

Univerza
v Ljubljani
Fakulteta
za gradbeništvo
in geodezijo



Jamova cesta 2
1000 Ljubljana, Slovenija
<http://www3.fgg.uni-lj.si/>

DRUGG – Digitalni repozitorij UL FGG
<http://drugg.fgg.uni-lj.si/>

To je izvirna različica zaključnega dela.

Prosimo, da se pri navajanju sklicujete na bibliografske podatke, kot je navedeno:

Lenarčič, M., 2016. Projektiranje hiše JUB Home na osnovi poenostavljene potresne analize. Diplomaska naloga. Ljubljana, Univerza v Ljubljani, Fakulteta za gradbeništvo in geodezijo. (mentor Dolšek, M., somentor Snoj, J.): 35 str.

<http://drugg.fgg.uni-lj.si/5921/>

Datum arhiviranja: 4-10-2016

University
of Ljubljana
Faculty of
Civil and Geodetic
Engineering



Jamova cesta 2
SI – 1000 Ljubljana, Slovenia
<http://www3.fgg.uni-lj.si/en/>

DRUGG – The Digital Repository
<http://drugg.fgg.uni-lj.si/>

This is original version of final thesis.

When citing, please refer to the publisher's bibliographic information as follows:

Lenarčič, M., 2016. Projektiranje hiše JUB Home na osnovi poenostavljene potresne analize. B.Sc. Thesis. Ljubljana, University of Ljubljana, Faculty of civil and geodetic engineering. (supervisor Dolšek, M., co-supervisor Snoj, J.): 35 pp.

<http://drugg.fgg.uni-lj.si/5921/>

Archiving Date: 4-10-2016

Univerza
v Ljubljani

Fakulteta za
*gradbeništvo in
geodezijo*



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

**UNIVERZITETNI ŠTUDIJSKI
PROGRAM PRVE STOPNJE
GRADBENIŠTVO**

Kandidat:

MATEJ LENARČIČ

**PROJEKTIRANJE HIŠE JUB HOME NA OSNOVI
POENOSTAVLJENE POTRESNE ANALIZE**

Diplomska naloga št.: 272/B-GR

**DESIGN OF HOUSE JUBHOME ON THE BASIS OF
SIMPLIFIED SEISMIC ANALYSIS**

Graduation thesis No.: 272/B-GR

Mentor:

prof. dr. Matjaž Dolšek

Somentor:

asist. dr. Jure Snoj

Ljubljana, 22. 09. 2016

STRAN ZA POPRAVKE

Stran z napako

Vrstica z napako

Namesto

Naj bo

IZJAVE

Spodaj podpisani študent *Matej Lenarčič*, vpisna številka *26109845*, avtor pisnega zaključnega dela študija z naslovom: *Potresnoodporno projektiranje hiše JUBHome na osnovi poenostavljene analize*.

IZJAVLJAM

1. Obkrožite eno od variant a) ali b)
 - a) da je pisno zaključno delo študija rezultat mojega samostojnega dela;
 - b) da je pisno zaključno delo študija rezultat lastnega dela več kandidatov in izpolnjuje pogoje, ki jih Statut UL določa za skupna zaključna dela študija ter je v zahtevanem deležu rezultat mojega samostojnega dela;
2. da je tiskana oblika pisnega zaključnega dela študija istovetna elektronski obliki pisnega zaključnega dela študija;
3. da sem pridobil/-a vsa potrebna dovoljenja za uporabo podatkov in avtorskih del v pisnem zaključnem delu študija in jih v pisnem zaključnem delu študija jasno označil/-a;
4. da sem pri pripravi pisnega zaključnega dela študija ravnal/-a v skladu z etičnimi načeli in, kjer je to potrebno, za raziskavo pridobil/-a soglasje etične komisije;
5. soglašam, da se elektronska oblika pisnega zaključnega dela študija uporabi za preverjanje podobnosti vsebine z drugimi deli s programsko opremo za preverjanje podobnosti vsebine, ki je povezana s študijskim informacijskim sistemom članice;
6. da na UL neodplačno, neizključno, prostorsko in časovno neomejeno prenašam pravico shranitve avtorskega dela v elektronski obliki, pravico reproduciranja ter pravico dajanja pisnega zaključnega dela študija na voljo javnosti na svetovnem spletu preko Repozitorija UL;
7. da dovoljujem objavo svojih osebnih podatkov, ki so navedeni v pisnem zaključnem delu študija in tej izjavi, skupaj z objavo pisnega zaključnega dela študija.

V Ljubljani,
Datum: 19.9.2016

Podpis študenta:

BIBLIOGRAFSKO–DOKUMENTACIJSKA STRAN IN IZVLEČEK

UDK: 624.042.7(043.2)
Avtor: Matej Lenarčič
Mentor: prof. dr. Matjaž Dolšek
Somentor: asis. dr. Jure Snoj
Naslov: Potresnoodporno projektiranje hiše JUBHome na osnovi poenostavljene analize
Tip dokumenta: diplomska naloga
Obseg in oprema: 35 str., 13 tab., 10 sl., 75 en.
Ključne besede: JUBHome WALL, JUBHome BASE, SAP2000, konstrukcijske zahteve, potresnoodporno projektiranje

Izvleček:

V diplomski nalogi smo na osnovi poenostavljene analize dimenzionirali potrebno armaturo v stenah objekta, zgrajenega s sistemom JUBHome. Kot osnovo za projektiranje smo upoštevali standarde in navodila za potresnoodporno projektiranje temeljnega skopa in AB sten. V prvem delu smo predstavili način določitve potresne obtežbe, navodila za potresnoodporno projektiranje in kontrole, ki jim je potrebno zadostiti, za temeljni sklop JUBHome BASE ter stene JUBHome WALL. V drugem delu smo predstavili analizo izbrane konstrukcije. Izvedli smo jo s pomočjo programa SAP2000. Kot rezultate smo dobili nihajne čase in oblike, ter obremenitev posameznih sten, ki smo jih uporabili za dimenzioniranje. V zadnjem delu je prikazan postopek dimenzioniranja stene, ki se je v analizi izkazala za kritično. Določili smo potrebno vzdolžno in strižno armaturo, ter armaturo v robnih delih. Z armaturnim načrtom smo prikazali pozicijo armaturnih palic v steni.

BIBLIOGRAPHIC-DOCUMENTALISTIC INFORMATION AND ABSTRACT

UDC: 624.042.7(043.2)
Author: Matej Lenarčič
Supervisor: assoc. prof. Matjaž Dolšek, Ph.D.
Co-supervisor: assist. Jure Snoj, Ph.D.
Title: Earthquake resistant structural design of house JUBHome using simplified analysis
Document type: Graduation Thesis
Scope and tools: 35 p., 13 tab., 10 fig., 75 eq.
Keywords: JUBHome WALL, JUBHome BASE, SAP2000, structural demands, earthquake-resistant design

Abstract:

In this thesis we have designed steel reinforcement for a structure using JUBHome system, on the basis of simplified analysis. Design of the structure was carried out according to standards and guidelines for earthquake resistant design of foundations and reinforced concrete walls. In the first part of thesis we have introduced earthquake loads, guidelines for earthquake resistant design and controls, which have to be fulfilled, when using foundation system JUBHome BASE and wall JUBHome WALL. In the second part the analysis of selected structure is described. The analysis was carried out using SAP2000 software. Vibration periods, mode shapes and loads of separate walls were the results of the analysis and were used for the design of the structure. In the last part procedure of design of the most critical wall element shown by the analysis was demonstrated. Longitudinal and shear reinforcement as well as reinforcement of edges were determined. The position of reinforcement bars has been demonstrated using reinforcement plan

ZAHVALA

Asist. dr. Juretu Snoju. in mentorju prof. dr. Matjažu Dolšku. se iskreno zahvaljujem za ves čas, ki sta mi ga namenila pri nastajanju mojega diplomskega dela.

KAZALO VSEBINE

IZJAVE	II
BIBLIOGRAFSKO–DOKUMENTACIJSKA STRAN IN IZVLEČEK	III
BIBLIOGRAPHIC-DOCUMENTALISTIC INFORMATION AND ABSTRACT	IV
ZAHVALA	V
1. UVOD	1
2. DOLOČITEV POTRESNE OBTEŽBE	2
2.1 Masa objekta	2
2.2 Faktor obnašanja	2
2.3 Projektni spekter	3
2.4 Karta potresne nevarnosti	4
2.5 Potresna sila	5
2.6 Obtežne kombinacije	5
3. NAVODILA ZA PROJEKTIRANJE TEMELJNEGA SKLOPA JUBHOME BASE	6
3.1 Splošno	6
3.2 Kontrola prevrnitve	6
3.3 Račun mejnega zdrsa	7
3.4 Kontrola tlačnih napetosti EPS	7
3.5 Kontrola strižnih napetosti EPS	8
3.6 Konstrukcijski izračun talne plošče	8
3.6.1 Določitev vertikalnega modula reakcije podlage	8
3.6.2 Določitev strižne togosti toplotne izolacije na enoto površine	8
4. NAVODILA ZA POTRESNOODPORNO PROJEKTIRANJE STEN JUBHOME WALL	10
4.1 Opis sten	10
4.2 Konstrukcijske zahteve	10
4.2.1 Dimenzije sten	10
4.2.2 Minimalna armatura	10
4.2.3 Preklopi armature	11
4.2.4 Uporabljeni materiali	11
4.3 Projektna obremenitev	11
4.3.1 Strig	11
4.3.2 Upogib	12
4.4 Kontrola strižne nosilnosti	12
4.5 Kontrola upogibne nosilnosti stene	13
4.6 Normirana osna sila	13
4.7 Strig med sloji betona, ki so betonirani v različnih časih – delovni stik	13
4.8 Kontrola mejnega stanja uporabnosti	14

5. ANALIZA IZBRANE KONSTRUKCIJE	15
5.1 Opis konstrukcije	15
5.2 Materiali.....	16
5.2.1 Beton C30/37.....	16
5.2.2 Jeklo B500.....	16
5.2.3 EPS 400	16
5.3 Obtežba.....	17
5.3.1 Lastna in koristna obtežba	17
5.3.2 Določitev mase	18
5.3.3 Določitev težišča	18
5.3.4 Določitev masnih vztrajnostnih momentov	19
5.3.5 Potresna obtežba.....	19
5.4 Modeliranje konstrukcije	19
5.4.1 Določitev vertikalne in strižne togosti EPS	20
5.5 Obtežne kombinacije.....	20
5.6 Rezultati analize	20
5.6.1 Nihajni časi in oblike	20
5.6.2 Obremenitev sten in potresna sila.....	22
5.6.3 Kontrola etažnih pomikov.....	23
5.6.4 Kontrola prevrnitve.....	24
5.6.5 Kontrola zdrsa.....	24
5.6.6 Kontrola tlačnih napetosti EPS.....	25
5.6.7 Kontrola strižnih napetosti EPS.....	25
6. PRIMER DIMENZIONIRANJA STENE JUBHOME WALL.....	26
6.1 Konstrukcijske zahteve.....	26
6.1.1 Dimenzije sten	26
6.1.2 Omejitev normirane osne sile.....	26
6.1.3 Minimalna zahtevana armatura	26
6.2 Upogibna nosilnost.....	27
6.3 Strižna nosilnost.....	28
6.4 Kontrola zdrsa na delovnem stiku.....	29
6.5 Določitev preklopa in sidranja vzdolžne armature.....	30
7. ZAKLJUČEK.....	34
VIRI	35

KAZALO SLIK

Slika 1: Oblika projektnega spektra.....	4
Slika 2: Karta projektnega pospeška tal za območje Slovenije (ARSO, 2016).....	4
Slika 3: Tloris pritličja	15
Slika 4: Tloris nadstropja.....	15
Slika 5: 3D pogled objekta	16
Slika 6: Prva nihajna oblika v smeri Y, $T_{1y}=0.26$ s (translacijska)	21
Slika 7: Prva nihajna oblika v smeri X, $T_{1x}=0.15$ s (translacijska)	21
Slika 8: Prva nihajna oblika; $T_{1t}=0.085$ (torzijska).....	21
Slika 9: Armatura v prečnem prerezu obravnavane stene z dolžino 112.5 cm.....	28
Slika 10: Interakcijski diagram obravnavane stene z označeno obremenitvijo.....	28

KAZALO TABEL

Tabela 1: Materialne karakteristike betona C30/37	16
Tabela 2: Materialne karakteristike jekla B500	16
Tabela 3: Materialne lastnosti JUBHome BASE EPS 400 (JUBHome, 2016).....	17
Tabela 4: Ploskovna obtežba konstrukcijskega sklopa (KS) temeljne plošče	17
Tabela 5: Ploskovna obtežba KS etažne plošče	17
Tabela 6: Ploskovna obtežba KS strehe	17
Tabela 7: Ploskovna obtežba KS stene	18
Tabela 8: Mase konstrukcijskih sklopov	18
Tabela 9: Dimenzije sten in obremenitev zaradi G,Q	22
Tabela 10: Obremenitev sten zaradi potresa v X in Y smeri in lastne teže	22
Tabela 11: Obtežne kombinacije in projektna obremenitev sten	23
Tabela 12: Etažni pomiki iz analize	23
Tabela 13: Dejanski etažni pomiki.....	23

Ta stran je namenoma prazna.

1. UVOD

Sistem JUBHome je novost na trgu, ki je bil razvit z namenom zadostitve sodobnim energetsko varčnim standardom in hitri enostavni gradnji. Podjetje JUB d.o.o. je razvilo štiri konstrukcijske sklope: JUBHome BASE, JUBHome WALL, JUBHome FLOOR in JUBHome ROOF, ki omogočajo izgradnjo celotnega objekta (JUBHome, 2016). V diplomski nalogi obravnavamo sklopa JUBHome BASE in JUBHome WALL, ki smo ju analizirali iz vidika potresne varnosti.

Ker se Slovenija nahaja na potresno aktivnem območju, potres predstavlja eno izmed največjih obremenitev na konstrukcije. Posledice potresa lahko predstavljajo porušitev objektov oziroma izgubo človeških življenj. Z ustreznim potresno odpornim projektiranjem zagotavljamo, da objekt prenese predvideno potresno obtežbo.

Podjetje JUB d.o.o. je predvidelo poseben način temeljenja objekta, prav tako pa tudi način gradnje sten. Ker načina nista obravnavana v predpisih za potresnoodporno gradnjo, je bilo potrebno razviti navodila za projektiranje, s katerimi bi zadovoljili osnovnim potrebam standarda EN 1998-1, za temeljni sklop (Dolšek in sodelavci, 2015) in za stene (Dolšek in sodelavci, 2016).

V diplomski nalogi smo na osnovi poenostavljene analize dimenzionirali potrebno armaturo v stenah objekta, zgrajenega s sistemom JUBHome. V naslednjih treh poglavjih predstavimo teoretične osnove, potresni vpliv, ki ga lahko pričakujemo na slovenskih tleh, lastnosti temeljnega in stenskega sklopa hiše JUBHome ter priporočila za potresnoodporno projektiranje. Predstavimo tudi izbrana določila iz standarda SIST EN 1998-1 (2005), ki se nanašajo na šibko armirane stene, saj so jim stene JUBHome WALL zelo podobne, temu pa sledi analiza izbranega objekta in na koncu še primer dimenzioniranja kritične stene.

