

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:

Fenjveši, P., 2016. Potresnoodporno projektiranje hiše JUBHome. Diplomaska naloga. Ljubljana, Univerza v Ljubljani, Fakulteta za gradbeništvo in geodezijo. (mentor Dolšek, M., somentor Snoj, J.): 61 str.

<http://drugg.fgg.uni-lj.si/5965/>

Datum arhiviranja: 13-10-2016

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:

Fenjveši, P., 2016. Potresnoodporno projektiranje hiše JUBHome. B.Sc. Thesis. Ljubljana, University of Ljubljana, Faculty of civil and geodetic engineering. (supervisor Dolšek, M., co-supervisor Snoj, J.): 61 pp.

<http://drugg.fgg.uni-lj.si/5965/>

Archiving Date: 13-10-2016

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 GRADBENIŠTVO
KONSTRUKCIJSKA SMER**

Kandidat:

PAVLE FENJVEŠI

**POTRESNOODPORNO PROJEKTIRANJE HIŠE
JUBHOME**

Diplomska naloga št.: 3526/KS

**EARTHQUAKE-RESITANT DESIGN OF HOUSE
JUBHOME**

Graduation thesis No.: 3526/KS

Mentor:

prof. dr. Matjaž Dolšek

Somentor:

asist. dr. Jure Snoj

Ljubljana, 23. 09. 2016

STRAN ZA POPRAVKE

Stran z napako

Vrstica z napako

Namesto

Naj bo

»Ta stran je namenoma prazna.«

IZJAVE

Spodaj podpisani/-a študent/-ka Pavle Fenjveši, vpisna številka 26108975, avtor/-ica pisnega zaključnega dela študija z naslovom: Potresnoodporno projektiranje hiše JUBHome

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/Na: Ljubljani

Datum: 30.8.2016

Podpis študenta/-ke:

»ta stran je namenoma prazna«

BIBLIOGRAFSKO – DOKUMENTACIJSKA STRAN IN IZVLEČEK

UDK:	624.042.07:721(497.4)(043.2)
Avtor:	Pavle Fenjveši
Mentor:	prof. dr. Matjaž Dolšek
Somentor:	asist. dr. Jure Snoj
Naslov:	Potresnoodporno projektiranje hiše JUBHome
Tip dokumenta:	diplomska naloga – univerzitetni študij
Obseg in oprema:	61 str., 22 preg., 22 sl., 90 en.
Ključne besede:	potresnoodporno projektiranje, JUBHome BASE, JUBHome WALL, Evrokod 8, minimalna armatura, temeljna plošča, SAP2000, velika, šibko armirana stena

Izvleček

V diplomski nalogi smo obravnavali dvoetažno armiranobetonsko stavbo, grajeno po sistemu JUBHome. Gre za energijsko učinkovit sistem, ki je sestavljen iz sklopov JUBHome BASE, JUBHome WALL, JUBHome FLOOR in JUBHome ROOF. V nalogi smo se omejili na projektiranje temeljnega in stenskega konstrukcijskega sklopa. Navodila za potresnoodporno projektiranje stavb JUBHome so bila razvita na Inštitutu za konstrukcije, potresno inženirstvo in računalništvo (FGG-IKPIR). Način projektiranja temelji na principu ciljne zanesljivosti objekta ter eksperimentalnih raziskavah, ki so bile izvedene na Fakulteti za gradbeništvo in geodezijo (FGG) in Zavodu za gradbeništvo Slovenije. V prvem delu diplomske naloge so opisana navodila za projektiranje temeljnega in stenskega sklopa stavbe JUBHome. Sledi opis objekta in modalna analiza s spektri odziva, ki smo jo izvedli s programom SAP2000. Podajnost toplotne izolacije pod temeljno ploščo smo modelirali na približen način. Preverili smo kontrole za prevrnitve objekta, prekoračitve tlačnih in strižnih napetosti v toplotni izolaciji pod temelji ter zdrsa objekta. Vse kontrole se izidejo. Pri stenah smo preverili upogibno in strižno nosilnost sten in delovnih stikov, končno pa smo še dimenzionirali kritično steno in izrisali armaturni načrt.

BIBLIOGRAPHIC – DOCUMENTALISTIC INFORMATION WITH ABSTRACT

UDC: 624.042.07:721(497.4)(043.2)
Author: Pavle Fenjveši
Supervisor: Prof. Matjaž Dolšek, Ph.D.
Cosupervisor: Asist. Jure Snoj, Ph.D.
Title: Earthquake-resistant design of house JUBHome
Document type: Graduation Thesis – University studies
Scope and tools: 61 p., 22 tab., 22 fig., 90 eq.
Keywords: Earthquake-resistant design, JUBHome BASE, JUBHome WALL, minimum requirements, foundation slab, SAP2000, large lightly reinforced wall

Abstract

In the thesis a two story reinforced concrete building built according to the system JUBHome is designed. JUBHome is an energy efficient system, which composed of the following sub-assemblages: JUBHome BASE, JUBHome WALL, JUBHome FLOOR and JUBHome ROOF. The study presented in the thesis was limited to design of foundation sub-assemblage and the wall. The guidelines for design of such systems were developed at the Institute of Structural Engineering, Earthquake Engineering and Construction IT (FGG-IKPIR). The design is based on the target risk and the experimental investigations which performed at the Faculty of Civil and Geodetic engineering (FGG). In the first part of the thesis the guidelines for earthquake-resistant design of JUBHome buildings is presented. Follows the description of the investigated building and response spectrum analysis, which was performed by program SAP2000. The flexibility of thermal insulation under the foundation slab was modeled in approximate manner. It was proved that the conditions against the overturning and the sliding of the building are satisfied and that the stresses in the thermal insulation do not exceed the capacity. The selected wall was then designed in order to achieve adequate shear and flexural strength. The reinforcement plan for the designed wall is presented at the end of the thesis.

ZAHVALA

Zahvalil bi se rad prof. dr. Matjažu Dolšku, asist. dr. Juretu Snoju in Miranu Tekavcu pri izdelavi diplomske naloge.

Posebna zahvala gre staršem, ki so me podpirali skozi vsa leta študija.

Navsezadnje bi se rad zahvalil vsem sošolcem s katerim sem preživel študijska leta. Posebna zahvala gre Blažu, Janiju, Eleni, Žanu, Petri in Nevi, ki so mi vedno priskočili na pomoč, ko je bila potrebna in so mi polepšali študijske dneve.

»Ta stran je namenoma prazna.«

KAZALO VSEBINE

IZJAVE	III
BIBLIOGRAFSKO – DOKUMENTACIJSKA STRAN IN IZVLEČEK.....	V
BIBLIOGRAPHIC – DOCUMENTALISTIC INFORMATION WITH ABSTRACT	VI
ZAHVALA	VII
1 UVOD	1
2 STANDARD EVROKOD 8	2
2.1 Splošna določila	2
2.2 Značilnosti tipa tal	2
2.2.1 Identifikacija tipa tal	2
2.3 Potresni vpliv	2
2.3.1 Potresna območja	2
2.3.2 Osnovni prikaz potresnega odziva	3
2.3.3 Kombinacija potresnega vpliva z ostalimi vplivi	5
3 PROJEKTIRANJE STAVB S ŠIBKO ARMIRANIMI STENAMI	7
3.1 Osnovna načela projektiranja in definicija velike, šibko armirane stene.....	7
3.1.1 Definicija šibko armiranih sten	7
3.2 Merila za pravilnost konstrukcije.....	8
3.2.1 Kriterij za tlorisno pravilnost	8
3.2.2 Kriterij za pravilnost po višini.....	8
3.2.3 Kategorije pomembnosti in faktorji pomembnosti	9
3.3 Modeliranje konstrukcije	9
3.3.1 Modeliranje	9
3.3.2 Vpliv slučajne torzije.....	9
3.3.3 Mase	10
3.4 Modalna analiza	10
3.4.1 Vodoravne komponente potresnega vpliva	12
3.5 Račun pomikov	12

3.5.1	Omejitev etažnih pomikov	13
3.6	Konstrukcijske zahteve	13
3.6.1	Dimenzije sten	13
3.6.2	Minimalna armatura	13
3.6.3	Sidranje in stikovanje armature	14
3.7	Projektne vrednosti upogibnih momentov in prečnih sil	15
3.7.1	Faktor obnašanja	15
3.7.2	Povečanje vrednosti projektnih strižnih sil za preprečitev strižne porušitve	16
3.8	Kontrole nosilnosti v kritičnem področju	16
3.8.1	Strižna nosilnost stene	16
3.8.2	Upogibna nosilnost stene	17
3.8.3	Strig med sloji betona, betoniranih v različnih časih – delovni stik	18
3.9	Zagotovitev lokalne duktilnosti šibko armiranih sten	19
4	HIŠA JUBHOME IN POSEBNOSTI PRI PROJEKTIRANJU	21
4.1	JUBHome BASE	21
4.1.1	Kontrola prevrnitve	22
4.1.2	Kontrola zdrsa	22
4.1.3	Kontrola tlačnih napetosti v EPSu	23
4.1.4	Kontrola strižnih napetosti v EPS	23
4.2	JUBHome WALL	23
4.2.1	Navodila za projektiranje	25
4.2.2	Faktor obnašanja za sistem JUBHome WALL	25
5	POTRESNA ANALIZA OBJEKTA	26
5.1	Opis objekta	26
5.2	Uporabljeni materiali	27
5.3	Lastna obtežba	28
5.3.1	Stene	28
5.3.2	Temeljna plošča	29
5.3.3	Plošča nad pritličjem in nadstropjem	29
5.3.4	Streha	30
5.4	Koristna obtežba	30
5.4.1	Sneg	30

5.5 Potresna obtežba	31
5.5.1 Osnovni podatki	31
5.5.2 Masa konstrukcije	31
5.5.3 Izračun masnega vztrajnostnega momenta	32
5.5.4 Pravilnost konstrukcije.....	34
5.5.5 Projektni spekter odziva	36
5.5.6 Vpliv slučajne torzije.....	37
5.6 Modeliranje konstrukcije	37
5.6.1 Prikaz konstrukcije	37
5.6.2 Obtežba na konstrukciji	38
5.7 Modeliranje toplotne izolacije	38
5.7.1 Določitev vertikalnega modula reakcije podlage	39
5.7.2 Določitev strižne togosti toplotne izolacije.....	40
5.7.3 Račun togosti vzmeti	41
5.8 Obtežne kombinacije	41
5.9 Rezultati analize	41
5.9.1 Nihajni časi in nihajne oblike.....	41
5.9.2 Kontrola celotne prečne sile.....	43
5.9.3 Kontrola pomikov	44
5.9.4 Kontrola prevrnitve	44
5.9.5 Kontrola zdrsa.....	45
5.9.6 Kontrola tlačnih napetosti v EPS	46
5.9.7 Kontrola strižnih sil v EPS.....	47
6 DIMENZIONIRANJE STENE	48
6.1 Konstrukcijske zahteve	49
6.1.1 Dimenzije stene	49
6.1.2 Omejitev normirane osne sile	49
6.1.3 Minimalna zahtevana armatura	50
6.1.4 Upogibna nosilnost.....	50
6.1.5 Strižna nosilnost.....	51
6.1.6 Kontrola zdrsa na delovnem stiku	52
6.1.7 Določitev dolžine preklopa in sidranje vzdolžne armature.....	53
7 ZAKLJUČEK	58

VIRI	59
-------------------	-----------

PRILOGE	61
----------------------	-----------

KAZALO PREGLEDNIC

Preglednica 1: Priporočene vrednosti ψ za stavbe (SIST EN 1990:2004, A.1.2.2).....	6
Preglednica 2: Najmanjši delež nosilnih sten v eni izmed glavnih smeri, ki zagotavlja zadovoljitev pogoja o ciljni verjetnosti porušitve. Referenčni maksimalni pospešek tal a_{gR} ustreza povratni dobi 475 let (Dolšek in sod., 2016).....	25
Preglednica 3: Materialne karakteristike betona C30/37.....	27
Preglednica 4: Materialne karakteristike jekla S500.	27
Preglednica 5: Materialne karakteristike EPS 400 (Tekavec in Šterk, 2016).....	27
Preglednica 6: Razdelitev sten in njihove karakteristike	28
Preglednica 7: Konstrukcijski sklop temeljne plošče.....	29
Preglednica 8: Konstrukcijski sklop plošče nad pritličjem in nadstropjem.	29
Preglednica 9: Konstrukcijski sklop strehe.	30
Preglednica 10: Mase, koordinate CM, masni vztrajnostni polmer plošč in masni vztrajnostni moment plošč.	32
Preglednica 11: Prikaz izračuna masnih vztrajnostnih momentov sten.	33
Preglednica 12: Masni vztrajnostni momenti.	34
Preglednica 13: Koordinate centra mas (CM), rotacije etaž R_z zaradi delovanja sil F_i in torzijskega momenta M , ekscentričnost $e_{0,i}$ in koordinate centra togosti (CR).	35
Preglednica 14: Togosti zaradi sil F_x , F_y in momentov M_i ter vztrajnostna polmera $r_{x,i}$ in $r_{y,i}$	36
Preglednica 15: Kontrola tlorisne pravilnosti. Vse količine so izražene v metrih.	36
Preglednica 16: Torzijski momenti zaradi vpliva slučajne torzije.	37
Preglednica 17: Modul reakcije tal v odvisnosti od dopustne napetosti tal (Fajfar, 1984).	40
Preglednica 18: Vrednosti togosti vzmeti glede na vplivno površino.	41
Preglednica 19: Nihajni časi in efektivne mase.	42
Preglednica 20: Kontrola etažnih pomikov.	44
Preglednica 21: Kontrola prevrnitve za X in Y smer, vse enote so v kNm.....	45
Preglednica 22: Notranje sile v steni Sx41.....	48

KAZALO SLIK

Slika 1: Karta potresne nevarnosti Slovenije - projektni pospešek tal (MOP, 2001).	3
Slika 2: Projektni in elastični spekter pospeškov.	5
Slika 3: Shema robnega zaključka sistema JUBHome BASE (Tekavec in Šterk, 2016).	21
Slika 4: a) TI stenski modul JUBHome in b) horizontalna in vertikalna armatura v konstrukcijskem sklopu JUBHome WALL (Dolšek in sod., 2016).	24
Slika 5: Tloris pritličja in nadstropja.....	26
Slika 6: Prikaz razdelitve sten glede na tloris.	29
Slika 7: Prikaz centra mas v vseh etažah.	33
Slika 8: Določitev masnih vztrajnostnih polmerov sten.	33
Slika 9: Projektni spekter uporabljen v analizi.	36
Slika 10: 3D model konstrukcije: a) pogled od spredaj in b) pogled od zadaj.	38
Slika 11: Prikaz površin posameznih področij.	39
Slika 12: Prikaz podpor in vzmeti v programu SAP.	39
Slika 13: Prva translacijska nihajna oblika v smeri Y ($T = 0,157$ s).	42
Slika 14: Prva translacijska nihajna oblika v smeri X ($T = 0,140$ s).	42
Slika 15: Prva torzijska nihajna oblika ($T = 0,053$ s).	42
Slika 16: Druga translacijska nihajna oblika v smeri Y ($T = 0,047$ s).	42
Slika 17: Druga torzijska nihajna oblika ($T = 0,042$ s).	43
Slika 18: Kontrola mejnega zdrs v X smeri.	45
Slika 19: Kontrola mejnega zdrs v Y smeri.	46
Slika 20: Razpored notranjih sil po višini stene Sx41	49
Slika 21: Armatura v prečnem prerezu.....	51
Slika 22: Preverjanje upogibne nosilnosti stene Sx41, z interakcijskim diagramom pri podani obremenitvi.	51

1 UVOD

Podjetje JUB d.o.o. je razvilo energijsko učinkovit sistem gradnje, ki je sestavljen iz sklopa JUBHome BASE, JUBHome WALL, JUBHome FLOOR in JUBHome ROOF. Hiše JUBHome so zasnovane kot armiranobetonska konstrukcija, opažena s toplotno izolativnimi oblikovniki iz ekspanziranega grafitnega polistirena. Dolšek in sod. (2016) so v laboratoriju Fakultete za gradbeništvo in geodezijo (FGG) in na Zavodu za gradbeništvo Slovenije (ZAG) opravili eksperimentalne raziskave sklopa JUBHome BASE in JUBHome WALL. Eksperimentalne raziskave so bile osnova za razvoj navodil za projektiranje, saj sistem JUBHome ni predviden v predpisih za potresnoodporno gradnjo. Izhodišče za razvoj navodil za projektiranje je bil standarda SIST EN 1998-1:2005 ter ciljno potresno tveganje, ki je bilo izraženo s sprejemljivo verjetnostjo prekoračitve mejnega stanja.

V diplomski nalogi so predstavljena tudi splošna določila, ki jih podaja standard SIST EN 1998-1:2005, in se nanašajo na potresnoodporno projektiranje. Sistem JUBHome je najbolj podoben sistemu velikih, šibko armiranih sten, ki je zajet v Evrokodu 8, vendar ne izpolnjuje določil glede širine in dolžine robnega elementa. Posebej so izpostavljene zahteve o minimalni armaturi ter sidranju in prekopu armature.

V četrtem poglavju sta opisana sistema JUBHome BASE in JUBHome WALL. Podana so določila, ki jih je potrebno upoštevati pri projektiranju. Pri sistemu JUBHome BASE je pomembno, da ne pride do prekoračitve normalnih in strižnih napetosti v toplotni izolaciji. Zagotoviti moramo, da ne pride do zdrsa in prevrnitve objekta, saj je temeljna plošča položena na sloj toplotne izolacije. Pri sistemu JUBHome WALL pa smo preverili, če ga je mogoče armirati z minimalno armaturo.

S programom SAP2000 smo opravili modalno analizo dvoetažne armiranobetonske stavbe. Upoštevali smo tudi vpliv toplotne izolacije pod temeljno ploščo. Izvedene so bile kontrole pomikov, tlačnih in strižnih sil v EPSu, ter kontroli na prevrnitev in zdrs. V zadnjem delu naloge pa smo pokazali, kako se dimenzionirajo stene konstrukcijskega sklopa JUBHome WALL in narisali armaturni načrt kritične stene.

2 STANDARD EVROKOD 8

2.1 Splošna določila

Evrokod 8 (SIST EN 1998-1:2005) se uporablja pri potresnoodpornem projektiranju in gradnji stavb ter drugih inženirskih objektov. Njegov namen v primeru potresa je zaščititi človeška življenja, omejiti škodo in zagotoviti uporabnost konstrukcij, ki so pomembne za civilno zaščito.

V okviru diplomske naloge smo se omejili na Evrokod 8 (SIST EN 1998-1:2005), ki se uporablja za projektiranje stavb in inženirskih objektov na potresnih območjih. Potrebno je upoštevati še nacionalni dodatek (SIST EN 1998-1:2005/A101), v katerem so predpisane vrednosti prostih parametrov. V nadaljevanju bodo opisana predvsem tista poglavja, ki so bila uporabljena pri izdelavi naloge.

2.2 Značilnosti tipa tal

2.2.1 Identifikacija tipa tal

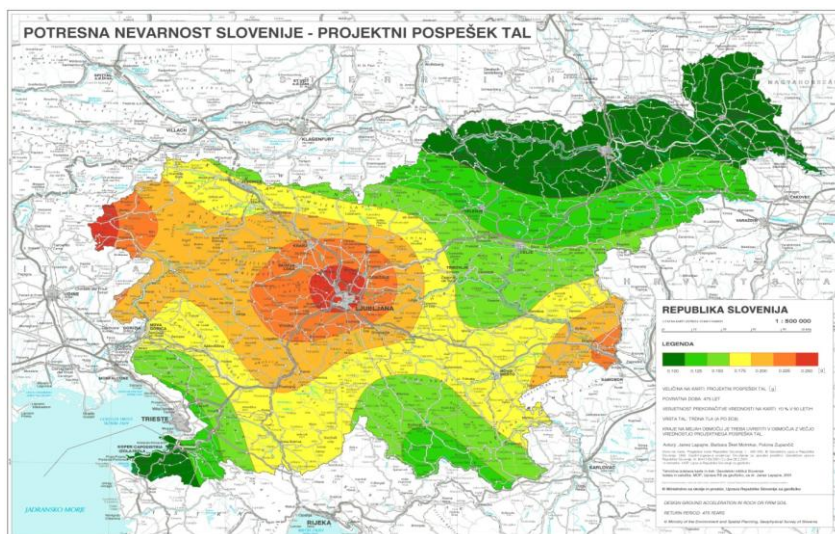
Velik vpliv na konstrukcijo ima tipi tal, na katerih je grajen objekt. Lokacija objekta in narava temeljnih tal morata biti taki, da ne obstoja nevarnost porušitve tal, nestabilnost pobočji in trajnih posedkov zaradi utekočinjenja (likvifikacije) ali zgoščevanja v primeru potresa.

Vpliv značilnosti lokalnih tal na potresne vplive se lahko zajame z uporabo tipov tal A, B, C, D in E. S stališča potresnega vpliva so najboljša tla tipa A, ki predstavljajo skalnata tla. Pri drugih kategorijah potresni vpliv narašča (SIST EN 1998-1:2005, 3.1.2.)).

2.3 Potresni vpliv

2.3.1 Potresna območja

Slovenija leži na aktivnem potresnem območju. Odgovorni organi, so razdelili ozemlje države v potresna območja glede na potresno nevarnost. Referenčne vrednosti maksimalnega pospeška a_{gR} na tipu tal A s povratno dobo 475 let, so določene na karti potresne nevarnosti, tako kot je prikazano na sliki 1.



Slika 1: Karta potresne nevarnosti Slovenije - projektni pospešek tal (MOP, 2001).

2.3.2 Osnovni prikaz potresnega odziva

V okviru Evrokoda 8 je potresno gibanje tal na določenem mestu na površini predstavljamo v obliki elastičnega spektra pospeškov, ki ga imenujemo »elastični spekter odziva«. Vodoraven potresni vpliv opisujeta dve pravokotni komponenti. Predpostavlja se, da sta neodvisni in predstavljeni z istim spektrom. Elastični spekter odzive $S_e(T)$ je definiran z naslednjimi izrazi (SIST EN 1998-1:2005, 3.2.2.1-2):

$$0 \leq T \leq T_B : S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \left[1 + \frac{T}{T_B} \cdot (\eta \cdot 2,5 - 1) \right] \quad (2.1)$$

$$T_B \leq T \leq T_C : S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot 2,5 \quad (2.2)$$

$$T_C \leq T \leq T_D : S_e(T) = a_g \cdot \eta \cdot 2,5 \cdot \left[\frac{T_C}{T} \right] \quad (2.3)$$

$$T_D \leq T : S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot 2,5 \cdot \left[\frac{T_C \cdot T_D}{T^2} \right] \quad (2.4)$$

kjer je:

$S_e(T)$ elastični spekter odziva;

T nihajni čas linearnega sistema z eno prostostno stopnjo;

a_g projektni pospešek za tal tipa A ($a_g = \gamma_I \cdot a_{gR}$);

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 pomika;

- S faktor tal;
- η faktor za korekcijo vpliva dušenja z referenčno vrednostjo $\eta = 5\%$ pri 5% viskoznega dušenja, $\eta = \sqrt{10/(5 + \xi)} \geq 0,55$, pri čemer je ξ vrednost koeficienta kritičnega viskoznega dušenja konstrukcije, izračunana v odstotkih;

Vrednosti nihajnih časov T_B , T_C in T_D ter faktorja tal S , ki opisujejo obliko elastičnega spektra odziva, so odvisne od tipa tal. Za tip tal B, ima faktor tal vrednost $S = 1,2$. Nihajni časi pa imajo vrednosti $T_B = 0,15$ s, $T_C = 0,50$ s in $T_D = 2,0$ s.

