analizirali s pomočjo prostorskega modela konstrukcije v računalniškem programu SAP 2000, ki analizira konstrukcije po metodi končnih elementov. Pri tem smo predpostavili, da so vsi nosilni vertikalni elementi med sabo povezani z etažnimi AB ploščami, ki so neskončno toge v svoji ravnini. Vse nosilne konstrukcijske elemente smo modelirali kot linijske končne elemente (slika 4-2 a). Vzporedno smo model z linijskimi elementi kontrolirali tudi z modelom, kjer smo za nosilne elemente konstrukcije uporabili ploskovne elemente (slika 4-2 b).



a) model z linijskimi končnimi elementi b) model s ploskovnimi končnimi elementi

Slika 4-2: Računska modela stenaste konstrukcije

4.2.1 Predpostavka o togih vodoravnih diafragmah

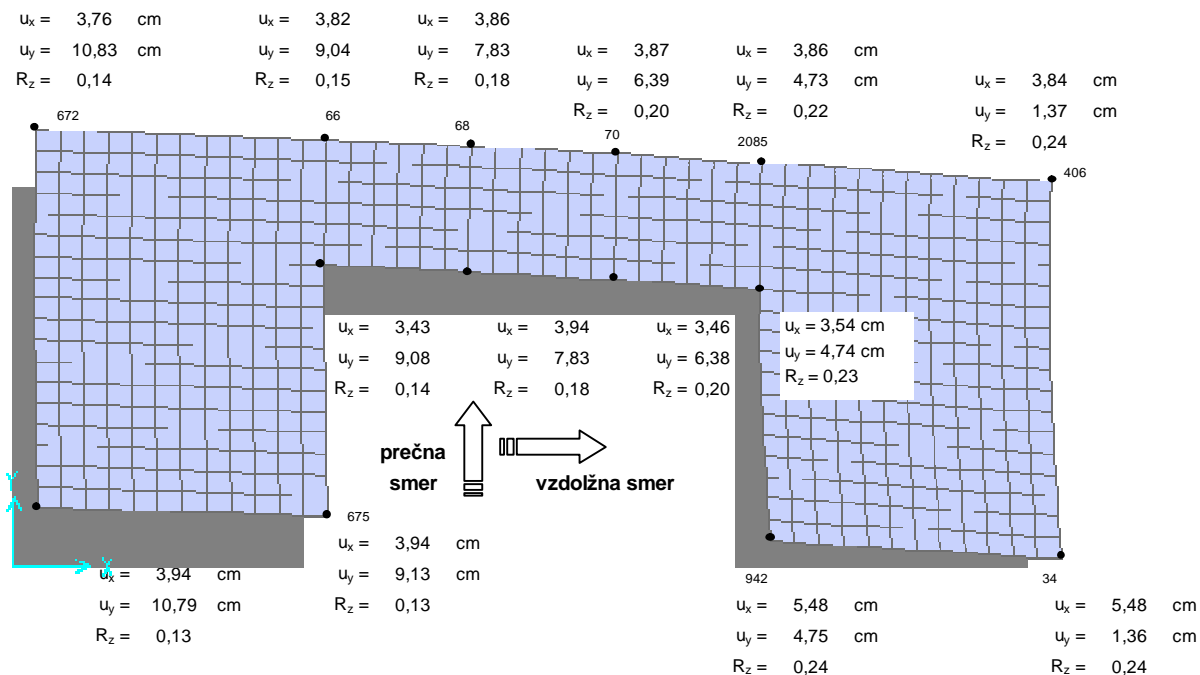
V stavbah stropi običajno delujejo kot vodoravne diafragme, ki zbirajo in prenašajo vztrajnostne sile na navpične konstrukcijske sisteme in zagotavljajo, da ti sistemi delujejo kot celota pri prenosu vodoravnega potresnega vpliva. Stropne konstrukcije morajo imeti zadostno togost in nosilnost v svoji ravnini ter morajo biti učinkovito povezane z navpičnimi konstrukcijskimi sistemi, da lahko razporedijo vodoravne vztrajnostne sile na navpične elemente v skladu s predpostavkami analize.

V skladu s členom 4.3.1(4) lahko za stropno ploščo predpostavimo, da deluje kot toga diafragma, če vodoravni pomiki, izračunani z modelom, ki upošteva dejansko vodoravno togost, nikjer ne presegajo pomikov, dobljenih ob predpostavki toge diafragme za več kot 10% ustreznih vodoravnih pomikov pri projektnih potresnih obremenitvah.

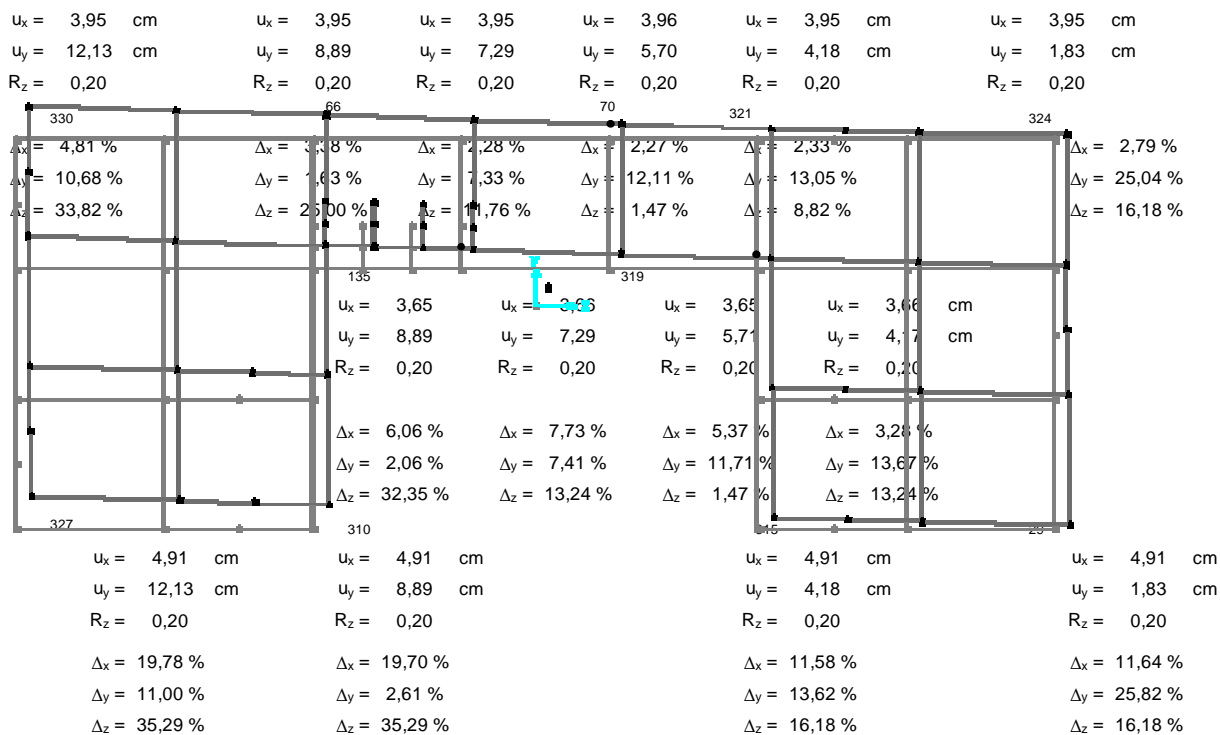
Pomike računskega modela z linijskimi elementi (slika 4-2 a) in računskega modela s ploskovnimi elementi (slika 4-2 b) smo izračunali z modalno analizo s spektri odziva ob uporabi linearno elastičnega modela konstrukcije in projektnega spektra (poglavje 4.2). Končne pomike nosilne konstrukcije poslovne stavbe smo izračunali tako, da smo pomike, dobljene z linearno analizo pri projektnih potresnih silah, pomnožili s faktorjem q , ki smo ga določili v poglavju 4.1.3. Omenjeni način računa pomikov temelji na predpostavki, da so pomiki pri elastičnem in neelastičnem obnašanju konstrukcije enaki. Omenjena predpostavka o enakosti pomikov je ustrezna za konstrukcije, ki imajo nihajne čase večje od nihajnega časa T_c .

Za obravnavano konstrukcijo smo izvedli kontrolo pomikov v vrhni etaži poslovnega objekta, kjer smo računske pomike, dobljene z obema modeloma konstrukcije (slika 4-2), medsebojno primerjali, tako v vzdolžni kot v prečni smeri konstrukcije.

Na sliki 4-3 so prikazani horizontalni pomiki in zasuki vrhnje etaže poslovne stavbe, in sicer posebej za prečno in vzdolžno smer konstrukcije. Na sliki 4-4 so poleg pomikov prikazani tudi odstotki odstopanja izračunanih pomikov v posamezni smeri objekta med obema računskima primeroma.



Slika 4-3: Horizontalni pomiki in rotacije računskega modela s ploskovnimi elementi



Slika 4-4: Horizontalni pomiki in rotacije računskega modela z linijskimi elementi in procenti odstopanja med obema računskima modeloma

Ugotovili smo, da se vodoravni pomiki pri obeh računskih modelih v točkah med A1 in D5, kjer so etažni pomiki največji (slika 4-3 in slika 4-4), bistveno ne razlikujejo med seboj. Večje razlike med pomiki v posamezni smeri se pojavijo v točkah in smereh konstrukcije, kjer so pomiki relativno majhni. Ob preverjanju skupnega pomika konstrukcije, kjer bi izračunali skupno rezultanto pomikov v vzdolžni in prečni smeri, ugotovimo, da je njihovo razlikovanje manjše od 10%, ki jih sicer zahteva Evrokod standard. Zato smo se kljub temu, da se nekateri pomiki v posamezni smeri razlikujejo za več kot 10%, odločili, da bomo konstrukcijo analizirali z linijskimi končnimi elementi, ki so medsebojno povezani s togimi diafragmami na nivojih etažnih plošč (slika 4-2 a). Vendar smo vzporedno še vedno izvajali kontrolo z računskim modelom, ki je vseboval ploskovne elemente. S tem načinom primerjanja rezultatov, dobljenih z različnima računskima modeloma poslovne stavbe, smo prišli do zaključka, da se notranji vplivi medsebojno bistveno ne razlikujejo.

4.2.2 Slučajna ekscentričnost

Poleg upoštevanja dejanske ekscentričnosti moramo v skladu s členom 4.3.2, zaradi negotovosti, povezanih s položajem mas in s prostorskim spreminjanjem potresnega gibanja, premakniti masno središče v vsaki etaži iz nazivne lege tako v vzdolžni smeri (smer x) kot v prečni smeri (smer y) nosilne konstrukcije za slučajno ekscentričnost, ki je določena z izrazoma:

$$e_{ai} = \pm 0,05 \cdot L_i \rightarrow e_{ax} = \pm 0,05 \cdot 56,0m = \pm 2,80m$$
$$e_{ay} = \pm 0,05 \cdot 23,4m = \pm 1,17m$$

4.3 Nihajni časi in nihajne oblike

Nosilno konstrukcijo smo analizirali s projektnim spektrom pospeškov (slika 4-1). Zadostiti smo morali zahtevama členov 4.3.3.3.1(3) in 4.3.3.3.1(4), ki zahtevata, da je potrebno upoštevati vse nihajne oblike, ki pomembno prispevajo k globalnemu odzivu konstrukcije. Vsota efektivnih modalnih mas za nihajne oblike, ki jih upoštevamo, mora znašati vsaj 90% celotne mase konstrukcije v vseh relevantnih smereh in upoštevane morajo biti vse nihajne oblike z efektivnimi modalnimi masami, večjimi od 5% celotne mase konstrukcije. Omenjeni

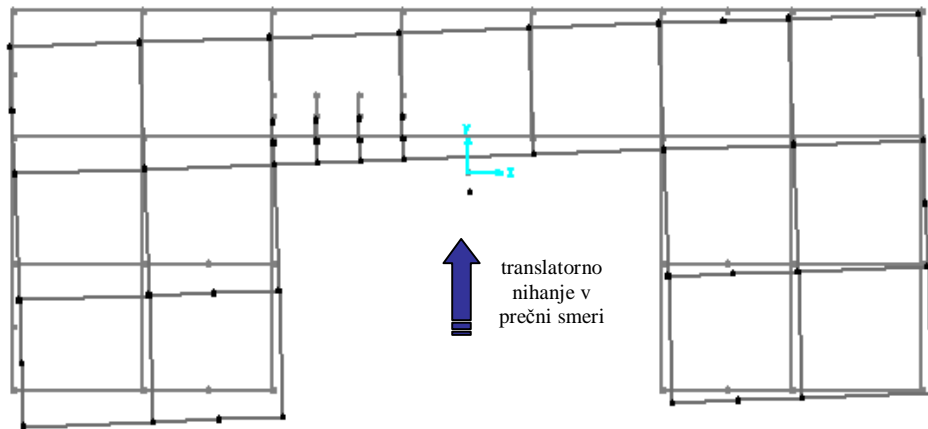
kriterij je izpolnjen, če upoštevamo vsaj prvih 6 nihajnih oblik (preglednica 4-1). Nihajni časi in ustrezne efektivne modalne mase konstrukcije za primer, kjer smo upoštevali slučajno ekscentričnost $e_{ax} = -2,8\text{m}$ in $e_{ay} = 1,17\text{m}$, so prikazani v preglednici 4-1.

Preglednica 4-1: Nihajni časi in efektivne modalne mase

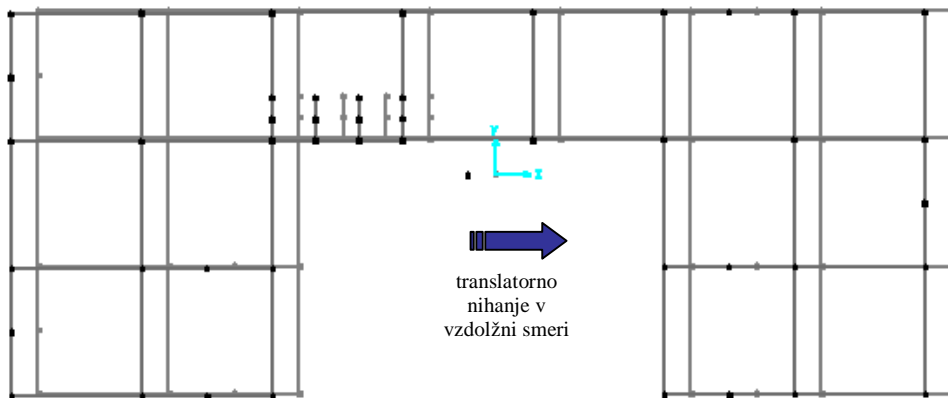
Nihajna oblika	Nihajni čas [s]	$m_{\text{eff},X}$ [%]	$m_{\text{eff},Y}$ [%]	$\Sigma m_{\text{eff},X}$ [%]	$\Sigma m_{\text{eff},Y}$ [%]
1	0,670	0,05	54,17	0,05	54,17
2	0,363	74,91	0,02	74,95	54,19
3	0,236	0,05	21,87	75,01	76,06
4	0,159	0,00	14,43	75,01	90,49
5	0,099	19,41	0,05	94,41	90,54
6	0,074	0,03	6,81	94,44	97,35
7	0,069	0,09	0,64	94,53	97,99
8	0,049	3,88	0,03	98,41	98,02
9	0,046	0,00	1,13	98,41	99,14
10	0,037	0,07	0,37	98,48	99,51
11	0,033	0,01	0,26	98,49	99,77
12	0,033	1,08	0,03	99,56	99,80

Iz podatkov v preglednici 4-1 je razvidno, da sta prvi dve nihajni obliki translatorni in da je tretja nihajna oblika torzijska. Prva nihajna oblika (slika 4-5 a) translatorno niha v prečni smeri konstrukcije, kjer je efektivna masa $m_{\text{eff},y} = 54,17\%$ in $m_{\text{eff},x} = 0,05\%$. Medtem ko druga nihajna oblika (slika 4-5 b) niha translatorno v vzdolžni smeri konstrukcije in je efektivna masa $m_{\text{eff},x} = 74,91\%$ in $m_{\text{eff},y} = 0,02\%$.

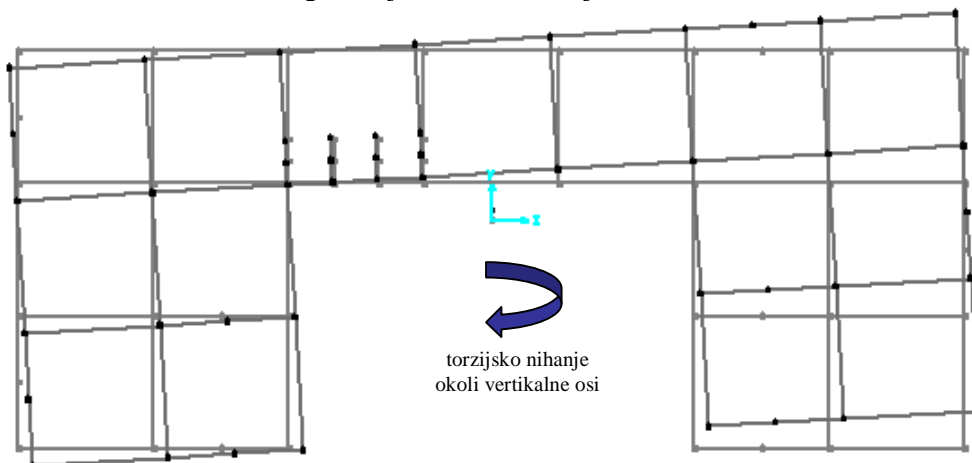
Na sliki 4-5 so prikazane smeri nihanja za vse prve tri nihajne oblike v vrhnji etaži konstrukcije, kjer so pomiki največji. Konstrukcija ni torzijsko občutljiva, kajti torzijska nihajna oblika je tretja nihajna oblika (slika 4-5), zato lahko konstrukcijo v skladu s členoma 5.2.2.1(4)P in 5.2.2.1(6) obravnavamo kot stenasto konstrukcijo.



a) Prva nihajna oblika



b) Druga nihajna oblika, nihanje v vzdolžni smeri



c) Tretja nihajna oblika

Slika 4-5: Prva, druga in tretja nihajna oblika (tlorisa vrhnje etaže)

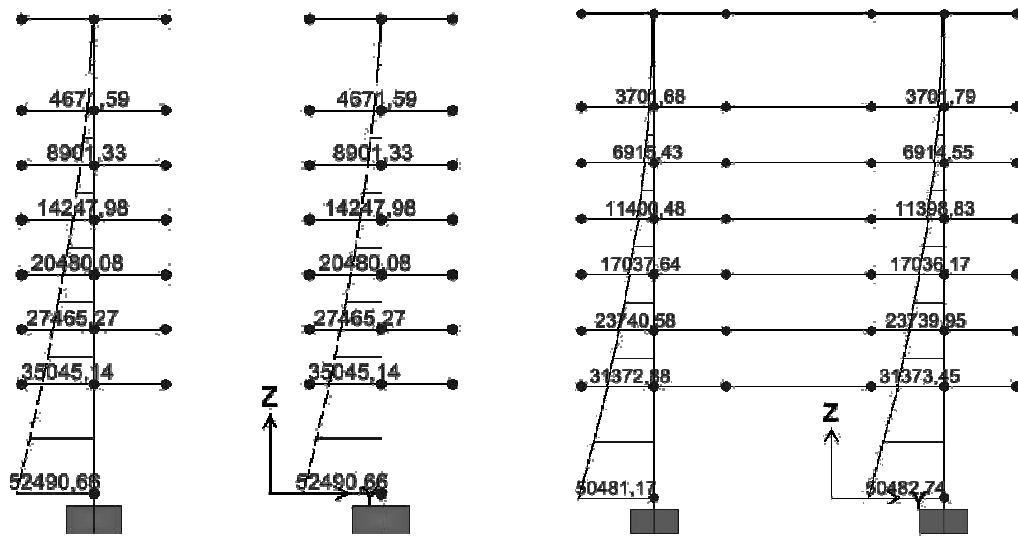
5 DIMENZIONIRANJE AB DUKTILNIH STEN ZA SREDNJO STOPNJO DUKTILNOSTI (DCM)

Nosilna konstrukcija poslovne stavbe je zasnova z armiranobetonskimi stenami, ki so razporejene tako v vzdolžni kot v prečni smeri objekta. Večino sten lahko takoj klasificiramo kot konzolne stene. Razen za AB steni v osi 1, ki sta medsebojno povezani s prečkami, je obstajala možnost, da bi se lahko med potresom obnašali kot stena z odprtinami, zato smo preverili upravičenost njunega obravnavanja kot nepovezani steni. Podrobno smo prikazali dimenzioniranje AB stene A1-B1 in potem še na kratko steno A8-D8, ker smo potem te podatke rabili v poglavju 6 za poenostavljeno nelinearno analizo konstrukcije. Ob koncu poglavja smo prikazali tudi načine konstruiranja armature v AB stenah.

5.1 Armiranobetonske stene nosilne konstrukcije

Pri obravnavani konstrukciji smo vse stene klasificirali kot duktilne nepovezane stene, čeprav je za steni v osi 1 obstajala možnost, da bi se obnašali kot povezani steni oziroma kot steni z odprtinami. Stene z odprtinami združujejo veliko nosilnost, ki je značilna za stene in sipanje energije, ki jo zagotavljajo prečke. Vpliv prečk mora biti primerno velik, da jih lahko klasificiramo kot stene z odprtinami. Zahtevano je namreč, da morajo biti prečke sposobne reducirati vsaj 25% vsote upogibnih momentov ob vpetju posameznih sten, kot če bi te prevzele obtežbo nepovezane.

Omenjeni kriterij smo preverili tako, da smo izračunali model s povezanimi stenami in nato preverili, če slopi sten prevzamejo manj ali več kot 75% skupnega momenta ob vpetju posamezne stene. Upogibni momenti so prikazani za primer nepovezanih sten na sliki 5-1a in za primer povezanih sten na sliki 5-1b. S primerjava tako dobljenih upogibnih momentov lahko sklepamo, da se steni ob potresni obtežbi obnašata kot nepovezani, saj razlika momentov znaša samo 4%. Dejstvo, da se konzolni steni obnašata kot nepovezani, je posledica lastnosti močnih sten in dolgih prečk, ki steni povezujeta. V računskem modelu pri linearni analizi na potresni odziv z modalno analizo in projektnimi spektri pospeškov smo upoštevali členkasto vpetje prečke v konzolno steno.