2. DOLOČITEV POTRESNE OBTEŽBE

V prvem teoretičnem poglavju bomo prikazali kako določimo maso objekta ter kakšen faktor obnašanja smo upoštevali pri sistemu JUBHome. Predstavili bomo kako nihajni čas in lokacija objekta vplivata na velikost spektra pospeškov. Na koncu bomo prikazali način izračuna potresnih sil pri različnih obtežnih kombinacijah.

2.1 Masa objekta

Pri določanju projektne potresne obtežbe je potrebno upoštevati vse mase, ki so povezane z težnostnimi silami, kot je določeno v (SIST EN 1998-1 : 2005):

$$W = \sum G_{k,i} + \sum \Psi_{E,i} \cdot Q_{k,i} \quad (2.1)$$

kjer so:

W ... teža stavbe,

$G_{k,i}$... karakteristična vrednost stalnega vpliva,

$\Psi_{E,i}$... kombinacijski koeficient in

$Q_{k,i}$... karakteristična vrednost spremenljivega vpliva.

Kombinacijski koeficient $\Psi_{E,i}$ je določen z izrazom:

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

Koeficienti za kombinacijo $\Psi_{E,i}$ izražajo verjetnost, da spremenljiva obtežba $Q_{k,i}$ ni prisotna po celotni konstrukciji v času potresa. V našem primeru obravnavamo bivalni prostor, zato je $\Psi_{2,i} = 0,3$. Faktor φ pa je odvisen od vrste spremenljivega vpliva in pozicije etaže. Za etaže smo vzeli faktor $\varphi = 0,5$, za streho pa smo vzeli $\varphi = 1,0$ (SIST EN 1998-1 : 2005).

2.2 Faktor obnašanja

Faktor obnašanja q je približek k razmerju med potresnimi silami, ki bi delovale na konstrukcijo s 5% viskoznega dušenja, če bi se obnašala povsem elastično, in najmanjšimi potresnimi silami, ki se lahko uporabljajo pri projektiranju – ob uporabi običajnega elastičnega modela – a vendarle še zagotovijo zadovoljivo obnašanje konstrukcije. Vrednosti faktorja obnašanja q , ki zajemajo tudi vpliv viskoznega dušenja, različnega od 5% so navedene v ustreznih delih (SIST EN 1998-1 : 2005) za različne materiale in različne konstrukcijske sisteme glede na ustrezne stopnje duktilnosti. Vrednost faktorja obnašanja q je lahko različna v različnih vodoravnih smereh konstrukcije, medtem ko mora biti v vseh smereh uporabljena ista opredelitev duktilnosti. (SIST EN 1998-1 : 2005)

Stene sistema JUBHome WALL so najbolj podobne šibko armiranim stenam, ki jih obravnava Evrokod 8-1 ((SIST EN 1998-1 : 2005), izjema sta le določili glede širine robnega elementa stene in minimalne dolžine, ki pri stenah JUBHome WALL nista izpolnjeni. Tehnologija izdelave sten omogoča izpolnjevanje zahtev, ki jih bomo navedli v 4 poglavju (SIST EN 1998-1 : 2005). Standard (SIST EN 1998-1 : 2005), za vse šibko armirane stene, ki so projektirane v skladu z vsemi določili standarda predvideva uporabo faktorja obnašanja $q = 3$. Ker pa pri stenah JUBHome WALL, ne moremo izpolniti omenjenih dveh zahtev in ker še ni veliko izkušenj z odzivom stavb grajenih po tem sistemu, so Dolšek in sodelavci (2016) predlagali, da bi faktor obnašanja zmanjšali na vrednost $q = 2$.

2.3 Projektni spekter

Sposobnost konstrukcijskega sistema, da prenaša potresne vplive v nelinearnem območju, na splošno dovoljuje, da se pri projektiranju uporabijo sile, ki so manjše od tistih, ki ustrezajo elastičnemu odzivu (SIST EN 1998-1 : 2005). Da bi se pri projektiranju izognili eksplicitni nelinearni analizi, se sposobnost konstrukcije, da sipa energijo predvsem z duktilnim obnašanjem njenih elementov in/ali z drugimi mehanizmi, upošteva tako, da se opravi elastična analiza z reduciranim spektrom odziva, to je projektnim spektrom. To zmanjšanje se izvede z uvedbo faktorja obnašanja q (SIST EN 1998-1 : 2005).

Za vodoravni komponenti potresnega vpliva je projektni spekter $S_d(T)$ določen z izrazi iz standarda (SIST EN 1998-1 : 2005):

$$0 \leq T \leq T_B : S_d(T) = a_g \cdot S \cdot \left\{ \frac{2}{3} + \frac{T}{T_B} \cdot \left(\frac{2,5}{q} - \frac{2}{3} \right) \right\} \quad (2.2)$$

$$T_B \leq T \leq T_C : S_d(T) = a_g \cdot S \cdot \frac{2,5}{q} \quad (2.3)$$

$$T_C \leq T \leq T_D : S_d(T) \begin{cases} = a_g \cdot S \cdot \frac{2,5}{q} \cdot \left[\frac{T_C}{T} \right] \\ \geq \beta \cdot a_g \end{cases} \quad (2.4)$$

$$T_D \leq T : S_d(T) \begin{cases} = a_g \cdot S \cdot \frac{2,5}{q} \cdot \left[\frac{T_C \cdot T_D}{T^2} \right] \\ \geq \beta \cdot a_g \end{cases} \quad (2.5)$$

kjer so:

$S_d(T)$... projektni spekter pospeškov

T ... osnovni nihajni čas konstrukcije

a_g ... projektni pospešek tal

T_B ... spodnja meja nihajnega časa na območju spektra, kjer ima spektralni pospešek konstantno vrednost

T_C ... zgornja meja nihajnega časa na območju spektra, kjer ima spektralni pospešek konstantno vrednost

T_D ... vrednost nihajnega časa, pri kateri se začne območje konstantne vrednosti spektralnega pomika

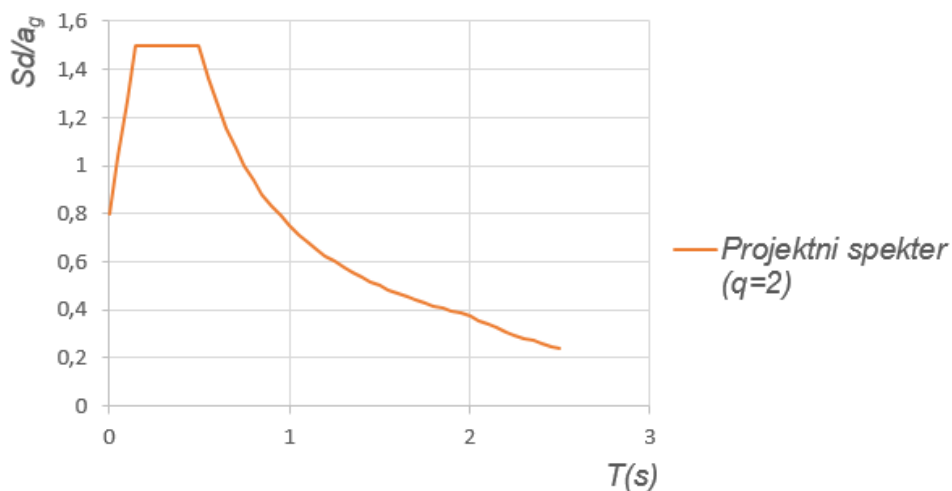
S ... faktor tal

q ... faktor obnašanja

β ... faktor, ki določa spodnjo mejo pri vodoravnem projektnem spektru

Izbrani objekt bo postavljen na tipu tal B. S pomočjo preglednice iz (SIST EN 1998-1 : 2005) lahko odčitamo vrednosti parametrov, ki opisujejo elastičen spekter odziva tipa 1. Faktor tal S znaša 1.2, ostali parametri pa so: $T_B=0.15$ s, $T_C=0.5$ s in $T_D=2.0$ s.

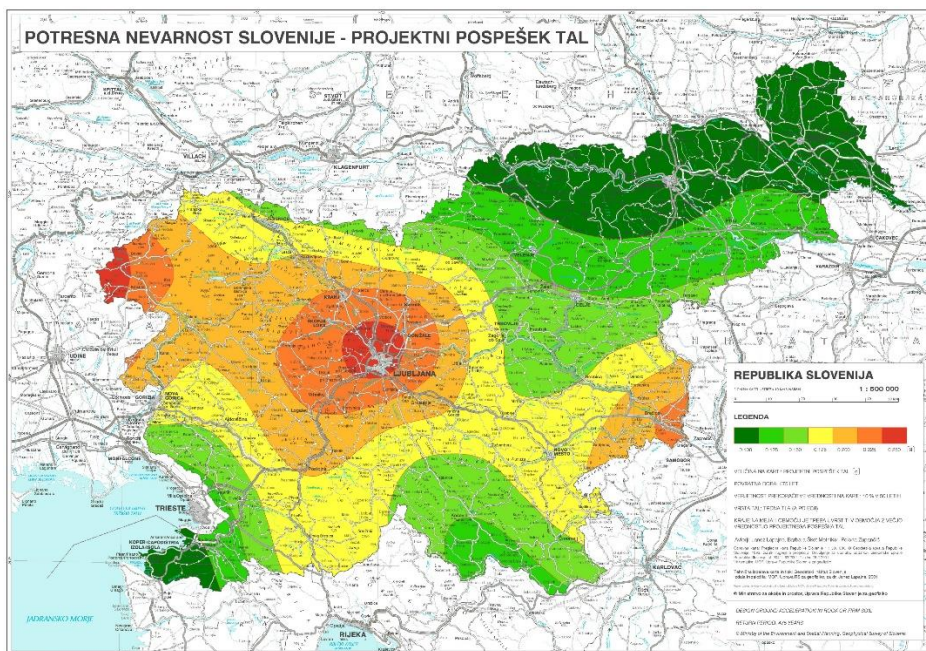
Primer projektnega spektra pospeškov z izbranim tipom tal in faktorjem obnašanja po standardu (SIST EN 1998-1 : 2005) prikazujemo na sliki 1:



Slika 1: Oblika projektnega spektra

2.4 Karta potresne nevarnosti

Osnova za določitev potresne obtežbe je projektni pospešek tal a_{gr} , ki ga odčitamo iz karte potresne nevarnosti. Namen teh kart je, da razdelijo državo na območja, na katerih se pričakuje enaka stopnja maksimalnega pospeška tal. Maksimalen pospešek se določa glede na povratno dobo potresa, ki po (SIST EN 1998-1 : 2005) znaša 475 let. Za projektiranje se uporablja karta potresne nevarnosti, ki je prikazana na sliki 2.



Slika 2: Karta projektnega pospeška tal za območje Slovenije (ARSO, 2016)

2.5 Potresna sila

Za določitev potresne obremenitve elementov smo izbrali metodo s horizontalnimi silami, pri kateri lahko celotno potresno silo določimo po spodnji enačbi (SIST EN 1998-1 : 2005):

$$F_b = m \cdot S_a(T) \cdot \lambda \quad (2.6)$$

kjer so:

F_b ... celotna potresna sila,

m ... masa celotne konstrukcije,

$S_a(T)$... spektralna vrednost pospeškov pri osnovnem nihajnem času konstrukcije T in

λ ... korekcijski faktor, za katerega velja:

$$\lambda \begin{cases} 1 & (n_e \leq 2 \text{ in } T_1 \leq 2T_c) \\ 0.85 & \end{cases}$$

2.6 Obtežne kombinacije

Pri kombinaciji različnih obtežb je potrebno dobiti najneugodnejšo obremenitev sten, na podlagi katere smo jih tudi dimenzionirali. Upoštevali smo naslednje kombinacije (kombinacija označena z začetno črko C zajema trajno projektno stanje, medtem ko kombinaciji, označeni z začetno črko P pripadata potresnemu projektному stanju) (SIST EN 1998-1 : 2005):

$$C1: 1,35 \cdot G + 1,5 \cdot Q$$

$$P1: 1,0 \cdot G + 0,3 \cdot Q + 1,0 E_{a,x} + 0,3 E_{a,y}$$

$$P2: 1,0 \cdot G + 0,3 \cdot Q + 0,3 E_{a,x} + 1,0 E_{a,y}$$

kjer so:

G ... vpliv zaradi lastne teže

Q ... vpliv zaradi spremenljive teže

$E_{a,x}$... vpliv zaradi potresa v x smeri

$E_{a,y}$... vpliv zaradi potresa v y smeri

3. NAVODILA ZA PROJEKTIRANJE TEMELJNEGA SKLOPA JUBHOME BASE

3.1 Splošno

Temeljni sklop JUBHome BASE (Dolšek in sodelavci, 2015), sestoji iz podložnega betona, hidroizolacije, toplotne izolacije in temeljne plošče. Toplotna izolacija se izvaja v enem ali dveh slojih. V kolikor je izolacija sestavljena iz dveh slojev, stik med njima izvedemo s čepastim stikom. Toplotno izolacijo potem položimo prosto na hidroizolacijo, s čimer poenostavimo vgradnjo. V izjemnih primerih jo lahko tudi prilepimo.

Osnovni namen potresnoodpornega projektiranja je zaščita človeka, omejitev škode in zagotoviti, da konstrukcije, ključnega pomena za funkcioniranje družbe, ostanejo uporabne. Te cilje je mogoče doseči le do neke stopnje zanesljivosti, kot to ugotavlja tudi standard (SIST EN 1998-1 : 2005). Skladno s standardom je osnovni namen potresno-odpornega projektiranja dosežen, z izpolnitvijo zahteve po neporušitvi ter omejitve poškodb. Obe zahtevi naj bi bili izpolnjeni s primerno stopnjo zanesljivosti, katere pa standard ne predpisuje.

Potresni odziv objektov s toplotno izolacijo pod temeljno ploščo po sistemu JUBHome BASE bi lahko bil potencialno problematičen zaradi pojava zdrsa objekta ter prevrnitve objekta. V smislu potresnoodpornega projektiranja je potrebno oba pojava preprečiti s primerno stopnjo zanesljivosti.

V nadaljevanju predstavimo omejitve in ukrepe pri gradnji temeljnega sklopa, da zadostimo osnovnim zahtevam standarda (SIST EN 1998-1 : 2005). S pomočjo eksperimentalnih raziskav je bilo ugotovljeno, da je kritično mesto za zdrs objekta stik med hidroizolacijo in toplotno izolacijo (Dolšek in sodelavci, 2015). Ko je bila toplotna izolacija prosto položena na hidroizolacijo, je znašal minimalen izmerjen koeficient lepenja 0.61, kar smo privzeli tudi v naši analizi (Dolšek in sodelavci, 2015).