Sposobnost konstrukcijskega sistema, da prenaša potresne vplive v nelinearnem področju, v splošnem dovoljuje, da se pri projektiranju uporabljajo sile, ki so manjše od tistih, ki ustrezajo linearno elastičnemu odzivu. Da bi se pri projektiranju izognili eksplisitni nelinearni analizi, se sposobnost konstrukcije, da sipa energijo z duktilnim obnašanjem njenih elementov in/ali z drugimi mehanizmi upošteva tako, da se opravi elastična analiza z zmanjšanimi potresnimi silami. To zmanjšanje se uvede s faktorjem obnašanja q . Projektni spekter $S_d(T)$ je definiran z naslednjimi izrazi (SIST EN 1998-1:2005, **3.2.2.5(1)-(4)**):

$$0 \leq T \leq T_B : S_d(T) = a_g \cdot S \cdot \left[\frac{2}{3} + \frac{T}{T_B} \cdot \left(\frac{2,5}{q} - \frac{2}{3} \right) \right] \quad (2.5)$$

$$T_B \leq T \leq T_C : S_d(T) = a_g \cdot S \cdot \frac{2,5}{q} \quad (2.6)$$

$$T_C \leq T \leq T_D : S_d(T) \begin{cases} = a_g \cdot S \cdot \frac{2,5}{q} \cdot \left[\frac{T_C}{T} \right] \\ \geq \beta \cdot a_g \end{cases} \quad (2.7)$$

$$T_D \leq T : S_d(T) \begin{cases} = a_g \cdot S \cdot \frac{2,5}{q} \cdot \left[\frac{T_C T_D}{T^2} \right] \\ \geq \beta \cdot a_g \end{cases} \quad (2.8)$$

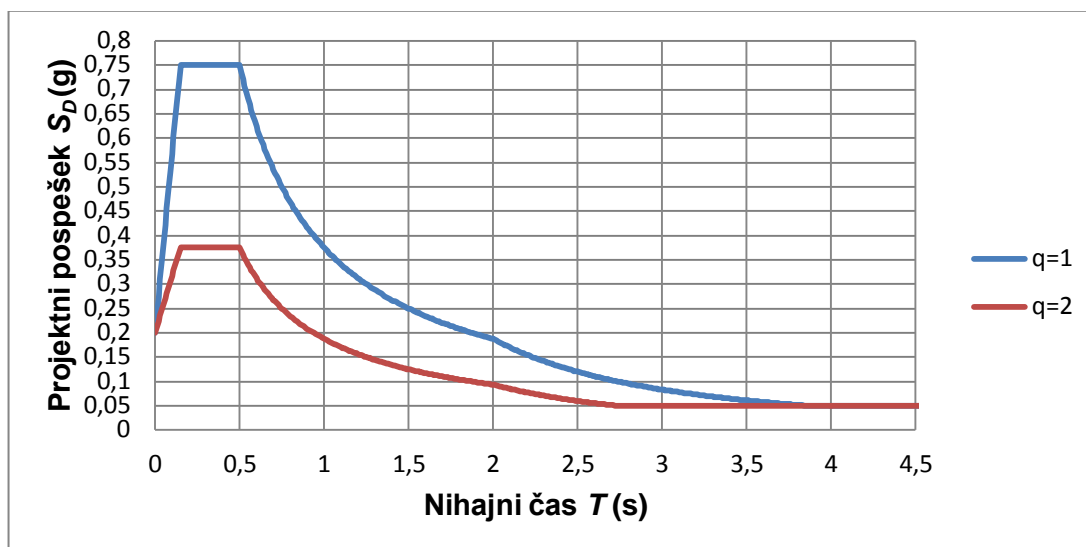
kjer so:

a_g, S, T, T_B, T_C, T_D definirani v začetku poglavja;

$S_d(T)$ projektni spekter;

q faktor obnašanja;

Na sliki 2 sta prikazana projektni in elastični spekter pospeškov.



Slika 2: Projektni in elastični spekter pospeškov.

2.3.3 Kombinacija potresnega vpliva z ostalimi vplivi

Projektna vrednost E_D vpliva, pri upoštevanju potresne obtežbe, je določena po enačbi (2.9) (SIST EN 1990-1:2004, 6.4.3.4.):

$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} + P + A_{Ed} + \sum_{i \geq 1} \psi_{2,1} \cdot Q_{k,i} \quad (2.9)$$

kjer je:

- $G_{k,j}$ stalna obtežba;
- P odločilna reprezentativna vrednost vpliva prednapetja;
- A_{Ed} projektna vrednost vpliva potresa;
- $\psi_{2,1}$ koeficient za kombinacijo navidezno stalne vrednosti spremenljivega vpliva;
- $Q_{k,i}$ spremenljiva obtežba;

Pri določanju projektnega potresnega vpliva se upoštevajo mase, povezane z vsemi težnostnimi silami, ki so vključene v kombinaciji vplivov (SIST EN 1998-1:2005, 3.2.4):

$$\sum G_{k,j} + \sum \psi_{E,i} \cdot Q_{k,i} \quad (2.10)$$

kjer je $\psi_{E,i}$ koeficient za kombinacijo za spremenljiv vpliv in je definiran kot:

$$\psi_{E,i} = \varphi \cdot \psi_{2,i} \quad (2.11)$$

Vrednost koeficienta φ je odvisen od vrste spremenljivega vpliva in določen glede na pozicijo v stavbi. Koeficient φ ima vrednost 1,0 pri vrhnji etaži. Pri etažah, ki so zasedene neodvisno pa vrednost 0,5 (SIST EN 1998-1:2005, **4.2.4**).

Kategorije koristnih obtežb so določene v standardu SIST EN 1991-1-1:2004, **6.3.1.2**. Vrednosti koeficientov za kombinacijo navidezno stalnih vplivov vrednosti spremenljivih vplivov so podani v preglednici 1, kot jih določa nacionalni dodatek A standarda SIST EN-1990:2004 v poglavju A.1.2.2.

Preglednica 1: Priporočene vrednosti ψ za stavbe (SIST EN 1990:2004, A.1.2.2).

Vpliv	Ψ_0	Ψ_1	Ψ_2
Kategorija A: bivalni prostori	0,7	0,5	0,3
Kategorija H: strehe	0	0	0
Obtežba snega	0,5	0,2	0

3 PROJEKTIRANJE STAVB S ŠIBKO ARMIRANIMI STENAMI

3.1 Osnovna načela projektiranja in definicija velike, šibko armirane stene

Pri zasnovi potresnoodpornih objektov je potrebno upoštevati enostavnost konstrukcije. Upoštevana mora biti uniformnost, simetrija in statična nedoločенost. Nosilnost in togost mora biti zagotovljena v dveh smereh. Zagotoviti je potrebno torzijsko nosilnost in togost. Upoštevan mora biti učinek diafragme na nivoju etaž. Objekt mora biti ustrezno temeljen (SIST EN 1998-1:2005, **4.2.1**).

3.1.1 Definicija šibko armiranih sten

Velika šibko armirana stena je stena s presežom velikih dimenzij, to je z vodoravno dolžino l_w , ki je vsaj enaka manjši vrednosti od 4,0 m ali dve tretjini višine stene h_w . Za takšne stene se pričakuje, da bodo pri potresnem projektnem stanju zmerno razpokale ter se omejeno plastificirale. Pričakuje se, da bo takšna stena pretvorila potresno energijo v potencialno energijo s pomočjo začasnega dviga mase konstrukcije in v energijo, ki se bo sipala v temeljnih tleh pri zibanju stene kot togega telesa. Zaradi njenih dimenzij, pomanjkanja vpetosti ali povezave z velikimi prečnimi stenami, ki preprečujejo rotacijo v plastičnem členku ob vpetju, se takšne stene ne da učinkovito projektirati z namenom, da bi sipala energijo v plastičnem členku ob vpetju (SIST EN 1998-1:2005, **5.1.2**).

Stenasti sistem se obravnava kot sistem z velikimi, šibko armiranimi stenami, če: (i) ima v obravnavani vodoravni smeri vsaj dve steni z dolžino l_w , ki je vsaj enaka manjši od vrednosti 4,0 m ali $2h_w/3$, (ii) steni skupaj podpirata vsaj 20 % celotne gravitacijske obtežbe v potresnem projektnem stanju in (iii) je ob predpostavki rotacijsko togega vpetja sistema njegova osnovna nihajna doba T_1 manjša ali enaka 0,5 s. Pri računu nihajnih časov je potrebno upoštevati vpliv razpokanosti prerezov tako, da zmanjšamo togost (s polovično vrednostjo vztrajnostnih momentov in strižnih prerezov, SIST EN 1998-1:2005, **4.3.1(7)**). V eni od obeh smeri zadošča samo ena stena, ki odgovarja gornjim pogojem, če je izpolnjeno: (a) v tej smeri je osnovna vrednost faktorja obnašanja q_0 deljena s faktorjem 1,5 in (b) v pravokotni smeri ima stavba vsaj dve steni, ki izpolnjujeta gornje pogoje (SIST EN 1998-1:2005, **5.2.2.1(3P)**). V skladu s SIST EN 1998-1:2005, (**5.2.2.2(1P)**) znaša minimalna vrednost faktorja obnašanja $q = 1,5$.

Ker sistemi velikih, šibko armiranih sten ne morejo povsem izkoristiti sipanja energije v plastičnih členkih, se projektirajo kot konstrukcije srednje stopnje duktilnosti (DCM) (SIST EN 1998-1:2005, **5.2.2.2(13)**).

3.2 Merila za pravilnost konstrukcije

Konstrukcije stavb so razdeljene na pravilne in nepravilne. Upoštevati je potrebno pravilnost po višini in tlorisu. Konstrukcija je pravilna, če je pri nihanju v neelastičnem področju sipanje energije enakomerno porazdeljeno med posamezne elemente. Nihajna oblika konstrukcije se ne sme bistveno razlikovati od elastične nihajne oblike. Obnašanje konstrukcije je mogoče napovedati s poenostavljenimi modeli in metodami. Principe je težko povezati z osnovnimi karakteristikami konstrukcije, to je z nosilnostmi in togostmi posameznih nosilnih elementov in porazdelitvijo mas (Beg in Pogačnik, 2009).

3.2.1 Kriterij za tlorisno pravilnost

Stavba je tlorisno pravilna, če ima konstrukcija v tlorisu glede na dve pravokotni smeri približno simetrično razporeditev togosti in mas. Stropi morajo imeti v vodoravni smeri bistveno višjo togost v primerjavi z vodoravno togostjo navpičnih elementov. Vitkost tlorisa stavbe λ , ki je določen kot razmerje med manjšo in večjo tlorisno dimenzijo, merjeno v obeh pravokotnih smereh, ne sme biti večja od 4. V vsaki etaži in v vsaki smeri analize x in y , morata ekscentričnost konstrukcije e_o in torzijski polmer r ustrezati spodnjima pogojevima, ki sta izražena za y smer analize (SIST EN 1998-1:2005, **4.2.3.2**):

$$e_{ox} \leq 0,30 \cdot r_x \quad (3.1)$$

$$r_x \geq l_s \quad (3.2)$$

kjer je:

e_{ox} razdalja med središčem togosti in masnim središčem, merjena v x smeri, ki je pravokotna na smer analize;

r_x Kvadratni koren razmerja med torzijsko in translacijsko togostjo v y smeri (»torzijski polmer«);

l_s Vztrajnostni polmer mase etaže (koncentrirane v višini stropa) v vodoravni ravnini;

3.2.2 Kriterij za pravilnost po višini

Konstrukcija je pravilna po višini, če stene potekajo neprekinjeno od temelja do vrha stavbe. Togost in masa morata biti konstantni v vseh etažah (SIST EN 1998-1:2005, **4.2.3.3**).

3.2.3 Kategorije pomembnosti in faktorji pomembnosti

Standard razdeli konstrukcije v štiri kategorije pomembnosti. Obravnavani objekt spada v II kategorijo pomembnosti, ki je določen kot običajne stavbe. Kategorija pomembnosti $\gamma_I = 1,0$ ustreza potresnemu dogodku, ki ima referenčno povratno dobo 475 let (SIST EN 1998-1:2005, 4.2.5.).

3.3 Modeliranje konstrukcije

3.3.1 Modeliranje

Pri izdelavi računskega modela je potrebno upoštevati naslednja določila, ki jih podaja standard (SIST EN 1998-1:2005, 4.3.1):

- mase in togosti morajo biti razporejene tako, da so pri upoštevanem potresnem vplivu zajete vse pomembne deformacijske oblike in vztrajnostne sile;
- v modelu je potrebno upoštevati prispevek vozliščnih območij k podajnosti stavbe. Upoštevati je potrebno tudi rekonstrukcijske elemente, ki lahko vplivajo na odziv primarnega potresnega sistema konstrukcije;
- upošteva se lahko, da je konstrukcija sestavljena iz več navpičnih sistemov, ki prenašajo vodoravno obtežbo, povezanih z vodoravno diafragmo;
- če so diafragme dovolj toge v svoji ravnini, lahko mase in momente v vsaki etaži koncentriramo v težišču;
- stavbe, ki zadoščajo kriteriju za pravilnost v tlorisu ali kriterijem za pravilnost, je mogoče uporabiti dva ravninska modela, po enega za vsako od obeh glavnih smeri;
- pri betonskih, sovprežnih in zidanih objektih, je potrebno pri določanju togostih nosilnih elementov upoštevati vpliv razpokanosti presekov. Togost mora ustrezati pričetku tečenja armature;
- podajnost temeljev mora biti upoštevana, če ima neugoden vpliv na odziv konstrukcije;
- mase morajo biti izračunane tako, kot je podano v enačbah (2.10) in (2.11)

3.3.2 Vpliv slučajne torzije

Poleg dejanske ekscentričnosti je potrebno zaradi negotovosti, povezanih s položajem mas in prostorskega spreminjanja gibanja, premakniti masno središče v vsaki etaži iz ravnovesne lege v smer za slučajno ekscentričnost, po spodnji enačbi (SIST EN 1998-1:2005, 4.3.2).

$$e_{ai} = \pm 0,05 \cdot L_i \quad (3.3)$$

kjer je:

e_{ai} slučajna ekscentričnost mase v etaži i glede na nazivni položaj. Upošteva se v isti smeri v vseh etažah;

L_i tlorisna dimenzija etaže pravokotna na smer potresnega vpliva;

3.3.3 Mase

Maso konstrukcije določimo po enačbi (2.10), definirani v podpoglavju 2.4.3, ob upoštevanju enačbe (2.11) dobimo naslednji izraz:

$$\sum G_{k,j} + \sum \varphi \cdot \psi_{2,i} \cdot Q_{k,i} \quad (3.4)$$

Vrednosti za faktor φ so podane v podpoglavju 2.4.3, za faktor $\psi_{2,i}$ pa v preglednici 1. Pri računu mase, ki odpade na etaže, ki so zasedene neodvisno upoštevamo 15 % koristne obtežbe. Na vrhno etažo pa odpade 30 % koristne obtežbe.

Mase posameznih sklopov izračunamo po enačbi (3.5). Pri površinah sten upoštevamo, da na posamezno etažo pade polovica višine spodnje in zgornje etaže.

$$m_i = m_{plošče,i} + m_{sten,i}$$

$$m_i = \frac{[A_{T,i} \cdot (g_i + \varphi_i \cdot \psi_{2,i} \cdot q_i) + \sum A_{sten,i} \cdot t_i \cdot \gamma]}{9,81} \quad (3.5)$$

kjer so:

m_i masa i -te etaže;

$A_{T,i}$ tlorisna površina i -te etaže;

g_i stalna obtežba plošče v i -ti etaži;

q_i spremenljiva obtežba plošče v i -ti etaži;

$\sum A_{sten,i}$ delež površin vseh sten v i -ti etaži;

t_i debelina sten v i -ti etaži;

γ specifična teža betona;

3.4 Modalna analiza

V okviru diplomske naloge smo uporabili modalno analizo s spektri odziva, zato bo v nadaljevanju opisana le ta metoda.

Modalna analiza se uporablja za stavbe, ki ne izpolnjujejo pogojev za uporabe metode z vodoravnimi silami. Potrebno je upoštevati vse nihajne oblike, ki pomembno prispevajo k globalnemu odzivu. Ta zahteva je izpolnjena, če je vsota efektivnih modalnih mas za nihajne oblike, ki jih upoštevamo, znaša vsaj 90 % celotne mase konstrukcije. V primeru prostorskega modela, je potrebno pogoje preveriti za vse obravnavane smeri analize. Če zgornji pogoji niso izpolnjeni, je potrebno upoštevati najmanj toliko oblik, da sta izpolnjena naslednja dva pogoja (SIST EN 1998-1:2005, **4.3.3.3.1(1)-(5)**):

$$k \geq 3 \cdot \sqrt{n} \quad (3.6)$$

$$T_k \leq 0,20 \text{ s} \quad (3.7)$$

kjer je:

- k število upoštevanih nihajnih oblik;
- n število etaž nad temelji ali nad togo kletjo;
- T_k nihajni čas za k -to nihajno obliko;

V primeru, da se nihajne oblike razlikujejo za več kot 10 %, je njihove vplive mogoče kombinirati po SRSS pravilu (kvadratni koren vsote kvadratov), ki je določen po enačbi, ki jo določa standard (SIST EN 1998-1:2005, **4.3.3.3.2(2)**):

$$E_E = \sqrt{\sum E_{Ei}^2} \quad (3.8)$$

kjer je:

- E_E obravnavani učinek potresnega vpliva (sila, pomik itd.);
- E_{Ei} vrednost tega učinka potresnega vpliva zaradi nihajne oblike i ;

V nasprotnem primeru se uporabi natančnejšo kombinacijsko metodo, npr. CQC (kompletna kvadratna kombinacija) metoda.

Modalna analiza upošteva vpliv torzije. Če uporabimo prostorski model, lahko določimo vplive slučajne torzije kot ovojnico rezultatov, dobljenih s statično analizo, kjer potresno obtežbo predstavljajo torzijski momenti M_{ai} okrog navpične osi v vsaki etaži i (SIST EN 1998-1:2005, **4.3.3.3.3**).

$$M_{ai} = e_{ai} \cdot F_i \quad (3.9)$$

kjer je:

- M_{ai} torzijski moment okrog navpične osi v etaži i ;
 e_{ai} slučajna ekscentričnost mase v etaži i (glej enačbo 2.13);
 F_i vodoravna sila v etaži i , določena po metodi horizontalnih sil;

3.4.1 Vodoravne komponente potresnega vpliva

Potrebno se je zavedati, da vodoravni komponenti potresnega vpliva delujeta sočasno. Neodvisno izračunamo odziv za vsako vodoravno komponento. Pri tem uporabimo pravilo za kombinacijo vplivov posameznih nihajnih oblik (SRSS ali CQC). Največjo vrednost za učinek posameznega vpliva lahko nato ocenimo po SRSS pravilu. Zgornje pravilo nam da konzervativno oceno, zato se kot alternativo uporabi kombinacija, ki jo določa standard (SIST EN 1998-1:2005, **4.3.3.5.1(1)-(3)**):

$$E_{Edx} + 0,30 \cdot E_{Edy} \quad (3.10)$$

$$0,30 \cdot E_{Edx} + E_{Edy} \quad (3.11)$$

kjer je:

- " + " kombinirano z;
 E_{dx} učinek potresnega vpliva zaradi delovanja potresnega vpliva vzdolž izbrane smeri konstrukcije x;
 E_{dy} učinek potresnega vpliva zaradi delovanja potresnega vpliva vzdolž izbrane smeri konstrukcije y;

3.5 Račun pomikov

Če je opravljena linearna analiza, moramo pomike, ki jih povzroča projektni potresni vpliv, izračunati s pomočjo elastične deformacije konstrukcijskega sistema ob uporabi poenostavljenega izraza (SIST EN 1998-1:2005, **4.3.4(1)**):

$$d_s = q_d \cdot d_e \quad (3.12)$$

kjer je:

- d_s pomik točke konstrukcijskega sistema zaradi projektnega potresnega vpliva;
 q_d faktor obnašanja za pomike. Predpostavljeno je, da je enak q , če ni drugače določeno;

d_e pomik iste točke konstrukcijskega sistema, določen z linearno analizo z uporabo projektnega spektra;

3.5.1 Omejitev etažnih pomikov

Upošteva se, da je zahteva po omejitvi poškodb izpolnjena, če so pri delovanju potresnega vpliva etažni pomiki omejeni. Za stavbe, ki imajo na konstrukcijo pritrjene nekonstrukcijske elemente iz krhkih materialov velja omejitev:

$$d_s v \leq 0,005h \quad (3.13)$$

kjer je h etažna višina, v redukcijski faktor, ki upošteva manjšo povratno dobo potresa, povezano z zahtevo po omejitvi poškodb in ima vrednost 0,5 za kategorije pomembnosti I in II (SIST EN 1998-1:2005, **4.4.3.2**).

3.6 Konstrukcijske zahteve

3.6.1 Dimenzije sten

Širina stojine b_{wo} (v metrih) se določi po naslednjem izrazu:

$$b_{wo} \geq \max(0,15 \text{ m}; h_s/20) \quad (3.14)$$

kjer je h_s svetla etažna višina v metrih (SIST EN 1998-1:2005, **5.4.1.2.3(1)**).

3.6.2 Minimalna armatura

Prerez navpične armature v celotni steni mora biti med $A_{sv,min}$ in $A_{sv,max}$. Pri šibko armiranih stenah je predvsem potrebno dokazati, da je prerez navpične armature večji od $A_{sv,min} = 0,003A_c$, kjer je A_c enak površini prečnega prereza stene (nacionalni dodatek SIST EN 1992-1-1:2005, **9.6.2(1)**).

Prerez vodoravne armature v stenah mora biti večji od $A_{sh,min} = 0,002A_c$, kjer je A_c enak površini prečnega prereza stene (nacionalni dodatek SIST EN 1992-1-1:2005, **9.6.3(1)**).

Razdalja med dvema sosednjima vodoravnima palicama ne sme biti večja od 400 mm (SIST EN 1992-1-1:2005, **9.6.3(2)**).

Razdalja med sosednjimi navpičnimi palicami armature ne sme prekoračiti manjše vrednosti izmed 3-kratne debeline stene ali 400 mm (SIST EN 1992-1-1:2005, **9.6.3(3)**).

3.6.3 Sidranje in stikovanje armature

Osnovno sidrno dolžino $l_{b,rqd}$ v armaturnih palicah s premerom ϕ določimo z naslednjim izrazom:

$$l_{b,rqd} = \frac{\phi \sigma_{sd}}{4 f_{bd}} \quad (3.15)$$

kjer je σ_{sd} projektna napetost armature na mestu sidranja, f_{bd} je privzeta projektna sprijemna napetost, ki je izražena kot (SIST EN 1992-1-1:2005, **8.4.2(2)**):

$$f_{bd} = 2,25\eta_1\eta_2f_{ctd} \quad (3.16)$$

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

Projektno sidrno dolžino l_{bd} določimo z naslednjim izrazom (SIST EN 1992-1-1:2005, **8.4.4(1)**):

$$\begin{aligned} l_{bd} &= \alpha_1\alpha_2\alpha_3\alpha_4\alpha_5l_{b,rqd} \geq l_{b,min} \\ l_{b,min,nateg} &> \max (0,3l_{b,rqd} ; 10\phi ; 100 \text{ mm}) \\ l_{b,min,nateg} &> \max (0,3l_{b,rqd} ; 10\phi ; 100 \text{ mm}) \end{aligned} \quad (3.17)$$

kjer s koeficienti $\alpha_1, \alpha_2, \alpha_3, \alpha_4, \alpha_5$ po vrsti zajamemo vpliv oblike krivljenja palic, vpliv najmanjšega krovnege sloja betona, vpliv objetja s prečno armaturo, vpliv ene ali več privarjenih prečnih palic vzdolž projektne sidrne dolžine ter učinek tlačnih napetosti prečno na ravnino cepitve vzdolž projektne sidrne dolžine.