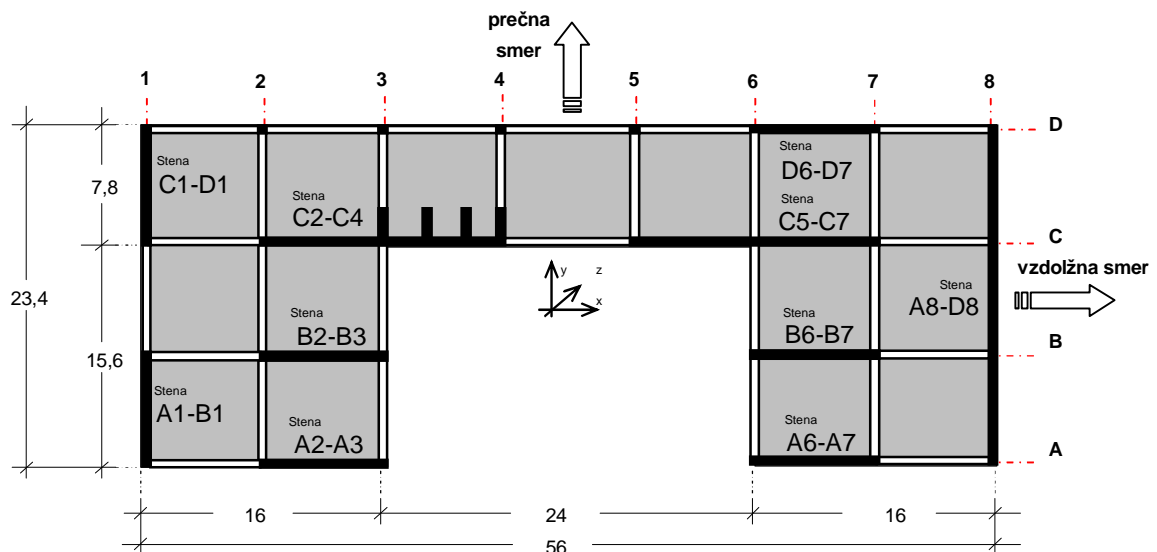


a) Nepovezane konzolne stene b) Povezane konzolne stene

Slika 5-1: Primerjava upogibnih momentov v stenah v osi 1

5.2 Razporeditev armiranobetonskih konzolnih sten

Nosilna konstrukcija je zasnovana z AB konzolnimi stenami (slika 5-2), ki smo jih razvrstili v tri različne skupine glede na geometrijske karakteristike njihovih prerezov ter nato vsako skupino sten dimenzionirali posebej. Pri izbiranju armature smo se ves čas nagibali k uporabi enakih armaturnih mrež in enakih premerov rebrastih palic za vse skupine sten.



Slika 5-2: Tloris poslovne etaže in oznake sten

Zaradi obveznega upoštevanja naključne ekscentričnosti imamo štiri različne variante vplivov na konstrukcijo (poglavje 4.2.2) in za vsako steno posebej moramo izbrati najbolj neugodno kombinacijo vplivov.

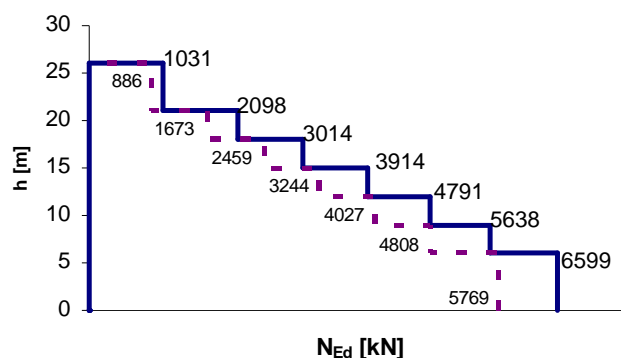
5.3 Notranje sile v AB steni A1-B1

Vhodni podatki za modalno analizo s spektri odziva in kombinacije vplivov v posamezni smeri nosilne konstrukcije so podrobno predstavljene v poglavju 4, kjer smo predstavili tudi vsa pomembnejša določila za potresno analizo obravnavane nosilne konstrukcije poslovne stavbe. Glede na konstrukcijski sistem objekta smo izbrali faktor obnašanja $q = 3,0$ in predstavili projektne spektre pospeškov za projektni pospešek tal $a_g = 0,25g$. Zato sedaj na tem mestu prikazujemo samo razporeditve notranjih vplivov po višini AB stene A1-B1 in nadaljujemo z dimenzioniranjem.

Strižne sile in upogibne momente, ki jih v steni povzroča potresna obtežba, smo določili tako, da smo konstrukcijo obremenili v njeni vzdolžni (X smeri) in prečni smeri (Y smeri) s potresno obtežbo, definirano v poglavju 4.1.4. Notranje sile, ki jih v steni povzročata komponenti potresne obtežbe v vzdolžni in prečni smeri, smo kombinirali s pomočjo SRSS pravila, ki je kvadratni koren vsote kvadratov vplivov.

5.3.1 Projektne vrednosti notranjih osnih sil

V steni A1-B1 povzročata projektne osne sile lastna, stalna in koristna obtežba, ki so na sliki 5-3 prikazane s črtkano linijo, ter tudi potresna obtežba, ki predstavlja razliko do polne linije.



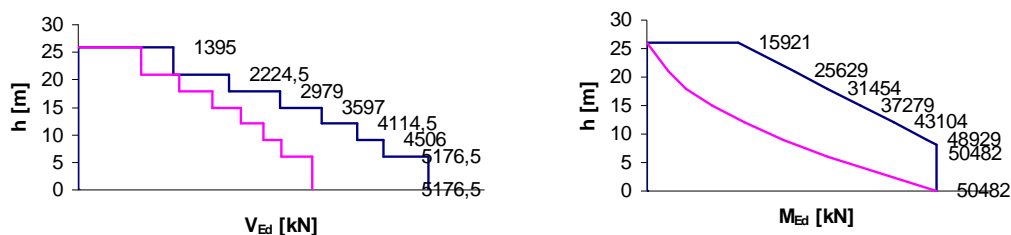
Slika 5-3: Projektne osne sile v steni A1-B1

5.3.2 Projektne vrednosti upogibnih momentov

Projektne vrednosti upogibnih momentov M_{Ed} smo določili na osnovi računskih vrednosti $M_{Ed'}$, skladno s členoma 5.4.2.4(4)P in 5.4.2.4(5). Na dolžini celotnega kritičnega področja stene h_{cr} (poglavje 5.4.2) smo upoštevali upogibni moment 50482 kNm, ki smo ga izračunali ob vpetju stene A1-B1 (slika 5-4 b). Dejanski diagram računskih upogibnih momentov, določenih z analizo, smo aproksimirali z linearnim razporedom upogibnih momentov vzdolž stene, ki smo ga premaknili za vrednost h_{cr} v navpični smeri stene. Na ta način smo upoštevali povečanje nateznih sil v upogibni armaturi zaradi vpliva strižnih sil.

5.3.3 Projektne vrednosti strižnih sil

Projektne strižne sile V_{Ed} smo določili tako, da smo računske strižne sile $V_{Ed'}$ pomnožili s faktorjem 1,5, kot je določeno v členih 5.4.2.4(6)P in 5.4.2.4(7) in (8) (slika 5-4 a).

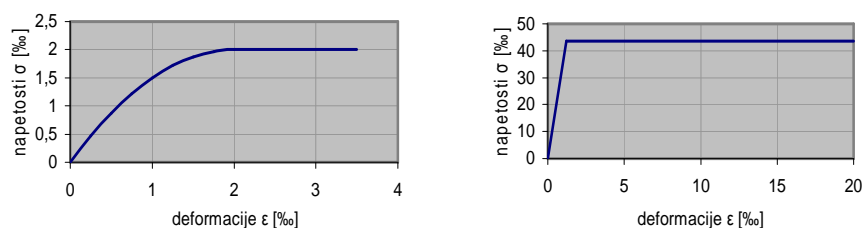


a) Projektne strižne sile b) Projektni upogibni momenti
Slika 5-4: Notranje sile v steni A1-B1 zaradi potresne obtežbe

5.4 Konstrukcijske zahteve

5.4.1 Material in geometrijske omejitve

Izbrani razred betona C 30/37 je večji od minimalno zahtevanega razreda C16/20 v členu 5.4.1.1(1)P. Za armaturno jeklo smo uporabili jeklo S500 razreda C (dodatek C standarda SIST EN 1992-1-1:2004), ki ustreza zahtevam, podanim v členih 5.4.1.1.(2)P-5.4.1.1(4)P, kjer se dovoljuje le uporaba rebraste armature, razredov B ali C, in uporaba le tistih varjenih mrež, ki so narejene iz tako predpisanega jekla in rebrastih palic.



Slika 5-5: Delovni diagram betona in jekla

Minimalna debelina stojine stene je predpisana v členu 5.4.1.2.3(1) in znaša:

$$b_{w0} \geq \max(0,15; h_s / 20) = \max(0,15; 600 / 20) = 30 \text{ cm}$$

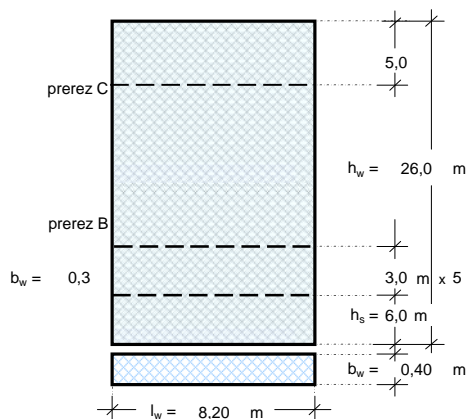
Pri duktilnih stenah je potrebno posebej zaščititi tlačeni rob stene v kritičnem območju ob vpetju. Debelino objetega dela prereza stene (robnih elementov) predpisuje člen 5.4.3.4.2 (10), ki določa širino robnih elementov b_w v odvisnosti od dolžine robnega elementa na naslednji način:

$$b_w \geq \max(0,20; h_s / 15) = \max(0,20; 600 / 15) = 40 \text{ cm},$$

kjer je h_s etažna višina in je dolžina objetega dela manjša od:

$$l_c < \max(0,2 \cdot l_w; 2 \cdot b_w) = \max(0,2 \cdot 820; 2 \cdot 40) = 164 \text{ cm}.$$

Ker minimalna dolžina robnega elementa, ki smo jo določili v nadaljevanju tega poglavja, znaša $l_{c, \min} = 123 \text{ cm}$ in izpolnjuje zgornji kriterij, smo se odločili za steno konstantne debeline in pri tem upoštevati določilo o minimalni debelini robnih elementov, ki znaša $b_w = 40 \text{ cm}$.



Slika 5-6: Geometrijske karakteristike AB duktilne stene A1-B1

Dolžina robnega elementa stene je odvisna od velikosti deformacij na robovih stene. S pravilno konstruiranimi robnimi elementi zagotavljamo med ostalim tudi potrebno duktilnost stene. Ker na začetku analize ne poznamo potrebne armature za objetje in dolžine področjih robnih elementov, kjer moramo to armaturo zagotoviti, predpostavimo, da zadošča minimalna dolžina, ki je določena v členu 5.4.3.4.2(6):

$$l_{c,min} = \max(0,15 \cdot l_w; 1,5 \cdot b_w) = \max(0,15 \cdot 820; 1,5 \cdot 40) = 123\text{cm}$$

in minimalno armaturo v robnih območjih določeno v poglavju 5.5.1.

V nadaljnjem izračunu smo preverili, če minimalna dolžina robnega elementa $l_{c,min}$ zadošča projektnim vplivom v AB steni A1-B1 in ob ustrezno izbrani armaturi zagotavlja potrebno duktilnost.

5.4.2 Višina kritičnega področja (dolžina plastičnega členka)

Višino kritičnega področja stene smo določili v skladu s členom 5.4.3.4.2(1), ki podaja naslednji pogoj:

$$h_{cr} = \max(l_w; h_w / 6) = \max(820; 2600 / 6) = 8,2\text{m},$$

kjer je l_w dolžina stene in h_w celotna višina stene ter je maksimalna višina kritičnega področja omejena na:

$$h_{cr} = \min(2 \cdot l_w; 2 \cdot h_s; h_s) = \min(2 \cdot 820; 2 \cdot 600) = 12,0\text{m}$$

Izbrana višina kritičnega območja znaša $h_{cr} = 8,2$ m, kar dejansko pomeni, da zajema prvi dve etaži poslovnega objekta.

5.5 Dimenzioniranje AB stene A1-B1

5.5.1 Minimalna armatura v kritičnem področju

Standard SIST EN 1998-1:2005 podaja zahteve glede konstruiranja nosilnih elementov, ki jih je potrebno upoštevati na potresnih področjih dodatno k tistim, ki jih obravnava standard SIST EN 1992-1-1:2004 za betonske konstrukcije. Na začetku dimenzioniranja stene A1-B1

smo se odločili, da začnemo z minimalno potrebno armaturo, ki smo jo potem kasneje po potrebi povečevali.

Navpično armaturo smo določili v skladu s členom 5.4.3.4.2(8), in sicer kot 0,5% ploščine robnega elementa:

$$A_{s,\min} = 0,005 \cdot b_w \cdot l_{c,\min} = 0,005 \cdot 40 \cdot 123 = 24,6 \text{ cm}^2$$

Po določilih člena 5.4.3.4.2(9) moramo v robnih elementih sten upoštevati konstrukcijska pravila, ki veljajo za stebre, in sicer člene 5.4.3.2.2(9) - 5.4.3.2.2(11). V členu 5.4.3.2.2(11)b je predpisano, da je maksimalna razdalja med dvema sosednjima navpičnima palicama, ki ju podpirajo stremena ali prečne vezi, lahko največ 20 cm (člen 9.5.3(6) standarda SIST EN 1992-1-1:2004). Minimalni premer navpičnih palic v stebrih je predpisan v členu 9.5.2(1) oziroma v Nacionalnem dodatku standarda SIST EN 1992-1-1:2004 in znaša 12 mm.

Na osnovi navedenih določil glede minimalne armature smo določili upogibno armaturo, ki je sestavljena iz rebrastih armaturnih palic premera $\Phi 14$ na razdalji 17,3 cm, in sicer na dolžini robnega elementa $l_c = 120,8$ cm. Kar dejansko pomeni, da na obeh straneh robnega elementa postavimo minimalno 8 palic $\Phi 14$ (slika 5-7), kar skupno znaša $24,6 \text{ cm}^2$. Delež vzdolžne armature v robnem elementu znaša $\mu = 24,63 / (40 \cdot 123) = 0,005$, kar je enako minimalno predpisani količini armature v robnih elementih.

Z objemom robnih območjih moramo zagotoviti potrebno duktilnost za ukrivljenost, skladno z izbrano stopnjo duktilnosti DCM, kar lahko storimo s semi-empiričnimi izrazi in konstrukcijskimi zahtevami. Ker je izpolnjen pogoj glede velikosti normirane osne sile, ki je določen v členu 5.4.3.4.1(2) z izrazom:

$$v_d = N_{Ed} / (A_w \cdot f_{cd}) = 6599 / (40 \cdot 820 \cdot 2) = 0,101 \leq 0,15,$$

nam ni potrebno upoštevati strogih zahtev glede stremen v robnih elementih. Minimalno prečno (horizontalno) armaturo robnih elementov smo lahko določili v skladu z določili standarda SIST EN 1992-1-1: 2004.

V primeru razmeroma nizkih normiranih osnih sil so zahteve glede stremen omiljene, pod predpostavko, da so zaradi razmeroma majhnih tlačnih napetosti ustrezne prečne napetosti v robnih elementih tudi majhne. Kar pomeni, da se nevarnost krhke porušitve zaradi teh napetosti zmanjša, in sicer do te mere, da posebej konstruirana stremena za objetje niso potrebna.

Minimalna stopnja strižnega armiranja je določena v členu 9.2.2 standarda SIST EN 1992-1-1:2004 z izrazoma:

$$\rho_{w,\min} = (0,08 \cdot \sqrt{f_{ck}}) / f_{yk} = 0,00088$$

$$A_{sw,\min} / s = \rho_{w,\min} \cdot b_w = 0,00088 \cdot 40 = 3,51 \text{ cm}^2 / \text{m},$$

kjer je s razdalja med posameznimi stremeni armature. Minimalna strižna armatura, ki jo moramo namestiti v robni element, mora znašati vsaj 2 strižna stremena $\Phi 8/25$ cm. Zaradi dejanske duktilnosti za ukrivljenost, ki je približno enaka zahtevani, smo se odločili, da bomo objeli vsako tretjo palico vzdolžne armature v robnem elementu (slika 5-7).

Pri znani minimalni armaturi robnih elementov smo določili še armaturo na preostalem delu stene, in sicer na osnovi minimalnih zahtev, predpisanih v Nacionalnem dodatku standarda SIST EN 1992-1-1:2004, ki predpisuje naslednje minimalne količine armature v AB stenah:

$$A_{sh,\min} = 0,002 \cdot A_c = 0,002 \cdot 820 \cdot 40 / 820 = 8 \text{ cm}^2 / \text{m}$$

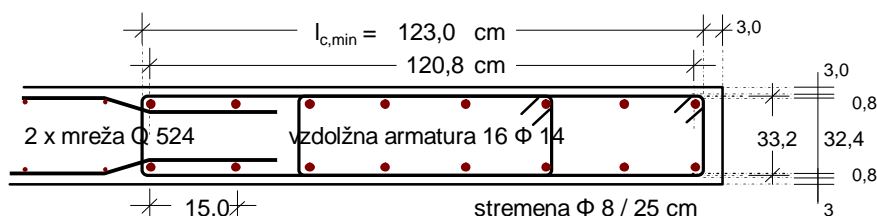
$$A_{sv,\min} = 0,003 \cdot A_c = 0,003 \cdot 820 \cdot 40 / 820 = 12 \text{ cm}^2 / \text{m}$$

V obravnavanem primeru steno armiramo s Q mrežami, ki so nosilne v obeh smereh, ter namestimo v srednjem delu stene 2 mreži Q-524 ob vsako lice stene. Skupna količina celotne vzdolžne armature v AB steni A1-B1 znaša $110,0 \text{ cm}^2$, kar predstavlja 0,34% ploščine stene.

Način konstruiranja armature v AB steni A1-B1, ki je prikazana na sliki 5-7, predvsem način konstruiranje armature na območju robnega elementa, je le ena izmed možnosti, ki je v skladu s standardom SIST EN 1998-1: 2005. Armaturne mreže se sidrajo v robni element in pri tem je potrebno upoštevati predpisano sidrno dolžino v skladu s SIST EN 1992-1-1:2004. S sidranjem armaturnih mrež v robni element zagotovimo, da je volumen betonskega jedra

robnega elementa čim večji, s tem prenese tudi večje tlačne napetosti in pride kasneje do porušitve robnih elementov. Robne elemente armiramo s predpisano količino horizontalne in vertikalne armature. Palice vzdolžne armature v robnem elementu so objete z zaprtimi stremeni, ki zagotavljajo dobro objetje betonskega jedra.

Manjša zagotovljena širina objetega betona bo pomenila večjo potrebno količino armature za objetje. Zato je od širine b_0 odvisna tudi največja dovoljena navpična razdalja med stremeni v robnem elementu. Če je širina objetega dela manjša, potrebujemo stremena na manjši razdalji in s tem posledično večjo količino stremen.



Slika 5-7: Shematski prikaz minimalno zahtevane armature v AB steni A1-B1

5.5.2 Strižna nosilnost v kritičnem področju (področju plastičnega členka)

Strižno nosilnost AB stene smo določili v skladu s členom 5.4.3.4.1(1)P, kjer je navedeno, da se strižno nosilnost računa v skladu s SIST EN 1992-1-1:2004. Najprej smo določili strižno nosilnost betonskega dela prereza betona brez dodatne prečne armature, in sicer skladno s členom 6.2.2(1):

$$V_{Rd,c} = \max \left\{ \begin{array}{l} (C_{Rd,c} \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_l \cdot f_{ck})^{1/3} + k_1 \cdot \sigma_{cp}) \cdot b_w \cdot d \\ (v_{\min} + k_1 \cdot \sigma_{cp}) \cdot b_w \cdot d \end{array} \right.$$

$$V_{Rd,c} = \max \left\{ \begin{array}{l} (0,12 \cdot 1,163 \cdot (100 \cdot 0,0018 \cdot 30MPa)^{1/3} + 0,15 \cdot 2,01MPa) \cdot 400mm \cdot 7560mm = 1655kN \\ (0,24MPa + 0,15 \cdot 2,01MPa) \cdot 400mm \cdot 7560mm = 1638kN \end{array} \right.$$

$$V_{Rd,c} = 1638kN < V_{Ed} = 5167,5kN$$

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

$$k = 1 + \sqrt{\frac{200}{d[mm]}} = 1 + \sqrt{\frac{200}{7560}} = 1,163 < 2$$

$$\sigma_{cp} = \frac{N_{Ed}}{A_c} = \frac{6599kN}{400mm \cdot 8200mm} = 2,01MPa < 0,2 \cdot f_{cd} = 0,2 \cdot 20MPa = 4MPa$$

$$\rho_l = \frac{A_{sl}}{b_w \cdot d} = \frac{55,0 \text{ cm}^2}{40 \text{ cm} \cdot 756 \text{ cm}} = 0,0018 < 0,02$$

$$k_1 = 0,15$$

$$v_{\min} = 0,035 \cdot k^{1,5} \cdot f_{ck}^{0,5} = 0,035 \cdot 1,163^{1,5} \cdot 30^{0,5} = 0,24 \text{ MPa}$$

Ker je strižna nosilnost betonskega prereza brez strižne armature manjša od projektne vrednosti strižne sile v steni, prevzamemo v celotnem kritičnem območju prečne sile samo s horizontalno armaturo, ki jo določimo z določilom člena 6.2.3:

$$A_{sw} / s = V_{Rd,s} / (0,8 \cdot d \cdot f_{ywd}) = 5177 / (0,8 \cdot 820 \cdot 43,47) = 18,15 \text{ cm}^2 / \text{m}$$

Določimo še nosilnost betonskih diagonal $V_{Rd,max}$:

$$V_{Rd,max} = \frac{1}{2} \cdot 0,9 \cdot d_2 \cdot b_w \cdot v_1 \cdot f_{cd} = \frac{1}{2} \cdot 0,9 \cdot 40 \cdot 820 \cdot 0,53 \cdot 20 = 13855 \text{ kN}$$

$$v_1 = 0,6 \cdot (1 - f_{ck} / 250) = 0,6 \cdot (1 - 30 / 250) = 0,53$$

ki je večja od strižne obremenitve betonskega prereza AB stene A1-B1.

V poglavju 5.5.1 določena minimalna mrežna armatura 2 x Q-524 ne zadošča, zato ji dodamo dodatne rebraste palice $\Phi 10/15$ cm na vsaki strani stene. Dejanska armatura tako znaša 20,95 cm^2/m .

