

Proračun AB zgrade zidnog konstrukcijskog sustava prema HR EN 1998-1:2011

Čiča, Robert

Master's thesis / Diplomski rad

2016

Degree Grantor / Ustanova koja je dodijelila akademski / stručni stupanj:

University of Split, Faculty of Civil Engineering, Architecture and Geodesy / Sveučilište u Splitu, Fakultet građevinarstva, arhitekture i geodezije

Permanent link / Trajna poveznica: <https://um.nsk.hr/um:nbn:hr:123:983652>

Rights / Prava: [In copyright](#)/[Zaštićeno autorskim pravom.](#)

Download date / Datum preuzimanja: **2025-02-23**



Repository / Repozitorij:

[FCEAG Repository - Repository of the Faculty of Civil Engineering, Architecture and Geodesy, University of Split](#)



**SVEUČILIŠTE U SPLITU
FAKULTET GRAĐEVINARSTVA ARHITEKTURE I GEODEZIJE**

DIPLOMSKI RAD

Robert Čiča

Split, 2016.

**SVEUČILIŠTE U SPLITU
FAKULTET GRAĐEVINARSTVA ARHITEKTURE I GEODEZIJE**

Robert Čiča

**Proračun AB zgrade zidnog konstrukcijskog sustava
prema HR EN 1998-1:2011**

Diplomski rad

Split, 2016.

**SVEUČILIŠTE U SPLITU
FAKULTET GRAĐEVINARSTVA, ARHITEKTURE I GEODEZIJE**

STUDIJ: **DIPLOMSKI SVEUČILIŠNI STUDIJ GRAĐEVINARSTVA**
KANDIDAT: Robert Čiča
BROJ INDEKSA: 484
KATEDRA: **Katedra za teoriju konstrukcija**
PREDMET: Dinamički modeli potresnog inženjerstva

ZADATAK ZA DIPLOMSKI RAD

Tema: Proračun AB zgrade zidnog konstrukcijskog sustava prema HRN EN 1998-1:2011

Opis zadatka: Potrebno je izvršiti proračun na potres armirano-betonske zgrade zidnog konstrukcijskog sustava prema HRN EN 1998-1:2011 modalnim proračunom primjenom spektra odziva. Zgrada je smještena u Splitu na tlu klase A s proračunskim ubrzanjem 0,22g. proračun će se provesti za razrede umjerene i visoke duktilnosti te će se analizirati utjecaj odabranog razreda na proračun, razradu detalja i ukupan utrošak čelika pri armiranju karakterističnog zida.

U Splitu, 01.10.2015.

Voditelj Diplomskog rada:

Prof.dr.sc. Željana Nikolić

Predsjednik Povjerenstva
za završne i diplomske ispite:
Prof. dr. sc. Ivica Boko

Proračun AB zgrade zidnog konstrukcijskog sustava prema HRN EN 1998-1:2011

Sažetak:

Za građevinu smjštenu u Splitu izvršen je proračun na potres prema HRN EN 1998-1:2011 modalnim proračunom primjenom spektra odziva. Radi se o AB zgradi zidnog konstrukcijskog sustava na kojoj je proračun izvršen za razrede umjerene i visoke duktilnosti te je analiziran utjecaj odabranog razreda duktilnosti na proračun, razradu detalja armiranja i ukupan utrošak čelika pri armiranju karakterističnog zida. Posebna pažnja je posvećena detaljiranju lokalne duktilnosti, odabiru kritičnih područja te izbor odgovarajuće armature.

Cljučne riječi:

Modalni proračun primjenom spektra odziva; zidni konstrukcijski sustav; razred umjerene duktilnosti; razred visoke duktilnosti; detaljiranje lokalne duktilnosti; kritična područja.

Design od reinforced concrete wall system building according to HRN EN 1998-1:2011

Abstract:

The design of earthquake resistant building located in Split was performed by modal response spectrum analysis according to the rules of HRN EN 1998-1:2011. Reinforced concrete wall system building is designed using two ductility classes DCM (medium ductility) and DCH (high ductility), working out the details of reinforcement and the total demand of steel for the characteristic wall. Special attention is paid to detailing of local ductility, selection of the critical regions and selection of appropriate reinforcement.

Keywords:

Modal response spectrum analysis; Wall system building; Medium ductility class; High ductility class; Detailing of local ductility; Critical regions.

Zahvaljujem se mentorici prof. dr. sc. Željani Nikolić na brojnim stručnim savjetima, strpljenju i potpori tijekom izrade ovog rada.

Također se zahvaljujem dr. sc. Hrvoju Smoljanoviću na bezrezervnoj pomoći i pruženom znanju na području teorije konstrukcija.

Hvala svima koji su mi bili podrška tijekom studiranja, a posebno hvala mojoj obitelji na strpljenju, moralnoj podršci te povjerenju koje su mi ukazali tijekom studiranja.

Sadržaj

1	Uvod	1
2	Tehnički opis	3
2.1	Općenito.....	3
3	Konstruktivne pojedinosti	8
3.1	Općenito.....	8
3.2	Lokacija	8
3.3	Norme za proračun AB konstrukcija	9
3.3.1	Pregled oznaka prema EC2	10
3.3.2	Pregled oznaka prema EC8	11
3.4	Materijali	12
4	Analiza opterećenja	14
4.1	Podaci o predviđenim djelovanjima i utjecajima	14
4.1.1	Stalno djelovanje (G)	14
4.1.2	Promjenjivo djelovanje (Q).....	16
4.1.3	Opterećenje vjetrom	17
4.1.4	Opterećenje uslijed djelovanja potresa.....	20
4.1.5	Slučajni torzijski učinci.....	26
4.2	Proračun zgrade na potresno djelovanje za razred umjerene duktilnosti (DCM) metodom spektralne analize prema EC8-EN 1998-1:2011 pomoću računalnog programa koristeći prostorni model konstrukcije	27
4.3	Proračun zgrade na potresno djelovanje za razred visoke duktilnosti (DCH) metodom spektralne analize prema EC8-EN 1998-1:2011 pomoću računalnog programa koristeći prostorni model konstrukcije	28
4.4	Prikaz rezultata proračuna	29
4.4.1	Prikaz sudjelujućih masa.....	29
4.4.2	Karakteristični vlastiti oblici uslijed djelovanja potresa	30
4.5	Kombinacije djelovanja	33
4.5.1	Granično stanje uporabljivosti.....	33
4.5.2	Granično stanje nosivosti	33
5	Rezultati	37
6	Dimenzioniranje	47
6.1	Dimenzioniranje zida za razred umjerene duktilnosti (DCM)	48

6.1.1	Rezultati proračuna	49
6.1.2	Proračunska ovojnica momenata savijanja.....	50
6.1.3	Proračunska ovojnica poprečnih sila.....	51
6.1.4	Materijali	53
6.1.5	Vrijednosti normaliziranog osnovog opterećenja	53
6.1.6	Dimenzioniranje na moment savijanja i uzdužnu silu – kritično područje	53
6.1.7	Dimenzioniranje na poprečnu silu – kritično područje	55
6.1.8	Detaljiranje lokalne duktilnosti zida	58
6.1.9	Dimenzioniranje na moment savijanja i uzdužnu silu – iznad kritičnog područja 63	
6.1.10	Dimenzioniranje na poprečnu silu – iznad kritičnog područja	65
6.2	Dimenzioniranje zida za razred velike duktilnosti (DCH)	66
6.2.1	Rezultati proračuna	66
6.2.2	Proračunska ovojnica momenata savijanja.....	67
6.2.3	Proračunska ovojnica poprečnih sila.....	69
6.2.4	Materijali	71
6.2.5	Vrijednosti normaliziranog osnovog opterećenja	71
6.2.6	Dimenzioniranje na moment savijanja i uzdužnu silu – kritično područje	71
6.2.7	Dimenzioniranje na poprečnu silu – kritično područje	73
6.2.8	Detaljirane lokalne duktilnosti zida.....	77
6.2.9	Dimenzioniranje na moment savijanja i uzdužnu silu – iznad kritičnog područja 80	
6.2.10	Dimenzioniranje na poprečnu silu – iznad kritičnog područja	81
7	Zaključak	82
8	Literatura	83
9	Nacrti	84

1 Uvod

Proračun otpornosti konstrukcije na potres može se shvatiti kao umijeće uravnoteženja potresne otpornosti konstrukcije i očekivanog potresa za koji se smatra da će nastupiti. U tom smislu, proračun otpornosti konstrukcije na potres je ublažavanje rizika od potresa koji se očituje gubitcima (ljudskim, društvenim i ekonomskim). Jasno je da projektirati takve konstrukcije da se i uslijed najsnažnijeg potresa ponašaju elastično nema ekonomskog opravdanja, niti je tehnički opravdano ukoliko nije moguće osigurati duktilno ponašanje takve predimenzionirane konstrukcije. Projektiranje potresne otpornosti konstrukcija uključeno je u suvremene propise kao što je Eurocode 8, a koji daje smjernice za konstrukcijsko oblikovanje potresno otpornih duktilnih konstrukcija.

U potresnim područjima pitanje potresne opasnosti mora se uzeti u obzir u ranim fazama idejnog projekta zgrade kako bi se stvorio konstrukcijski sustav koji uz prihvatljive troškove ispunjava i dva temeljna zahtjeva od kojih je jedan da ne smije doći do rušenja, a drugi zahtjev ograničenog oštećenja. Vodeća načela takvog projekta su:

- jednostavnost konstrukcije
- jednoličnost, simetrija i prekobrojnost elemenata
- otpornost i krutost u dva smjera
- otpornost i krutost na torziju
- međukatna konstrukcija
- prikladni temelji

Europskom normom za projektiranje zgrada u potresnim područjima [1] propisuju se četiri metode proračuna otpornosti konstrukcija zgrada od kojih su dvije linearne, a dvije nelinearne. Umjesto opsežnih nelinearnih metoda, koje bi obuhvaćale disipaciju potresne energije kroz duktilno ponašanje, viskozno prigušenje i druge mehanizme, većina propisa među kojima je i Eurocode 8, predviđaju linearne metode koja se zasniva na reduciranom spektru odziva. Ovisno o značajkama konstrukcije zgrade, smije se upotrijebiti jedan od dvaju linearno-elastičnog proračuna:

- a) „metoda proračuna bočnih sila“
- b) „modalni proračun primjenom spektra odziva“

Osim linearne metode smiju se upotrijebiti i nelinearne metode:

- a) nelinearni statički proračun postupnim naguravanjem
- b) nelinearni dinamički proračun primjenom vremenskog zapisa

Nelinearni proračuni trebaju biti ispravno dokumentirani s obzirom na ulazne podatke potresa, upotrijebljeni konstruktivni model, rezultate proračuna i zahtjeve koje treba postići.

Poznato je i uobičajeno da se i u linearnim proračunima uzima u obzir nelinearno ponašanje konstrukcije (uvođenjem faktora ponašanja). U tom slučaju se u linearnom proračunu uzima u obzir samo 50% posmične krutosti i krutosti na savijanje nosivih elemenata [1].

Uzimanjem u obzir raspucavanja elemenata konstrukcije dolazi do povećanja njezina prvog vlastitog perioda te do smanjenja vrijednosti potresnih sila, shodno obliku projektnog spektra [1,2] što će se prikazati u nastavku.

Potresno otporne betonske zgrade moraju se projektirati tako da imaju sposobnost trošenja energije i opće duktilno ponašanje. Takvo ponašanje je osigurano ako zahtjev za duktilnošću obuhvaća veliki obujam konstrukcije raspodijeljen na različite elemente i mjesta na svim katovima. Stoga, duktilni oblici sloma moraju nastupiti prije krhkih oblika sloma uz dovoljnu pouzdanost. Betonske zgrade, proračunane u skladu s navedenim, razvrstavaju se u dva razreda duktilnosti- DCM (razred umjerene duktilnosti, od en: medium ductility) i DCH (razred velike duktilnosti, od en: high ductility), ovisno o njihovoj sposobnosti histereznog trošenja energije. Oba razreda odgovaraju zgradama proračunanim, dimenzioniranim i s razrađenim detaljima u skladu s posebnim odredbama o potresnoj otpornosti, čime se konstrukciji omogućuje da ostvari stabilne mehanizme vezane uz veliko trošenje histerezne energije pri ponovljenom promjenjivom opterećenju bez pojave krhkih slomova. Konstrukcija mora biti projektirana i izvedena tako da se odupre proračunskom potresnom djelovanju bez lokalnog ili globalnog rušenja zadržavajući konstrukcijsku cjelovitost i preostalu nosivost nakon potresa [1].

U ovom radu je izvršen proračun zgrade na potres prema HRN EN 1998-1:2011 primjenom modalne analize pomoću spektra odgovora te je izvršen proračun jednog zida prema kapacitetu nosivosti za različite razrede duktilnosti. U prva četiri odjeljka će se prikazati karakteristike zgrade, konstruktivne pojedinosti te analiza opterećenja u skladu s odredbama Eurocoda 2. Peti odjeljak će sadržavati rezultate s odgovarajućim komentarima. U šestom odjeljku će biti proračun za dva razreda duktilnosti u skladu s odredbama Eurocoda 8 (umjereni i visoki razred duktilnosti). Zadnji odjeljak ovog rada biti će usporedba dobivenih rezultata, dobivene količine armature te zaključak.

2 Tehnički opis

2.1 Općenito

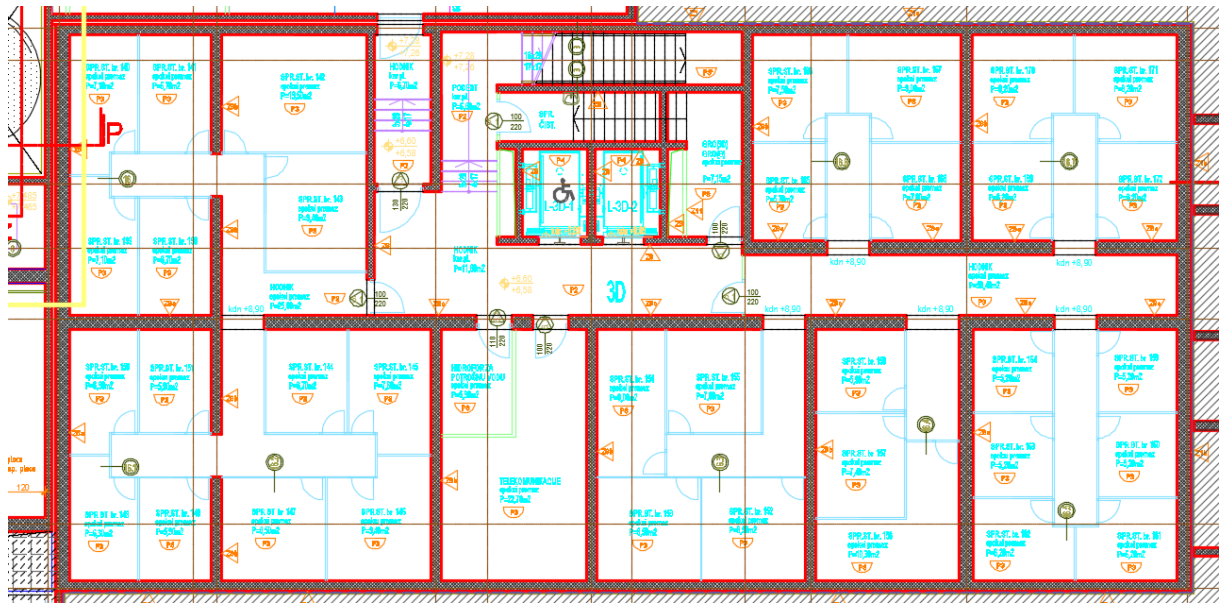
Zgrada je dio stambeno-poslovnog sklopa čija je oznaka projekta „Kila 3“ koji se nalazi na području Kila u Splitu. Površina parcele iznosi 6816,0 m² gdje se nalaze 2 stambene zgrade (2Po+Pr+13), 2 stambene zgrade (2Po+Pr+3) te podzemna garaža (4Po). U nastavku su prikazani položaj zgrade, karakteristični tlocrti i presjek.



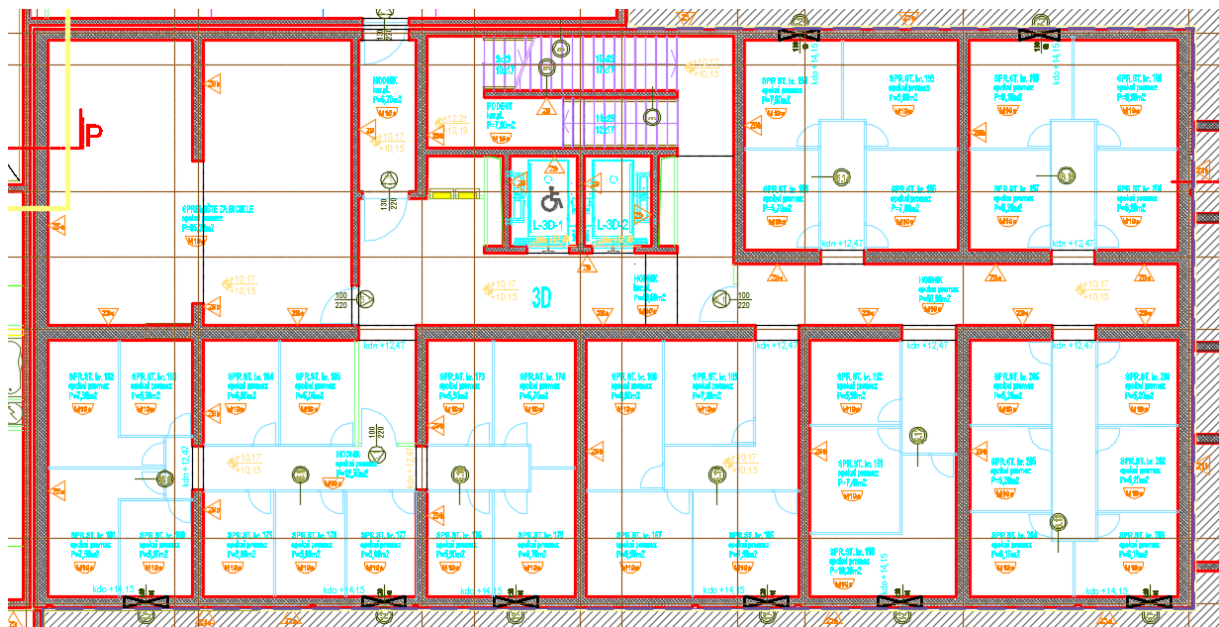
Slika 2.1. Situacija- položaj zgrade u odnosu na okolni teren



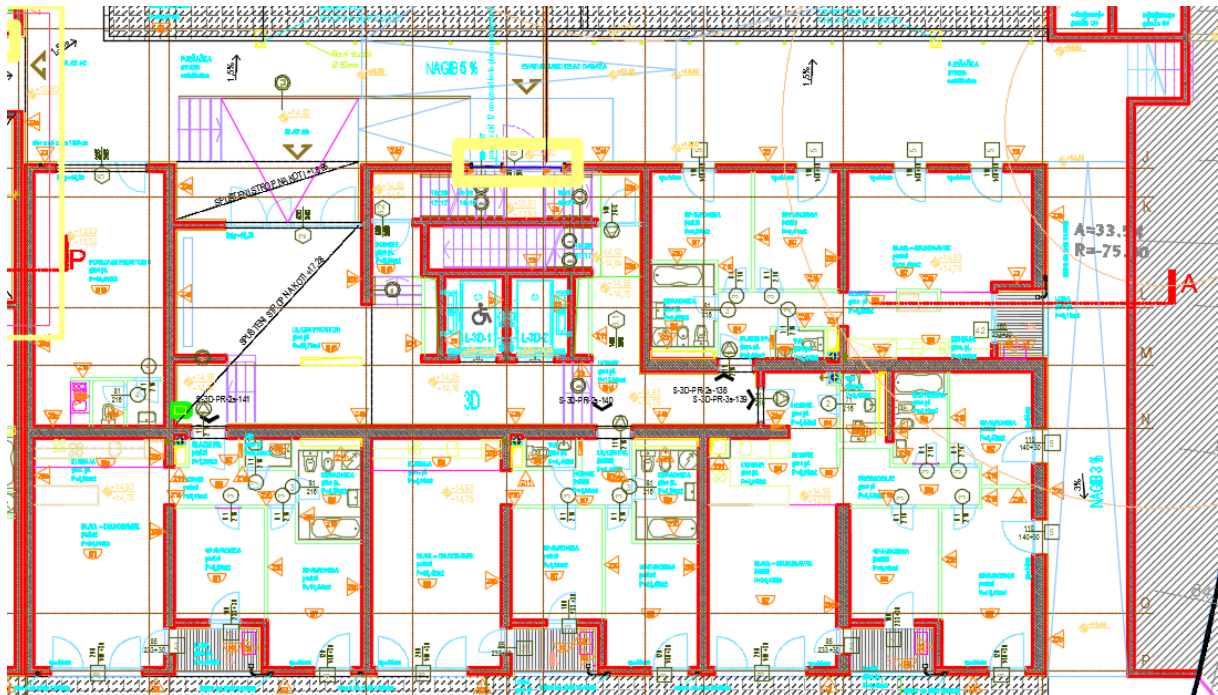
Slika 2.2. Prikaz stambeno-poslovnog sklopa „Kila 3“



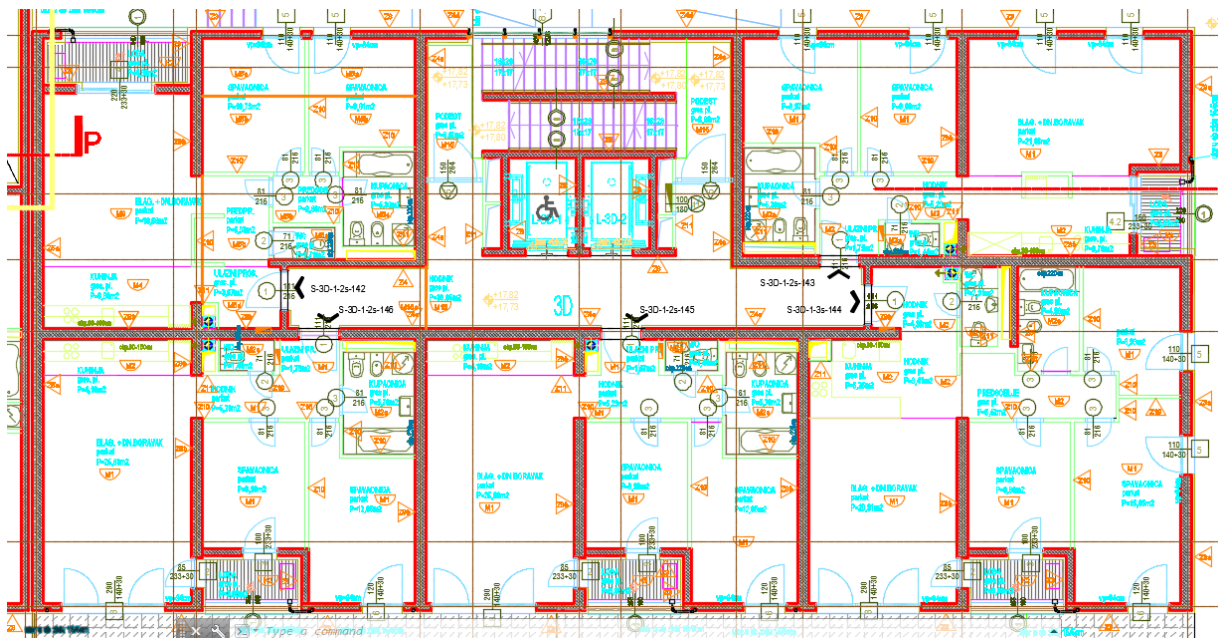
Slika 2.3. Tlocrt podruma -2



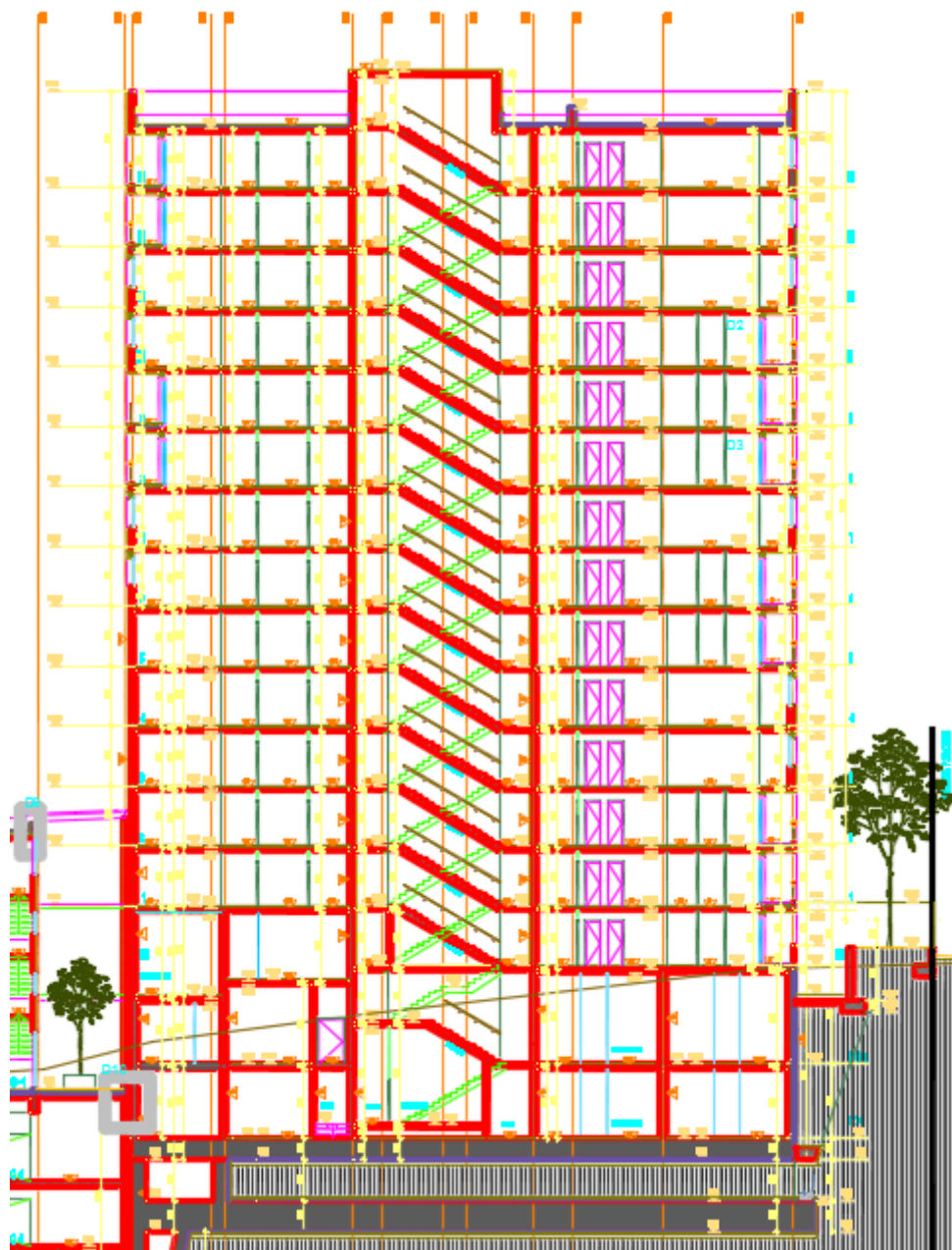
Slika 2.4. Tlocrt podruma -1



Slika 2.5. Tlocrt prizemlja



Slika 2.6. Tlocrt kata



Slika 2.7. Presjek zgrade

3 Konstruktivne pojedinosti

3.1 Općenito

Nosivu konstrukciju zgrade čini armirano-betonski zidni sustav u kojem se vertikalna i horizontalna opterećenja uglavnom preuzimaju vertikalnim nosivim zidovima, čija posmična otpornost u podnožju zgrade premašuje 65% ukupne posmične otpornosti cijelog konstrukcijskog sustava, te armirano-betonska ploča kao međukatna konstrukcija. Armirano-betonski zidovi su primarni (glavni) potresni elementi koji se smatraju dijelom konstrukcijskog sustava koji se odupire potresnom djelovanju. Modelirani su u proračunu na potresnu proračunsku situaciju i u cijelosti proračunani i s razrađenim detaljima za potresnu otpornost u skladu s pravilima norme EN1998. Zgrada je temeljena u tlu razreda A na temeljnoj ploči debljine 100cm. Debljina nosivih armirano-betonskih zidova varira od 40cm za dva podzemna kata do 20cm i 30cm za ostale katove. Debljina međukatne konstrukcije iznad podruma -2 i -1 je 20cm, iznad ostalih katova je 16cm. Stubište je dvokrako te debljina ploče iznosi 20cm. Sve ostale vertikalne pregrade tzv. sekundarni (sporedni) potresni elementi izvedene su kao lagane pregrade te nisu uzimane u proračun osim kao dodatno opterećenje na pločama, koji se ne smatraju dijelom sustava otpornog na potresno djelovanje i čija je čvrstoća i krutost pri potresnim djelovanjima zanemariva.

3.2 Lokacija

Zgrada se nalazi na području Splita te prema važećim propisima spada u područje II opterećenja vjetrom s osnovnom brzinom vjetra od 30m/s. Računsko ubrzanje tla prema karti iz HRN EN 1998-1:2012/NA [3] za granično stanje nosivosti s povratnim periodom od 457 godina, iznosi $0,22a_g$ [1]. Lokaciju na kojoj se nalazi zgrada karakterizira čvrsta stijena (razred temeljnog tla A). Faktor važnosti građevine je povezan s posljedicama sloma konstrukcije, odnosno ovisi o ponašanju konstrukcije neposredno nakon potresa, u ovom slučaju je objekt II kategorije te je usvojena vrijednost $\gamma_l = 1,0$. Projektno ubrzanje u tlu razreda A ima vrijednost:

$$a_g = \gamma_l \cdot a_{gR}$$

$$a_g = 1,0 \cdot 0,22g$$

$$a_g = 0,22g$$

3.3 Norme za proračun AB konstrukcija

U ovom radu su svi proračuni, oznake i nazivi usklađeni s važećim normama. Osnovne norme za proračun konstrukcija podijeljene su u 9 knjiga, eurokodova, koje su navedene u tablici:

EC	Europske norme	Opis
EC0	EN 1990	Osnove proračuna
EC1	EN 1991	Opterećenja (djelovanja)
EC2	EN 1992	Betonske konstrukcije
EC3	EN 1993	Čelične konstrukcije
EC4	EN 1994	Spregnute konstrukcije
EC5	EN 1995	Drvene konstrukcije
EC6	EN 1996	Zidane konstrukcije
EC7	EN 1997	Geomehanika
EC8	EN 1998	Seizmika
EC9	EN 1999	Aluminijske konstrukcije

Tablica 3.1. Europske norme

3.3.1 Pregled oznaka prema EC2

Napomena: Prikazane su samo oznake koje se koriste u ovom radu. Za listu svih oznaka pogledati originalni EC2.