3.2 Kontrola prevrnitve

V našem primeru obravnavamo nizke objekte, katerih prevrnitev zaradi potresa je izjemno malo verjetna, še posebej, če ima objekt normalno razmerje med višino in krajšo stranico tlorisa. S to kontrolo torej preprečimo grajenje objektov, ki bi imeli nenavadno razmerje med krajšo stranico tlorisa ter višino objekta. Kontrola je zasnovana na principu statičnega ravnovesja, pri čemer potresna sila predstavlja potencial za prevrnitev objekta, teža objekta pa prevrnitev preprečuje. Neenačbo statičnega ravnovesja lahko zapišemo na sledeč način (Dolšek in sodelavci, 2015):

$$F_b \cdot q \cdot \frac{H}{2} \leq W \cdot \frac{L}{2} \quad (3.1)$$

kjer so:

F_b ... projektna potresna sila, določena po metodi z vodoravnimi silami (SIST EN 1998-1 : 2005)

q ... faktor obnašanja,

H ... višina objekta merjena od temeljev do kote zgornje plošče,

W ... teža stavbe in

L ... krajša stranica tlorisa.

3.3 Račun mejnega zdrsa

Verjetnost pojava zdrsa zaradi potresnega vpliva je zelo majhna. Eksperimenti (Dolšek in sodelavci, 2015) so namreč pokazali, da je vrednost koeficienta lepenja tudi na najbolj kritičnem mestu temeljnega sklopa sorazmerno velik ($k_f=0,6$) tudi v primeru, ko je toplotna izolacija le prosto položena na hidroizolacijo. Ocenjujemo da bodo objekti JUBHome sposobni prenašati zelo velike horizontalne sile, kar je s stališča pojava majhnih poškodb ugodno, a to pomeni da še zmeraj ne smemo zanemariti verjetnosti nastanka zdrsa. Ker lahko pride do zdrsa objekta, kar bi lahko pripeljalo do pretrga inštalacij (plinske in električne) in posledično ogrožanja človeških življenj, Dolšek in sodelavci (2015) predlagajo vrednost mejnega zdrsa, ki so jo določili na podlagi verjetnostne analize potresnih zahtev. Pri gradnji je torej potrebno izvesti inštalacije na tak način, da ne ogrožajo človeških življenj, dokler zdrs objekta ne preseže mejnega zdrsa. V študiji so predpostavili, da sprejemljiva verjetnost za mejno vrednost zdrsa znaša $5 \cdot 10^{-5}$ (0.25% v 50 letih).

Na osnovi rezultatov verjetnostne analize so Dolšek in sodelavci (2015) predlagali, da se mejni zdrs, ki ga je potrebno zagotoviti v vseh smereh konstrukcije, določi v odvisnosti od razmerja med elastično potresno silo, ki ustreza potresu s povratno dobo 475 let in težo objekta W , ki je določena za potresno obtežno kombinacijo. Razmerje med potresno silo in težo je za obravnavane objekte približno enako spektralnemu pospešku $S_e(T, S, a_{gR}, \gamma_1)$ (SIST EN 1998-1 : 2005), ki ustreza povratni dobi 475 let in je odvisen od lokacije objekta, tipa tal in kategorije pomembnosti objekta.

Na osnovi rezultatov so Dolšek in sodelavci (2015) za mejni zdrs predlagali model mejnega zdrsa po naslednji enačbi:

$$d_l = (S_e(T, S, a_{gR}, \gamma_1) - 0,2) \cdot k \dots [\text{cm}], S_e [\text{g}], T [\text{s}] \quad (3.3)$$

$$k = \begin{cases} (9T)^{2,8} + 1.5 \dots k_l = 0.61 \\ (9T)^{2,1} + 0.4 \dots k_l = 0.96 \end{cases} \quad (3.4)$$

kjer so:

d_l ... mejni zdrs izražen v cm,

T ... nihajni čas objekta izražen v sekundah,

$S_e(T, S, a_{gR}, \gamma_1)$... spektralni pospešek izražen z deležem pospeška prostega pada

γ_1 ... faktor pomembnosti v odvisnosti od kategorije pomembnosti objekta.

Mejni zdrs izračunamo v smeri X in Y. Večja od vrednosti se upošteva za merodajno.

3.4 Kontrola tlačnih napetosti EPS

Potrebno je izvesti kontrolo tlačnih napetosti EPSa pod talno ploščo. Projektne napetosti za kombinacije obtežnih primerov s kratkotrajno obtežbo (potres) σ_d morajo izpolnjevati pogoj (JUBHome, 2016):

$$\sigma_{EPS,d} < 0.4 \cdot \sigma_{10} / \gamma_m \quad (3.5)$$

kjer so:

$\sigma_{EPS,d}$... projektna napetost v EPSu

σ_{10} ... tlačna trdnost EPSa pri 10% deformaciji

γ_m ... materialni varnostni faktor

3.5 Kontrola strižnih napetosti EPS

Prav tako moramo omejiti tudi strižne napetosti v tlačnem delu temeljne plošče zaradi horizontalne sile τ_d . Izpolnjen mora biti sledeči pogoj (JUBHome, 2016):

$$\tau_{EPS,d} < \tau_{spoj} / \gamma_m \quad (3.6)$$

kjer so:

$\tau_{EPS,d}$... strižne napetosti EPSa

τ_{spoj} ... strižna trdnost čepastega stika

γ_m ... materialni varnostni faktor.

3.6 Konstrukcijski izračun talne plošče

3.6.1 Določitev vertikalnega modula reakcije podlage

Toplotnoizolirana talna plošča konstrukcijsko predstavlja talno ploščo na elastični podlagi in se lahko za izračun upogibnih obremenitev in armature v plošči uporabijo poljubne razpoložljive računske metode. Potrebno je le določiti pravilen vertikalni modul reakcije tal, ki je običajno vhodni podatek za prikaz lastnosti računskih vzmeti pri izračunu talne plošče na elastični podlagi. Vertikalni modul reakcije podlage je sestavljen iz dveh delov in sicer iz modula reakcije osnovnih tal k_z in prispevka toplotne izolacije pod talno ploščo k_{TI} . Skupni modul dobimo kot recipročno vrednost vsote recipročnih vrednosti posameznih modulov reakcije tal (princip določitve togosti za zaporedno vezane vzmeti)(JUBHome, 2016).

Vertikalni modul reakcije osnovnih tal k_z smo dobili na podlagi predlaganih vrednosti iz literature (Fajfar, 1984).

Prispevek modula reakcije podlage toplotne izolacije k_{TI} dobimo na sledeč način:

$$k_{TI} = \sigma / \Delta u_{TI} = \sigma / (\varepsilon \cdot d_{TI}) = E_{TI} / d_{TI} \quad (3.7)$$

kjer so:

σ ... napetost tal oziroma napetost v toplotni izolaciji

Δu_{TI} ... posedek toplotne izolacije

ε ... deformacija toplotne izolacije

d_{TI} ... debelina toplotne izolacije

E_{TI} ... elastični modul toplotne izolacije.

Skupni vertikalni modul reakcije podlage je torej:

$$k_v = 1 / (1 / k_z + 1 / k_{TI}) \quad (3.8)$$

3.6.2 Določitev strižne togosti toplotne izolacije na enoto površine

Poleg vertikalnega modula reakcije tal je pri določitvi nihajnih časov in potresnih sil pri debelejših toplotnih izolacijah zaradi bočnega zibanja pomembna tudi strižna togost na enoto

površine. Po analogiji z vertikalnim modulom reakcije podlage ta količina predstavlja obnašanje podpornih vzmeti temeljne plošče v obeh horizontalnih smereh. Strižna togost na enoto površine k_{30} je na podlagi rezultatov testiranj določena pri 30 odstotni strižni napetosti potrebni za zdrs temelja in pripadajočem pomiku pri tej napetosti, za debelino izolacije 30 cm. Z redukcijo te togosti z dejansko debelino vgrajene izolacije dobimo računsko strižno togost na enoto površine k_h (JUBHome, 2016):

$$k_h = k_{30} \cdot d_0 / d_T \quad (3.9)$$

kjer sta:

$d_0 = 0.3$ m ... testna debelina toplotne izolacije in

d_T ... dejanska debelina toplotne izolacije.

4. NAVODILA ZA POTRESNOODPORNO PROJEKTIRANJE STEN JUBHOME WALL

4.1 Opis sten

Stenski sklop sestoji iz EPS toplotnoizolacijskih plošč, ki sta na razdalji 15 cm povezani s plastičnimi vezicami. V prazen prostor med njima namestimo potrebno horizontalno in vertikalno armaturo ter vgradimo beton. Sistem vlivanja betona je takšen, da ga vlivamo v dveh delih. Sprva zabetoniramo le polovico stene, počakamo da se beton strdi in šele nato naslednjo polovico. Tega postopka se poslužimo, ker bi bili v primeru vlivanja betona po celotni višini stene bočni pritiski za toplotno izolacijo previsoki in bi lahko prišlo do pretrganja plastičnih vezic, ki služijo kot distančniki. Toplotna izolacija je sestavljena iz modulov, ki se kot »lego kocke« sestavljajo v celoto. Višina enega bloka je 37.5 cm. Debelina notranjega sloja izolacije znaša 7.5 cm, medtem ko je lahko zunanji sloj toplotne izolacije različnih debelin. Horizontalne palice so na razmaku 37.5 cm, medtem ko se vertikalne palice montirajo po potrebi, na razdalji mnogokratnika 7.5 cm. Običajna razdalja vertikalnih palic je 37.5 cm (Dolšek in sodelavci, 2016).

Kot je bilo že povedano, v standardu ni navodil za potresnoodporno projektiranje konstrukcijskega sistema JUBHome WALL. Kljub temu, je ta sistem zelo podoben šibko armiranim stenam, ki pa jih standard (SIST EN 1992-1-1:2005) zajema. Na fakulteti za gradbeništvo in geodezijo so razvili navodila za projektiranje takšnih sten, ki vsebujejo bistvene konstrukcijske zahteve, kontrole nosilnosti ter druga določila, ki se nanašajo na projektiranje takšnih sten (Dolšek in sodelavci, 2016). Najprej predstavimo konstrukcijske zahteve, nato projektno obremenitev ter na koncu podamo kontrole nosilnosti.

4.2 Konstrukcijske zahteve

4.2.1 Dimenzije sten

Debelina stojine b_{w0} (m) mora zadostiti naslednjemu izrazu:

$$b_{w0} \geq \max(0.15m, h_s / 20) \quad (4.1)$$

kjer je h_s svetla etažna višina izražena v metrih (SIST EN 1998-1 : 2005). V sistemu JUBHome WALL je predvidena minimalna debelina stene 15 cm (Dolšek in sodelavci, 2016).

4.2.2 Minimalna armatura

Prerez vzdolžne armature v steni mora biti med $A_{sv,min}$ in $A_{sv,max}$. Pri šibko armiranih stenah je treba dokazati, da je prerez vzdolžne armature večji od $A_{sv,min} = 0.003 \cdot A_c$, kjer je A_c površina prečnega prereza stene (SIST EN 1992-1-1:2005, **9.6.2(1)**).

Prerez strižne armature v steni mora zadostiti pogoju: $A_{sh,min} = 0.002 A_c$, kjer je A_c površina prečnega prereza stene. Pomembno je tudi, da razdalja med dvema sosednjima palicama vzdolžne armature ni večja od 40 cm (SIST EN 1992-1-1:2005, **9.6.3(2)**).

Na robnih elementih morajo biti vsaj 4 armaturne navpične palice, katerih premer ne sme biti manjši od 12mm (Dolšek in sodelavci, 2016).

Najmanjši premer stremenske armature v robnem elementu znaša 6 mm, največja dovoljena razdalja med stremeni je 10 cm (Dolšek in sodelavci, 2016).

4.2.3 Preklopi armature

Projektno dolžino prekrivanja armature l_0 določimo na podlagi spodnje enačbe (SIST EN 1992-1-1 : 2005):

$$l_0 = \alpha_1 \alpha_2 \alpha_3 \alpha_4 \alpha_5 \alpha_6 l_{b,rqd} \geq l_{0,min} \quad (4.2)$$

$$l_{0,min} = \max(0.3 \alpha_6 l_{b,rqd}; 15\phi; 200mm) \quad (4.3)$$

kjer s koeficienti $\alpha_1, \alpha_2, \alpha_3, \alpha_4, \alpha_5, \alpha_6$, po vrsti zajamemo vpliv oblike krivljenja palice, vpliv najmanjšega krovnege sloja betona, vpliv objetja s prečno armaturo, učinek tlačnih napetosti prečno na ravnino cepitve vzdolž projektne sidrne dolžine ter delež s prekrivanjem stikovanih palic glede na celoten prerez armature. Osnovno potrebno sidrno dolžino $l_{b,rqd}$ v armaturnih palicah s premerom ϕ določimo z izrazom:

$$l_{b,rqd} = \frac{\phi \sigma_{sd}}{4 f_{bd}} \quad (4.4)$$

kjer je σ_{sd} projektna napetost armature na mestu sidranja, f_{bd} pa je privzeta projektna prijemna napetost, ki je izražena kot:

$$f_{bd} = 2.25 \eta_1 \eta_2 f_{ctd} \quad (4.5)$$

kjer je η_1 koeficient, ki je odvisen od kakovosti pogojev sidranja in od lege palic, η_2 pa koeficient, ki upošteva premer palice ϕ .

Svetla medsebojna razdalja med palicama, stikovanima s prekrivanjem, ne sme biti večja od 4ϕ ali 50 mm, če pa je svetla medsebojna razdalja večja od 4ϕ ali 50 mm, je treba dolžino prekrivanja povečati za velikost svetle medsebojne razdalje stikovanja palic (SIST EN 1992-1-1 : 2005).

4.2.4 Uporabljeni materiali

Najmanjši dopustni trdnostni razred betona je C25/30, jeklo pa ne sme biti slabše kvalitete od B500 (Dolšek in sodelavci, 2016).

4.3 Projektna obremenitev

4.3.1 Strig

V šibko armiranih stenah želimo pred izčrpanjem mejnega stanja v strigu, zagotoviti nastop upogibne plastifikacije. Zato prečno silo V_{Ed}' iz analize povečamo. Upoštevamo zadostitev zahteve, v kolikor v vsaki etaži posebej določimo projektno prečno silo V_{Ed} , določene iz prečne sile iz analize V_{Ed}' , s pomočjo sledečega izraza (SIST EN 1998-1 : 2005):

$$V_{Ed} = V_{Ed} \cdot \frac{q+1}{2} \quad (4.6)$$

4.3.2 Upogib

Standard (SIST EN 1998-1 : 2005) predpostavlja, da se kritično mesto stene nahaja ob vpetju. Nosilnost načrtujemo tako, da z zadostno verjetnostjo preprečimo plastifikacijo stene v območjih nad kritičnim mestom. Upoštevati je potrebno nezanesljivosti razporeditve momenta vzdolž višine stene. To zahtevo lahko izpolnimo s konstrukcijo ovojnice upogibnih momentov. Pri konstrukciji ovojnice upoštevamo dva vpliva. Zaradi strižnih razpok ob vpetju je potrebno momentno črto premakniti in zaradi neelastičnega obnašanja je razpored upogibnih momentov linearen.

V našem primeru smo upogibne obremenitve sten preverjali le na kritičnih mestih. Kot kritična mesta smo predvideli mesta vpetja stene, kot predpostavlja tudi standard ter spodnje dele sten, ki mejijo na okenske odprtine.