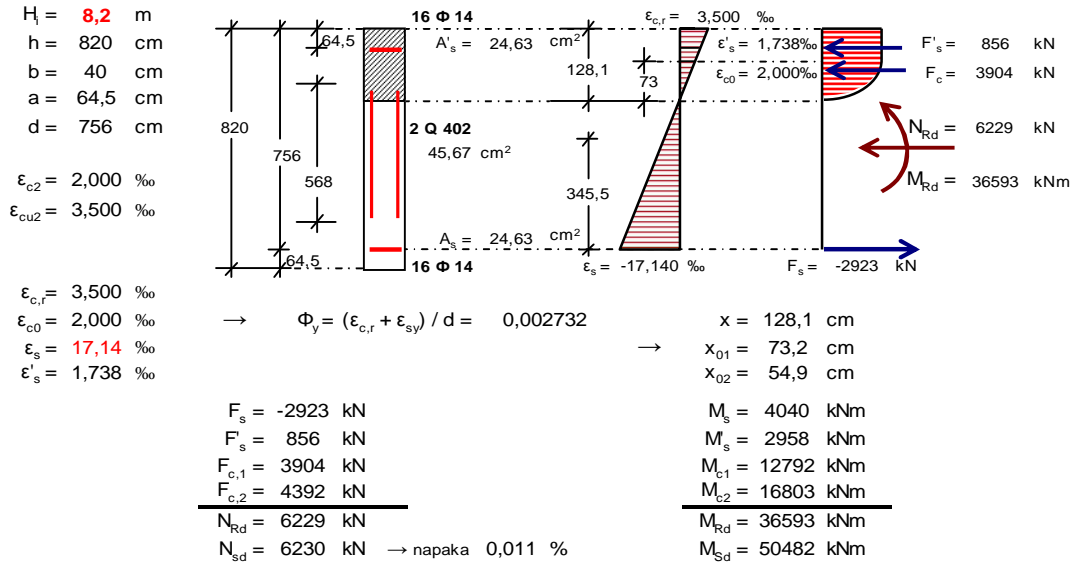
5.5.3 Upogibna nosilnost v kritičnem področju (področju plastičnega členka)

Realizacija principa načrtovanja upogibne nosilnosti se izvede na podlagi predpostavke, da je kritično mesto eno samo, in sicer ob vpetju stene, ki temelji na dveh izhodiščih:

- kapaciteta (nosilnost) prereza stene je praviloma tako velika, da že en prerez zagotavlja veliko kapaciteto sipanja energije,
- ukrepi za zagotovitev duktilnosti prereza stene so zahtevni in bi jih bilo težko izvajati po celi višini stene.

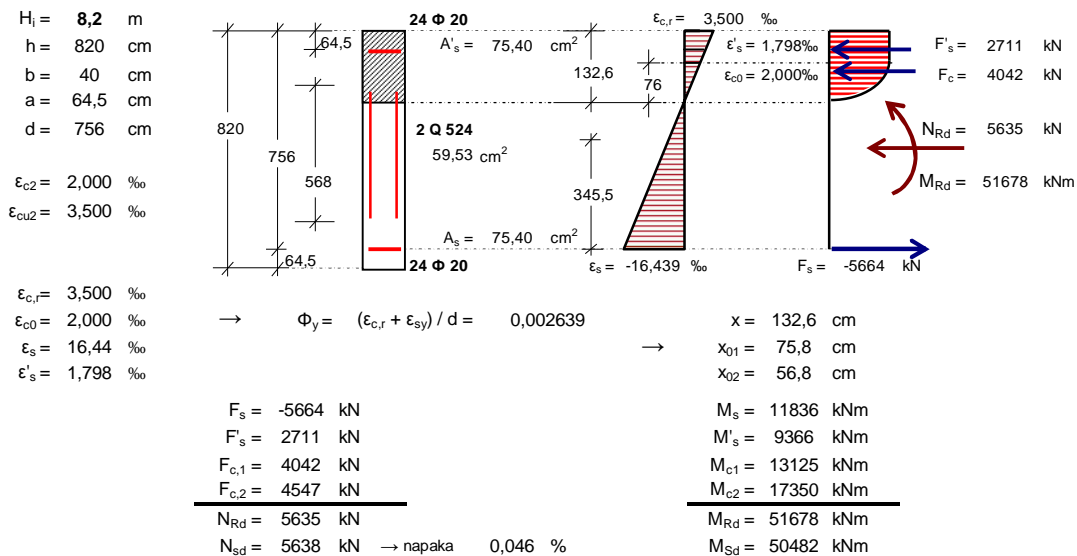
Upogibno nosilnost smo določili v skladu s členom 5.4.3.4.1(1)P. Pri računu upogibne armature se mora, v skladu s členom 5.4.3.4.1(3)P, upoštevati tudi navpično armaturo v stojini stene, ki jo predstavlja mrežna armatura 2 x Q-524.

Z minimalno potrebno armaturo, določeno v poglavju 5.5.1, smo preverili upogibno nosilnost stene v kritičnem področju (spodnji dve etaži). Kritičen je prerez z najmanjšo osno silo, zato smo upogibno nosilnost preverili na višini $h_{cr} = 8,2$ m, kjer znaša osna sila $N_{Ed} = 6230$ kN, projektni upogibni moment pa $M_{Ed} = 50482$ kNm.



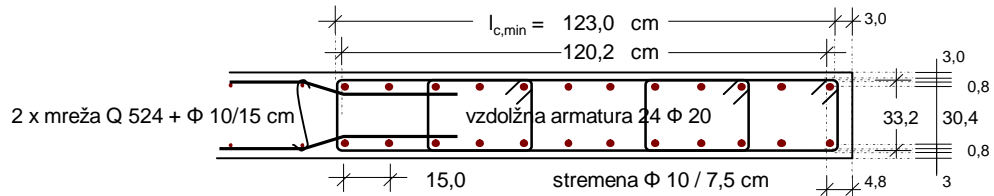
Slika 5-8: Upogibna nosilnost stene z minimalno zahtevano armaturo

Upogibna nosilnost ne zadošča obremenitvam, saj znaša $M_{Rd} = 36593$ kNm (slika 5-8), zato smo povečali navpično armaturo v robnih elementih. Namesto 8 palic $\Phi 14$ na vsaki strani stene smo upoštevali 12 palic $\Phi 20$ (slika 5-10). V tem primeru znaša pri osni sili $N_{Ed} = 6230$ kN upogibna nosilnost $M_{Rd} = 51678$ kNm (slika 5-9).



Slika 5-9: Upogibna nosilnost stene s potrebno armaturo

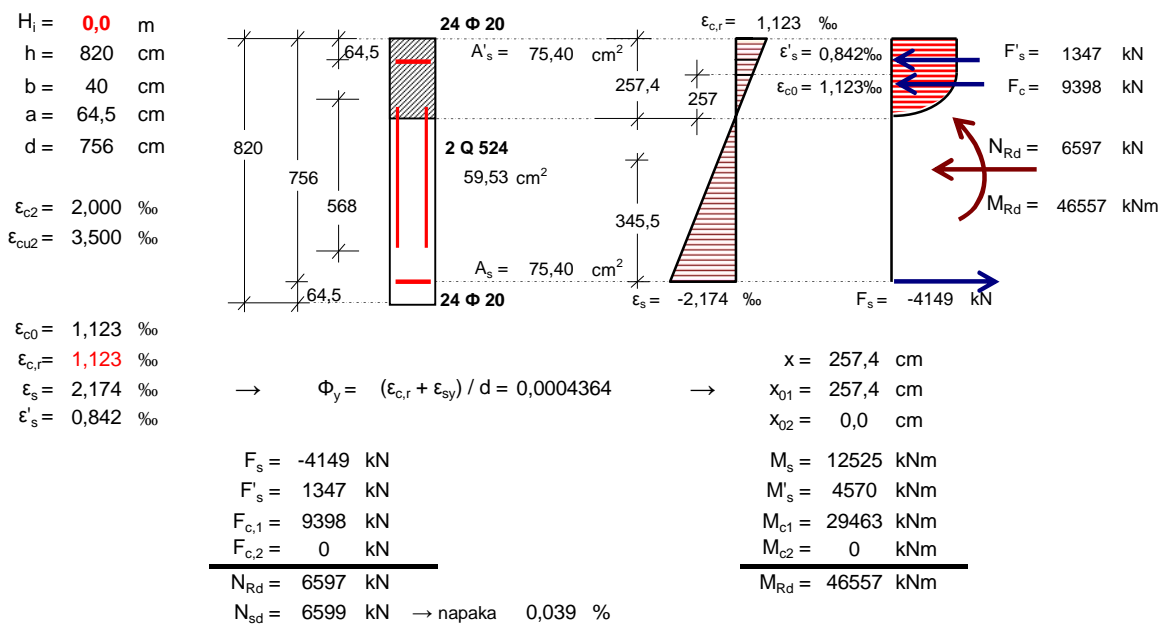
Manj natezne upogibne armature in več tlačne povečuje duktilnost prereza. Če povečamo armaturo v robnih elementih, v večini primerov ne spremenimo razmerja med tlačno in natezno armaturo. Če pa povečamo mrežno armaturo v stojini, lahko bistveno povečamo količino natezne armature v primerjavi s tlačno, kar pomeni, da zmanjšamo duktilnost prereza. Armaturna mreža bistveno pripomore k upogibni nosilnosti stene.



Slika 5-10: Shematski prikaz armature robnega elementa pri projektni vrednosti upogibnih momentov

5.5.4 Dejanska duktilnost za ukrivljenost

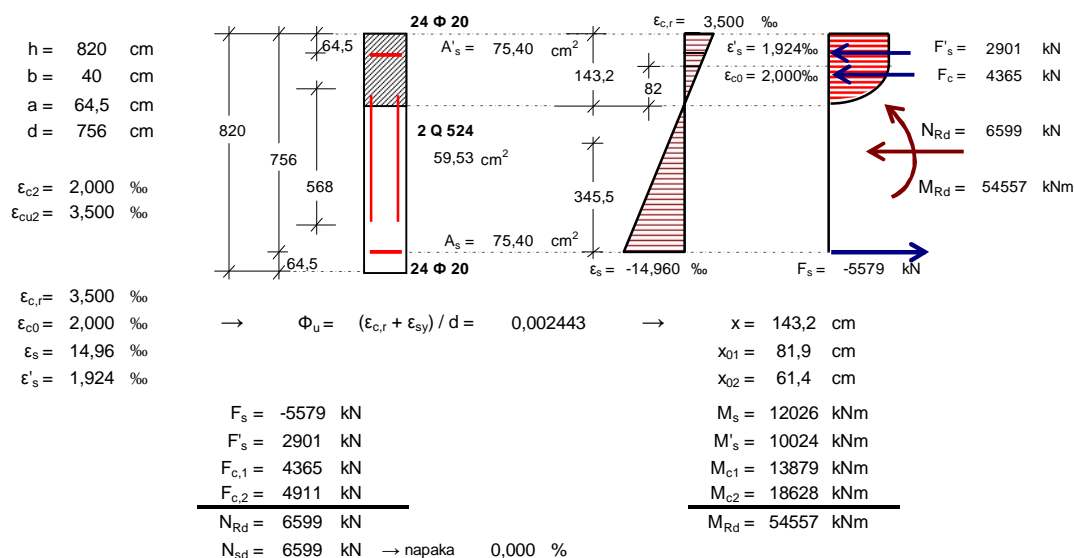
Ukrivljenosti Φ_y in Φ_u smo določili iz ravnotežja sil v prerezu in pri tem upoštevali projektne vrednosti tlačne trdnosti betona $f_{cd} = 2 \text{ kN/cm}^2$ in meje tečenja jekla $f_{yd} = 43,5 \text{ kN/cm}^2$. V skladu s predpostavko, da beton v robnih področjih sten ni objet s posebno armaturo, smo v računu upoštevali karakteristike neobjetega betona. Za tlačno robno deformacijo v betonu smo v mejnem stanju nosilnosti upoštevali vrednost 0,35%. Upoštevali smo stanje, v katerem steče armatura na mestu težišča armature robnega elementa.



Slika 5-11: Natezna armatura na meji elastičnosti - tečenje 1. plasti upogibne armature

Najprej določimo ukrivljenost prereza, ko steče natezna armatura Φ_y , in pri tem opazujemo, kdaj se tečenje pojavi v njenem težišču. Predpostavimo deformacijo težišča natezne armature na meji tečenja in iteracijsko določimo ustrezno globino nevtralne osi x , za katero bo dobljena osna sila enaka osni sili pri potresni obtežni kombinaciji (slika 5-11).

Nato določimo še ukrivljenost prereza Φ_u , ko doseže AB prerez stene upogibno nosilnost. Predpostavimo deformacijo na robu tlačnega betonskega prereza in iteracijsko določimo tako globino nevtralne osi x , da bo dobljena osna sila enaka osni sili pri potresni obtežni kombinaciji (slika 5-12).



Slika 5-12: Mejno stanje nosilnosti prereza AB stene A1-B1

V AB steni A1-B1 brez posebne stremenske armature robnih elementov znaša duktilnost za ukrivljenost $\mu_\phi = 5,60$ in je večja od potrebne 4,55:

$$\mu_\phi = \frac{\phi_u}{\phi_y} = \frac{0,002443}{0,000436} = 5,60 \geq 4,55$$

Ukrivljenost Φ_u ustreza mejnem stanju upogibne nosilnosti AB stene in ukrivljenost Φ_y v trenutku, ko steče upogibna armatura.

S tem računom smo pokazali, da pričakovano duktilnost za ukrivljenost lahko zagotovimo tudi brez posebne horizontalne armature robnih elementov. Obenem je tudi minimalna dolžina robnega elementa zadostna, saj se v robnih elementih pri zahtevani minimalni duktilnosti ne bodo razvile tako velike tlačne napetosti, ki bi lahko povzročile njegovo krhko porušitev.

Ker je normirana osna sila $v_d < 0,15$, v območju predpisane minimalne dolžine 123 cm postavimo vsaj minimalno predpisano horizontalno armaturo, ki je določena v poglavju 5.4.2. Na ta način zavarujemo prerez tudi za primer večje zahtevane duktilnosti, ki se lahko v njem pojavi zaradi različnih nezanesljivosti v računu.

5.5.5 Kontrola objetja betona v robnem elementu

Predpostavljena stremena v robnem elementu zadoščajo vsem pogojem, ki so predpisani v členih 5.4.3.4.2(4), 5.4.3.4.2(9) in 5.4.3.2.2(9).

$$\alpha \cdot \omega_{wd} = 0,296 \geq 30 \cdot \mu_{\Phi} \cdot (v_d + \omega_v) \cdot \varepsilon_{sy,d} \cdot b_c / b_0 + 0,035$$

$$\alpha \cdot \omega_{wd} = 0,296 \geq 30 \cdot 4,74 \cdot (0,101 + 0,105) \cdot 0,012 \cdot 40 / 33,2 + 0,035 = 0,0073$$

$$\omega_v = \rho_v \cdot f_{vd,v} / f_{cd} = 0,0052 \cdot 43,48 / 2 = 0,114$$

$$\rho_v = A_{sw,dej} / (s \cdot b_w) = 20,95 / (7,5 \cdot 100 \cdot 40) = 0,0052$$

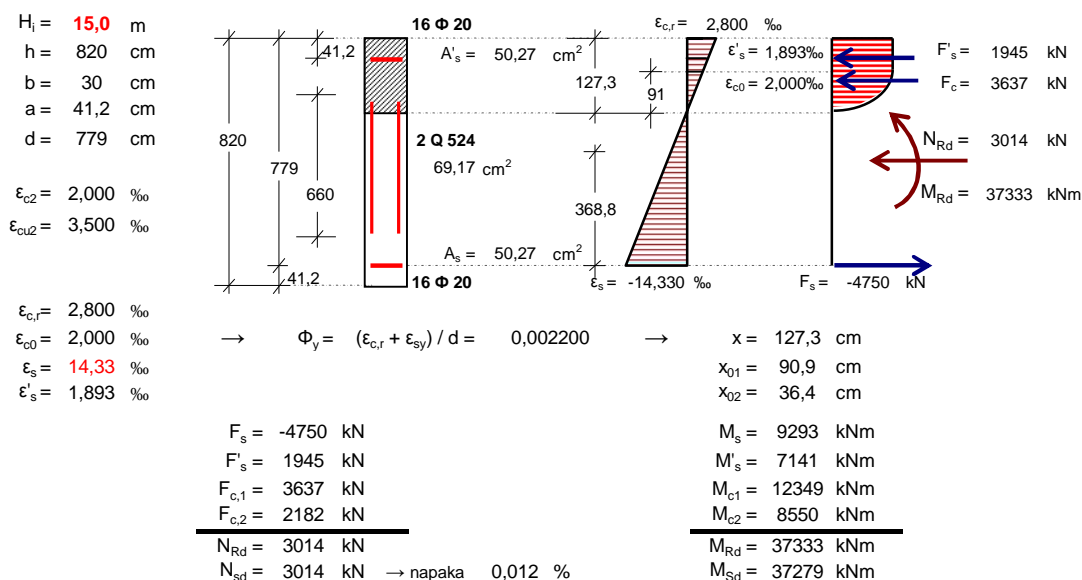
Mrežno armaturo sidramo v robne elemente in zato mora horizontalna armatura v robnih elementih biti najmanj enaka količini horizontalne mrežne armature. S tem med ostalim zagotovimo tudi potrebno strižno nosilnost stene. V obravnavanem primeru je horizontalna armatura v robnih elementih sestavljena iz dvostriznih stremen $\Phi 10/7,5$ cm in v preostalem delu AB sten z armaturnimi mrežami 2x Q-524, ki so jim dodane rebraste armaturne palice $\Phi 10/15$ cm.

5.5.6 Armatura izven kritičnega področja

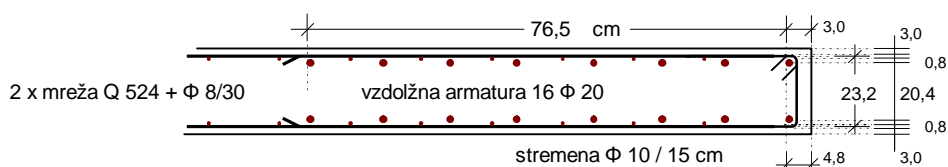
Mrežno armaturo in dodatne palice v srednjem delu stene smo po višini postopoma zmanjševali, in sicer tako, da smo zagotovili potrebno strižno nosilnost ter pri tem upoštevali projektne strižne sile (slika 5-4 a). Ravno tako smo vzdolžno armaturo v robnih elementih postopoma zmanjšali, tako da smo zagotovili potrebno upogibno nosilnost stene (slika 5-4 b).

V steni nad kritičnim območjem veljajo pravila iz SIST EN 1992-1-1:2004 z dodatno zahtevo člena 5.4.3.4.2(11), da mora znašati delež vzdolžne armature v robnem elementu najmanj 0,005 na tistem delu stene, kjer tlačna deformacija preseže 0,002. Predpostavimo deformacijo

najbolj tlačnega vlakna betona 0,002 ter ob projektni osni sili iz ravnotežja prereza izračunamo upogibni moment, ki ga prerez prevzame. Rezultati in detajli so prikazani na slikah 5-13 do 5-16.

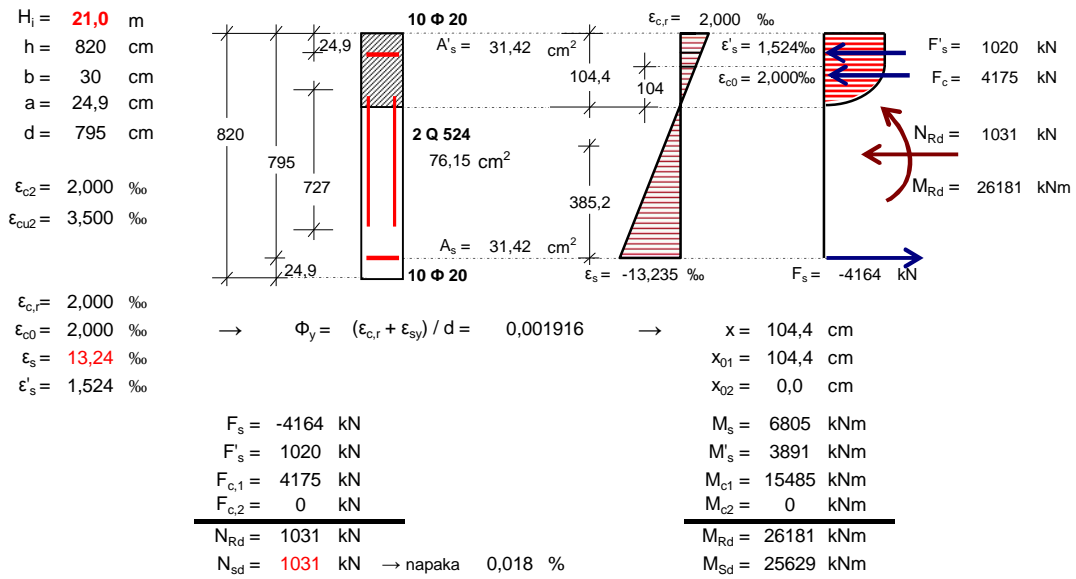


Slika 5-13: Upogibna nosilnost v prerezu B

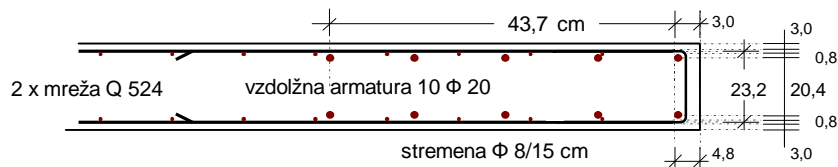


Slika 5-14: Shematski prikaz detajla armiranja prereza B

Pri določanju upogibne nosilnosti v četrni in šesti etaži smo določili robne deformacije, ki ustrezajo mejnemu stanju upogibne nosilnosti. V 4. etaži je upogibna nosilnost $M_{Ed} = 37333$ kNm dosežena pri tlačni robni deformaciji betona 0,28% in natezni deformaciji v prvi armaturni palici 1,43%. V tem primeru znaša dolžina tlačnega dela prereza 127 cm in dolžina, kjer tlačne deformacije presežejo vrednost 0,2%, 36 cm. V tem območju so postavljene 4 palice $\Phi 20$, kar znaša 1,00%, torej več kot 0,5%. Pričakujemo, da bo ta kriterij izpolnjen v večini realnih primerov. V primerih, ko to ne velja, lahko opravimo bolj natančno analizo.