A	Izvanredno djelovanje; Ploština presjeka
A_c	Ploština presjeka betona
E_s	Ploština presjeka armature
$A_{s,min}$	Najmanja ploština presjeka armature
A_{sl}	Ploština svih uzdužnih šipki
A_{sw}	Ploština poprečne armature (vilica; spona)
b	Ukupna širina presjeka ili stvarne pojasnice greda oblika T ili L
b_w	Širina hrpta I, T i Γ presjeka
c	Zaštitni sloj betona
d	Statička visina presjeka
d_1	Udaljenost težišta vlačne armature od vlačnog ruba betona (ruba 1)
d_2	Udaljenost težišta tlačne armature od tlačnog ruba betona (ruba 2)
E_{cd}	Proračunska vrijednost modula elastičnosti betona
E_s	Proračunska vrijednost modula elastičnosti čelika za armiranje
F	Djelovanje
f_{cd}	Računska čvrstoća betona
f_{ck}	Karakteristična čvrstoća betona (valjak)
f_{ct}	Vlačna čvrstoća betona
f_y	Granica popuštanja čelika
f_{yd}	Proračunska granica popuštanja armature
f_{ywd}	Proračunska granica popuštanja poprečne armature
G	Stalno djelovanje
M_{Ed}	Proračunska vrijednost djelujućeg momenta savijanja
M_{Rd}	Računski moment nosivosti
N_{Sd}	Računska uzdužna sila
N_{Ed}	Proračunska vrijednost djelujuće uzdužne sile
Q	Promjenljivo djelovanje
V_{sd}	Računska poprečna sila
V_{Rd}	Računska nosivost na poprečne sile
V_{Rdc}	Računska nosivost na pop. sile koja se ostvaruje betonom i uzd. armaturom
V_{Rds}	Računska nosivost na poprečne sile tlačnih betonskih dijagonala
x	Položaj neutralne osi - udaljenost neutralne osi od tlačnog ruba presjeka
z	Krak unutrašnjih sila u presjeku
σ_s	Deformacija čelika
ξ	Koeficijent položaja neutralne osi
ρ	Koeficijent armiranja
ρ_w	Koeficijent armiranja poprečnom armaturom
μ_{sd}	Bezdimenzijska veličina za moment
v_{sd}	Bezdimenzijska veličina za uzdužnu silu
σ_c	Naprezanje u betonu
σ_s	Naprezanje u armaturi
ζ	Koeficijent kraka unutrašnjih sila
ω	Mehanički koeficijent armiranja

3.3.2 Pregled oznaka prema EC8

Napomena: Prikazane su samo oznake koje se koriste u ovom radu. Za listu svih oznaka pogledati originalni EC8.

S	Faktor tla
a_g	Proračunsko ubrzanje temeljnog tla tipa A
g	Gravitacijsko ubrzanje
q	Faktor ponašanja
γ_I	Faktor važnosti
$\Psi_{2,i}$	Faktor kombinacije za nazovistalnu vrijednost promjenjivog djelovanja i
T_1	Osnovni (prvi) period vibracije zgrade
d	Pomak
d_r	Proračunski međukatni pomak
h	Međukatni pomak
α	Omjer proračunskog ubrzanja temeljnog tla i gravitacijskog ubrzanja
θ	Koeficijent osjetljivosti međukatnog pomaka
ΣA_{sj}	Zbroj ploština vertikalnih šipki u hrptu zida ili dodatnih šipki posebno raspoređenih u rubnim elementima zida za preuzimanje posmika klizanjem
b_i	Razmak između uzastopnih šipki u stupu obuhvaćenih u uglu sponom ili poprečnom sponom
b_0	Širina ovijene jezgre stupa ili rubnog elementa (do osi spona)
b_w	Širina ovijenih dijelova presjeka zida ili širina hrpta grede
b_{w0}	Širina hrpta zida
d	Proračunska visina presjeka
d_{bL}	Promjer uzdužne šipke
d_{bw}	Promjer spona
h_s	Svijetla visina kata
l_{cr}	Duljina kritičnog područja
q_0	Osnovna vrijednost faktora ponašanja
s	Razmak poprečne armature
ϵ_{cu2}	Granična deformacija neovijenog betona
$\epsilon_{cu2,c}$	Granična deformacija ovijenog betona
ω_{wd}	Mehanički obujamski omjer armiranja ovijenom armaturom

3.4 Materijali

Budući da je proračun potrebno provesti s modelom reducirane krutosti, na slici 3.1., 3.2., i 3.3. biti će vidljivo da sam reducirao modul elastičnosti i modul posmika na 50%.

3.4.1.1 Beton

Razred tlačne čvrstoće betona je C25/30 za oba slučaja DCM (Ductility Class Medium) i DCH (Ductility Class High).

Code independent	
Material type	Concrete
Thermal expansion [m/mK]	0,00
Unit mass [kg/m ³]	2500,0
E modulus [MPa]	1,5750e+04
Poisson coeff.	0,2
Independent G modulus	<input type="checkbox"/>
G modulus [MPa]	6,5625e+03
Log. decrement (non-uniform damping only)	0,2
Colour	
Specific heat [J/gK]	6,0000e-01
Thermal conductivity [W/mK]	4,5000e+01
Order in code	4
Material behaviour for nonlinear analysis	
Material behaviour	Elastic
EN 1992-1-1	
Characteristic compressive cylinder strength fck(28) [MPa]	25,00
Calculated depended values	<input type="checkbox"/>
Mean compressive strength fcm(28) [MPa]	33,00
fcm(28) - fck(28) [MPa]	8,00
Mean tensile strength fctm(28) [MPa]	2,60
fctk 0,05(28) [MPa]	1,80
fctk 0,95(28) [MPa]	3,40
Design compressive strength - persistent (fcd = fck / ...)	16,67
Design compressive strength - accidental (fcd = fck / ...)	20,83
Strain at reaching maximum strength eps c2 [1e-4]	20,0
Ultimate strain eps cu2 [1e-4]	35,0
Strain at reaching maximum strength eps c3 [1e-4]	17,5
Ultimate strain eps cu3 [1e-4]	35,0
Stone diameter (dg) [mm]	32
Cement class	N (normal hardening - CEM 32,5 R, CEM 42,5 N)
Measured values	
Measured values of mean compressive strength (inf...)	<input type="checkbox"/>
Stress-strain diagram	
Type of diagram	Bi-linear stress-strain diagram

Slika 3.1. Karakteristike razreda tlačne čvrstoće betona C25/30

3.4.1.2 Armatura

Čelik za armiranje kod proračuna za razred umjerene duktilnosti (DCM) je B500B, a za razred visoke duktilnosti (DCH) B450C.

Code independent	
Material type	Reinforcement steel
Thermal expansion [m/mK]	0,00
Unit mass [kg/m ³]	7850,0
E modulus [MPa]	1,0000e+05
Poisson coeff.	0,2
Independent G modulus	<input type="checkbox"/>
G modulus [MPa]	4,1667e+04
Log. decrement (non-uniform damping only)	0,2
Colour	
Specific heat [J/gK]	6,0000e-01
Thermal conductivity [W/mK]	4,5000e+01
Bar surface	Ribbed
Order in code	5
Material behaviour for nonlinear analysis	
Material behaviour	Elastic
EN 1992-1-1	
Characteristic yield strength f_{yk} [MPa]	500,0
Calculated depended values	<input checked="" type="checkbox"/>
Characteristic maximum tensile strength f_{tk} [MPa]	540,0
Coefficient $k = f_{tk} / f_{yk}$ [-]	1,08
Design yield strength - persistent ($f_{yd} = f_{yk} / \gamma_{s...}$)	434,8
Design yield strength - accidental ($f_{yd} = f_{yk} / \gamma_{s...}$)	500,0
Maximum elongation ϵ_{su} [1e-4]	500,0
Class	B
Reinforcement type	Bars
Fabrication	Hot rolled
Stress-strain diagram	
Type of diagram	Bi-linear with an inclined top branch
Picture of Stress-strain diagram	

Slika 3.2. Karakteristike čelika za armiranje B500B (DCM)

Code independent	
Material type	Reinforcement steel
Thermal expansion [m/mK]	0,00
Unit mass [kg/m ³]	7850,0
E modulus [MPa]	1,0000e+05
Poisson coeff.	0,2
Independent G modulus	<input type="checkbox"/>
G modulus [MPa]	4,1667e+04
Log. decrement (non-uniform damping only)	0,2
Colour	
Specific heat [J/gK]	6,0000e-01
Thermal conductivity [W/mK]	4,5000e+01
Bar surface	Ribbed
Order in code	7
Material behaviour for nonlinear analysis	
Material behaviour	Elastic
EN 1992-1-1	
Characteristic yield strength f_{yk} [MPa]	450,0
Calculated depended values	<input checked="" type="checkbox"/>
Characteristic maximum tensile strength f_{tk} [MPa]	517,5
Coefficient $k = f_{tk} / f_{yk}$ [-]	1,15
Design yield strength - persistent ($f_{yd} = f_{yk} / \gamma_{s...}$)	391,3
Design yield strength - accidental ($f_{yd} = f_{yk} / \gamma_{s...}$)	450,0
Maximum elongation ϵ_{su} [1e-4]	750,0
Class	C
Reinforcement type	Bars
Fabrication	Hot rolled
Stress-strain diagram	
Type of diagram	Bi-linear with an inclined top branch
Picture of Stress-strain diagram	

Slika 3.3. Karakteristike čelika za armiranje B450C (DCH)

4 Analiza opterećenja

4.1 Podaci o predviđenim djelovanjima i utjecajima

Oznaka osnovnog djelovanja	Opis djelovanja
G	Stalno djelovanje. Djelovanje je podijeljeno na: G0 = Vlastita težina elemenata nosive konstrukcije (zidovi, ploče, grede, stupovi, stubišta) i uključena je u proračunske modele. G1 = Ostalo stalno djelovanje: obloga (podovi), stalna oprema, itd. nanosi se kao dodatno opterećenje (plošno, linijsko ili koncentrirano) na proračunske modele.
Q1	Promjenjiva djelovanja: uporabno opterećenje, pokretna oprema i sl.
W	Vjetar. Djelovanje u smjeru globalne osi W_x i W_y
S	Potres: S_x - djelovanje u smjeru globalne osi X S_y - djelovanje u smjeru globalne osi Y T_x,T_y - uvrtnje (slučajni ekscentricitet)

Tablica 4.1. Osnovna opterećenja na čiji utjecaj se dokazuje mehanička otpornost i stabilnost

4.1.1 Stalno djelovanje (G)

4.1.1.1 Vlastita težina elementa konstrukcije (G0)

Specifična težina armiranog betona iznosi $\gamma=25.0$ kN/m³ Stalno opterećenje od vlastite težine elemenata armiranobetonske konstrukcije sadržano je u proračunskom modelu, sukladno dimenzijama poprečnih presjeka i zadanoj specifičnoj težini.

4.1.1.2 Ostala stalna djelovanja (G1)**međukatne konstrukcije (stanovi, poslovni prostori)**

pregradni zidovi (gipskartonske ploče)	0.50 kN/m ²
završni sloj poda	0.50 kN/m ²
a-c estrih, $d \leq 7$ cm; $0.07 \cdot 22.0 =$	1.50 kN/m ²
izolacije, instalacije, glet/žbuka	0.20 kN/m ²

g = 2.70 kN/m²**međukatne konstrukcije (skladište, samoposluga)**

završni sloj poda	0.50 kN/m ²
a-c estrih, $d \leq 8$ cm; $0.08 \cdot 22.0 =$	1.80 kN/m ²
izolacije, instalacije, glet/žbuka	0.40 kN/m ²

g = 2.70 kN/m²**stubište - podesti**

završni sloj poda	0.60 kN/m ²
cem. mort, $d \leq 4$ cm; $0.04 \cdot 22.0 =$	0.90 kN/m ²
glet/žbuka	0.20 kN/m ²

g = 1.70 kN/m²**stubište - krakovi**

gazišta ($d \cong 6.5$ cm; $0.065 \cdot 26.0$)	1.70 kN/m ²
završni sloj poda	0.60 kN/m ²
cem. mort, $d \leq 4$ cm; $0.04 \cdot 22.0 =$	0.90 kN/m ²
glet/žbuka	0.20 kN/m ²

g = 3.40 kN/m²**krovovi - terase**

završna obloga – betonske ploče na podmetačima; $d_{\max} = 5$ cm; $0.05 \cdot 24.0 =$	1.20 kN/m ²
izolacije	0.20 kN/m ²
laki beton za pad; $d_{\text{red}} = 8$ cm; $0.08 \cdot 12.0 \text{ kN/m}^3 =$	1.00 kN/m ²
instalacije, glet/žbuka, ostali stalni teret	0.20 kN/m ²

g = 2.60 kN/m²

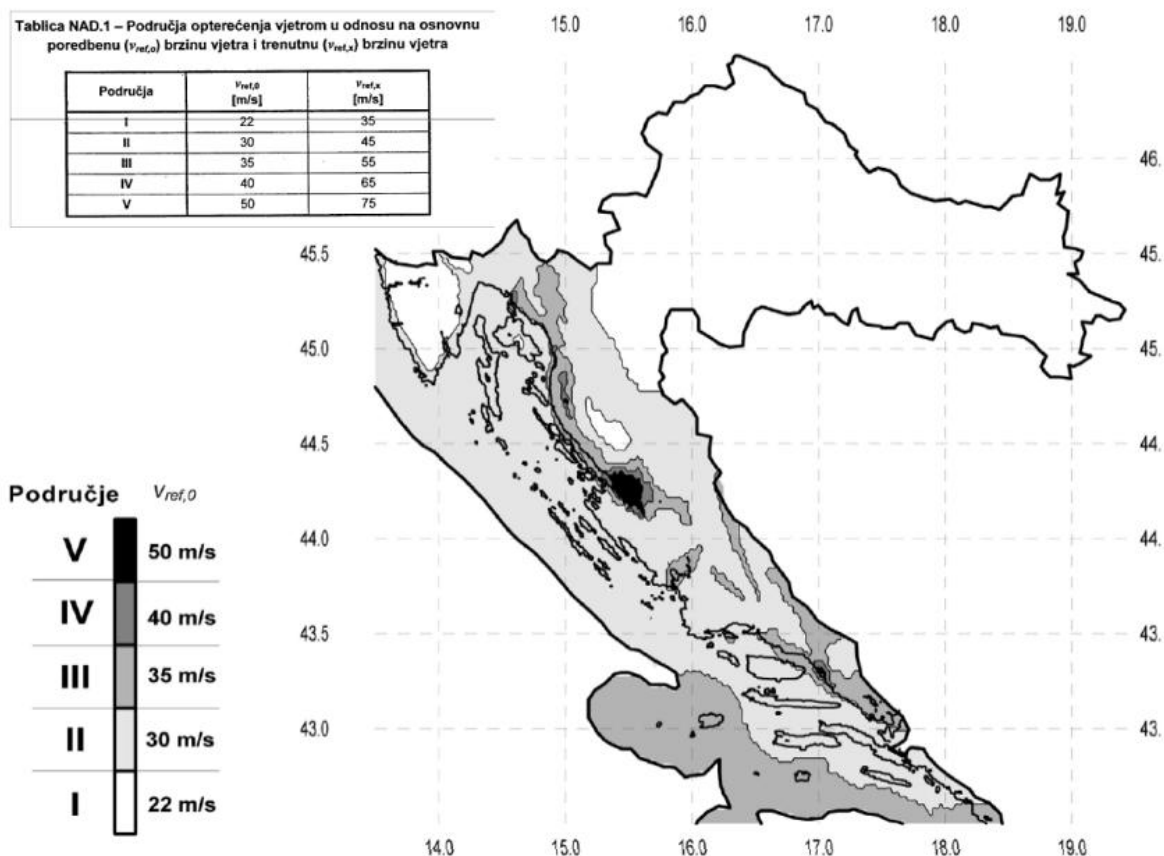
4.1.2 Promjenjivo djelovanje (Q)

Q1: stanovi - unutarnji prostori; $\Psi_1=0.5$; $\Psi_2=0.3$ Kategorija A2 ($q_{\min}=1.5$ kN/m ²)	$q_k=1.5$ kN/m²
Q1: stubišta; $\Psi_1=0.5$; $\Psi_2=0.3$ Kategorija S1 ($q_{\min}=3.0$ kN/m ²)	$q_k=3.0$ kN/m²
Q1: uredi; $\Psi_1=0.5$; $\Psi_2=0.3$ Kategorija B2 ($q_{\min}=3.0$ kN/m ²)	$q=3.0$ kN/m²
Q1: neprohodni krovovi, $<20^\circ$; $\Psi_1=0.0$; $\Psi_2=0.0$ Kategorija H ($q_{\min}=0.6$ kN/m ²)	$q_k=1.0$ kN/m²
Q1_{POS}: poslovni prostori, trgovine, drvarnice; Kategorija D2 ($q_{\min}=5.0$ kN/m ²) $\Psi_1=0.7$; $\Psi_2=0.6$	$q_k=5.0$ kN/m²

Tablica 4.2. Promjenjiva opterećenja na čiji utjecaj se dokazuje mehanička otpornost i stabilnost

4.1.3 Opterećenje vjetrom

4.1.3.1 Opći podaci



Slika 4.1. Zemljovid područja opterećenja vjetrom

Opterećenje vjetrom odabrano je prema: EC1, Dio 2-4: Djelovanja vjetra i Europskoj normi EN 1991-2-4: Djelovanja na konstrukcije opterećenje vjetrom, te Nacionalnom dokumentu za primjenu u Republici Hrvatskoj.

$v_{ref,0}$ - osnovna poredbena brzina vjetra ovisna o geografskom položaju objekta

$c_e(z)$ - koeficijent položaja

c_f - koeficijent sile – očitava se iz dijagrama za pojedine oblike i odnose dimenzija konstrukcije

c_d - dinamički koeficijent odgovora konstrukcije na udar vjetra – očitava se iz dijagrama za pojedine oblike konstrukcije; Za krute konstrukcije je $c_d \leq 1.2$

($\Psi_0=0.6$; $\Psi_1=0.5$)

osnovna brzina vjetra:

$v_{b,0} = 30 \text{ m/s}$

kategorija terena:

II.

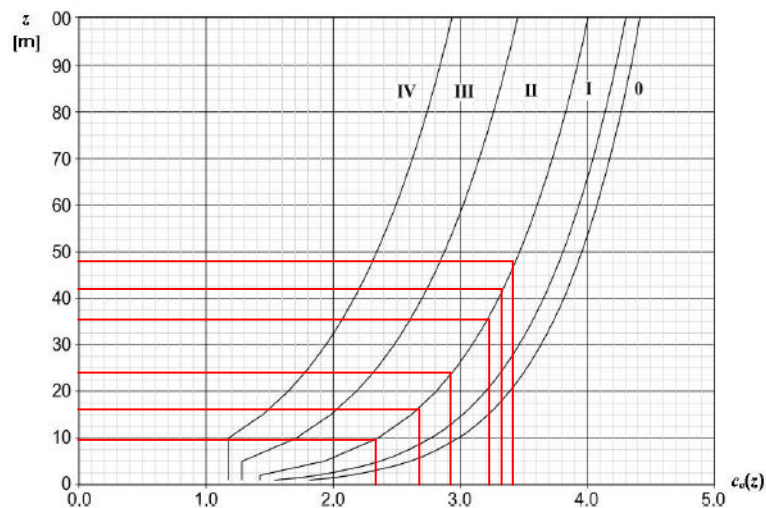
tlak pri osnovnoj brzini: $q_b = \rho_{zraka} * v_b^2 / 2 = 1.25 * (30^2) / 2 / 1000 =$

$q_b = 0.56 \text{ kN/m}^2$

tlak pri vršnoj brzini: $q_p(z) = c_e(z) * q_b$

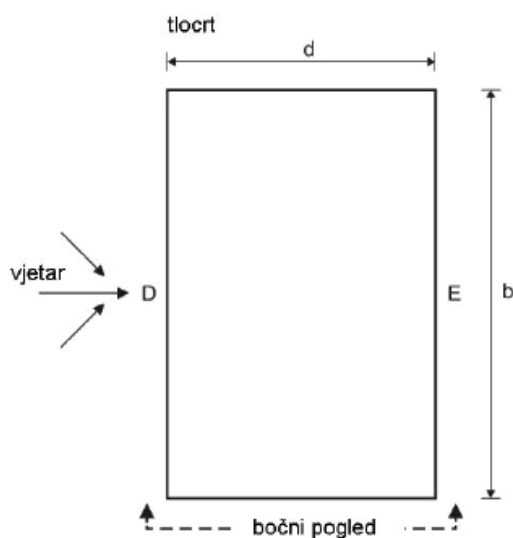
tlak vjetra na vanjske površine: $w_e = q_p(z_e) * c_{pe}$

tlak vjetra na unutarnje površine: $w_i = q_p(z_i) * c_{pi}$



Slika 4.2. Koeficijent položaja $c_e(z)$ u ovisnosti o visini z iznad terena i kategorijama terena 0 do IV

c_{pe} = tlak vjetra na vanjske površine – prema skici:



Slika 4.3. Tlocrtna shema nebodera

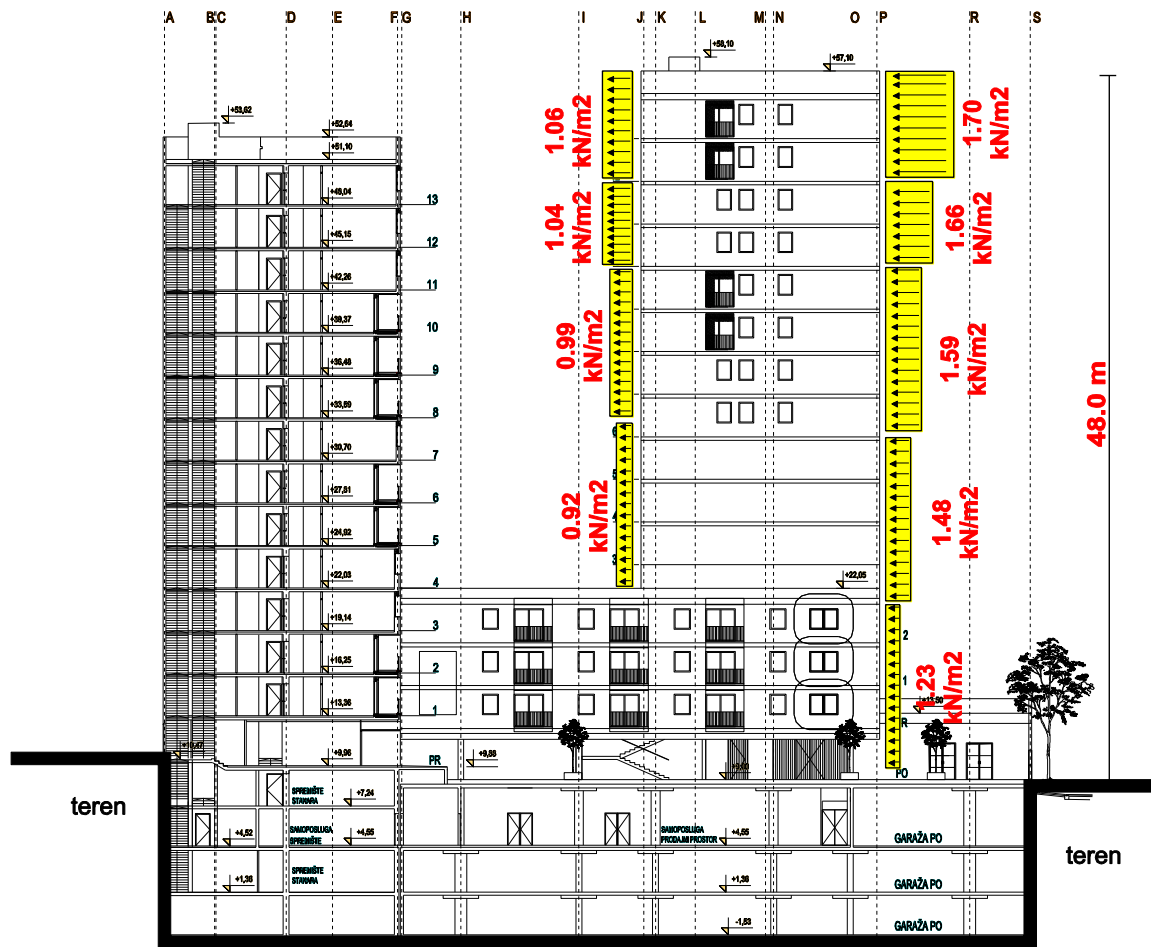
4.1.3.2 Opterećenje vjetrom na građevinu

Visina zgrade (iznad okolnog terena): 48.0 m

$$q_b = 0.56 \text{ kN/m}^2$$

z_e [m]	$c_e(z)$	D		E	
		$c_{pe,10}$	w_e [kN/m ²]	$c_{pe,10}$	w_e [kN/m ²]
$h \leq 12$	2.75	0.8	1.23	-0.5	-0.77
$12 < h < 24$	3.30	0.8	1.48	-0.5	-0.92
$24 < h < 36$	3.55	0.8	1.59	-0.5	-0.99
$36 < h < 42$	3.70	0.8	1.66	-0.5	-1.04
$42 < h < 48$	3.80	0.8	1.70	-0.5	-1.06

Tablica 4.3. Prikaz djelovanja vjetra po visini



Slika 4.4. Djelovanje vjetra na građevinu

4.1.4 Opterećenje uslijed djelovanja potresa

Računsko ubrzanje tla:

Granično stanje nosivosti: ($T_{NCR}=475$ godina; 50 godina; $P_{NCR}=10\%$): $a_{gr,GSN}=0.22$ g

Faktor važnosti građevine: $\gamma_I=1.0$

Razred duktilnosti:

1. DCM
2. DCH

Potresno opterećenje:

S_x potresno opterećenje u smjeru osi x (zadan spektar odgovora za smjer x + 30% spektra odgovora za smjer y)

S_y potresno opterećenje u smjeru osi y (zadan spektar odgovora za smjer y + 30% spektra odgovora za smjer x)

4.1.4.1 Određivanje faktora ponašanja

S pomoću faktora ponašanja određuje se proračunski spektar odziva. Upotrebljava se pri proračunu kako bi se smanjile sile dobivene linearnim proračunom i u obzir uzeo nelinearni odziv konstrukcije povezan s materijalom, konstrukcijskim sustavom i postupcima proračuna [1]. Proračun konstrukcije tada se provodi s umanjenim potresnim silama u odnosu na elastični odziv pri potresnom djelovanju [4]. Energija se uglavnom troši na plastično (duktilno) ponašanje konstrukcije. Faktor ponašanja q određuje se pomoću sljedećeg izraza:

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

gdje je:

q_0 osnovna vrijednost faktora ponašanja ovisna o vrsti konstrukcije, njezinoj duktilnosti i pravilnosti po visini (tablica 4.4.)
 k_w faktor prevladavajućeg oblika sloma konstrukcijskih sustava s zidovima (tablica 4.5.)
 Pri određivanju faktora ponašanja q_0 kvocijent α_u/α_1 (tablica 4.4.) predstavlja faktor uvećanja, gdje je:

α_1 vrijednost kojom je proračunsko horizontalno potresno djelovanje pomnoženo pri prvom dostizanju nosivosti na savijanje u bilo kojem elementu konstrukcije (pojava prvoga plastičnoga zgloba)
 α_u vrijednost kojom je proračunsko horizontalno potresno djelovanje pomnoženo pri prelasku konstrukcije u mehanizam (pojava dovoljnog broja plastičnih zglobova)

Vrsta konstrukcije	DCM	DCH
okvirni sustav dvojni sustav zidni sustav s povezanim zidovima	$3 \cdot \alpha_u / \alpha_1$	$4,5 \cdot \alpha_u / \alpha_1$
zidni sustav s nepovezanim zidovima	3,0	$4 \cdot \alpha_u / \alpha_1$
torzijski savitljiv sustav	2,0	3,0
sustav obrnutog njihala	1,5	2,0

Tablica 4.4. Osnovne vrijednosti faktora ponašanja q_0 za konstrukcije koje zadovoljavaju uvjet pravilnosti po visini

zidni sustavi sa samo dva nepovezana zida za jedan horizontalni smjer	$\alpha_u/\alpha_1 = 1,0$
drugi sustavi s nepovezanim zidovima	$\alpha_u/\alpha_1 = 1,1$
zidni sustavi s povezanim zidovima ili dvojni sustav istovrijedan zidnom sustavu	$\alpha_u/\alpha_1 = 1,2$

Tablica 4.5. Vrijednosti α_u/α_1 za zidane sustave i sustave istovrijedne zidnim

Vrsta konstrukcije	k_w
okvirne konstrukcije i njima istovrijedni dvojni sustavi	1,0
zidni sustavi sustavi istovrijedni zidnim sustavima torzijski savitljivi sustavi	$0,5 \leq (1 + \alpha_0) / 3 \leq 1,0$

Tablica 4.6. Vrijednost faktora k_w

Koeficijent α_0 (tablica 4.6.) prevladavajući je koeficijent oblika zidova konstruktivnog sustava i određuje se s pomoću izraza:

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

gdje je:

h_{wi} Ukupna visina zida „i“ od podnožja (temelja ili krutog podruma) do najvišeg kata
 l_{wi} Duljina presjeka zida „i“

4.1.4.1.1 Slučaj za razred umjerene duktilnosti (DCM)

Smjer y:

Prevladavajući koeficijent oblika zidova konstruktivnog sustava:

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

$$\alpha_0 = (50,44 \cdot 20) / 110,85$$

$$\alpha_0 = 9,1$$

Faktor prevladavajućeg oblika sloma konstrukcijskih sustava s zidovima (tablica 4.6.):

$$0,5 \leq (1 + \alpha_0) / 3 \leq 1,0$$

$$k_w = \frac{1 + 9,1}{3} = 3,37$$

$$k_w = 1,0$$

Osnovna vrijednost faktora ponašanja za zidni sustav nepovezanih zidova (tablica 4.4.)

iznosi: $q_0 = 3,0$

Faktor ponašanja q :

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

$$q = 3,0 \cdot 1,0 = 3,0 \geq 1,5$$

$$q = 3,0$$

Smjer x:

Prevladavajući koeficijent oblika zidova konstruktivnog sustava:

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

$$\alpha_0 = (50,44 \cdot 26) / 98,18$$

$$\alpha_0 = 13,6$$

Faktor prevladavajućeg oblika sloma konstrukcijskih sustava s zidovima (tablica 4.6.):

$$0,5 \leq (1 + \alpha_0) / 3 \leq 1,0$$

$$k_w = \frac{1 + 13,6}{3} = 4,8$$

$$k_w = 1,0$$

Osnovna vrijednost faktora ponašanja za zidni sustav nepovezanih zidova (tablica 4.4.)

iznosi: $q_0 = 3,0$

Faktor ponašanja q :

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

$$q = 3,0 \cdot 1,0 = 3,0 \geq 1,5$$

$$q = 3,0$$

Dakle, faktor ponašanja q predstavlja omjer seizmičkih sila kada je odziv konstrukcije potpuno elastičan i projektnih seizmičkih sila [1,2], u mom slučaju faktor ponašanja q za razred umjerene duktilnosti je za oba smjera x kao i y isti te se u računalni program unosi $q=3,0$.