Projektno dolžino prekrivanja armature l_0 določimo po (SIST EN 1992-1-1:2005, **8.7.3(1)**):

$$\begin{aligned} l_0 &= \alpha_1\alpha_2\alpha_3\alpha_4\alpha_5\alpha_6l_{b,rqd} \geq l_{0,min} \\ l_{0,min} &> \max (0,3\alpha_6l_{b,rqd} ; 15\phi ; 200 \text{ mm}) \end{aligned} \quad (3.18)$$

kjer s koeficientom α_6 zajamemo delež s prekrivanjem stikovanih palic glede na celoten prerez armature.

Svetla medsebojna razdalja med palicama, stikovanimi 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 stikovanih palic (SIST EN 1992-1-1:2005, **8.7.2(3)**).

Tako določeno potrebno dolžino prekrivanja armature je treba v stenah JUBHome WALL na delovnem stiku, kjer ni upoštevana polno izkoriščena napetost v palici, povečati za 50 %, saj se je med eksperimenti izkazalo, da lahko pride do koncentracije poškodb ravno na delovnem stiku (Dolšek in sod., 2016). Ni potrebno, da je tako določena preklonpa dolžina daljša od preklonpe dolžine polno izkoriščenih palic. Podobno je potrebno za 50 % povečati tudi sidrno dolžino veznih armaturnih palic, ki potekajo preko delovnega stika (SIST EN 1998-1:2005, **5.4.3.5.2(4)**).

3.7 Projektne vrednosti upogibnih momentov in prečnih sil

3.7.1 Faktor obnašanja

Zgornjo vrednost faktorja obnašanja q , ki upošteva sposobnost sipanja energije, se izpelje za obe obravnavani smeri po naslednjem izrazu:

$$q = q_0 k_w \geq 1,5 \quad (3.19)$$

kjer je q_0 osnovna vrednost faktorja obnašanja, odvisna od konstrukcijskega sistema in njegove pravilnosti po višini, k_w faktor, ki upošteva prevladujoč način rušenja pri konstrukcijskih sistemih s stenami. V primeru, da je konstrukcije nepravilna po višini se vrednost faktorja obnašanja q_0 reducira za 20 % (SIST EN 1998-1:2005, **5.2.2.2(1)-(10)**).

Faktor k_w , ki upošteva prevladujoč način rušenja se za stenaste sisteme določi po naslednjem izrazu:

$$0,5 \leq k_w = \frac{(1 + \alpha_0)}{3} \leq 1,0 \quad (3.20)$$

kjer je α_0 prevladujoče razmerje med višino in dolžino sten v konstrukcijskem sistemu:

$$\alpha_0 = \frac{\sum h_{wi}}{\sum l_{wi}} \quad (3.21)$$

kjer sta h_{wi} in l_{wi} višina in dolžina stene (SIST EN 1998-1:2005, **5.2.2.2(11)-(12)**).

3.7.2 Povečanje vrednosti projektnih strižnih sil za preprečitev strižne porušitve

Za zagotovitev nastopa upogibne plastifikacije pred izčrpanjem mejnega stanja v strigu, moramo povečati prečno silo V_{Ed}' iz analize. Upošteva se, da je zahtevi zadoščeno, če se v vsaki etaži stene določi projektna prečna sila V_{Ed} iz prečne sile iz analize V_{Ed}' , skladno z naslednjim izrazom (SIST EN 1998-1:2005, **5.4.2.5(2)**):

$$V_{Ed} = V_{Ed}' \frac{q + 1}{2} \quad (3.22)$$

Pri preverjanju mejnega stanja na upogib z osno silo je potrebno upoštevati dodatne dodatne dinamične osne sile v velikih stenah, ki nastanejo zaradi dviga sten glede na temeljna tla ali odpiranja in zapiranja vodoravnih razpok. V primeru, da nimamo natančnejših rezultatov iz analiz, lahko za dinamično komponento osne sile v vertikalni smeri upošteva 50 % osne sile v steni zaradi gravitacijske obtežbe v potresnem projektnem stanju. To silo je potrebno upoštevati s pozitivnim ali negativnim predznakom, tako da se dobi najneugodnejše stanje. Če faktor obnašanja q ne presega vrednosti 2,0, se lahko vpliv dinamične sile zanemari (SIST EN 1998-1:2005, **5.4.2.5(3)P-(5)**).

3.8 Kontrole nosilnosti v kritičnem področju

3.8.1 Strižna nosilnost stene

Minimalno strižno armaturo v stojini, določeno z deležem $\rho_{w,min}$, ni potrebno upoštevati, če je izpolnjen pogoj, da je $V_{Ed} \leq V_{Rd,c}$. Nacionalni dodatek SIST EN 1998-1:2005/A101 določa, da je v Sloveniji zahtevano minimalno armiranje z deležem armature $\rho_{w,min} = 0,20 \%$ (SIST EN 1998-1:2005, **5.4.3.5.2(1)**).

Izračunati moramo strižno nosilnost betona brez strižne armature $V_{Rd,c}$ po naslednjem izrazu (SIST EN 1992-1-1:2005, **6.2.2**):

$$V_{Rd,c} = (C_{Rd,c} k (100 \rho_l f_{ck})^{1/3} + k_1 \sigma_{cp}) b_w d \geq (v_{min} + k_1 \sigma_{cp}) b_w d \quad (3.23)$$

kjer je f_{ck} karakteristična tlačna trdnost, d statična višina prereza, koeficient k je določen kot:

$$k = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} \leq 2,0 \quad (3.24)$$

Delež natezno obremenjene armature ρ_l se določi po naslednji enačbi:

$$\rho_l = \frac{A_{sl}}{b_w d} \leq 0,02 \quad (3.25)$$

kjer je A_{sl} ploščina prereza natezno obremenjene armature in b_w širina prečnega prereza v območju natezne cone.

Tlačna napetost v betonu zaradi tlačne osne sile ali prednapetja σ_{cp} se določi po naslednjem izrazu:

$$\sigma_{cp} = \frac{N_{Ed}}{A_c} < 0,2 f_{cd} \quad (3.26)$$

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

Koeficient k_1 ima vrednost 0,15, v_{min} pa je določen z naslednjim izrazom:

$$v_{min} = 0,035 k^{3/2} f_{ck}^{1/2} \quad (3.27)$$

Pri stenah, kjer je pogoj $V_{Ed} \leq V_{Rd,c}$ izpolnjen, je potrebno steno armirati z minimalno zahtevano strižno armaturo. Pri stenah, kjer pogoj $V_{Ed} \leq V_{Rd,c}$ ni izpolnjen, pa je potrebno strižno armaturo določiti v skladu s SIST EN 1992-1-1:2005, **6.2.3**.

Potrebno strižno armaturo za prevzem projektne prečne sile V_{Ed} določimo na podlagi enačb za določanje projektne strižne odpornosti elementa s strižno armaturo $V_{Rd,s}$, ki je določena po naslednjem izrazu (SIST EN 1992-1-1:2005, **6.2.3(3)**):

$$V_{Rd,s} = \frac{A_{sw}}{s} \cdot z f_{ywd} \cdot \cot \theta \leq V_{Rd,max} = \alpha_{cw} \cdot b_w \cdot z \cdot v_1 \cdot f_{cd} / (\cot \theta + \tan \theta) \quad (3.28)$$

kjer je A_{sw} ploščina prečnega prereza strižne armature, s medsebojna razdalja stremen, f_{ywd} projektna meja elastičnosti strižne armature, α_{cw} koeficient, ki upošteva stanje napetosti v tlačnem pasu, θ kot med betonsko tlačno diagonalo in osjo nosilca, ki je pravokotna na prečno silo in v_1 redukcijski faktor tlačne trdnosti strižno razpokanega prereza, ki za betone s $f_{ck} \leq 60$ MPa znaša $v_1 = 0,6(1 - f_{ck}/250)$.

3.8.2 Upogibna nosilnost stene

Mejno stanje pri upogibu z osno silo je potrebno preveriti s predpostavko, da so stene razpokane (polovična vrednost vztrajnostnih momentov in prečnih strižnih prerezov – SIST

EN 1998-1:2005, **4.2.1(7)**) in predpostavko, da ravni prerezi po upogibu ostanejo ravni. Preverjanje se naredi v skladu z naročili iz SIST EN 1992-1-1:2005 (SIST EN 1998-1:2005, **5.4.3.5.1(1)**).

Potrebno je omejiti normalne napetosti, da se prepreči nestabilnost stene izven njene ravnine. To se lahko upošteva s pravili SIST EN 1992-1-1:2005 za učinke drugega reda. Če je potrebno, se ta dopolnijo z drugimi pravili za obravnavo osnih napetosti v betonu (SIST EN 1998-1:2005, **5.4.3.5.1(2)P-(3)**).

Normirana osna sila v_d v primarnih stenah ne sme preseči vrednosti 0,4 (SIST EN 1998-1:2005, **5.4.3.4.1(2)**).

Če se pri preverjanju mejnega stanja pri upogibu z osno silo upošteva dinamična osna sila iz SIST EN 1998-1:2005, **5.4.2.5(3)P-(4)**, se lahko mejna deformacija $\epsilon_{cu2,c}$ za neobjet beton poveča na 0,005. Za objet beton se lahko upošteva večja vrednost v skladu s SIST EN 1992-1-1:2005, **3.1.9**, če se v analizi upošteva odpadanje neobjetega betonskega kritja (SIST EN 1998-1:2005, **5.4.3.5.1(4)**).

Upogibno nosilnost se določi v skladu s SIST EN 1992-1-1:2005, **6.1**. Uporabi se vrednost osne sile iz analize za projektno potresno stanje. Pri računu upogibne nosilnosti prerezov sten je potrebno upoštevati navpično armaturo v stojini. Sestavljene prereze sten in povezanih ali prekrizanih pravokotnih delov (L, T, U, I in podobni prerezi) je potrebno upoštevati kot integralne celote., ki so sestavljene iz stojine in pasnice, katerim je potrebno določiti sodelujočo širino (SIST EN 1998-1:2005, **5.4.3.4.1**).

3.8.3 Strig med sloji betona, betoniranih v različnih časih – delovni stik

Mejno stanje zaradi strižnega zdrsa vzdolž vodoravnih konstrukcijskih stikov se preveri v skladu s SIST EN 1992-1-1:2005, **6.2.5**. Pri tem je potrebno sidrno dolžino veznih armaturnih palic, ki potekajo preko stika povečati za 50 % (SIST EN 1998-1:2005, **5.4.3.5.2(4)**).

Strižna napetost med sloji betona, ki so betonirani v različnem času, mora zadoščati naslednjem pogoju:

$$v_{Ed,i} \leq v_{Rd,i} \quad (3.29)$$

kjer je projektna vrednost strižne napetosti v stični ploskvi $v_{Ed,i}$ določena z naslednjim izrazom:

$$v_{Ed,i} = \frac{\beta V_{Ed}}{z b_i} \quad (3.30)$$

kjer je β razmerje med vzdolžno silo v novi betonski ploskvi in celotno vzdolžno silo v obravnavanem prerezu, V_{Ed} prečna sila, z ročica notranjih sil sestavljenega prereza in b_i širina stične ploskve.

Projektna strižna odpornost stika je podana z naslednjim izrazom:

$$v_{Rdi} = c f_{ctd} + \mu \sigma_n + \rho f_{vd} (\mu \sin \alpha + \cos \alpha) \leq 0,5 v_{fd} \quad (3.31)$$

kjer sta faktorja c in μ odvisna od hrapavosti stične ploskve, f_{ctd} , projektna natezna trdnost betona, $\rho = A_s/A_i$, A_s ploščina prečnega prereza armature, ki prečka stično ploskev, vključno z ustrezno sidrno strižno armaturo, A_i ploščina stika, α kot med armaturo in stično ploskvijo, v redukcijski faktor trdnosti, σ_n sila na enoto ploskve, ki jo v stični ploskvi povzroča najmanjša zunanja normalna sila, pravokotna na stično ploskev, ki deluje sočasno s prečno silo. V primeru, da nimamo natančnejših podatkov, se lahko za gladke površine, oblikovane z vlečenjem ali iztiskanjem ekstrudorjem, ali površine brez nadaljnje obdelave po vibriranju, privzame $c = 0,35$ in $\mu = 0,6$ (SIST EN 1992-1-1:2005, **6.2.5(2)**). Pri dinamični obtežbi je potrebno vrednost c prepолоviti skladno s členom SIST EN 1992-1-1:2005, **6.2.5(5)**.

3.9 Zagotovitev lokalne duktilnosti šibko armiranih sten

Navpične armaturne palice, ki so potrebne za prevzem upogiba z osno silo v mejnem stanju ali za izpolnitev minimalnih zahtev glede armiranja, se objame s stremeni ali prečnimi vezmi s premerom najmanj 6 mm in najmanj eno tretjino premera palice d_{bL} . Razmik stremen ne sme preseči manjše vrednosti od 100 mm ali 8 d_{bL} , kjer je d_{bL} najmanjši premer vzdolžnih palic (SIST EN 1998-1:2005, **5.4.3.5.3(1)**).

Navpične armaturne palice, potrebne za prevzem upogiba z osno silo v mejnem stanju, ki so v prečni smeri podprte s stremeni in prečnimi vezmi, združimo v robnih elementih na konceh prečnega prereza. Dolžina teh elementov v smeri dolžine stene l_w ne sme biti manjša od manjše vrednosti od b_w ali $3b_w \sigma_{cm}/f_{cd}$. Pri tem je σ_{cm} srednja vrednost napetosti betona v tlačni coni v mejnem stanju zaradi upogiba z osno silo. Premer navpičnih armaturnih palic ne sme biti manjši od 12 mm v spodnji etaži in v katerikoli etaži, kjer se dolžina stene l_w zmanjša glede na dolžino v spodnji etaži za več kot eno tretjino etažne višine h_s . V vseh drugih etažah premer navpičnih armaturnih palic ne sme biti manjši od 10 mm (SIST EN 1998-1:2005, **5.4.3.5.3(2)**). V nacionalnem dodatku je določeno, da je minimalni premer palic vzdolžne armature d_{bL} v robnih elementih enak 12 mm (SIST EN 1992-1-1:2005, **9.5.2(1)**).

Minimalna predpisana debelina robnega elementa ne sme biti manjša od 200 mm. V primeru, da je stena po vsej dolžini konstantne debeline, minimalna predpisana debelina robnega elementa b_w ne sme biti manjša od:

$$b_w \geq \max(0,20 \text{ m} ; h_s/15) \quad (3.32)$$

kjer je h_s etažna višina v metrih (SIST EN 1998-1:2005, **5.4.3.4.2(10)**).

Delež vzdolžne armature v robnih elementih ne sme biti manjši od 0,005 (SIST EN 1998-1:2005, **5.4.3.4.2(8)**).

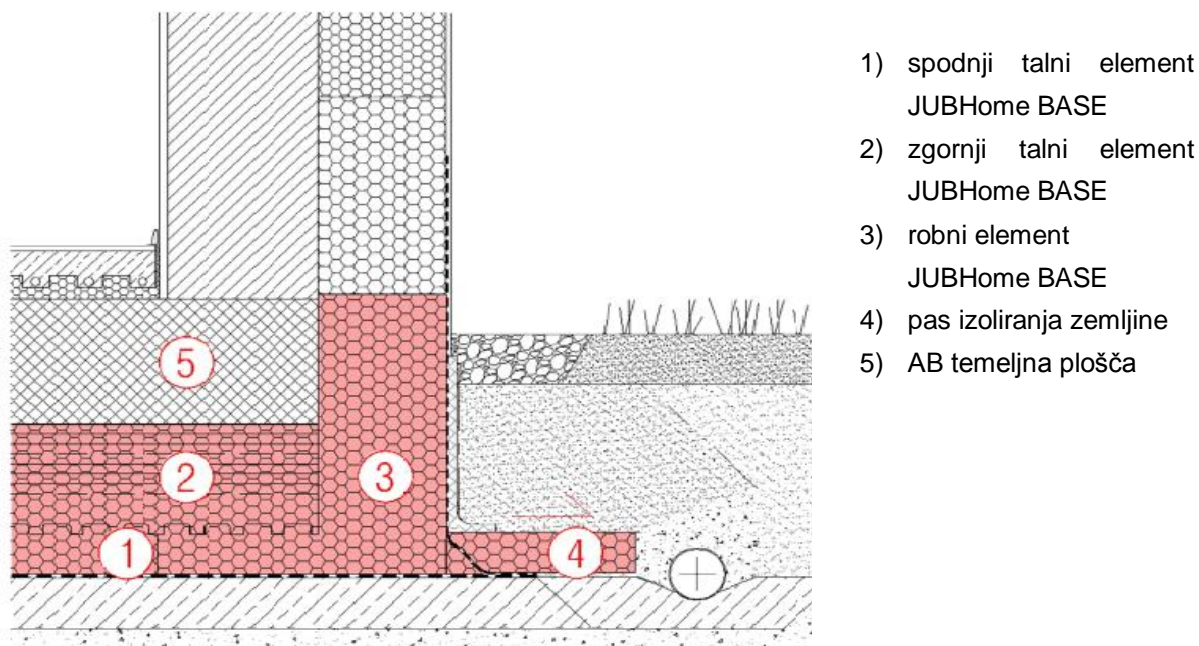
V kritičnem območju ob vpetju mora biti vrednost ω_{wd} vsaj 0,08 (SIST EN 1998-1:2005, **5.4.3.2.2(9)**).

4 HIŠA JUBHOME IN POSEBNOSTI PRI PROJEKTIRANJU

Hiša JUBHome je zasnovana kot armiranobetonska konstrukcija, opažena s toplotno izolativnimi oblikovniki iz ekspaniranega grafitnega polistirena. Sklop sistema JUBHome zaobjema temeljno ploščo JUBHome BASE, stene JUBHome WALL, medetažno konstrukcijo JUBHome FLOOR in streho JUBHome ROOF. V diplomu se osredotočimo samo na prva dva sklopa, ki sta bila tudi eksperimentalno preizkušena na Fakulteti za gradbeništvo in geodezijo (Dolšek in sod., 2015 ter Dolšek in sod., 2016). Stene JUBHome WALL, za katere pričakujemo pretežno strižno obnašanje, so bile preizkušene na Zavodu za gradbeništvo Slovenije (Dolšek in sod., 2016b).

4.1 JUBHome BASE

Podjetje JUBHome d.o.o. je razvilo energijsko varčen sistem temeljenja JUBHome BASE. Sestava temeljnega sklopa obsega podložni beton, hidroizolacijo, toplotno izolacijo iz EPSa (ekspanirani polistiren) in temeljno ploščo. Toplotna izolacija se lahko izvede v dveh slojih, ki sta med seboj povezana s čepastim stikom. Običajno je toplotna izolacija prosto položena na hidroizolacijo, kar omogoča enostavno gradnjo. V posebnih primerih, se lahko toplotna izolacija tudi prilepi na hidroizolacijo. Ker način temeljenja objektov po sistemu JUBHome BASE ni predviden v predpisih za potresnoodporno gradnjo, je bilo potrebno razviti navodila za projektiranje, s čimer bi zadostili osnovnim zahtevam standarda SIST EN 1998-1:2005 (Dolšek in sod., 2015). Na sliki 3 je shematski prikaz robnega zaključka izvedbe.



Slika 3: Shema robnega zaključka sistema JUBHome BASE (Tekavec in Šterk, 2016).

4.1.1 Kontrola prevrnitve

Kontrola prevrnitve je zasnovana na statičnem ravnovesju. Potresna sila predstavlja potencial za prevrnitev objekta, teža objekta pa prevrnitev preprečuje. Predpostavljeno je, da se objekt vrti okoli daljše stranice tlorisa objekta, in da potresna sila deluje na sredini višine objekta, merjeno od tal do kote zgornje plošče. Pri računu prevrnitvenega momenta zaradi potresne sile upoštevamo, da se konstrukcija zaradi faktorja dodatne nosilnosti obnaša elastično v primeru projektnega potresa (povratna doba 475 let). Neenačbo statičnega ravnovesja lahko napišemo na naslednji način:

$$F_b \cdot q \cdot \frac{H}{2} \leq W \cdot \frac{L}{2} \quad (4.1)$$

kjer je F_b projektna sila, določena po metodi z vodoravnimi silami (SIST EN 1998-1:2005, 4.3.3.2.2), q faktor obnašanja, H višina objekta merjena od temeljev do kote zgornje plošče, L krajša stranica tlorisa (Dolšek in sod., 2015).

4.1.2 Kontrola zdrsa

Rezultati testiranj talnih sklopov na FGG (Dolšek in sod., 2015) so pokazali, da pri horizontalni obtežbi v mejnem stanju vedno pride do zdrsa na stiku EPSa in hidroizolacije. Stik EPSa in betona je bistveno bolj nosilen. Koeficient lepenja za stik varjene bitumenske hidroizolacije in EPSa je privzet kot minimalen izmed dobljenih vrednosti in sicer $k_f=0,61$. Kljub solidnemu koeficientu lepenja obstaja možnost, da pri zelo močnih potresih pride do omejenega zdrsa objekta. Standard (SIST EN 1998-1:2005) dopušča, da se objekti poškodujejo. Zdrsi pri tem niso problematični in so v primerjavi s pričakovanimi poškodbami samega objekta pri potresu nepomembni, če zagotovimo, da pri tem ne pride do poškodb instalacij plina in elektrike. V teh primerih je potrebno za velikost t.i. mejnega zdrsa omogočiti gibljivi del instalacijskih priključkov na objekte v vsaki smeri. V večini primerov nizkoenergijskih hiš je to najenostavneje izvesti s priključki v sloju fasadne toplotne izolacije z vložki iz mehke mineralne volne. Instalacije plina in elektrike varujemo vse do mejnega zdrsa v vse smeri objekta. Mejni zdrs je tista velikost zdrsa, kateri ustreza sprejemljiva zanesljivost za doseg kriterija po neporušitvi in neogrozitvi življenj. Kot sprejemljiva verjetnost v dobi enega leta za pojav mejnega zdrsa je za sisteme toplotne izolacije temeljnih plošč v študiji FGG IKPIR privzeta vrednost $5 \cdot 10^{-5}$ (Dolšek in sod., 2015).

Mejni zdrs, ki ga je potrebno zagotoviti v vseh smereh konstrukcije se določi v odvisnosti od razmerja med elastično potresno silo, ki ustreza potresu s povratno dobo 475 let, in težo objekta, ki je določena za potresno obtežno kombinacijo. Za mejni zdrs je predlagan model mejnega zdrsa po naslednji enačbi:

$$d_l = (S_e(T, S, a_{gR}, \gamma_l) - 0,2) \cdot k \quad (\text{cm}), S_e(g), T(s) \quad (4.2)$$
$$k = \begin{cases} (9T)^{2,8} + 1,5 & k_l = 0,61 \\ (9T)^{2,1} + 0,4 & k_l = 0,96 \end{cases}$$

kjer je d_l mejni zdrs, T nihajni čas objekta, $S_e(T, S, a_{gR}, \gamma_l)$ spektralni pospešek izražen z deležem pospeška prostega pada, γ_l faktor pomembnosti v odvisnosti od kategorije pomembnosti objekta. Mejni zdrs se mora izračunati za obe glavni smeri objekta. Merodajna je večja vrednost (Dolšek in sod., 2015).