Slika 5-15: Upogibna nosilnost v prerezu C

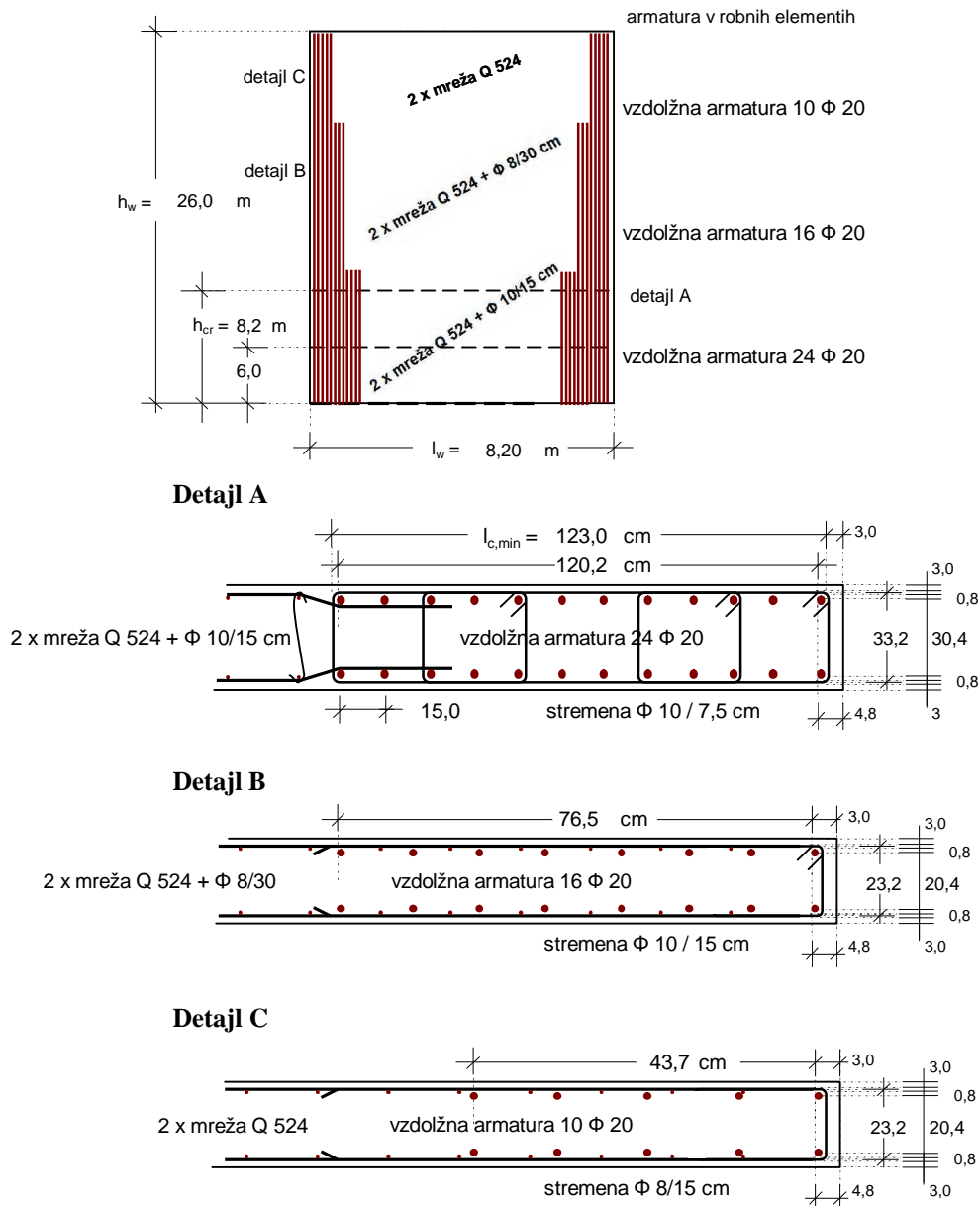


Slika 5-16: Shematski prikaz detajla armiranja prereza C

Navpične palice v robnih elementih sten smo izven kritičnega območja objeli s stremeni $\Phi 10/15$ cm in $\Phi 8/15$ cm ter s tem zagotovili enako horizontalno armaturo kot v področju med robnimi elementi. Horizontalna in navpična armatura izven kritičnega področja stene mora zadostiti tudi vsem pogojem, ki so predpisani v standardu SIST EN 1992-1-1:2004, kar smo v obravnavnem primeru tudi izpolnili.

5.5.7 Povzetek armature

Shematski prikazi armature v AB steni A1-B1 za stopnjo duktilnosti DCM po višini stene in shematski prikazi izvedbe detajlov v robnih elementih so prikazani na sliki 5-17.



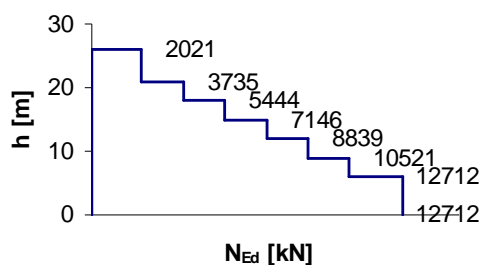
Slika 5-17: Shematski prikazi konstruirane armature v AB steni A1-B1

5.6 Dimenzioniranje AB stene A8-D8

Za AB steno A8-D8 bomo prikazali samo pomembnejša določila, ki smo jih upoštevali pri dimenzioniranju, in način armiranja stene. Karakteristike stene bomo potrebovali v poglavju 6 pri poenostavljeni nelinearni analizi konstrukcije v prečni smeri poslovnega objekta.

5.6.1 Projektne vrednosti notranjih osnih sil

V steni A8-D8 povzroča projektne osne sile lastna, stalna in koristna obtežba (slika 5-18).



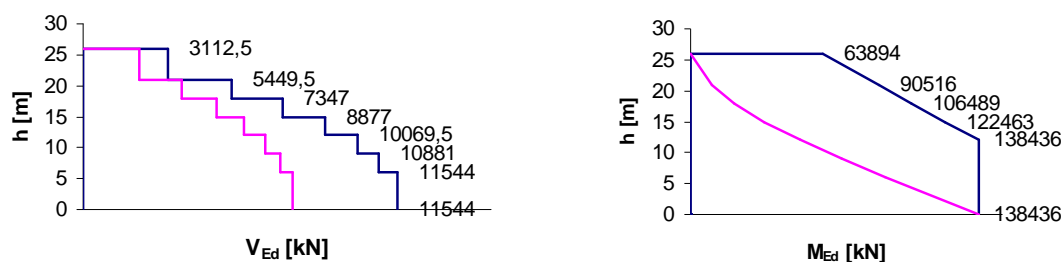
Slika 5-18: Projektne osne sile v steni A8-D8

5.6.2 Projektne vrednosti upogibnih momentov

Na dolžini celotnega kritičnega področja stene h_{cr} (poglavje 5.6.5) smo upoštevali upogibni moment 138436 kNm, ki smo ga izračunali ob vpetju stene A8-D8 (slika 5-19 b). Dejanski diagram računskih upogibnih momentov, določenih z analizo, smo aproksimirali z linearnim razporedom upogibnih momentov vzdolž stene, ki smo ga premaknili za vrednost h_{cr} v navpični smeri stene. Na ta način smo upoštevali povečanje nateznih sil v upogni armaturi zaradi vpliva strižnih sil.

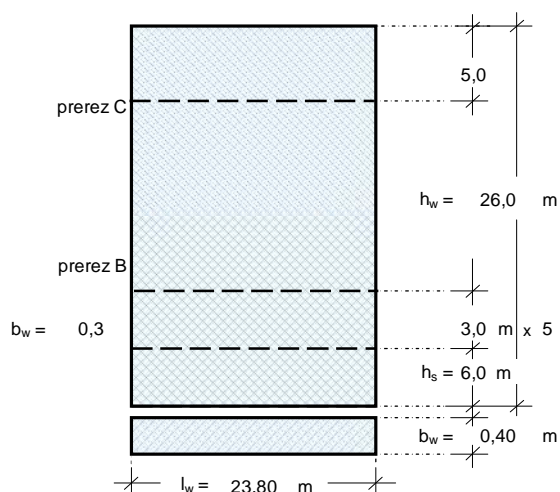
5.6.3 Projektne vrednosti strižnih sil

Projektne strižne sile V_{Ed} smo določili tako, da smo računске strižne sile $V_{Ed'}$ pomnožili s faktorjem 1,5 (slika 5-19 a).



a) Projektne strižne sile b) Projektni upogibni momenti
Slika 5-19: Notranje sile v steni A8-D8 zaradi potresne obtežbe

5.6.4 Geometrijske omejitve



Slika 5-20: Geometrijske karakteristike AB duktilne stene A8-D8

Ker na začetku analize ne poznamo potrebne armature za objetje in dolžine področij robnih elementov, kjer moramo to armaturo zagotoviti, predpostavimo, da zadošča minimalna dolžina, ki je določena v členu 5.4.3.4.2(6):

$$l_{c,min} = \max(0,15 \cdot l_w; 1,5 \cdot b_w) = \max(0,15 \cdot 2380; 1,5 \cdot 40) = 357 \text{ cm}$$

in minimalna armatura v robnih območjih, določena v poglavju 5.6.6.

V nadaljnjem izračunu smo preverili, če minimalna dolžina robnega elementa $l_{c,min}$ zadošča projektnim vplivom v AB steni A8-D8 in ob ustrezno izbrani armaturi zagotavlja potrebno duktilnost.

5.6.5 Višina kritičnega področja (dolžina plastičnega členka)

Višino kritičnega področja stene smo določili v skladu s členom 5.4.3.4.2(1), ki podaja naslednji pogoj:

$$h_{cr} = \max(l_w; h_w / 6) = \max(2380; 2600 / 6) = 23,8m,$$

pri čemer je maksimalna višina kritičnega področja omejena na:

$$h_{cr} = \min(2 \cdot l_w; 2 \cdot h_s; h_s) = \min(2 \cdot 2380; 2 \cdot 600) = 12,0m$$

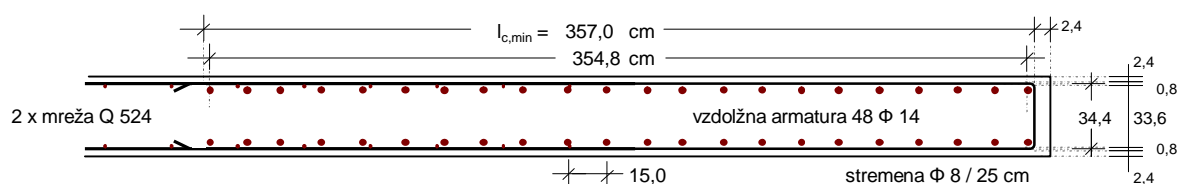
Izbrana višina kritičnega območja znaša $h_{cr} = 12,0$ m, kar dejansko pomeni, da zajema prve tri etaže poslovnega objekta.

5.6.6 Minimalna armatura v kritičnem področju

Na začetku dimenzioniranja stene A8-B8 smo se odločili, da začnemo z minimalno potrebno armaturo, ki smo jo kasneje po potrebi povečevali. Navpično armaturo smo določili v skladu s členom 5.4.3.4.2(8), in sicer kot 0,5% ploščine robnega elementa:

$$A_{s,\min} = 0,005 \cdot b_w \cdot l_{c,\min} = 0,005 \cdot 40 \cdot 357 = 71,40cm^2$$

Na osnovi navedenih določil glede minimalne armature smo določili upogibno armaturo, ki je sestavljena iz rebrastih armaturnih palic premera $\Phi 14$ na razdalji 15,5 cm, in sicer na dolžini robnega elementa $l_c = 354,8$ cm. Kar dejansko pomeni, da na obeh straneh robnega elementa postavimo minimalno 24 palic $\Phi 14$ (slika 5-21), kar skupno znaša $73,9$ cm². Delež vzdolžne armature v robnem elementu znaša $\mu = 73,9 / (40 \cdot 355) = 0,0052$, kar je enako minimalni predpisani količini armature v robnih elementih.



Slika 5-21: Shematski prikaz minimalno zahtevane armature v AB steni A8-D8

Z objemom robnih območij moramo zagotoviti potrebno duktilnost za ukrivljenost, skladno z izbrano stopnjo duktilnosti DCM, kar lahko storimo s semi-empiričnimi izrazi in konstrukcijskimi zahtevami.

Ker je izpolnjen pogoj glede velikosti normirane osne sile, ki je določen v členu 5.4.3.4.1(2) z izrazom:

$$\nu_d = N_{Ed} / (A_w \cdot f_{cd}) = 12712 / (40 \cdot 2380 \cdot 2) = 0,067 \leq 0,15,$$

nam ni potrebno upoštevati strogih zahtev glede stremen v robnih elementih. Minimalno prečno (horizontalno) armaturo robnih elementov lahko tako določilo v skladu z določili standarda SIST EN 1992-1-1: 2004.

Minimalna stopnja strižnega armiranja je določena v členu 9.2.2 standarda SIST EN 1992-1-1:2004 z izrazoma:

$$\rho_{w,\min} = (0,08 \cdot \sqrt{f_{ck}}) / f_{yk} = 0,00088$$

$$A_{sw,\min} / s = \rho_{w,\min} \cdot b_w = 0,00088 \cdot 40 = 3,51 \text{ cm}^2 / \text{m},$$

kjer je s razdalja med posameznimi stremeni armature. Minimalna strižna armatura, ki jo moramo namestiti v robni element, mora znašati vsaj 2 strižna stremena $\Phi 8/25$ cm (slika 5-21).

Pri znani minimalni armaturi robnih elementov smo določili še armaturo na preostalem delu stene, na osnovi minimalnih zahtev predpisanih v Nacionalnem dodatku standarda SIST EN 1992-1-1:2004, ki predpisuje naslednje minimalne količine armature v AB stenah:

$$A_{sh,\min} = 0,002 \cdot A_c = 0,002 \cdot 2380 \cdot 40 / 2380 = 8 \text{ cm}^2 / \text{m}$$

$$A_{sv,\min} = 0,003 \cdot A_c = 0,003 \cdot 2380 \cdot 40 / 2380 = 12 \text{ cm}^2 / \text{m}$$

V obravnavanem primeru steno armiramo s Q mrežami, ki so nosilne v obeh smereh, ter namestimo v srednjem delu stene 2 mreži Q-524 ob vsako lice stene. Skupna količina celotne vzdolžne armature v AB steni A1-B1 znaša $322,9 \text{ cm}^2$, kar predstavlja 0,34% ploščine stene.

5.6.7 Strižna nosilnost v kritičnem področju (področju plastičnega členka)

Najprej smo določili strižno nosilnost betonskega dela prereza betona brez dodatne prečne armature, skladno s členom 6.2.2(1) standarda SIST EN 1992-1-1:2004:

$$V_{Rd,c} = \max \left\{ \begin{array}{l} (C_{Rd,c} \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_l \cdot f_{ck})^{1/3} + k_1 \cdot \sigma_{cp}) \cdot b_w \cdot d \\ (v_{\min} + k_1 \cdot \sigma_{cp}) \cdot b_w \cdot d \end{array} \right. =$$
$$V_{Rd,c} = \max \left\{ \begin{array}{l} (0,12 \cdot 1,163 \cdot (100 \cdot 0,0018 \cdot 30MPa)^{1/3} + 0,15 \cdot 2,01MPa) \cdot 400mm \cdot 21990mm = 3804kN \\ (0,24MPa + 0,15 \cdot 2,01MPa) \cdot 400mm \cdot 21990mm = 3695kN \end{array} \right.$$
$$V_{Rd,c} = 3804kN < V_{Ed} = 11544kN$$

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

$$k = 1 + \sqrt{\frac{200}{d[mm]}} = 1 + \sqrt{\frac{200}{21990}} = 1,10 < 2$$

$$\sigma_{cp} = \frac{N_{Ed}}{A_c} = \frac{12712kN}{400mm \cdot 2380mm} = 1,335MPa < 0,2 \cdot f_{cd} = 0,2 \cdot 20MPa = 4MPa$$

$$\rho_l = \frac{A_{sl}}{b_w \cdot d} = \frac{161,4cm^2}{40cm \cdot 2199cm} = 0,0018 < 0,02$$

$$k_1 = 0,15$$

$$v_{\min} = 0,035 \cdot k^{1,5} \cdot f_{ck}^{0,5} = 0,035 \cdot 1,1^{1,5} \cdot 30^{0,5} = 0,22MPa$$

Ker je strižna nosilnost betonskega prereza brez strižne armature manjša od projektne vrednosti strižne sile v steni, prevzamemo v celotnem kritičnem območju prečne sile samo s horizontalno armaturo:

$$A_{sw} / s = V_{Rd,s} / (0,8 \cdot d \cdot f_{ywd}) = 11544 / (0,8 \cdot 2199 \cdot 43,47) = 13,74cm^2 / m$$

Določimo še nosilnost betonskih diagonal $V_{Rd,max}$:

$$V_{Rd,max} = \frac{1}{2} \cdot 0,9 \cdot d_2 \cdot b_w \cdot v_1 \cdot f_{cd} = \frac{1}{2} \cdot 0,9 \cdot 40 \cdot 2380 \cdot 0,53 \cdot 20 = 40212kN$$

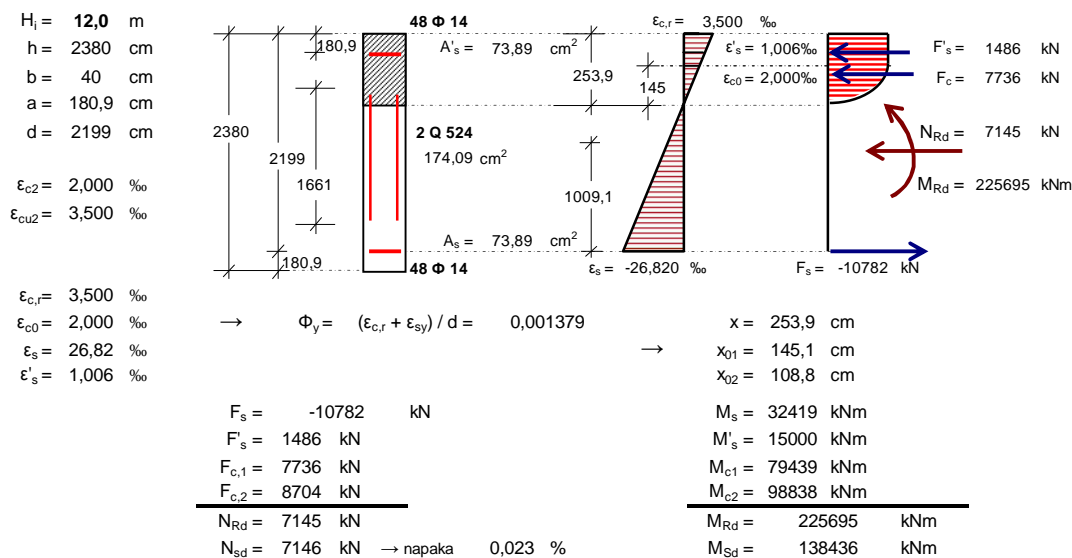
$$v_1 = 0,6 \cdot (1 - f_{ck} / 250) = 0,6 \cdot (1 - 30 / 250) = 0,53$$

ki je večja od strižne obremenitve betonskega prereza AB stene A8-D8.

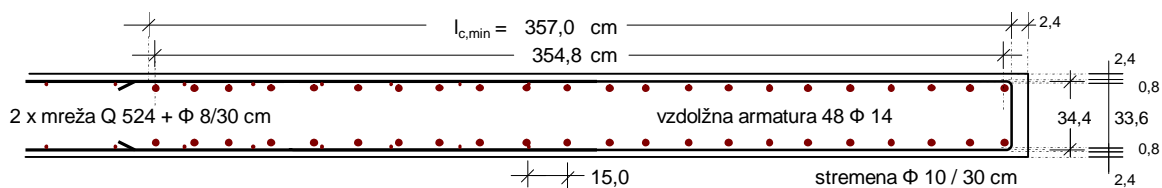
Minimalni mrežni armaturi 2 x Q-524, ki smo jo določili v poglavju 5.6.6, dodamo rebraste palice $\Phi 8/30$ cm na vsaki strani stene. Dejanska armatura tako znaša 13,83 cm²/m.

5.6.8 Upogibna nosilnost v kritičnem področju (področju plastičnega členka)

Z minimalno potrebno armaturo, določeno v poglavju 5.6.6, smo preverili upogibno nosilnost stene v kritičnem področju (spodnje tri etaže). Pri računu upogibne armature je potrebno upoštevati tudi navpično armaturo v stojini stene, ki jo predstavlja mrežna armatura 2 x Q-524. Kritičen je prerez z osno silo $N_{Ed} = 7146$ kN, projektni upogibni moment pa $M_{Ed} = 138436$ kNm. Ugotovili smo, da upogibna nosilnost z minimalno armaturo zadošča obremenitvam, saj znaša $M_{Rd} = 225695$ kNm (slika 5-22).



Slika 5-22: Upogibna nosilnost stene z minimalno zahtevano armaturo



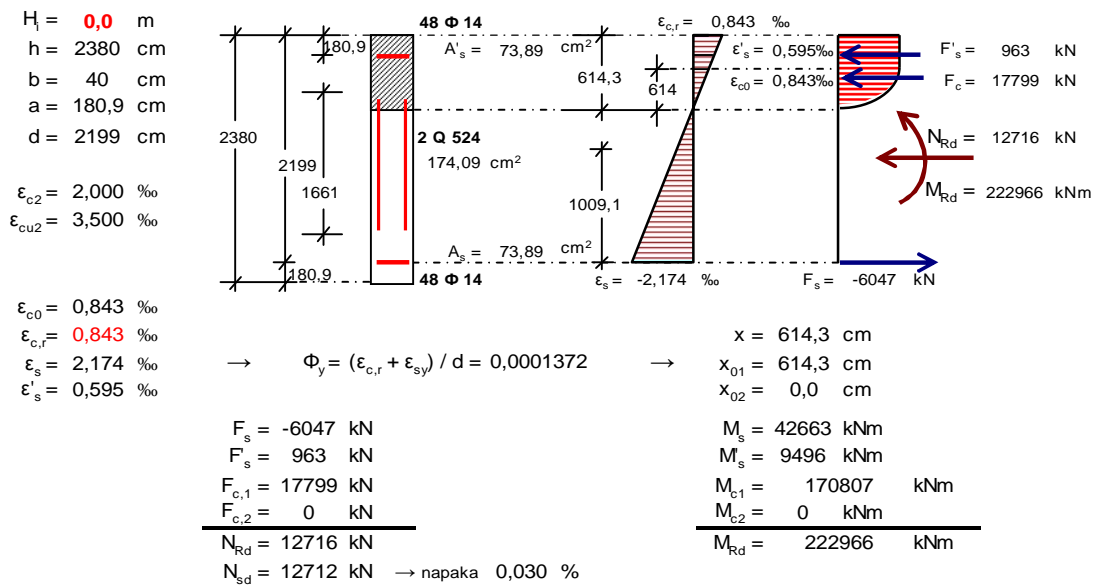
Slika 5-23: Shematski prikaz armature robnega elementa pri projektni vrednosti upogibnih momentov

5.6.9 Dejanska duktilnost za ukrivljenost

Ukrivljenosti Φ_y in Φ_u smo določili iz ravnotežja sil v prerezu in pri tem upoštevati projektne vrednosti tlačne trdnosti betona $f_{cd} = 2$ kN/cm² in meje tečenja jekla $f_{yd} = 43,5$ kN/cm². V skladu s predpostavko, da beton v robnih področjih sten ni objekt s posebno armaturo, smo v

računu upoštevali karakteristike neobjetega betona. Za tlačno robno deformacijo v betonu smo v mejnem stanju nosilnosti upoštevali vrednost 0,35%.

Najprej smo določili ukrivljenost prereza, ko steče natezna armatura Φ_y , in pri tem opazovali, kdaj se tečenje pojavi v njenem težišču. Predpostavili smo deformacijo težišča natezne armature na meji tečenja in iteracijsko določili ustrezno globino nevtralne osi x , za katero je bila dobljena osna sila enaka osni sili pri potresni obtežni kombinaciji (slika 5-24).