4.1.4.1.2 Slučaj za razred visoke duktilnosti (DCH)**Smjer y:**

Vrijednost α_u/α_1 za nepovezane zidane sustave (tablica 4.5.):

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

Prevladavajući koeficijent oblika zidova konstruktivnog sustava:

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

$$\alpha_0 = (50,44 \cdot 20) / 110,85$$

$$\alpha_0 = 9,1$$

Faktor prevladavajućeg oblika sloma konstrukcijskih sustava s zidovima (tablica 4.6.):

$$0,5 \leq (1 + \alpha_0) / 3 \leq 1,0$$

$$k_w = \frac{1 + 9,1}{3} = 3,37$$

$$k_w = 1,0$$

Osnovna vrijednost faktora ponašanja za zidni sustav nepovezanih zidova (tablica 4.4.):

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

$$q_0 = 4,0 \cdot 1,1$$

$$q_0 = 4,4$$

Faktor ponašanja q:

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

$$q = 4,4 \cdot 1,0 = 4,4 \geq 1,5$$

$$q = 4,4$$

Smjer x:

Vrijednost α_u/α_1 za nepovezane zidane sustave (tablica 4.5.):

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

Prevladavajući koeficijent oblika zidova konstruktivnog sustava:

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

$$\alpha_0 = (50,44 \cdot 26)/98,18$$

$$\alpha_0 = 13,6$$

Faktor prevladavajućeg oblika sloma konstrukcijskih sustava s zidovima (tablica 4.6.):

$$0,5 \leq (1 + \alpha_0)/3 \leq 1,0$$

$$k_w = \frac{1 + 13,6}{3} = 4,8$$

$$k_w = 1,0$$

Osnovna vrijednost faktora ponašanja za zidni sustav nepovezanih zidova (tablica 4.4.):

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

$$q_0 = 4,0 \cdot 1,1$$

$$q_0 = 4,4$$

Faktor ponašanja q:

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

$$q = 4,4 \cdot 1,0 = 4,4 \geq 1,5$$

$$q = 4,4$$

Faktor ponašanja q za razred visoke duktilnosti je za oba smjera x kao i y isti te se u računalni program unosi q=4,4.

4.1.5 Slučajni torzijski učinci

Kako bi se u obzir uzele nesigurnosti u položaju masa i prostorne promjene potresnog gibanja, smatra se da je proračunano središte masa na svakom stropu i pomaknuto iz svog nazivnog položaja u svakom smjeru za slučajnu ekscentričnost [1]:

$$e_{ai} = \pm 0,05 \cdot L_i$$

Slučajni torzijski učinci su određeni kao ovojnica učinaka dobivenih primjenom statičkih opterećenja koja se sastoji od skupa torzijskih momenata M_{ai} oko vertikalne osi svakog kata i :

$$M_{ai} = e_{ai} \cdot F_i$$

gdje je:

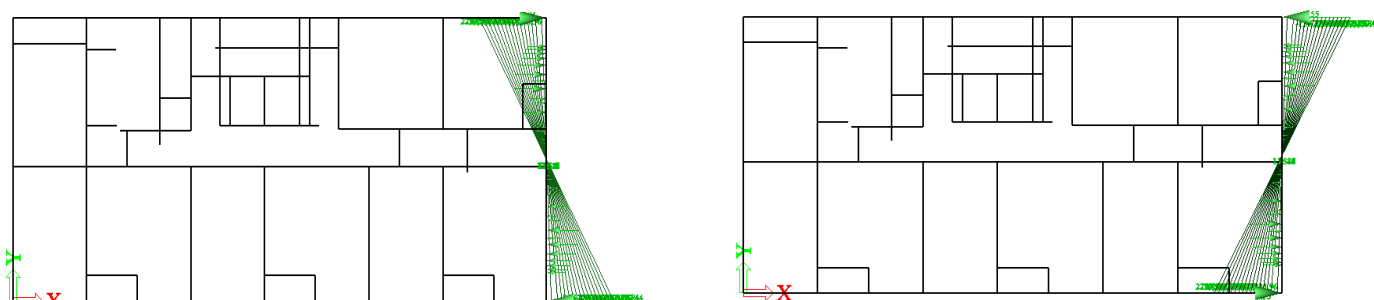
M_{ai} torzijski moment na katu i oko njegove vertikalne osi

e_{ai} slučajna ekscentričnost mase kata i za sve odgovarajuće smjerove

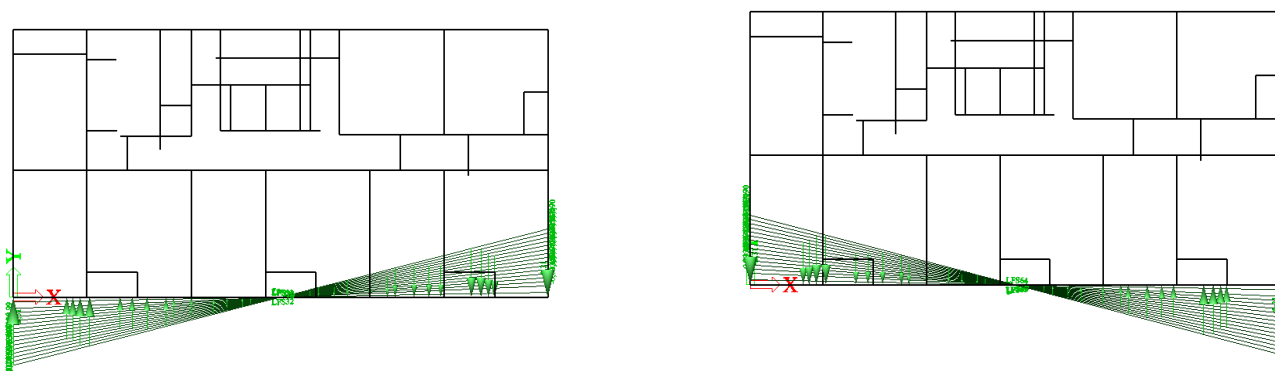
F_i horizontalna sila koja djeluje na katu i

L_i dimenzija stropa okomito na smjer potresnog djelovanja

Učinke opterećenja su uzeti u obzir s pozitivnim i negativnim predznacima (isti predznak za sve katove).



Slika 4.5. Slučajni utjecaj torzije u smjeru x za slučaj kada je a) pozitivna i b) negativna



Slika 4.6. slučajni utjecaj torzije u smjeru y za slučaj kada je a) pozitivna i b) negativna

4.2 Proračun zgrade na potresno djelovanje za razred umjerene duktilnosti (DCM) metodom spektralne analize prema EC8-EN 1998-1:2011 pomoću računalnog programa koristeći prostorni model konstrukcije

Spektar tipa 1, Klasa tla A: $S = 1,0$; $T_B = 0,15$; $T_C = 0,4$; $T_D = 2,0$

Naziv	Način crtanja spektra	Informacija o seizmičkom djelovanju	Grafički prikaz
Projektni spektar za proračun seizmičkog djelovanja (za smjer x i y)	Uz pomoć perioda	Tip propisa – Eurocode 8 Tip tla - A Djelovanje - Horizontalno Tip spektra - tip 1 Koeficijent akceleracije. a_g - 0,22 a_g proračunska akceleracija – 2,157 beta - 0,2 q – faktor ponašanja - 3 (za smjer x i y)	

Tablica 4.7. prikaz osnovnih informacija o proračunskom spektru (DCM)

4.3 Proračun zgrade na potresno djelovanje za razred visoke duktilnosti (DCH) metodom spektralne analize prema EC8-EN 1998-1:2011 pomoću računalnog programa koristeći prostorni model konstrukcije

Spektar tipa 1, Klasa tla A: $S = 1,0$; $T_B = 0,15$; $T_C = 0,4$; $T_D = 2,0$

Naziv	Način crtanja spektra	Informacija o seizmičkom djelovanju	Grafički prikaz
Projektni spektar za proračun seizmičkog djelovanja (za smjer x i y)	Uz pomoć perioda	Tip propisa – Eurocode 8 Tip tla - A Djelovanje - Horizontalno Tip spektra - tip 1 Koeficijent akceleracije. $a_g = 0,22$ a_g proračunska akceleracija – 2,157 $\beta = 0,2$ q – faktor ponašanja -4,4 (za smjer x i y)	<p>The graph displays a seismic spectrum with acceleration in m/s^2 on the y-axis (ranging from 0.0 to 1.6) and period in seconds on the x-axis (ranging from 0.0 to 4.0). The curve begins at a peak acceleration of 1.44 m/s^2 at a period of 0.15 seconds. It then decreases to a value of 0.4315 m/s^2 at a period of 0.4 seconds, where it levels off into a constant horizontal line extending to 4.0 seconds.</p>

Tablica 4.8. prikaz osnovnih informacija o proračunskom spektru (DCH)

4.4 Prikaz rezultata proračuna

4.4.1 Prikaz sudjelujućih masa

Sum of masses

[kg]	X	Y	Z
Combination of mass groups 1	12376944.21	12376944.21	12376944.21

Modal participation factors

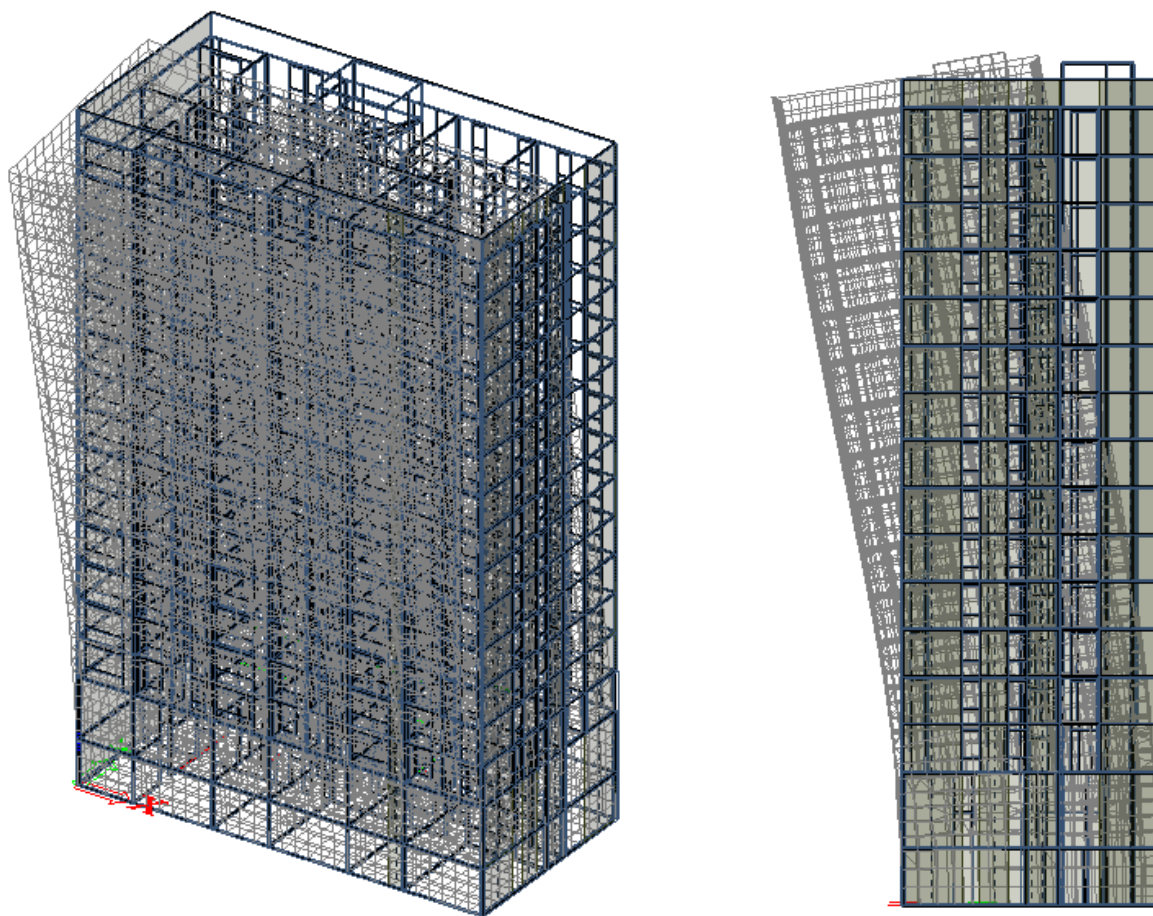
Mode	Omega [rad/s]	Period [s]	Freq. [Hz]	Wxi / Wxtot	Wyi / Wytot	Wzi / Wztot	Wxi_R / Wxtot_R	Wyi_R / Wytot_R	Wzi_R / Spectral
1	9.9959	0.6286	1.5909	0.0012	0.6055	0.0000	0.3727	0.0005	0.0006
2	14.0211	0.4481	2.2315	0.5013	0.0014	0.0000	0.0016	0.2231	0.1394
3	15.6399	0.4017	2.4892	0.1462	0.0000	0.0000	0.0001	0.0690	0.4850
4	38.1001	0.1649	6.0638	0.0011	0.1778	0.0004	0.2029	0.0039	0.0013
5	45.0941	0.1393	7.1769	0.1321	0.0045	0.0004	0.0046	0.2498	0.0095
6	51.3709	0.1223	8.1759	0.0138	0.0039	0.0014	0.0030	0.0318	0.1401
7	55.1399	0.1139	8.7758	0.0002	0.0000	0.7206	0.0002	0.0008	0.0002
8	65.2761	0.0963	10.3890	0.0068	0.0000	0.0014	0.0000	0.0234	0.0004
9	71.3496	0.0881	11.3556	0.0008	0.0133	0.0013	0.0023	0.0019	0.0003
10	73.3486	0.0857	11.6738	0.0000	0.0066	0.0080	0.0060	0.0001	0.0024
11	74.7230	0.0841	11.8925	0.0000	0.0017	0.0003	0.0016	0.0001	0.0003
12	75.7453	0.0830	12.0552	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
13	75.9947	0.0827	12.0949	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
14	76.3159	0.0823	12.1461	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
15	76.6556	0.0820	12.2001	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
16	76.9046	0.0817	12.2397	0.0000	0.0007	0.0005	0.0017	0.0003	0.0001
17	77.0573	0.0815	12.2641	0.0000	0.0034	0.0004	0.0067	0.0001	0.0003
18	77.2505	0.0813	12.2948	0.0000	0.0032	0.0000	0.0056	0.0001	0.0002
19	77.3445	0.0812	12.3098	0.0002	0.0253	0.0004	0.0430	0.0037	0.0010
20	77.4921	0.0811	12.3333	0.0000	0.0013	0.0001	0.0021	0.0004	0.0000
				0.8037	0.8485	0.7354	0.6541	0.6091	0.7810

Tablica 4.9. Prikaz sudjelujućih masa

Za proračun potresnog opterećenja korištena je višemodalna spektralna analiza. Broj modova osciliranja zadan je u proračunu na 20 oblika (modova). Zbroj proračunskih modalnih masa za oblike koji su uzeti u obzir iznosi 80,37% za x smjer, te 84,85% za y smjer. Kako ukupna aktivacija mase u oba smjera mora biti najmanje 90% ukupne mase konstrukcije potrebno je u kombinacijama faktorirati potresne sile. U skladu s navedenim, korigirao sam potresne sile s korekcijskim faktorom 1,12 za potresne sile u smjeru x, te potresne sile u smjeru y s korekcijskim faktorom 1,06.

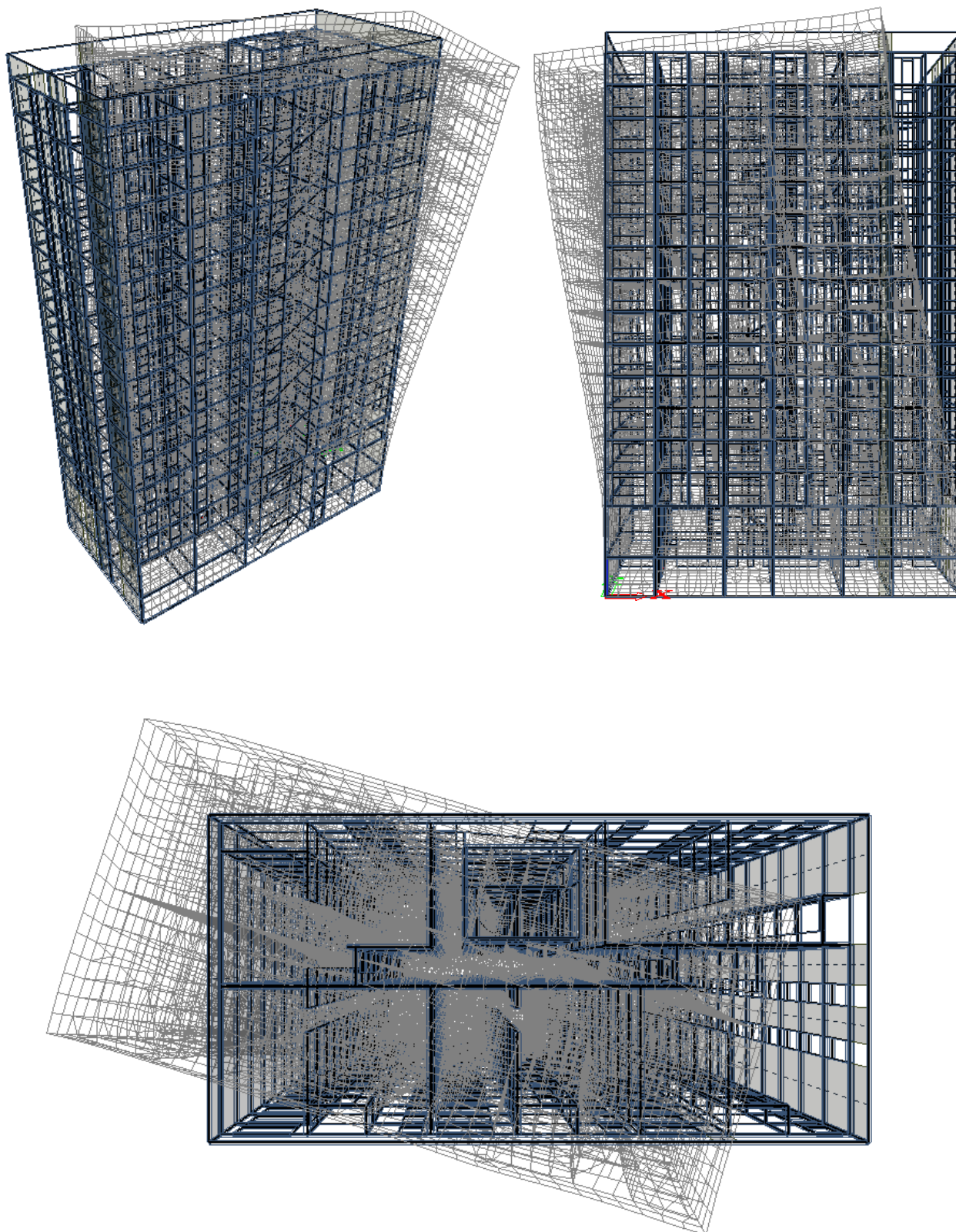
4.4.2 Karakteristični vlastiti oblici uslijed djelovanja potresa

4.4.2.1 Prvi vlastiti vektor



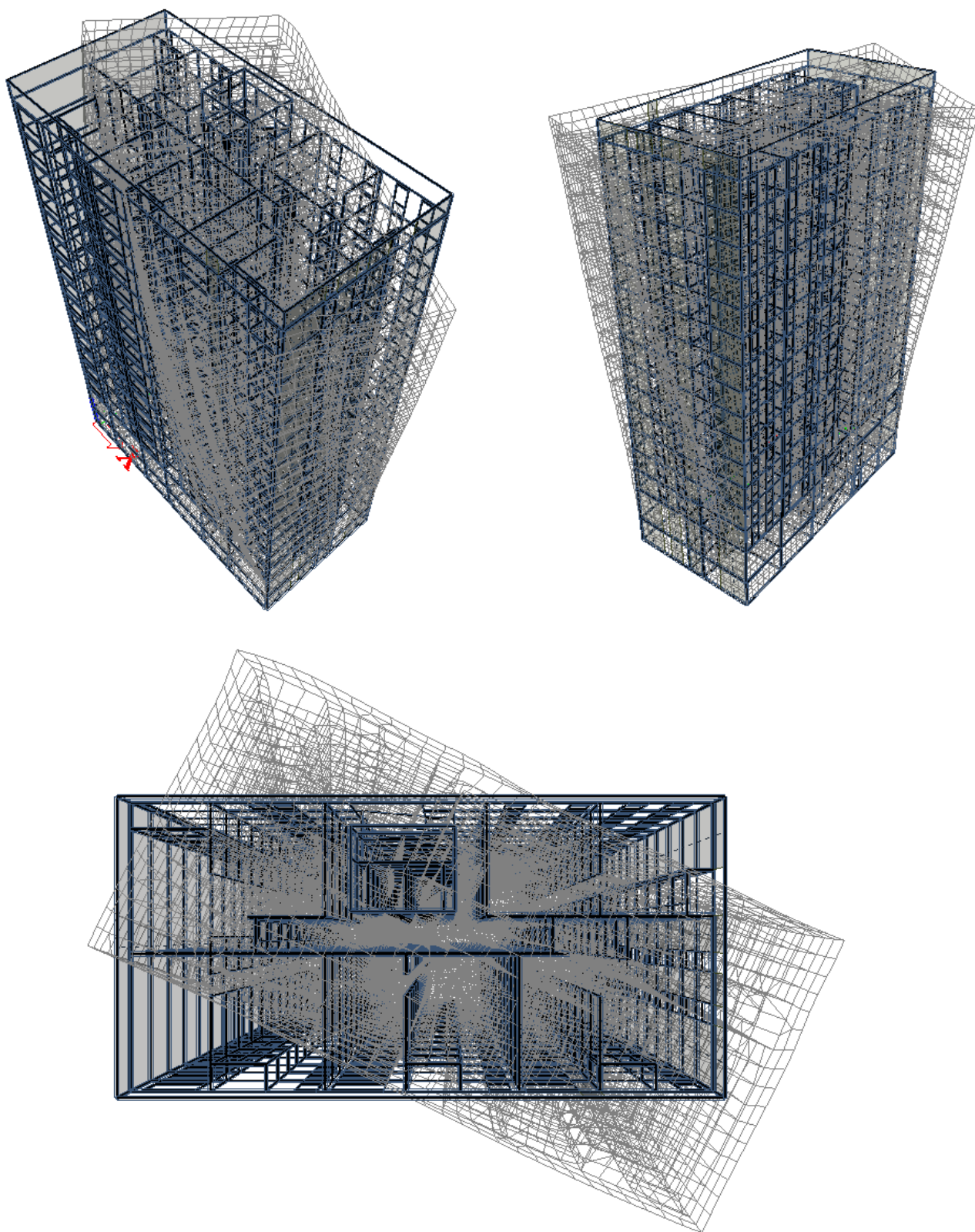
Slika 4.7. Grafički prikaz prvog vlastitog vektora (translacija u smjeru osi y), $T_1 = 0,6286$ s

4.4.2.2 Drugi vlastiti vektor



Slika 4.8. Grafički prikaz drugog vlastitog vektora (translacija u smjeru osi x), $T_2 = 0,4481$ s

4.4.2.3 Treći vlastiti vektor



Slika 4.9. Grafički prikaz trećeg vlastitog vektora (uvrtanje oko osi z), $T_3 = 0,4017$ s

4.5 Kombinacije djelovanja

4.5.1 Granično stanje uporabljivosti

GSU1

vlastita težina [-]	1,00
stalno [-]	1,00
promjenjivo [-]	0,50
promjenjivo_skladište [-]	0,70

GSU2

vlastita težina [-]	1,00
stalno [-]	1,00
promjenjivo [-]	0,30
promjenjivo_skladište [-]	0,60

4.5.2 Granično stanje nosivosti

Vodeće djelovanje Q1 (promjenjivo opterećenje)

GSN1

vlastita težina [-]	1,35
stalno [-]	1,35
promjenjivo [-]	1,50
promjenjivo_skladište [-]	1,50
vjetarX [-]	0,90

GSN2

vlastita težina [-]	1,35
stalno [-]	1,35
promjenjivo [-]	1,50
promjenjivo_skladište [-]	1,50
vjetarX [-]	-0,90

GSN3

vlastita težina [-]	1,35
stalno [-]	1,35
promjenjivo [-]	1,50
promjenjivo_skladište [-]	1,50
vjetarY [-]	0,90

GSN4

vlastita težina [-]	1,35
stalno [-]	1,35
promjenjivo [-]	1,50
promjenjivo_skladište [-]	1,50
vjetarY [-]	-0,90

Vodeće djelovanje W (vjetar)

GSN5

vlastita težina [-]	1,35
stalno [-]	1,35
promjenjivo [-]	1,05
promjenjivo_skladište [-]	1,05
vjetarX [-]	1,50

GSN6

vlastita težina [-]	1,35
stalno [-]	1,35
promjenjivo [-]	1,05
promjenjivo_skladište [-]	1,05
vjetarX [-]	-1,50

GSN7

vlastita težina [-]	1,35
stalno [-]	1,35
promjenjivo [-]	1,05
promjenjivo_skladište [-]	1,05
vjetarY [-]	1,50

GSN8

vlastita težina [-]	1,35
stalno [-]	1,35
promjenjivo [-]	1,05
promjenjivo_skladište [-]	1,05
vjetarY [-]	-1,50

Vodeće djelovanje S (potres)

GSN9

vlastita težina [-]	1,00
stalno [-]	1,00
promjenjivo [-]	0,15
promjenjivo_skladište [-]	0,30
Sx [-]	1,12
Tx [-]	1,00
Tx- [-]	1,00

GSN10

vlastita težina [-]	1,00
stalno [-]	1,00
promjenjivo [-]	0,15
promjenjivo_skladište [-]	0,30
Sy [-]	1,06
Ty [-]	1,00
Ty- [-]	1,00

Model zgrade predstavlja raspodjelu krutosti i masa tako da su pri razmatranom potresnom djelovanju svi značajni oblici deformiranja i inercijske sile ispravno uzete u obzir. Proračun se temelji na prikladnom proračunskom modelu izrađenim u računalnom programu „Scia Engineer 2015“, pri čemu nisu uzeti utjecaji deformabilnosti tla i prisustvo susjednih konstrukcija. Mase su proračunane iz gravitacijskih opterećenja kao kombinacija djelovanja:

$$m = \sum G_{k,j} + \sum \Psi_{E,i} \cdot Q_{k,i}$$
$$(M_{g0} + M_g) \cdot 1,0 + (M_q + M_{q,s}) \cdot 0,15$$

Faktorom kombinacije $\Psi_{E,i}$ uzima se u obzir vjerojatnost da opterećenje $Q_{k,i}$ neće biti prisutna na cijeloj konstrukciji tijekom potresa. Tim se faktorom uzima u obzir smanjeni udio masa u gibanju konstrukcije zbog nekrutih spojeva između njih. Proračunava se prema izrazu:

$$\Psi_{E,i} = \varphi \cdot \Psi_{2,i}$$

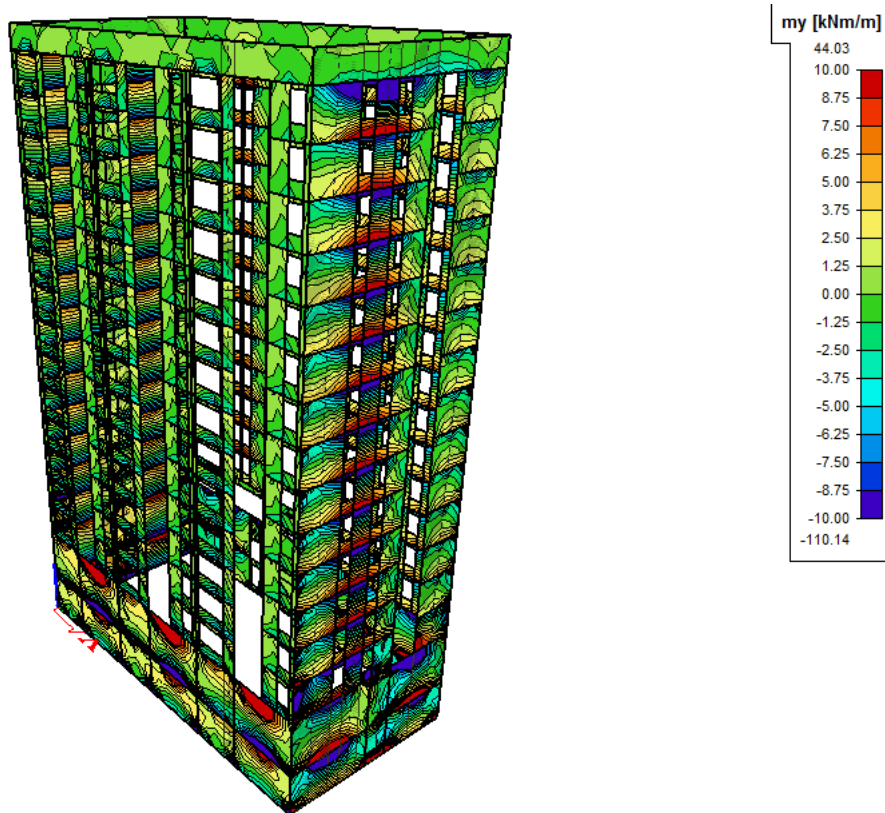
gdje φ označava koeficijent koji ovisi o razredu građevine i stupnju opterećenosti pojedinog kata, u mom slučaju su neovisno zauzeti katovi stoga je $\varphi = 0,5$, a $\Psi_{2,i}$ je koeficijent pomoću kojega se uvodi „nazovistalna“ vrijednost promjenjivog djelovanja Q_i .

$$\Psi_{E,i} = 0,5 \cdot 0,3 = 0,15$$

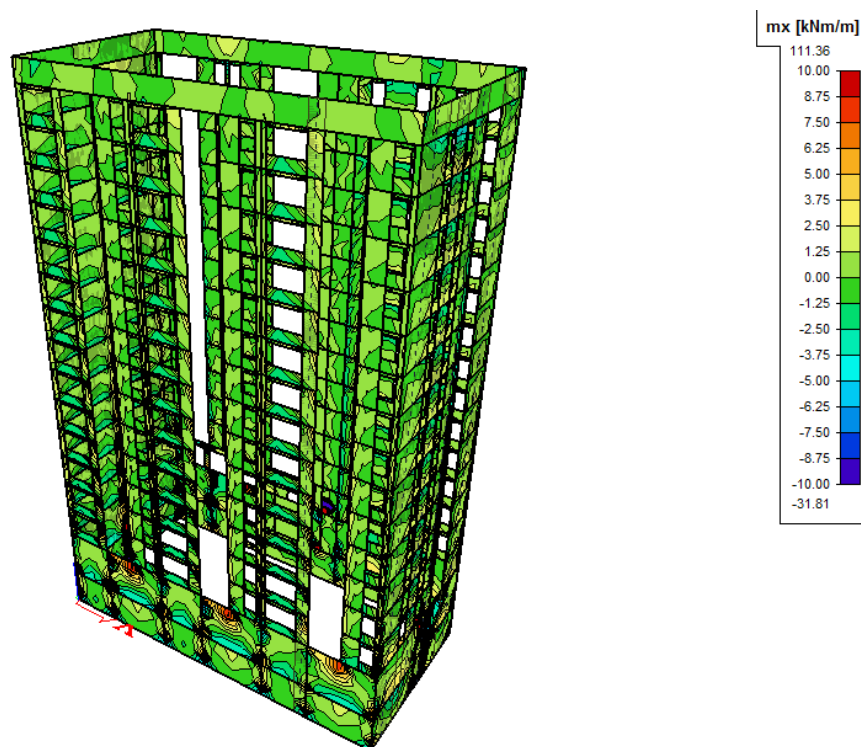
5 Rezultati

Prikaz rezultata momenata savijanja za kombinacije opterećenja kojima je vodeće opterećenje vjetar su prikazani samo za umjereni razred duktilnosti zbog velike sličnosti rezultata s visokim razredom duktilnosti. Pomaci su prikazani za oba razreda. Momenti savijanja i pomaci u ploči prikazani su za najkritičniju kombinaciju. Zbog preglednosti i jednostavnije analize rezultata prikazana je samo ploča 2. kata. Rezultati za potresne kombinacije su prikazani za oba razreda duktilnosti.