4.1.3 Kontrola tlačnih napetosti v EPSu

Projektne napetosti v EPSu pod temeljno ploščo za dolgotrajne kombinacije obtežnih primerov z lastno, stalno in dolgotrajno koristno obtežbo (upoštevamo tudi sneg) $\sigma_{EPS,d}$ morajo zaradi vpliva lezenja izpolnjevati pogoje:

$$\sigma_{EPS,d} < \sigma_{cc}/\gamma_m \text{ ali } \sigma_{EPS,d} < 0,3 \cdot \sigma_{10}/\gamma_m \quad (4.3)$$

kjer je σ_{cc} trdnost pri tlačnem lezenju, σ_{10} tlačna trdnost pri 10 % deformaciji, γ_m varnostni faktor za EPS in znaša $\gamma_m = 1,1$ (Tekavec in Šterk, 2016).

4.1.4 Kontrola strižnih napetosti v EPS

Faktorirane strižne napetosti v tlačnem delu temeljne plošče zaradi horizontalne sile τ_d morajo biti manjše od mejne strižne napetosti čepastega stika:

$$\tau_{EPS,d} < \tau_{spoj}/\gamma_m \quad (4.4)$$

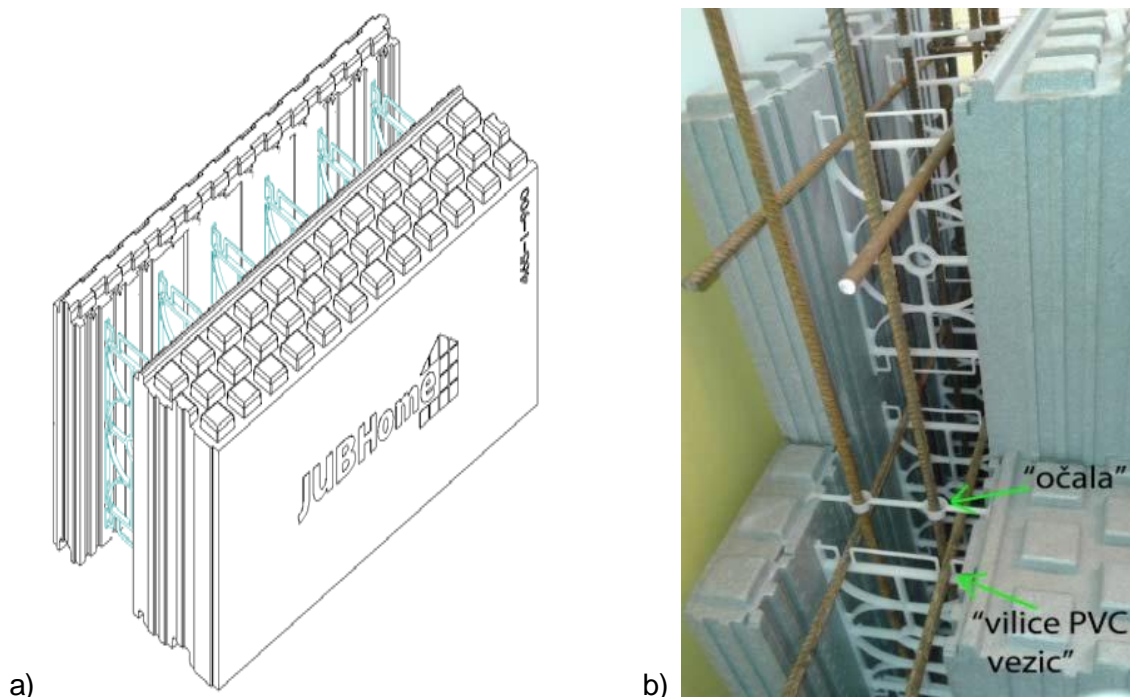
kjer je τ_{spoj} strižna trdnost čepastega stika. V primeru potresne obtežbe je $\tau_{EPS,d} = \tau_{EPS,E}$ (Tekavec in Šterk, 2016).

4.2 JUBHome WALL

Konstrukcijski sklop JUBHome WALL se gradi z zlaganjem stenskih modulov, ki so postavljeni iz dveh vertikalnih slojev toplotne izolacije EPS (ekspandirani polistiren), med seboj povezanih s plastičnimi vezicami (slika 4a). Na armiranobetonsko ploščo, v kateri je vgrajena armatura za sidranje sten, zložimo stenske module. V prostoru med obema slojema toplotne izolacije je potrebno namestiti horizontalno in vertikalno armaturo ter vgraditi beton. Višino betoniranja sten je potrebno omejiti zaradi velikih bočnih pritiskov betonske mešanice. Etažno višino se gradi v dveh fazah. Najprej je potrebno zabetonirati višino stene do višine

štirih stenskih modulov. Ko je dosežena primerna trdnost betona se zabetonira še preostanek višine. Medsebojno se beton iz obeh faz poveže preko delovnega stika in s preklapljanjem armature (Dolšek in sod., 2016).

Pri konstantni debelini notranjega sloja 75 mm, so zunanje dimenzije stenskega modula odvisne od debeline zunanje sloja toplotne izolacije ter znašajo skupno z betonskim jedrom 300, 390, 465 in 525 mm. Na vogalih, križiščih in zaključkih sten ter ob večjih odprtinah se v jedru sten izvede tudi zaključni robni element (vertikalni armaturni koš s stremeni), vsaka stena pa se na koncih zaključí s čelno EPS zaporo debeline 6 cm, ki se vloži vertikalno v pripravljen dvojni žleb stenskega modula. Horizontalno armaturo se polaga v vilice plastičnih (PP) vezic (slika 4b) z zgornje strani obojestransko. Prvi par palic je od tal oddaljen približno za 32 cm, nato pa se horizontalne palice polagajo modularno v višinskem razmiku 36,4 cm. Vertikalne palice se montirajo na primerno razdaljo, ki ustreza izbranemu mnogokratniku razdalje 7,5 cm, tako da se v zareze v vogalniku z vrha vtaknejo PP »očala«, v katere se vstavijo armaturne palice (slika 4b). Običajna medsebojna razdalja vertikalnih parov palic je 37,5 cm (Dolšek in sod., 2016).



a)

b)

Slika 4: a) TI stenski modul JUBHome in b) horizontalna in vertikalna armatura v konstrukcijskem sklopu JUBHome WALL (Dolšek in sod., 2016).

4.2.1 Navodila za projektiranje

Najmanjša predpisana uporaba kvalitete betona v sistemih JUBHome WALL je C25/30 in armatura jekla S500 kvalitete najmanj razreda B. Konstrukcija ne sme biti torzijsko podajna. Minimalna debelina sten mora biti vsaj 15 cm. Konstrukcija mora imeti v vsaki smeri stavbe in v vsaki etaži vsaj tolikšen delež sten, kot je prikazano v preglednici 2. Za nosilne stene so upoštevane vse stene, ki imajo dolžino večjo od 0,70 m in potekajo neprekinjeno od temeljne plošče do nivoja obravnavane etaže (Dolšek in sod., 2016).

Preglednica 2: Najmanjši delež nosilnih sten v eni izmed glavnih smeri, ki zagotavlja zadovoljitev pogoja o ciljni verjetnosti porušitve. Referenčni maksimalni pospešek tal a_{gR} ustreza povratni dobi 475 let (Dolšek in sod., 2016).

Število etaž	Pospešek na lokaciji $a_{gR} \cdot S$ (g)						
	< 0,125	< 0,15	< 0,175	< 0,20	< 0,225	< 0,25	> 0,25
1	1%	1%	1%	1%	1%	1%	1,5%
2	1%	1,5%	1,5%	2%	2,5%	2,5%	2,5%

Upoštevana morajo biti določila, ki so podana v poglavju 3. Zahteve glede dimenzioniranja in konstruiranja armature so podane v podpoglavjih 3.6, 3.7 in 3.8.

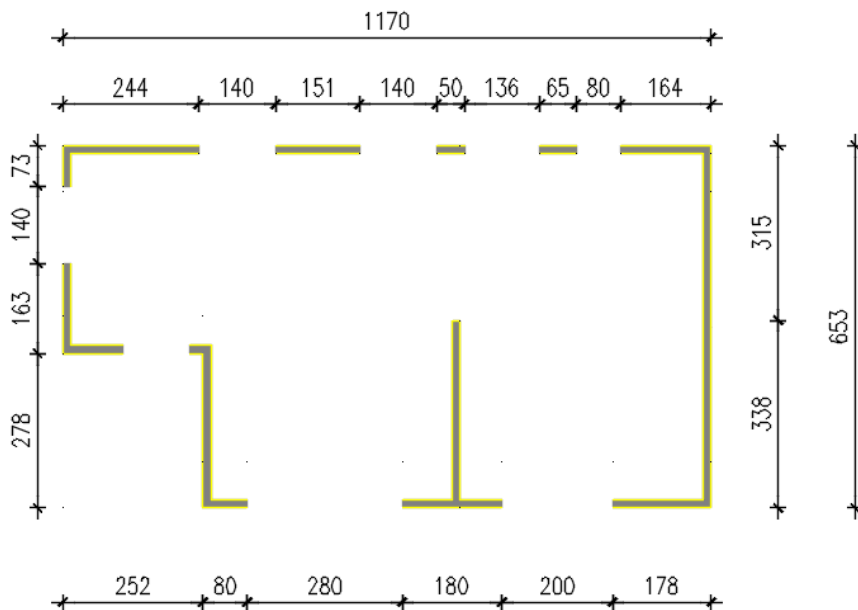
4.2.2 Faktor obnašanja za sistem JUBHome WALL

JUBHome WALL obravnavamo kot sistem velikih, šibko armiranih sten. Faktor obnašanja za šibko armirane stene se določi tako kot je definirano v podpoglavju 3.7.1. Tehnologija gradnje sistema JUBHome WALL predvideva izvedbo robnih elementov na stičišču sten z debelino 15 cm, zato ne izpolnjuje pogojev o minimalni dolžini in širini robnega elementa. Stopnja osne obremenitve v elementih sistema JUBHome bodo majhne, zato krajši robni elementi ne predstavljajo problema. Ker so izkušnje z odzivom stavb grajenih s sistemom JUBHome majhne, ocenjujemo, da pri projektiranju upoštevamo manjši faktor obnašanja in sicer $q = 2,0$ (Dolšek in sod., 2016).

5 POTRESNA ANALIZA OBJEKTA

5.1 Opis objekta

Za analizo je bila izbrana dvoetažna stavba. Tloris objekta nam je posredovalo podjetje JUB d.o.o. Tlorisni gabarit konstrukcije znaša 69 m². Stavba je sestavljena iz temeljne plošče debeline 25 cm, ki je položena na toplotno izolativno blazino. Slednja je sestavljena iz dveh delov ekspaniranega polistirena (EPS) debeline 15 cm, povezanih s čepastim stikom. Nosilno konstrukcijo predstavljajo armiranobetonske stene debeline 15 cm. Postavljene so po obodu konstrukcije in segajo neprekinjeno od temelja do vrha plošče. Armiranobetonski plošči, ki se nahajata nad pritličjem in prvim nadstropjem imata debelino 12 cm. Etažna višina znaša 2,6 m. Celotna višina objekta znaša 5,2 m. Streha je lesena dvokapnica z naklonom 30°. Za analizo smo predpostavili, da se objekt nahaja v Ljubljani. Objekt je obravnavan kot sistem JUBHome, ki je najbolj približen sistemu velikih, šibko armiranih sten. Na sliki 5 je prikazan tloris pritličja in nadstropja. Vse oznake so podane v centimetrih.



Slika 5: Tloris pritličja in nadstropja.

5.2 Uporabljeni materiali

Za stene in temelje smo izbrali beton kvalitete C30/37. V preglednici 3 so podane materialne karakteristike.

Preglednica 3: Materialne karakteristike betona C30/37.

Simbol	Pomen	Vrednost
f_{ck}	karakteristična tlačna trdnost	30 MPa
f_{cd}	projektna tlačna trdnost	20 MPa
E	elastični modul	33000 MPa
G	strižni modul	13750 MPa
γ_c	specifična teža betona	25 kN/m ³

Za armaturo smo izbrali jeklo S500 razreda B. Materialne karakteristike jekla so podane v preglednici 4.

Preglednica 4: Materialne karakteristike jekla S500.

Simbol	Pomen	Vrednost
f_{yk}	karakteristična vrednost meje tečenja	500 MPa
f_{yd}	projektna vrednost meje tečenja	435 MPa
E	elastični modul	210000 MPa
G	strižni modul	81000 MPa
γ	specifična teža	78 kN/m ³

Tako kot smo omenili, se pod temeljem nahaja toplotna izolacija. Izbrali smo, da je toplotna izolacija EPS 400. Materialne karakteristike so podane v preglednici 5.

Preglednica 5: Materialne karakteristike EPS 400 (Tekavec in Šterk, 2016).

Simbol	Pomen	Vrednost
σ_{10}	tlačna trdnost pri 10 % deformaciji	400 kN/m ²
σ_{cc}	trdnost pri tlačnem lezenju	120 kN/m ²
τ	strižna trdnost homogenega materiala	300 kN/m ²
G	strižni modul	8600 kN/m ²
τ_{spoj}	strižna trdnost čepastega stika	90 kN/m ²
k_{30}	strižna togost toplotne izolacije na enoto površine	19000 kN/m ³
k_l	koeficient lepenja	0,61
E	elastični modul	20000 kN/m ²
E_{cc}	dolgotrajni elastični modul	6000 kN/m ²

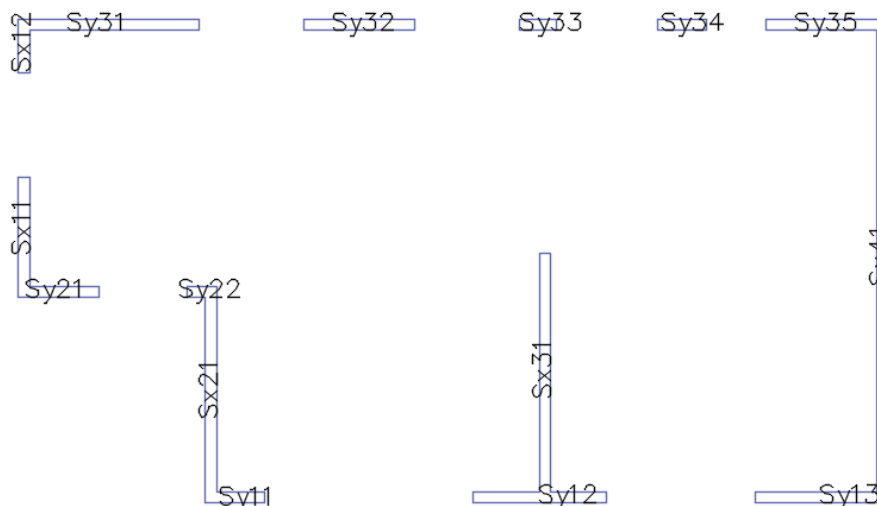
5.3 Lastna obtežba

5.3.1 Stene

Vse stene imajo debelino 15 cm, etažna višina znaša 2,6 m in so iz betona kvalitete C30/37. Dimenzije posameznih odsekov sten so podane v preglednici 6. Označili smo jih s črko S, tej pa sledi oznaka x ali y, ki nam pove v kateri smeri je nosilna posamezna stena. Prva številka označuje os na kateri leži stena, druga pa zaporedno številko zidu. Za lažjo predstavo so vse stene in njihove oznake prikazane na sliki 6.

Preglednica 6: Razdelitev sten in njihove karakteristike

	dolžina <i>l</i> (m)	širina <i>b</i> (m)	etažna višina <i>h</i> (m)
Sx11	1,6	0,15	2,6
Sx12	0,7	0,15	2,6
Sx21	2,8	0,15	2,6
Sx31	3,3	0,15	2,6
Sx41	6,5	0,15	2,6
Sy11	0,7	0,15	2,6
Sy12	1,8	0,15	2,6
Sy13	1,7	0,15	2,6
Sy21	1,0	0,15	2,6
Sy22	0,3	0,15	2,6
Sy31	2,4	0,15	2,6
Sy32	1,5	0,15	2,6
Sy33	0,5	0,15	2,6
Sy34	0,7	0,15	2,6
Sy35	1,6	0,15	2,6



Slika 6: Prikaz razdelitve sten glede na tloris.

5.3.2 Temeljna plošča

Temeljna plošča je položena na 30 cm debelo podlago EPSa, s tlorisno površino 69 m². Sestava temeljne plošče je prikazana v preglednici 7.

Preglednica 7: Konstrukcijski sklop temeljne plošče.

TEMELJNA PLOŠČA – P100			
material	prostorninska teža γ (kN/m ³)	debelina (m)	g (kN/m ²)
talna keramika	16	0,01	0,16
estrih	24	0,05	1,2
temeljna AB plošča	25	0,25	6,25
		Σ	7,61

5.3.3 Plošča nad pritličjem in nadstropjem

Plošči nad pritličjem in nadstropjem imata enaki tlorisni površini kakor temeljna plošča. V preglednici 8 je prikazana sestava plošče nad pritličjem in nadstropjem.

Preglednica 8: Konstrukcijski sklop plošče nad pritličjem in nadstropjem.

PLOŠČA NAD NADSTROPJEM IN PRITLIČJEM – P200/P300			
material	prostorninska teža γ (kN/m ³)	debelina (m)	g (kN/m ²)
talna keramika	16	0,01	0,16
estrih	24	0,05	1,2
AB plošča	25	0,12	3,0
omet	18	0,03	0,54
		Σ	4,9

5.3.4 Streha

Predpostavili smo, da je streha lesena dvokapnica z naklonom 30°. V preglednici 9 so prikazani podatki o strehi. Omeniti je potrebno, da so podatki približni, ker nismo imeli podatkov o strehi, vendar sklepamo, da je obtežba strehe primerna.

Preglednica 9: Konstrukcijski sklop strehe.

STREHA				
material	dimenzije (cm)	razdalja (m)	prostorninska teža γ (kN/m ³)	g (kN/m ²)
kritina	2,5	/	20	0,50
letve	3/5	0,3	4,3*	0,02
špirovci	12/14	0,9	4,3*	0,08
kapna lega	16/16	6,5	4,3*	0,02
vmesna lega	16/16	2,0	4,3*	0,06
			Σ	0,68
			Σ (30°)	0,79

*Opomba 1: Prostorninska teža smreke (SIST EN 1991-1-1:2004).

5.4 Koristna obtežba

V skladu s standardom (SIST EN 1991-1-1:2004) se določi koristno obtežbo talnih površin oziroma stropov glede na njihov namen. Naša stavba spada v kategorijo A, ki zajema bivalne prostore. Za koristno obtežbo talnih površin oziroma stropov smo izbrali priporočljivo vrednost 2,0 kN/m², ki jo določa standard. Za streho je priporočena vrednost koristne obtežbe 0,4 kN/m².

5.4.1 Sneg

Obtežbo snega smo določili v skladu s standardom SIST EN 1991-1-3:2004. Objekt se nahaja v Ljubljani, na nadmorski višini 300 m. Objekt ima dvokapno streho z naklonom 30°. Obtežbo snega se izračuna po naslednjem izrazu:

$$S = \mu \cdot C_e \cdot C_t \cdot S_k \quad (5.1)$$

kjer je:

μ oblikovni koeficient obtežbe snega; $\mu = 0,8$ za naklon $0^\circ \leq \alpha \leq 30^\circ$

C_e koeficient izpostavljenosti; $C_e = 1,0$

C_t toplotni koeficient; $C_t = 1,0$

$$s_k \quad \text{karakteristična obtežba snega na tleh; } s_k = 1,293 + \left[1 + \left(\frac{A}{728} \right)^2 \right]$$
$$s_k = 1,293 + \left[1 + \left(\frac{300}{728} \right)^2 \right] = 1,51 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$
$$S = 0,8 \cdot 1,0 \cdot 1,0 \cdot 1,51 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} = 1,21 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

5.5 Potresna obtežba

5.5.1 Osnovni podatki

Objekt se nahaja v Ljubljani. Referenčna vrednost maksimalnega pospeška a_{gR} , ki ga določimo na podlagi karte potresne nevarnosti znaša 0,25 g. Obravnavana konstrukcija spada v kategorijo pomembnosti II (običajne stavbe, ki ne pripadajo ostalim kategorijam). Projektni pospešek tal znaša torej $a_g = a_{gR} \cdot \gamma_I = 0,25 \text{ g}$.

Objekt se nahaja na območju, kateremu ustreza tip tal B. Vrednosti parametrov za ta tip so podane v preglednici 1 (podpoglavje 2.4.1).

5.5.2 Masa konstrukcije

Maso konstrukcije smo izračunali po enačbi (3.5), definirani v podpoglavju 3.3.3. Pri računu mase m_1 je upoštevana temeljna plošča in polovica površin sten v prvi etaži. Pri računu mase m_2 je upoštevana plošča nad pritličjem in polovica površin sten v spodnji in zgornji etaži. Pri računu mase m_3 je upoštevana plošča nad nadstropjem, polovica površin sten v drugi etaži in masa strehe.

$$m_1 = \left[69 \text{ m}^2 \cdot \left(7,61 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} + 0,5 \cdot 0,3 \cdot 2 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \right) + \frac{70 \text{ m}^2 \cdot 0,15 \text{ m}}{2} \cdot 25 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3} \right] / 9,81 \frac{\text{m}}{\text{s}^2} = 69 \text{ t}$$
$$m_2 = \left[69 \text{ m}^2 \cdot \left(4,90 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} + 0,5 \cdot 0,3 \cdot 2 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \right) + 70 \text{ m}^2 \cdot 0,15 \text{ m} \cdot 25 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3} \right] / 9,81 \frac{\text{m}}{\text{s}^2} = 63 \text{ t}$$
$$m_3 = \frac{\left[69 \text{ m}^2 \cdot \left(4,90 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} + 1,0 \cdot 0,3 \cdot 2 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \right) + \frac{70 \text{ m}^2 \cdot 0,15 \text{ m}}{2} \cdot 25 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3} + 69 \text{ m}^2 \cdot 0,79 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \right]}{9,81 \frac{\text{m}}{\text{s}^2}} = 58 \text{ t}$$

Obtežbo snega in koristno obtežbo nepohodnega stropa zaradi faktorja $\psi_{2,i}$ ne upoštevamo. Celotna masa konstrukcije m torej znaša $m = m_1 + m_2 + m_3 = 69 \text{ t} + 63 \text{ t} + 58 \text{ t} = 190 \text{ t}$.