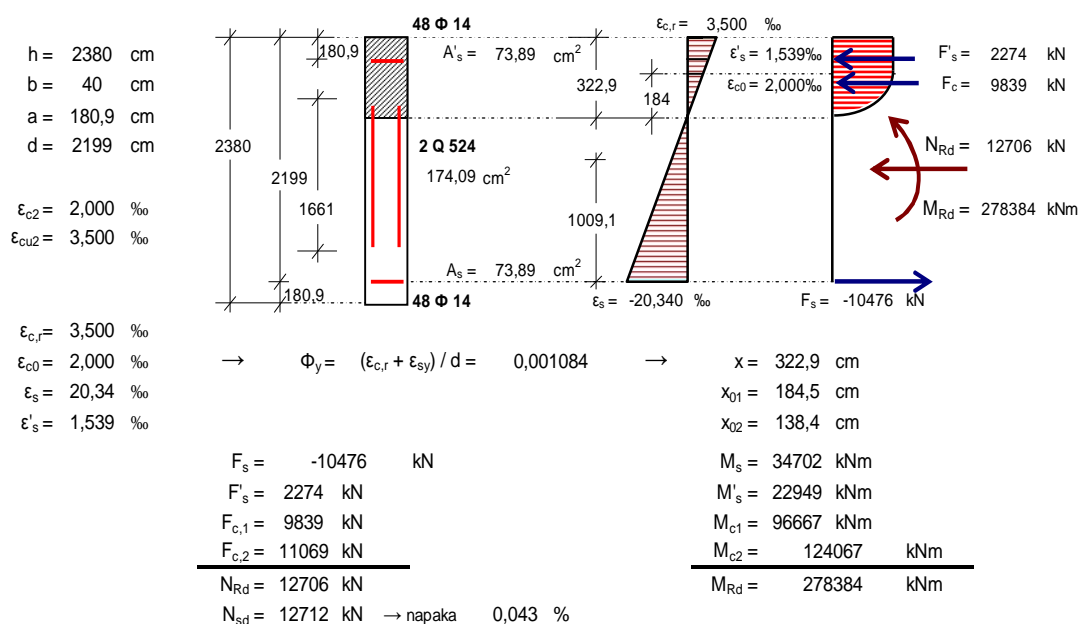
Slika 5-24: Natezna armatura na meji elastičnosti - tečenje 1. plasti upogibne armature

Nato smo določili še ukrivljenost prereza Φ_u , ko doseže AB prerez stene upogibno nosilnost. Predpostavili smo deformacijo na robu tlačnega betonskega prereza in iteracijsko določili tako globino nevtralne osi x , da je bila dobljena osna sila enaka osni sili pri potresni obtežni kombinaciji (slika 5-25).

V AB steni A8-D8 brez posebne stremenske armature robnih elementov znaša duktilnost za ukrivljenost $\mu_\phi = 7,90$ in je večja od potrebne 1,98:

$$\mu_\phi = \frac{\phi_u}{\phi_y} = \frac{0,000137}{0,001084} = 7,9 \geq 1,98$$

Ukrivljenost Φ_u ustreza mejnem stanju upogibne nosilnosti AB stene in ukrivljenost Φ_y trenutku, ko steče upogibna armatura.



Slika 5-25: Mejno stanje nosilnosti prereza AB stene A8-D8

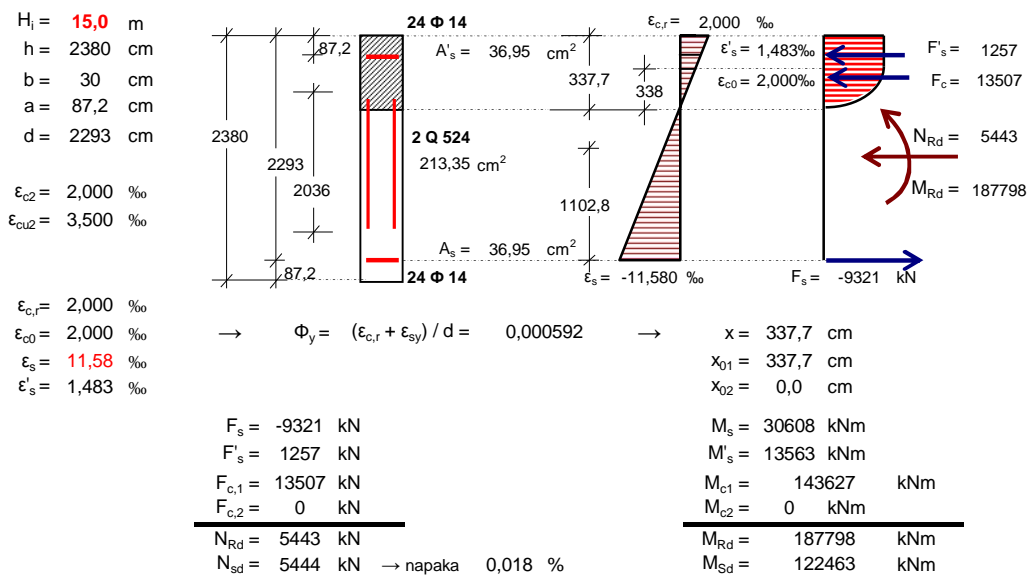
S tem računom smo pokazali, da pričakovano duktilnost za ukrivljenost lahko zagotovimo tudi brez posebne horizontalne armature robnih elementov. Obenem je tudi minimalna dolžina robnega elementa zadostna, saj se v robnih elementih pri zahtevani minimalni duktilnosti ne bodo razvile tako velike tlačne napetosti, ki bi lahko povzročile njegovo krhko porušitev. Ker je normirana osna sila $v_d < 0,15$, v območju predpisane minimalne dolžine 357 cm postavimo vsaj minimalno predpisano horizontalno armaturo, ki je določena v poglavje 5.6.6. Na ta način zavarujemo prerez tudi za primer večje zahtevane duktilnosti, ki se lahko v njem pojavi zaradi različnih nezanesljivosti v računu.

5.6.10 Armatura izven kritičnega področja

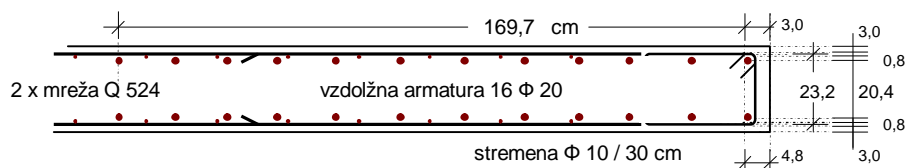
Mrežno armaturo in dodatne palice v srednjem delu stene smo po višini postopoma zmanjševali tako, da smo zagotovili potrebno strižno nosilnost ter pri tem upoštevali projektne strižne sile (slika 5-19 a). Ravno tako smo vzdolžno armaturo v robnih elementih postopoma zmanjšali tako, da smo zagotovili potrebno upogibno nosilnost stene (slika 5-19 b).

V steni nad kritičnih območjem veljajo pravila iz SIST EN 1992-1-1:2004 z dodatno zahtevo člena 5.4.3.4.2(11), da mora znašati delež vzdolžne armature v robnem elementu najmanj 0,005 na tistem delu stene, kjer tlačna deformacija preseže 0,002. Predpostavili smo deformacijo najbolj tlačnega vlakna betona 0,002 ter ob projektni osni sili iz ravnotežja prereza izračunali upogibni moment, ki ga prevez preuzame.

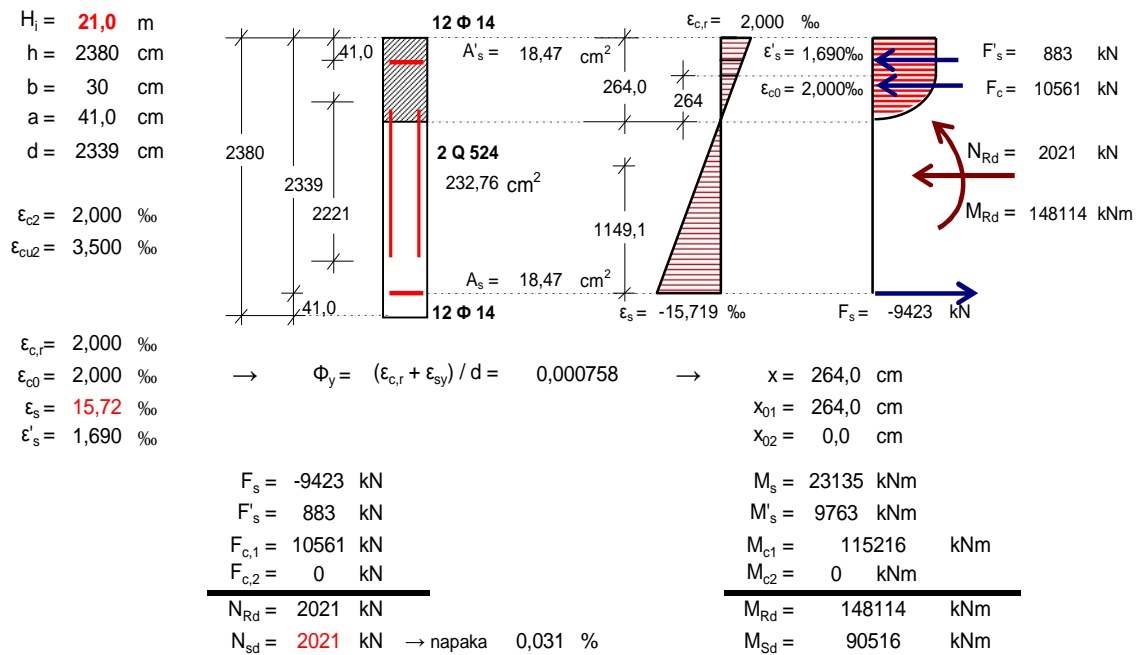
Na slikah 5-26 do 5-28 so prikazani rezultati dimenzioniranja prerezov AB stene A8-D8 izven kritičnega območja.



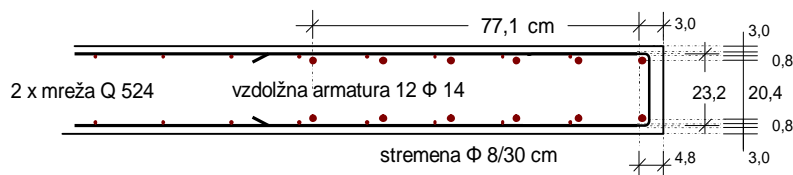
Slika 5-26: Upogibna nosilnost v prerezu B



Slika 5-27: Shematski prikaz detajla armiranja prereza B



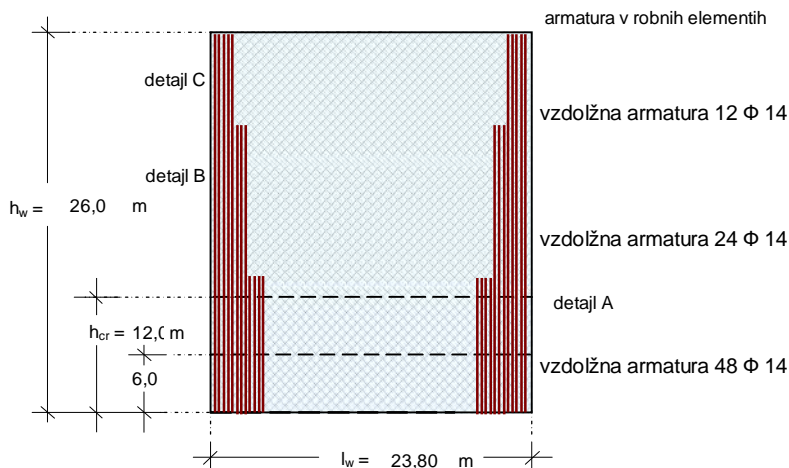
Slika 5-28: Upogibna nosilnost v prerezu C

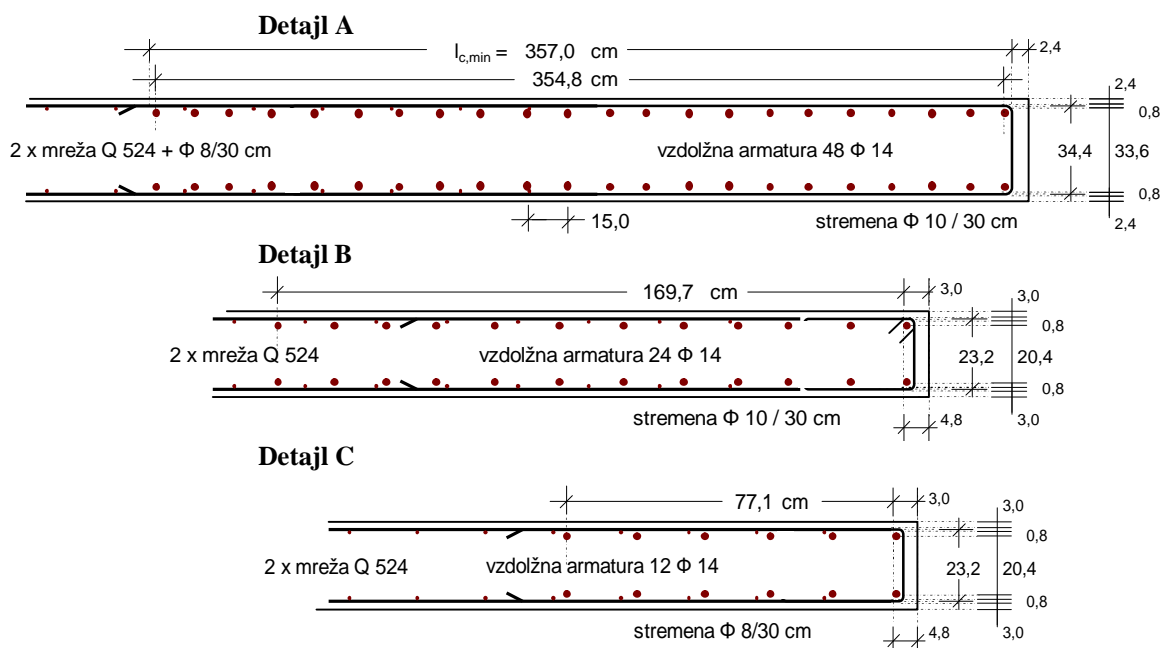


Slika 5-29: Shematski prikaz detajla armiranja prereza C

5.6.11 Povzetek armature

Shematski prikazi armature v AB steni A8-D8 za stopnjo duktilnosti DCM po višini stene in shematski prikazi izvedbe detajlov v robnih elementih so prikazani na sliki 5-30.





Slika 5-30: Shematski prikazi konstruirane armature v AB steni A1-B1

5.6.12 Komentar k dimenzioniranju AB sten

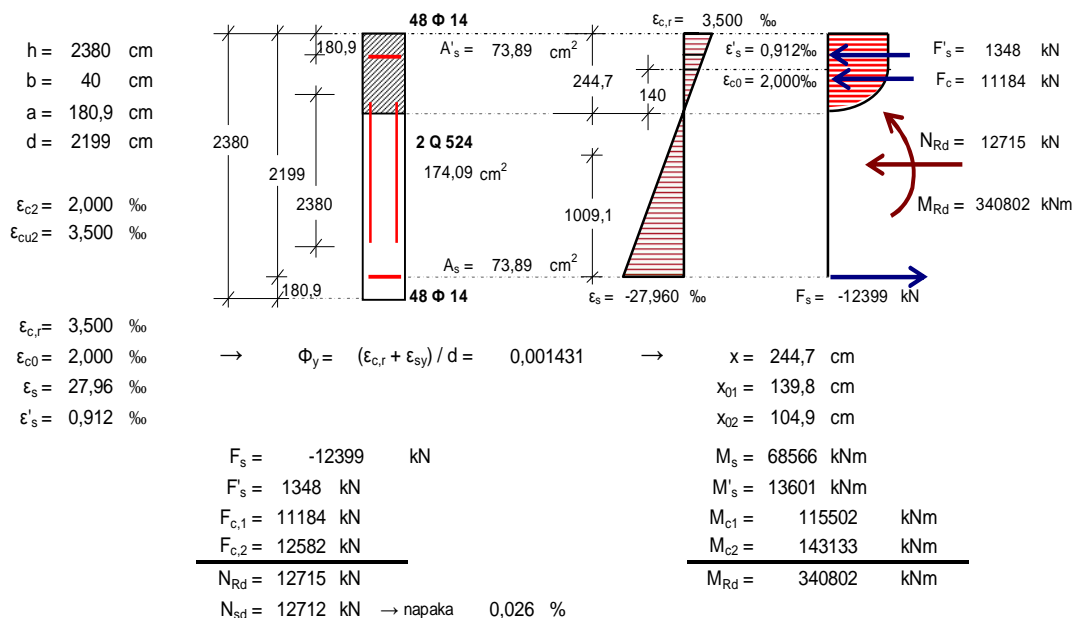
Z upoštevanjem konstrukcijskih zahtev, ki jih podaja SIST EN 1998-1:2005, smo v konkretnem primeru zadostili večini določil Evrokodov. Najprej smo z določitvijo minimalne zahtevane upogibne in strižne armature v robnih elementih in armature v preostalem delu stene pripravili izhodišča za nadaljnje dimenzioniranje. Zaradi manjše normirane osne sile od 0,15 nam ni bilo potrebno upoštevati strogih zahtev glede stremen v robnih elementih in smo jih lahko določili v skladu z določili SIST EN 1992-1-1:2004. Vendar smo pri steni A1-B1 zaradi majhne razlike med dejansko in zahtevano duktilnostjo za ukrivljenost v robnem elementu namestili stremena, ki objemajo vzdolžno upogibno armaturo. Na ta način zavarujemo prerez tudi za primer večje zahtevane duktilnosti, ki se lahko v njem pojavi zaradi različnih nezanesljivosti v računu. Pri steni A1-B1 minimalna zahtevana upogibna armatura ni zadostovala in smo jo zato ustrezno povečali, medtem ko je pri steni A8-D8 zadostovala. V obravnavanih AB stenah je bilo potrebno zaradi velike strižne sile v osrednjem delu sten namesti dodatne horizontalne palice za prevzem strižnih sil. Za obe steni smo izračunali dejansko duktilnost za ukrivljenost, ki znaša 5,60 za steno A1-B1 in 7,90 za steno A8-D8 ter je v obeh primerih večja od zahtevane vrednosti. V osrednjem delu sten izven kritičnega območja smo armaturo po višini postopoma zmanjševali, in sicer tako, da smo zagotovili

potrebno strižno nosilnost ter pri tem upoštevali projektne strižne sile. Ravno tako smo vzdolžno armaturo v robnih elementih postopoma zmanjšali na način, da smo zagotovili potrebno upogibno nosilnost stene.

5.7 Kontrola prestriga AB plošče zaradi potresnih obremenitev

Evrokod standardi stremijo k regularnim konstrukcijam tako po tlorisu kot po višini, kajti za njih so značilni jasni in direktni prenosi obtežb in predvidevanje njihovega obnašanja je enostavnejše. Zaradi neregularnosti nosilne konstrukcije poslovnega objekta v tlorisu smo preverili nevarnost prestriga etažne AB plošče na njenem najožjem delu, kjer znaša širina plošče 8,20 m. Prestrig AB plošče smo kontrolirali za stanje, ko doseže AB stena A8-D8 mejno stanje nosilnosti, in pri tem uporabili računski model nosilne konstrukcije iz linearne analize na potresno obtežbo (poglavje 4.2).

Pri kontroli AB plošče na prestrig smo upoštevali karakteristične vrednosti tlačne trdnosti betona $f_{yk} = 3,0 \text{ kN/cm}^2$ in meje elastičnosti armature $f_{yk} = 50,0 \text{ kN/cm}^2$. Izračunali smo mejno nosilnost AB stene A8-D8 pri izbrani količini armature. Mejna upogibna nosilnost stene pri tako izbranih materialnih karakteristikah znaša $M_{Rd} = 340802 \text{ kNm}$ (slika 5-31).



Slika 5-31: Izračun mejne nosilnosti AB stene A8-D8

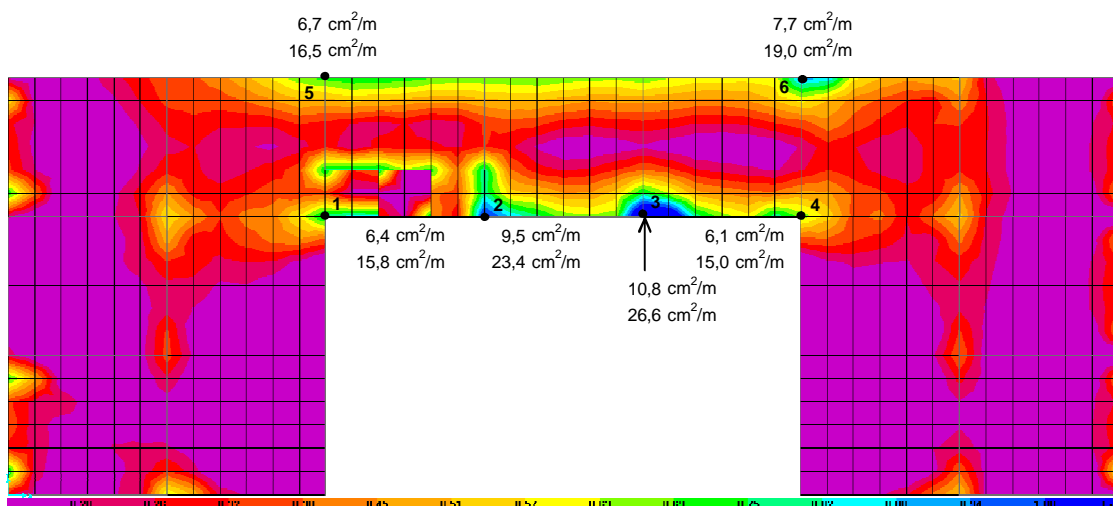
Nato smo določili razmerje med dejansko obremenitvijo stene (slika 5-19) iz linearne analize na potresno obtežbo in mejno upogibno nosilnostjo stene, ki je v tem primeru enako:

$$\frac{M_{Rd}}{M_{Ed}} = \frac{340802kNm}{138436kNm} = 2,46$$

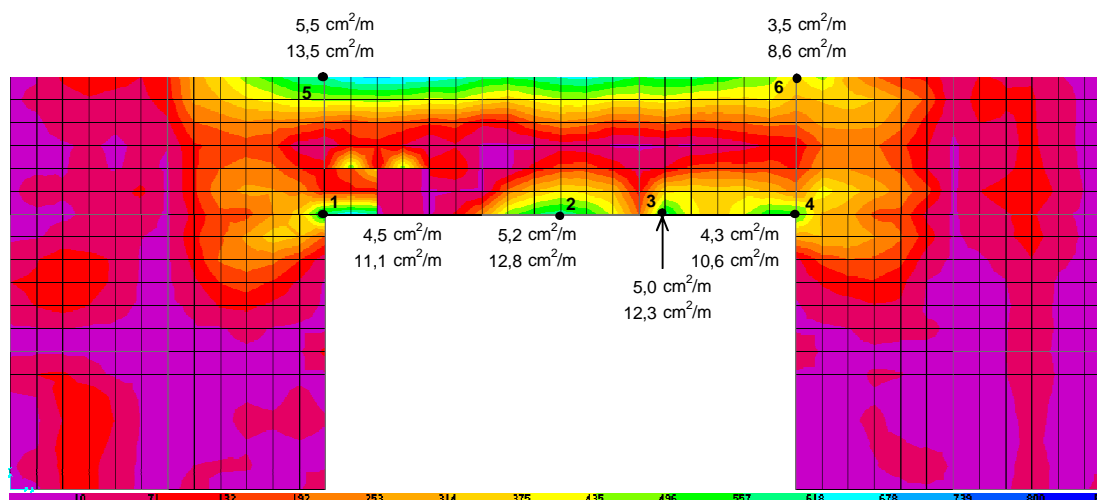
Potrebno količino armature v plošči zaradi prestriga plošče smo zaradi lažjega postopka določili s pomočjo računalniškega programa SAP 2000. Pri tem smo si pomagali s tehničnimi napotki k dimenzioniranju armiranobetonskih ploskovnih elementov, ki so priloženi programu.