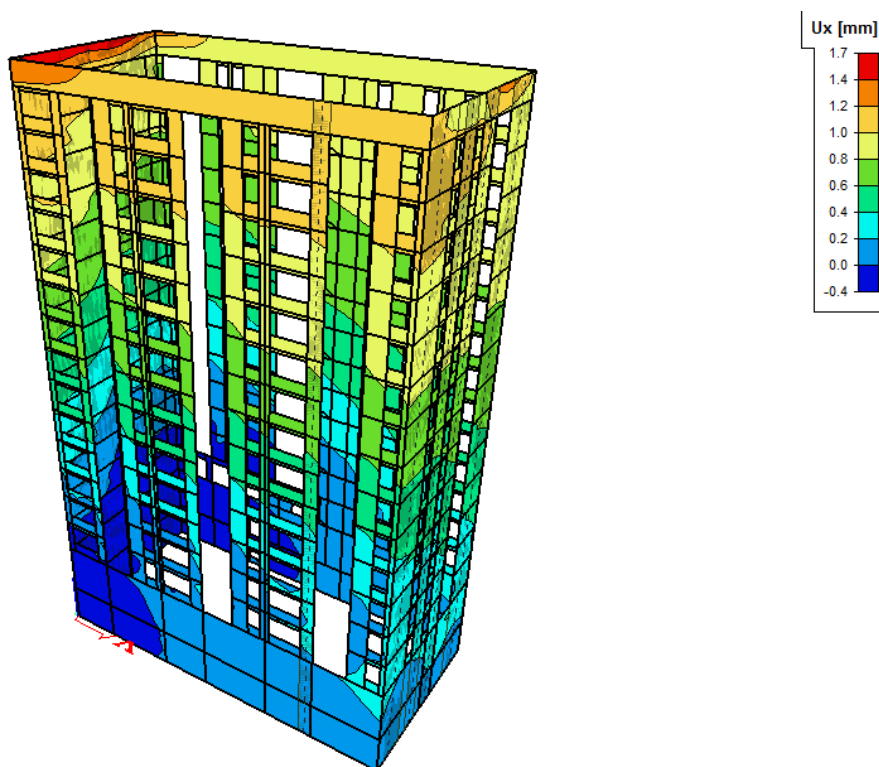
Prikaz momenata savijanja m_y za kombinaciju W_x :- $1,35G_0+1,35G+1,05Q+1,05Q_{skl}-1,50W_x$.



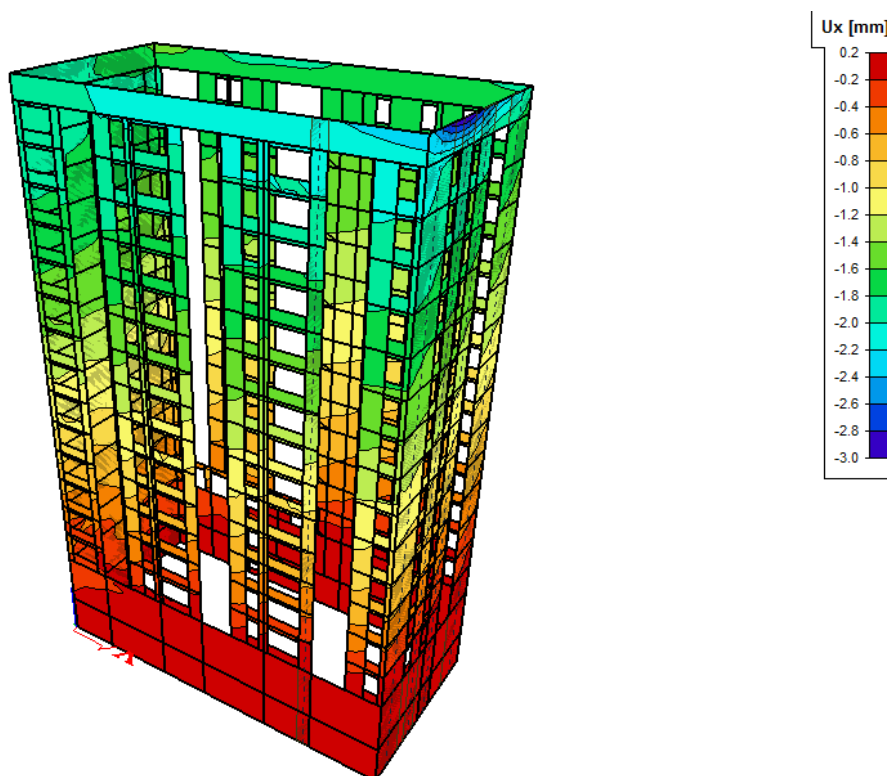
Prikaz momenata savijanja m_x za kombinaciju W_x :- $1,35G_0+1,35G+1,05Q+1,05Q_{skl}-1,50W_x$ -



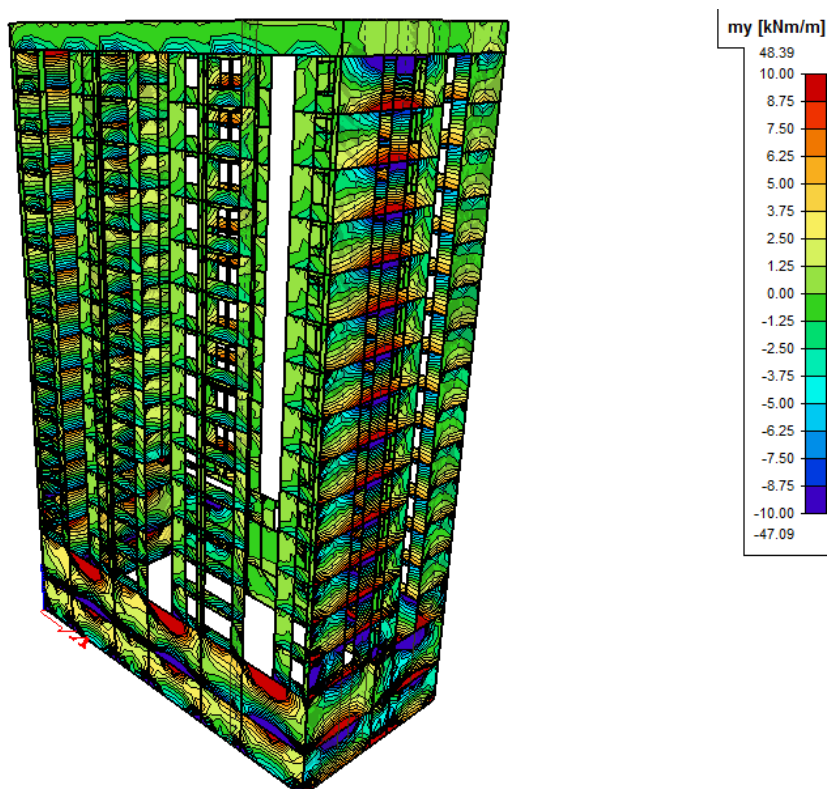
Prikaz pomaka u_x za kombinaciju W_x :- $1,35G_0+1,35G+1,05Q+1,05Q_{skl}-1,50W_x$ - (DCM)



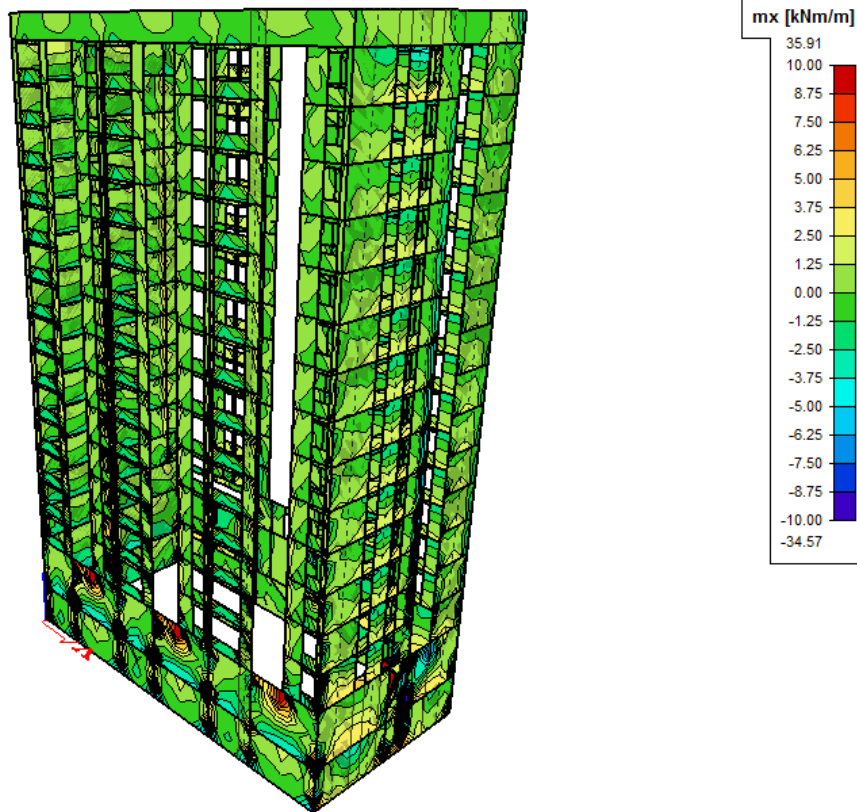
Prikaz pomaka u_x za kombinaciju W_x -: $1,35G_0+1,35G+1,05Q+1,05Q_{skl}-1,50W_x$ - (DCH)



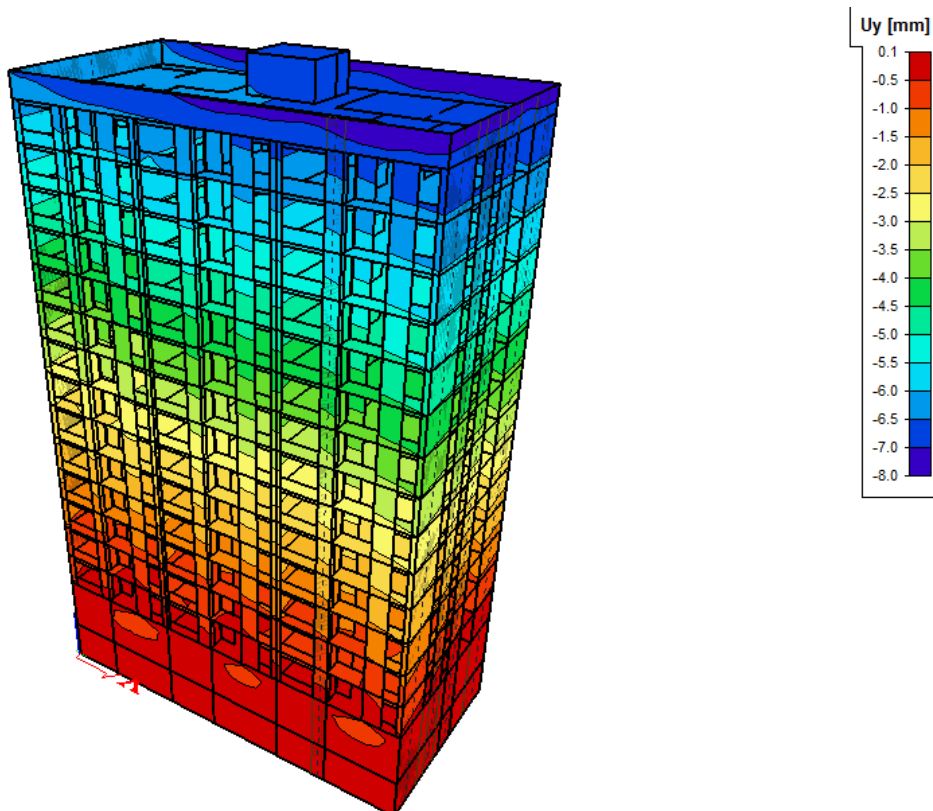
Prikaz momenata savijanja m_y za kombinaciju W_y -: $1,35G_0+1,35G+1,05Q+1,05Q_{skl}-1,50W_x$ -



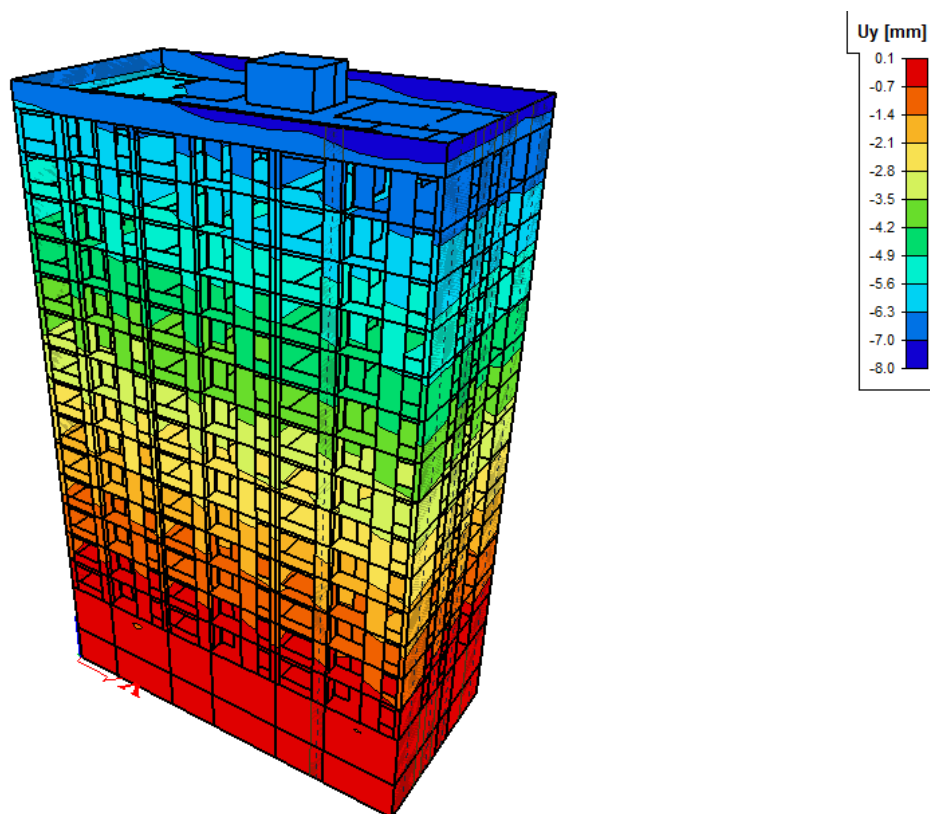
Prikaz momenata savijanja m_x za kombinaciju W_y :-: $1,35G_0+1,35G+1,05Q+1,05Q_{ski}-1,50W_x$.



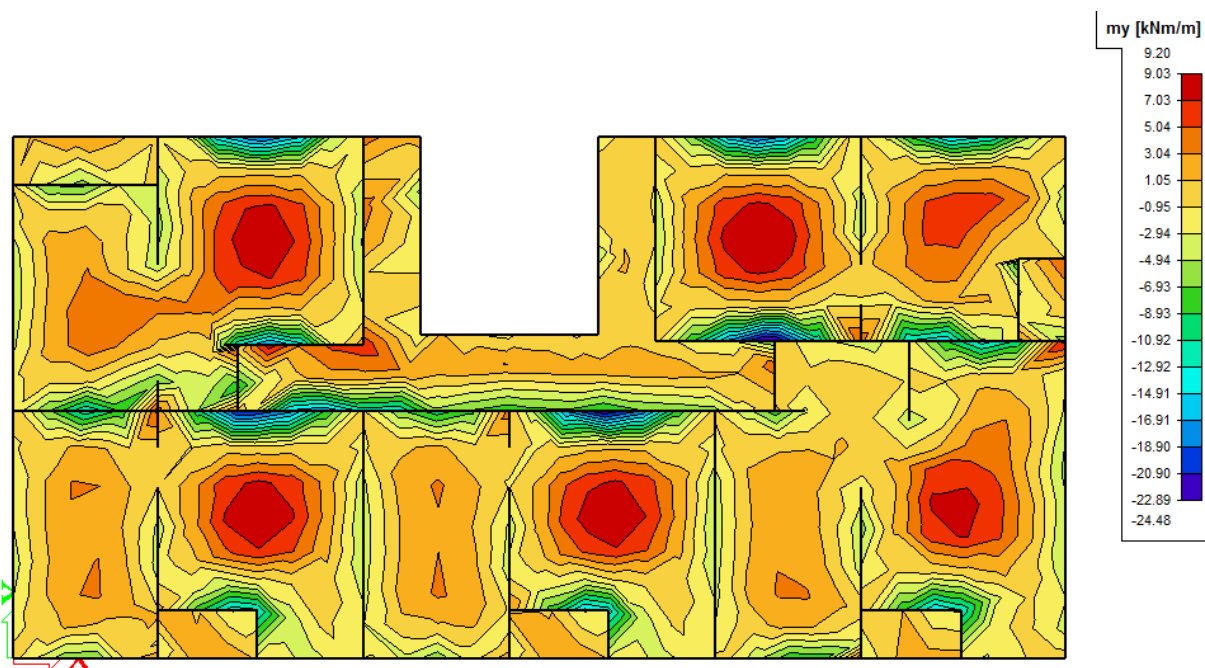
Prikaz pomaka u_y za kombinaciju W_y :-: $1,35G_0+1,35G+1,05Q+1,05Q_{ski}-1,50W_x$. (DCM)



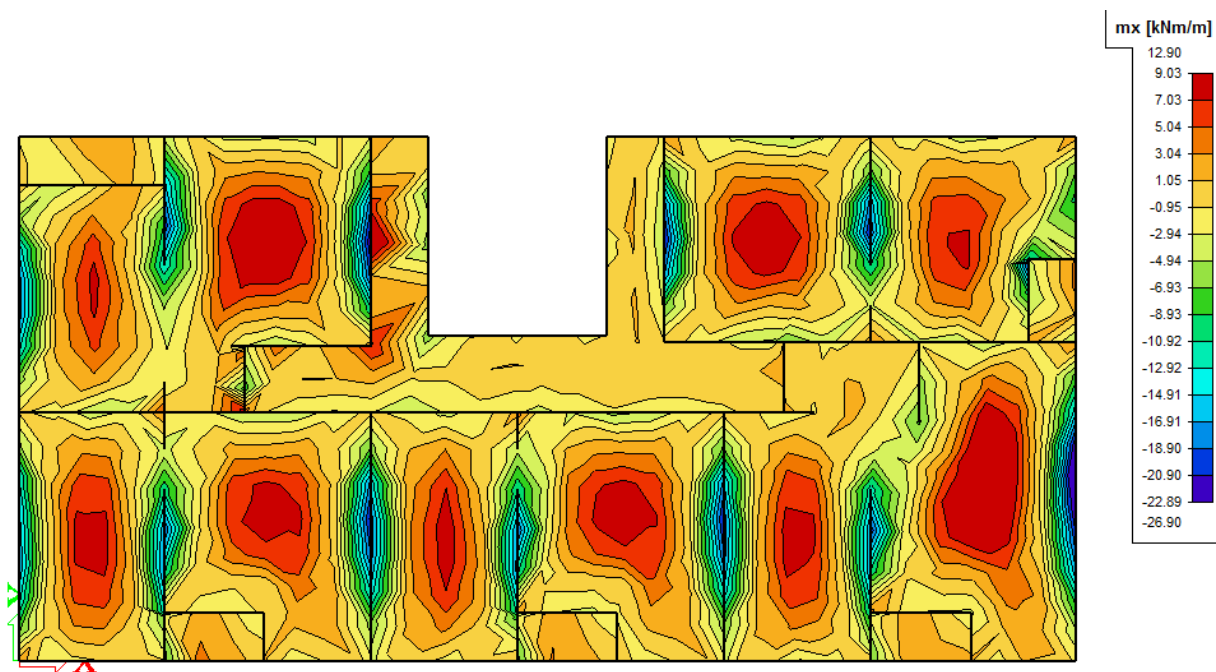
Prikaz pomaka u_y za kombinaciju W_y -: $1,35G_0+1,35G+1,05Q+1,05Q_{skl}-1,50W_{x-}$ (DCH)



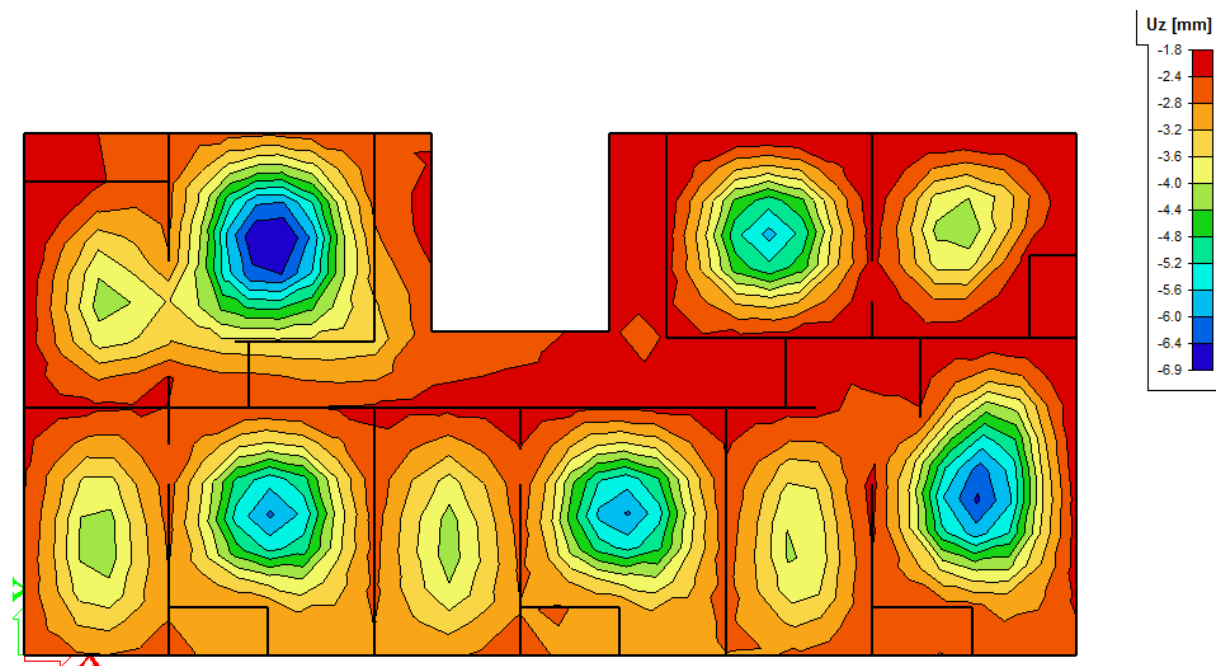
Prikaz momenata savijanja m_y za kombinaciju GSN4: $1,35G_0+1,35G+1,50Q+1,50Q_{skl}-0,9W_{x-}$ (DCM)



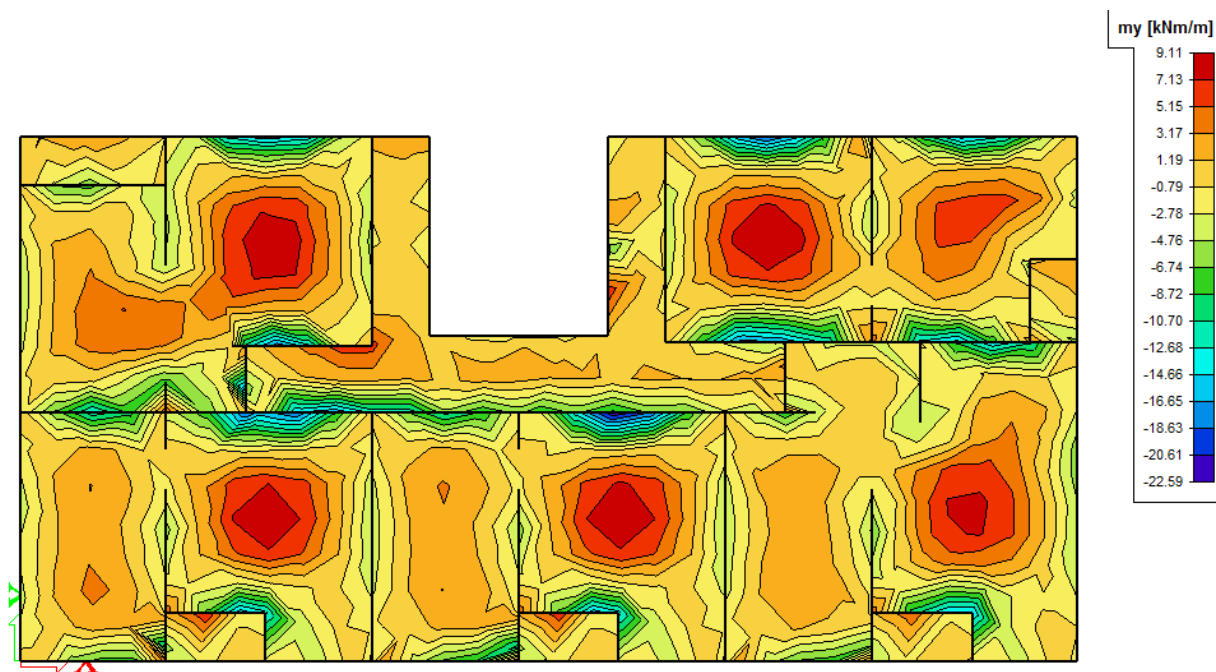
Prikaz momenata savijanja m_x za kombinaciju GSN4: $1,35G_0+1,35G+1,50Q+1,50Q_{skl}-0,9W_x$ - (DCM)



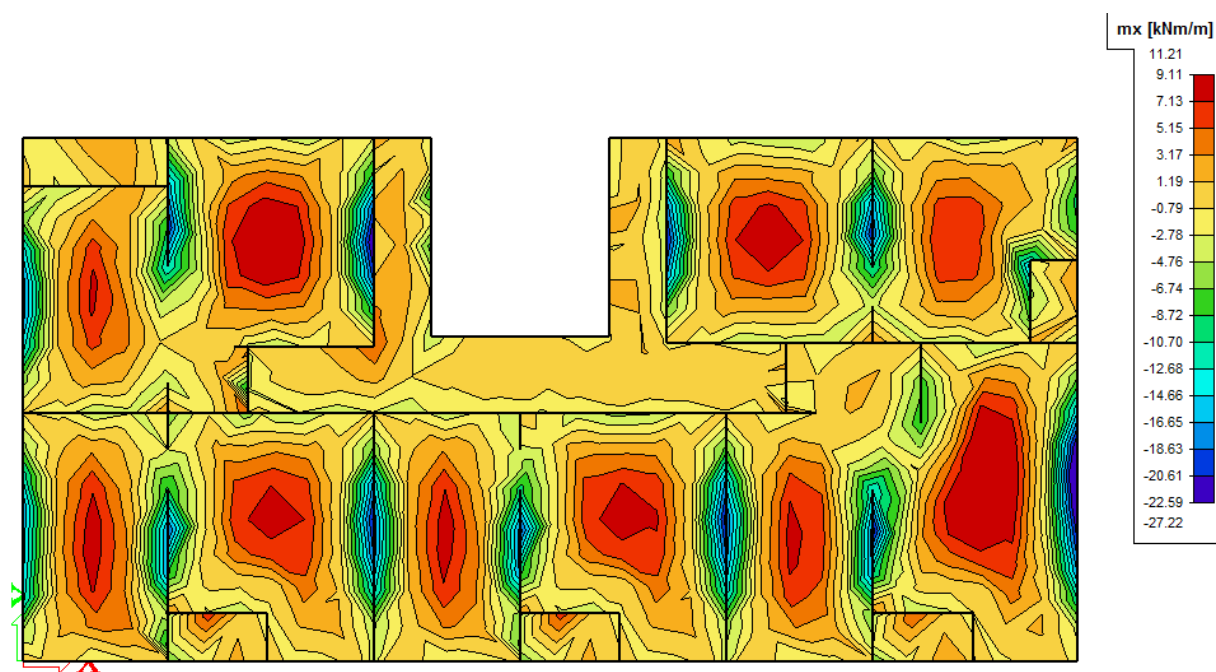
Prikaz pomaka uz za kombinaciju GSN4: $1,35G_0+1,35G+1,50Q+1,50Q_{skl}-0,9W_x$ - (DCM)



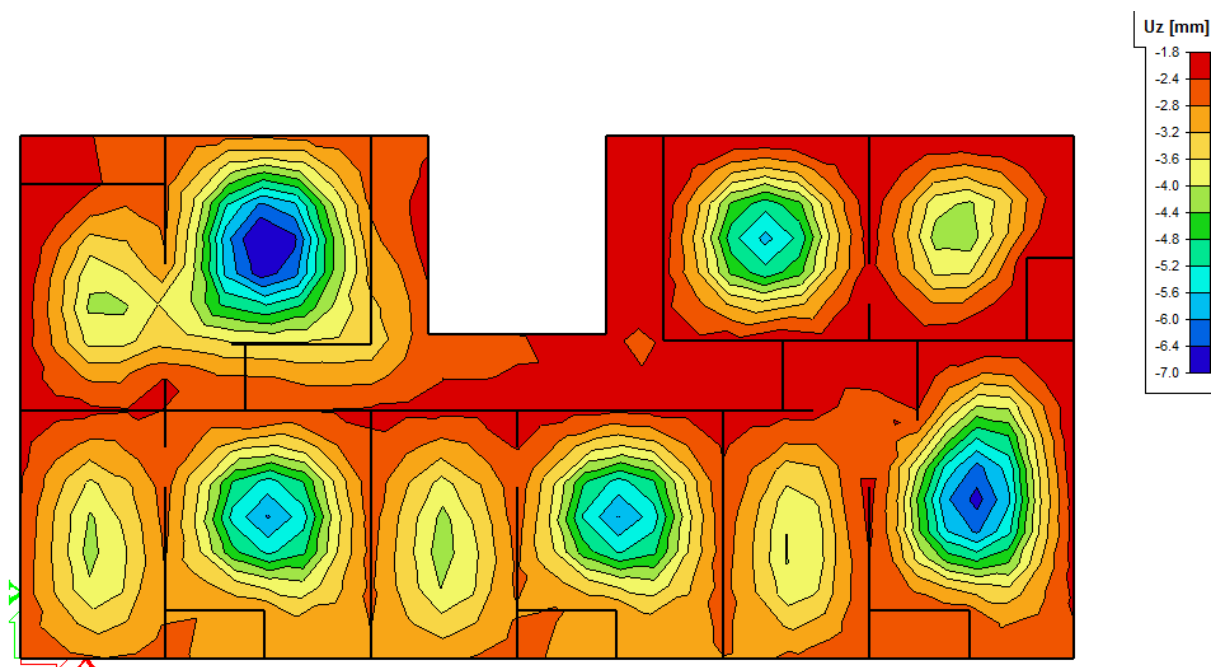
Prikaz momenata savijanja m_y za kombinaciju GSN4: $1,35G_0+1,35G+1,50Q+1,50Q_{skl}-0,9W_x$ -
(DCH)