4.4 Kontrola strižne nosilnosti

Najprej preverimo strižno nosilnost elementa, ki jo zagotavlja le beton, brez strižne armature. V standardu (SIST EN 1992-1-1 : 2005) najdemo naslednjo enačbo:

$$V_{Rd,c} = (C_{Rd,c} k (100 \rho_l f_{ck})^{1/3} + k_1 \sigma_{cp}) b_w d \geq (v_{min} + k_1 \sigma_{cp}) b_w d \quad (4.7)$$

kjer so:

f_{ck} , karakteristična tlačna trdnost, d , statična višina prereza in k , koeficient, ki se določi kot:

$$k = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} \leq 2.0 \quad (4.8)$$

Pri tem je ρ_l stopnja armiranja z vzdolžno armaturo, ki se določi po naslednji enačbi:

$$\rho_l = \frac{A_{sl}}{b_w d} \leq 0.02 \quad (4.9)$$

kjer je A_{sl} ploščina prereza natezne armature in b_w širina prečnega prereza v območju natezne cone. Tlačna napetost v betonu σ_{cp} zaradi tlačne osne sile ali prednapetja se določi po sledečem izrazu:

$$\sigma_{cp} = \frac{N_{Ed}}{A_c} < 0.2 f_{cd} \quad (4.10)$$

kjer je N_{Ed} osna sila v prerezu in A_c ploščina prečnega prereza betona.

Na območjih stene, kjer je pogoj $V_{Ed} \leq V_{Rd,c}$ izpolnjen, zadostuje, da namestimo le predpisano minimalno armaturo. Kjer pa pogoj $V_{Ed} \leq V_{Rd,c}$ ni izpolnjen, izračunamo potrebno strižno armaturo v skladu z (SIST EN 1992-1-1 : 2005):

$$V_{Rd,s} = \frac{A_{sw}}{s} \cdot z f_{ywd} \cdot \cot \theta \leq V_{Rd,max} = \alpha_{cw} \cdot b_w \cdot z \cdot v_1 \cdot f_{cd} / (\cot \theta + \tan \theta) \quad (4.11)$$

kjer so:

$V_{Rd,s}$... projektna strižna odpornost elementa z navpično strižno armaturo,

A_{sw} ... površina prečnega prereza strižne armature,

s ... razdalja med stremenji,

f_{ywd} ... projektna meja elastičnosti strižne armature,

α_{cw} ... koeficient, ki upošteva stanje napetosti v tlačnem pasu,

θ ... kot med betonsko tlačno razporo in osjo nosilca, ki je pravokotna na prečno silo,

v_1 ... redukcijski faktor tlačne trdnosti strižno razpokanega prereza, ki za betone s $f_{ck} \leq 60$ MPa znaša 0.6.

4.5 Kontrola upogibne nosilnosti stene

Mejno stanje pri upogibu z osno silo je treba preveriti z dvema predpostavkama. Prva je predpostavka vodoravne razpokanosti druga pa, da po upogibu prerezi ki so bili ravni, ostanejo ravni (SIST EN 1998-1 : 2005). Vrednost osne sile uporabimo iz analize za potresno projektno stanje in vzamemo projektne vrednosti materialnih karakteristik betona in armature. Pri računu upogibne nosilnosti prerezov sten je treba upoštevati tako vzdolžno armaturo v stojini kot armaturo v robnih elementih. Interakcijski diagram nam pokaže ali smo na varni strani in ali upogibna nosilnost stene zadošča.

4.6 Normirana osna sila

Izpolniti je potrebno določilo, da normirana osna sila v_d v primarnih potresnih stenah ne sme imeti večje vrednosti od 0.4. (SIST EN 1998-1 : 2005).

4.7 Strig med sloji betona, ki so betonirani v različnih časih – delovni stik

V skladu s standardom (SIST EN 1992-1-1 : 2005) preverimo mejno stanje zaradi strižnega zdrsa vzdolž horizontalnih stikov betona. Pri tem se mora tako določena sidrna dolžina povezujočih armaturnih palic, ki potekajo preko stika, povečati za faktor 1.5 (SIST EN 1998-1: 2005). Ravno tako je potrebno pri stenah JUBHome WALL za faktor 1.5 povečati preklapno dolžino v palicah, ki niso polno izkoriščene (Dolšek in sodelavci, 2016). Strižna napetost med sloji betona, ki so vgrajeni v različnih časih, mora zadostiti naslednjemu pogoju:

$$v_{EDi} \leq v_{Rdi} \quad (4.12)$$

kjer je projektna vrednost strižne napetosti v stični ploskvi v_{EDi} podana z izrazom:

$$v_{EDi} = \frac{\beta V_{Ed}}{z b_i} \quad (4.13)$$

Pri tem so:

β ... razmerje med vertikalno silo v novi betonski ploskvi in celotno vertikalno silo v obravnavanem prerezu,

V_{Ed} ... prečna sila,

z ... ročica notranjih sil sestavljenega prereza,

b_i ... širina stične ploskve.

Projektna strižna odpornost stika je podana z naslednjim izrazom:

$$V_{Rdi} = c f_{ctd} + \mu \sigma_n + \rho f_{vd} (\mu \sin \alpha + \cos \alpha) \leq 0.5 v f_{cd} \quad (4.14)$$

kjer so:

c in μ ... faktorja, odvisna od hrapavosti stične ploskve,

f_{ctd} ... projektna natezna trdnost betona,

$$\rho = \frac{A_s}{A_i},$$

A_s ... površina prečnega prereza armature, ki prečka stično ploskev, vključno z ustrezno sidrano strižno armaturo,

A_i ... površina stika,

α ... kot med armaturo in stično ploskvijo,

v ... redukcijski faktor trdnosti,

σ_n ... pa je sila na enoto ploskve, ki jo v stični ploskvi povzroča najmanjša zunanja normalna sila, pravokotna na stično ploskev, ki deluje sočasno s strižno silo.

Kadar ni na voljo natančnejših podatkov, se lahko za gladke površine, oblikovane z vlečenjem ali iztiskanjem z ekstrudorjem, ali površine brez nadaljnje obdelave po vibriranju, privzame $c = 0.35$ in $\mu = 0.6$. Vrednost parametra c je potrebno pri dinamični obtežbi preploviti (SIST EN 1992-1-1 : 2005).

4.8 Kontrola mejnega stanja uporabnosti

Preveriti je treba etažne pomike. Kontrolo je potrebno izvesti za obe etaži, v smereh X in Y. Da dobimo dejanske pomike, moramo pomike dobljene iz analize množiti z faktorjem obnašanja. Zadostiti je potrebno naslednjo enačbo:

$$d_r \cdot v \leq \alpha \cdot h \quad (4.15)$$

kjer so:

d_r ... etažni zamik (m)

v ... redukcijski faktor potresne obtežbe = 0.5

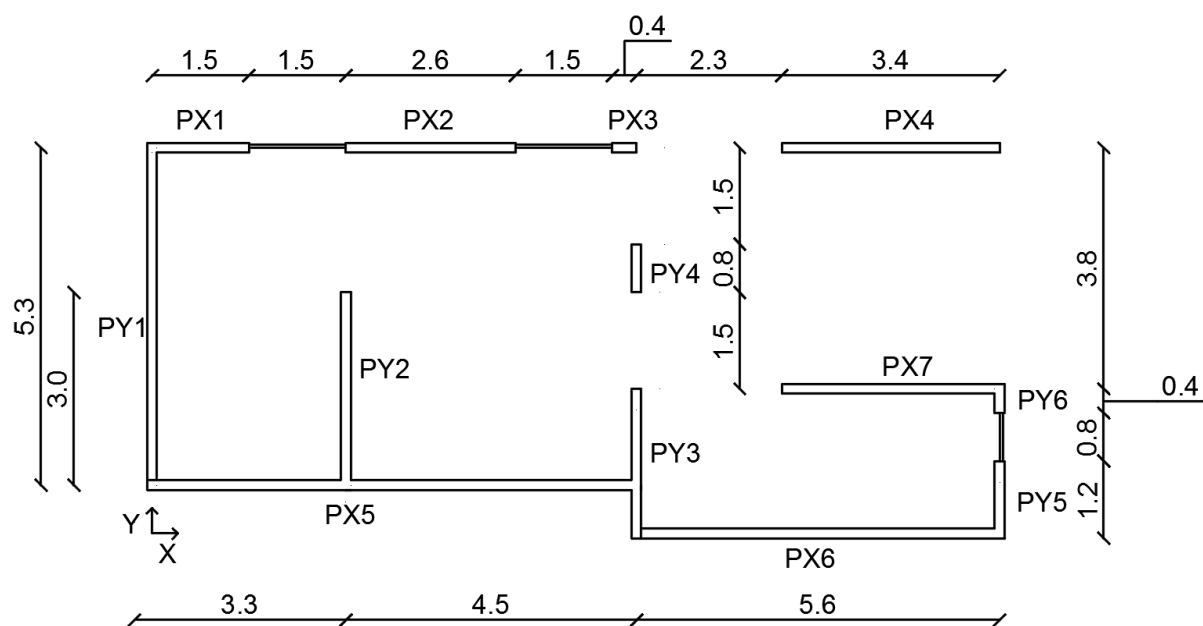
α ... faktor, odvisen od karakteristik konstrukcije, v našem primeru je enak 0.005

h ... etažna višina (m)

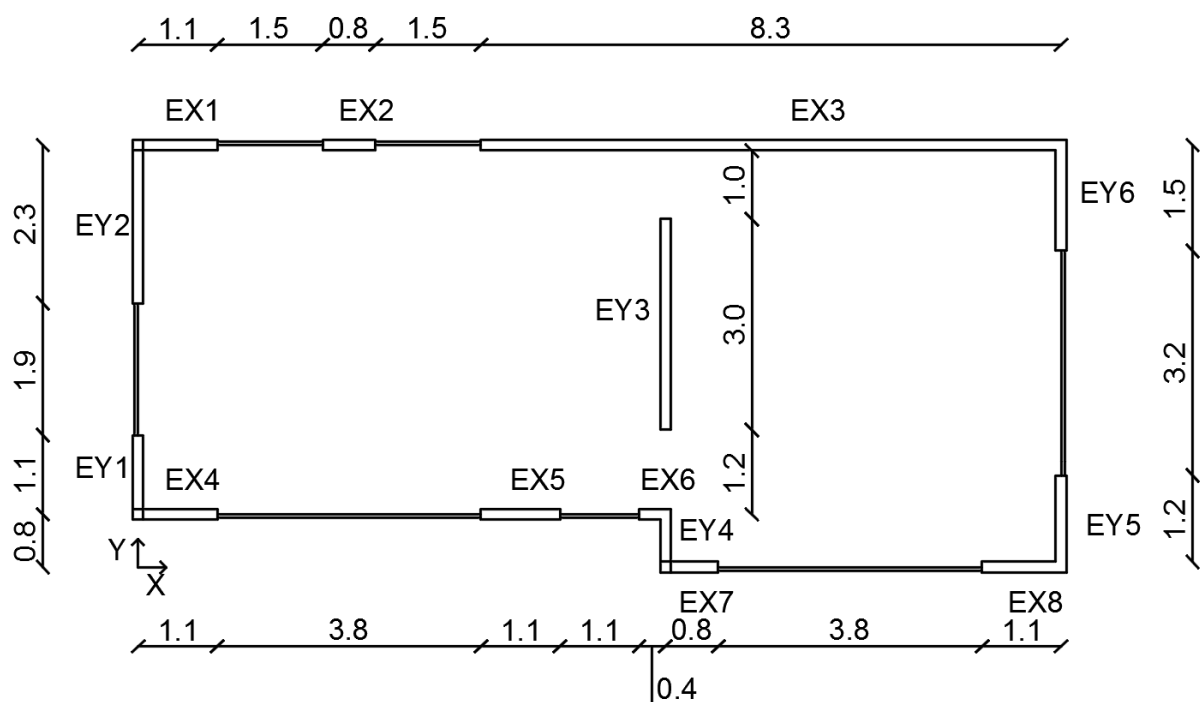
5. ANALIZA IZBRANE KONSTRUKCIJE

5.1 Opis konstrukcije

Gre za stenasto dvoetažno armiranobetonsko konstrukcijo. Nosilno konstrukcijo predstavljajo stene sistema JUBHome WALL. Etažna višina je 3 m. Tloris ene etaže znaša 73 m². Debelina temeljne plošče je 25 cm, pod temeljno ploščo je položena toplotna izolacija EPS 400 v dveh slojih. Debelina izolacije je 20 cm. Debelina sten JUBHome WALL je 15 cm. Izolacija na notranji strani stene je debeline 7.5 cm. Predvideno je leseno ostrešje. Na slikah 3, 4 in 5 sta prikazana tlorisa pritličja in prvega nadstropja ter 3D model izbranega objekta v SAP 2000.

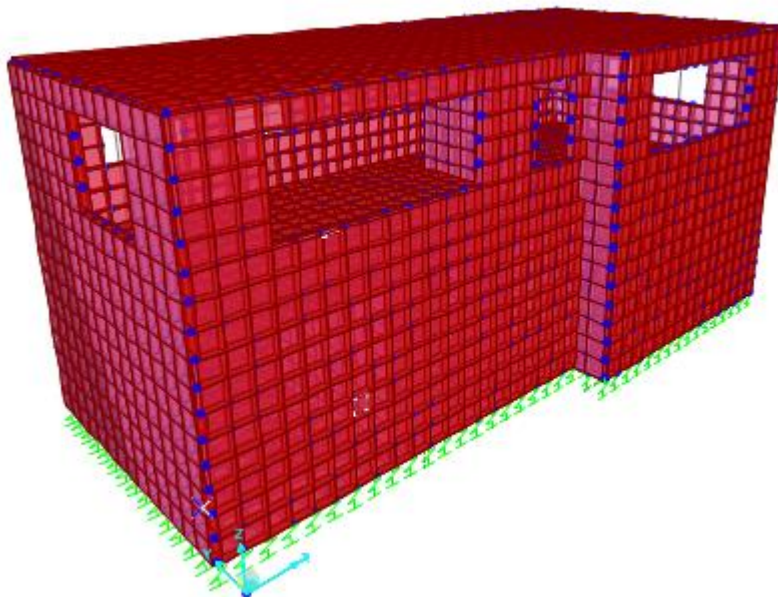


Slika 3: Tloris pritličja



Slika 4: Tloris nadstropja

Stene so poimenovane z dvema črkama in številko. Prva črka označuje lokacijo stene (P - pritličje, E – nadstropje), druga označuje smer stene (X oz Y). Številka prikazuje zaporedno število stene.