Z dimenzioniranjem AB plošče na notranje sile, dobljene pri linearni analizi na potresno obtežbo, smo dobili potrebno količino armature pri projektni obremenitvi AB stene A8-D8, ki znaša $M_{Ed}=138436$ kNm. Tako dobljene količine armature smo potem množili s faktorjem 2,46 in dobili količino armature v AB etažni plošči pri mejni upogibni nosilnosti AB stene A8-D8.

Potrebno količino armature v kritičnih območjih spodnje in zgornje cone AB plošče podajamo na slikah 5-32 in 5-33, kjer so s točkami označena najbolj kritična območja, ki so močno strižno obremenjena zaradi neregularne zasnove konstrukcije v tlorisu.



Slika 5-32: Prikaz potrebne armature v spodnji coni zaradi prestriga AB plošč



Slika 5-33: Prikaz potrebne armature v zgornji coni zaradi prestriga AB plošče

Etažno AB ploščo smo pri linearni analizi konstrukcije na vplive vertikalne obtežbe v poglavju 3 armirali z armaturnimi mrežami Q-424 v spodnji coni ter mrežami R-524 in R-785 v zgornji coni. Zaradi nevarnosti prestriga etažne AB plošče smo se odločili, da bomo izbrani mrežni armaturi iz poglavja 3.1.5.2 dodali še dodatne rebraste armaturne palice in na ta način zagotovili potrebno količino armature na najbolj obremenjenih območjih plošče. Na območju točke 1 plošče (slika 5-32 in 5-33) potrebujemo v spodnji coni skupaj $A_{sp,potr} = 15,8 \text{ cm}^2/\text{m}$ armature in v zgornji coni $A_{zg,potr} = 11,1 \text{ cm}^2/\text{m}$. V spodnji coni imamo nameščene armaturne mreže Q-424. Razliko do potrebne količine armature, ki znaša $11,56 \text{ cm}^2/\text{m}$, pokrijemo z rebrastimi armaturnimi palicami $\Phi 12/15 \text{ cm}$ na širini 2,0 m, merjeno od roba AB plošče. V zgornji coni imamo že nameščene armaturne mreže R-524 in razliko $5,86 \text{ cm}^2/\text{m}$ armature pokrijemo z rebrastimi armaturnimi palicami $\Phi 12/30 \text{ cm}$ na širini 2,0 m, merjeno od roba AB plošče. V prilogah k diplomski nalogi A in B so dodatne palice zaradi prestriga prikazane na načrtih spodnje in zgornje armature v AB plošči.

6 NELINEARNA ANALIZA KONSTRUKCIJE V PREČNI SMERI

Standard SIST EN 1998-1:2005 uvaja nelinearno analizo v vsakdanjo projektantsko prakso. Podatke dobljene z linearno analizo smo se odločili preveriti še z nelinearno analizo in tako oceniti potresni odziv nosilne konstrukcije poslovne stavbe. V standardu SIST EN 1998-1:2005 so v členu 4.3.3.4 podane zahteve glede nelinearne analize konstrukcij. V konkretnem primeru nas je zanimala predvsem ustreznost konstruirane armature v robnih elementih AB sten, ki so postavljene v prečni smeri poslovne stavbe, zato smo se odločili za uporabo ravninskega modela, ki vsebuje AB stene A1-B1, C1-D1 in A8-D8. Odziv omenjenih elementov na potresno obtežbo smo preverili s poenostavljeno nelinearno analizo z uporabo N2 metode, ki temelji na nelinearni statični analizi in uporabi spektra odziva. Metoda omogoča izračun bistvenih neelastičnih značilnosti obravnavane konstrukcije s pomočjo idealiziranega neelastičnega spektra pospeškov. Rezultat analize so pomiki in notranje statične količine (osne in prečne sile ter upogibni momenti), ki jih določena obtežba zahteva.

6.1 Nelinearna metoda N2 za analizo konstrukcij pri potresni obtežbi

»Obravnavana poenostavljena nelinearna metoda temelji na nelinearni statični analizi modela konstrukcije z več prostostnimi stopnjami (MDOF sistem) pri monotono naraščajoči horizontalni obtežbi (angl. pushover), medtem ko se potresna obremenitev določi iz projektne spektra. V ta namen je potrebno določiti ekvivalenten sistem z eno prostostno stopnjo (SDOF sistem). Potresne obremenitve in kapacitete konstrukcije so prikazane v AD formatu (pospešek - pomik), kjer se na navpični osi rišejo pospeški, na vodoravni osi pa pomiki, kar omogoča dober vpogled v medsebojne povezave odločujočih parametrov in v njihov vpliv na obnašanje konstrukcije (slika 6-8b).¹«

¹ Fajfar, P., G. 2002 Poenostavljena nelinearna analiza konstrukcij pri potresni obtežbi. Gradb. vestn.

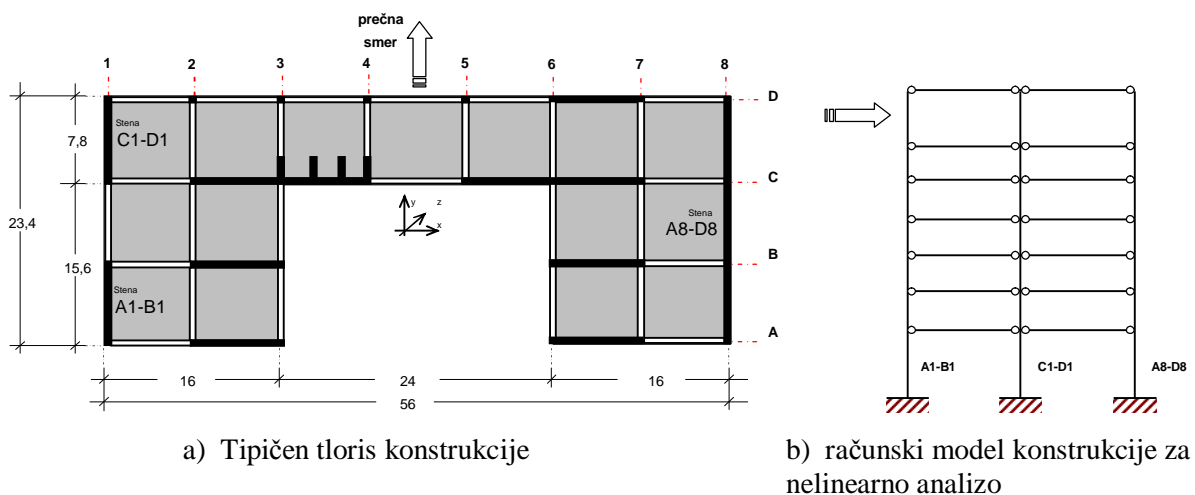
6.1.1 Materialne karakteristike betona in jekla

Karakteristike elementov določimo ob upoštevanju srednjih vrednosti karakteristik materiala, v skladu s členom 4.3.3.1(4) standarda SIST EN 1998-1:2005. Za nelinearno analizo smo uporabili karakteristike betona kvalitete C30/37, ki so podane v preglednici 3.1 standarda SIST EN 1992-1-1: 2004. Upoštevali smo srednjo tlačno trdnost betona $f_{cm} = 38000 \text{ kN/m}^2$, srednjo natezno trdnost betona $f_{ctm} = 2900 \text{ kN/m}^2$, elastični modul $E_c = 33000000 \text{ kN/m}^2$.

Za jeklo kvalitete S500 smo upoštevali karakteristično vrednost natezne napetosti $f_y = 500000 \text{ kN/m}^2$, elastični modul $E_s = 200000000 \text{ kN/m}^2$ in $u_{trd} = 0,02$. Razporeditev in količina armature je prikazana v poglavjih 5.5.7 in 5.6.11.

6.1.2 Računski model konstrukcije

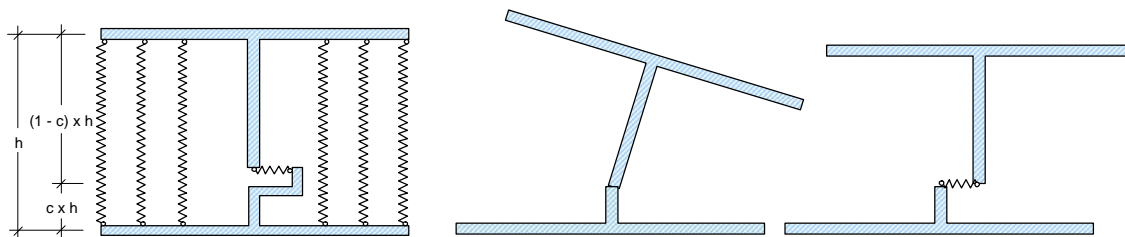
Nosilno konstrukcijo poslovne stavbe smo modelirali z ravninskim modelom, ki ima več prostostnih stopenj (MDOF model). Vsaka posamezna AB stena je po višini modelirana z večjim številom različno dolgih elementov, ki so medsebojno toga povezani. Računski ravninski model konstrukcije je sestavljen iz AB sten A1-B1, A3-B3 in A8-D8, postavljenih v prečni smeri konstrukcije. Posamezne AB stene so na nivoju etaž medsebojno povezane z zelo togimi prečkami, ki so členkasto priključene na stene (slika 6-1).



Slika 6-1: Tipičen tloris konstrukcije in računski model konstrukcije za nelinearno analizo

6.1.3 Makro model z več navpičnimi vzmetmi (MVLEM)

Posamezno AB steno smo modelirali z makro modelom z več navpičnimi vzmetmi (MVLEM – angl. multiple vertical line element model), ki je sestavljen iz vzporednih navpičnih vzmeti, ki so na koncih povezane s togima grednima nosilcema (slika 6-2). Slednja zagotavljata linearen potek deformacij po višini prečnega prereza elementa (Bernoullijeva hipoteza).



Slika 6-2: Makro element z več navpičnimi vzmeti (MVLEM) s shematičnim prikazom upogibnega in strižnega delovanja ter histereznega pravila za navpične vzmeti

Na velikost deleža strižnih deformacij v steni in s tem povezanim strižnim obnašanjem stene v grobem vpliva geometrijski faktor višine proti dolžini posamezne stene. Strižni odziv smo modelirali z vzmetjo, katere obnašanje je linearno in smo ga upoštevali s pomočjo strižne vzmeti, ki je pritrjena na razdalji $c \cdot h$ od začetka makro elementa. Za koeficient c smo izbrali vrednost 0.5 (slika 6-2).

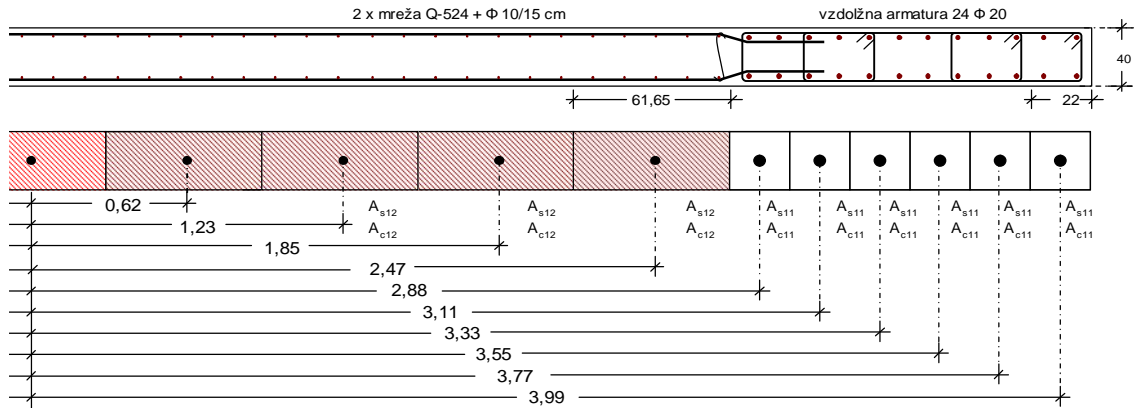
6.1.3.1 Programsko okolje za simulacije v potresnem inženirstvu – OpenSees

Poenostavljeno nelinearno analizo smo opravili s pomočjo računalniškega programa OpenSees, ki so ga razvili v PEER Center v Kaliforniji². V programsko okolje Opensees je bil vgrajen element MVLEM na Fakulteti za gradbeništvo in geodezijo Univerze v Ljubljani³. Jedro programskega okolja je napisano v programskem jeziku C++, ki omogoča objektno programiranje. Programsko okolje Opensees vsebuje najrazličnejše numerične metode za natančno in učinkovito simulacijo nelinearnega dinamičnega obnašanja gradbenih konstrukcij med potresi.

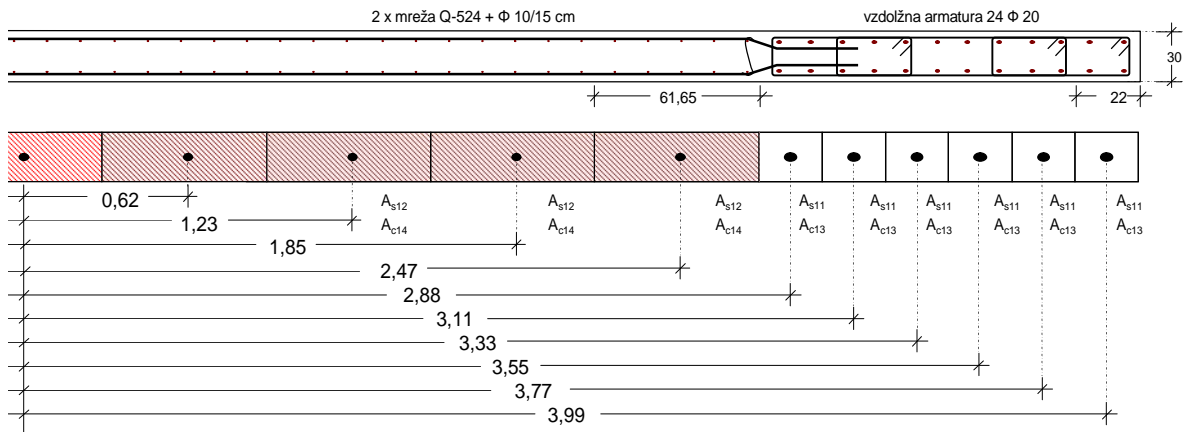
² <http://opensees.berkeley.edu/OpenSees/manuals/usermanual> (15.11.2010)

³ Kante, P. 2005. Potresna ranljivost armiranobetonskih sten. Doktorska disertacija. Ljubljana, Univerza v Ljubljani, Fakulteta za gradbeništvo in geodezijo, Oddelek za gradbeništvo, Konstrukcijska smer, 243 str.

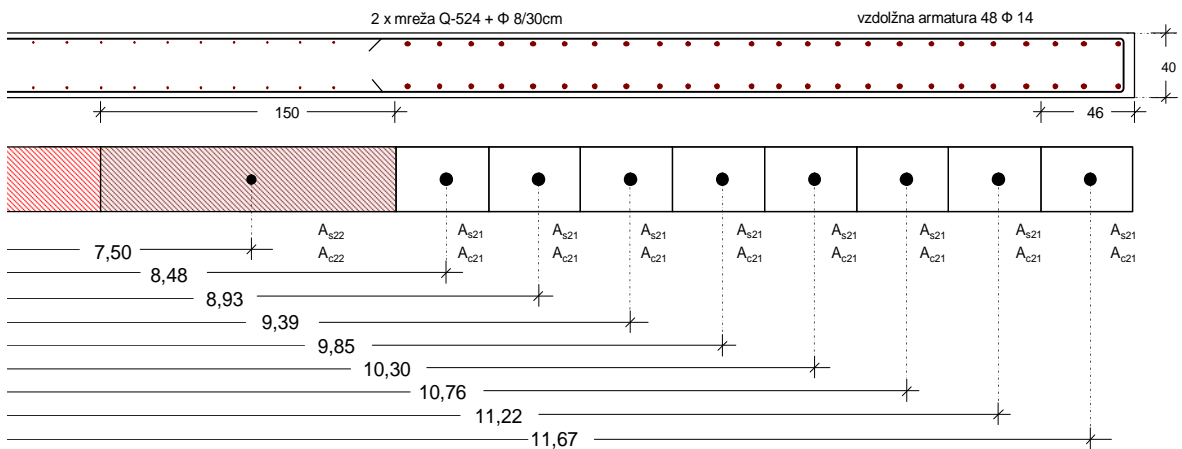
ki odpade na posamezni betonski odsek (slika 6-4). AB steni nad pritličjem smo po istem principu razdelili na odseke A_{c13} , A_{c14} , A_{s11} in A_{s12} (slika 6-5). Na ta način smo AB steno modelirali z 21 navpičnimi vzmetmi. Podobno naredimo tudi za steno A8-D8 (slika 6-6 Slika 6-7 6-7), ki smo jo modelirali s 27 navpičnimi vzmetmi.



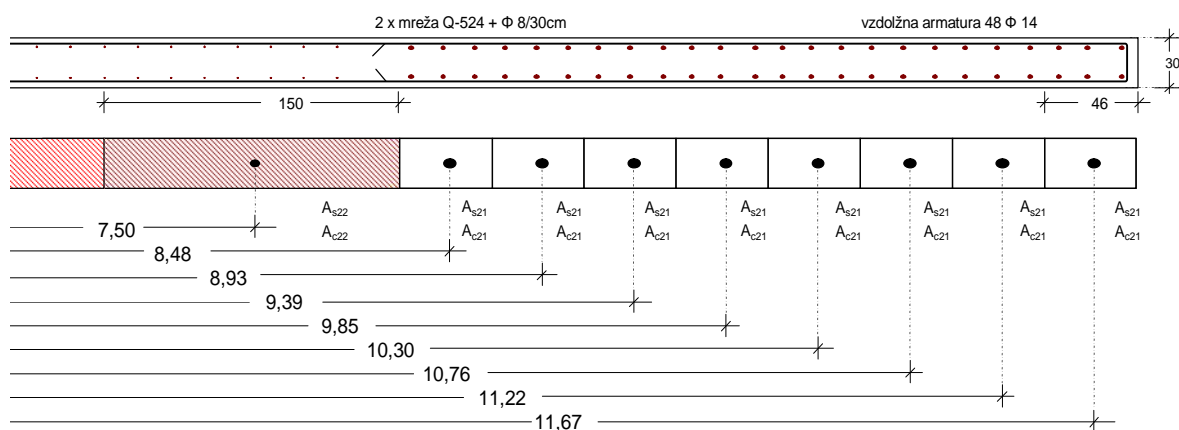
Slika 6-4: Razdelitev prečnega prereza sten A1-B1 in C1-D1 na odseke (prtljučna etaža)



Slika 6-5: Razdelitev prečnega prereza sten A1-B1 in C1-D1 na odseke (1.-3. etaža)



Slika 6-6: Razdelitev prečnega prereza stene A8-D8 na odseke (prtljučna etaža)



Slika 6-7: Razdelitev prečnega prereza stene A8-D8 na odseke (1.-7. etaža)

6.1.3.3 Določitev lastnosti posameznih navpičnih vzmeti

Lastnosti navpičnih vzmeti na nivoju "sila - raztezek vzmeti" smo določili na osnovi površine betona in površine armature, ki pade v posamezen odsek prečnega prereza, ter s pomočjo lastnosti vgrajenega betona in armature. V preglednici 6-1 so podana navodila za določitev lastnosti (posameznih parametrov) navpičnih vzmeti ter v preglednicah 6-2 in 6-3 lastnosti vzmeti za posamezen odsek v stenah A1-B1, C1-D1 in A8-D8.

Za obravnavani primer razporeditve armature po betonskem prerezu AB sten se je v določenih vzmeteh pojavil problem pri numeričnem preračunu nosilne konstrukcije, kajti sila, pri kateri beton razpoka, je bila večja od sile, pri kateri steče armatura. Težavo smo rešili tako, da smo v nekaterih vzmeteh zmanjšali vrednost srednje natezne trdnosti betona iz $f_{ctm} = 2900 \text{ kN/m}^2$ na vrednost, ki je zagotovila, da beton razpoka pri manjši sili, kot pa steče armatura. Pri tem smo spremljali ali se vzmet plastificira in tako izločili možnost napake zaradi prilagoditve teh vzmeti.