Prikaz momenata savijanja m_x za kombinaciju GSN4: $1,35G_0+1,35G+1,50Q+1,50Q_{skl}-0,9W_x$ -
(DCH)

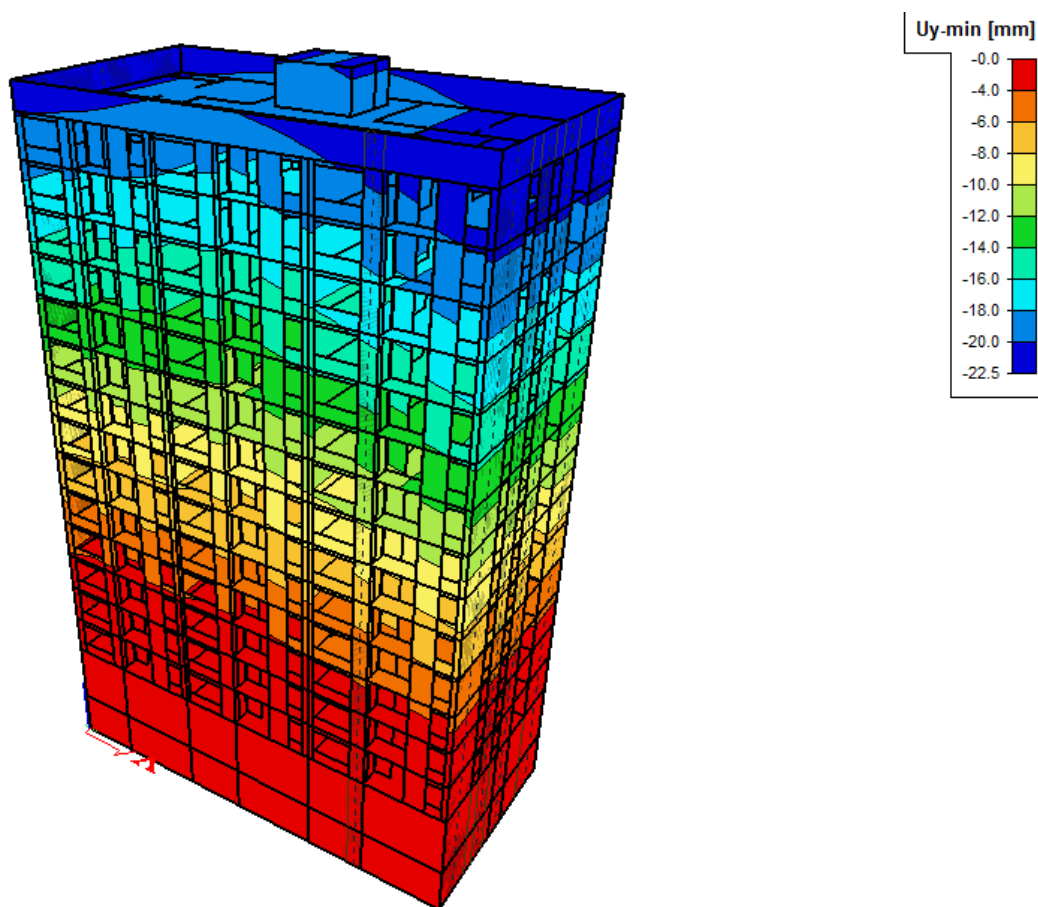


Prikaz pomaka uz za kombinaciju GSN4: $1,35G_0+1,35G+1,50Q+1,50Q_{skl}-0,9W_x$. (DCH)



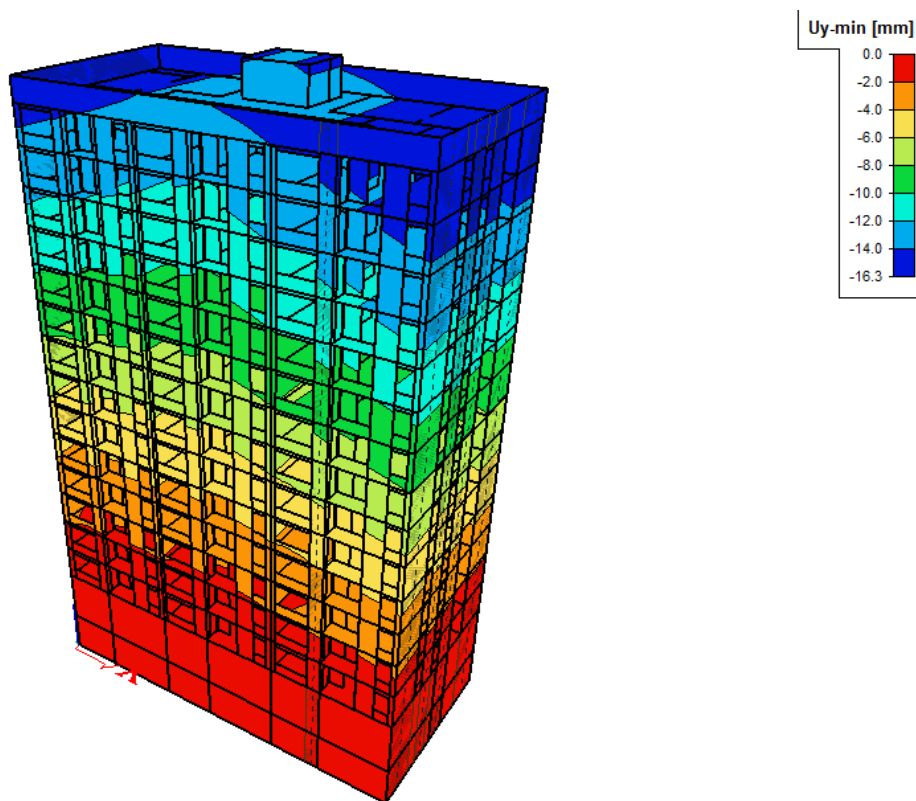
Prikaz momenata savijanja m_y za kombinaciju

$S_y: 1,0G_0+1,0G+0,15Q+0,15Q_{skl}+1,06S_y+1,0T_y+1,0T_y$. (DCM)



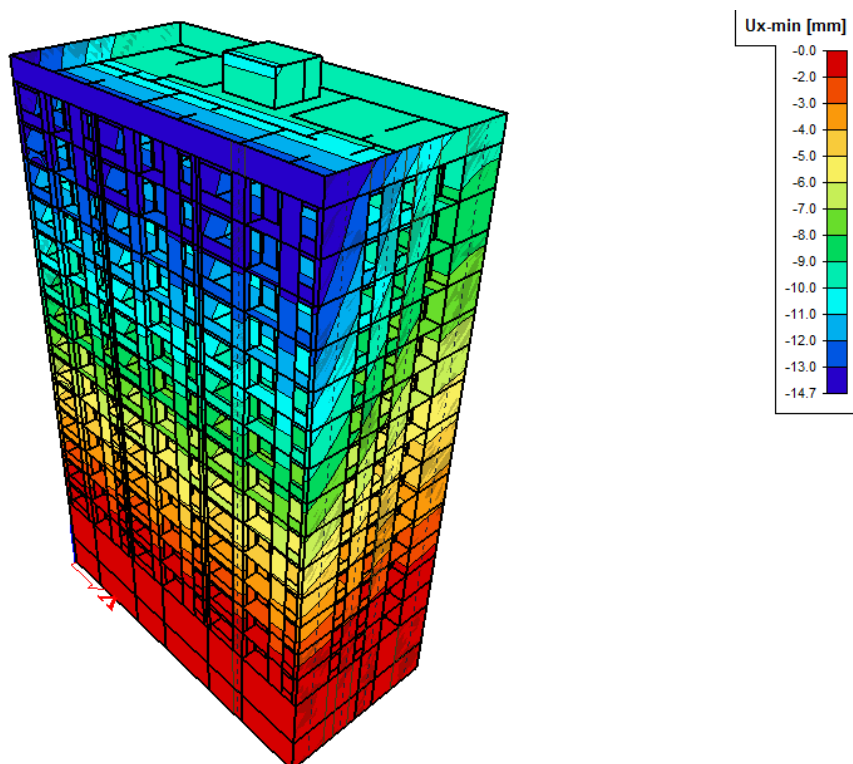
Prikaz momenata savijanja m_y za kombinaciju

$S_y: 1,0G_0+1,0G+0,15Q+0,15Q_{skl}+1,06S_y+1,0T_y+1,0T_{y-}$ (DCH)



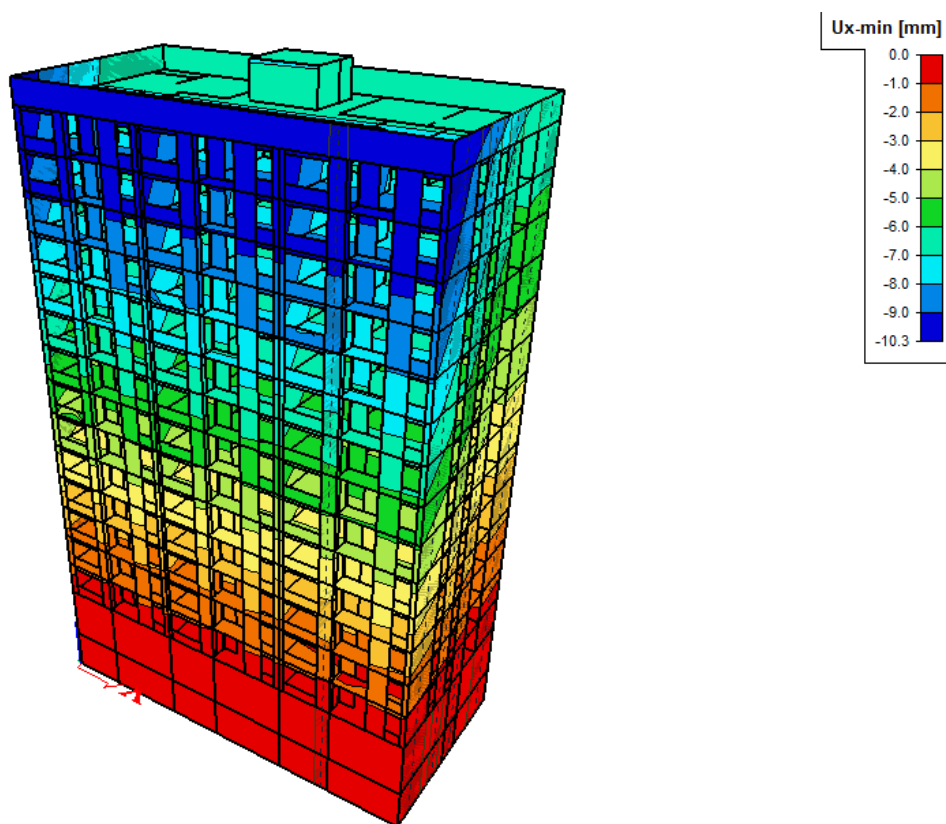
Prikaz momenata savijanja m_y za kombinaciju

$S_x: 1,0G_0+1,0G+0,15Q+0,15Q_{skl}+1,06S_x+1,0T_x+1,0T_{x-}$ (DCM)



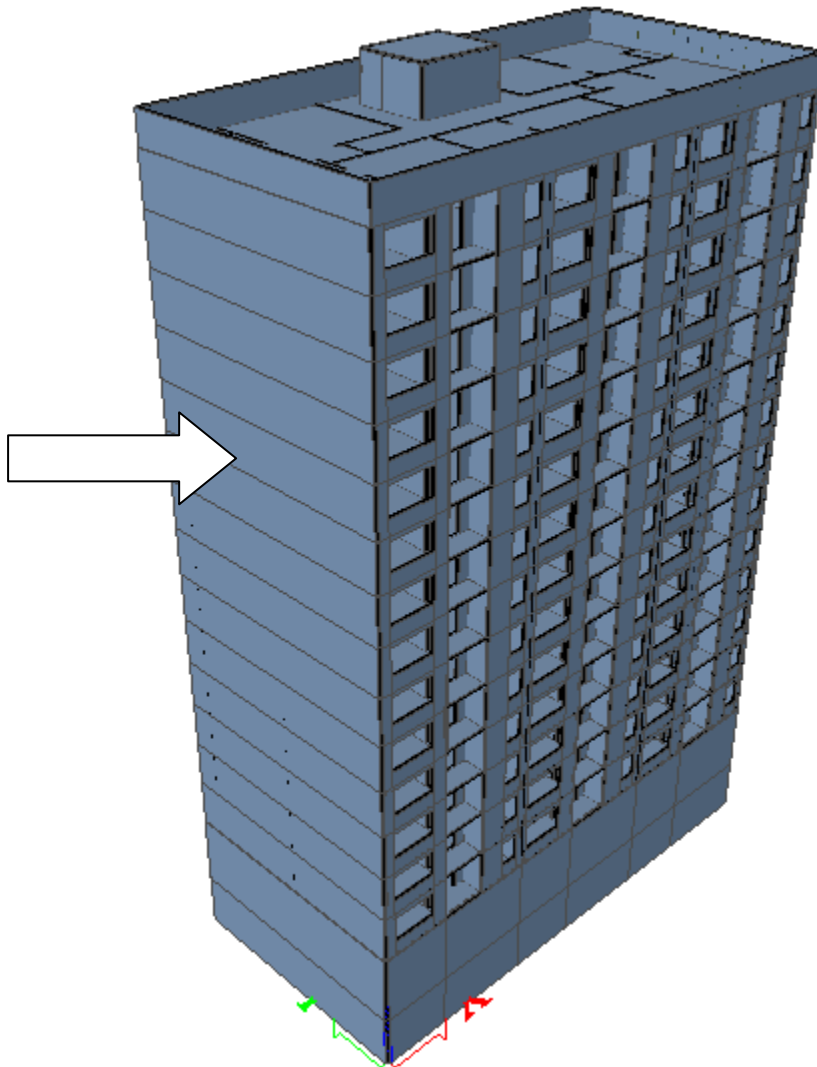
Prikaz momenata savijanja m_y za kombinaciju

$S_x: 1,0G_0+1,0G+0,15Q+0,15Q_{skl}+1,06S_x+1,0T_x+1,0T_x-$ (DCH)



6 Dimenzioniranje

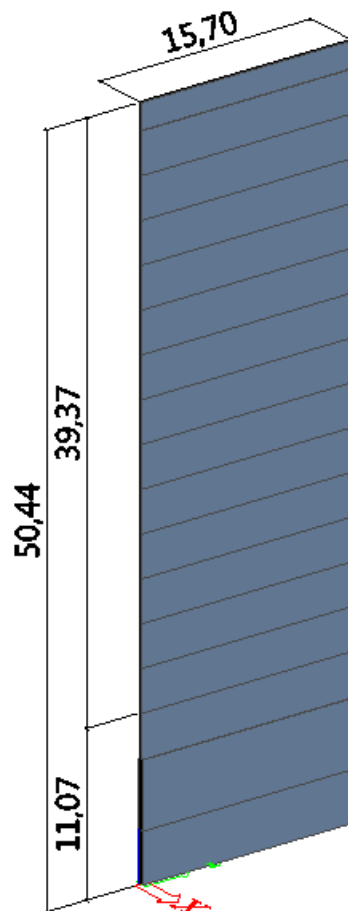
Dimenzioniranje je izvršeno za zid prikazan na slici 6.1. Zid je klasificiran kao duktilni zid upet u podnožju tako da je spriječeno relativno zaokretanje njegova podnožja u odnosu na ostali konstrukcijski sustav, a proračunan je i s detaljima razrađenim tako da troši energiju u području savijanja izloženog plastičnog zgloba koje (područje) nema otvore ili velika oslabljenja neposredno iznad podnožja[1].



Slika 6.1. Prikaz karakterističnog zida za koji će se vršiti proračun

6.1 Dimenzioniranje zida za razred umjerene duktilnosti (DCM)

Prije samog postupka proračuna konstrukcije potrebno je odrediti karakteristike osnovnih materijala (beton i čelik za armiranje). Na zahtjev norme HRN EN 1998-1:2011 u primarnim potresnim elementima ne smije se upotrijebiti beton razreda manjeg od C16/20, te se u kritičnim područjima moraju upotrijebiti samo rebraste šipke čelika za armiranje razreda B ili C u skladu s normom EN 1992-1-1:2004, tablica C.1. Sukladno navedenim zahtjevima odabrao sam razred tlačne čvrstoće betona C25/30 i čelik za armiranje B500B, s odgovarajućim parcijalnim koeficijentima sigurnosti za svojstva materijala. Za potresnu kombinaciju parcijalni koeficijent sigurnosti za beton je $\gamma_c=1,5$ te za armaturu $\gamma_s=1,15$. Geometrijske karakteristike zida su prikazane na slici 6.2. koja prikazuje duljinu zida $l_w=15,7\text{m}$ kao i ukupnu visinu zida koja je uzeta u proračun $h_w=39,37\text{m}$, širina zida $b_w=30\text{cm}$. U ovom radu zid je dimenzioniran od prizemlja. Razlog tome je što su etaže ispod prizemlja ukopane te okolno tlo djeluje kao prigušivač potresnim silama koje u budućnosti mogu nastupiti. U proračun su uzete rezne sile od razine prizemlja koje su ujedno i najveće na promatranom zidu. Dobivena armatura spuštati će se do temelja. Koeficijent osjetljivosti međukatnog pomaka θ je manji od 0,10 stoga učinci drugog reda nisu uzeti u obzir.

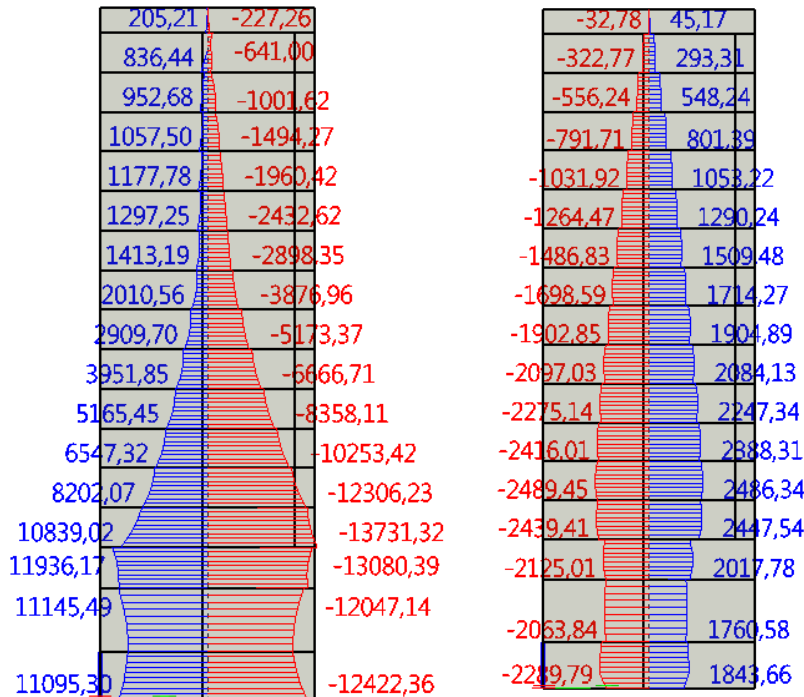


Slika 6.2. Geometrijske karakteristike zida

6.1.1 Rezultati proračuna

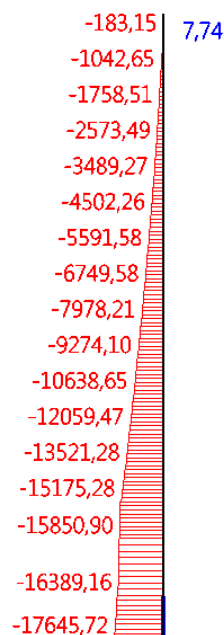
Proračunske vrijednosti momenata savijanja, poprečnih i osnih sila dobivene su iz proračuna konstrukcije za potresnu proračunsku situaciju:

$S_y: 1,0G_0 + 1,0G + 0,15Q + 0,15Q_{skl} + 1,06S_y + 1,0T_y + 1,0T_y$ u skladu s normom EN 1990:2001



Slika 6.3. Dijagram momenta savijanja (kNm)

Slika 6.4. Dijagram poprečnih sila (kN)



Slika 6.5. Dijagram uzdužnih sila (kN)

6.1.2 Proračunska ovojnica momenata savijanja

Proračunski dijagram momenta savijanja po visini zida treba biti ovojnica dijagrama momenata savijanja iz proračuna vertikalno pomaknuta („vlačni pomak“) [1]. Konstrukcija po visini nema znatnih diskontinuiteta mase, krutosti ili otpornosti, stoga se pretpostavlja da je ovojnica linearna. Vlačni pomak je u skladu s nagibom tlačnih stapova uzetim pri provjeri poprečnih sila u graničnom stanju nosivosti.

$$h_w = 39,37 \text{ m}, l_w = 15,7 \text{ m}$$

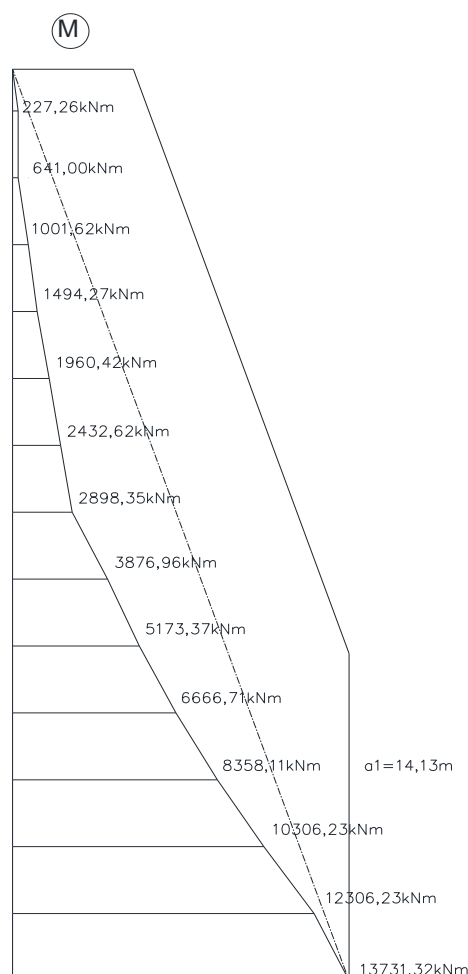
$$h_w/l_w = 39,37/15,70 = 2,51 > 2 \text{ -vitki zid, potrebno povećanje momenata savijanja}$$

$$a_1 = d \cot\theta \text{ - vlačni pomak uslijed povećanja poprečne sile}$$

$$\text{DCM} \rightarrow 1 \leq \text{ctg}\theta \leq 2,5 \text{ ,odabrano } \text{ctg}\theta = 1$$

$$d = 0,9 \cdot l_w = 0,9 \cdot 15,70 = 14,13 \text{ m}$$

$$a_1 = 14,13 \cdot 1 = 14,13 \text{ m}$$



Slika 6.6. Proračunska ovojnica momenata savijanja

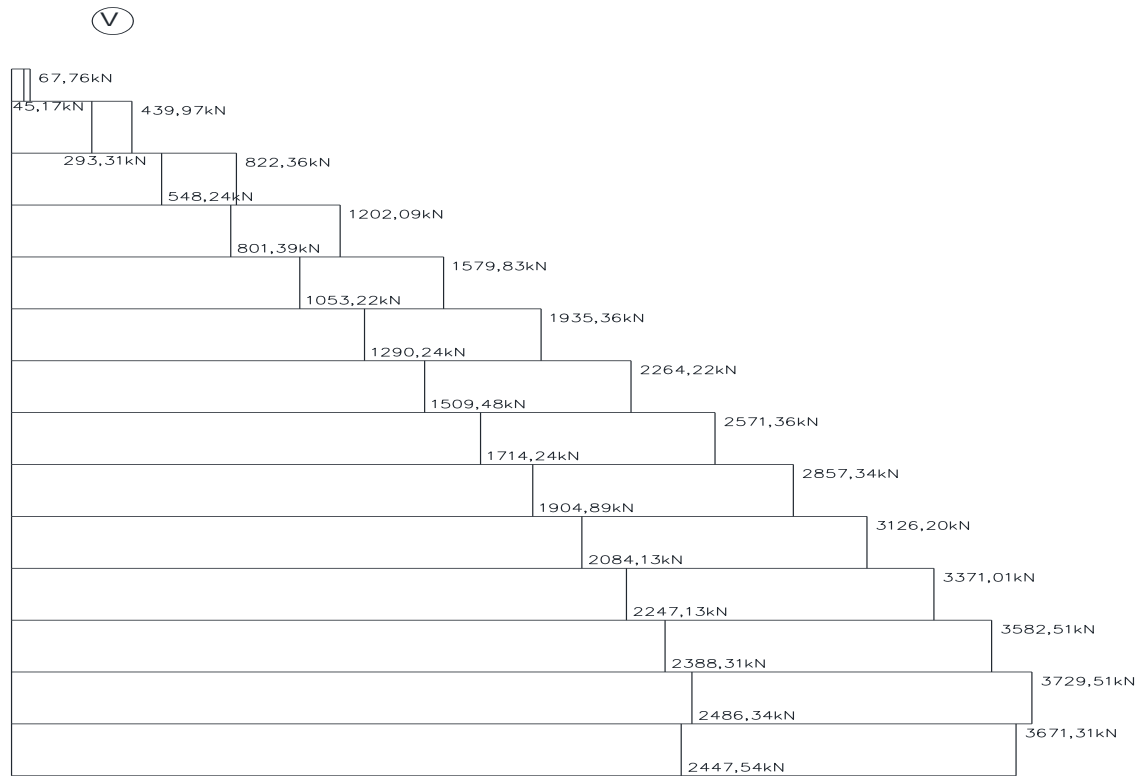
6.1.3 Proračunska ovojnica poprečnih sila

Proračunske poprečne sile u zidu se određuju tako da poprečne sile određene proračunom konstrukcije dodatno povećamo. Na taj način uzimamo u obzir učinak vjerojatnog povećanja nosivosti zida na moment savijanja i doprinos viših vlastitih oblika vibracija vitkih zidova na povećanje poprečnih sila. Da bi se ispunio takav zahtjev, pri dimenzioniranju na poprečne sile treba uzeti da su one 50% veće od poprečnih sila dobivenih proračunom. Proračunska ovojnica poprečnih sila V_{Ed} izvodi se iz izraza:

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

gdje je:

V_{Ed} poprečna sila po visini zida dobivena proračunom
 ε faktor uvećanja te za klasu duktilnosti DCM vrijedi $\varepsilon=1,5$



Slika 6.7. Proračunska ovojnica poprečnih sila

6.1.4 Materijali

Beton C25/30 $\rightarrow f_{cd} = f_{ck} / \gamma_c = 25 / 1,5 = 16,67 (Mpa)$

Armatura B500B $\rightarrow f_{yd} = f_{yk} / \gamma_s = 500 / 1,15 = 434,78 (Mpa)$

6.1.5 Vrijednosti normaliziranog osnovnog opterećenja

Vrijednost normaliziranog osnovnog opterećenja, v_d u primarnim potresnim zidovima ne treba biti veća od 0,4.

$$v_d = \frac{N_{Ed}}{A_c \cdot f_{cd}} = \frac{15175,28}{30 \cdot 1570 \cdot 1,67} = 0,193 < 0,4 \text{ -za DCM} \rightarrow \text{zadovoljava}$$

6.1.6 Dimenzioniranje na moment savijanja i uzdužnu silu – kritično područje

Zidovi se dimenzioniraju na momente savijanja i uzdužne sile proračunane za potresnu proračunsku situaciju.

