

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:

Novak, K., 2015. Statični račun enodružinske hiše na Jeličnem vrhu. Diplomaska naloga. Ljubljana, Univerza v Ljubljani, Fakulteta za gradbeništvo in geodezijo. (mentor Logar, J., somentor Bratina, S.): 36 str.

Datum arhiviranja: 07-10-2015

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:

Novak, K., 2015. Statični račun enodružinske hiše na Jeličnem vrhu. B.Sc. Thesis. Ljubljana, University of Ljubljani, Faculty of civil and geodetic engineering. (supervisor Logar, J., co-supervisor Bratina, S.): 36 pp.

Archiving Date: 07-10-2015

Univerza
v Ljubljani

Fakulteta za
*gradbeništvo in
geodezijo*



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

UNIVERZITETNI ŠTUDIJSKI
PROGRAM PRVE STOPNJE
GRADBENIŠTVO

Kandidatka:

KATJA NOVAK

**STATIČNI RAČUN ENODRUŽINSKE HIŠE NA
JELIČNEM VRHU**

Diplomska naloga št.: 224/B-GR

**STATIC CALCULATION OF SINGLE FAMILY
HOUSE ON JELIČNI VRH**

Graduation thesis No.: 224/B-GR

Mentor:

izr. prof. dr. Janko Logar

Somentor:

izr. prof. dr. Sebastjan Bratina

Ljubljana, 24. 09. 2015

STRAN ZA POPRAVKE, ERRATA

Stran z napako

Vrstica z napako

Namesto

Naj bo

IZJAVE

Podpisana Katja Novak izjavljam, da sem avtorica diplomske naloge z naslovom »Statični izračun enodružinske hiše na Jeličnem Vrhu«.

Izjavljam, da je elektronska različica v vsem enaka tiskani različici.

Izjavljam, da dovoljujem objavo elektronske različice v digitalnem repozitoriju.

Ljubljana, september 2015

Katja Novak

BIBLIOGRAFSKO – DOKUMENTACIJSKA STRAN IN IZVLEČEK

UDK:	006:624.07(043.2)
Avtor:	Katja Novak
Mentor:	izr. prof. dr. Janko Logar
Somentor:	izr. prof. dr. Sebastjan Bratina
Naslov:	Statični izračun enodružinske hiše na Jeličnem Vrhu
Tip dokumenta:	Diplomska naloga – univerzitetni študij
Obseg in oprema:	36 str., 23 sl., 28 pregl.
Ključne besede:	dimenzioniranje, lepljeni nosilci, armiranobetonska plošča, zidovje, temeljenje, stabilnostne analize, standardi Evrokod

Izvleček

V diplomski nalogi analiziram in projektiram značilne nosilne elemente enodružinske hiše, ki se nahaja na Jeličnem Vrhu pri Idriji, del naloge pa se nanaša na temeljenje in izvedbo gradbene jame.

Pri dimenzioniranju strešne nosilne konstrukcije in preverjanju medetažne armiranobetonske plošče ter zidovja kontrole izvajam za mejna stanja nosilnosti in mejna stanja uporabnosti, z upoštevanjem ustreznih kombinacij vplivov. Pri tem poleg stalnih vplivov, ki jih predstavljajo lastne in stalne obtežbe nosilnih in nenosilnih elementov, upoštevam še spremenljive vplive, med katere uvrstim koristno obtežbo na plošči, obtežbo snega na strehi in obtežbo vetra na zunanji ovoj stavbe ter vodoravni potresni vpliv.

Analizo značilne horizontalne nosilne konstrukcije sem izvedla s pomočjo idealiziranega ravninskega modela v programu SAP2000, ki temelji na metodi končnih elementov. Kot rezultat dobim količino potrebne vzdolžne armature. Strešno nosilno konstrukcijo sprojektiram s pomočjo linijskega modela v programu SAP2000 in ustreznih kontrol iz standardov. Preverjanje zidovja pa izvajam s pomočjo arhitekturnih podlog ter ustreznih kontrol iz standardov in ostalih priročnikov.

Za ustrezno temeljenje in izvedbo gradbene jame se odločim na podlagi geomehanskih karakteristik zemljin, ki so bile pridobljene s terenskimi raziskavami. Globalne stabilnostne analize izvajam s pomočjo programa Slide, nato pa se na podlagi zahtevane varnosti iz standarda odločim za ustrezno izvedbo.