Preglednica 6-1: Navodila za določitev posameznih parametrov navpičnih vzmeti VertSpringType1

parameter vzmeti		opis parametra	smernice za določitev parametra
oznaka	oznaka v OpenSees		
k_1	<i>Stiff1</i>	elastična togost vzmeti	$k_1 = A_c E_c / L$
F_{cr}	<i>forcCr</i>	sila v vzmeti ob razpokanju betona	$F_{cr} = f_{cm} A_c$
F_y	<i>forcY</i>	sila v vzmeti ob začetku tečenja armature	$F_y = f_{sy} A_s$
Δ_y	<i>DefY</i>	raztezek vzmeti ob začetku tečenja armature	$\Delta_y = F_y L / A_s E_s$
k_3	<i>Stiff3</i>	utrditev vzmeti v nategu (togost)	$k_3 = f_{hard} A_s E_s / L$
F_c	<i>forcC</i>	sila v vzmeti pri doseženi tlačni trdnosti betona	$F_c = f_{cm} A_c$
α	<i>alfa</i>	parametri histereze	$\alpha = 1,0$
β	<i>beta</i>		$\beta = 1,5$
γ	<i>gama</i>		$\gamma = 1,05$
δ	<i>delta</i>		$\delta = 0,5$

Opombe:

- A_c ... površina betona za posamezen odsek prečnega prereza
 A_s ... površina armature za posamezen odsek prečnega prereza
 E_c, E_s ... elastični modul za beton in armaturo (jeklo)
 L ... dolžina vzmeti (makro elementa)
 f_{cm} ... karakteristična in srednja vrednost tlačne trdnosti betona
 f_{ctm} ... srednja vrednost natezne trdnosti betona
 f_{sy} ... napetost ob začetku tečenja armature (jekla)
 f_{hard} ... faktor utrditve

Preglednica 6-2: Lastnosti navpičnih vzmeti sten A1-B1 in C1-D1 (enote: m, kN)

oznaka vzmeti	tip	etaža	L_i	A_c	A_s	k_c	k_s	F_{cr}	F_y	Δ_y	k_3	F_c
101	A_{c11}, A_{s11}	1	0,2	0,088	0,001257	1,46,E+07	1,26,E+06	256	628,3	0,00050	12566	3359,2
102	A_{c12}, A_{s12}			0,247	0,000503	4,07,E+07	5,03,E+05	222	251,3	0,00050	5027	9370,8
103	A_{c11}, A_{s11}	1	0,4	0,088	0,001257	7,29,E+06	6,28,E+05	256	628,3	0,00100	6283	3359,2
104	A_{c12}, A_{s12}			0,247	0,000503	2,03,E+07	2,51,E+05	715	251,3	0,00100	2513	9370,8
105	A_{c13}, A_{s11}	2-3	0,6	0,066	0,001257	3,65,E+06	4,19,E+05	192	628,3	0,00150	4189	2519,4
106	A_{c14}, A_{s12}			0,185	0,000503	1,02,E+07	1,68,E+05	536	251,3	0,00150	1676	7028,1

Preglednica 6-3: Lastnosti navpičnih vzmeti stene A8-D8 (enote: m, kN)

oznaka vzmeti	tip	etaža	L_i	A_c	A_s	k_c	k_s	F_{cr}	F_y	Δ_y	k_3	F_c
301	A_{c21}, A_{s21}	1	0,2	0,183	0,000924	3,01,E+07	9,24,E+05	438	461,81	0,00050	9236	6935,0
302	A_{c22}, A_{s22}			0,600	0,001005	9,90,E+07	1,01,E+06	480	502,65	0,00050	10053	22800,0
303	A_{c21}, A_{s21}	1	0,4	0,183	0,000924	1,51,E+07	4,62,E+05	529	461,81	0,00100	4618	6935,0
304	A_{c22}, A_{s22}			0,600	0,001005	4,95,E+07	5,03,E+05	1740	502,65	0,00100	5027	22800,0
305	A_{c23}, A_{s21}	2-3	0,6	0,137	0,000924	7,53,E+06	3,08,E+05	397	461,81	0,00100	3079	5201,3
306	A_{c24}, A_{s22}			0,450	0,001005	2,48,E+07	3,35,E+05	1305	502,65	0,00150	3351	17100,0

Definirati je bilo potrebno še posamezne skupine materialov, ki določajo lastnosti posameznih vzmeti makro elementa. Pri določevanju skupin materialov za navpične vzmeti smo izbrali materialni tip s predpisanim histereznim obnašanjem *VertSpringType1*.

Ukaz za določitev materialov, ki ustrezajo vzmetem makro elementa:

```
uniaxialMaterial VertSpringType1 $matTag $stiff1 $forcCr $forcY $defY
                $stiff3 $forcC $alfa $beta $gama $delta
                $print
```

Osnovni parametri vzmeti:

\$matTag ...identifikacijska številka (angl. integer) skupine vzmeti (materiala),

\$stiff1 ...elastična togost vzmeti,

\$forcCr ...sila v vzmeti ob razpokanju betona,

\$forcY ...sila v vzmeti ob začetku tečenja armature,

\$defY ...raztezek vzmeti ob začetku tečenja armature,

\$stiff3 ...togost utrditve vzmeti v nategu,

\$forcC ...sila v vzmeti pri tlačni trdnosti betona,

\$alfa ...parameter histereze (privzeta vrednost: 1.0),

\$beta ...parameter histereze (privzeta vrednost: 1.5),

\$gama ...parameter histereze (privzeta vrednost: 1.05),

\$delta ...parameter histereze (privzeta vrednost: 0.5),

\$print ...parameter za izpis prebranih lastnosti materiala (vrednosti: Y ali N).

Primer definiranja vzmeti 101 za makro element 101 obravnavanega računskega modela:

```
uniaxialMaterial VertSpringType1 101 1.46e+07 256 628.3 0.0005 12566
                3359.2 1.0 1.5 1.05 0.5 Y
```

6.1.3.4 Določitev lastnosti posameznih prečnih (strižnih) vzmeti

Makro element z več navpičnimi vzmetmi (angl. MVLEM) omogoča modeliranje elastičnega ali neelastičnega strižnega obnašanja obravnavane konstrukcije. Elastično strižno obnašanje konstrukcije modeliramo tako, da glede na lastnosti prečnega prereza konstrukcije (betonski strižni prečni prerez $A_{c,s}$) določimo elastično strižno togost vzmeti k_{shear} s pomočjo izraza:

$$k_{shear} = \frac{A_{c,s} \cdot G_c}{L_i},$$

kjer je $A_{c,s}$ betonski strižni prečni prerez in G_c elastični strižni modul betona, L_i pa dolžina makro elementa. V preglednicah 6-4 in 6-5 so prikazane lastnosti strižnih vzmeti za posamezen odsek v stenah A1-B1, C1-D1 in A8-D8.

Preglednica 6-4: Strižne togosti elementov sten A1-B1 in C1-D1 (enote: m, kN)

oznaka vzmeti	etaža	L_i	$A_{c,s}$	k_{shear}
110	1	0,2	2,733	1,80,E+08
111	1	0,4	2,733	9,02,E+07
112	2-3	0,6	2,050	4,51,E+07

Preglednica 6-5: Strižne togosti elementov stene A8 –D8 (enote: m, kN)

oznaka vzmeti	etaža	L_i	$A_{c,s}$	k_{shear}
310	1	0,2	7,933	5,24,E+08
311	1	0,4	7,933	2,62,E+08
312	2-3	0,6	5,950	1,31,E+08

6.1.3.5 Definiranje elementov

Za definiranje elementov smo izbrali torej makro element z več navpičnimi vzmetmi (angl. MVLEM2D), ki omogoča modeliranje AB sten, obremenjenih v eni horizontalni smeri.

Ukaz za določitev makro elementa in parametri, s katerimi ga določimo:

```
element Mvlem2d $eleTag $iNode $jNode $hSprTag $c {  
$coordZ1 $vSprTag1  
$coordZ2 $vSprTag2  
$coordZ3 $vSprTag3 }  
...
```

Osnovni parametri elementa:

$\$eleTag$...identifikacijska številka elementa
 $\$iNode$...identifikacijska številka začetnega vozlišča elementa
 $\$jNode$...identifikacijska številka končnega vozlišča elementa
 $\$hSprTag$...identifikacijska številka materiala za prečno vzmet
 $\$c$...konstanta elementa (običajni vrednosti: $c = 0.3$ oz. $c = 0.5$)

Primer določitve - makro element:

```

element Mvlem2d          101 101 102          111  0.5 {
-3.99 101
-3.77 101
-3.55 101
-3.35 101
-3.11 101
-2.88 101
-2.47 102
-1.85 102
-1.23 102
-0.62 102
0.000 102
0.62 102
1.23 102
1.85 102
2.47 102
2.88 101
3.11 101
3.35 101
3.55 101
3.77 101
3.99 101
}
}

```

Makro elemente MVLEM smo na nivoju etaž medsebojno povezali z zelo togimi prečkami, ki so členkasto pritrjene na stene, in na ta način simulirali togo diafragmo. Prečke smo definirali z elementom *elasticBeamColumn*:

Ukaz za določitev grednega elementa in parametri s katerimi ga določimo:

```

element elasticBeamColumn $eleTag $iNode $jNode $A $E $Iz $transTag

```

Na nivojih etažnih plošč smo na računski model nanegli mase posameznih etaž, ki smo jih določili v poglavju 2.4 (preglednica 2-2) ter osne sile iz linearne analize v poglavju 5.3.1 in 5.6.1.

6.2 Poenostavljena nelinearna analiza z N2 metodo

V nadaljevanju povzemamo postopek N2 metode podane v članku Poenostavljena nelinearna analiza konstrukcij pri potresni obtežbi avtorja prof. Petra Fajfarja, ki je bil objavljen v Gradbenem vestniku 2002⁴.

6.2.1 Elastičen spekter pospeškov S_{ae}

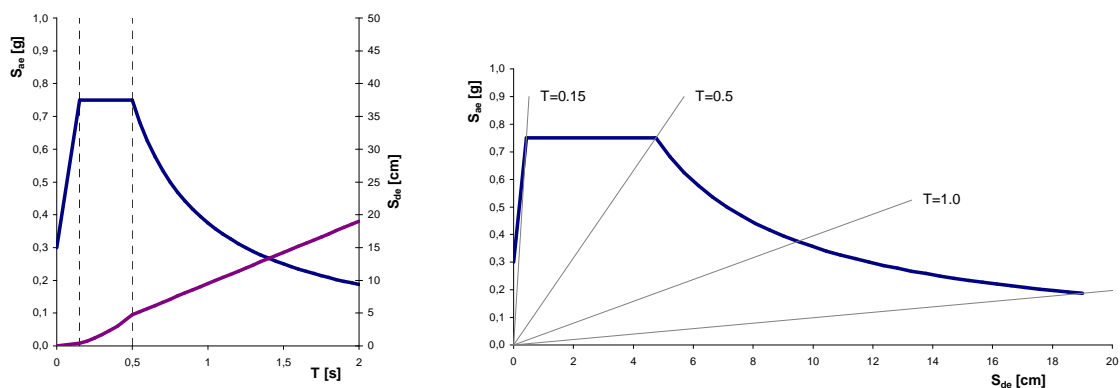
Potresna obtežba je običajno podana v obliki elastičnega spektra pospeškov S_{ae} , kjer so pospeški sistema z eno prostostno stopnjo (SDOF model) podani v odvisnosti od nihajnega časa konstrukcije T . Spekter pospeškov je za obravnavani primer $a_g = 0,25g$ po SIST EN 1998-1:2005 za tla tipa B prikazan na sliki 6-8 a.

6.2.2 Spektri v AD formatu (pospeški - pomiki)

Spektra pospeškov in pomikov lahko prikažemo skupaj na istem diagramu, če uporabimo tako imenovan AD (pospešek - pomik) format (slika 6-8 b). V tem formatu predstavljajo radialne linije iz izhodišča koordinatnega sistema vrednosti nihajnih časov ($T = \text{konst.}$).

Spekter pomikov S_d je povezan s spektrom pospeškov z enačbo:

$$S_{de} = \frac{T^2}{4 \cdot \pi^2} \cdot S_{ae}$$



a) klasičen format spektra odziva za pospeške b) AD format spektra odziva za pospeške
Slika 6-8: Elastičen spekter odziva za pospeške S_{ae} in pomike S_{de} za vrsto tal B in $a_g = 0.25 g$.

⁴ Fajfar, P., G. 2002 Poenostavljena nelinearna analiza konstrukcij pri potresni obtežbi. Gradb. vestn.

6.2.3 Potresne obremenitve neelastičnih sistemov za konstantne duktilnosti

S poškodbami, ki so povezane z neelastičnimi deformacijami, se pri duktilnih konstrukcijah sipa energija, kar v računu približno zajamemo tako, da zmanjšamo zahtevano nosilnost konstrukcije (potresne sile) z redukcijskim faktorjem R (v SIST EN 1998-1:2005 imenovan faktor obnašanja q). Velikost tega faktorja je odvisna od sposobnosti konstrukcije, da se deformira v neelastičnem območju (duktilnost) in od dodatne nosilnosti (»overstrength«). Z redukcijskim faktorjem zmanjšamo vrednosti pospeškov v spektru. Za neelastičen sistem z bilinearnim odnosom med obtežbo in pomikom lahko določimo spekter pospeškov S_a in spekter pomikov S_d z naslednjimi enačbami

$$S_a = \frac{S_{ae}}{R_\mu},$$

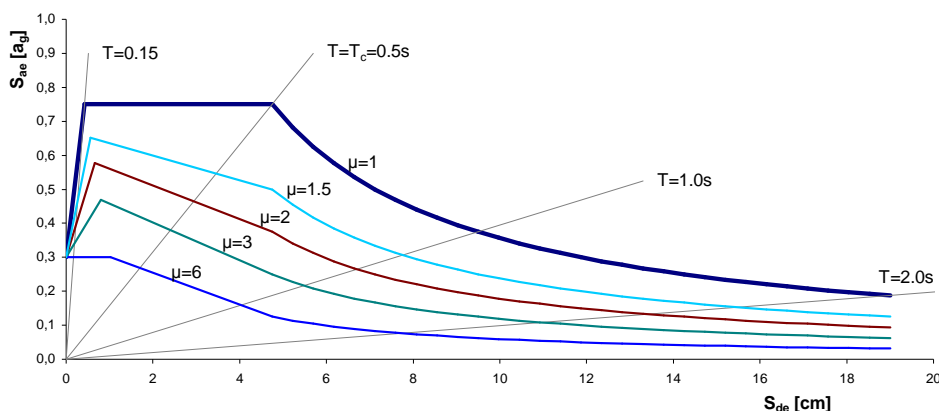
$$S_d = \frac{\mu}{R_\mu}, \quad S_{de} = \frac{\mu}{R_\mu} \cdot \frac{T^2}{4 \cdot \pi^2}, \quad S_{ae} = \mu \cdot \frac{T^2}{4 \cdot \pi^2} \cdot S_a \quad (a)$$

V N2 metodi uporabljamo enostaven bilinearni spekter

$$R_\mu = (\mu - 1) \frac{T}{T_c} + 1 \quad \dots \quad T < T_c$$

$$R_\mu = \mu \quad \dots \quad T \geq T_c \quad (b)$$

kjer je T_c karakterističen nihajni čas gibanja tal, ki je običajno definiran kot nihajni čas na meji med konstantnim spektralnim pospeškom in konstantno spektralno hitrostjo v zglajenem elastičnem spektru. Iz enačb (a) in (b) sledi, da je pri $T > T_c$, to je v področju srednjih in dolgih nihajnih časov, pomik neelastičnega sistema enak pomiku elastičnega sistema z enakim nihajnim časom. S pomočjo zgornjih enačb dobimo iz elastičnega spektra neelastične spektre za konstantne duktilnosti (slika 6-9).



Slika 6-9: Spektri za konstantne vrednosti duktilnosti v AD formatu za $a_g = 0,25$ g

6.2.4 Razporeditev vodoravne obtežbe po višini

Nelinearno statično («pushover») analizo smo naredili tako, da smo MDOF model konstrukcije obremenili z vodoravno statično obtežbo, ki smo jo postopoma povečevali in zasledovali deformacije konstrukcije. Vodoravna statična obtežba simulira inercialne sile, ki se pojavijo med potresom. Razpored vodoravne statične obtežbe smo predpostavili.

Evropski standard SIST EN 1998: 2005 v členu 4.3.3.4.2.2 predpisuje uporabo dveh razporeditev vodoravne obtežbe po višini, ki večinoma ustrezata dvema precej skrajnima primeroma. Pri analizi je potrebno uporabiti "enakomerno" porazdelitev, kjer so vodoravne sile sorazmerne masam glede na višino, ter porazdelitev, kjer so vodoravne sile sorazmerne vodoravnim silam v obravnavani smeri, ki so določene z elastično analizo (v skladu z 4.3.3.2.3) in ki jo večkrat lahko aproksimiramo z obrnjenim trikotnikom. Vodoravno obtežbo v postopku analize povečujemo, vendar ostane njena razporeditev po višini nespremenjena. Rezultate analize narišemo v obliki odnosa med celotno prečno silo v spodnji etaži konstrukcije V , ki je enaka vsoti vseh vodoravnih sil v posameznih etažah, in pomikom na vrhu konstrukcije D_t .

Rezultati analize so odvisni od razporeditve vodoravnih sil po višini konstrukcije, ki jo dobimo po enačbi

$$\mathbf{P} = \mathbf{M} \cdot \Phi,$$

kjer je \mathbf{P} vektor vodoravne obtežbe, \mathbf{M} je diagonalna masna matrika, Φ pa nihajna oblika.

6.2.5 Pretvorba na ekvivalenten sistem z eno prostostno stopnjo

V analizi smo uporabili spektre odziva, ki so po definiciji uporabni za sisteme z eno prostostno stopnjo, zato smo sistem z več prostostnimi stopnjami prevedli na ekvivalentni sistem z eno prostostno stopnjo. MDOF sistem transformiramo v ekvivalenten SDOF sistem po postopku, opisanem v podpoglavjih 6.2.5.1.1 - 6.2.5.1.5.

6.2.5.1 Pomik pri vodoravni obremenitvi P_1

6.2.5.1.1 Masa, sile in pomiki ekvivalentnega sistema z eno prostostno stopnjo

Potrebno je določiti maso ekvivalentnega sistema z eno prostostno stopnjo:

$$m^* = \sum m_i \cdot \Phi_i = 5955 \text{ ton}$$

in iz tega potem še faktor za transformacijo

$$\Gamma = \frac{m^*}{\sum m_i \cdot \Phi_i^2} = 1.46,$$

Enačbi za pretvorbo sil in pomikov se glasita:

$$F^* = \frac{V}{\Gamma}, \quad D^* = \frac{D_t}{\Gamma},$$

kjer sta F^* in D^* sila in pomik ekvivalentnega sistema z eno prostostno stopnjo, Γ je faktor za pretvorbo, ki je odvisen od predpostavljenega približka za nihajno obliko Φ in od razporeditve mas.

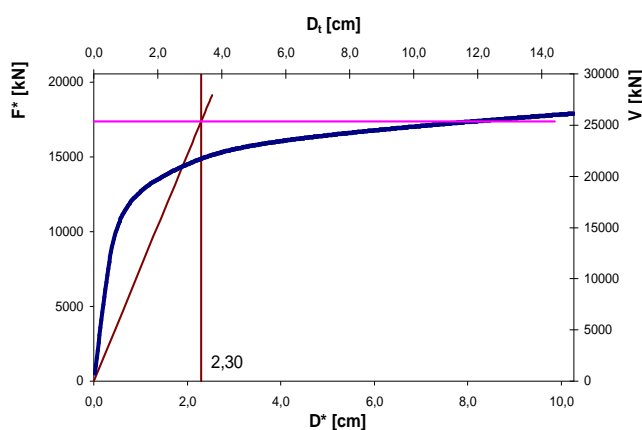
Na sliki 6-11 sta razmerji med V in D_t , ki velja za MDOF sistem, in razmerje med silo F^* in pomikom D^* , ki velja za ekvivalenten SDOF sistem, predstavljeni z eno krivuljo v dveh koordinatnih sistemih. Pretvorba iz enega v drugi koordinatni sistem je enaka faktorju Γ .

Enaka pretvorba velja za sile in pomike, kar pomeni, da ostane oblika odnosa med obtežbo in deformacijo ohranjena, ohranijo pa se tudi togosti in nihajni čas. Za ekvivalenten SDOF sistem velja torej isti diagram obtežba - deformacija kot za MDOF sistem, le merilo je spremenjeno. V enačbah je upoštevano, da je deformacijska oblika Φ normirana tako, da

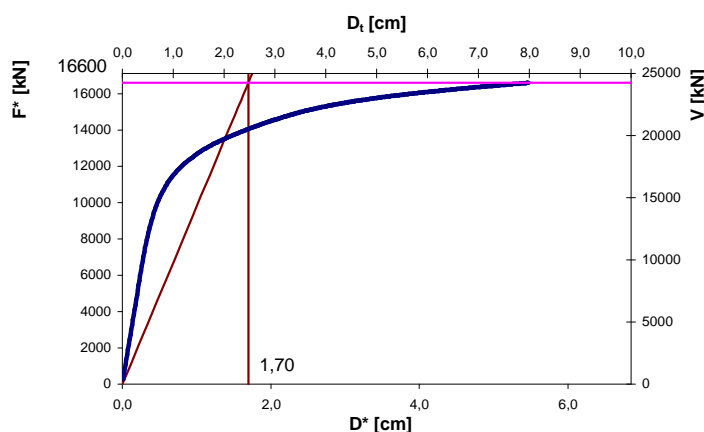
znaša pomik na vrhu $\Phi_n = 1$. V posebnem primeru, ko predpostavimo konstantno obliko po višini ($\Phi = 1$), dobimo iz enačb $\Gamma = 1$ in $m^* = \sum m_i$. V ostalih primerih je faktor za pretvorbo Γ praviloma večji od 1.

6.2.5.1.2 Idealizacija odnosa med silo in pomikom

Za nadaljnji račun je treba odnos med silo F^* in pomikom D^* idealizirati. Pretvorimo ga v bilinearno obliko, kjer elastičnemu območju sledi plastično tečenje. Vrednost končnega pomika na vrhu poslovne stavbe pri pričakovani intenziteti potresne obtežbe smo določili iterativno. V prvi iteraciji smo konstrukcijo obremenili do pomika 15cm ter iz odnosa med prečno silo ob vpetju in pomikom na vrhu konstrukcije določili pomik 2,3 cm na meji tečenja (slika 6-11).



a) 1. iteracija



b) 2. iteracija

Slika 6-11: Odnosi med obtežbo in pomikom, ki so prikazani v različnih merilih. Pomik na vrhu D_t in celotna prečna sila V se nanašata na MDOF model, sila F^* in D^* pa na SDOF model.

V drugi iteraciji smo konstrukcijo obremenili do pomika 10 cm ter določili pomik na meji tečenja. Bilinearna idealizacija odnosa med obtežbo in deformacijo, ki je narejena v skladu z EC8, je prikazana na sliki 6-11. Sila in pomik na meji elastičnosti znašata $F_y^* = 16600$ kN in $D_y^* = 1.7$ cm.

Nihajni čas idealiziranega sistema v elastičnem območju izračunamo z enačbo

$$T^* = 2 \cdot \pi \sqrt{\frac{m^* \cdot D_y^*}{F_y^*}} = 2 \cdot \pi \sqrt{\frac{5955000 \cdot 0,017}{16600000}} = 0,491s,$$

kjer sta F_y^* in D_y^* nosilnost in pomik na meji tečenja.