Rezne sile:

$$M_{Ed} = 13731,32 \text{ kNm}$$

$$N_{Ed} = 15175,28 \text{ kN (tlak)}$$

Bezdimenzionalne vrijednosti

$$\mu_{Sd} = \frac{M_{Ed}}{b \cdot h^2 \cdot f_{cd}} = \frac{13731,32 \cdot 100}{30 \cdot 1570^2 \cdot 1,67} = 0,011$$

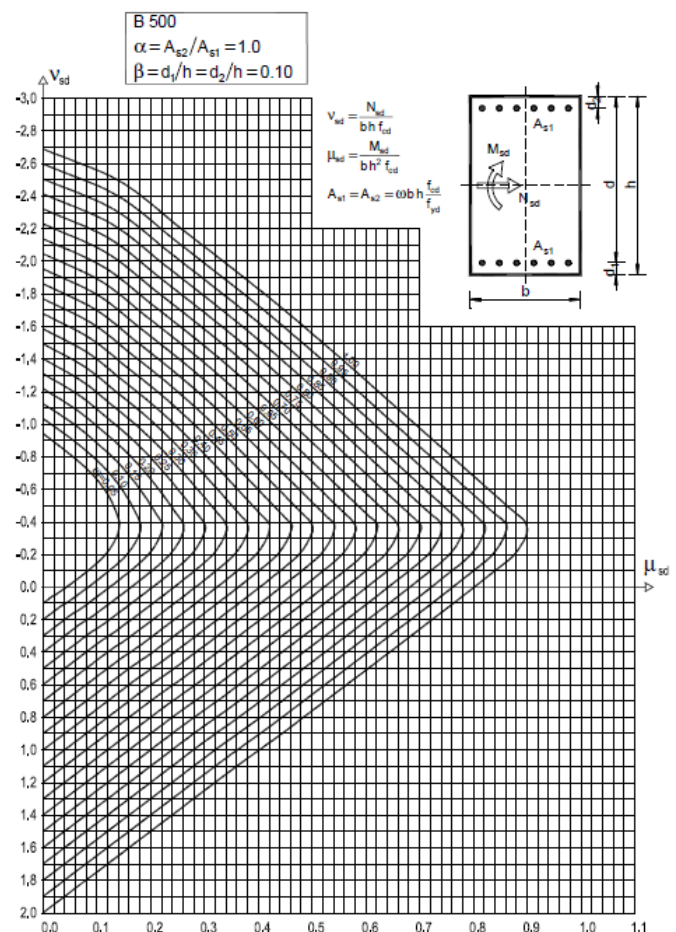
$$v_{Sd} = \frac{N_{Ed}}{b \cdot h \cdot f_{cd}} = \frac{-15175,28}{30 \cdot 1570 \cdot 1,67} = -0,193$$

Iz dijagrama interakcije za omjer armature (α) i omjer d_1/l_w , d_2/l_w (β) očitamo mehanički koeficijent armiranja (ω)

$$\alpha = \frac{A_{S2}}{A_{S1}} = 1,0$$

$$\beta = \frac{d_1}{l_w} = \frac{d_2}{l_w} = \frac{157}{1570} = 0,1$$

Iz dijagrama interakcije za pravokutni poprečni presjek određen koeficijentima α i β



očitano je: $\omega=0,05$

$$A_{s1} = \omega \cdot b \cdot h \cdot \frac{f_{cd}}{f_{yd}} = 0,05 \cdot 30 \cdot 1570 \cdot \frac{1,67}{43,48} = 90,45 \text{ (cm}^2\text{)}$$

Da bi spriječili trenutni slom izazvan slabo armiranim presjekom potrebno je presjek armirati minimalnom armaturom koja se određuje iz uvjeta sprečavanja krtog loma. Minimalna armatura smanjuje širinu pukotina kod loma betona. Ako do sloma prvo dođe uslijed drobljenja betona u tlaku umjesto plastifikacije armature, onda je to pokazatelj da je previše armature u presjeku. Da bi izbjegli takvu pojavu EC2 propisuje maksimalnu vlačnu armaturu u presjeku koja se određuje iz uvjeta da kapacitet rotacije pri lomu bude dovoljan da bi se mogla izvršiti redistribucija momenata duž elementa.

$$A_{s,min.} = \frac{0,5}{100} \cdot b_w \cdot l_c \quad ; \quad A_{s,max.} = \frac{4}{100} \cdot b_w \cdot l_c$$

Debljina ovijenog rubnog elementa

$$b_w \geq \begin{cases} 0,2m \\ h_s/15 \rightarrow l_c \leq \max\{2b_w ; 0,2l_w\} \\ h_s/10 \rightarrow l_c > \max\{2b_w ; 0,2l_w\} \end{cases}$$
$$b_w \geq \begin{cases} 0,2m \\ 0,18 \rightarrow 3,18 \leq \max\{0,6 ; 3,14\} \\ 0,27 \rightarrow 3,18 > \max\{0,6 ; 3,14\} \end{cases}$$

$$b_w = 0,3m$$

Duljina ovijenog rubnog elementa

$$l_c = \max\{0,15l_w ; 1,5b_w\}$$
$$l_c = \max\{0,15 \cdot 15,7 ; 1,5 \cdot 30\}$$
$$l_c = \max\{2,36 ; 0,45\}$$
$$l_c = 2,36m$$

Iz uvjeta koji će se naknadno pojaviti kod detaljiranja lokalne duktilnosti zida uzimamo za mjerodavnu duljinu ovijenog rubnog elementa da je $l_c = 3,18m$.

$$A_{s,min.} = \frac{0,5}{100} \cdot 30 \cdot 318 = 47,70 \text{ (cm}^2\text{)} ; \quad A_{s,max.} = \frac{4}{100} \cdot 30 \cdot 318 = 381,60 \text{ (cm}^2\text{)}$$

Za izračunanu potrebnu površinu treba odabrati određeni broj šipki pri čemu treba voditi računa da ukupna površina odabranih šipki mora biti veća od izračunane potrebne armature, te da razmak šipki ne smije biti manji od 30mm. Također treba voditi računa da razmak susjednih uzdužnih šipki obuhvaćenih sponama ili poprečnim sponama ne premašuje 20cm. U skladu s navedenim zahtjevima odabrao sam 46 šipki, promjera 16mm. Stvarni koeficijent armiranja tako odabranom armaturom ρ_l je približno 1%.

Odabrana armatura: **46Ø16** ($A_s=92,46 \text{ cm}^2$)

$$\rho_l = \frac{A_{sl}}{A_c} = \frac{92,46}{30 \cdot 318} = 0,0097 = 0,97\%$$

6.1.7 Dimenzioniranje na poprečnu silu – kritično područje

Proračun zidova razreda duktilnosti DCM na poprečnu silu u potresnoj proračunskoj situaciji provodi se prema EN-1992-1-1.

Poprečne sile se proračunavaju prema Mörsch-Ritterovoj analogiji rešetke koja pretpostavlja da jedan dio poprečne sile prihvaća beton i uzdužna armatura nakon razvoja dijagonalnih pukotina, a ostatak poprečne sile se prihvaća vertikalnim sponama ili kosom armaturom.

Rezne sile: $V_{sd} = 3729,51 \text{ kN}$

$$A_{s,\min} = 0,2\% \cdot A_c = \frac{0,2}{100} \cdot 30 \cdot 100 = 6,00 \text{ cm}^2 / \text{m}$$

Inicijalno odabrano Q-335 obostrano, ali zbog zadovoljenja uvjeta sloma vlačne dijagonale konačno odabrano **Q-385** ($A_s = 3,85 \text{ cm}^2/\text{m}$) -obostrano

Dijagonalni tlačni slom hrpta zbog posmika

a) U kritičnom području:

1. uvjet

$$V_{Ed} \leq V_{Rd,c} = \left[C_{Rd,c} \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_l \cdot f_{ck})^{\frac{1}{3}} + k_1 \cdot \sigma_{cp} \right] \cdot b_w \cdot d$$

$$C_{Rd,c} = \frac{0,18}{\gamma_c} = \frac{0,18}{1,5} = 0,12 \quad b_w = 30 \text{ cm} \quad d = 1413 \text{ cm}$$

$$k = 1,0 + \sqrt{\frac{200}{d}} = 1,0 + \sqrt{\frac{200}{14130}} = 1,119 \leq 2 \text{ (koef. redukcije)}$$

(koef. armiranja); A_{sl} - površina vlačne armature; $A_c = b_w \cdot d$ - površina bet. presjeka

$$\rho_l = \frac{A_{sl}}{A_c} = \frac{2 \cdot 3,85}{30 \cdot 100} = \frac{7,70}{3000} = 0,00257 = 0,26\% \leq 0,02$$

$$k_1 = 0,15 \quad \sigma_{cp} = \frac{N_{sd}}{A_c} = 0,0$$

$$3729,51 \text{ kN} \leq V_{Rd,c} = \left[0,12 \cdot 1,119 \cdot (100 \cdot 0,00257 \cdot 25)^{\frac{1}{3}} + 0,15 \cdot 0 \right] \cdot 30 \cdot 1413 = 10577,11 \text{ kN}$$

Nije potrebna računaska armatura

2. uvjet

$$V_{ED} = 3729,51 \text{ kN} \leq V_{Rd,c} = [v_{\min} + k_1 \cdot \sigma_{cp}] \cdot b_w \cdot d = 8774,73 \text{ kN}$$

$$v_{\min} = 0,035 \cdot k^{\frac{3}{2}} \cdot f_{ck}^{\frac{1}{2}} = 0,035 \cdot 1,19^{\frac{3}{2}} \cdot 25^{\frac{1}{2}} = 0,207$$

Nije potrebna računaska armatura

Nosivost tlačnih dijagonala:

uvjet

$$V_{Rd,max} = 0.5 \cdot v \cdot b_w \cdot d \cdot f_{cd} = 0.5 \cdot 0.54 \cdot 30 \cdot 1413 \cdot 1,67 = 19113,65 kN$$

$$V_{ED} = 3729,51 kN \leq V_{Rd,max} = 19113,65 kN$$

$$v = 0.6 \cdot \left[1 - \frac{f_{ck}}{250} \right] = 0.6 \cdot \left[1 - \frac{25}{250} \right] = 0.54 \geq 0.5$$

Zadovoljena nosivost tlačnih dijagonala

b) Izvan kritičnog područja:

$$V_{sd} \leq V_{Rd,max} = \frac{\alpha_{cw} \cdot b_w \cdot v_1 \cdot z \cdot f_{cd}}{ctg\theta + tg\theta}$$

$$\alpha_{cw} = 1, ctg\theta = 1, tg\theta = 1 \Rightarrow \theta = 45^\circ$$

$$v_1 = 0,6 \cdot \left(1 - \frac{f_{ck}}{250} \right) = 0,6 \cdot \left(1 - \frac{25}{250} \right) = 0,54$$

$$V_{Rd,max} = \frac{1 \cdot 30 \cdot 0,54 \cdot 0,9 \cdot 1570 \cdot 1,67}{1 + 1} = 19113,65 kN > V_{sd} = 3729,51 kN$$

Zadovoljena nosivost tlačnih dijagonala

Dijagonalni vlačni slom hrpta zbog posmika

$$\alpha_s = \frac{M_{Ed}}{V_{Ed} \cdot l_w} = \frac{13731,32}{3729,51 \cdot 15,7} = 0,235 < 2$$

$$\text{Ako je } \alpha_s = \frac{M_{sd}}{V_{Ed} \cdot l_w} < 2$$

Horizontalne šipke u hrptu trebaju zadovoljiti

$$V_{Rd,s} = b_{w0} (0.8 l_w) \rho_h f_{ywd} \cot\theta, \quad 1 \leq \cot\theta \leq 2.5 \quad DCM$$

Odabrano $ctg\theta = 1$

- ρ_h omjer armiranja hrpta horizontalnim šipkama ($\rho_h = A_h / (b_{w0} s_h)$)
- $f_{yd,h}$ proračunska vrijednost granice popuštanja horizontalne armature hrpta
- $V_{Rd,c}$ proračunska vrijednost posmične otpornosti elemenata bez posmične armature u skladu s normom EN 1992-1-1:2004.

Vertikalne šipke u hrptu, usidrene i preklapljene po visini zida u skladu s normom EN 1992-1-1:2004 trebaju zadovoljiti:

$$\rho_h f_{yd,h} b_{w0} z \leq \rho_v f_{yd,v} b_{w0} z + \min N_{Ed}$$

- ρ_v omjer armiranja vertikalnih šipki u hrptu ($\rho_v = A_v / (b_{w0} s_v)$)
- $f_{d,v}$ proračunska vrijednost granice popuštanja vertikalne armature hrpta

-horizontalne šipke:

$$\rho_l = \frac{A_{sl}}{A_c} = \frac{2 \cdot 3,85}{30 \cdot 100} = \frac{7,70}{3000} = 0.00257$$

$$b_w = 30 \text{ cm}$$

$$f_{yw,d} = 434,78 \text{ MPa}$$

$$V_{Rd,s} = 30 \cdot 0.8 \cdot 1570 \cdot 0.00257 \cdot 43,48 \cdot 1 = 4205,04 \text{ kN} > V_{sd} = 3729,51 \text{ kN}$$

horizontalne šipke zadovoljavaju

-vertikalne šipke

$$\rho_l = \frac{A_{sl}}{A_c} = \frac{2 \cdot 3,85}{30 \cdot 100} = \frac{7,70}{3000} = 0.00257$$

$$\rho_h f_{yd,h} b_{wo} z \leq \rho_v f_{yd,v} b_{wo} z + \min N_{Ed}$$

$$0.00257 \cdot 43,48 \cdot 30 \cdot 0.9 \cdot 1570 \leq 0.00257 \cdot 43,48 \cdot 30 \cdot 0.9 \cdot 1570 + 15175,28$$

$$4736,81 \leq 16796,28 \text{ kN}$$

vertikalne šipke zadovoljavaju

Odabrano: Q-385 ($A_s=3,85 \text{ cm}^2/\text{m}$) -obostrano

6.1.8 Detaljiranje lokalne duktilnosti zida

Duktilnost neke konstrukcije proizlazi iz lokalne sposobnosti kritičnih područja da ostvare velike plastične deformacije. Lokalna duktilnost se ostvaruje projektiranjem baziranim na sposobnosti konstrukcije da se povoljno ponaša za vrijeme djelovanja potresa. Kako ponašanje konstrukcije u potresu znatno ovisi o ponašanju tih kritičnih područja ili elementa, razrada detalja konstrukcije općenito, a tih područja ili elemenata posebno, mora biti takvo da se osigura sposobnost prijenosa nužnih sila i trošenje energije pri cikličkim uvjetima. Stoga se posebna briga u proračunu mora posvetiti razradi područja u kojima se predviđa nelinearno ponašanje.

Visina kritičnog područja

$$h_{cr} = \max(l_w, h_w/6) = \max(15,70 ; 6,56) = 15,70 \text{ m}$$

$$h_s = 2,73 \text{ m ; svijetla visina kata}$$

$$h_{cr} \leq \begin{cases} 2l_w = 2 \cdot 15,70 = 31,40 \text{ m} \\ 2h_s = 2 \cdot 2,73 = 5,46 \text{ m} \quad \text{za } n \geq 7 \text{ katova} \end{cases}$$

$$h_{cr} = 5,46 \text{ [m]}$$

Pretpostavimo zaštitni sloj od 2 [cm] do glavne uzdužne armature i $\Phi 6$ vilice.

Vertikalni razmak spona

$$b_c = 30 \text{ cm}$$

$$b_0 = 30 - 2 \cdot 2 - 2 \cdot 0,3 = 25,4 \text{ cm}$$

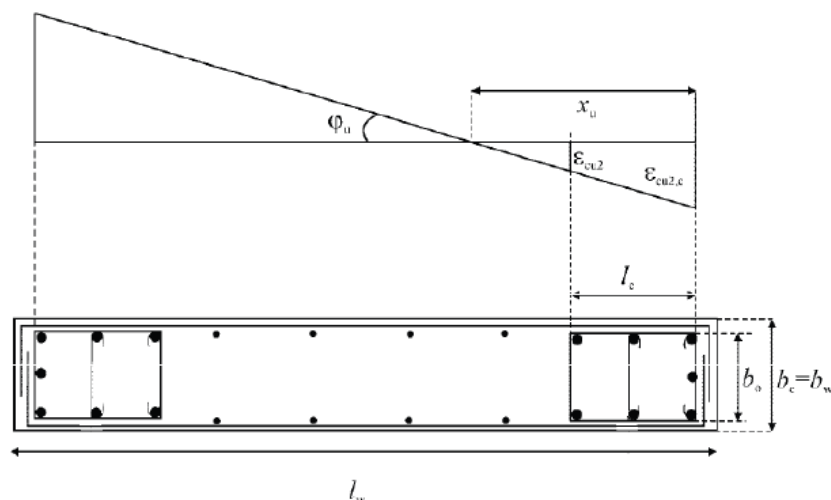
$$s_w = \min \{8d_{bl} ; b_0/2 ; 17,5 \text{ cm}\}$$

$$s_w \leq \left\{ 8 \cdot 16 ; \frac{254}{2} ; 17,5 \text{ cm} \right\} \quad s_w \leq \{12,8 ; 12,7 ; 17,5\} \text{ [cm]}$$

Odabrano: **$\Phi 6/12 \text{ cm}$** , $m=2$

Ovijanje se proteže horizontalno uzduž duljine l_c mjerene od rubnog tlačnog vlakna zida do točke gdje se neovijeni beton može odlomiti zbog velikih tlačnih deformacija. Tlačna deformacija pri kojoj se očekuje odlamanje smije se uzeti jednakom $\epsilon_{cu2} = 0,0035$.

Duljina rubnog elementa mora bit veća od duljine na kojoj je $\epsilon_c > 0,0035$



Slika 6.8. Ovijeni rubni element zida sa slobodnim rubom
(gore: deformacije pri najvećoj zakrivljenosti; dolje: presjek zida)

$$l_c = x_u \cdot \left(1 - \frac{\varepsilon_{cu2}}{\varepsilon_{cu2,c}} \right)$$

$$\varepsilon_{cu2} = 0,0035$$

$$\varepsilon_{cu2,c} = 0,0035 + 0,1 \cdot \alpha \cdot \omega_{wd}$$

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

$$b_c = 30 \text{ cm}$$

$$b_0 = 30 - 2 \cdot 2 - 2 \cdot 0,3 = 25,4 \text{ cm}$$

$$T_c = 0,4 \text{ s}$$

$$T_1 = 0,63 \text{ s} \Rightarrow z a T_1 \geq T_c$$

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

(uz pretpostavku da je $M_{Rd} \approx M_{Ed}$)

$$v_d = \frac{N_{Ed}}{A_c \cdot f_{cd}} = \frac{15175,28}{30 \cdot 1570 \cdot 1,67} = 0,193 < 0,4$$

$$\rho_v = \frac{2 \cdot 3,85}{30 \cdot 100} = 0,00257$$

$$\omega_v = \frac{\rho_v \cdot f_{yd}}{f_{cd}} = \frac{0,00257 \cdot 43,48}{1,67} = 0,067$$

$$\varepsilon_{s,yd} = \frac{434,8}{200000} = 0,002174 = 0,217\%$$

$$\alpha \cdot \omega_{wd} = 30 \cdot 5 \cdot (0,193 + 0,067) \cdot 0,002174 \cdot \frac{30}{25,4} - 0,035 = 0,066$$

$$x_u = (v_d + \omega_v) \cdot \frac{l_w \cdot b_c}{b_0}$$

$$x_u = (v_d + \omega_v) \cdot \frac{l_w \cdot b_c}{b_0} = (0,193 + 0,067) \cdot \frac{1570 \cdot 30}{25,4} = 4,86 \text{ m}$$

$$l_c = x_u \cdot \left(1 - \frac{\varepsilon_{cu2}}{\varepsilon_{cu2,c}} \right) = 4,86 \cdot \left(1 - \frac{0,0035}{0,0035 + 0,1 \cdot 0,066} \right) = 3,18 \text{ m} > l_c = 2,36 \text{ m}$$

$$l_c = 3,18 \text{ m}$$

Odabrana armatura: **Q-385** ($A_s=3,85 \text{ cm}^2/\text{m}$) –obostrano, **46Ø16** ($A_s=92,46 \text{ cm}^2$)-u rubnom elementu

$$\omega_v = \frac{\rho_v \cdot f_{yd}}{f_{cd}} = \frac{0,00257 \cdot 43,48}{1,67} = 0,067$$

U kritičnom području, u podnožju primarnih potresnih zidova treba osigurati najmanje vrijednost $\omega_{wd} \geq 0,08$.

$$\omega_{wd} = \frac{\text{volumen vilica}}{\text{volumen betonske jezgre}} \cdot \frac{f_{yd}}{f_{cd}} = \frac{0,28 \cdot (2 \cdot 26 + 2 \cdot 318 + 20 \cdot 26) \cdot \frac{273}{12}}{25,4 \cdot 318 \cdot 273} \cdot \frac{43,48}{1,67} = 0,091 \geq 0,08$$

$$\alpha = \alpha_n \cdot \alpha_s$$

$$\alpha_n = 1 - \sum_n b_i^2 / (6 \cdot b_0 \cdot h_0) = 1 - [(2 \cdot 21 \cdot 15^2) / (6 \cdot 25,4 \cdot 318)] = 0,803$$

n ukupni broj uzdužnih šipki obuhvaćenih sponama ili poprečnim sponama

b_i razmak između susjednih obuhvaćenih šipki

$$\alpha_s = (1 - s / 2b_0) \cdot (1 - s / 2h_0) = (1 - 12 / 2 \cdot 25,4) \cdot (1 - 12 / 2 \cdot 318) = 0,749$$

$$\alpha = 0,803 \cdot 0,749 = 0,602$$

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

$$0,602 \cdot 0,091 \geq 30 \cdot 5 \cdot (0,193 + 0,067) \cdot 0,002174 \cdot \frac{30}{25,4} - 0,035$$

0,055 > 0,065 - **odabrana armatura ne zadovoljava, treba izabrati veći profil vilica**

Pretpostavimo zaštitni sloj od 2 [cm] do glavne uzdužne armature i $\Phi 8$ vilice

Vertikalni razmak spona

$$b_c = 30 \text{ cm}$$

$$b_0 = 30 - 2 \cdot 2 - 2 \cdot 0,4 = 25,2 \text{ cm}$$

$$s_w = \min \{8d_{bl}; b_0/2; 17,5 \text{ cm}\}$$

$$s_w \leq \left\{ 8 \cdot 16; \frac{252}{2}; 17,5 \text{ cm} \right\} \quad s_w \leq \{12,8; 12,6; 17,5\} \text{ [cm]}$$

Odabrano: **$\Phi 8/12 \text{ cm}$** , m=2

$$l_c = x_u \cdot \left(1 - \frac{\varepsilon_{cu2}}{\varepsilon_{cu2,c}} \right)$$

$$\varepsilon_{cu2} = 0,0035$$

$$\varepsilon_{cu2,c} = 0,0035 + 0,1 \cdot \alpha \cdot \omega_{wd}$$

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

$$b_c = 30 \text{ cm}$$

$$b_0 = 30 - 2 \cdot 2 - 2 \cdot 0,4 = 25,2 \text{ cm}$$

$$T_c = 0,4 \text{ s}$$

$$T_1 = 0,63 \text{ s} \Rightarrow z a T_1 \geq T_c$$

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

$$v_d = \frac{N_{Ed}}{A_c \cdot f_{cd}} = \frac{15175,28}{30 \cdot 1570 \cdot 1,67} = 0,193 < 0,4$$

$$\rho_v = \frac{2 \cdot 3,85}{30 \cdot 100} = 0,00257$$

$$\omega_v = \frac{\rho_v \cdot f_{yd}}{f_{cd}} = \frac{0,00257 \cdot 43,48}{1,67} = 0,067$$

$$\varepsilon_{s,y,d} = \frac{434,8}{200000} = 0,002174 = 0,217\%$$

$$\alpha \cdot \omega_{wd} = 30 \cdot 5 \cdot (0,193 + 0,067) \cdot 0,002174 \cdot \frac{30}{25,2} - 0,035 = 0,066$$

$$x_u = (v_d + \omega_v) \cdot \frac{l_w \cdot b_c}{b_o}$$

$$x_u = (v_d + \omega_v) \cdot \frac{l_w \cdot b_c}{b_o} = (0,193 + 0,067) \cdot \frac{1570 \cdot 30}{25,2} = 4,86m$$

$$l_c = x_u \cdot \left(1 - \frac{\varepsilon_{cu2}}{\varepsilon_{cu2,c}}\right) = 4,86 \cdot \left(1 - \frac{0,0035}{0,0035 + 0,1 \cdot 0,066}\right) = 3,18m > l_c = 2,36m$$

$$l_c = 3,18m$$

Odabrana armatura: **Q-385** ($A_s=3,85 \text{ cm}^2/\text{m}$) –obostrano, **46Ø16** ($A_s=92,46\text{cm}^2$)-u rubnom elementu

$$\omega_v = \frac{\rho_v \cdot f_{yd}}{f_{cd}} = \frac{0,00257 \cdot 43,48}{1,67} = 0,067$$

U kritičnom području, u podnožju primarnih potresnih zidova treba osigurati najmanje vrijednost $\omega_{wd} \geq 0,08$.

$$\omega_{wd} = \frac{\text{volumen vilica}}{\text{volumen betonske jezgre}} \cdot \frac{f_{yd}}{f_{cd}} = \frac{0,50 \cdot (2 \cdot 26 + 2 \cdot 318 + 20 \cdot 26) \cdot \frac{273}{12} \cdot \frac{43,48}{1,67}}{25,2 \cdot 318 \cdot 273} = 0,164 \geq 0,08$$

$$\alpha = \alpha_n \cdot \alpha_s$$

$$\alpha_n = 1 - \sum_n b_i^2 / (6 \cdot b_o \cdot h_o) = 1 - [(2 \cdot 21 \cdot 15^2) / (6 \cdot 25,2 \cdot 318)] = 0,803$$

n ukupni broj uzdužnih šipki obuhvaćenih sponama ili poprečnim sponama

b_i razmak između susjednih obuhvaćenih šipki

$$\alpha_s = (1 - s / 2b_o) \cdot (1 - s / 2h_o) = (1 - 12 / 2 \cdot 25,2) \cdot (1 - 12 / 2 \cdot 318) = 0,748$$

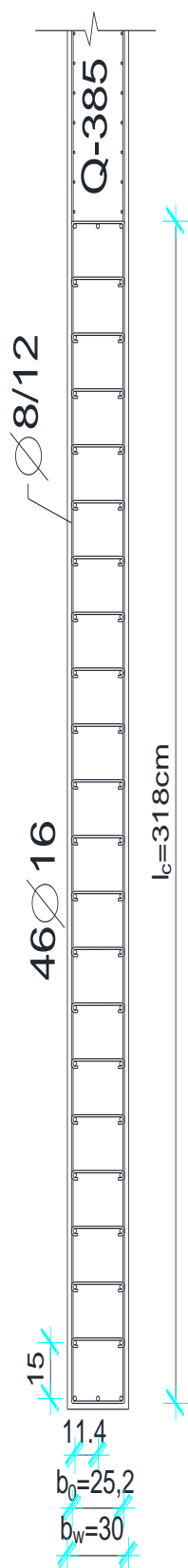
$$\alpha = 0,803 \cdot 0,748 = 0,601$$

Za provjeru potrebne zakrivljenosti presjeka u području plastičnog zgloba (visina kritičnog područja) i odgovarajuće ovijenosti rubnog elementa zida rabi se izraz:

$$\alpha \cdot \omega_{vd} \geq 30 \cdot \mu_\phi \cdot (v_d + \omega_v) \cdot \varepsilon_{s,y,d} \cdot \frac{b_c}{b_o} - 0,035$$

$$0,601 \cdot 0,164 \geq 30 \cdot 5 \cdot (0,193 + 0,067) \cdot 0,002174 \cdot \frac{30}{25,2} - 0,035$$

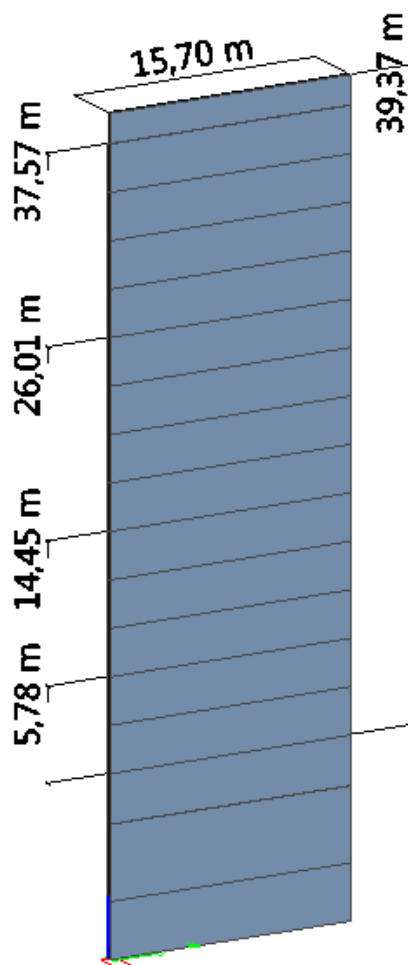
0,099 > 0,066 - **odabrana armatura zadovoljava**



Slika 6.9. Prikaz armature u ovijenom rubnom elementu zida sa slobodnim rubom

6.1.9 Dimenzioniranje na moment savijanja i uzdužnu silu – iznad kritičnog područja

Zidovi se dimenzioniraju na momente savijanja i uzdužne sile proračunane za potresnu proračunsku situaciju. Na dijelu visine zida iznad kritičnog područja primjenjuju se pravila za vertikalnu, horizontalnu i poprečnu armaturu prema normi EN1992-1-1:2004. Zbog analogije postupka rješavanja prethodno dimenzioniranog kritičnog područja, rezultate ću prikazati tablično prikazujući podatke raspoređene po visini zida. Razliku između dimenzioniranja kritičnog područja i iznad njega u slučaju da tlačna deformacija ε_c ne premašuje 0,002 prikazana je u tablici 6.1.. Ako u potresnoj proračunskoj situaciji tlačna deformacija ε_c premašuje 0,002, treba postaviti najmanji omjer vertikalne armature od 0,005, što je u ovo radu i slučaj. Zid sam inicijalno podijelio na 4 područja kao što je vidljivo na slici 6.10. Za svako je područje posebno izvršeno dimenzioniranje na momente savijanja i uzdužne sile.



Slika 6.10. Visinska podjela zida

Površina armature	Kritično područje	Iznad kritičnog područja	
$A_{s,min.}$	$\frac{0.5}{100} \cdot b_w \cdot l_c$	Vertikalna armatura	Horizontalna armatura
		$\frac{0.2}{100} \cdot b \cdot l_c$	$25\% \cdot A_{s1}$ ili $\frac{0.1}{100} \cdot b \cdot l_c$
$A_{s,max.}$	$\frac{4}{100} \cdot b_w \cdot l_c$	$\frac{4}{100} \cdot b \cdot l_c$	

Tablica 6.1. Razlika između minimalne i maksimalne površina armiranja za kritično područje i iznad njega za slučaj kada je $\varepsilon_c < 0,002$

Područje dimenzioniranja	Rezne sile		Bezdimenzionalne vrijednosti			l_c (m)	Vertikalna armatura (cm^2/m)		Horizontalna armatura (cm^2/m)		Odabrana armatura
	M_{Ed} (kNm)	N_{Ed} (kN)	μ_{sd}	ν_{sd}	ω		A_{svmi}	$A_{sh,max}$	$A_{sh,min}$	$A_{sh,min}$	
5,78m – 14,45m (5.kat)	13731	15175	0,011	0,193	0,05	2,60	15,6	312	3,90	7,8	20Ø10
14,45m (5.kat) – 26,01m (9.kat)	13622	7978	0,011	0,101	0,05	1,80	10,80	216	2,70	5,40	14 Ø10
26,01m (9.kat) – 37,57m (13.kat)	9590	3489	0,008	0,044	0,05	1,00	6,00	120	1,50	3,00	6 Ø10
37,57m (13.kat) – 39,37m	5560	183	0,007	0,003	0,05	0,40	2,40	80	0,60	1,20	4 Ø10

Tablica 6.2. prikaz reznih sila, površina armiranja i odabrane armature po visini zida

6.1.10 Dimenzioniranje na poprečnu silu – iznad kritičnog područja

Zidovi se dimenzioniraju na poprečne sile proračunane za potresnu proračunsku situaciju. Na dijelu visine zida iznad kritičnog područja primjenjuju se pravila za dimenzioniranje prema normi EN1992-1-1:2004. Zbog analogije postupka rješavanja prethodno dimenzioniranog kritičnog područja, rezultate ću prikazati tablično prikazujući podatke raspoređene po visini zida.