5.5.3 Izračun masnega vztrajnostnega momenta

V nadaljevanju bomo prikazali, kako smo določili masni vztrajnostni moment. $L_x = 11,7$ m in $L_y = 6,5$ m sta daljši stranici tlorisa, $l_x = 2,5$ m in $l_y = 2,8$ m pa sta dolžini »izsekanega« dela stavbe. Vrednosti $dr_{y,i}$ in $dr_{x,i}$ predstavljata razdaljo od težišča do masnega središča.

$$A = A_1 - A_2 = L_x \cdot L_y - l_x \cdot l_y \cong 11,7 \text{ m} \cdot 6,5 \text{ m} - 2,5 \text{ m} \cdot 2,8 \text{ m} \cong 69 \text{ m}^2 \quad (5.2)$$

$$I_x = \frac{L_x \cdot L_y^3}{12} + dr_{y,1}^2 \cdot A_1 - \frac{l_x \cdot l_y^3}{12} - dr_{y,2}^2 \cdot A_2$$

$$I_x = \frac{11,7 \text{ m} \cdot (6,5 \text{ m})^3}{12} + (0,15 \text{ m})^2 \cdot 76,1 \text{ m}^2 - \frac{2,5 \text{ m} \cdot (2,8 \text{ m})^3}{12} - (2 \text{ m})^2 \cdot 7 \text{ m}^2 \quad (5.3)$$

$$I_x \cong 237 \text{ m}^4$$

$$I_y = \frac{L_y \cdot L_x^3}{12} + dr_{x,1}^2 \cdot A_1 - \frac{l_y \cdot l_x^3}{12} - dr_{x,2}^2 \cdot A_2$$

$$I_y = \frac{6,5 \text{ m} \cdot (11,7 \text{ m})^3}{12} + (0,45 \text{ m})^2 \cdot 76,1 \text{ m}^2 - \frac{2,8 \text{ m} \cdot (2,5 \text{ m})^3}{12} - (5,1 \text{ m})^2 \cdot 7 \text{ m}^2 \quad (5.4)$$

$$I_y \cong 697 \text{ m}^4$$

Masni vztrajnostni polmer smo izračunali po enačbi (5.5):

$$r^2 = \frac{I_x + I_y}{A} \quad (5.5)$$

$$r^2 = \frac{237 \text{ m}^4 + 697 \text{ m}^4}{69 \text{ m}^2} = 13,54 \text{ m}^2$$

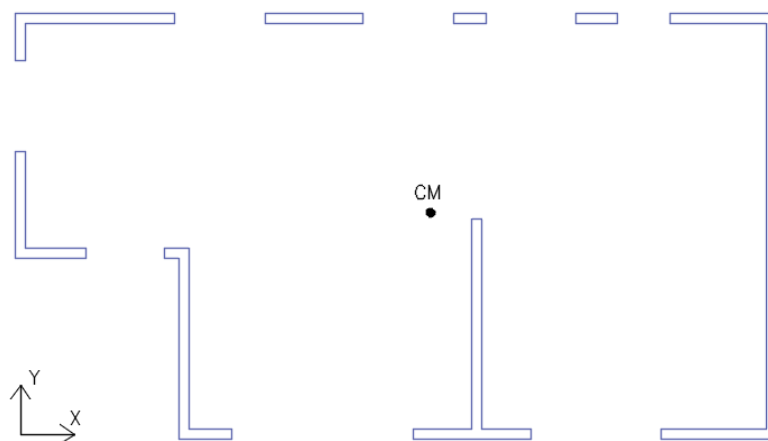
Masne vztrajnostne momente posamezne etaže pa smo določili po enačbi (5.6).

$$m_{\varphi} = m \times r^2 \quad (5.6)$$

V preglednici 10 so prikazane mase posameznih plošč, center mas (CM), masni vztrajnostni polmeri in masni vztrajnostni polmeri plošč. Na sliki 7 pa je prikazan samo center mas.

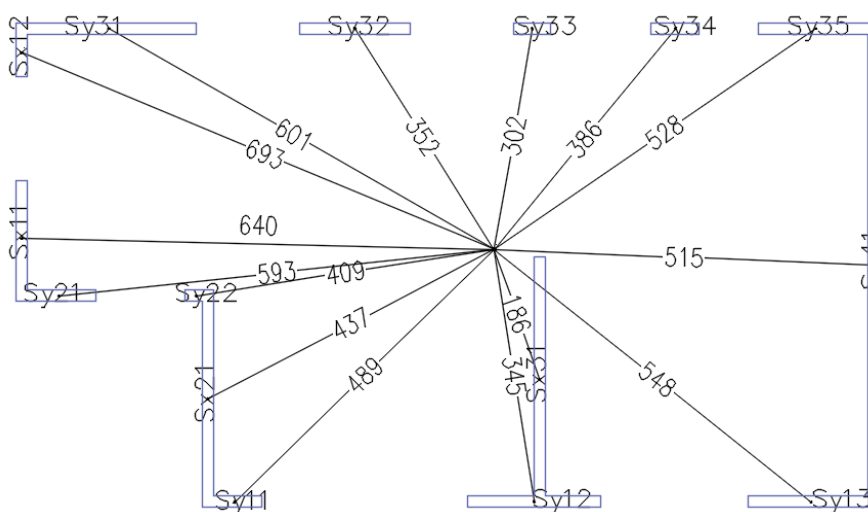
Preglednica 10: Mase, koordinate CM, masni vztrajnostni polmer plošč in masni vztrajnostni moment plošč.

POZ	$m_{i,p}$ (t)	X_i (m)	Y_i (m)	L_x (m)	L_y (m)	r^2 (m ²)	$m_{i,\varphi,p}$ (tm ²)
P100	56	6,30	3,40	11,7	6,5	13,54	758
P200	37	6,30	3,40	11,7	6,5	13,54	501
P300	39	6,30	3,40	11,7	6,5	13,54	528



Slika 7: Prikaz centra mas v vseh etažah.

Ker smo v programu SAP2000 upoštevali, da je specifična teža materiala enaka 0, smo morali posebej določiti masne vztrajnostne momente sten. To smo storili tako, da smo izmerili razdaljo od sredine osi stene do masnega središča. Prikaz določitve polmerov sten je prikazan na sliki 8.



Slika 8: Določitev masnih vztrajnostnih polmerov sten.

Masni vztrajnostni polmeri posameznih sten so prikazani v preglednici 11.

Preglednica 11: Prikaz izračuna masnih vztrajnostnih momentov sten.

stene	A (m ²)	t (m)	r (m)	m_s (t)	$m_{\varphi,s}$ (tm ²)
Sx11	4,0	0,15	6,40	1,55	63,3
Sx12	1,7	0,15	6,93	0,65	31,3
Sx21	7,2	0,15	4,37	2,76	52,8
Sx31	8,6	0,15	1,86	3,28	11,4
Sx41	16,9	0,15	5,15	6,46	171,3

se nadaljuje ...

...nadaljevanje preglednice 11: Prikaz izračunanih masnih vztrajnostnih momentov sten.

Sy11	1,9	0,15	4,89	0,72	17,2
Sy12	4,7	0,15	3,45	1,79	21,3
Sy13	4,4	0,15	5,48	1,69	50,9
Sy21	2,6	0,15	5,93	1,00	35,1
Sy22	0,8	0,15	4,09	0,31	5,2
Sy31	6,1	0,15	6,01	2,35	84,9
Sy32	3,9	0,15	3,52	1,50	18,6
Sy33	1,3	0,15	3,02	0,50	4,5
Sy34	1,7	0,15	3,86	0,65	9,6
Sy35	4,1	0,15	5,28	1,56	43,4
			Σ	26,77	621

Pri tem predstavlja A površino prečnega prereza sten, r pa masni vztrajnostni polmer, ki je enak oddaljenosti težišča obravnavane stene od centra mas. Pri izračunu masnih vztrajnostnih momentov smo upoštevali enaka določila kakor pri določitvi mas konstrukcije. Za obravnavano etažo smo upoštevali polovico spodnje in zgornje etaže.

V preglednici 12 so prikazani končni masni vztrajnostni momenti vseh elementov v posamezni etaži, ki smo jih vnesli v program SAP2000.

Preglednica 12: Masni vztrajnostni momenti.

	temelj	plošča nad pritličjem	plošča nad nadstropjem
$m_{i,\varphi,plošče} (tm^2)$	758	501	528
$m_{\varphi,stone} (tm^2)$	311	621	311

5.5.4 Pravilnost konstrukcije

Kriteriji za tlorisno pravilnost so podani v podpoglavju 3.2.1. Pri našem objektu je vitkost konstrukcije λ manjša od 4. Razmerje med dimenzijama tlorisa, $L_{max} = 11,7$ m in $L_{min} = 6,5$ m, znaša 1,8. V vsaki etaži je potrebno izpolniti pogoj, da je razdalja med središčem togosti in masnim središčem manjša od 30 % torzijskega polmera r in pogoj, da je torzijski polmer večji od vztrajnostnega polmera I_s . Konstrukcija je pravilna po višini, ker stene potekajo neprekinjeno od temelja do vrha stavbe. Nikjer ne pride do zožitve tlorisa v različnih etažah.

Ekscentričnost konstrukcije e_0

Ekscentričnost predstavlja razdaljo med masnim in togostnim središčem. Koordinate masnih središč so predstavljeni v preglednici 13. V vsaki etaži smo konstrukcijo v centru mas obremenili z enotskimi silami (F_x in F_y) in enotskim torzijskim momentom (M). Zaradi izogitve napakam, smo predpostavili njihovo vrednost $F_{x,y} = 10^6$ kN in $M_z = 10^6$ kNm. V

preglednici 13 so predstavljene rotacije etaž R_z v odvisnosti od posameznih sil (F_x in F_y) in momentov (M). Razmerje med rotacijo etaže v Y smeri $R_z(F_y)$ in rotacijo etaže zaradi torzijskega momenta $R_z(M)$ predstavlja razdaljo $e_{0,x}$ med središčem togosti in masnim središčem v X smeri. Na ekvivalenten način je določena vrednost ekscentričnosti $e_{0,y}$.

Preglednica 13: Koordinate centra mas (CM), rotacije etaž R_z zaradi delovanja sil F_i in torzijskega momenta M , ekscentričnost $e_{0,i}$ in koordinate centra togosti (CR).

POZ	X_{CM} (m)	Y_{CM} (m)	$R_z(F_x)$ (rad)	$R_z(F_y)$ (rad)	$R_z(M_z)$ (rad)	$e_{0x,i}$ (m)	$e_{0y,i}$ (m)	X_{CR} (m)	Y_{CR} (m)
P300	6,3	3,4	0,3773	-0,1049	0,2802	0,37	1,35	6,67	4,75
P200	6,3	3,4	0,1885	-0,0447	0,2354	0,19	0,80	6,49	4,20
P100	6,3	3,4	0,0077	-0,0162	0,1840	0,09	0,04	6,39	3,44

Torzijski in vztrajnostni polmer

Potrebno je določiti translacijske togosti za X in Y smer (K_{FX} , K_{FY}) in torzijsko togost (K_M). V centru togosti smo konstrukcijo ponovno obremenili z enotskimi silami, tako kot smo to storili pri določevanju ekscentričnosti. Zaradi izogitve napakam smo tudi tukaj enotske sile in momente povečali za jakost 10^6 . Togosti zaradi sil F_x , F_y in momentov M_i se določi po naslednjih enačbah:

$$K_{MT,i} = \frac{M_i}{R_{z,i}(M_i)} \quad (5.7)$$

$$K_{FX,i} = \frac{F_{x,i}}{U_{x,i}(F_{x,i})} \quad (5.8)$$

$$K_{FY,i} = \frac{F_{y,i}}{U_{y,i}(F_{y,i})} \quad (5.9)$$

Na podlagi togosti etaž smo določili torzijske polmere, ki se jih določi po naslednjih enačbah:

$$r_{x,i} = \sqrt{\frac{K_{MT,i}}{K_{FY,i}}} \quad (5.10)$$

$$r_{y,i} = \sqrt{\frac{K_{MT,i}}{K_{FX,i}}} \quad (5.11)$$

Vztrajnostni polmer etaže I_s je definiran kot kvadratni koren količnika masnega vztrajnostnega momenta in mase etaže. Rezultati so prikazani v preglednici 14.

Preglednica 14: Togosti zaradi sil F_x , F_y in momentov M_i ter vztrajnostna polmera $r_{x,i}$ in $r_{y,i}$.

POZ	K_{FX} (kN/m)	K_{FY} (kN/m)	K_{MT} (kN/m)	$r_{x,i}$ (m)	$r_{y,i}$ (m)	I_s (m)
P300	91534	72623	3569109	7,01	6,24	4,07
P200	146859	123249	4247403	5,87	5,38	4,37
P100	297764	297667	5435373	4,27	4,27	4,17

Kontrola

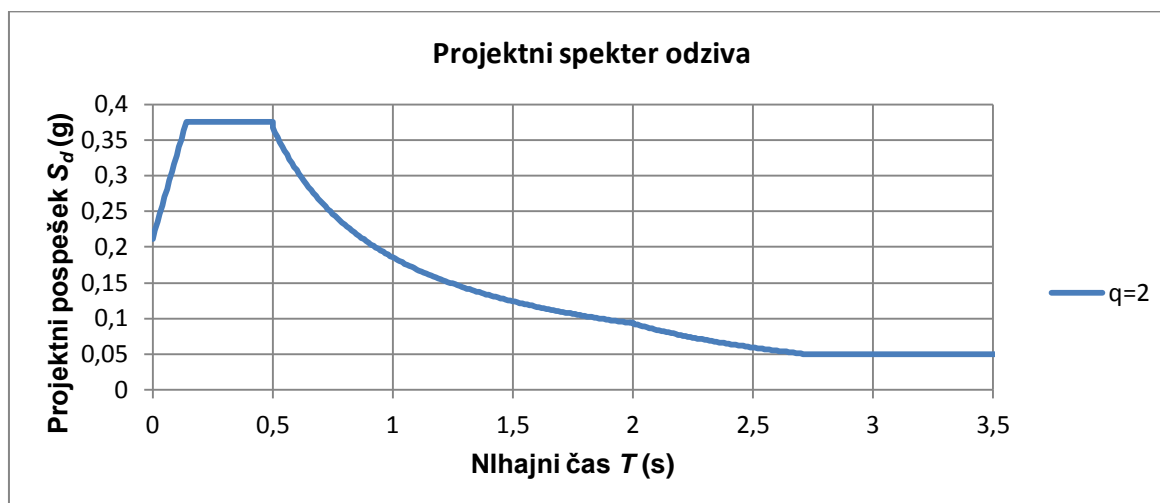
Konstrukcija je tlorisno pravilna, ker je ekscentričnost manjša od 30 % torzijskega polmera, torzijski polmer pa je večji od vztrajnostnega polmera. Rezultati so prikazani v preglednici 15.

Preglednica 15: Kontrola tlorisne pravilnosti. Vse količine so izražene v metrih.

POZ	X smer				Y smer							
	e_{0x}	<	$0,3r_x$	r_x	>	I_s	e_{0y}	<	$0,3r_y$	r_y	>	I_s
P300	0,37		2,10	7,01		4,07	1,35		1,87	6,24		4,07
P200	0,19		1,76	5,87		4,37	0,80		1,61	5,38		4,37
P100	0,09		1,28	4,27		4,17	0,04		1,28	4,27		4,17

5.5.5 Projektni spekter odziva

Projektni spekter odziva je odvisen od faktorja obnašanja q . Z njim zmanjšamo vrednostni na elastičnem spektru odziva. Uporabili smo projektni spekter odziva z vrednostjo faktorja obnašanja $q = 2$, ki je prikazan na sliki 9.



Slika 9: Projektni spekter uporabljen v analizi.

5.5.6 Vpliv slučajne torzije

V skladu s SIST EN 1998-1:2005, 4.3.2 smo upoštevali vpliv naključne torzije in center mas izmaknili iz nazivne lege v vsaki smeri za vrednost $e_{a,i}$, kot je podano v enačbi (3.3). V smeri X znaša vrednost $e_{a,x} = 0,05 \cdot 11,7 \text{ m} = 0,59 \text{ m}$. V smeri Y pa $e_{a,y} = 0,05 \cdot 6,5 \text{ m} = 0,33 \text{ m}$. Vrednosti torzijskih momentov zaradi vpliva slučajne torzije so podani v preglednici 16. Potresne sile so iz analize. Potresna obtežba je definirana s spektri odziva. Torzijski moment M_a smo tako dobili po SRSS pravilu.

Preglednica 16: Torzijski momenti zaradi vpliva slučajne torzije.

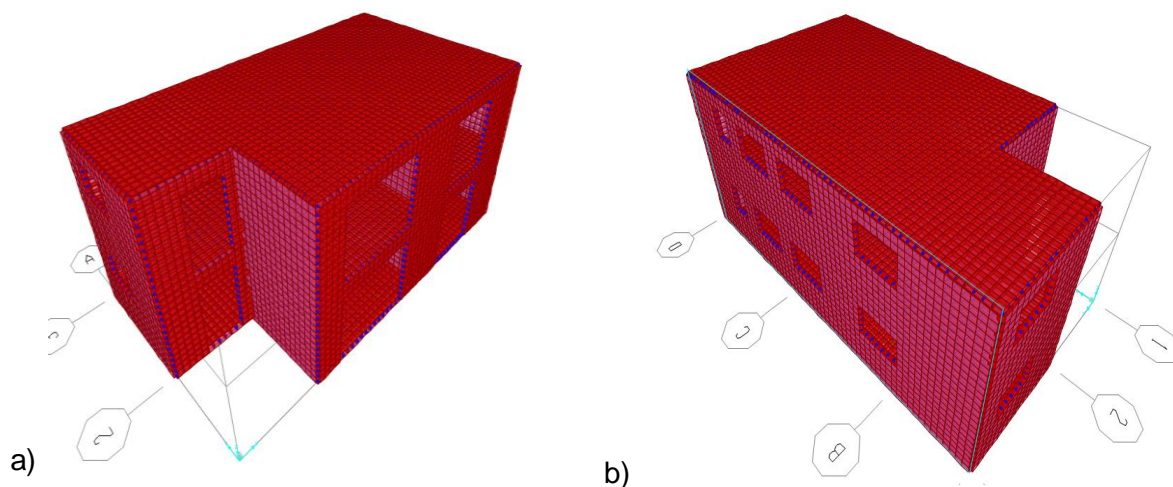
POZ	F_{xi} (kN)	F_{yi} (kN)	$L_{x,i}$ (m)	$L_{y,i}$ (m)	e_{ax} (m)	e_{ay} (m)	M_{xi} (kNm)	M_{yi} (kNm)	M_a (kNm)
P300	294	301	11,7	6,5	0,59	0,33	173	99	199
P200	187	191	11,7	6,5	0,59	0,33	110	63	127
P100	21	22	11,7	6,5	0,59	0,33	12	7	14

5.6 Modeliranje konstrukcije

Tako kot smo že omenili, smo analizo opravili s programom SAP2000. Konstrukcijo smo modelirali kot prostorski model, s ploskovnimi elementi tipa »shell«. Predpostavili smo, da so plošče v svoji ravnini neskončno toge. To smo dosegli tako, da smo vsa vozlišča na nivoju plošč povezali s togo diafragmo. Pod temeljno ploščo smo namestili vzmeti, katerih togost je enaka ekvivalentni togosti toplotne izolacije in zemljine. Vpliv razpokanosti prereзов smo zajeli tako, da smo zmanjšali togost za faktor 0,5.

5.6.1 Prikaz konstrukcije

Celotna konstrukcija je sestavljena iz ploskovnih elementov. Vse stene in plošče smo razdelili na končne elemente velikosti $0,2 \text{ m} \cdot 0,2 \text{ m}$. Na sliki 10 je prikazan 3D model konstrukcije.



Slika 10: 3D model konstrukcije: a) pogled od spredaj in b) pogled od zadaj.

5.6.2 Obtežba na konstrukciji

Stalne in spremenljive vplive smo definirali za vsako ploščo posebej.

1) Temelj

Na temelj deluje lastna in koristna obtežba temelja. Lastna teža znaša $g = 7,61 \text{ kN/m}^2$.

Spremenljiva obtežba ima vrednost $q = 2,0 \text{ kN/m}^2$.

2) Plošča nad pritličjem

Na ploščo nad pritličjem deluje lastna in koristna obtežba plošče. Lastna teža znaša $g = 4,9 \text{ kN/m}^2$. Spremenljiva obtežba ima vrednost $q = 2,0 \text{ kN/m}^2$.

3) Plošča nad nadstropjem

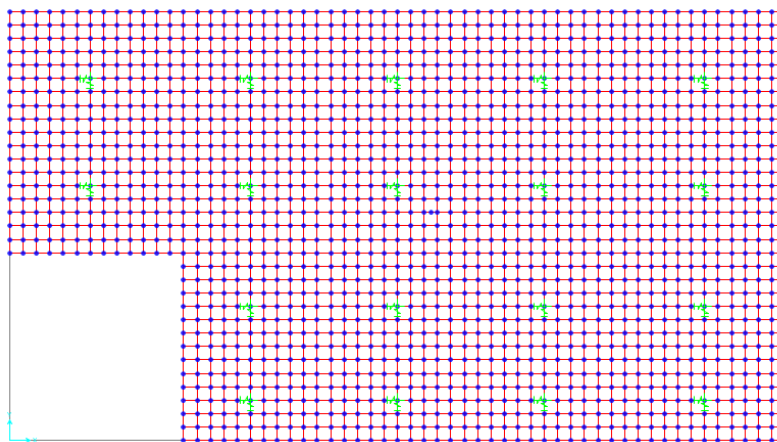
Na vrhno ploščo deluje lastna in koristna obtežba plošče, lastna in koristna obtežba strehe ter obtežba snega. Lastna teža znaša $g = 4,9 \text{ kN/m}^2 + 0,79 \text{ kN/m}^2 = 5,69 \text{ kN/m}^2$. Obtežba snega znaša $q_s = 1,21 \text{ kN/m}^2$. Koristna obtežba znaša $q = 2,0 \text{ kN/m}^2 + 0,4 \text{ kN/m}^2 = 2,4 \text{ kN/m}^2$.

5.7 Modeliranje toplotne izolacije

Potrebno je bilo upoštevati, da se temeljna plošča nahaja na toplotni izolaciji debeline 30 cm. To smo v programu naredili tako, da smo temeljno ploščo razdelili na vplivne površine kot je prikazano na sliki 11. Na sredini vsakega območja smo definirali podporo, ki preprečuje vse zasuke, vendar dopušča pomike v X, Y in Z smeri in definirali vzmeti, katerim smo določili ustrezne togosti. Gre za približen model, vendar sklepamo, da je dovolj zanesljiv za analizo, ki smo jo opravili. Na sliki 12 je prikazano, kako smo vzmeti in podpore definirali v programu.

4,68	3,96	3,96	3,96	4,32
4,68	3,96	3,96	3,96	4,32
	3,08	3,08	3,08	3,36
	3,08	3,08	3,08	3,36

Slika 11: Prikaz površin posameznih področij.



Slika 12: Prikaz podpor in vzmeti v programu SAP.

5.7.1 Določitev vertikalnega modula reakcije podlage

Potrebno je določiti pravilen vertikalni modul reakcije tal, ki je vhodni podatek vzmeti pri izračunu talne plošče na elastični podlagi. Vertikalni modul reakcije tal je sestavljen iz modula reakcije osnovnih tal k_z in prispevka toplotne izolacije pod talno ploščo k_{TI} . Skupni modul dobimo po principu določitve togosti za zaporedno vezane vzmeti (Tekavec in Šterk, 2016). Za E_{TI} smo upoštevali kratkotrajni modul elastičnosti. Prispevek modula reakcija podlage toplotne izolacije k_{TI} dobimo po enačbi (5.12):

$$\begin{aligned}
 k_{TI} &= \sigma / \Delta u_{TI} = \sigma / (\varepsilon \cdot d_{TI}) = E / d_{TI} \\
 k_{TI} &= 20000 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} / 0,3 \text{ m} = 66667 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3}
 \end{aligned}
 \tag{5.12}$$

kjer je:

- 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 (kratkotrajni E ali dolgotrajni E_{cc});

Ker nismo imeli dovolj podatkov o karakteristikah zemljine, smo z zelo približnim računom določili togosti vzmeti z metodo modula reakcije tal. Modul reakcije tal je definiran kot kvocient med pritiskom v poljubni točki na dnu temelja in med tam nastalo deformacijo (Fajfar, 1984). Vrednosti modula reakcija tal v odvisnosti od dopustne napetosti tal so podane v preglednici 17.