Pospešek na meji tečenja dobimo tako, da silo F^* delimo z maso ekvivalentnega sistema z eno prostostno stopnjo m^* :

$$S_{ay} = \frac{F^*}{m^*} = \frac{16600}{5955} = 0,279 \cdot g$$

Pospešek, ki ga mora prenesti neomejeno elastična konstrukcija, znaša:

$$S_{ae} = 2,5 \cdot a_g \cdot 1,2 \cdot \frac{T_c}{T^*} = 2,5 \cdot 0,25 \cdot g \cdot 1,2 = 0,750 \cdot g$$

6.2.5.1.3 Potresna obremenitev ekvivalentnega SDOF sistema

Potresno obremenitev ekvivalentnega SDOF sistema lahko določimo grafično, kot je prikazano na sliki 6-12. Na isto sliko smo narisali spektre obremenitev in krivulje kapacitete. Presečišče radialne linije, ki predstavlja elastični nihajni čas T idealiziranega bilinearne sistema, z elastičnim spektrom S_{ae} določa zahteve potresa izražene s pospeškom, ki bi ga morala konstrukcija prenesti, če naj bi ostala med potresom v elastičnem območju, in s pomikom, ki bi ga morala prenesti taka konstrukcija. Pospešek na meji tečenja S_{ay} predstavlja tako zahteve kot kapaciteto neelastične konstrukcije. Redukcijski faktor R_μ je definiran kot razmerje med pospeški elastičnega in neelastičnega sistema

$$R_\mu = \frac{S_{ae}(T^*)}{S_{ay}} = \frac{0,750g}{0,279g} = 2,69$$

6.2.5.1.4 Določitev maksimalnega pomika $S_d = D^*$

Če je elastični nihajni čas T^* večji od ali enak T_c , velja pravilo o enakosti pomikov, po katerem je pomik neelastične konstrukcije S_d enak pomiku pripadajoče elastične konstrukcije S_{de} . Iz podobnosti trikotnikov na sliki 6-12 sledi, da je zahtevana duktilnost, definirana kot razmerje med zahtevanim pomikom in pomikom na meji elastičnosti ($\mu = S_d/D_y^*$), enaka redukcijskemu faktorju R_μ

$$S_d = S_{de}(T^*) \quad \dots T^* \geq T_c$$

$$\mu = R_\mu$$

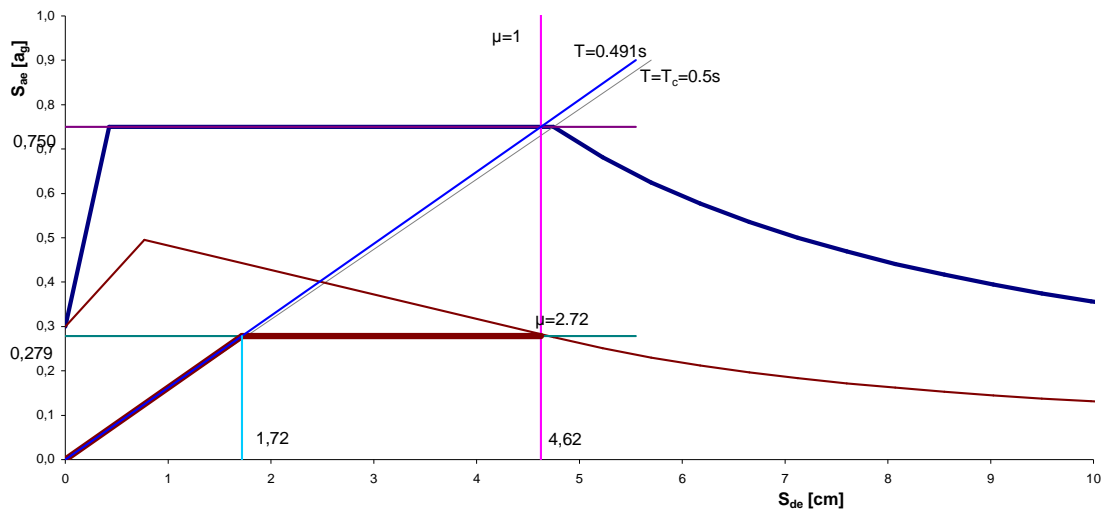
Če je elastični nihajni čas T^* manjši od T_c lahko zahtevano duktilnost izračunamo s pomočjo enačbe:

$$\mu = (R_\mu - 1) \cdot \frac{T_c}{T^*} + 1 = (2,69 - 1) \cdot \frac{0,5}{0,491} + 1 = 2,72 \quad \dots T^* < T_c$$

Pomike konstrukcije izračunamo iz enačb:

$$S_d = \mu \cdot D_y^* = \frac{S_{de}}{R_\mu} \left(1 + (R_\mu - 1) \right) \cdot \frac{T_c}{T^*} = 2,72 \cdot 1,7 = 4,62 \text{ cm}$$

Zahteve neelastične konstrukcije so izražene s pospeškom in pomikom, določene s presečiščem krivulje kapacitete z neelastičnim spektrom za duktilnost μ . V presečišču je faktor duktilnosti, določen iz krivulje kapacitete, enak faktorju duktilnosti, ki ustreza uporabljenemu spektru.



Slika 6-12: Spekter obremenitev za projektno obtežbo $a_g = 0,25$ g in diagram kapacitete za deformacijsko obliko Φ_1

6.2.5.1.5 Globalne in lokalne potresne obremenitve MDOF sistema

Pomik na vrhu MDOF sistema izračunamo tako, da pomik ekvivalentnega SDOF sistema pomnožimo s faktorjem za transformacijo Γ .

$$D_i = D^* \cdot \Gamma = 4,62 \cdot 1,46 = 6,75 \text{ cm}$$

6.2.5.2 Pomik pri vodoravni obremenitvi P_2

6.2.5.2.1 Masa, sile in pomiki ekvivalentnega sistema z eno prostostno stopnjo

Potrebno je določiti maso ekvivalentnega sistema z eno prostostno stopnjo:

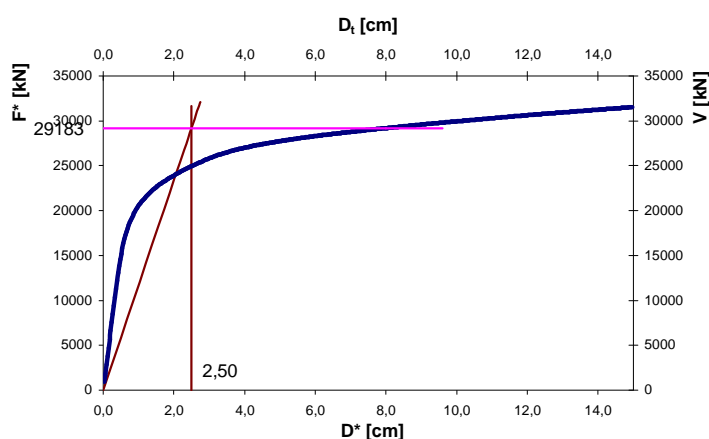
$$m^* = \sum m_i \cdot \Phi_i = 10308 \text{ ton}$$

in iz tega potem še faktor za transformacijo

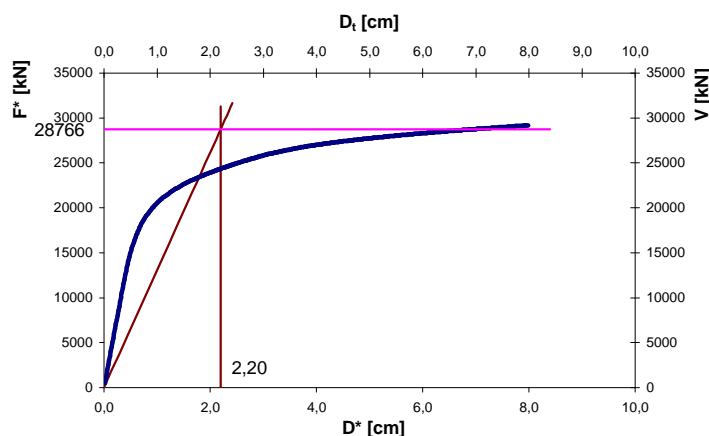
$$\Gamma = \frac{m^*}{\sum m_i \cdot \Phi_i^2} = 1,0,$$

6.2.5.2.2 Idealizacija odnosa med silo in pomikom

V prvi iteraciji smo konstrukcijo obremenili do pomika 15cm ter iz odnosa med prečno silo ob vpetju in pomikom na vrhu konstrukcije določili pomik 2,5 cm na meji tečenja. V drugi iteraciji smo konstrukcijo obremenili do pomika 10 cm ter določili pomik na meji tečenja. Bilinearna idealizacija odnosa med obtežbo in deformacijo, ki je narejena v skladu z EC8, je prikazana na sliki 6-13. Sila in pomik na meji elastičnosti znašata $F_y^* = 28766$ kN in $D_y^* = 2.2$ cm.



a) 1. iteracija



b) 2. iteracija

Slika 6-13: Odnosi med obtežbo in pomikom, ki so prikazani v različnih merilih. Pomik na vrhu D_t in celotna prečna sila V se nanašata na MDOF model, sila F^* in D^* pa na SDOF model.

Nihajni čas idealiziranega sistema v elastičnem območju izračunamo z enačbo:

$$T^* = 2 \cdot \pi \sqrt{\frac{m^* \cdot D_y^*}{F_y^*}} = 2 \cdot \pi \sqrt{\frac{10308000 \cdot 0,022}{28766000}} = 0,558s$$

6.2.5.2.3 Diagram kapacitete

Pospešek na meji tečenja znaša:

$$S_{ay} = \frac{F^*}{m^*} = \frac{31989}{10308} = 0,279 \cdot g$$

in pospešek, ki ga mora prenesti neomejeno elastična konstrukcija:

$$S_{ae} = 2,5 \cdot a_g \cdot 1,2 \cdot \frac{T_c}{T^*} = 2,5 \cdot 0,25 \cdot g \cdot 1,2 \cdot \left(\frac{0,5}{0,558} \right) = 0,672 \cdot g$$

6.2.5.2.4 Potresna obremenitev ekvivalentnega SDOF sistema

Pospešek na meji tečenja S_{ay} predstavlja tako zahteve kot kapaciteto neelastične konstrukcije.

Redukcijski faktor R_μ je definiran kot razmerje med pospeški elastičnega in neelastičnega sistema:

$$R_\mu = \frac{S_{ae}(T^*)}{S_{ay}} = \frac{0,672g}{0,279g} = 2,41$$

6.2.5.2.5 Določitev maksimalnega pomika $S_d = D^*$

Če je elastični nihajni čas T^* večji od ali enak T_c , velja pravilo o enakosti pomikov, po katerem je pomik neelastične konstrukcije S_d enak pomiku pripadajoče elastične konstrukcije S_{de} . Zahtevana duktilnost je, definirana kot razmerje med zahtevanim pomikom in pomikom na meji elastičnosti ($\mu = S_d/D_y^*$), enaka redukcijskemu faktorju R_μ .

$$S_d = S_{de}(T^*) \quad \dots T^* \geq T_c$$

$$\mu = R_\mu$$

Pomike konstrukcije izračunamo iz enačbe

$$S_d = \mu \cdot D_y^* = \frac{S_{de}}{R_\mu} (1 + (R_\mu - 1)) \cdot \frac{T_c}{T^*} = 2,41 \cdot 2,2 = 5,3cm$$

6.2.5.2.6 Globalne in lokalne potresne obremenitve MDOF sistema

Pomik na vrhu MDOF sistema izračunamo tako, da pomik ekvivalentnega SDOF sistema pomnožimo s faktorjem za transformacijo Γ .

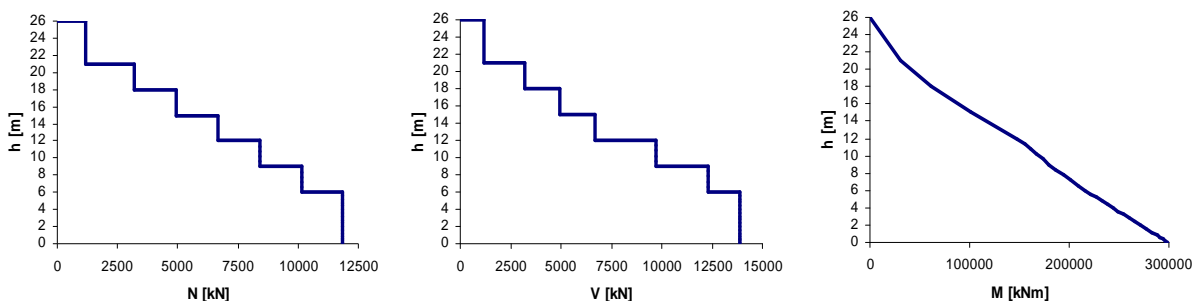
$$D_t = D^* \cdot \Gamma = 5,3 \cdot 1,0 = 5,3 \text{ cm}$$

6.3 Rezultati poenostavljene nelinearne analize

Globalne obnašanje nosilne konstrukcije dobimo iz rezultatov statične (»pushover«) analize, ki ustrezajo izračunanemu ciljnemu pomiku na vrhu. Predpostavimo, da je razporeditev obremenitev po elementih konstrukcije pri statični analizi približno enaka razporeditvi, ki bi jo dobili pri natančnejši dinamični analizi. V obravnavanem primeru smo izbrali razporeditev vodoravne obtežbe P_1 na konstrukcijo, ki smo ji na vrhu vsilili pomik 6,81 cm. V vhodno datoteko programa Opensees smo podali ukaze za izpis vrednosti v posameznih MVLEM elementih, in sicer ločeno za vrednosti osnih in prečnih sil ter upogibnih momentov, in izpis sil in raztezkov (oz. skrčkov) v posameznih vertikalnih vzmeteh MLVEM elementov.

6.3.1 Notranje statične količine v AB steni A8-D8

Na sliki 6-14 so prikazane razporeditve osnih in prečnih sil ter upogibnih momentov po višini AB stene A8-D8, ki smo jih dobili s poenostavljeno nelinearno analizo in s primerjavo z rezultati linearne analize ugotovimo, da se le ti sorazmerno dobro medsebojno ujemajo.



Slika 6-14: Razporeditev osnih sil, prečnih sil in upogibnih momentov po višini AB stene A8-D8

Modelirali smo ravninski model v katerega smo vključili stene postavljene v prečni smeri poslovne stavbe in pri tem nismo upoštevali torzije, ki pa ima pri dejanski konstrukcij precejšen vpliv na njeno obnašanje pri potresni obtežbi. Ugotovili smo, da se obravnavane stene plastificirajo pretežno v delu ob vpetju do višine 300 cm, medtem ko so višji deli ostali v elastičnem območju, kar je v skladu s principom načrtovanja nosilnosti AB stene. Izračunani pomik konstrukcije v prečni smeri poslovne stavbe je približno enak povprečnemu pomiku dobljenem pri linearni analizi. S tem so se prepričali, da dobimo z linearno analizo za obravnavano nepravilno konstrukcijo ustrezne rezultate.

7 ZAKLJUČEK

Dejstvo, da Evrokod standardi še vedno niso dovolj preizkušeni na realnih neregularnih objektih, nas je privedlo do odločitve, da podrobneje analiziramo neregularno nosilno konstrukcijo sedem etažne poslovne stavbe. Posebnost obravnavane konstrukcije je neregularnost, tako po tlorisu kot po višini objekta.

Nosilno konstrukcijo poslovne stavbe smo analizirali z linearno analizo na vplive vertikalne obtežbe, kjer smo dimenzionirali AB plošče, AB nosilce in sekundarni AB okvir po pravilih standarda SIST EN 1992-1:2004. Na tem mestu smo prikazali tudi zahteve Evrokod standardov glede načina armiranja plošč, nosilcev in stebrov AB konstrukcij.

Vpliv potresne obtežbe na nosilno konstrukcijo smo ocenili s pomočjo modalne analize s spektri odziva in sicer v skladu z zahtevami standarda SIST EN 1998-1:2005. V obravnavani konstrukciji smo vse stene klasificirali kot duktilne nepovezane stene, čeprav je za steni v osi 1 obstajala možnost, da bi se obnašali kot povezani steni oziroma kot stena z odprtinami. Omenjeno predpostavko smo preverili tako, da smo analizirali model konstrukcije tudi s povezanimi stenami, in ugotovili, da slopi sten prevzamejo več kot 75% skupnega momenta ob vpetju posamezne stene. S tem smo omenjeno predpostavko dokazali. Dejstvo, da se steni obnašata kot nepovezani, je posledica tega, da sta steni precej togi, dolge prečke, ki ju povezujeta pa precej podajni in z majhno nosilnostjo. Ugotovili smo, da obravnavana konstrukcija ni torzijsko občutljiva, ter določili faktor obnašanja konstrukcije q za obravnavani konstrukcijski sistem poslovne stavbe. Konzolne stene smo projektirali upoštevajoč srednji razred duktilnosti DCM.

Zaradi močne oslabitve v osrednjem delu tlorisa obravnavane poslovne stavbe se je postavljalo vprašanje o upravičenosti predpostavke o togi etažni plošči ter uporabi računskega modela konstrukcije z linijskimi elementi. Zato smo izvedli kontrolo horizontalnih pomikov z dvema ločenima računskima modeloma. Pri prvem modelu smo nosilne elemente konstrukcije modelirali s ploskovnimi elementi in s tem upoštevali dejansko vodoravno togost etažnih plošč ter z drugim računskim modelom, ki je vseboval linijske elemente ter predpostavko toge

diafragme. S primerjavo horizontalnih pomikov smo ugotovili, da je predpostavka o togosti etažnih plošč za obravnavano nosilno konstrukcijo upravičena, saj se horizontalni pomiki medsebojno niso razlikovali za več kot 10%.

Pri AB okvirju nas je zanimala predvsem smotrnost odločitve, da ga obravnavamo kot sekundarni nosilni element. V konkretnem primeru se je zaradi specifičnih karakteristik nosilnih elementov poslovne stavbe odločitev izkazala za upravičeno, kajti zaradi velike nosilnosti in togosti AB sten v vzdolžni smeri prevzame AB okvir le majhen delež obremenitev in zato zadostuje armiranje le-teh že z minimalno zahtevano armaturo. Minimalno zahtevana armatura v sekundarnem okvirju omogoča, da okvir prenese pomike pri potresni obtežbi.

Pri dimenzioniranju AB sten A1-B1 in A8-D8 smo s principom načrtovanja nosilnosti (en. "capacity design") določili potrebno količino armature v AB stenah. Zaradi tega, ker je normirana osna sila bila manjša od 0,15 nam ni bilo potrebno upoštevati strogih zahtev glede stremen v robnih elementih in smo jih lahko določili v skladu z določili SIST EN 1992-1-1:2004. Pri večini zahtev je zadostovala že minimalno zahtevana armatura v steni. V obravnavanih AB stenah pa je bilo potrebna razmeroma velika strižna armatura, zato je v osrednjem delu sten bilo potrebno namestiti dodatne horizontalne palice. Na koncu smo za obe steni v prerezu ob vpetju izračunali še razpoložljivi duktilnosti za ukrivljenost, ki sta v obeh primerih večji od zahtevane vrednosti v Evrokodih.

Zaradi neregularnosti nosilne konstrukcije poslovnega objekta v tlorisu smo preverili nevarnost prestriga etažne AB plošče na njenem najožjem delu, med osmi 3 in 6. Prestrig AB plošče smo kontrolirali za stanje, ko doseže AB stena A8-D8 pri izbrani količini armature mejno stanje nosilnosti. S pomočjo programa SAP2000 smo določili potrebno količino armature na mestih nevarnosti prestriga in jo nato povečali za faktor razmerja med dejansko obremenitvijo stene iz linearne analize na potresno obtežbo in mejno upogibno nosilnostjo stene. Na obravnavanih mestih smo zato povečali količino armature v spodnji in zgornji coni AB etažne plošče.

Glede na standarde in predpise, ki so bili v uporabi pred uradnim sprejetjem Evrokodov, prinaša standard SIST EN 1998-1:2005 pomembno novost, saj v projektantsko prasko uvaja nelinearno analizo za projektiranje konstrukcij. Zato smo za zaključek diplomske naloge potresni odziv stavbe, ki smo jo projektirali po Evrokod standardih, ocenili še s pomočjo poenostavljene nelinearne analize in pri tem uporabili N2 metodo. Zanimala nas je predvsem učinkovitost primarnih nosilnih elementov v prečni smeri nosilne konstrukcije poslovne stavbe in njihovo globalno obnašanje med potresno obremenitvijo. Modelirali smo ravninski model v katerega smo vključili stene postavljene v prečni smeri poslovne stavbe in pri tem nismo upoštevali torzije, ki pa ima pri dejanski konstrukcij precejšen vpliv na njeno obnašanje pri potresni obtežbi. Ugotovili smo, da se obravnavane stene plastificirajo pretežno v delu ob vpetju do višine 300 cm, medtem ko so višji deli ostali v elastičnem območju, kar je v skladu s principom načrtovanja nosilnosti AB stene. Izračunani pomik konstrukcije v prečni smeri poslovne stavbe je približno enak povprečnemu pomiku dobljenem pri linearni analizi. S tem so se prepričali, da dobimo z linearno analizo za obravnavano nepravilno konstrukcijo ustrezne rezultate.

Z naštetimi računskimi analizami nosilne konstrukcije poslovne stavbe in spremljajočimi kontrolami ustreznosti uporabljenih predpostavk smo preverili bistvene zahteve, ki jih podajajo Evrokod standardi na primeru neregularne nosilne konstrukcije.

VIRI

Beg, D. (ur.), Pogačnik, A. (ur.). 2009. Priročnik za projektiranje gradbenih konstrukcij po Evrokod standardih, Ljubljana, Inženirska zbornica Slovenije, 1077 str. loč. pag.

Fajfar, P. 1984. Dinamika gradbenih konstrukcij, Univerza v Ljubljani, FGG. 550 str.

Fajfar, P., G. 2002. Poenostavljena nelinearna analiza konstrukcij pri potresni obtežbi. Gradbeni vestnik 51, 11: 302-315.

Kante, P. 2005. Potresna ranljivost armiranobetonskih sten. Doktorska disertacija. Ljubljana, Univerza v Ljubljani, Fakulteta za gradbeništvo in geodezijo, Oddelek za gradbeništvo, Konstrukcijska smer. 243 str.

EVROKOD – Osnove projektiranja konstrukcij SIST EN 1990. 2004.

EVROKOD – Osnove projektiranja – Nacionalni dodatek, SIST EN 1990: 2004/A101. 2005.

EVROKOD 1 - Vplivi na konstrukcije – 1-1.del: Splošni vplivi - Prostorninske teže, lastna teža, koristne obtežbe stavb, SIST EN 1991-1-1. 2004.

EVROKOD 1 - Vplivi na konstrukcije – 1-1.del: Splošni vplivi - Prostorninske teže, lastna teža, koristne obtežbe stavb – Nacionalni dodatek, SIST EN 1991-1-1: 2004/A101. 2005.

EVROKOD 2 - Projektiranje betonskih konstrukcij – 1-1. del: Splošna pravila in pravila za stavbe. SIST EN 1992-1-1. 2004.

EVROKOD 2 - Projektiranje betonskih konstrukcij – 1-1. del: Splošna pravila in pravila za stavbe – Nacionalni dodatek. SIST EN 1992-1-1: 2005/A101. 2006.

EVROKOD 8 - Projektiranje potresnoodpornih konstrukcij – 1. del: Splošna pravila, potresni vplivi in pravila za stavbe. SIST EN 1998-1. 2005.

EVROKOD 8 - Projektiranje potresnoodpornih konstrukcij – 1. del: Splošna pravila, potresni vplivi in pravila za stavbe – Nacionalni dodatek. SIST EN 1998-1: 2005/A101. 2006.

PRILOGE

Priloga A: Spodnja armatura v etažni plošči

Priloga B: Zgornja armatura v etažni plošči

Priloga C: Armatura v etažnih nosilcih

Priloga D: Armatura v stenah