Područje dimenzioniranja	Rezne sile (kN)	Dijagonalni tlačni slom hrpta zbog posmika				Dijagonalni vlačni slom hrpta zbog posmika		Odabrana armatura-obostrano
		Kritično područje			Izvan kritičnog područja	$V_{Rd,s}$ (kN)		
		V_{Rdc} (kN)		Nosivost tlačnih dijagonala $V_{Rd,max}$	$V_{Rd,max}$ (kN)	Horizontalne šipke	Vertikalne šipke	
		1.uvjet	2.uvjet					
5,78m – 14,45m (5.kat)	3729,51	10577	8780	19113	19113	4205	4736<16796	Q385
14,45m (5.kat) – 26,01m (9.kat)	2857,34	10097	8780	19113	19113	3658	4116<12094	Q335
26,01m (9.kat) – 37,57m (13.kat)	1579,83	10097	8780	19113	19113	3658	4116<7605	Q335
37,57m (13.kat) – 39,37m	67,76	6758	5853	12742	12742	2468	2776<2960	Q226

Tablica 6.3. prikaz reznih sila, računskih nosivosti i odabrane armature po visini zida

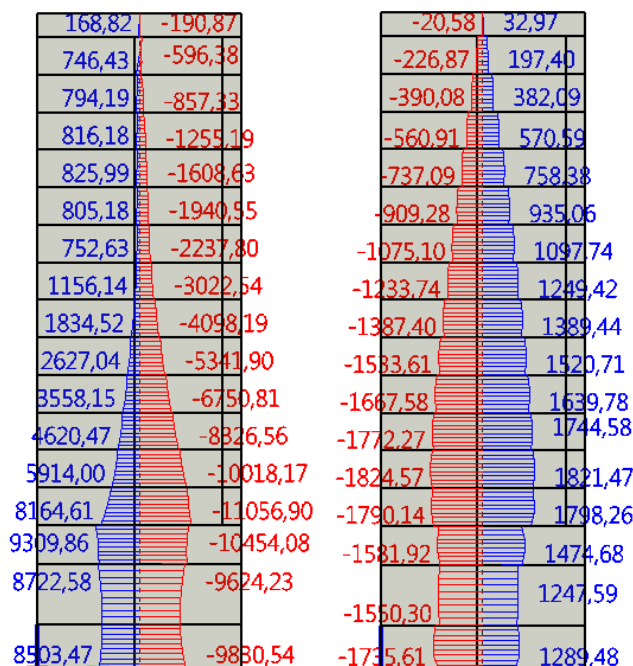
6.2 Dimenzioniranje zida za razred velike duktilnosti (DCH)

Potrebno je odrediti karakteristike osnovnih materijala (beton i čelik za armiranje) prije samog postupka proračuna konstrukcije. Na zahtjev norme HRN EN 1998-1:2011 u primarnim potresnim elementima ne smije se upotrijebiti beton razreda manjeg od C20/25, te se u kritičnim područjima moraju upotrijebiti samo rebraste šipke čelika za armiranje razreda C u skladu s normom EN 1992-1-1:2004, tablica C.1. Također treba biti oprezan s izborom betona velike čvrstoće kako bi se omogućilo duktilno ponašanje konstrukcije. Sukladno navedenim zahtjevima odabran je razred tlačne čvrstoće betona C25/30 i čelik za armiranje B450C, s odgovarajućim parcijalnim koeficijentima sigurnosti za svojstva materijala. Za potresnu kombinaciju parcijalni koeficijent sigurnosti za beton je $\gamma_c=1,5$ te za armaturu $\gamma_s=1,15$. Geometrijske karakteristike zida su prikazane na slici 6.2. Zbog već spomenutog pojednostavljenja rada u proračun sam uzeo rezne sile od razine prizemlja koje su ujedno i najveće na promatranom zidu. Dobivena armatura spuštati će se do temelja. Koeficijent osjetljivosti međukatnog pomaka θ je manji od 0,10 stoga učinci drugog reda nisu uzeti u obzir.

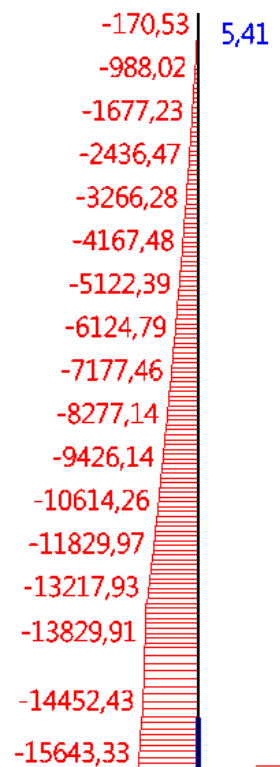
6.2.1 Rezultati proračuna

Proračunske vrijednosti momenata savijanja, poprečnih i osnih sila dobivene su iz proračuna konstrukcije za potresnu proračunsku situaciju:

$S_y: 1,0G_0+1,0G+0,15Q+0,15Q_{skl}+1,06S_y+1,0T_y+1,0T_y$. u skladu s normom EN 1990:2001



Slika 6.11. Dijagram momenta savijanja (kNm) Slika 6.12. Dijagram poprečnih sila (kN)



Slika 6.13. Dijagram uzdužnih sila (kN)

6.2.2 Proračunska ovojnica momenata savijanja

Proračunski dijagram momenta savijanja po visini zida treba biti ovojnica dijagrama momenata savijanja iz proračuna vertikalno pomaknuta („vlačni pomak“) [1]. Konstrukcija po visini nema znatnih diskontinuiteta mase, krutosti ili otpornosti, stoga se pretpostavlja da je ovojnica linearna. Vlačni pomak je u skladu s nagibom tlačnih stapova uzetim pri provjeri poprečnih sila u graničnom stanju nosivosti.

$$h_w = 39,37 \text{ m}, l_w = 15,7 \text{ m}$$

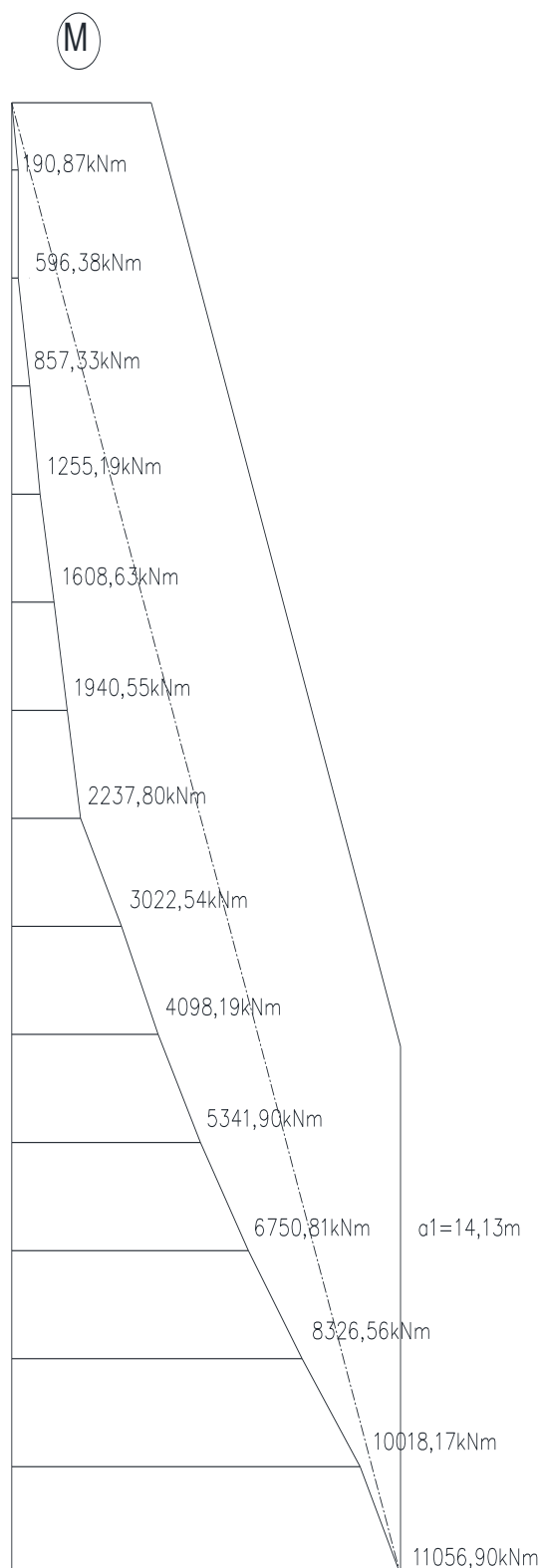
$$h_w/l_w = 39,37/15,70 = 2,51 > 2 \text{ -vitki zid, potrebno povećanje momenata savijanja}$$

$$a_1 = d \cot\theta \text{ - vlačni pomak uslijed povećanja poprečne sile}$$

$$\text{DCH} \rightarrow \text{tg}\theta = 1 \rightarrow \text{ctg}\theta = 1$$

$$d = 0,9 \cdot l_w = 0,9 \cdot 15,70 = 14,13 \text{ m}$$

$$a_1 = 14,13 \cdot 1 = 14,13 \text{ m}$$



Slika 6.14. Proračunska ovojnica momenata savijanja

6.2.3 Proračunska ovojnica poprečnih sila

U obzir se mora uzeti moguće povećanje poprečnih sila nakon popuštanja u podnožju primarnog potresnog zida. Proračunska ovojnica poprečnih sila V_{Ed} izvodi se iz izraza:

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

gdje je:

V_{Ed} poprečna sila po visini zida dobivena proračunom
 ε faktor uvećanja

Faktor uvećanja za presjeke klase duktilnosti H računamo preko:

$$\varepsilon = q \sqrt{\left(\frac{\gamma_{Rd}}{q} \cdot \frac{M_{Rd}}{M_{Ed}}\right)^2 + 0.1 \left[\frac{S_e(T_C)}{S_e(T_1)}\right]^2} \leq q \geq 1.5$$

gdje je:

q → faktor povećanja uzet u proračunu

M_{Ed} → proračunski moment savijanja u podnožju zida

M_{Rd} → proračunska otpornost na savijanje u podnožju zida

γ_{Rd} → faktor kojim se u obzir uzima povećana čvrstoća zbog ojačanja čelika; ako nema točnijih podataka može se uzeti $\gamma_{Rd} = 1.2$

T_1 → osnovni period vibracija zgrade u smjeru djelovanja poprečnih sila V_{Ed}

T_C → gornja vrijednost perioda u području stalnog spektralnog ubrzanja spektra

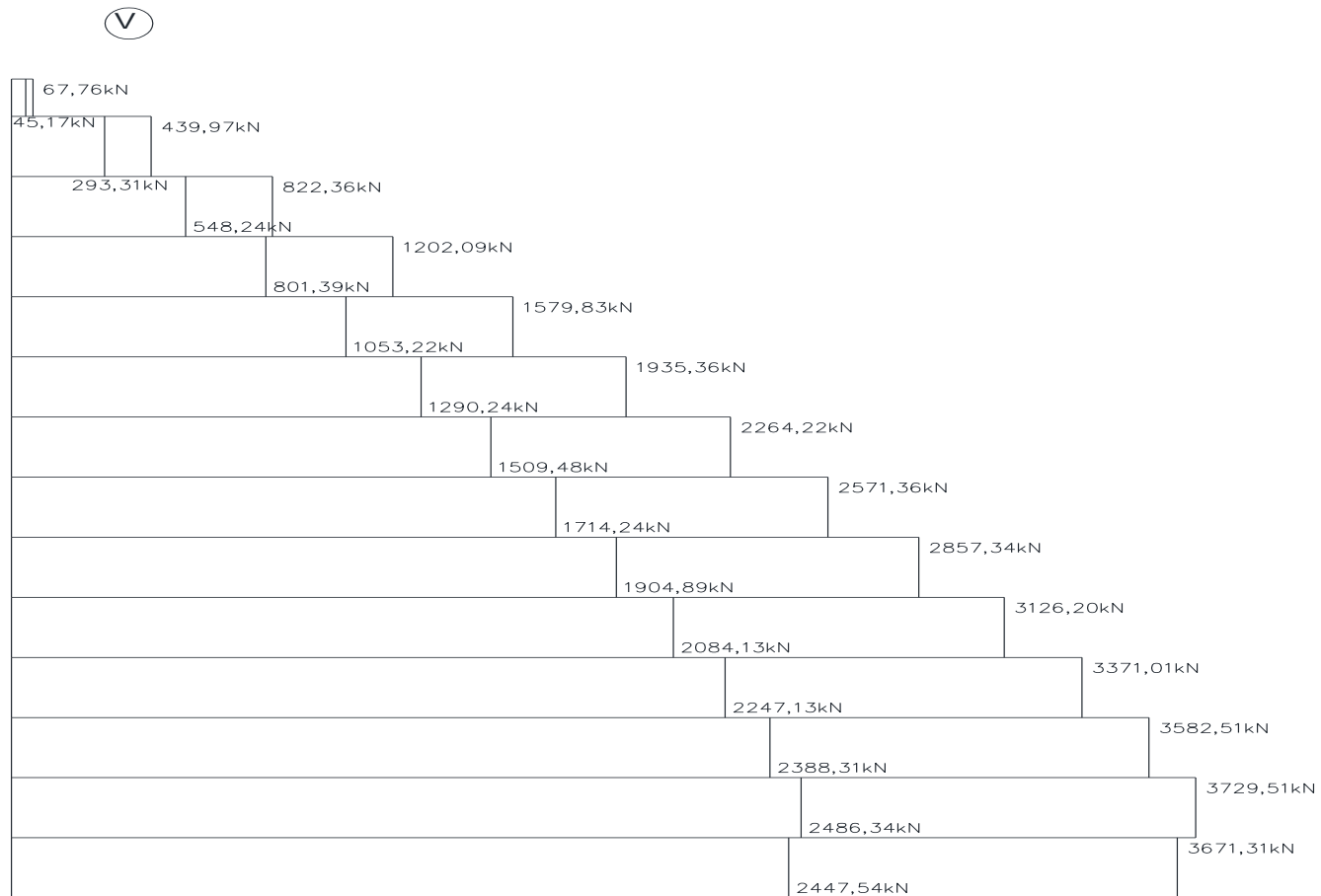
$S_e(T)$ → ordinata elastičnog spektra odziva

$$S_e(T_C) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot 2.5 = 0.22g \cdot 1.2 \cdot 1.0 \cdot 2.5 = 6.47 \text{ [m/s}^2\text{]}$$

$$S_e(T_1) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot 2.5 \cdot \left[\frac{T_C}{T}\right] = 0.22g \cdot 1.2 \cdot 1.0 \cdot 2.5 \cdot \left[\frac{0.5}{0.63}\right] = 5.14 \text{ [m/s}^2\text{]}$$

$$\varepsilon = 4.4 \sqrt{\left(\frac{1.2}{4.4} \cdot \frac{12349.20}{11056.90}\right)^2 + 0.1 \left[\frac{6.47}{5.14}\right]^2} = 2.2 \leq q \geq 1.5$$

$$\varepsilon = 2.2$$



Slika 6.15. Proračunska ovojnica poprečnih sila

6.2.4 Materijali

Beton C25/30 $\rightarrow f_{cd} = f_{ck} / \gamma_c = 25 / 1,5 = 16,67 (Mpa)$

Armatura B450C $\rightarrow f_{yd} = f_{yk} / \gamma_s = 450 / 1,15 = 391,30 (Mpa)$

6.2.5 Vrijednosti normaliziranog osnovog opterećenja

Vrijednost normaliziranog osnovog opterećenja, v_d u primarnim potresnim zidovima ne treba biti veća od 0,35.

$$v_d = \frac{N_{Ed}}{A_c \cdot f_{cd}} = \frac{13217,93}{30 \cdot 1570 \cdot 1,67} = 0,168 < 0,35 \text{ -za DCH} \rightarrow \text{zadovoljava}$$

6.2.6 Dimenzioniranje na moment savijanja i uzdužnu silu – kritično područje

Zidovi se dimenzioniraju na momente savijanja i uzdužne sile proračunane za potresnu proračunsku situaciju u skladu s EN 1992-1-1:2004

Rezne sile:

$$M_{Ed} = 11056,90 \text{ kNm}$$

$$N_{Ed} = 13217,93 \text{ kN (tlak)}$$

Bezdimenzionalne vrijednosti

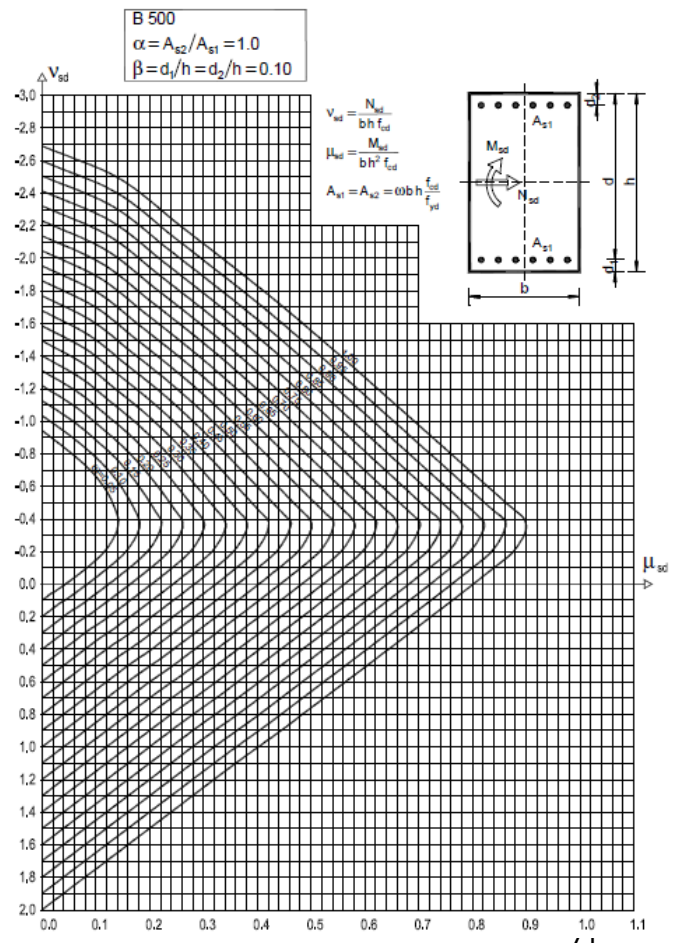
$$\mu_{Sd} = \frac{M_{Ed}}{b \cdot h^2 \cdot f_{cd}} = \frac{11056,90 \cdot 100}{30 \cdot 1570^2 \cdot 1,67} = 0,009$$

$$v_{Sd} = \frac{N_{Ed}}{b \cdot h \cdot f_{cd}} = \frac{13217,93}{30 \cdot 1570 \cdot 1,67} = 0,168$$

Iz dijagrama interakcije za omjer armature (α) i omjer d_1/l_w , d_2/l_w (β) očitamo mehanički koeficijent armiranja (ω)

$$\alpha = \frac{A_{S2}}{A_{S1}} = 1,0$$

$$\beta = \frac{d_1}{l_w} = \frac{d_2}{l_w} = \frac{157}{1570} = 0,1$$



Iz dijagrama interakcije za pravokutni poprečni presjek određen koeficijentima α i β očitano je: $\omega=0,05$

$$A_{S1} = \omega \cdot b \cdot h \cdot \frac{f_{cd}}{f_{yd}} = 0,05 \cdot 30 \cdot 1570 \cdot \frac{1,67}{39,13} = 100,51 \text{ (cm}^2\text{)}$$

$$A_{s,min.} = \frac{0,5}{100} \cdot b_w \cdot l_c \quad ; \quad A_{s,max.} = \frac{4}{100} \cdot b_w \cdot l_c$$

Duljina ovijenog rubnog elementa

Iz uvjeta koji će se naknadno pojaviti kod detaljiranja lokalne duktilnosti zida uzimamo za mjerodavnu duljinu ovijenog rubnog elementa da je $l_c = 3,22\text{cm}$.

$$A_{s,min.} = \frac{0,5}{100} \cdot 30 \cdot 322 = 48,30 \text{ (cm}^2\text{)} \quad ; \quad A_{s,max.} = \frac{4}{100} \cdot 30 \cdot 322 = 386,40 \text{ (cm}^2\text{)}$$

Za izračunanu potrebnu površinu treba odabrati određeni broj šipki pri čemu treba voditi računa da ukupna površina odabranih šipki mora biti veća od izračunane potrebne armature, te da razmak šipki ne smije biti manji od 30mm. Također treba voditi računa da razmak susjednih uzdužnih šipki obuhvaćenih sponama ili poprečnim sponama ne premašuje 15cm. U skladu s navedenim zahtjevima odabrao sam 66 šipki, promjera 14mm. Stvarni koeficijent armiranja tako odabranom armaturom ρ_l je 1%.

Odabrana armatura: **66Ø14** ($A_s=101,64 \text{ cm}^2$)

$$\rho_l = \frac{A_{sl}}{A_c} = \frac{101,64}{30 \cdot 322} = 0,0105 = 1,05\%$$

Kapacitet nosivosti uz maksimalnu uzdužnu silu

Iz dijagrama interakcije:

$$\alpha = \frac{A_{S2}}{A_{S1}} = 1,0$$

$$\beta = \frac{d_1}{l_w} = \frac{d_2}{l_w} = \frac{157}{1570} = 0,1$$

Za stvarno armirani presjek tražimo moment nosivosti:

$$A_{S1} = 101,64 \text{ (cm}^2\text{)}$$

$$\omega = \frac{A_{S1} \cdot f_{yd}}{b \cdot h \cdot f_{cd}} = \frac{101,64 \cdot 39,13}{30 \cdot 1570 \cdot 1,67} = 0,051$$

Za $N_{max} = 13217,93 \text{ (kN)}$, tj. za

$$v_{Ed} = \frac{N_{Ed}}{b \cdot h \cdot f_{cd}} = \frac{13217,93}{30 \cdot 1570 \cdot 1,67} = 0,168$$

iz dijagrama interakcije očitano je:

$$\mu_{Ed} = 0,0001$$

proračunska otpornost na savijanje u podnožju zida

$$M_{Rd} = 0.0001 \cdot 30 \cdot 1570^2 \cdot 1,67 = 12349,20 \text{ (kNm)}$$

6.2.7 Dimenzioniranje na poprečnu silu – kritično područje

Proračun i provjere otpornosti na posmik provode se u skladu s normom EN-1992-1-1:2004. Poprečne sile se proračunavaju prema Mörsch-Ritterovoj analogiji rešetke koja pretpostavlja da jedan dio poprečne sile prihvaća beton i uzdužna armatura nakon razvoja dijagonalnih pukotina, a ostatak poprečne sile se prihvaća vertikalnim sponama ili kosom armaturom.

Rezne sile: $V_{sd} = 4007,23 \text{ kN}$

$$A_{s,\min} = 0,2\% \cdot A_c = \frac{0,2}{100} \cdot 30 \cdot 100 = 6,00 \text{ cm}^2 / \text{m}$$

Iz uvjeta da minimalni profil armature hrpta mora biti 8mm odabrana je: **Q-503** ($A_s = 5,03 \text{ cm}^2/\text{m}$) -obostrano

Dijagonalni tlačni slom hrpta zbog posmika

a) Izvan kritičnog područja:

kao u normi EN 1992-1-1:2004 s duljinom kraka unutarnjih sila, $z = 0,8l_w$ i nagibom tlačnih štapova prema vertikali $\text{tg}\theta = 1,0$.

$$V_{Ed} \leq V_{Rd,\max} = \frac{\alpha_{cw} \cdot b_w \cdot v_1 \cdot z \cdot f_{cd}}{\text{ctg}\theta + \text{tg}\theta}$$

$$\alpha_{cw} = 1, \text{ctg}\theta = 1, \text{tg}\theta = 1 \Rightarrow \theta = 45^\circ$$

$$v_1 = 0,6 \cdot \left(1 - \frac{f_{ck}}{250}\right) = 0,6 \cdot \left(1 - \frac{25}{250}\right) = 0,54$$

$$z = 0,8 \cdot l_w = 0,8 \cdot 15,70 = 12,56 \text{ m}$$

$$V_{Rd,\max} = \frac{1 \cdot 30 \cdot 0,54 \cdot 0,8 \cdot 1570 \cdot 1,67}{1+1} = 16989,91 \text{ kN} > V_{Ed} = 4007,23 \text{ kN}$$

Zadovoljena nosivost tlačnih dijagonala

b) U kritičnom području:

$$V_{Ed} \leq 0,4 \cdot V_{Rd,\max}$$

$$0,4 \cdot V_{Rd,\max} = 0,4 \cdot 16989,91 = 6795,96 \text{ kN} > V_{Ed} = 4007,23 \text{ kN}$$

Zadovoljena nosivost tlačnih dijagonala

Dijagonalni vlačni slom hrpta zbog posmika

vrijednost posmičnog omjera

$$\alpha_s = \frac{M_{Ed}}{V_{Ed} \cdot l_w} = \frac{11056,90}{4007,23 \cdot 15,7} = 0,176 < 2$$

$$\text{Ako je } \alpha_s = \frac{M_{sd}}{V_{Ed} \cdot l_w} < 2$$

Horizontalne šipke u hrptu trebaju zadovoljiti

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

Odabrano $\text{ctg} \theta = 1$ ρ_h omjer armiranja hrpta horizontalnim šipkama ($\rho_h = A_h / (b_{w0} s_h)$) $f_{yd,h}$ proračunska vrijednost granice popuštanja horizontalne armature hrpta $V_{Rd,c}$ proračunska vrijednost posmične otpornosti elemenata bez posmične armature u skladu s normom EN 1992-1-1:2004.

$$\rho_h = \rho_v = \frac{A_{sh}}{A_c} = \frac{2 \cdot 5,03}{30 \cdot 100} = 0,00335$$

$$b_{w0} = 30 \text{ cm}$$

$$f_{yw,d} = 391,30 \text{ MPa}$$

$$V_{Rd,c} = \left[C_{Rd,c} \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_l \cdot f_{ck})^{\frac{1}{3}} + k_1 \cdot \sigma_{cp} \right] \cdot b_w \cdot d$$

$$C_{Rd,c} = \frac{0,18}{\gamma_c} = \frac{0,18}{1,5} = 0,12 \quad k_1 = 0,15 \quad \sigma_{cp} = \frac{N_{sd}}{A_c} = 0,0$$

$$k = 1,0 + \sqrt{\frac{200}{d}} = 1,0 + \sqrt{\frac{200}{14130}} = 1,119 \leq 2 \text{ (koef. redukcije)}$$

$$b_w = 30 \text{ cm} \quad d = 1413 \text{ cm}$$

(koef. armiranja); A_{s1} - površina vlačne armature; $A_c = b_w \cdot d$ - površina bet. presjeka

$$\rho_l = \frac{A_{s1}}{A_c} = \frac{2 \cdot 5,03}{30 \cdot 100} = \frac{10,06}{3000} = 0,00335 = 0,34 \% \leq 0,02$$

$$V_{Rd,c} = \left[0,12 \cdot 1,119 \cdot (100 \cdot 0,00335 \cdot 25)^{\frac{1}{3}} + 0,15 \cdot 0 \right] \cdot 30 \cdot 1413 = 11559,43 \text{ kN}$$

$$V_{Rd,c} = [v_{\min} + k_1 \cdot \sigma_{cp}] \cdot b_w \cdot d = 8774,73 \text{ kN}$$

$$v_{\min} = 0,035 \cdot k^{\frac{3}{2}} \cdot f_{ck}^{\frac{1}{2}} = 0,035 \cdot 1,119^{\frac{3}{2}} \cdot 25^{\frac{1}{2}} = 0,207$$

$$V_{Ed} \leq 8774,73 + 0,75 \cdot 0,00335 \cdot 39,13 \cdot 30 \cdot 0,161 \cdot 1570 = 9520,26 \text{ kN}$$

$$4007,23 \text{ kN} < 9520,26 \text{ kN}$$

Horizontalne šipke zadovoljavaju proračun

Vertikalne šipke u hrptu, usidrene i preklopljene po visini zida u skladu s normom EN 1992-1-1:2004 trebaju zadovoljiti:

$$\rho_h f_{yd,h} b_{wo} z \leq \rho_v f_{yd,v} b_{wo} z + \min N_{Ed}$$

ρ_v omjer armiranja vertikalnih šipki u hrptu ($\rho_v = A_v / (b_{wo} s_v)$)

$f_{d,v}$ proračunska vrijednost granice popuštanja vertikalne armature hrpta

-vertikalne šipke

$$\rho_v = \rho_h = \frac{A_{sh}}{A_c} = \frac{2 \cdot 5,03}{30 \cdot 100} = 0,00335$$

$$\rho_h f_{yd,h} b_{wo} z \leq \rho_v f_{yd,v} b_{wo} z + \min N_{Ed}$$

$$0,00335 \cdot 39,13 \cdot 30 \cdot 0,8 \cdot 1570 \leq 0,00335 \cdot 39,13 \cdot 30 \cdot 0,8 \cdot 1570 + 13217,93$$

$$4939,30 \text{ kN} \leq 18157,23 \text{ kN}$$

Vertikalne šipke zadovoljavaju proračun

Posmični slom klizanjem

Na potencijalnim kliznim posmičnim ravninama (primjerice na radnim sljubnicama) u kritičnim područjima moraju se ispuniti sljedeći uvjeti:

$$V_{Ed} \leq V_{Rd,s}$$

gdje je $V_{Rd,s}$ proračunska vrijednost posmične otpornosti na klizanje

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

gdje je:

$$V_{dd} = \min \begin{cases} 1,3 \Sigma A_{sj} (f_{cd} \cdot f_{yd})^{0,5} \\ 0,25 f_{yd} \cdot \Sigma A_{sj} \end{cases}$$

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

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

V_{dd} → otpornost vertikalnih šipki koje djeluju kao trn

V_{id} → posmična otpornost nagnutih šipki (pod kutom φ na potencijalnu kliznu ravninu, npr. na radnu sljubnicu)

V_{fd} → otpornost na trenje

μ_f → koeficijent trenja betona – beton pri izmjeničnom djelovanju koji se može pretpostaviti 0.6 za glatke spojne površine, a 0.7 za hrapave, kako je definirano u točki 6.2.5(2) u normi EN 1992-1-1:2004

z → duljina kraka unutarnjih sila

ξ → normalizirana visina neutralne osi

ΣA_{sj} → zbroj ploština vertikalnih šipki hrpta i dodatnih šipki posebno raspoređenih u rubnim elementima radi otpornosti na klizanje

ΣA_{si} → zbroj ploština nagnutih šipki u oba smjera; za tu se svrhu preporučuju šipke velikog promjera

$$\mu_{sd} = \frac{M_{Ed}}{b \cdot h^2 \cdot f_{cd}} = \frac{11056,90 \cdot 100}{30 \cdot 1570^2 \cdot 1,67} = 0,009$$

$$\text{Za } \varepsilon_{s1} = 10 \text{ ‰} \Rightarrow \xi = 0,048$$

$$\eta = 0,6 \left(1 - \frac{f_{ck}}{250} \right); \quad (f_{ck} \text{ u MPa})$$

$$\eta = 0,6 \left(1 - \frac{25}{250} \right) = 0,54$$

$\Sigma A_{si} = 0$ → nemamo nagnute šipke unutar zida

$$\Sigma A_{sj} = 2 \cdot 101,64 + 2 \cdot 5,03 \cdot 15,70 = 379,33 \text{ [cm}^2\text{]}$$

$$V_{dd} = \min \left\{ \begin{array}{l} 1,3 \cdot 379,33 \cdot (1,67 \cdot 39,13)^{0,5} \\ 0,25 \cdot 39,13 \cdot 379,33 \end{array} \right. = \min \left\{ \begin{array}{l} 3986,33 \\ 3710,80 \end{array} \right. = 3710,80 \text{ kN}$$

$$V_{id} = 0 \text{ kN}$$

$$V_{fd} = \min \left\{ \begin{array}{l} 0,6 \left[(379,33 \cdot 39,13 + 13217,93) \cdot 0,048 + \frac{11056,90}{0,8 \cdot 1570} \right] \\ 0,5 \cdot 0,54 \cdot 1,67 \cdot 0,048 \cdot 1570 \cdot 30 \end{array} \right. \\ = \min \left\{ \begin{array}{l} 813,44 \\ 1019,40 \end{array} \right. = 813,44 \text{ kN}$$

$$V_{Rd,s} = 3710,80 + 0 + 813,44 \text{ [kN]} = 4524,24 \text{ kN} \geq V_{Ed} = 4007,23 \text{ kN}$$

Poprečna armatura zadovoljava otpornost na klizanje

6.2.8 Detaljirane lokalne duktilnosti zida

Pretpostavimo zaštitni sloj od 2 [cm] do glavne uzdužne armature.