Preglednica 17: Modul reakcije tal v odvisnosti od dopustne napetosti tal (Fajfar, 1984).

Dopustna napetost tal (kN/m^2)	Modul reakcije tal k_z (kN/m^3)
100	20000
200	40000
300	50000
400	60000
500	70000

Za obravnavani primer smo izbrali srednjo vrednost, torej $k_z = 50000 \text{ kN/m}^3$. Skupni vertikalni modul reakcije podlage k_v je določen po enačbi (5.13):

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

$$k_v = k_v = 1/\left(1/50000 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3} + 1/66667 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3}\right) = 28571 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3} \quad (5.13)$$

5.7.2 Določitev strižne togosti toplotne izolacije

Zaradi bočnega zibanja je pomembna tudi strižna togost toplotne izolacije na enoto površine. Ta količina predstavlja obnašanje podpornih vzmeti temeljne plošče v obeh horizontalnih smereh. Strižna togost k_{30} je na podlagi testiranj določena pri 30 odstotni strižni napetosti potrebni za zdrs temelja in pripadajočemu pomiku pri tej napetosti, za debelino izolacije 30 cm. Računsko strižno togost k_h dobimo po enačbi (5.14) (Tekavec in Šterk, 2016):

$$k_h = k_{30} \cdot d_0/d_{TI}$$

$$k_h = 19000 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3} \cdot 0,3 \text{ m}/0,3 \text{ m} = 19000 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3} \quad (5.14)$$

kjer je:

$d_0=0,3 \text{ m}$ testna debelina toplotne izolacije;

d_{TI} debelina toplotne izolacije;

5.7.3 Račun togosti vzmeti

Vsaki vzmeti, ki smo jo definirali v programu je bilo potrebno določiti strižno in vertikalno togost. V preglednici 18 so prikazani rezultati, ki smo jih dobili tako, da smo vertikalni modul reakcije podlage in strižno togost pomnožili z vplivno površino, ki so podane na sliki 11.

Preglednica 18: Vrednosti togosti vzmeti glede na vplivno površino.

Vzmeti		
A (m ²)	k _v (kN/m)	k _h (kN/m)
4,68	133712	88920
4,32	123427	82080
3,96	113141	75240
3,36	95999	63840
3,08	87999	58520

5.8 Obtežne kombinacije

S črko P smo zajeli obtežne kombinacije, ki zajemajo potresno projektno stanje. S črko K smo zajeli obtežne kombinacije, ki zajemajo trajno projektno stanje in se jih določi po naslednji enačbi (SIST EN 1990:2004, 6.4.3.2) :

$$\sum \gamma_{G,j} G_{k,j} + \gamma_{Q,1} Q_{k,1} + \sum \gamma_{Q,i} \psi_{0,i} Q_{k,i} \quad (5.15)$$

kjer ima $\psi_{0,1}$ pri obtežbi s snegom vrednost 0,5, pri koristni obtežbi pa vrednost 0,7.

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

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

$$K1: 1,35 \cdot G + 1,5 \cdot Q + 0,75 Q_s$$

$$K2: 1,35 \cdot G + 1,5 \cdot Q_s + 1,05 \cdot Q$$

5.9 Rezultati analize

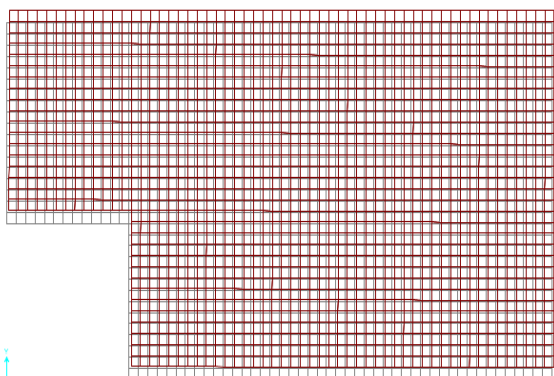
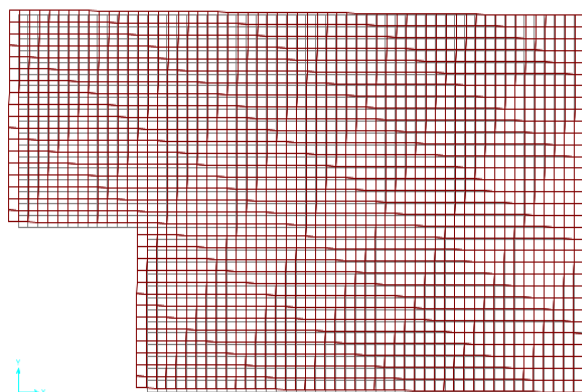
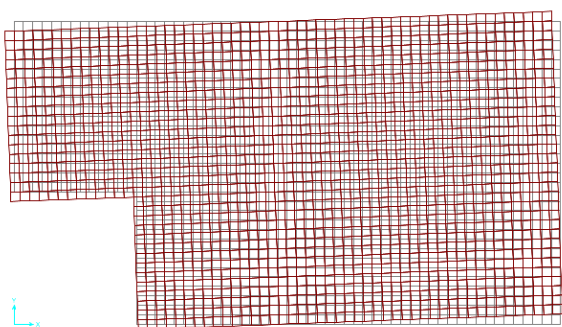
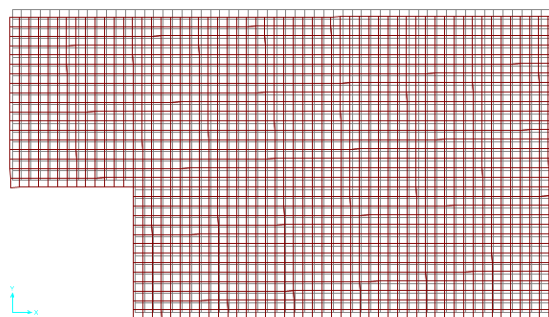
5.9.1 Nihajni časi in nihajne oblike

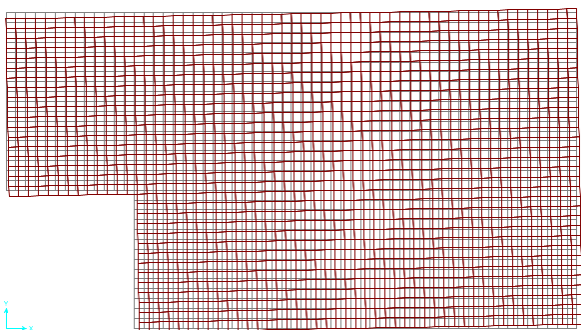
Ker je konstrukcija definirana kot sistem z velikimi, šibko armiranimi stenami, morajo biti osnovni nihajni čas manjši od 0,5 s. Efektivna masa mora znašati v vsaki smeri posebej vsaj 90 % celotne konstrukcije in upoštevati vse nihajne oblike z efektivnimi masami večjimi od 5 % celotne mase konstrukcije (Beg in Pogačnik, 2009). Pogoj je izpolnjen z upoštevanjem prvih 5 nihajnih oblik. V preglednici 19 so prikazani nihajni časi in efektivne mase konstrukcije.

Preglednica 19: Nihajni časi in efektivne mase.

Nihajna oblika	T (s)	$m_{eff,x}$	$m_{eff,y}$	m_{rz}	$\sum m_{eff,x}$	$\sum m_{eff,y}$	$\sum m_{rz}$
1	0,157	0,03	0,66	0	0,03	0,66	0,00
2	0,140	0,67	0,03	0,03	0,70	0,69	0,03
3	0,053	0,16	0,01	0,60	0,86	0,70	0,63
4	0,047	0,02	0,29	0,00	0,88	0,99	0,63
5	0,042	0,11	0,01	0,28	0,99	0,99	0,91

Izkaže se, da sta vpliva zaradi vzbujanja v X in Y smeri približno enaka. V primeru vzbujanja v smeri X je najbolj pomembna druga nihajna oblika, v primeru vzbujanja v Y smeri pa prva nihajna oblika. Opazimo, da je tretja nihajna oblika torzijska. Izkaže se, da konstrukcija ni torzijsko občutljiva. To smo pričakovali, saj so stene razdeljene po obodu konstrukcije in ne pride do velikih odstopanj mas od centrov togosti. Na spodnjih slikah so prikazane nihajne oblike.

Slika 13: Prva translacijska nihajna oblika v smeri Y ($T = 0,157$ s).Slika 14: Prva translacijska nihajna oblika v smeri X ($T = 0,140$ s).Slika 15: Prva torzijska nihajna oblika ($T = 0,053$ s).Slika 16: Druga translacijska nihajna oblika v smeri Y ($T = 0,047$ s).



Slika 17: Druga torzijska nihajna oblika ($T = 0,042$ s).

5.9.2 Kontrola celotne prečne sile

Celotna potresna sila, ki smo jo izračunali z modalno analizo znaša v X smeri $F_{b,x} = 502$ kN, v Y smeri pa $F_{b,y} = 514$ kN. Opazimo, da prihaja do minimalnih odstopanj glede na smer vzbujanja. Kontrolo izvedemo tako, da ocenimo zgornjo in spodnjo mejo za celotno prečno silo.

1) X smer

$T_2 = 0,140$ s – Prva translacijska nihajna oblika v smeri X

$$0 \leq T_2 \leq T_B: S_d(T_2) = a_g \cdot S \cdot (2/3 + T/T_B \cdot (2,5/q - 2/3)) = 0,363 \text{ g}$$

$$F_{b,min} = m_{eff,2} \cdot S_d(T_2) = 127 \text{ t} \cdot 0,393 \cdot 9,81 \text{ m/s}^2 = 490 \text{ kN}$$

$$m_{eff,2} = 0,67 \cdot 190 \text{ t} = 127 \text{ t}$$

$$F_{b,max} = 190 \text{ t} \cdot 0,363 \cdot 9,81 \text{ m/s}^2 = 677 \text{ kN}$$

Celotna potresna sila, ki smo jo izračunali z modalno analizo je v intervalu, ki ga določata spodnja in zgornja meja celotne prečne sile.

$$F_{b,min} \leq F_{b,x} \leq F_{b,max} = 490 \text{ kN} \leq 502 \text{ kN} \leq 677 \text{ kN} \quad (5.16)$$

2) Y smer

$T_1 = 0,157$ s – Prva translacijska nihajna oblika v smeri Y

$$T_B \leq T_1 \leq T_c: S_d(T_1) = a_g \cdot S \cdot 2,5/q = 0,375 \text{ g}$$

$$F_{b,min} = m_{eff,1} \cdot S_d(T_1) = 125 \text{ t} \cdot 0,375 \cdot 9,81 \text{ m/s}^2 = 460 \text{ kN}$$

$$m_{eff,1} = 0,66 \cdot 190 \text{ t} = 125 \text{ t}$$

$$F_{b,max} = 190 \text{ t} \cdot 0,375 \cdot 9,81 \text{ m/s}^2 = 699 \text{ kN}$$

Celotna potresna sila, ki smo jo izračunali z modalno analizo je v intervalu, ki ga določata spodnja in zgornja meja celotne prečne sile.

$$F_{b,min} \leq F_{b,y} \leq F_{b,max} = 460 \text{ kN} \leq 514 \text{ kN} \leq 699 \text{ kN} \quad (5.17)$$

Poglejmo še razmerje med celotno prečno silo in celotno težo konstrukcije.

X smer: $\rho_x = 502 \text{ kN} / 1864 \text{ kN} = 27 \%$

Y smer: $\rho_y = 514 \text{ kN} / 1864 \text{ kN} = 28 \%$

5.9.3 Kontrola pomikov

Kontrolo pomikov smo izvedli z upoštevanjem določil, ki so podani v podpoglavju 3.5. V preglednici 20 je izvedena kontrola etažnih pomikov za točko v središču mas (CM). Pri pogoju za omejitev poškodb smo upoštevali neduktilne konstrukcijske elemente, ker imajo najstrožja določila glede etažnega pomika. Upoštevani sta bili kombinaciji P1 in P2, v katerih je zajet vpliv torzije in povzročata največje pomike v izbrani smeri. Potresna kombinacija P1: $1,0 \cdot G + 0,3 \cdot Q \pm 1,0 \cdot E_{a,x} \pm 0,3 E_{a,y} \pm M_a$, povzroča največje pomike $d_{s,x}$ v X smeri. Potresna kombinacija P2: $1,0 \cdot G + 0,3 \cdot Q \pm 0,3 \cdot E_{a,x} \pm 1,0 E_{a,y} \pm M_a$, povzroča največje etažne pomike $d_{s,y}$ v Y smeri. V programu SAP2000 smo odčitali pomike za vsak vpliv, ki deluje na konstrukcijo in jih sešteli tako kot je določeno v posameznih kombinacijah. Dobljene pomike smo nato povečali za faktor obnašanja q , ki ima vrednost 2. Pomike, ki smo jih povečali za faktor obnašanja, je potrebno zmanjšati za redukcijski faktor ν , ki ima vrednost 0,5, torej se vpliva »izničita«. Višina posamezne etaže h znaša 2,6 m. Iz preglednice 23 je razvidno, da se kontrola izide.

Pomiki posameznih etaž so majhni, kar je tudi pričakovati. Obravnavamo majhno, nizko stavbo, katere celotna višina znaša 5,2 m. Celotna konstrukcija je iz armiranega betona in je zato zelo toga.

Preglednica 20: Kontrola etažnih pomikov.

POZ	$d_{s,x}$ (cm)	$d_{s,y}$ (cm)	$0,005h$ (cm)
P200	0,15	0,19	1,3
P300	0,26	0,34	1,3

5.9.4 Kontrola prevrnitve

Kontrolo prevrnitve smo naredili za smer X in smer Y, tako kot od nas zahtevajo določila podana v podpoglavju 4.1.1. V enačbi (4.1) nastopa projektna sila F_b , ki naj bi bila določena po metodi z vodoravnimi silami, vendar smo upoštevali tisto potresno silo, ki smo jo dobili v projektnem potresnem stanju iz analize. S tem ne storimo velike napake, saj ni pričakovati, da bi prišlo do prevrnitve. Faktor obnašanja q ima vrednost 2,0. Daljša stranica v X smeri znaša $L_x = 11,7$ m, krajša stranica v Y smeri pa $L_y = 6,5$ m. Celotna višina objekta znaša

$H = 5,2$ m, njegova teža pa $W = 1864$ kN. Izkazalo se je, da je prevrtni moment premajhen, da bi prišlo do prevrtnice objekta. V preglednici 21 je opravljena kontrola prevrtnice, na katero objekt ni občutljiv.

Preglednica 21: Kontrola prevrtnice za X in Y smer, vse enote so v kNm.

	$F_b \cdot q \cdot H / 2$	$< W \cdot L / 2$
X-smer	2608	10904
Y-smer	2673	6058

5.9.5 Kontrola zdrsa

Tudi pri kontroli zdrsa moramo opraviti analizo v obeh glavnih smereh. Mejni zdrs se določi v odvisnosti od razmerja med elastično potresno silo, ki ustreza potresu s povratno dobo 475 let, in teži objekta. Privzeli smo, da ima koeficient lepljenja k_f vrednost 0,61.

1) X smer

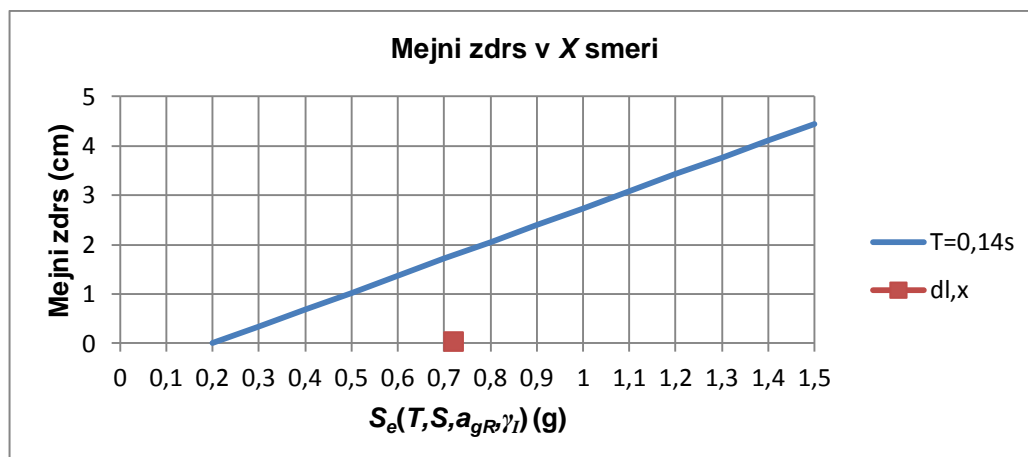
V X smeri znaša nihajni čas konstrukcije $T_2 = 0,14$ s. Vrednost spektralnega pospeška $S_e(T)$ določimo po enačbi (2.1), mejni zdrs $d_{l,x}$ pa po enačbi (4.2):

$$S_e(T_2) = a_g \cdot S \cdot (1 + T/T_B \cdot (\eta \cdot 2,5 - 1)) = 0,25 \text{ g} \cdot 1,2 \cdot (1 + 1,40/0,15 \cdot (1,0 \cdot 2,5 - 1)) = 0,72 \text{ g}$$

$$d_{l,x} = (0,72 - 0,2) \cdot 3,43 = 1,78 \text{ cm}$$

$$k = (9 \cdot 0,14)^{2,8} + 1,5 = 3,43$$

V programu SAP2000 smo preverili pomik, ki znaša za X smer $d_x = 0,08$ cm. To je manjše od mejnega zdrsa v X smeri, ki je grafično prikazan na sliki 18. Na lokaciji objekta so možni tudi močnejši potresi, obenem pa zdrs pod temeljno ploščo v našem modelu nismo eksplicitno modelirali, zato je potrebno z izvedbo inštalacij vseeno omogočiti mejni zdrs v vsaki smeri.



Slika 18: Kontrola mejnega zdrsa v X smeri.

2) Y smer

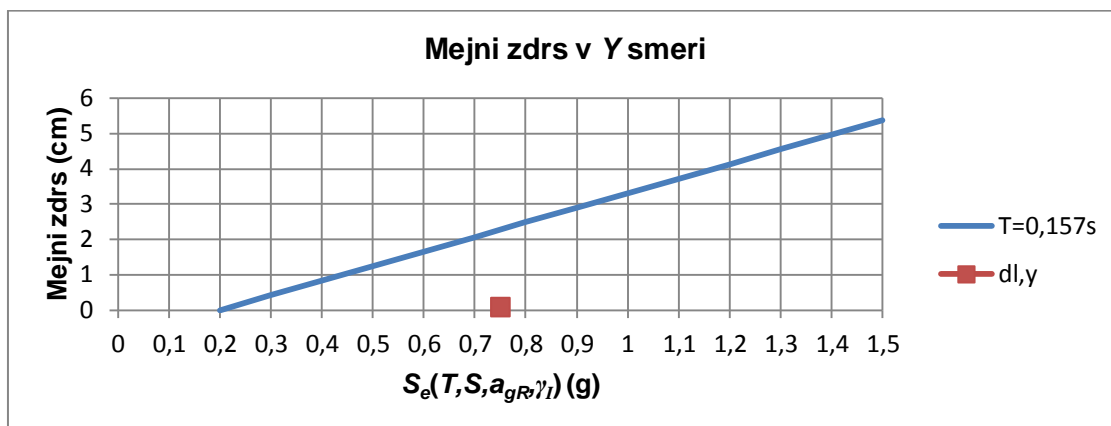
V Y smeri znaša nihajni čas konstrukcije $T_1 = 0,157$ s. Vrednost spektralnega pospeška $S_e(T)$ določimo po enačbi (2.2), mejni zdrs $d_{l,y}$ pa po enačbi (4.2):

$$S_e(T_1) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot 2,5 = 0,25 \text{ g} \cdot 1,2 \cdot 1,0 \cdot 2,5 = 0,75 \text{ g}$$

$$d_{l,y} = (0,75 - 0,2) \cdot 4,13 = 2,27 \text{ cm}$$

$$k = (9 \cdot 0,157)^{2,8} + 1,5 = 4,13$$

V programu SAP2000 smo preverili pomik, ki znaša za Y smer $d_y = 0,08$ cm. To je manjše od mejnega zdrsa v Y smeri, ki je grafično prikazan na sliki 19. Na lokaciji objekta so možni tudi močnejši potresi, obenem pa zdrs pod temeljno ploščo v našem modelu nismo eksplicitno modelirali, zato je potrebno z izvedbo inštalacij vseeno omogočiti mejni zdrs v vsaki smeri.



Slika 19: Kontrola mejnega zdrsa v Y smeri.

Na tem mestu bi želeli opozoriti, da je smiselno izvesti priključke v sloju fasadne toplotne izolacije z vložki iz mehke mineralne volne, da ne pride do poškodb instalacije plina ali elektrike, ki bi lahko ogrožala človeška življenja.

5.9.6 Kontrola tlačnih napetosti v EPS

Projektne napetosti pod temeljno ploščo morajo biti manjše od 30 % tlačne trdnosti, ki je izmerjena pri 10 % deformaciji EPSa, kot je določeno v enačbi (4.3). Pri vsaki vzmeti, ki smo jih definirali v programu smo odčitali reakcije in jih nato delili z njihovo vplivno površino, da smo dobili napetosti. Pri preverjanju tlačnih sil v EPSu je bila kritična obtežna kombinacija K1, pri kateri znaša napetost v izolaciji $\sigma_{EPS,d} = 45 \text{ kN/m}^2$. Kontrola se izide.

$$\sigma_{EPS,d} < 0,3 \cdot \sigma_{10} / \gamma_m = 45 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} < 0,3 \cdot \frac{400 \text{ kN}}{1,1 \text{ m}^2} = 109 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \quad (5.18)$$

5.9.7 Kontrola strižnih sil v EPS

Faktorirane strižne napetosti zaradi horizontalne sile morajo biti manjše od mejne strižne napetosti čepastega stika, tako kot je določeno v enačbi (4.4). Pri vsaki vzmeti, ki smo jih definirali v programu smo odčitali reakcije in jih nato delili z njihovo vplivno površino, da smo dobili napetosti. Pri preverjanju strižnih napetosti je bila kritična obtežna kombinacija P2, njena vrednost znaša $\tau_{EPS,d} = 8 \text{ kN/m}^2$. Kontrola se izide.

$$\tau_{EPS,d} < \tau_{spoj} / \gamma_m = 8 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} < \frac{90 \text{ kN}}{1,1 \text{ m}^2} = 82 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \quad (5.19)$$

6 DIMENZIONIRANJE STENE

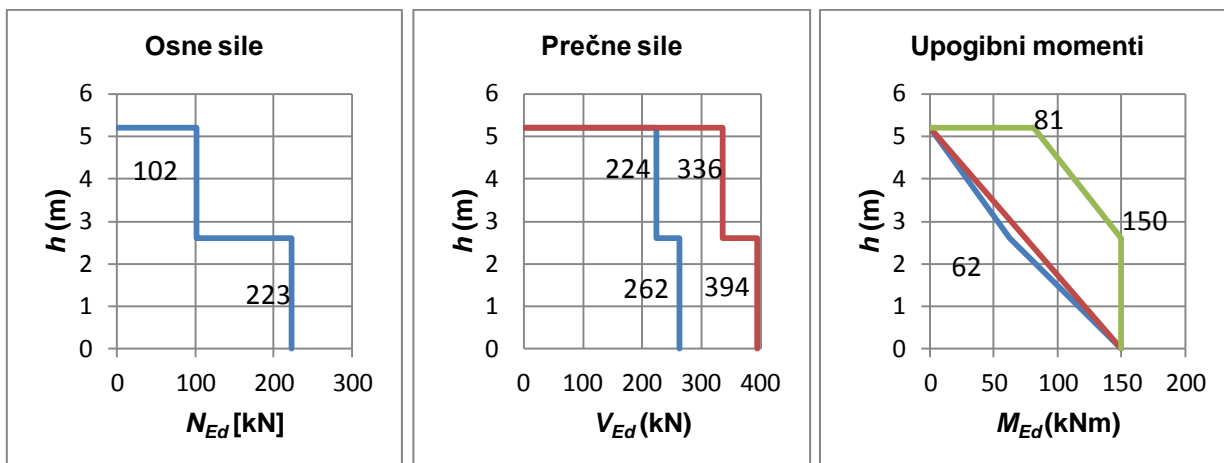
V tem poglavju bomo dimenzionirali steno Sx41 z določili, ki smo jih podali v podpoglavjih 3.6, 3.7, 3.8 in 3.9. Za to steno smo se odločili, ker ima največje prečne sile. Osne sile v stenah obravnavane hiše zelo majhne, zato vse stene izpolnjujejo pogoj, da normirana osna sila ne sme preseči vrednosti 0,4.