Slika 5: 3D pogled objekta

5.2 Materiali

5.2.1 Beton C30/37

Najmanjši dopustni trdnostni razred betona je C25/30, v tej nalogi bomo izbrali beton boljše kvalitete, to je C30/37. Vrednosti materialnih karakteristik so podane v tabeli 1:

Tabela 1: Materialne karakteristike betona C30/37

f_{ck} (kN/cm ²)	γ_c	f_{cd} (kN/cm ²)	E (kN/m ²)	G (kN/m ²)	γ (kN/m ³)
3.0	1.5	2.0	33000000	13200000	25

5.2.2 Jeklo B500

Izbrali smo jeklo kvalitete B500. V tabeli 2 so prikazane materialne karakteristike izbranega jekla:

Tabela 2: Materialne karakteristike jekla B500

f_{yk} (kN/cm ²)	γ_s	f_{sd} (kN/cm ²)	E_s (kN/cm ²)	γ (kN/m ³)
50	1.15	43.5	20000	78

5.2.3 EPS 400

Za toplotno izolacijo pod temeljnim sklopom smo si izbrali EPS 400. V tabeli 3 so predstavljene materialne karakteristike EPS 400, ki smo jih pridobili iz literature (JUBHome, 2016):

Tabela 3: Materialne lastnosti JUBHome BASE EPS 400 (JUBHome, 2016)

σ_{10} (kN/m ²)	σ_{cc} (kN/m ²)	τ (kN/m ²)	G (kN/m ²)	τ_{spoj} (kN/m ²)	k_{30} (kN/m ³)	k_l	E (kN/m ²)
400	120	300	8600	90	19000	0.61	20000

5.3 Obtežba

Preverili smo vpliv stalne obtežbe, spremenljive obtežbe ter potresne obtežbe na objekt. V tem poglavju bomo tudi prikazali, kako smo določali mase konstrukcijskih sklopov, težišče etaž ter masne vztrajnostne momente.

5.3.1 Lastna in koristna obtežba

Stalno vertikalno težo smo določil za vsak konstrukcijski sklop posebej. V tabelah 4 do 7 so podani materiali, predvidene debeline (d), specifične teže uporabljenih materialov (γ) in vrednosti stalne ploskovne obtežbe za posamezne konstrukcijske sklope.

Tabela 4: Ploskovna obtežba konstrukcijskega sklopa (KS) temeljne plošče

Material	d (m)	γ (kN/m ³)	g (kN/m ²)
Talna obloga	0.02	7.5	0.15
Estrih	0.06	24	1.44
TI	0.2	0.25	0.05
Temeljna plošča	0.25	25	6.25
Bitumen	0.01	10	0.1
		Vsota:	8

Tabela 5: Ploskovna obtežba KS etažne plošče

Material	d (m)	γ (kN/m ³)	g (kN/m ²)
Talna obloga	0.02	7.5	0.14
Cementni estrih	0.06	24	1.44
TI in ZI	0.08	0.25	0.02
AB plošča	0.12	25	3
Omet	0.02	18	0.36
		Vsota:	5

Tabela 6: Ploskovna obtežba KS strehe

Material	d (m)	γ (kN/m ³)	g (kN/m ²)
Strešniki	0.02	16	0.32
Les (povprečno) *	0.05	7.5	0.38
TI	0.2	0.25	0.05
Bitumen	0.01	10	0.1
Omet	0.02	18	0.36
		Vsota:	1.2
		Naklon 25° :	1.3

*Povprečno debelino lesa smo dobili tako, da smo predpostavili, da bo en lesen špirovec na razdalji enega metra. Upoštevali smo še sekundarno leseno konstrukcijo in približno določili povprečno debelino. Ocenjujemo, da na rezultate bistveno ne bo vplivalo, saj je teža lesa v primerjavi z ostalimi materiali skoraj da zanemarljiva.

Tabela 7: Ploskovna obtežba KS stene

Material	d (m)	γ (kN/m ³)	g (kN/m ²)
omet	0.02	18	0.36
AB stena	0.15	25	3.75
TI	0.2	0.25	0.05
Vsota :			4.16

Za koristno obtežbo smo na podlagi priporočil iz standarda (SIST EN 1991: 2004) privzeli vrednost $q = 2$ kN/m².

5.3.2 Določitev mase

Z določitvijo ploskovne obtežbe za posamezne konstrukcijske sklope smo si pripravili osnovo za izračun mas elementov. Ploskovno obtežbo smo množili z površino posameznih elementov ter deljili z gravitacijskim pospeškom $g=9.81$ m/s² in dobili mase elementov. Mase posameznih konstrukcijskih sklopov so prikazane v sledeči tabeli. Zaradi preglednosti, niso prikazane mase vsake stene posebjaj, ampak kot vsota za celotno nadstropje.

Tabela 8: Mase konstrukcijskih sklopov

Konstrukcijski sklop	Masa (t)
Temeljna plošča	58.5
Stene v pritličju	48
Plošča v prvi etaži	36.5
Stene v drugem nadstropju	38.5
Plošča v drugi etaži	36.5
Streha	10
Skupaj	228

5.3.3 Določitev težišča

Težišče posamezne etaže smo izračunali tako, da smo upoštevali ploščo in spodnjo polovico sten v spodnji etaži ter zgornjo polovico sten v zgornji etaži. Maso vsake stene ter plošče posebjaj smo množili z oddaljenostjo težišča stene oz plošče do izbranega koordinatnega izhodišča v X in Y smeri. Na koncu smo vsoto produktov delili z celotno maso in dobili težišča za posamezne etaže v X in Y smeri. Pri drugi etaži upoštevamo še streho. Dobili smo sledeče rezultate, ki se nam zdijo glede na razporeditev sten na tlorisu smiselni.

Težišče temeljne plošče v X smeri: 6.60 m
 Težišče temeljne plošče v Y smeri: 3.04 m
 Težišče prve etaže v X smeri: 6.62 m
 Težišče prve etaže v Y smeri: 3.02 m
 Težišče druge etaže v X smeri: 6.85 m
 Težišče druge etaže v Y smeri: 3.36 m

5.3.4 Določitev masnih vztrajnostnih momentov

Masne vztrajnostne momente smo določili le za plošče, saj je lastna teža sten v modelu zajeta s specifično težo betona C30/37. Definirali smo jih okoli osi Z, v težišču plošče. Masne vztrajnostne momente smo izračunali po enačbi:

$$m_{\varphi i} = m_i \cdot \left(\frac{L_x^2 + L_y^2}{12} \right) \quad (5.1)$$

kjer so

$m_{\varphi i}$... masni vztrajnostni moment i -te plošče

m_i ... masa i -te plošče

L_x ... dolžina krajše stranice

L_y ... dolžina daljše stranice

Pri določitvi vztrajnostnih momentov smo v našem primeru predpostavili pravokotno obliko hiše. Dolžina krajše stranice (L_y) torej znaša 5.5 m, dolžina daljše (L_x) pa 13.2 m. S to predpostavko minimalno vplivamo na rezultate. Masni vztrajnostni momenti za posamezne plošče so torej:

$$m_{\varphi 1} = 58.5 \text{ t} \cdot \left(\frac{(13.2 \text{ m})^2 + (5.5 \text{ m})^2}{12} \right) = 997 \text{ tm}^2 \quad (5.2)$$

$$m_{\varphi 2} = 36.5 \text{ t} \cdot \left(\frac{(13.2 \text{ m})^2 + (5.5 \text{ m})^2}{12} \right) = 622 \text{ tm}^2 \quad (5.3)$$

$$m_{\varphi 3} = 46.5 \text{ t} \cdot \left(\frac{(13.2 \text{ m})^2 + (5.5 \text{ m})^2}{12} \right) = 792 \text{ tm}^2 \quad (5.4)$$

kjer so:

$m_{\varphi 1}$... masni vztrajnostni moment temeljne plošče

$m_{\varphi 2}$... masni vztrajnostni moment vmesne etaže

$m_{\varphi 3}$... masni vztrajnostni moment vrhnje etaže

5.3.5 Potresna obtežba

Na podlagi karte potresne nevarnosti iz poglavja 2.4, smo za Ljubljano, kjer smo predvideli naš objekt, odčitali projektni pospešek tal, ki znaša 0.25 g. Izbrali smo si tip tal B. Parameter tal S, za ta tip tal je 1.2 (SIST EN 1998-1 : 2005). Upoštevamo vrednost faktorja obnašanja, $q = 2$ (Dolšek in sodelavci, 2016). Projektni spekter izračunamo s pomočjo navedenih enačb (2.2 do 2.5) v poglavju 2.3.

5.4 Modeliranje konstrukcije

Konstrukcijo smo modelirali v programu SAP2000. Upoštevali smo metodo s horizontalnimi silami. Definirali smo dva tipa materiala. Oba imata karakteristike betona C30/37. Razlika je v tem, da pri materialu, ki smo ga uporabili v ploščah, ni zajeta lastna specifična teža materiala. Izračunane mase plošč smo definirali kot točkovne mase v X in Y smeri, ter masne vztrajnostne momente okrog osi Z. Vse elemente (plošče in stene) smo definirali kot ploskovne modularne elemente, tipa SHELL, dimenzij 37.5 cm · 37.5 cm. Upoštevali smo vpliv razpokanih prereзов. Vozlišča v vsaki etaži smo povezali z togo diafragmo.

5.4.1 Določitev vertikalne in strižne togosti EPS

Stik med konstrukcijo in tlemi smo modelirali tako, kot da je konstrukcija na vzmeteh, kot je opisano v poglavju 3.6. Temeljno ploščo smo razdelili na module velikosti 37.5 cm · 37.5 cm in vstavili vzmet. Določili smo vertikalne in strižne togosti vzmeti, ki pripadejo na modularno površino:

Vertikalna togost vzmeti:

$$\begin{aligned}
 k_{Tl} &= \frac{20000 \text{ kN/m}^2}{0.2 \text{ m}} = 100000 \text{ kN/m}^3 \\
 k_z &= 50000 \text{ kN/m}^3 \text{ (Fajfar, 1984)} \\
 k_v &= \frac{1}{1/50000 + 1/100000} = 33333 \text{ kN/m}^3 \\
 K_z &= k_v \cdot A = 33333 \text{ kN/m}^3 \cdot (0.375 \text{ m})^2 \\
 K_z &= 4688 \text{ kN/m}
 \end{aligned}
 \tag{5.5}$$

kjer sta:

K_z ... vertikalna togost EPS v smeri Z

A ... površina modula

Strižna togost vzmeti:

$$\begin{aligned}
 k_h &= 19000 \text{ kN/m}^3 \cdot \frac{0.3 \text{ m}}{0.2 \text{ m}} = 28500 \text{ kN/m}^3 \\
 K_{x,y} &= k_h \cdot A = 28500 \text{ kN/m}^3 \cdot (0.375 \text{ m})^2 \\
 K_{x,y} &= 4000 \text{ kN/m}
 \end{aligned}
 \tag{5.6}$$

kjer je:

$K_{x,y}$... strižna togost EPS v smeri X in Y

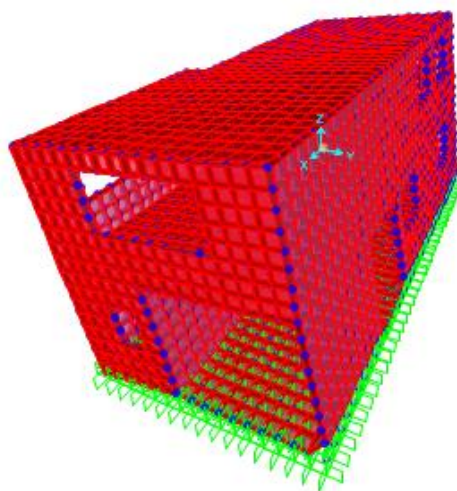
5.5 Obtežne kombinacije

Upošteval sem tri obtežne kombinacije, ki so navedene v poglavju 2.6. Da smo dobili projektne obremenitve v stenah smo upoštevali priporočila ki so navedena v poglavju 4.3, torej povečanje strižne sile ter pomik in upoštevanje linearne razporeditve momentne linije

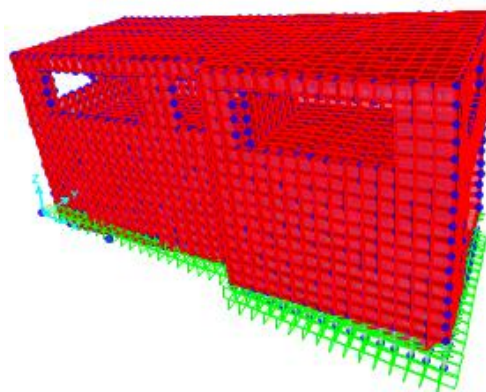
5.6 Rezultati analize

5.6.1 Nihajni časi in oblike

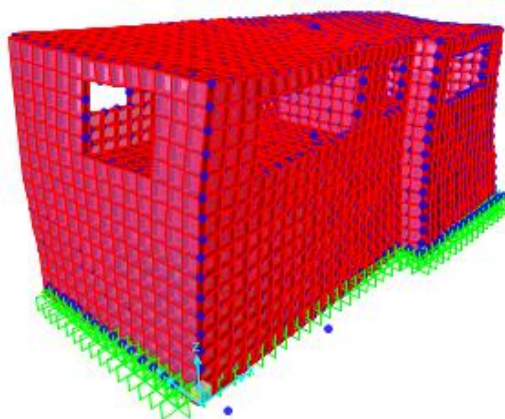
S pomočjo programa SAP2000 smo dobili nihajne čase in nihajne oblike objekta. Na spodnjih slikah so prikazane globalne prve nihajne oblike v smereh X, Y in torzijska, s pripadajočimi nihajnimi časi.



Slika 6: Prva nihajna oblika v smeri Y, $T_{1y}=0.26$ s (translacijska)



Slika 7: Prva nihajna oblika v smeri X, $T_{1x}=0.15$ s (translacijska)



Slika 8: Prva nihajna oblika; $T_{1t}=0.085$ (torzijska)

Glede na dimenzije konstrukcije se nam zdijo nihajni časi primerni. Ker je krajša stranica bistveno krajša od daljše, dobimo ustrezno daljši nihajni čas v smeri Y, kar je bilo pričakovano.

5.6.2 Obremenitev sten in potresna sila

Obremenitev ki pripada posameznim stenam smo dobili s pomočjo programa SAP2000. Po zagnani analizi smo z ukazom *Section cut* prerezali željeno steno. V odprti tabeli smo lahko razbrali pripadajoče osne in prečne sile ter momente. Pri različnih obtežnih kombinacijah smo vsako steno prerezali ter izvozili željene podatke v Microsoft Excel, kjer smo naredili pregledno tabelo z rezultati. Na spodnjih treh tabelah so prikazane dimenzije posameznih sten v pritličju, pripadajoča obremenitev ter obtežne kombinacije. Na koncu smo za obtežni primer izbrali najbolj neugodne kombinacije. Strižno silo smo, kot nam narekujejo navodila, pomnožili z faktorjem 1.5 in dobili projektno obremenitev.