Promjer d_{bw} spona iznosi:

$$d_{bw} \geq \begin{cases} 6mm \\ 0,4d_{bL,max} \sqrt{f_{ydL}/f_{ydw}} = 0,4 \cdot 14 \cdot \sqrt{39,13/43,48} = 5,3mm \end{cases}$$

$$d_{bw} = 6mm$$

Vertikalni razmak spona u rubnom elementu

$$s_w = \min \{6d_{bl}; b_0/3; 12,5cm\}$$

$$b_c = 30cm$$

$$b_0 = 30 - 2 \cdot 2 - 2 \cdot 0,3 = 25,4cm$$

$$s_w \leq \left\{ 6 \cdot 14; \frac{254}{3}; 12,5cm \right\} \quad s_w \leq \{8,4; 8,5; 12,5\} [cm]$$

$$s_w = 8cm \quad \text{Odabrano: } \Phi 6/8cm, m=2$$

Armatura hrpta:

armatura hrpta je postavljena u obliku dvaju mreža, po jedna uz svako lice zida. Mreže su propisno spojene poprečnim sponama na razmaku od 50cm.

$$8mm \leq d_{b,hrpta} \leq \frac{1}{8} b_{w0}$$

$$8mm \leq d_{b,hrpta} \leq 37,5mm$$

$$s_{hrpta} = \min\{25cm; 25d_{b,hrpta}\} = \{25; 22,5\}[cm]$$

Vertikalni razmak spona u hrptu

$$s_w = 50cm$$

Odabrana armatura hrpta je mreža Q503 čiji su profili uzdužnih te poprečnih šipki Ø8mm na razmacima od 10cm što zadovoljava uvjet armature hrpta.

$$l_c = x_u \cdot \left(1 - \frac{\varepsilon_{cu2}}{\varepsilon_{cu2,c}} \right)$$

$$\varepsilon_{cu2} = 0,0035$$

$$\varepsilon_{cu2,c} = 0,0035 + 0,1 \cdot \alpha \cdot \omega_{wd}$$

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

$$b_c = 30cm$$

$$b_0 = 30 - 2 \cdot 2 - 2 \cdot 0,3 = 25,4cm$$

$$T_c = 0,4s$$

$$T_1 = 0,63s \Rightarrow zaT_1 \geq T_c$$

$$q_0 = q_0 \cdot \frac{M_{Ed}}{M_{Rd}} = 4,4 \cdot \frac{11056,90}{12349,20} = 3,94$$

$$\mu_\phi = 2q_0 - 1 = 2 \cdot 3,94 - 1 = 6,88$$

$$v_d = \frac{N_{Ed}}{A_c \cdot f_{cd}} = \frac{13217,93}{30 \cdot 1570 \cdot 1,67} = 0,168 < 0,35$$

$$\rho_v = \frac{2 \cdot 5,03}{30 \cdot 100} = 0,00335$$

$$\omega_v = \frac{\rho_v \cdot f_{yd}}{f_{cd}} = \frac{0,00335 \cdot 39,13}{1,67} = 0,079$$

$$\varepsilon_{s,y,d} = \frac{391,30}{200000} = 0,00196 = 0,196\%$$

$$\alpha \cdot \omega_{wd} = 30 \cdot 6,88 \cdot (0,168 + 0,079) \cdot 0,00196 \cdot \frac{30}{25,4} - 0,035 = 0,083$$

$$x_u = (v_d + \omega_v) \cdot \frac{l_w \cdot b_c}{b_o}$$

$$x_u = (v_d + \omega_v) \cdot \frac{l_w \cdot b_c}{b_o} = (0,168 + 0,079) \cdot \frac{1570 \cdot 30}{25,4} = 4,58m$$

$$h_o = x_u \cdot \left(1 - \frac{\varepsilon_{cu2}}{\varepsilon_{cu2,c}}\right) = 4,58 \cdot \left(1 - \frac{0,0035}{0,0035 + 0,1 \cdot 0,083}\right) = 3,22m > l_c = 2,36m$$

$$l_c = 3,22m$$

Odabrana armatura: **Q-503** ($A_s=5,03 \text{ cm}^2/\text{m}$) –obostrano, **66Ø14** ($A_s=101,64\text{cm}^2$)-u rubnom elementu

$$\omega_v = \frac{\rho_v \cdot f_{yd}}{f_{cd}} = \frac{0,00335 \cdot 39,13}{1,67} = 0,079$$

$$\omega_{wd} = \frac{\text{volumen vilica}}{\text{volumen betonske jezgre}} \cdot \frac{f_{yd}}{f_{cd}} = \frac{0,28 \cdot (2 \cdot 26 + 2 \cdot 322 + 30 \cdot 26) \cdot \frac{273}{8}}{25,4 \cdot 322 \cdot 273} \cdot \frac{39,13}{1,67} = 0,148 > 0,12$$

$$\alpha = \alpha_n \cdot \alpha_s$$

$$\alpha_n = 1 - \sum_n b_i^2 / (6 \cdot b_0 \cdot h_0) = 1 - \left[\frac{(2 \cdot 31 \cdot 10,3^2)}{(6 \cdot 25,4 \cdot 322)} \right] = 0,866$$

n ukupni broj uzdužnih šipki obuhvaćenih sponama ili poprečnim sponama

b_i razmak između susjednih obuhvaćenih šipki

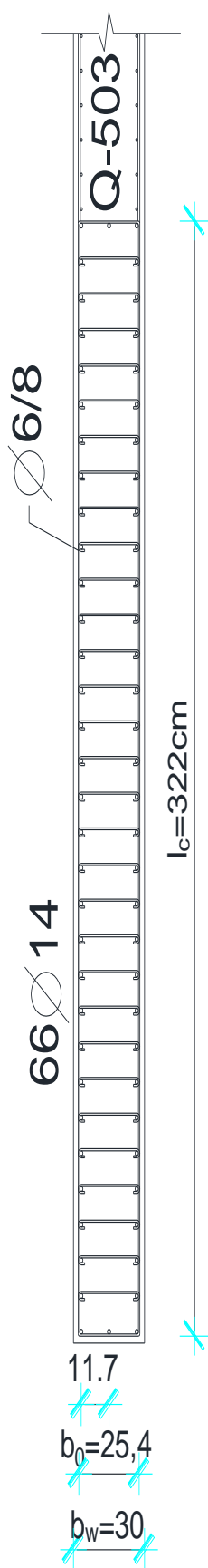
$$\alpha_s = (1 - s / 2b_0) \cdot (1 - s / 2h_0) = (1 - 8 / 2 \cdot 25,4) \cdot (1 - 8 / 2 \cdot 322) = 0,832$$

$$\alpha = 0,866 \cdot 0,832 = 0,721$$

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

$$0,721 \cdot 0,148 \geq 30 \cdot 6,88 \cdot (0,168 + 0,079) \cdot 0,00196 \cdot \frac{30}{25,4} - 0,035$$

0,107 > 0,083- odabrana armatura zadovoljava



Slika 6.16. Prikaz armature u ovijenom rubnom elementu zida sa slobodnim rubom

6.2.9 Dimenzioniranje na moment savijanja i uzdužnu silu – iznad kritičnog područja

Zidovi se dimenzioniraju na momente savijanja i uzdužne sile proračunane za potresnu proračunsku situaciju. Na dijelu visine zida iznad kritičnog područja primjenjuju se pravila za vertikalnu, horizontalnu i poprečnu armaturu prema normi EN1992-1-1:2004. Za razred visoke duktilnosti osim normi EN1992 treba ispuniti zahtjev da se iznad kritičnog područja rubni elementi trebaju osigurati još u jednom katu više s najmanje polovinom ovijene armature koja se zahtijeva u kritičnom području. Zbog analogije postupka rješavanja prethodno dimenzioniranog kritičnog područja, rezultate ću prikazati tablično prikazujući podatke raspoređene po visini zida. Razlika između dimenzioniranja kritičnog područja i iznad njega je identična kao za razred umjerene duktilnosti što sam prethodno predočio u tablici 6.1.. Zid sam inicijalno podijelio na 4 područja kao što je vidljivo na slici 6.10. Za svako je područje posebno izvršeno dimenzioniranje na momente savijanja i uzdužne sile.

Područje dimenzioniranja	Rezne sile		Bezdimenzionalne vrijednosti			l_c (m)	Vertikalna armatura (cm^2/m)		Horizontalna armatura (cm^2/m)		Odabrana armatura
	M_{Ed} (kNm)	N_{Ed} (kN)	μ_{sd}	ν_{sd}	ω		A_{svmi}	$A_{sh,max}$	$A_{sh,min}$	$A_{sh,min}$	
5,78m – 14,45m (5.kat)	11056	13217	0,009	0,168	0,05	2,60	15,6	312	3,90	7,8	20Ø10
14,45m (5.kat) – 26,01m (9.kat)	10968	7177	0,009	0,091	0,05	1,80	10,80	216	2,70	5,40	14 Ø10
26,01m (9.kat) – 37,57m (13.kat)	7733	3266	0,006	0,042	0,05	1,00	6,00	120	1,50	3,00	6 Ø10
37,57m (13.kat) – 39,37m	6904	170	0,008	0,003	0,05	0,40	2,40	80	0,60	1,20	4 Ø10

Tablica 6.4. prikaz reznih sila, površina armature i odabrane armature po visini zida

6.2.10 Dimenzioniranje na poprečnu silu – iznad kritičnog područja

Zidovi se dimenzioniraju na poprečne sile proračunane za potresnu proračunsku situaciju. Na dijelu visine zida iznad kritičnog područja primjenjuju se pravila za dimenzioniranje prema normi EN1992-1-1:2004. Zbog analogije postupka rješavanja prethodno dimenzioniranog kritičnog područja, rezultate ću prikazati tablično prikazujući podatke raspoređene po visini zida.

Područje dimenzioniranja	Rezne sile (kN)	Dijagonalni tlačni slom hrpta zbog posmika		Dijagonalni vlačni slom hrpta zbog posmika		Odabrana armatura-obostrano
		Kritično područje	Izvan kritičnog područja	$V_{Rd,s}$ (kN)		
		$0,4V_{Rd,max}$ (kN)	$V_{Rd,max}$ (kN)	Horizontalne šipke	Vertikalne šipke	
5,78m – 14,45m (5.kat)	4007	6795	16989	9323	3292<16510	Q335
14,45m (5.kat) – 26,01m (9.kat)	3345	6795	16989	9425	3292<10470	Q335
26,01m (9.kat) – 37,57m (13.kat)	2057	6795	16989	9519	3292<6559	Q335
37,57m (13.kat) – 39,37m	72	4530	11326	6758	2221<2391	Q226

Tablica 6.3. prikaz reznih sila, računskih nosivosti i odabrane armature po visini zida

7 Zaključak

Cilj ovog rada bio je izvršiti proračun armiranobetonske zgrade zidnog konstrukcijskog sustava s naglaskom na proračun, razradu detalja armiranja te utrošak čelika u karakterističnom armiranobetonskom zidu za dva različita razreda duktilnost, umjereni (DCM) i visoki razred duktilnosti (DCH). Proračun konstrukcije izvršen je primjenom modalne analize pomoću spektra odgovora, a dimenzioniranje zida provedeno je prema kapacitetu nosivosti. Proračun, konstrukcijsko oblikovanje i razrada detalja armiranja armiranobetonske zgrade u potresnom području provedeno je u skladu s normom HRN EN-1998-1:2011. Armiranobetonski zid, osim velike krutosti, ima vrlo veliku nosivost, a ispravnim proračunom, konstrukcijskim oblikovanjem i armiranjem postiže se njegovo duktilno ponašanje. Na taj je način zid sposoban trošiti potresnu energiju, čime se omogućuje racionalno projektiranje i građenje. Posebna pažnja posvećena je konstrukcijskom oblikovanju i armiranju kritičnih područja zidova u kojima se predviđa trošenje potresne energije. Krajevi zida (rubni elementi) ovijeni su zatvorenim sponama. One ovijaju betonsku jezgru i pridržavaju armaturu da ne bi došlo do izvijanja. Za armiranje kritičnog područja zida i iznad njega, upotrijebljen je toplo valjani duktilni rebrasti čelik za armiranje. Za armiranje zida proračunanog za umjereni razred duktilnosti korištena je armatura B500B, a za razred visoke duktilnosti B450C. Horizontalna armatura ugrađena u obliku mreže usidrena je u ovijene rubne elemente na krajevima zida. Odgovarajućim proračunom i odabirom dimenzija hrpta postiže se dovoljna duktilnost zida. Primjena armiranobetonskih zidova omogućuje prihvaćanje horizontalnog potresnog djelovanja na ekonomičan način, uz razuman utrošak materijala, osobito čelika za armiranje, omogućujući pri tom povoljno ponašanje zgrada u potresu. Ova je činjenica bitna jer omogućuje izbor racionalnih konstrukcijskih rješenja.

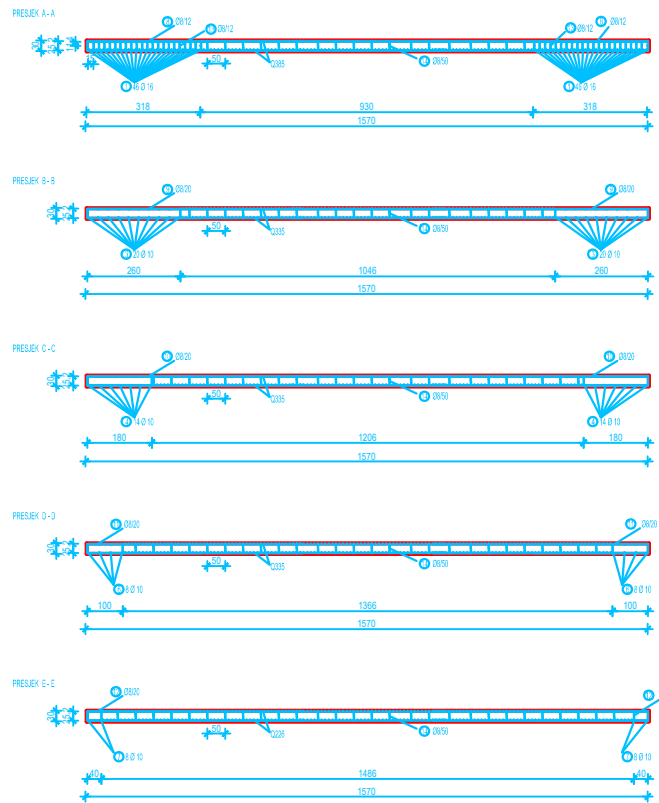
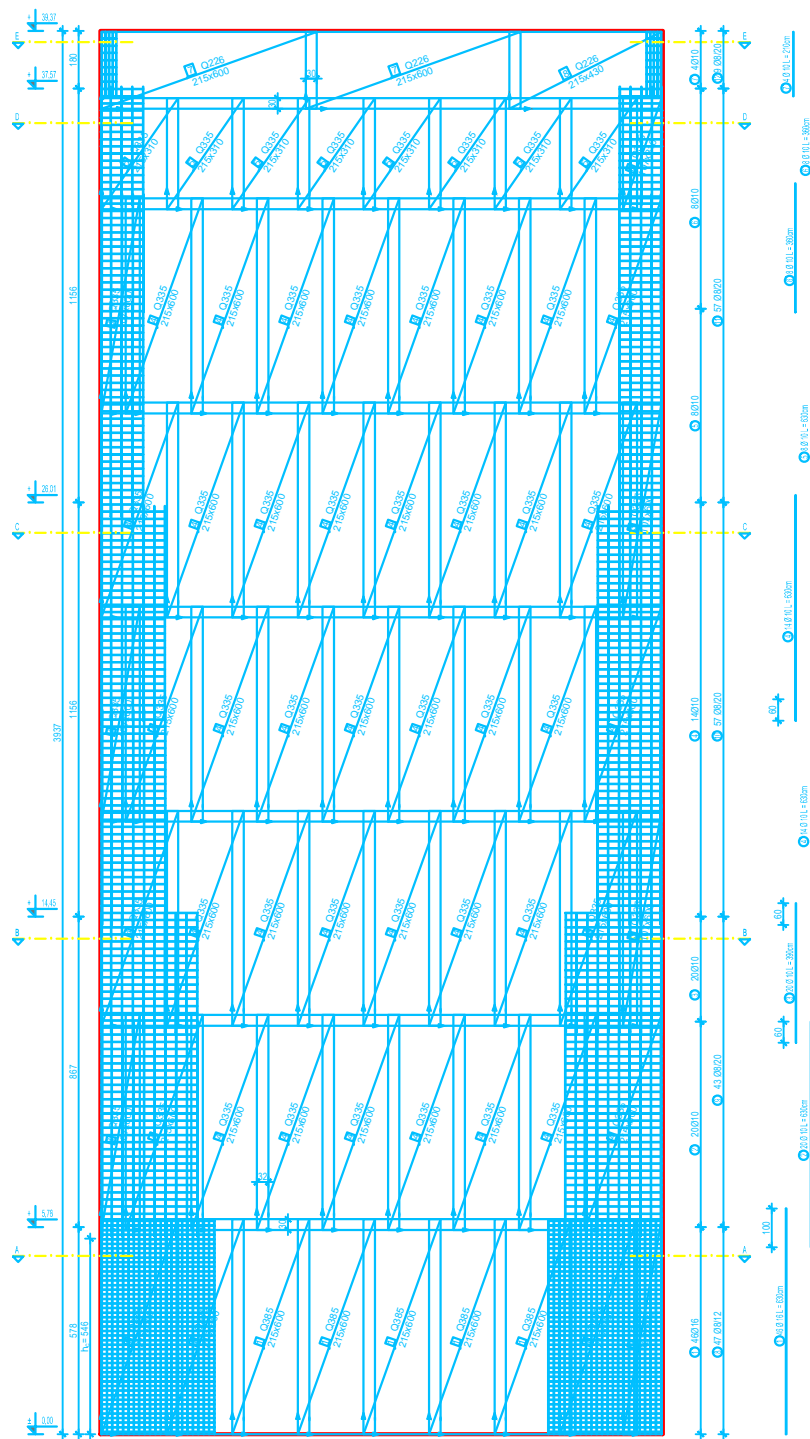
Iz priloženih rezultata u poglavlju 5 može se vidjeti da su momenti savijanja, uzdužne i poprečne sile veće za razred umjerene duktilnosti u odnosu na razred visoke duktilnosti. Razlog tome je što se za umjereni razred duktilnosti konstrukcija ponaša kruće od one za koju projektiramo istu razredom visoke duktilnosti. Konstrukcija veće krutosti „navlači“ na sebe veće sile što su rezultati i pokazali.

Utrošak armature u karakterističnom zidu za razred umjerene duktilnosti iznosi 12306,48kg, a za razred visoke duktilnosti 11031,04kg što je 1275,44kg (12%) manje.

8 Literatura

- [1] Eurocode 8 – **Design of structures for earthquake resistance – Part 1: General rules, seismic actions and rules for buildings**, European Committee for Standardization, CEN, Brussels, EN 1998-1: 2004.
- [2] Čaušević, M.: **Dinamika konstrukcija – Potresno inženjerstvo, Aerodinamika, Konstrukcijske euronorme**, Golden marketing - Tehnička knjiga, Zagreb, 2010.
- [3] Eurokod 8 – Projektiranje potresne otpornosti konstrukcija – 1. dio: Opća pravila, potresna djelovanja i pravila za zgrade – **Nacionalni dodatak**, HRN EN 1998-1:2012/NA
- [4] Časopis Hrvatskog saveza građevinskih inženjera: **Građevinar**, Zagreb, Berislavićeva 6
- [5] Eurocode 0, **Basis of structural design**, CEN European Committee for Standardization, Brussels, EN 1990: 2002.

9 Nacrti

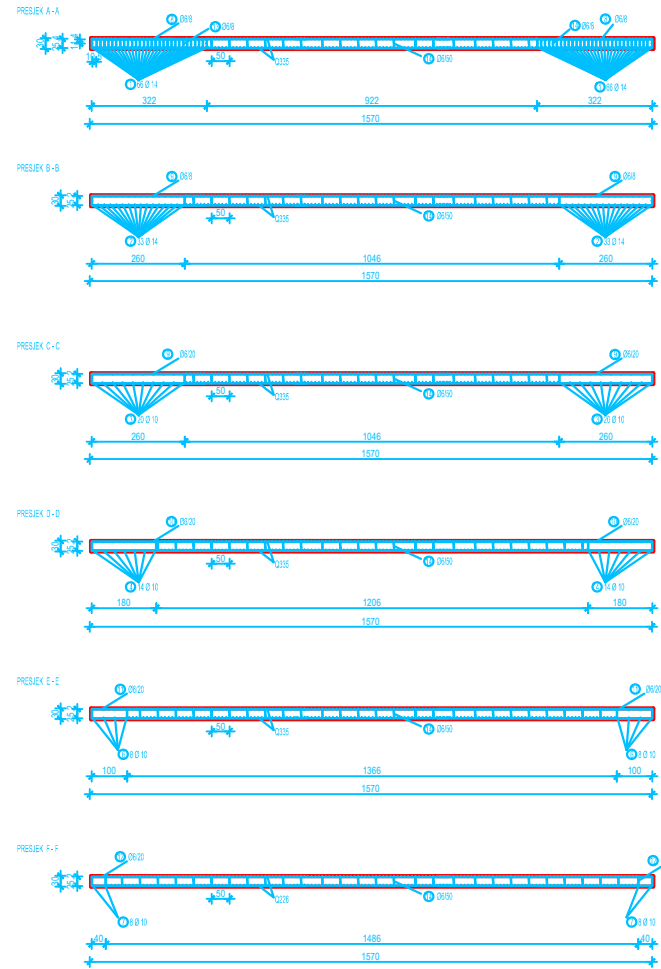
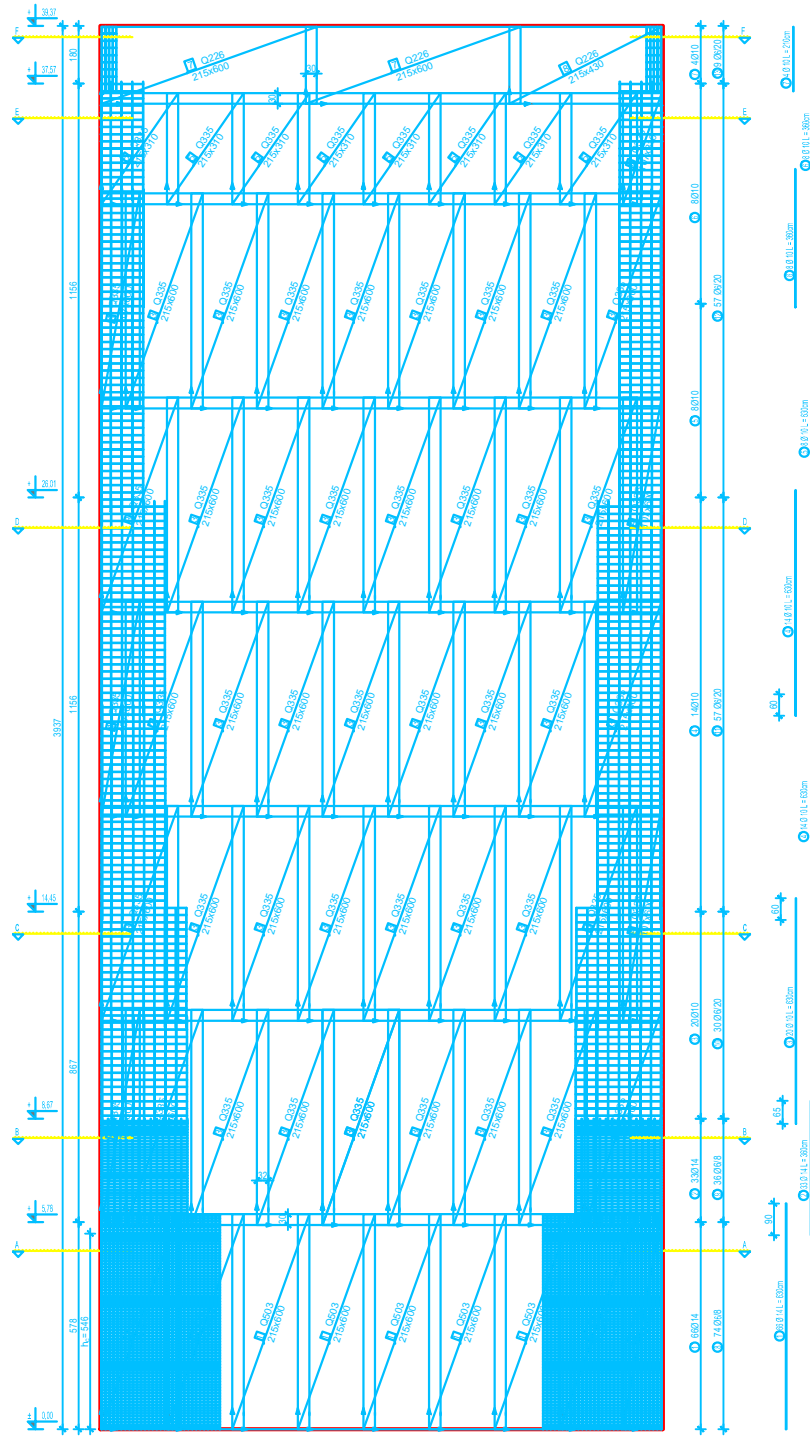


**ARMATURNI PLAN I ISKAZ ARMATURE
KARAKTERISTIČNOG ZIDA ZA UMJERENI
RAZRED DUKTILNOSTI
MJ 1:100**

ISKAZ ARMATURE (B500B)						
POZICIJA	OBLIK	PROMIJER ŠIPKE (mm)	IJEDINIČNA MASA (kg/m)	BROJ KOMADA	DULJINA (m)	UKUPNA MASA (kg)
1		16	1,638	92	6,30	949,38
2		10	0,649	40	6,30	163,55
3		10	0,649	40	3,90	101,24
4		10	0,649	56	6,30	228,97
5		10	0,649	16	6,30	65,42
6		10	0,649	16	3,60	37,38
7		10	0,649	8	2,10	10,90
8		8	0,409	94	7,12	273,74
9		8	0,409	86	5,96	209,64
10		8	0,409	114	4,36	203,29
11		8	0,409	114	2,76	128,69
12		8	0,409	18	1,66	12,22
13		8	0,409	1880	0,50	384,46
14		8	0,409	118	0,50	24,13
					UKUPNO (kg)	2793,01
ARMATURNE MREŽE						
POZICIJA	TIP MREŽE	PROMIJER ŠIPKI (mm)	DIMENZUJE (cm)	BROJ MREŽA	MASA (kg/m²)	UKUPNA MASA (kg)
1	Q385	7,0	215x600	32	6,10	2518,08
2	Q385	7,0	107x600	4	6,10	149,33
3	Q335	8,0	107x600	10	5,45	349,89
4	Q335	8,0	215x600	80	5,45	5624,40
5	Q335	8,0	215x310	16	5,45	581,19
6	Q335	8,0	107x310	2	5,45	36,16
7	Q226	6,0	215x600	4	3,63	187,30
8	Q226	6,0	215x430	2	3,63	67,12
					UKUPNO (kg)	9513,47
					UKUPNO ŠIPKE + MREŽE (kg)	12306,48

		FAKULTET GRAĐEVINARSTVA, ARHITEKTURE I GODEZIJE	
		STUDIJ	DIPLOMSKI SVEUČILIŠNI STUDIJ GRAĐEVINARSTVA
OSMISL	MODELIRANJE KONSTRUKCIJA		
KATEDRA	KATEDRA ZA TEORIJU KONSTRUKCIJA		
PREDMET	DIMANČKI MODELI POTREBNIH INŽENJERSTVA		
SADRŽAJ	ARMATURNI PLAN I ISKAZ ARMATURE (DGM)		
MENTOR	prof. dr. sc. BILJANA MIROVIĆ-ŠIŠIĆ ing. građ.		
DIPLOMAN	ROBERT ČIČA	MJEŠTO 1:100	
BROJ INDEKSA	484	LIST BROJ 1	

ARMATURNI PLAN I ISKAZ ARMATURE KARAKTERISTIČNOG ZIDA ZA VISOKI RAZRED DUKTILNOSTI MJ 1:100



ISKAZ ARMATURE (B500B)						
POZICIJA	OBLIK	PROMJER ŠIPKE (mm)	JEDINIČNA MASA (kg/m)	BROJ KOMADA	DULJINA (m)	UKUPNA MASA (kg)
1		14	1,250	132	6,30	1039,50
2		14	1,250	66	3,60	297,00
3		10	0,649	40	6,30	163,55
4		10	0,649	56	3,60	130,84
5		10	0,649	16	6,30	65,42
6		10	0,649	32	6,30	130,84
7		10	0,649	8	3,60	18,69
8		6	0,281	148	2,10	87,33
9		6	0,281	72	7,20	145,67
10		6	0,281	60	5,96	100,49
11		6	0,281	114	4,38	139,67
12		6	0,281	114	2,78	88,41
13		6	0,281	18	1,68	8,40
14		6	0,281	1873	0,50	263,16
UKUPNO (kg)						2678,96
ARMATURNE MREŽE						
POZICIJA	TIP MREŽE	PROMJER ŠIPKE (mm)	DIMENZUJE (cm)	BROJ MREŽA	MASA (kg/m²)	UKUPNA MASA (kg)
1	Q503	8,0	215x600	16	8,03	1657,39
2	Q503	8,0	107x600	2	8,03	103,05
3	Q335	8,0	215x600	80	5,45	5624,40
4	Q335	8,0	107x600	10	5,45	349,89
5	Q335	8,0	215x310	16	5,45	581,19
6	Q335	8,0	107x310	2	5,45	36,16
7	Q226	6,0	215x600	4	3,63	187,30
8	Q226	6,0	215x430	2	3,63	67,12
UKUPNO (kg)						8352,08
UKUPNO ŠIPKE + MREŽE (kg)						11031,04

 **FAKULTET GRAĐEVINARSTVA, ARHITEKTURE I GODEZIJE**

STUDIJE	DIPLOMSKI SVEUČILIŠNI STUDIJ GRAĐEVINARSTVA	
ODJEL	MODELIRANJE KONSTRUKCIJA	
KATEDRA	KATEDRA ZA TEORIJU KONSTRUKCIJA	
PREDMET	DINAMIČKI MODELI POTREBNOG INŽENJERSTVA	
SADRŽAJ	ARMATURNI PLAN I ISKAZ ARMATURE (DCH)	
MENTOR	prof. dr. sc. BILJANA MIROŠIĆ-ŠIŠIĆ ing. građ.	
DIPLOMAN	ROBERT OČA	MJERILO 1:100
BROJ INDEXA	484	LIST BROJ 2