Največje notranje statične količine smo dobili pri obtežni kombinaciji P2: $1,0 \cdot G + 0,3 \cdot Q + 0,3 \cdot E_{ax} + 1,0 E_{ay} + M_a$. V preglednici 22 so podane kombinirane vrednosti notranjih sil iz programa.

Preglednica 22: Notranje sile v steni Sx41.

Sx41					
	N_{Ed} (kN)	V_{Ed} (kN)	M_{Ed} (kNm)	Obtežna kombinacija	
Nadstropje			P2		
G	85			N_{Ed} (kN)	102
Q	22			V_{Ed} (kN)	224
E_{ax}	16	30	13	M_{Ed} (kNm)	62
E_{ay}	4	206	57		
M_a	1	9	1		
Pritličje			P2		
G	172			N_{Ed} (kN)	223
Q	35			V_{Ed} (kN)	262
E_{ax}	65	58	29	M_{Ed} (kNm)	150
E_{ay}	20	226	140		
M_a	1	19	2		

Ovojnico upogibnih momentov smo premaknili za vrednost a_1 , ki znaša $a_1 = z/2 = 0,4 \cdot l_w = 0,4 \cdot 6,5 \text{ m} = 2,6 \text{ m}$. Upoštevati moramo povečanje prečnih sil, kar smo storili tako, da smo računске prečne sile V_{Ed} povečali za 50 % in dobili projektne prečne sile. Na sliki 20 so prikazane osne sile, računске in projektne prečne sile ter računski in projektni upogibni momenti s premaknjeno momentno črto.



Slika 20: Razpored notranjih sil po višini stene Sx41

6.1 Konstrukcijske zahteve

6.1.1 Dimenzije stene

Stena je debeline $b_{w0} = 0,15$ m in je enaka minimalni zahtevani debelini stene:

$$b_{w0} \geq \max(0,15 \text{ m}, h_s/20) \quad (6.1)$$

$$b_{w0} = 0,15 \text{ m} \geq \max(0,15 \text{ m}, 2,6 \text{ m}/20) = 0,15 \text{ m}$$

kjer je h_s etažna višina v metrih (SIST EN 1998-1:2005, **5.4.1.2.3(1)**).

6.1.2 Omejitev normirane osne sile

N_{Ed} je osna sila iz potresne kombinacije. Upošteva se kombinacija vplivov za potresna projektna stanja (SIST EN 1990:2004, **6.4.3.4**): $G + \psi_2 \cdot Q + A_{Ed}$, kjer je ψ_2 kombinacijski faktor za spremenljivo obtežbo.

Največja normirana osna sila ne sme preseči vrednost 0,4 (SIST EN 1998-1:2005, **5.4.3.4.1. (2)**):

$$v_d = \frac{N_{Ed}}{l_w \cdot b_w \cdot \frac{f_{ck}}{\gamma_c}} \leq 0,4 \quad (6.2)$$

$$v_d = \frac{223 \text{ kN}}{6,5 \text{ m} \cdot 0,15 \text{ m} \cdot \frac{30000 \text{ kN}}{1,5 \text{ m}^2}} = 0,01 \leq 0,4$$

6.1.3 Minimalna zahtevana armatura

Minimalni prerez palic vzdolžne armature v šibko armiranih stenah je 10 mm. Navpična armatura v stojini mora biti postavljena tako, da razdalja med palicami ni večja od 400 mm. Izpolnjen mora biti pogoj, da je delež površine armature v primerjavi s površino celotnega prereza večji od 0,3 %.

$$A_{sv} = \frac{A_{sv,robni} + A_{sv0}}{A_w} \geq A_{sv,min}$$

$$A_{sv} = \frac{2 \cdot 4 \cdot 1,13 \text{ cm}^2 + A_{sv0}}{650 \text{ cm} \cdot 15 \text{ cm}} \geq 0,003 \quad (6.3)$$

$$A_{sv0} \geq 20,21 \text{ cm}^2$$

Izberem **2 · 16 palic ϕ 10 / 37,5 cm** → ($A_{s,dej} = 25,13 \text{ cm}^2$).

Razdalja med horizontalnimi palicami je 36,4 cm. Delež horizontalne armature v steni mora biti večji od 0,2 % površine celotnega prereza stena. Uporabiti moramo vsaj palice premera ϕ 10.

Štiri palice ϕ 12 predstavljajo minimalno vzdolžno armaturo v robnih elementih, ki morajo biti povezane s stremeni premera vsaj ϕ 6, na medsebojni razdalji manjši ali enaki 10 cm. Palice v robnih elementih ne smejo biti med seboj oddaljene za več kot 200 mm. Delež armature v robnih elementih mora biti večji od minimalnega (Dolšek in sod., 2016):

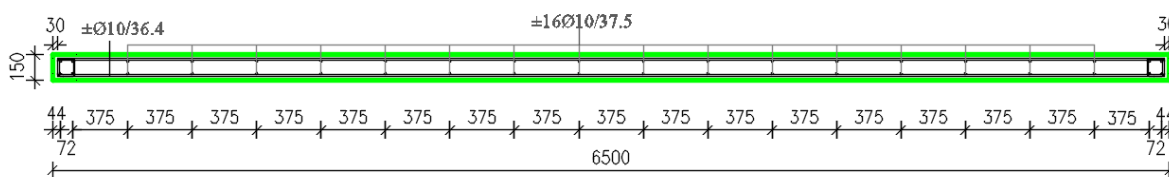
$$\rho_{v,robni} = \frac{4 \cdot 1,13 \text{ cm}^2}{12,5 \text{ cm} \cdot 15 \text{ cm}} = 0,024 \geq \rho_{v,robni,min} = 0,005 \quad (6.4)$$

6.1.4 Upogibna nosilnost

Preveriti moramo upogibno nosilnost zgoraj opisane stene. Upogibno nosilnost smo določili v skladu s SIST EN 1998-1:2005, **5.4.2.4(5)**. Uporabili smo vrednosti osne sile iz analize in projektne vrednosti materialnih karakteristik armature in betona. Pri računu upogibne nosilnosti sten se upošteva navpično armaturo v stojini in robnih elementih.

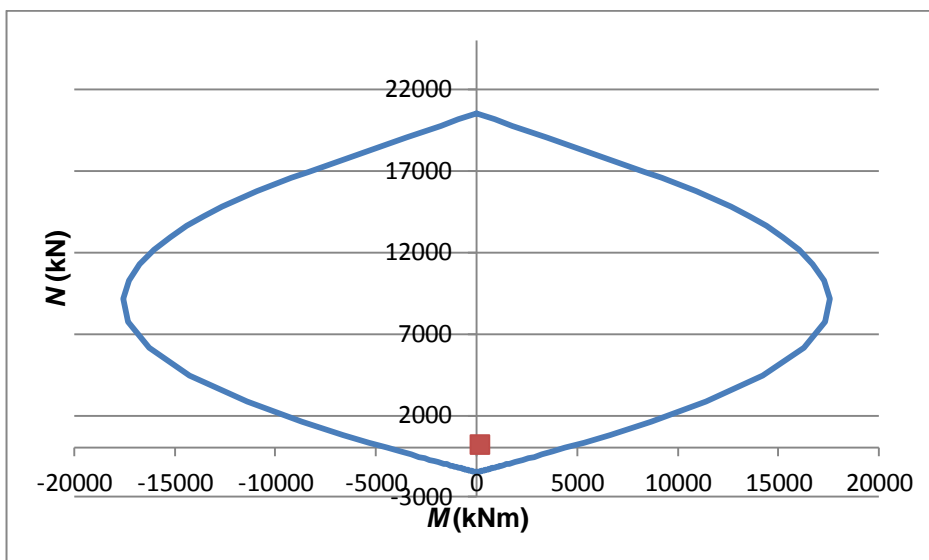
Glede na minimalne zahteve preverimo upogibno armaturo, ki je shematsko prikazana na sliki 21:

- 2 krat 16 palic ϕ 10 na medsebojni razdalji 37,5 cm
- 2 krat 4 palic ϕ 12 v vsakem robnem elementu



Slika 21: Armatura v prečnem prerezu.

Z interakcijskim diagramom, ki je prikazan na sliki 22, preverimo upogibno nosilnost stene. Iz diagrama je težko določiti, kolikšna je točna vrednost projektne upogibne nosilnosti stene $M_{Rd,u}$. Pomagali smo si z linearno interpolacijo in izračunali vrednost projektne upogibne nosilnosti, ki znaša $M_{Rd,u} = 5037$ kNm pri $N_{Ed} = 223$ kN. Več kot očitno je, da bo prenesla obremenitev, ki znaša $M_{Ed} = 150$ kNm. Z rdečim kvadratom je prikazana dejanska obremenitev. Očitno je, da upogibna nosilnost ni prekoračena.



Slika 22: Preverjanje upogibne nosilnosti stene Sx41, z interakcijskim diagramom pri podani obremenitvi.

6.1.5 Strižna nosilnost

Projektno vrednost strižne odpornosti $V_{Rd,c}$ stene, v kateri armatura računsko ni potrebna, določimo po naslednji enačbi (SIST EN 1992-1-1:2005, **6.2.2**):

$$\begin{aligned}
V_{Rd,c} &= (C_{Rd,c}k(100\rho_l f_{ck})^{1/3} + k_1\sigma_{cp})b_w d \geq (v_{min} + k_1\sigma_{cp})b_w d \\
V_{Rd,c} &= (0,12 \cdot 1,18 \cdot (100 \cdot 0,00052 \cdot 30)^{1/3} + 0,15 \cdot 0,23)150 \cdot 5850 = 174 \text{ kN} \\
V_{Rd,c,min} &= (v_{min} + k_1\sigma_{cp})b_w d = (0,25 + 0,15 \cdot 0,23)150 \cdot 5850 = 250 \text{ kN} \\
d &= 0,9 \cdot l_w = 0,9 \cdot 6,5 \text{ m} = 5,85 \text{ m} \\
v_{min} &= 0,035k^{3/2}f_{ck}^{1/2} = 0,035 \cdot 1,18^{3/2} \cdot 30^{1/2} = 0,25 \text{ MPa} \\
k &= 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} = 1 + \sqrt{\frac{200}{5850}} = 1,18 \leq 2,0 \\
\sigma_{cp} &= \frac{N_{Ed}}{A_c} = \frac{223 \text{ kN}}{0,15 \text{ m} \cdot 6,5 \text{ m}} = 0,23 \text{ MPa} \leq 0,2f_{cd} = 0,2 \cdot \frac{30 \text{ MPa}}{1,5} = 4,0 \text{ MPa} \\
\rho_l &= \frac{A_{sl}}{b_w d} = \frac{4 \cdot 1,13 \text{ cm}^2}{15 \text{ cm} \cdot 585 \text{ cm}} = 0,00052 \leq 0,02 \\
C_{Rd,c} &= \frac{0,18}{\gamma_c} = 0,12; k_1 = 0,15 \\
V_{Rd,c} &= 174 \text{ kN} \leq V_{Rd,c,min} = 250 \text{ kN} \rightarrow V_{Rd,c} = 250 \text{ kN} \\
V_{Rd,c} &= 250 \text{ kN} \leq V_{Ed} = 394 \text{ kN}
\end{aligned} \tag{6.5}$$

Stene ne moremo dimenzionirati z minimalno zahtevano strižno armaturo. Potrebna strižna armatura za prevzem projektne prečne sile V_{Ed} se določi na podlagi enačb za določanje projektne strižne odpornosti elementa $V_{Rd,s}$, ki je določena po SIST EN 1992-1-1:2005 **6.2.3(3)**:

$$\begin{aligned}
\frac{A_{sw}}{s} &\geq \frac{V_{Ed}}{z f_{ywd} \cot \theta} = \frac{394 \text{ kN}}{5,2 \cdot 43,5 \cdot 1,0} = 1,7 \frac{\text{cm}^2}{\text{m}} \\
\theta &= 45^\circ \\
z &= 0,8 \cdot l_w = 0,8 \cdot 6,5 \text{ m} = 5,2 \text{ m} \\
f_{ywd} &= \frac{f_{ywk}}{\gamma_s} = \frac{50 \text{ kN}}{1,15 \text{ cm}^2} = 43,5 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}
\end{aligned} \tag{6.6}$$

Preverimo, če zadošča izbrana horizontalna armatura, to sta dve palici $\phi 10/36,4 \text{ cm}$.

$$\frac{A_{sw,dej}}{s} = \frac{2 \cdot 0,79 \text{ cm}^2}{0,364 \text{ m}} = 4,3 \frac{\text{cm}^2}{\text{m}} \geq \frac{A_{sw,potrebno}}{s} = 1,7 \frac{\text{cm}^2}{\text{m}} \tag{6.7}$$

6.1.6 Kontrola zdrsa na delovnem stiku

Preveriti moramo zdrs med sloji betona, betoniranimi v različnih časih. Določiti je potrebno predvideno obremenitev v delovnem stiku, izraženo s strižno napetostjo v_{Edi} :

$$\begin{aligned}v_{Edi} &= \frac{\beta V_{Ed}}{z \cdot b_i} = \frac{1 \cdot 394 \text{ kN}}{5,2 \text{ m} \cdot 0,15 \text{ m}} = 0,50 \text{ MPa} \\ \beta &= 1 \\ V_{Ed} &= 394 \text{ kN} \\ b_i &= 0,15 \text{ m}\end{aligned}\tag{6.8}$$

Preverimo nosilnost stika, izraženega z maksimalno dovoljeno strižno napetostjo $v_{Rd,i}$:

$$\begin{aligned}v_{Rdi} &= cf_{ctd} + \mu\sigma_n + \rho f_{vd}(\mu \sin \alpha + \cos \alpha) \leq 0,5vf_{cd} = 0,5 \cdot 0,53 \cdot 20 = 5,3 \text{ MPa} \\ v_{Rdi} &= 0,175 \cdot 1,33 + 0,6 \cdot 0,23 + 0,0035 \cdot 435(0,6 \sin 90 + \cos 90) = 1,28 \text{ MPa} \\ c &= \frac{0,35}{2} = 0,175; \mu = 0,6 \text{ gladka površina, brez nadaljnje obravnave po vibriranju} \\ f_{ctd} &= 2,0 \text{ MPa}/1,5 = 1,33 \text{ MPa} \\ \sigma_n &= \frac{N_{Ed}}{A_w} = \frac{223}{0,15 \cdot 6,5} = 229 \text{ kPa} \cong 0,23 \text{ MPa (osna napetost v stični ploskvi)} \\ f_{vd} &= 500 \text{ MPa}/1,15 = 435 \text{ MPa} \\ \rho &= \frac{A_s}{A_i} = \frac{8 \cdot 1,13 \text{ cm}^2 + 32 \cdot 0,79 \text{ cm}^2}{15 \text{ cm} \cdot 650 \text{ cm}} = 0,0035 \\ v &= 0,6 \left(1 - \frac{f_{ck}}{250}\right) = 0,6 \left(1 - \frac{30}{250}\right) = 0,53\end{aligned}\tag{6.9}$$

Projektna strižna obremenitev na stiku slojev betona, betoniranih v različnih časih, je manjša od projektne strižne nosilnosti stika: $v_{Edi} = 0,50 \text{ MPa} \leq v_{Rdi} = 1,28 \text{ MPa}$.

6.1.7 Določitev dolžine preklopa in sidranje vzdolžne armature

Osnovna sidrna dolžina $l_{b,rqd}^*$ se doloži po naslednjem izrazu:

$$l_{b,rqd}^* = \frac{\phi \sigma_{sd}}{4 f_{bd}}\tag{6.10}$$

Projektna napetost armature na mestu sidranja σ_{sd} ob vpetju je enaka projektni vrednosti natezne trdnosti armature f_{yd} . Mejna sprijemna napetost f_{bd} pa je določena kot:

$$\begin{aligned}f_{bd} &= 2,25\eta_1\eta_2f_{ctd} = 2,25 \cdot 1,0 \cdot 1,0 \cdot 2,0 \text{ MPa}/1,5 = 3,0 \text{ MPa} \\ \eta_1 &= 1,0 \text{ dobri pogoji sidranja} \\ \eta_2 &= 1,0 \text{ palice } \phi \leq 32 \text{ mm} \\ f_{ctk,0.05}(C 30/37) &= 2,0 \text{ MPa}\end{aligned}\tag{6.11}$$

Osnovna sidrna dolžina $l_{b,rqd}^*$ polno izkoriščenih palic $\phi 10$ in $\phi 12$ v betonu C30/37 torej znaša:

$$\begin{aligned} l_{b,rqd}^*(\phi 10 | C 30/37) &= \frac{\phi \sigma_{sd}}{4 f_{bd}} = \frac{1 \text{ cm} \cdot 435 \text{ MPa}}{4 \cdot 3 \text{ MPa}} = 36 \text{ cm} \\ l_{b,rqd}^*(\phi 12 | C 30/37) &= \frac{\phi \sigma_{sd}}{4 f_{bd}} = \frac{1,2 \text{ cm} \cdot 435 \text{ MPa}}{4 \cdot 3 \text{ MPa}} = 44 \text{ cm} \\ \sigma_{sd} &= \frac{f_{yd}}{\gamma_s} = \frac{500 \text{ MPa}}{1,15} = 435 \text{ MPa} \end{aligned} \quad (6.12)$$

Projektno sidrno dolžino določimo po enačbi (3.17) v podpoglavju 3.6.3. Palice so izmenično obremenjene v tlaku in nategu, zato upoštevamo maksimalne vrednosti α_i :

$$\begin{aligned} \alpha_1 &= 1 - \text{v tlaku (oblika palic)} \\ \alpha_2 &= 1 - \text{v tlaku (krovni sloj betona)} \\ \alpha_3 &= 1 - \text{v tlaku (objetje s prečno armaturo neprivarjeno)} \\ \alpha_4 &= 1 - \text{v tlaku in nategu (privarjene palice vzdolž sidranja)} \\ \alpha_5 &= 1 - \text{v tlaku in nategu (objetje s prečnimi tlaki } p) \end{aligned} \quad (6.13)$$

Ob vpetju v temeljni plošči pričakujemo polno izkoriščenost vzdolžne armature. Projektno sidrno dolžino povečamo za faktor 1,5, zaradi poteka preko delovnega stika (SIST EN 1998-1:2005, 5.4.3.5.2(4)):

$$\begin{aligned} l_{bd}(\phi 12 | C 30/37) &= \alpha_1 \alpha_2 \alpha_3 \alpha_4 \alpha_5 l_{b,rqd} = 1,0 \cdot 1,0 \cdot 1,0 \cdot 1,0 \cdot 1,0 \cdot 44 \text{ cm} = 44 \text{ cm} \\ l_{b,min,tlak}(\phi 12 | C 30/37) &= \max(0,6l_{b,rqd}; 10\phi; 100 \text{ mm}) = 26,4 \text{ cm} \\ l_{bd,vpetje} &= 1,5 \cdot 44 \text{ cm} = 66 \text{ cm} \geq l_{b,min} \\ \text{Izberem } l_{bd,vpetje}(\phi 12 | C 30/37) &= \mathbf{70 \text{ cm}} \end{aligned} \quad (6.14)$$

$$\begin{aligned} l_{bd}(\phi 10 | C 30/37) &= \alpha_1 \alpha_2 \alpha_3 \alpha_4 \alpha_5 l_{b,rqd} = 1,0 \cdot 1,0 \cdot 1,0 \cdot 1,0 \cdot 1,0 \cdot 36 \text{ cm} = 36 \text{ cm} \\ l_{b,min,tlak}(\phi 10 | C 30/37) &= \max(0,6l_{b,rqd}; 10\phi; 100 \text{ mm}) = 21,6 \text{ cm} \\ l_{bd,vpetje} &= 1,5 \cdot 36 \text{ cm} = 54 \text{ cm} \geq l_{b,min} \\ \text{Izberem } l_{bd,vpetje}(\phi 10 | C 30/37) &= \mathbf{55 \text{ cm}} \end{aligned} \quad (6.15)$$

Da ohranimo konsistenco, izberemo, da znaša sidrna dolžina palic ob vpetju v temeljno ploščo 70 cm, za vse armaturene palice.

Določiti moramo potrebno dolžino preklapljanja armature ob vpetju stene ter na področju delovnih stikov, ki potekajo po višini stene. Projektno dolžino preklopa armature določimo po

enačbi (3.18) v podpoglavju 3.6.3. Palice so obremenjene izmenično v tlaku in nategu, zato upoštevamo maksimalne vrednosti koeficientov α_i :

$$\begin{aligned}\alpha_1 &= 1,0 - \text{v tlaku (oblika palic)} \\ \alpha_2 &= 1,0 - \text{v tlaku (krovni sloj betona)} \\ \alpha_3 &= 1,0 - \text{v tlaku (objetje s prečno armaturo neprivarjeno)} \\ \alpha_4 &= 1,0 - \text{v tlaku in nategu (privarjene palice vzdolž sidranja)} \\ \alpha_5 &= 1,0 - \text{v tlaku in nategu (objetje s prečnimi tlaki } p) \\ \alpha_6 &= 1,5 - > 50 \% \text{ (delež s prekrivanjem stikovanih palic)}\end{aligned}\tag{6.16}$$

Pri določanju preklapov v polju moramo upoštevati člen 8.7.2(3) v SIST EN 1992-1-1:2005, v katerem je določeno, da svetla medsebojna razdalja med palicami, stikovanima s prekrivanjem, ne sme biti večja od 4ϕ ali 50 mm. V primeru, da je večja, moramo dolžino prekrivanja povečati za velikost medsebojne svetle razdalje. V našem primeru je bila razdalja med stikovanimi palicami 7,5 cm. Svetla razdalja med palicami $\phi 10$ je enaka $sr = 75 \text{ mm} - 2 \cdot \phi 10 / 2 = 65 \text{ mm}$. Dolžino prekrivanja na območju vpetja stene in na delovnih stikih moramo povečati za 65 mm. To ne velja na področju robnih elementov, kjer koše armature stikujejo z direktnim natikanjem drug na drugega.