BIBLIOGRAPHIC – DOCUMENTALISTIC INFORMATION AND ABSTRACT

UDC: 006:624.07(043.2)
Author: Katja Novak
Supervisor: Assoc. Prof. Janko Logar Ph.D.
Cosupervisor: Assoc. Prof. Sebastjan Bratina Ph.D.
Title: Static calculation of single-family house on Jelični Vrh
Documenttype: Graduation Thesis – University studies
Scopeandtools: 36 p., 23 fig., 28 tab.
Keywords: design, glued laminated timber, reinforced concrete plate, masonry, foundation, construction pit, stability analysis, Eurocode standards

Abstract

This thesis presents the design and static analysis of the load-bearing construction for the selected single-family house, which is located on Jelični Vrh in Idrija. Part of the thesis refers to the foundation and the design of the construction pit.

I provided controls for ultimate limiting states for load-bearing and limiting states for usability when I was dimensioning the supporting structure of the roof and when I was analysing the reinforced concrete plate and masonry. I took into consideration multiple effects such as permanent impacts, impacts of imposed loads, snow load, wind load and also seismic effect.

For the analysis of horizontal structure I made an idealized mathematical model with the SAP2000 program, which is based on finite element method. As a result I obtained the necessary amount of longitudinal rebar. For the analysis of the roof supporting structure I also made an idealized mathematical model with the SAP2000 program. I made the appropriate checks using the standards. The analysis of the masonry was performed with the help of the architectural drawings and appropriate checks using the standards and other manuals.

I chose the appropriate foundation and design of the construction pit on the basis of the geotechnical characteristics of soils, which were obtained through the field research. I performed global stability analysis using the Slide program and on the basis of the required safety I chose the appropriate implementation.

ZAHVALA

Za pomoč in strokovno podporo se zahvaljujem mentorju izr. prof. dr. Janku Logarju in somentorju izr. prof. dr. Sebastjanu Bratini.

Zahvaljujem se tudi družini in prijateljem, ki so mi tekom študija stali ob strani in me spodbujali.

KAZALO

IZJAVE	II
BIBLIOGRAFSKO – DOKUMENTACIJSKA STRAN IN IZVLEČEK	III
BIBLIOGRAPHIC – DOCUMENTALISTIC INFORMATION AND ABSTRACT	IV
ZAHVALA	V
1 UVOD	1
1.1 Predstavitev obravnavane stavbe	1
1.2 Arhitekturne podloge	2
2 MATERIALI	4
2.1 Les	4
2.2 Beton	4
2.3 Zidovje	4
2.3.1 Karakteristična tlačna trdnost zidovja f_k	5
2.3.2 Karakteristična strižna trdnost zidovja f_{vk}	5
2.3.3 Natezna trdnost zidovja f_{tk}	5
2.3.4 Elastični modul	5
2.3.5 Strižni modul	5
2.4 Armatura	6
3 VPLIVI NA KONSTRUKCIJO	7
3.1 Lastna in stalna obtežba	8
3.1.1 Lesena strešna konstrukcija	8
3.1.2 AB strešna plošča 15 cm	9
3.1.3 Medetažna AB plošča 15 cm	9
3.1.4 Zunanja zidana stena 19 cm	9
3.1.5 Zunanja AB stena 20 cm	10
3.1.6 Notranja zidana stena 19 cm	10
3.1.7 Suho-montažna predelna stena 15 cm	10
3.2 Spremenljiva obtežba	10
3.2.1 Koristna obtežba na plošči	10
3.2.2 Koristna obtežba na ograji	11
3.3 Obtežba snega	11
3.4 Obtežba vetra	11
3.4.1 Osnovna hitrost vetra	12
3.4.2 Osnovni tlak vetra	12
3.4.3 Največji tlak pri sunkih vetra q_p	12
3.4.4 Tlak vetra na zunanje površine w_e	13
3.5 Vodoravna potresna obtežba	13
3.6 Preostale obtežbe	13
4 DIMENZIONIRANJE STREŠNE KONSTRUKCIJE IN MEDETAŽNE PLOŠČE	14
4.1 Ukrivljeni lepljeni nosilci strešne konstrukcije	14
4.1.1 Osnovni podatki	14
4.1.2 Računski model nosilca	14