Tabela 9: Dimenzije sten in obremenitev zaradi G, Q

Stena	Debelina (m)	Dolžina (m)	Višina (m)	G			Q		
				Q (kN)	M (kNm)	N (kN)	Q (kN)	M (kNm)	N (kN)
px1	0,15	1,50	3	2	4	42	0	1	4
px2	0,15	2,63	3	14	1	108	2	0	11
px3	0,15	0,38	3	3	1	34	0	0	4
px4	0,15	3,38	3	4	8	114	0	2	11
px5	0,15	7,50	3	62	11	114	6	2	11
px6	0,15	5,63	3	70	6	89	7	1	9
px7	0,15	3,38	3	4	1	71	1	1	7
py1	0,15	5,25	3	33	25	97	3	2	10
py2	0,15	3,00	3	10	8	54	2	1	6
py3	0,15	2,25	3	39	7	45	4	1	4
py4	0,15	0,75	3	1	3	26	0	0	3
py5	0,15	1,13	3	15	7	46	2	2	4
py6	0,15	0,38	3	2	2	13	0	0	1

Tabela 10: Obremenitev sten zaradi potresa v X in Y smeri in lastne teže

Stena	Potres X			Potres Y			Lastna		
	Q (kN)	M (kNm)	N (kN)	Q (kN)	M (kNm)	N (kN)	Q (kN)	M (kNm)	N (kN)
px1	77	31	0	44	27	81	4	7	37
px2	160	75	64	46	30	163	4	1	73
px3	8	4	25	15	13	102	2	0	22
px4	65	38	117	74	25	244	5	12	91
px5	284	144	105	27	43	285	18	13	127
px6	250	58	62	125	13	229	30	5	93
px7	27	40	68	7	20	3	16	1	62
py1	93	12	146	342	222	0	2	7	93
py2	25	5	47	5	51	27	14	4	56
py3	50	1	6	190	16	75	15	16	40
py4	4	0	7	23	0	31	1	0	23
py5	10	9	40	196	33	21	3	6	32
py6	0	2	43	42	14	123	1	0	18

Tabela 11: Obtežne kombinacije in projektna obremenitev sten

Stena	1,35G+1,5Q			G+Q+px+0.3py			G+Q+0.3px+py			Projektna obremenitev		
	Q (kN)	M (kNm)	N (kN)	Q (kN)	M (kNm)	N (kN)	Q (kN)	M (kNm)	N (kN)	Ved (kN)	Med (kNm)	Ned (kN)
px1	9	16	113	97	51	107	74	48	164	145	51	107
px2	27	3	260	194	86	304	114	55	374	291	86	304
px3	7	1	81	17	9	115	22	15	169	33	15	169
px4	12	30	294	96	67	407	102	58	496	144	67	407
px5	117	35	342	378	183	443	197	112	569	566	183	443
px6	146	16	259	395	74	321	307	42	438	592	74	321
px7	28	5	191	50	49	209	36	35	164	75	49	209
py1	52	46	272	234	112	346	408	259	244	612	259	244
py2	35	18	157	52	34	171	38	66	157	58	66	157
py3	78	32	121	164	29	117	262	40	166	393	40	166
py4	3	4	70	13	3	67	26	3	84	39	3	84
py5	26	21	112	89	34	128	219	51	115	328	51	115
py6	4	3	45	16	8	113	45	16	168	67	16	168

Za potrebne kontrole, moramo izračunati tudi celotno potresno silo. Pomagamo si z izrazom iz poglavja 2.5. Celotna masa konstrukcije znaša 228 t. Ker sta oba nihajna časa znotraj območja T_b in T_c , bo spekter maksimalen v obeh primerih, kar pomeni da bo tudi potresna sila v obeh smereh enaka.

$$T_B \leq T \leq T_C : S_d(T) = 0.25 \cdot 9.81 \text{ m/s}^2 \cdot 1.2 \cdot \frac{2.5}{2} = 3.68 \text{ m/s}^2 \quad (5.7)$$

$$F_B = m \cdot S_d(T) \cdot \lambda = 228t \cdot 3.68 \text{ m/s}^2 \cdot 1.0 = 839 \text{ kN}$$

5.6.3 Kontrola etažnih pomikov

Gre za kontrolo mejnega stanja uporabnosti. Kontrolo je potrebno izvesti za obe etaži, v smereh X in Y. Pomike etaž smo dobili s pomočjo programa SAP2000, v primeru potresa v X in Y smeri. V naslednjih dveh tabelah so prikazane vrednosti pomikov:

Tabela 12: Etažni pomiki iz analize

Pomiki (m)	Zgoraj	Spodaj
V smeri x:	0.0033	0.0019
V smeri y:	0.012	0.0065

Tabela 13: Dejanski etažni pomiki

Pomiki (m)	Zgoraj	Spodaj
V smeri x:	0.0066	0.0038
V smeri y:	0.024	0.013

X smer: $d_{r1}=0.0038 \text{ m}$, $d_{r2}=0.0066-0.0038=0.0028 \text{ m}$

$$d_r \cdot v \leq \alpha \cdot h$$

$$d_{r1} : 0.0038 \text{ m} \cdot 0.5 \leq 0.005 \cdot 3 \text{ m}$$

$$0.0019 \text{ m} \leq 0.015 \text{ m}$$

$$d_{r2} : 0.0028 \text{ m} \cdot 0.5 \leq 0.005 \cdot 3 \text{ m}$$

$$0.0014 \text{ m} \leq 0.015 \text{ m} \quad (5.8)$$

Y smer: $d_{r1}=0.013$ m, $d_{r2}=0.024-0.013=0.011$ m

$$d_r \cdot v \leq \alpha \cdot h$$

$$d_{r1}: 0.013 \text{ m} \cdot 0.5 \leq 0.005 \cdot 3 \text{ m}$$

$$0.0065 \text{ m} \leq 0.015 \text{ m}$$

$$d_{r2}: 0.011 \text{ m} \cdot 0.5 \leq 0.005 \cdot 3 \text{ m}$$

$$0.0055 \text{ m} \leq 0.015 \text{ m}$$
(5.9)

5.6.4 Kontrola prevrnitve

Standard SIST EN 1998-1 (2005) kot eno izmed osnovnih preverjanj zahteva kontrolo stabilnosti na prevrnitev pri potresnem stanju, kar izvedemo s primerjavo prevrnitvenega momenta zaradi potresne sile, določene po metodi z vodoravnimi silami, ter momenta zaradi teže objekta W , določenih glede na izbrano vrtilišče. Kontrola prevrnitve objekta po principu statičnega ravnovesja je za dinamične potresne sile precej konzervativna, zato lahko predpostavimo rezultanto horizontalnih potresnih sil na polovici višine objekta H . Pri tem je H merjen od temeljne plošče do zgornje etažne plošče. Kontrolo izvedemo za obe smeri potresa, pri čemer upoštevamo dolžino stranice objekta L in faktor obnašanja q v ustrezno izbrani smeri (JUBHome, 2016).

Upoštevamo enačbo 3.1:

Za smer X:

$$839 \text{ kN} \cdot 2 \cdot 6 \text{ m} / 2 \leq 2250 \text{ kN} \cdot 13.1 \text{ m} / 2$$

$$5000 \text{ kNm} \leq 14800 \text{ kNm}$$
(5.11)

Smer Y:

$$839 \text{ kN} \cdot 2 \cdot 6 / 2 \text{ m} \leq 2250 \text{ kN} \cdot 6 \text{ m} / 2$$

$$5000 \text{ kNm} \leq 6750 \text{ kNm}$$
(5.12)

Kontroli je zadoščeno za obe izbrani glavni smeri.

5.6.5 Kontrola zdrsa

Ker sta oba nihajna časa znotraj območja T_b in T_c , bo spekter maksimalen v obeh primerih, različen bo le k . Mejni zdrs določimo po predlaganih enačbah 3.3 in 3.4 (Dolšek in sodelavci, 2005):

Smer Y:

$$d_i = (S_e(T, S, a_{gR}, \gamma_1) - 0,2) \cdot k \dots [cm], S_e [g], T [s]$$

$$d_i = (0.25 \cdot 1.2 \cdot 2.5 - 0,2) \cdot 12.3$$

$$d_i = 6.8 \text{ cm}$$
(5.13)

$$\begin{aligned}k &= (9T)^{2.8} + 1.5 \\k &= (9 \cdot 0.26)^{2.8} + 1.5 \\k &= 12.3\end{aligned}\tag{5.14}$$

Smer X:

$$\begin{aligned}d_i &= (S_e(T, S, a_{gR}, \gamma_1) - 0,2) \cdot k \dots [cm], S_e [g], T [s] \\d_i &= (0.25 \cdot 1.2 \cdot 2.5 - 0,2) \cdot 3.8 \\d_i &= 2.1 \text{ cm}\end{aligned}\tag{5.15}$$

$$\begin{aligned}k &= (9T)^{2.8} + 1.5 \\k &= (9 \cdot 0.15)^{2.8} + 1.5 \\k &= 3.8\end{aligned}\tag{5.16}$$

Merodajna je vrednost mejnega zdrsa je v smeri Y, saj je večja.

5.6.6 Kontrola tlačnih napetosti EPS

Ob upoštevanju kombinacije obtežnih primerov smo iz rezultatov analize v SAP2000 razbrali najbolj obremenjeno vzmet v smeri osi Z. Največja osna sila v vzmeti se pojavi pod steno PX4, kar se nam zdi, glede na obliko tlorisa, smiselno. Silo (kN) smo delili s površino, katera pripada tej vzmeti in dobili $\sigma_{EPS,d}$. V primeru potresa je treba zadostiti enačbi 3.5 (JUBHome, 2016):

$$\begin{aligned}\sigma_{EPS,d} &< 0.4 \cdot \sigma_{10} / \gamma_m \\131 \text{ kPa} &< 0.4 \cdot 400 \text{ kPa} / 1.1 \\131 \text{ kPa} &< 145.5 \text{ kPa}\end{aligned}\tag{5.17}$$

5.6.7 Kontrola strižnih napetosti EPS

Prav tako moramo omejiti tudi strižne napetosti v tlačnem delu temeljne plošče zaradi horizontalne sile τ_d . S pomočjo programa SAP2000 smo v vzmeteh poiskali maksimalno strižno silo. Izkazalo se je, da so strižne sile v vzmeteh zelo enakomerno razporejene. Vrednosti sile nihajo od 1.5 kN do 1.3 kN na pripadajočo površino 0.14 m². Največji prispevek k strižnim silam prinaša potres v smeri Y. Zadostiti moramo enačbo 3.6 (JUBHome, 2016).

$$\begin{aligned}\tau_{EPS,d} &< \tau_{spoj} / \gamma_m \\11 \text{ kPa} &< 90 \text{ kPa} / 1.1 \\11 \text{ kPa} &< 82 \text{ kPa}\end{aligned}\tag{5.18}$$

6. PRIMER DIMENZIONIRANJA STENE JUBHOME WALL

V tem poglavju prikažemo dimenzioniranje kritične stene JUBHome WALL z upoštevanjem določil v navodilih za projektiranje (Dolšek in sodelavci, 2016). V programu Microsoft Excel smo za vse stene preverili potrebne kontrole in zahtevano armaturo. Izkazalo se je, da v vseh stenah zadostuje predpisana minimalna armatura, le v stenah py3 in py5 moramo povečati strižno armaturo. Stena py5 se izkaže za kritično. Iz tlorisa hiše razberemo, da se stena nahaja na robu hiše. Gre za sorazmerno kratko steno, ki mora prevzeti veliko obremenitev. Dolžina kritične stene py5 dvoetažne stavbe je 1.125 m, višina etaž je 3.0 m, debelina stene pa je 0.15 m. Izbrali smo marko betona C30/37 in armaturo B500 razreda B. Obremenitve obravnavane stene sledijo iz analize tipske hiše JUBHome, ki je bila modelirana v programu SAP 2000. V obremenitvah sta že upoštevani kombinacija obtežbe po smereh in po obtežnih primerih:

$$M_{Ed'} = 51 \text{ kNm}$$

$$V_{Ed'} = 219 \text{ kN}$$

$$N_{Ed} = 115 \text{ kN.}$$

Na podlagi zgornjih obremenitev, je bila določena projektna obremenitev stene ob vpetju, kjer je potrebno upoštevati povečanje strižnih sil s faktorjem 1.5:

$$M_{Ed} = 51 \text{ kNm}$$

$$V_{Ed} = 328 \text{ kN}$$

$$N_{Ed} = 115 \text{ kN.}$$

6.1 Konstrukcijske zahteve

6.1.1 Dimenzije sten

Izbrana debelina stene $b_{w0} = 0.15 \text{ m}$ je enaka minimalni dovoljeni debelini stene:

$$b_{w0} \geq \max(0.15 \text{ m}, h_s / 20) \quad (6.1)$$

$$b_{w0} = 0.15 \text{ m} \geq \max(0.15 \text{ m}, 3.0 / 20) = 0.15 \text{ m}$$

kjer je h_s etažna višina v metrih.

6.1.2 Omejitev normirane osne sile

Kot je določeno v standardu (SIST EN 1998-1 : 2005), moramo normirano osno silo omejiti, ne sme biti namreč večja od 0.4.

$$v_d = \frac{115 \text{ kN}}{1.125 \text{ m} \cdot 0.15 \text{ m} \cdot \frac{30000 \text{ kN}}{1.5 \text{ m}^2}} = 0.034 \leq 0.4 \quad (6.3)$$

Izpolniti je potrebno določilo, da normirana osna sila v_d v primarnih potresnih stenah ne sme imeti večje vrednosti od 0.4. (SIST EN 1998-1 : 2005), kar v prikazanem primeru drži.

6.1.3 Minimalna zahtevana armatura

Vzdolžna armatura

Navpično armaturo v stojini je potrebno postaviti tako, da razdalja med palicami ni večja od 40 cm, obenem pa mora biti izpolnjen pogoj, da je delež površine armature v primerjavi s površino celotnega prereza večji od 0.3 %. Prerez palic v navpični armaturi, v šibko armiranih stenah, ne sme biti manjši od 10 mm (Dolšek in sodelavci, 2016).

$$A_{sv0} = \frac{A_{sv,robni} + A_{sv0}}{A_w} \geq A_{sv,min} \quad (6.4)$$

$$\frac{2 \cdot 4 \cdot 1.13\text{cm}^2 + A_{sv0}}{112.5\text{cm} \cdot 15\text{cm}} \geq 0.003 \quad (6.5)$$

$$A_{sv0} \geq -4.0\text{cm}^2 \text{ (potrebna za izpolnitev pogoja)} \quad (6.6)$$

Negativen rezultat pomeni, da bi že samo z robno armaturo zagotovili zgornjemu pogoju, zato izberemo minimalno vzdolžno armaturo, 2·2 palice $\phi 10/37.5$ cm ($A_{sv0,dej}$ 3.1 cm²).

Strižna armatura

Zaradi tehnologije gradnje, je predvidena horizontalna armatura na razmaku 37.5 cm. Potrebno je zagotoviti, da je delež strižne armature v steni večji od 0.2 % površine celotnega prereza stene, kar pomeni, da moramo uporabiti vsaj palice $\phi 10$.

Vzdolžna armatura v robnih elementih

V navodilih je predpisana minimalna zahtevana vzdolžna armatura v robnih elementih štiri palice $\phi 12$. Poleg tega mora biti tudi delež armature v robnih elementih, večji od predpisanega (Dolšek in sodelavci, 2016):

$$\rho_{v,robni} = \frac{4 \cdot 1.13\text{cm}^2}{12.5\text{cm} \cdot 15\text{cm}} = 0.024 \geq \rho_{v,robni,min} = 0.005 \quad (6.7)$$

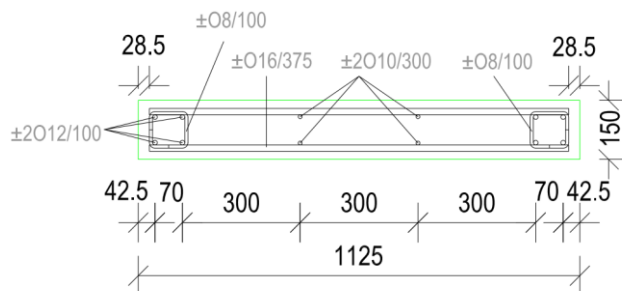
V prvi iteraciji preverimo upogibno nosilnost stene z minimalno predpisano armaturo, ki je opisana v zgornjih odstavkih.