V naslednjem koraku določimo preklapno dolžino ob vpetju:

$$\begin{aligned}l_{b,rqd}(\phi 12 | C 30/37) &= l_{b,rqd}^* = 44 \text{ cm} \\ l_{0,min}(\phi 12 | C 30/37) &= \max(0,3 \cdot 1,5 \cdot 44 \text{ cm}; 15 \cdot 1,2 \text{ cm}; 20 \text{ cm}) = 20 \text{ cm} \\ l_{0,vpetje}(\phi 12 | C 30/37) &= \alpha_1 \alpha_2 \alpha_3 \alpha_4 \alpha_5 \alpha_6 l_{b,rqd} = 1,0 \cdot 1,0 \cdot 1,0 \cdot 1,0 \cdot 1,0 \cdot 1,5 \cdot 44 \text{ cm} \\ l_{0,vpetje} &= 66 \text{ cm} \geq l_{0,min} \\ \text{Izberem } l_{0,vpetje}(\phi 12 | C 30/37) &= 70 \text{ cm}\end{aligned}\tag{6.17}$$

Tako kot smo storili za palice $\phi 12$, ponovimo postopek za palice $\phi 10$:

$$\begin{aligned}l_{b,rqd}(\phi 10 | C 30/37) &= l_{b,rqd}^* = 36 \text{ cm} \\ l_{0,min}(\phi 10 | C 30/37) &= \max(0,3 \cdot 1,5 \cdot 36 \text{ cm}; 15 \cdot 1,0 \text{ cm}; 20 \text{ cm}) = 20 \text{ cm} \\ l_{0,vpetje}(\phi 10 | C 30/37) &= \alpha_1 \alpha_2 \alpha_3 \alpha_4 \alpha_5 \alpha_6 l_{b,rqd} + sr \\ &= 1,0 \cdot 1,0 \cdot 1,0 \cdot 1,0 \cdot 1,0 \cdot 1,5 \cdot 36 \text{ cm} + 6,5 \text{ cm} \\ l_{0,vpetje} &= 60,5 \text{ cm} \geq l_{0,min} \\ \text{Izberem } l_{0,vpetje}(\phi 10 | C 30/37) &= 65 \text{ cm}\end{aligned}\tag{6.18}$$

Da ohranimo konsistenco, izberemo dolžino preklapljanje armature ob vznožju stene 70 cm.

Na sredini prve etaže oziroma na mestu delovnega stika 1 upoštevamo, da so napetosti manjše kot ob vpetju. Upoštevati moramo zmanjšano vrednost pričakovane napetosti v armaturi. Steno, ki poteka preko dveh etaž, lahko dovolj dobro opišemo s konzolo, zato na sredini višine prve etaže upoštevamo za 25 % manjše napetosti, kar zmanjša tudi preklonno dolžino. Vseeno moramo upoštevati tudi določilo, ki pravi, da je potrebno dolžino preklopa armature na delovnih stikih, kjer napetost v armaturi ni polno izkoriščena, povečati za 50 %, da ne pride do izvleka armature. Hkrati ni potrebno, da je dolžina preklopa na delovnem stiku večja od dolžine preklopa armature ob vpetju stene (Dolšek in sod., 2016).

V nadaljevanju bomo pokazali izračun za robne palice $\phi 12$ in palice v polju $\phi 10$:

$$\begin{aligned}
 l_{b,rqd}(\phi 12|C30/37) &= l_{b,rqd}^* \frac{\sigma_{sd}}{f_{yd}} = 44 \text{ cm} \cdot \frac{3}{4} = 33 \text{ cm} \\
 l_{0,min}(\phi 12|C30/37) &= \max(0,3 \cdot 1,5 \cdot 33 \text{ cm}; 15 \cdot 1,2 \text{ cm}; 20 \text{ cm}) = 20 \text{ cm} \\
 l_{0,delovni\ stik1}(\phi 12|C30/37) &= 1,5(\alpha_1 \alpha_2 \alpha_3 \alpha_4 \alpha_5 \alpha_6 l_{b,rqd}) \\
 &= 1,5(1,0 \cdot 1,0 \cdot 1,0 \cdot 1,0 \cdot 1,0 \cdot 1,5 \cdot 33 \text{ cm}) \\
 l_{0,vpetje} &= 70 \text{ cm} \geq l_{0,delovni\ stik1} = 74 \text{ cm} \geq l_{0,min} = 20 \text{ cm} \\
 \text{Izberem } l_{0,delovni\ stik1} &= \mathbf{70 \text{ cm}}
 \end{aligned}
 \tag{6.19}$$

$$\begin{aligned}
 l_{b,rqd}(\phi 10|C30/37) &= l_{b,rqd}^* \frac{\sigma_{sd}}{f_{yd}} = 36 \text{ cm} \cdot \frac{3}{4} = 27 \text{ cm} \\
 l_{0,min}(\phi 10|C30/37) &= \max(0,3 \cdot 1,5 \cdot 27 \text{ cm}; 15 \cdot 1,2 \text{ cm}; 20 \text{ cm}) = 20 \text{ cm} \\
 l_{0,delovni\ stik1}(\phi 10|C30/37) &= 1,5(\alpha_1 \alpha_2 \alpha_3 \alpha_4 \alpha_5 \alpha_6 l_{b,rqd}) + sr \\
 &= 1,5(1 \cdot 1 \cdot 1 \cdot 1 \cdot 1 \cdot 1,5 \cdot 27 \text{ cm}) + 6,5 \text{ cm} \\
 l_{0,vpetje} &= 70 \text{ cm} \geq l_{0,delovni\ stik1} = 67 \text{ cm} \geq l_{0,min} = 20 \text{ cm} \\
 \text{Izberem } l_{0,delovni\ stik1} &= \mathbf{70 \text{ cm}}
 \end{aligned}
 \tag{6.20}$$

Na mestu delovnega stika 2 (med prvo in drugo etažo) upoštevamo, da so napetosti manjše kot ob vpetju, zato upoštevamo zmanjšane vrednosti napetosti v armaturi. Račun smo izvedli za palice $\phi 12$ in $\phi 10$:

$$\begin{aligned}
 l_{b,rqd}(\phi 12|C30/37) &= l_{b,rqd}^* \frac{\sigma_{sd}}{f_{yd}} = 44 \text{ cm} \cdot \frac{1}{2} = 22 \text{ cm} \\
 l_{0,min}(\phi 12|C30/37) &= \max(0,3 \cdot 1,5 \cdot 22 \text{ cm}; 15 \cdot 1,2 \text{ cm}; 20 \text{ cm}) = 20 \text{ cm} \\
 l_{0,delovni\ stik2}(\phi 12|C30/37) &= 1,5(\alpha_1 \alpha_2 \alpha_3 \alpha_4 \alpha_5 \alpha_6 l_{b,rqd}) \\
 &= 1,5(1,0 \cdot 1,0 \cdot 1,0 \cdot 1,0 \cdot 1,0 \cdot 1,5 \cdot 22 \text{ cm}) \\
 l_{0,vpetje} &= 70 \text{ cm} \geq l_{0,delovni\ stik2} = 50 \text{ cm} \geq l_{0,min} = 20 \text{ cm} \\
 \text{Izberem } l_{0,delovni\ stik2} &= \mathbf{50 \text{ cm}}
 \end{aligned}
 \tag{6.21}$$

$$\begin{aligned}l_{b,rqd}(\phi 10|C30/37) &= l_{b,rqd}^* \frac{\sigma_{sd}}{f_{yd}} = 36 \text{ cm} \cdot \frac{1}{2} = 18 \text{ cm} \\l_{0,min}(\phi 10|C30/37) &= \max(0,3 \cdot 1,5 \cdot 18 \text{ cm}; 15 \cdot 1,2 \text{ cm}; 20 \text{ cm}) = 20 \text{ cm} \\l_{0,delovni\ stik3}(\phi 10|C30/37) &= 1,5(\alpha_1 \alpha_2 \alpha_3 \alpha_4 \alpha_5 \alpha_6 l_{b,rqd}) + sr \\&= 1,5(1,0 \cdot 1,0 \cdot 1,0 \cdot 1,0 \cdot 1,0 \cdot 1,5 \cdot 18 \text{ cm}) + 6,5 \text{ cm} \\l_{0,vpetje} &= 75 \text{ cm} \geq l_{0,delovni\ stik3} = 47 \text{ cm} \geq l_{0,min} = 20 \text{ cm} \\&\text{Izberem } l_{0,delovni\ stik3} = 50 \text{ cm}\end{aligned}\tag{6.22}$$

Sledi samo še izračun za delovni stik 3, ki se nahaja na sredini druge etaže:

$$\begin{aligned}l_{b,rqd}(\phi 12|C30/37) &= l_{b,rqd}^* \frac{\sigma_{sd}}{f_{yd}} = 44 \text{ cm} \cdot \frac{1}{4} = 11 \text{ cm} \\l_{0,min}(\phi 12|C30/37) &= \max(0,3 \cdot 1,5 \cdot 11 \text{ cm}; 15 \cdot 1,2 \text{ cm}; 20 \text{ cm}) = 20 \text{ cm} \\l_{0,delovni\ stik3}(\phi 12|C30/37) &= 1,5(\alpha_1 \alpha_2 \alpha_3 \alpha_4 \alpha_5 \alpha_6 l_{b,rqd}) \\&= 1,5(1,0 \cdot 1,0 \cdot 1,0 \cdot 1,0 \cdot 1,0 \cdot 1,5 \cdot 11 \text{ cm}) \\l_{0,vpetje} &= 75 \text{ cm} \geq l_{0,delovni\ stik3} = 25 \text{ cm} \geq l_{0,min} = 20 \text{ cm} \\&\text{Izberem } l_{0,delovni\ stik3} = 25 \text{ cm}\end{aligned}\tag{6.23}$$

$$\begin{aligned}l_{b,rqd}(\phi 10|C30/37) &= l_{b,rqd}^* \frac{\sigma_{sd}}{f_{yd}} = 36 \text{ cm} \cdot \frac{1}{4} = 9 \text{ cm} \\l_{0,min}(\phi 10|C30/37) &= \max(0,3 \cdot 1,5 \cdot 9 \text{ cm}; 15 \cdot 1,2 \text{ cm}; 20 \text{ cm}) = 20 \text{ cm} \\l_{0,delovni\ stik3}(\phi 10|C30/37) &= 1,5(\alpha_1 \alpha_2 \alpha_3 \alpha_4 \alpha_5 \alpha_6 l_{b,rqd}) + sr \\&= 1,5(1,0 \cdot 1,0 \cdot 1,0 \cdot 1,0 \cdot 1,0 \cdot 1,5 \cdot 9 \text{ cm}) + 6,5 \text{ cm} \\l_{0,vpetje} &= 75 \text{ cm} \geq l_{0,delovni\ stik3} = 26 \text{ cm} \geq l_{0,min} = 20 \text{ cm} \\&\text{Izberem } l_{0,delovni\ stik3} = 30 \text{ cm}\end{aligned}\tag{6.24}$$

Da ohranimo konsistenco, izberemo dolžino 30 cm.

Določili smo preklopno dolžino $l_{0,vpetje} = 70 \text{ cm}$ ob vpetju, $l_{0,delovni\ stik1} = 70 \text{ cm}$ na območju delovnega stika 1 (sredina prve etaže), $l_{0,delovni\ stik2} = 50 \text{ cm}$ na območju delovnega stika 2 (med prvo in drugo etažo) in $l_{0,delovni\ stik3} = 30 \text{ cm}$ na območju delovnega stika 3 (sredina druge etaže). Celotni armaturni načrt se nahaja v prilogi.

7 ZAKLJUČEK

V diplomski nalogi smo projektirali dvoetažno armirano betonsko konstrukcijo na potresno obtežbo. Stavba je grajena po sistemu JUBHome. Obravnavali smo temeljni sklop JUBHome BASE in stene JUBHome WALL.

Temeljna plošča se nahaja na toplotni izolaciji debeline 30 cm, ki smo jo modelirali tako, da smo temeljno ploščo razdelili na vplivne površine, pod katere smo namestili vzmeti in jim določili ustrezno togost. Pri sklopu JUBHome BASE smo morali opraviti kontrole, ki se nanašajo na prevrnitev objekta. Pokazali smo, da je prevrnitev objekta preprečena. Opravili smo kontrolo normalnih in strižnih napetosti v EPSu, ki niso bile presežene. Pomembna kontrola je zdrs objekta. V modelu nismo eksplicitno modelirali zdrsa v temeljnem sklopu, zajeta je le strižna deformacija toplotne izolacije, zato je zdrs podcenjen. Vseeno je potrebno izvesti priključke v sloju fasadne toplotne izolacije z vložki iz mehke mineralne volne, da ne pride do poškodb instalacij plina ali elektrike, ki bi lahko ogrozile človeška življenja.

Navodila za projektiranje stene JUBHome WALL v Evrokodu 8 (SIST EN1998-1:2005) niso vključena, zato je bilo potrebno razviti posebna navodila za projektiranje (Dolšek in sod. 2016). Najbolj podoben sistem, ki ga podaja Evrokod 8, je sistem veliko, šibko armiranih sten, vendar se le ta v nekaterih elementih razlikuje od stene JUBHome WALL. Pogoj o širini in dolžini robnega elementa ni izpolnjen. Tehnologija gradnje sistema JUBHome WALL predvideva izvedbo robnih elementov na stičišču sten z debelino 15 cm. Osne sile so majhne, zato krajši robni elementi ne predstavljajo težav. Pri projektiranju takšnega sistema se uporablja faktor obnašanja $q = 2,0$ (Dolšek in sod., 2016). Tako kot smo že omenili, so osne sile, ki nastopajo, zelo majhne in ne presežejo vrednosti 0,4.

Steno Sx41, ki ima največje prečne sile smo dimenzionirali z minimalno armaturo. V robnih elementih je potrebno vstaviti vsaj štiri palice $\phi 12$ s stremeni $\phi 6$ na razdalji 10 cm. Vertikalno armaturo sestavljajo armaturne palice $\phi 10$, na medsebojni razdalji 37,5 cm. Horizontalne armaturo pa predstavljata dve palici $\phi 10$, ki se jih polaga modularno v višinskem razmiku 36,4 cm. Da ohranimo konsistenco pri gradnji, je potrebno palice sidrati v temeljno ploščo, s sidrno dolžino 70 cm. Preklopno dolžine na nivoju delovnih stikov ob temeljni plošči, na sredini prve etaže, na vrhu prve etaže in na sredini druge etaže znašajo: 70 cm, 70 cm, 50 cm in 30 cm. Za vse ostale stene se izvede armatura, da se ohrani konsistenca pri gradnji, tako kot smo to pokazali pri steni Sx41.

VIRI

Beg, D., Pogačnik, A. 2009. Priročnik za projektiranje gradbenih konstrukcij po evrokod standardih. Ljubljana: Inženirska zbornica Slovenije: 1077 str.

Dolšek, M., Gams, M., Snoj, J., Bohinc, U., Kramar, M. 2016. Eksperimentalne raziskave armiranobetonskih sten konstrukcijskega sistema JUBHome WALL. Ljubljana, Inštitut za konstrukcije, potresno inženirstvo in računalništvo: 78 str.

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

Dolšek, M., Snoj, J., Žižmond, J. 2016. Navodila za potresnoodporno projektiranje armiranobetonskih sten konstrukcijskega sistema JUBHome WALL. Ljubljana, Inštitut za konstrukcije, potresno inženirstvo in računalništvo: 57 str.

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

MOP, Uprava RS za geofiziko. 2001.

http://www.arso.gov.si/potresi/potresna%20nevarnost/projektني_pospesek_tal.html

(Pridobljeno 7. 3. 2016.)

SIST EN 1990:2004. Evrokod – Osnove projektiranja konstrukcij. September 2004.

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

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

SIST EN 1991-1-3:2004. Evrokod 1: Vplivi na konstrukcije. Del 1-3: Splošni vplivi – Obtežba snega. September 2004.

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

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

SIST EN 1998-1:2005. Evrokod 8: Projektiranje potresnoodpornih stavb. Del 1: Splošna pravila, potresni vplivi in pravila za stavbe. Maj 2005.

SIST EN 1998-1:2005/oA101. Evrokod 8: Projektiranje potresnoodpornih stavb. Del 1: Splošna pravila, potresni vplivi in pravila za stavbe - Nacionalni dodatek. Junij 2005.

Tekavec, M., Šterk, A. 2016. Navodila za projektiranje JUBHome BASE, Dol pri Ljubljani, JUBHome d.o.o.: 14 f.

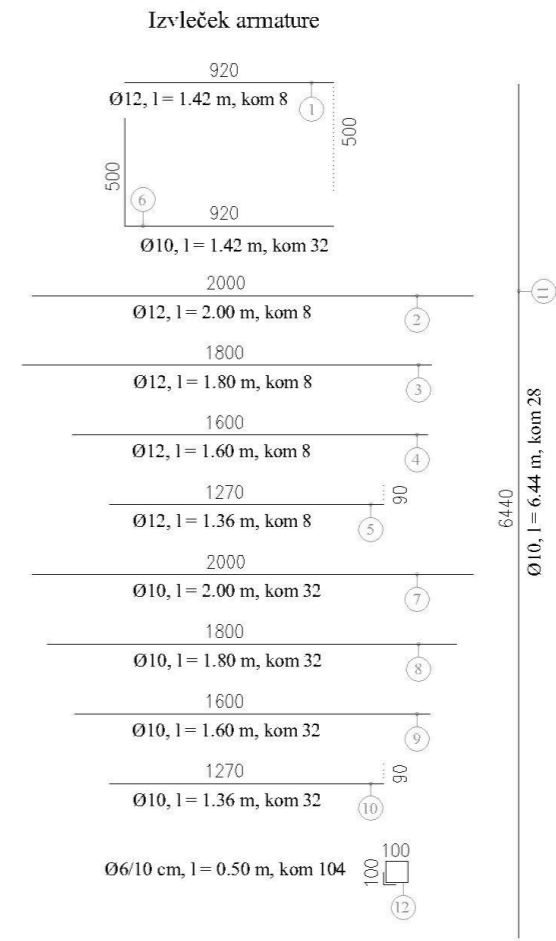
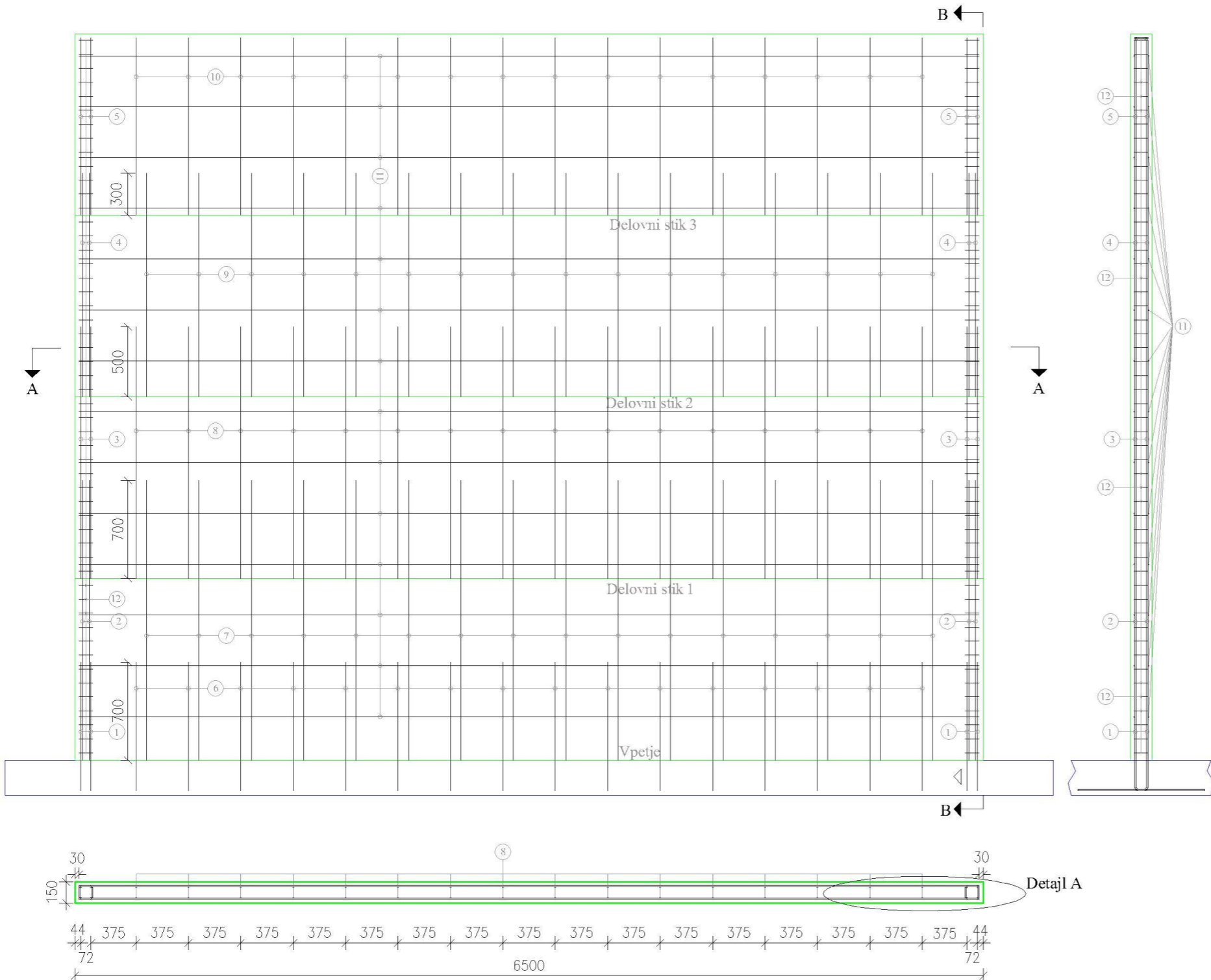
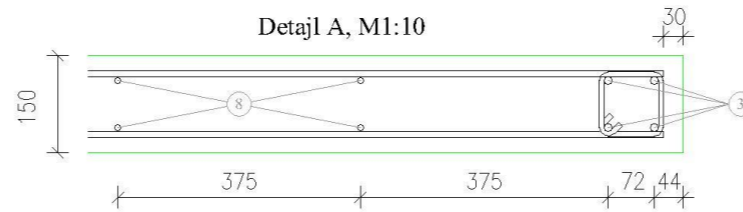
http://www.jub.si/sites/www.jub.si/files/documents/JUBHome/navodila_za_projektiranje_jubhome_base_0.pdf (Pridobljeno 5.6.2016)

PRILOGE

SEZNAM PRILOG

Priloga A: Armaturni načrt stene Sx41

Armaturni načrt



C30/37
B500

Zaščitna plast betona (stena): 3 cm
Zaščitna plast betona (temelj, vez): 3 cm

Armaturni načrt stene z dolžino 650 cm, višino 520 cm ter debelino 15 cm.

Horizontalne palice Ø10/36.4 cm.
Vertikalne palice v stojini Ø10/37.5 cm.
Vertikalne palice v robnih elementih 4Ø12.
Stremena v robnih elementih Ø6/10 cm.

Palice so sidrane v temeljno ploščo s sidno dolžino 70 cm.
Preklopne dolžine na nivoju delovnih stikov ob temeljni plošči, na sredini prve etaže, na vrhu prve etaže in na sredini druge etaže so: 70 cm, 70 cm, 50 cm in 30 cm.

RISBA	PRILOGA A
Armaturni načrt stene Sx41	GLAVNO MERILO 1:30
	ŠTEVILKA RISBE 1