4.1.3	Obtežba nosilca	14
4.1.4	Mejno stanje nosilnosti	15
4.1.4.1	Projektne obremenitve	15
4.1.4.2	Računske kontrole	16
4.1.5	Mejno stanje uporabnosti	16
4.2	Medetažna AB plošča	17
4.2.1	Osnovni podatki	17
4.2.2	Računski model plošče	17
4.2.3	Obtežba plošče	18
4.2.4	Mejno stanje nosilnosti	18
4.2.4.1	Kombinacije vplivov in projektne obremenitve	18
4.2.4.2	Dimenzioniranje vzdolžne armature	21
4.2.5	Mejno stanje uporabnosti	22
5	PREVERJANJE ZIDANIH STEN V PRITLIČJU	23
5.1	Osnovni podatki	23
5.2	Navpične obremenitve zidov v pritličju	24
5.3	Preverjanje mejnega stanja zidov na navpično obtežbo	25
5.3.1	Projektne obremenitve	25
5.3.2	Računske kontrole	25
5.3.2.1	Zgornji in spodnji rob zidu Y10	26
5.3.2.2	Sredina zidu Y10	26
5.4	Preverjanje mejnega stanja zidov na vodoravno obtežbo v ravnini zidu	27
5.4.1	Projektne obremenitve zidov zaradi navpične obtežbe	27
5.4.2	Projektna potresna obtežba	27
5.4.3	Računske kontrole	27
6	GEOLOŠKO GEOMEHANSKO POROČILO	30
6.1	Geološke in inženirsko geološke razmere	30
6.2	Potresna nevarnost	30
6.3	Hidrogeološke razmere	30
6.4	Terenske raziskave in ovrednotenje	30
6.5	Temeljenje in izvedba gradbene jame	31
6.5.1	Temeljenje	31
6.5.2	Izvedba gradbene jame	32
6.5.2.1	Varnost	32
6.5.2.2	Primeri izvedb gradbene jame	33
6.5.2.3	Rezultati	33
7	ZAKLJUČEK	34
VIRI		35
SEZNAM PRILOG		36

KAZALO PREGLEDNIC

Preglednica 1: Mehanske lastnosti lepljenega lameliranega lesa GL 32h	4
Preglednica 2: Mehanske lastnosti betona C25/30	4
Preglednica 3: Mehanske lastnosti zidovja	6
Preglednica 4: Mehanske lastnosti armature S 500	6
Preglednica 5: Delni varnostni faktor lastnosti materiala	8
Preglednica 6: Teža lesene strešne konstrukcije	8
Preglednica 7: Teža AB strešne plošče	9
Preglednica 8: Teža medetažne AB plošče	9
Preglednica 9: Teža zunanje zidane stene	9
Preglednica 10: Teža zunanje AB stene	10
Preglednica 11: Skupna teža notranje zidane stene	10
Preglednica 12: Teža suho-montažne predelne stene	10
Preglednica 13: Računske kontrole upogibne in strižne nosilnosti lesenega strešnega nosilca	16
Preglednica 14: Računske kontrole pomikov	16
Preglednica 15: Osnovne kombinacije vplivov za medetežno ploščo	19
Preglednica 16: Geometrijski podatki zidov v vzdolžni smeri stavbe (X smer)	23
Preglednica 17: Geometrijski podatki zidov v prečni smeri stavbe (Y smer)	24
Preglednica 18: Navpične obremenitve zidov v X in Y smeri	24
Preglednica 19: Projektne vrednosti navpične obremenitve zidov	25
Preglednica 20: Osnovni mehanski in geometrijski podatki zidu Y10	25
Preglednica 21: Kontrolni nosilnosti zidu na zgornjem in spodnjem robu pri prevladujoči navpični obtežbi	26
Preglednica 22: Kontrola nosilnosti zidu na sredini višine pri prevladujoči navpični obtežbi	26
Preglednica 23: Projektne vrednosti navpične obremenitve zidov pri preverjanju potresne odpornosti	27
Preglednica 24: Projektna strižna odpornost zidov v X smeri	28
Preglednica 25: Projektna strižna odpornost zidov v Y smeri	29
Preglednica 26: Geomehanske karakteristike zemljin	31
Preglednica 27: Projektni trdnostni parametri posameznih slojev tal	33
Preglednica 28: Varnost iz programa Slide	33

KAZALO SLIK

Slika 1: Lokacija obravnavane stavbe, prikazana na topografski karti	1
Slika 2: Tloris pritličja	2
Slika 3: Tloris etaže	2
Slika 4: Vzdolžni prerez A-A	3
Slika 5: Prečni prerez B-B	3
Slika 6: Model strešnega nosilca	14
Slika 7: Upoštevane obtežbe posameznega strešnega nosilca	15
Slika 8: Diagrami projektnih notranjih sil v posameznem nosilcu	15
Slika 9: Deformirana lega strešnega nosilca v končnem času	17
Slika 10: Geometrija medetažne plošče in razdelitev na posamezna polja	17
Slika 11: Računski model plošče	18
Slika 12: Štiri različne razporeditve koristne obtežbe plošče	19
Slika 13: Ovojnica maksimalnih projektnih upogibnih momentov m_{xx} [kNm/m]	19
Slika 14: Ovojnica minimalnih projektnih upogibnih momentov m_{xx} [kNm/m]	20
Slika 15: Ovojnica maksimalnih projektnih upogibnih momentov m_{yy} [kNm/m]	20
Slika 16: Ovojnica minimalnih projektnih upogibnih momentov m_{yy} [kNm/m]	20
Slika 17: Ovojnica maksimalnih projektnih torzijskih momentov m_{xy} [kNm/m]	21
Slika 18: Ovojnica minimalnih projektnih torzijskih momentov m_{xy} [kNm/m]	21
Slika 19: Potrebna količina spodnje armature $a_{s,x}$ in $a_{s,y}$ [cm ² /m]	22
Slika 20: Potrebna količina zgornje armature $a_{s,x}$ in $a_{s,y}$ [cm ² /m]	22
Slika 21: Lega nosilnih zidov v pritličju ter pripadajoče vplivne površine	23
Slika 22: Lokacije sond [2]	30
Slika 23: Profil A	31