6.2 Upogibna nosilnost

Za določitev upogibne nosilnosti sten upoštevamo določila, ki so navedena v poglavju 4.5.

Glede na minimalne zahteve preverimo upogibno armaturo (slika 9):

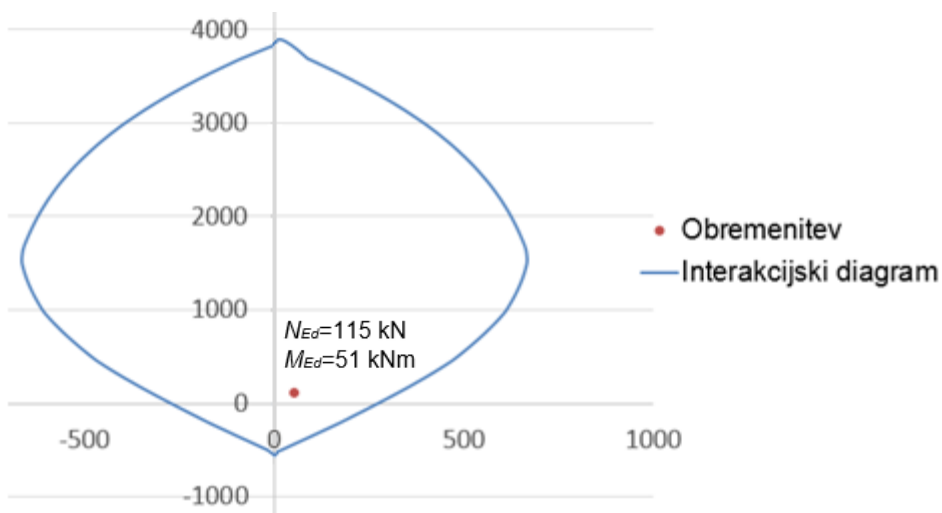
- 2 · 2 palice $\phi 10$ po dolžini stene
- 2 · 4 palice $\phi 12$ v vsakem robnem elementu



Slika 9: Armatura v prečnem prerezu obravnavane stene z dolžino 112.5 cm

Z interakcijskim diagramom (slika 10) preverimo upogibno nosilnost stene, ki se izkaže za ustrezno:

$$M_{Rd} = 325 \text{ kNm} > M_{Ed} = 51 \text{ kNm} \quad (6.8)$$



Slika 100: Interakcijski diagram obravnavane stene z označeno obremenitvijo

6.3 Strižna nosilnost

Projektno vrednost strižne odpornosti $V_{Rd,c}$ stene, v kateri je beton sposoben sam prevzeti strižne sile in zadošča minimalna armatura, izračunamo s pomočjo enačb iz poglavja 4.4 (SIST EN 1992-1-1 : 2005)

$$\begin{aligned}
 V_{Rd,c} &= (C_{Rd,c} k (100 \rho_l f_{ck})^{1/3} + k_1 \sigma_{cp}) b_w d \geq (v_{\min} + k_1 \sigma_{cp}) b_w d \\
 V_{Rd,c} &= (0.12 \cdot 1.44 \cdot (100 \cdot 0.003 \cdot 30)^{1/3} + 0.15 \cdot 0.68) \cdot 150 \cdot 1010 = 70.1 \text{ kN} \\
 V_{Rd,c,\min} &= (v_{\min} + k_1 \sigma_{cp}) b_w d = (0.33 + 0.15 \cdot 0.68) \cdot 150 \cdot 1010 = 66.1 \text{ kN} \\
 d &= 0.9 \cdot l_w = 0.9 \cdot 1.125 \text{ m} = 1.01 \text{ m} \\
 v_{\min} &= 0.035 k^{3/2} f_{ck}^{1/2} = 0.035 \cdot 1.44^{3/2} \cdot 30^{1/2} = 0.33 \text{ MPa} \\
 k &= 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} = 1 + \sqrt{\frac{200}{1012.5}} = 1.44 \leq 2.0 \\
 \sigma_{cp} &= \frac{N_{Ed}}{A_c} = \frac{115 \text{ kN}}{0.15 \text{ m} \cdot 1.125 \text{ m}} = 0.68 \text{ MPa} \leq 0.2 f_{cd} = 0.2 \cdot \frac{30 \text{ MPa}}{1.5} = 4 \text{ MPa} \quad (6.9) \\
 \rho_l &= \frac{A_{sl}}{b_w d} = \frac{4 \cdot 1.13 \text{ cm}^2}{15 \text{ cm} \cdot 101 \text{ cm}} = 0.003 \leq 0.02 \\
 C_{Rd,c} &= \frac{0.18}{Y_c} = 0.12 \\
 k_1 &= 0.15 \\
 V_{Rd,c} &= 70 \text{ kN} \leq V_{Ed} = 328 \text{ kN} \quad \text{X}
 \end{aligned}$$

Iz računa sledi, da beton prečne sile ne more prenesti sam. Uporabimo enačbo 4.11 in določimo potrebno strižno armaturo:

$$\begin{aligned}
 \frac{A_{sw}}{s} &\geq \frac{V_{Ed}}{z f_{ywd} \cdot \cot \theta} = \frac{328 \text{ kNm}}{0.9 \cdot 43.5 \cdot 1} = 8.38 \text{ cm}^2/\text{m} \\
 \theta &= 45^\circ \\
 z &= 0.8 \cdot l_w = 0.8 \cdot 1.125 = 0.9 \text{ m} \\
 f_{ywd} &= \frac{f_{ywk}}{Y_s} = \frac{50 \text{ kN}}{1.15 \text{ cm}^2} = 43.5 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}
 \end{aligned} \quad (6.10)$$

Preverim, ali zadostuje minimalna strižna armatura, to sta dve palici $\phi 10/37.5 \text{ cm}$.

$$\frac{A_{sw,\min}}{s} = \frac{2 \cdot 0.79 \text{ cm}^2}{0.375 \text{ m}} = 4.2 \text{ cm}^2/\text{m} \leq \frac{A_{sw,\text{potrebno}}}{s} = 8.38 \text{ cm}^2/\text{m} \quad (6.11)$$

Ker minimalna horizontalna armatura ne zadošča, povečam premer palic. Izberem dve palici $\phi 16/37.5 \text{ cm}$ in izvedem kontrolo:

$$\frac{A_{sw,\text{dej}}}{s} = \frac{2 \cdot 2.01 \text{ cm}^2}{0.375 \text{ m}} = 10.7 \text{ cm}^2/\text{m} \geq \frac{A_{sw,\text{potrebno}}}{s} = 8.38 \text{ cm}^2/\text{m} \quad (6.12)$$

6.4 Kontrola zdrsa na delovnem stiku

Preveriti je potrebno možnost zdrsa med sloji betona, ki so betonirani v različnih časih. Najprej določimo predvideno obremenitev v delovnem stiku, izraženo s strižno napetostjo V_{Edi} :

$$\begin{aligned}
 v_{Edi} &= \frac{\beta V_{Ed}}{z b_i} = \frac{1 \cdot 328 \text{ kN}}{0.9 \text{ m} \cdot 0.15 \text{ m}} = 2.43 \text{ MPa} \\
 \beta &= 1 \\
 V_{Ed} &= 328 \text{ kN} \\
 z &= 0.8 \cdot l_w = 0.8 \cdot 1.125 = 0.9 \text{ m} \\
 b_i &= 0.15 \text{ m}
 \end{aligned} \tag{6.13}$$

Sledi določitev nosilnosti stika, izražena z maksimalno dovoljeno strižno napetostjo v_{Rdi} :

$$\begin{aligned}
 v_{Rdi} &= c f_{ctd} + \mu \sigma_n + \rho f_{vd} (\mu \sin \alpha + \cos \alpha) \leq 0.5 v f_{cm} = 0.5 \cdot 0.53 \cdot 30 = 7.92 \text{ MPa} \\
 v_{Rdi} &= 0.175 \cdot 1.33 + 0.6 \cdot 0.68 + 0.0072 \cdot 435 \cdot (0.6 \cdot \sin 90 + \cos 90) = 2.52 \text{ MPa} \\
 c &= \frac{0.35}{2} = 0.175 \\
 \mu &= 0.6 \text{ (gladka površina, brez nadaljnje obravnave po vibriranju)} \\
 f_{ctd} &= 2.0 \text{ MPa} / 1.5 = 1.33 \text{ MPa} \\
 \sigma_n &= \frac{N_{Ed}}{A_w} = \frac{115}{0.15 \cdot 1.125} = 682 \text{ kPa} = 0.68 \text{ MPa} \\
 f_{vd} &= 500 \text{ MPa} / 1.15 = 435 \text{ MPa} \\
 \rho &= \frac{A_s}{A_c} = \frac{8 \cdot 1.13 + 4 \cdot 0.79}{15 \cdot 112.5} = 0.0072 \\
 v &= 0.6 \left(1 - \frac{f_{ck}}{250} \right) = 0.6 \left(1 - \frac{30}{250} \right) = 0.53
 \end{aligned} \tag{6.14}$$

Iz enačb 6.13 in 6.14 razberemo, da $V_{Edi} = 2.43 \text{ MPa} < v_{Rdi} = 2.52 \text{ MPa}$, torej je pogoju zadoščeno.

6.5 Določitev preklopa in sidranja vzdolžne armature

Osnovno sidrno dolžino $l_{b,rqd}$ * polno izkoriščenih armaturnih palic določimo z izrazom:

$$l_{b,rqd}^* = \frac{\Phi \sigma_{sd}}{4 f_{bd}} \tag{6.15}$$

σ_{sd} je ob vpetju kar enaka f_{yd} , f_{bd} pa je izražena kot:

$$\begin{aligned}
 f_{bd} &= 2.25 \eta_1 \eta_2 f_{ctd} = 2.25 \cdot 1.0 \cdot 1.0 \cdot 2 \text{ MPa} / 1.5 = 3 \text{ MPa} \\
 \eta_1 &= 1.0 \text{ dobri pogoji sidranja} \\
 \eta_2 &= 1.0 \text{ palice } \Phi \leq 32 \text{ mm} \\
 f_{ctk,0.05} &(\text{C30 / 37}) = 2.0 \text{ MPa}
 \end{aligned} \tag{6.16}$$

Osnovna sidrna dolžina $l_{b,rqd}$ * polno izkoriščenih palic $\phi 10$ in $\phi 12$ v izbranem betonu je:

$$\begin{aligned}
 l_{b, rqd}^*(\Phi 10 | C30 / 37) &= \frac{\Phi \sigma_{sd}}{4 f_{bd}} = \frac{1.0 \text{ cm} \cdot 435 \text{ MPa}}{4 \cdot 3 \text{ MPa}} = 36 \text{ cm} \\
 l_{b, rqd}^*(\Phi 12 | C30 / 37) &= \frac{\Phi \sigma_{sd}}{4 f_{bd}} = \frac{1.2 \text{ cm} \cdot 435 \text{ MPa}}{4 \cdot 3 \text{ MPa}} = 44 \text{ cm} \\
 \sigma_{sd} &= \frac{f_{yd}}{\gamma_s} = \frac{500 \text{ MPa}}{1.15} = 435 \text{ MPa}
 \end{aligned} \tag{6.17}$$

Projektna sidrna dolžina l_{bd} se določi po enačbi (4.2). Palice so izmenično obremenjene v nategu in tlaku, zato upoštevamo kar maksimalne vrednosti koeficientov $\alpha_{1,2,3,4,5}=1$. Na mestu vpetja, v temeljni plošči, kjer pričakujemo polno izkoriščenost vzdolžne armature, določimo projektno sidrno dolžino, ki jo zaradi poteka preko delovnega stika povečamo še s faktorjem 1.5 (Dolšek in sodelavci, 2016):

$$\begin{aligned}
 l_{bd}(\Phi 10 | C30 / 37) &= \alpha_1 \alpha_2 \alpha_3 \alpha_4 \alpha_5 l_{b, rqd} = 1.0 \cdot 1.0 \cdot 1.0 \cdot 1.0 \cdot 1.0 \cdot 36 \text{ cm} = 36 \text{ cm} \\
 l_{b, \min, tlak}(\Phi 10 | C30 / 37) &= \max(0.6 l_{b, rqd}; 10\Phi; 100 \text{ mm}) = 22 \text{ cm} \\
 l_{bd, vpetje} &= 1.5 \cdot 36 \text{ cm} = 54 \text{ cm} \geq l_{b, \min} \rightarrow \text{Izberem } l_{bd, vpetje}(\Phi 10 | C30 / 37) = 55 \text{ cm}
 \end{aligned} \tag{6.18}$$

$$\begin{aligned}
 l_{bd}(\Phi 12 | C30 / 37) &= \alpha_1 \alpha_2 \alpha_3 \alpha_4 \alpha_5 l_{b, rqd} = 1.0 \cdot 1.0 \cdot 1.0 \cdot 1.0 \cdot 1.0 \cdot 44 \text{ cm} = 44 \text{ cm} \\
 l_{b, \min, tlak}(\Phi 12 | C30 / 37) &= \max(0.6 l_{b, rqd}; 10\Phi; 100 \text{ mm}) = 26 \text{ cm} \\
 l_{bd, vpetje} &= 1.5 \cdot 44 \text{ cm} = 66 \text{ cm} \geq l_{b, \min} \rightarrow \text{Izberem } l_{bd, vpetje}(\Phi 12 | C30 / 37) = 70 \text{ cm}
 \end{aligned} \tag{6.19}$$

V izogib napakam na gradbišču izberem sidrno dolžino palic na mestu vpetja stene v temeljno ploščo 70 cm kar za vse armaturne palice ob vpetju stene v temeljno ploščo.

Določimo še potrebno preklonno dolžino armature na mestu vpetja stene. Prav tako moramo preklonno dolžino armature določiti tudi na mestu delovnih stikov. Prvi delovni stik se nahaja na sredini prve etaže, drugi na stiku med prvo in drugo etažo ter tretji na sredini druge etaže. Ker so palice obremenjene izmenično v nategu in tlaku, tudi tukaj upoštevamo maksimalne vrednosti koeficientov $\alpha_{1,2,3,5}=1$ in $\alpha_6=1.5$. V primeru stikovanja armaturnih palic in svetle višine med njimi upoštevamo zadnji odstavek v poglavju 4.2.3. V primeru preizkušancev JUBHome, je bila razdalja med stikovanimi palicami 7.5 cm, kar pomeni, da je svetla razdalja enaka $sr = 75 \text{ cm} - 2 \cdot \phi 10 / 2 = 65 \text{ cm}$, zaradi česar je potrebno dolžino preklopa dodatno povečati še za to razdaljo. V robnih elementih preklonno razdalje ni potrebno dodatno povečati. Ob vpetju, kjer pričakujemo polno izkoriščenost vzdolžne armature, določimo preklonno dolžino (Dolšek in sodelavci, 2016):

$$\begin{aligned}
 l_{b, rqd}(\Phi 10 | C30 / 37) &= l_{b, rqd}^* = 36 \text{ cm} \\
 l_{0, \min}(\Phi 10 | C30 / 37) &= \max(0.3 \cdot 1.5 \cdot 36 \text{ cm}; 15 \cdot 1.0 \text{ cm}; 20 \text{ cm}) = 20 \text{ cm} \\
 l_{0, vpetje}(\Phi 10 | C30 / 37) &= \alpha_1 \alpha_2 \alpha_3 \alpha_5 \alpha_6 l_{b, rqd} + sr = \\
 &= 1.0 \cdot 1.0 \cdot 1.0 \cdot 1.0 \cdot 1.5 \cdot 36 \text{ cm} + 6.5 \text{ cm} = 61 \text{ cm} \\
 l_{0, vpetje} &= 61 \text{ cm} \geq l_{0, \min} \rightarrow \text{Izberem } l_{0, vpetje}(\Phi 10 | C30 / 37) = 65 \text{ cm}
 \end{aligned} \tag{6.20}$$

Na podoben način določimo tudi preklonno dolžino robnih palic premera $\phi 12$:

$$\begin{aligned}
 l_{b, rqd}(\Phi 12 | C30 / 37) &= l_{b, rqd}^* = 44 \text{ cm} \\
 l_{0, \min}(\Phi 12 | C30 / 37) &= \max(0.3 \cdot 1.5 \cdot 44 \text{ cm}; 15 \cdot 1.2 \text{ cm}; 20 \text{ cm}) = 20 \text{ cm} \\
 l_{0, vpetje}(\Phi 12 | C30 / 37) &= \alpha_1 \alpha_2 \alpha_3 \alpha_5 \alpha_6 l_{b, rqd} = 1.0 \cdot 1.0 \cdot 1.0 \cdot 1.0 \cdot 1.5 \cdot 44 \text{ cm} = 66 \text{ cm} \\
 l_{0, vpetje} &= 66 \text{ cm} \geq l_{0, \min} \rightarrow \text{Izberem } l_{0, vpetje}(\Phi 12 | C30 / 37) = 70 \text{ cm}
 \end{aligned} \tag{6.21}$$

Zaradi majhne razlike v potrebni preklonni dolžini in v izogib napakam na gradbišču, se odločimo in izberemo enotno dolžino preklapljanja armature ob vznožju stene 70 cm.

Napetosti v steni z višino padajo. To ustrezno upoštevamo tudi v izračunih preklonne dolžine v delovnih stikih. Na delovnem stiku 1 upoštevamo 75% napetosti, na delovnem stiku 2, 50% vrednosti napetosti in na delovnem stiku 3 le še 25 % vrednosti napetosti ob vpetju stene. Upoštevamo tudi določilo iz poglavja 4.7, ki pravi, da na mestih, kjer napetosti v armaturi niso polno izkoriščene, preklonno dolžino povečamo za faktor 1.5. Zavedamo se tudi, da preklonna dolžina na delovnem stiku ne rabi biti večja od dolžine na mestu vpetja stene (Dolšek in sodelavci, 2016).

Izračun za delovni stik 1:

$$\begin{aligned}
 l_{b, rqd}(\Phi 10 | C30 / 37) &= l_{b, rqd}^* \cdot \frac{3}{4} = 36 \text{ cm} \cdot \frac{3}{4} = 27 \text{ cm} \\
 l_{0, \min}(\Phi 10 | C30 / 37) &= \max(0.3 \cdot 1.5 \cdot 27 \text{ cm}; 15 \cdot 1.0 \text{ cm}; 20 \text{ cm}) = 20 \text{ cm} \\
 l_{0, \text{delovni stik1}}(\Phi 10 | C30 / 37) &= 1.5 \cdot (\alpha_1 \alpha_2 \alpha_3 \alpha_5 \alpha_6 l_{b, rqd} + sr) = \\
 &= 1.5 \cdot (1.0 \cdot 1.0 \cdot 1.0 \cdot 1.0 \cdot 1.5 \cdot 27 \text{ cm} + 6.5 \text{ cm}) = 71 \text{ cm} \\
 l_{0, vpetje} &= 65 \text{ cm} \leq l_{0, \text{delovni stik1}} \rightarrow \text{Izberem } l_{0, \text{delovni stik1}}(\Phi 10 | C30 / 37) = 65 \text{ cm}
 \end{aligned} \tag{6.22}$$

Podobno še za robne palice:

$$\begin{aligned}
 l_{b, rqd}(\Phi 12 | C30 / 37) &= l_{b, rqd}^* \cdot \frac{3}{4} = 44 \text{ cm} \cdot \frac{3}{4} = 33 \text{ cm} \\
 l_{0, \min}(\Phi 12 | C30 / 37) &= \max(0.3 \cdot 1.5 \cdot 33 \text{ cm}; 15 \cdot 1.0 \text{ cm}; 20 \text{ cm}) = 20 \text{ cm} \\
 l_{0, \text{delovni stik1}}(\Phi 12 | C30 / 37) &= 1.5 \cdot (\alpha_1 \alpha_2 \alpha_3 \alpha_5 \alpha_6 l_{b, rqd}) = \\
 &= 1.5 \cdot (1.0 \cdot 1.0 \cdot 1.0 \cdot 1.0 \cdot 1.5 \cdot 33 \text{ cm}) = 73 \text{ cm} \\
 l_{0, vpetje} &= 70 \text{ cm} \geq l_{0, \text{delovni stik1}} \rightarrow \text{Izberem } l_{0, \text{delovni stik1}}(\Phi 12 | C30 / 37) = 70 \text{ cm}
 \end{aligned} \tag{6.23}$$

Izračun za delovni stik 2:

$$\begin{aligned}
 l_{b, rqd}(\Phi 10 | C30 / 37) &= l_{b, rqd}^* \cdot \frac{1}{2} = 36 \text{ cm} \cdot \frac{1}{2} = 18 \text{ cm} \\
 l_{0, \min}(\Phi 10 | C30 / 37) &= \max(0.3 \cdot 1.5 \cdot 18 \text{ cm}; 15 \cdot 1.0 \text{ cm}; 20 \text{ cm}) = 20 \text{ cm} \\
 l_{0, \text{delovni stik2}}(\Phi 10 | C30 / 37) &= 1.5 \cdot (\alpha_1 \alpha_2 \alpha_3 \alpha_5 \alpha_6 l_{b, rqd} + sr) = \\
 &= 1.5 \cdot (1.0 \cdot 1.0 \cdot 1.0 \cdot 1.0 \cdot 1.5 \cdot 18 \text{ cm} + 6.5 \text{ cm}) = 51 \text{ cm} \\
 l_{0, vpetje} &= 65 \text{ cm} \geq l_{0, \text{delovni stik2}} \rightarrow \text{Izberem } l_{0, \text{delovni stik2}}(\Phi 10 | C30 / 37) = 55 \text{ cm}
 \end{aligned} \tag{6.24}$$

Podobno še za robne palice:

$$\begin{aligned}
 l_{b, rqd}(\Phi 12 | C30 / 37) &= l_{b, rqd}^* \cdot \frac{1}{2} = 44 \text{ cm} \cdot \frac{1}{2} = 22 \text{ cm} \\
 l_{0, \min}(\Phi 12 | C30 / 37) &= \max(0.3 \cdot 1.5 \cdot 22 \text{ cm}; 15 \cdot 1.0 \text{ cm}; 20 \text{ cm}) = 20 \text{ cm} \\
 l_{0, \text{delovni stik 2}}(\Phi 12 | C30 / 37) &= 1.5 \cdot (\alpha_1 \alpha_2 \alpha_3 \alpha_5 \alpha_6 l_{b, rqd}) = \\
 &= 1.5 \cdot (1.0 \cdot 1.0 \cdot 1.0 \cdot 1.0 \cdot 1.5 \cdot 22 \text{ cm}) = 50 \text{ cm} \\
 l_{0, \text{vpetje}} &= 70 \text{ cm} \geq l_{0, \text{delovni stik 2}} \rightarrow \text{Izberem } l_{0, \text{delovni stik 2}}(\Phi 12 | C30 / 37) = 50 \text{ cm}
 \end{aligned} \tag{6.25}$$

Na enak način določimo dolžino preklopa armature na delovnem stiku 3:

$$\begin{aligned}
 l_{b, rqd}(\Phi 10 | C30 / 37) &= l_{b, rqd}^* \cdot \frac{1}{4} = 36 \text{ cm} \cdot \frac{1}{4} = 9 \text{ cm} \\
 l_{0, \min}(\Phi 10 | C30 / 37) &= \max(0.3 \cdot 1.5 \cdot 9 \text{ cm}; 15 \cdot 1.0 \text{ cm}; 20 \text{ cm}) = 20 \text{ cm} \\
 l_{0, \text{delovni stik 3}}(\Phi 10 | C30 / 37) &= 1.5 \cdot (\alpha_1 \alpha_2 \alpha_3 \alpha_5 \alpha_6 l_{b, rqd} + sr) = \\
 &= 1.5 \cdot (1.0 \cdot 1.0 \cdot 1.0 \cdot 1.0 \cdot 1.5 \cdot 9 \text{ cm} + 6.5 \text{ cm}) = 30 \text{ cm} \\
 l_{0, \text{vpetje}} &= 65 \text{ cm} \leq l_{0, \text{delovni stik 3}} \rightarrow \text{Izberem } l_{0, \text{delovni stik 3}}(\Phi 10 | C30 / 37) = 35 \text{ cm}
 \end{aligned} \tag{6.26}$$

Podobno še za robne palice:

$$\begin{aligned}
 l_{b, rqd}(\Phi 12 | C30 / 37) &= l_{b, rqd}^* \cdot \frac{1}{4} = 44 \text{ cm} \cdot \frac{1}{4} = 11 \text{ cm} \\
 l_{0, \min}(\Phi 12 | C30 / 37) &= \max(0.3 \cdot 1.5 \cdot 11 \text{ cm}; 15 \cdot 1.0 \text{ cm}; 20 \text{ cm}) = 20 \text{ cm} \\
 l_{0, \text{delovni stik 1}}(\Phi 12 | C30 / 37) &= 1.5 \cdot (\alpha_1 \alpha_2 \alpha_3 \alpha_5 \alpha_6 l_{b, rqd}) = \\
 &= 1.5 \cdot (1.0 \cdot 1.0 \cdot 1.0 \cdot 1.0 \cdot 1.5 \cdot 11 \text{ cm}) = 25 \text{ cm} \\
 l_{0, \text{vpetje}} &= 70 \text{ cm} \leq l_{0, \text{delovni stik 1}} \rightarrow \text{Izberem } l_{0, \text{delovni stik 1}}(\Phi 12 | C30 / 37) = 25 \text{ cm}
 \end{aligned} \tag{6.27}$$

Preklopna dolžina ob vpetju in na mestu delovnega stika 1 torej znaša 70 cm za vse armaturne palice. Na mestu delovnega stika 2 znaša 55 cm ter na mestu delovnega stika 3 znaša 35 cm. Shematični načrt armature v steni je prikazan v priloženem armaturnem načrtu na prilogi A.

7. ZAKLJUČEK

V diplomski nalogi smo preverili potresno odpornost obravnavanega objekta. Objekt je lociran v Ljubljani, je podolgovate oblike z dimenzijami cca. 6m · 13 m. Objekt ima dve etaži, skupne višine 6 m. Zgrajen bo po sistemu JUBHome. Pri projektiranju smo upoštevali ustrezna določila iz standardov (SIST EN 1991-1-1 : 2004, SIST EN 1992-1-1 : 2005 in SIST EN 1998-1 : 2005) ter navodila za potresnoodporno projektiranje temeljnega sklopa (Dolšek in sodelavci, 2015) in sten (Dolšek in sodelavci 2016) sistema JUBHome, ki so jih izdelali na Fakulteti za gradbeništvo in geodezijo.

Pri temeljnem sklopu smo preverjali kontrolo prevrnitve, račun mejnega zdrs in kontrolo tlačnih in strižnih napetosti v EPSu. Vse kontrole so se izšle. Ob upoštevanju enačbe za mejni zdrs smo dobili vrednost mejnega zdrs 2.1 cm v smeri X in 6.8 cm v smeri Y. Kot določajo navodila (Dolšek in sodelavci, 2015) za merodajno dolžino vzamemo večjo vrednost. Pri gradnji je potrebno inštalacije, katerih pretrg bi potencialno ogrozil človeška življenja, izvesti na tak način, da se ne pretrgajo, dokler velikost zdrs ne preseže mejnega zdrs.

Pri stenah JUBHome WALL smo upoštevali osnovne konstrukcijske zahteve in projektne obremenitve iz standardov (SIST EN 1992-1-1 : 2005 in SIST EN 1998-1 : 2005) ter omenjena navodila Dolška in sodelavcev, 2016. Izvedli smo kontrolo strižne in upogibne nosilnosti, kontrolo mejnega stanja uporabnosti in izračunali potrebne preklopne in sidrne dolžine armature na mestih delovnih stikov. Ugotovili smo, da v večini sten beton sam ni sposoben prevzeti strižne obremenitve, zato smo celotno strižno silo prevzeli z strižno armaturo. V večini sten je zadostovala predpisana minimalna strižna armatura (2 palici ϕ 10/37.5 cm). Le v steni py5, ki se je izkazala za kritično, je bilo potrebno strižno armaturo povečati na (2 palici ϕ 16/37.5 cm), v steni py3 pa na (2 palici ϕ 12/37.5 cm). Pri kontroli upogibne nosilnosti sten smo ugotovili da se nahajamo na zelo varni strani interakcijskega diagrama.

VIRI

ARSO. 2016. Karta potresne nevarnosti Slovenije – projektni pospeški tal.

http://www.arso.gov.si/potresi/potresna%20nevarnost/projektni_pospesek_tal.jpg

(Pridobljeno 20.8.2016)

Dolšek M., Snoj J, Žižmond J. 2015, Eksperimentalne raziskave temeljnega sklopa konstrukcijskega sistema JUBHome BASE in priporočila za potresnoodporno projektiranje. Ljubljana, Fakulteta za gradbeništvo in geodezijo, Inštitut za konstrukcije, potresno inženirstvo in računalništvo (FGG IKPIR): 50 str.

Dolšek M., Snoj J, Žižmond J. 2016, Navodila za potresnoodporno projektiranje armiranobetonskih sten konstrukcijskega sistema JUBHome WALL. Ljubljana, Fakulteta za gradbeništvo in geodezijo, Inštitut za konstrukcije, potresno inženirstvo in računalništvo (FGG IKPIR): 43 str.

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

JUBHome. 2016. Navodila za projektiranje JUBHome BASE: <http://jubhome.eu/tehnicka-podpora/jubhome-base/navodila-za-projektiranje/> (Pridobljeno 1.9.2016)

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

SIST EN 1992-1-1, 2005. Evrokod 2: Projektiranje betonskih konstrukcij. Del 1-1: Splošna pravila in pravila za stavbe, maj 2005.

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

SEZNAM PRILOG

PRILOGA A:

Armaturni načrt stene