1 UVOD

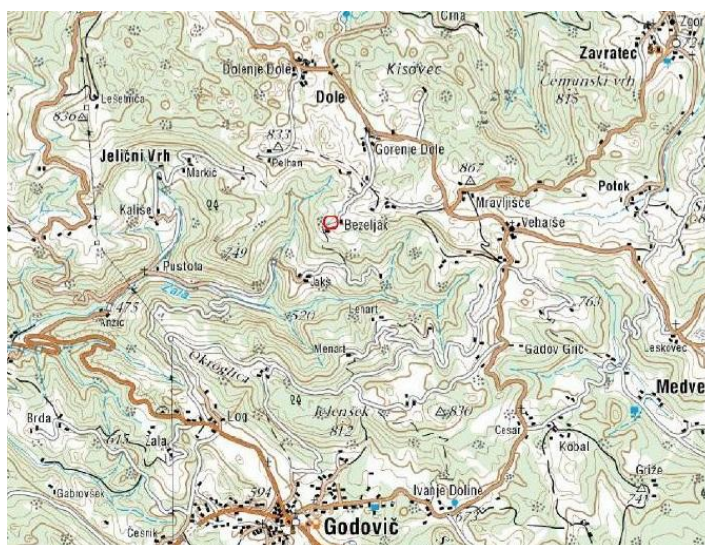
1.1 Predstavitev obravnavane stavbe

Vsakdo ima željo po lastnem domovanju. Vendar pa pred uresničitvijo (med drugim) lahko naletimo na mnoge inženirske probleme. Previdni moramo biti pri zasnovi in dimenzioniranju nosilnih elementov, saj morajo biti le-ti sposobni prevzeti obremenitve, ki odpadejo na njih. Posebno pozornost pa moramo posvetiti tudi temeljnemu tlu, saj so lahko premalo nosilna in zaradi tega pride do prevelikih posedkov ali pa je ustrezna podlaga tako globoko, da bi morali izvajati globoko temeljenje, kar pa močno podraži gradnjo.

V diplomski nalogi tako v poglavjih 2 – 5 analiziram značilne nosilne elemente enodružinske hiše, ki se nahaja na Jeličnem Vrhu pri Idriji, na območju domačije Bezeljak (glej sliko 1). Iz projektne dokumentacije [1] je razvidno, da gre za enoetažno stavbo z mansardo, tlorisnih dimenzij 7,26 x 17,48 m. Za potrebe diplomske naloge nekatere nosilne elemente ustrezno modificiram. Leseni skeletni okvir nadomestim z opečnim zidovjem, leseno medetažno konstrukcijo pa z armiranobetonsko (AB) ploščo. Ostalih nosilnih elementov ne spreminjam. Tako je strešna konstrukcija izvedena kot enokapnica, s slemenom v krajši smeri, nosilno konstrukcijo pa predstavljajo ukrivljeni lamelirani lepljeni nosilci s konstantno višino. Medetažna AB plošča je debeline 15 cm, prav take debeline je tudi ravna AB streha. Zunanje stene, ki so vkopane, so prav tako armiranobetonske in so debeline 20 cm. Zunanje in notranje opečne stene, ki so nosilne, so debeline 19 cm, predelne stene pa so debeline 15 cm. Zidovje obravnavam kot povezano zidovje, kar pomeni, da ima v horizontalni in vertikalni smeri armiranobetonske povezovalne elemente, katerih vloga ni prenašanje navpične oziroma vodoravne obtežbe.

V poglavju 6 obravnavam še ustrezno geotehnično temeljenje objekta in izvedbo gradbene jame. Vse to je odvisno od geomehanskih karakteristik zemljin, ki so bile pridobljene s terenskimi raziskavami s pomočjo dinamičnega penetrometra [2].

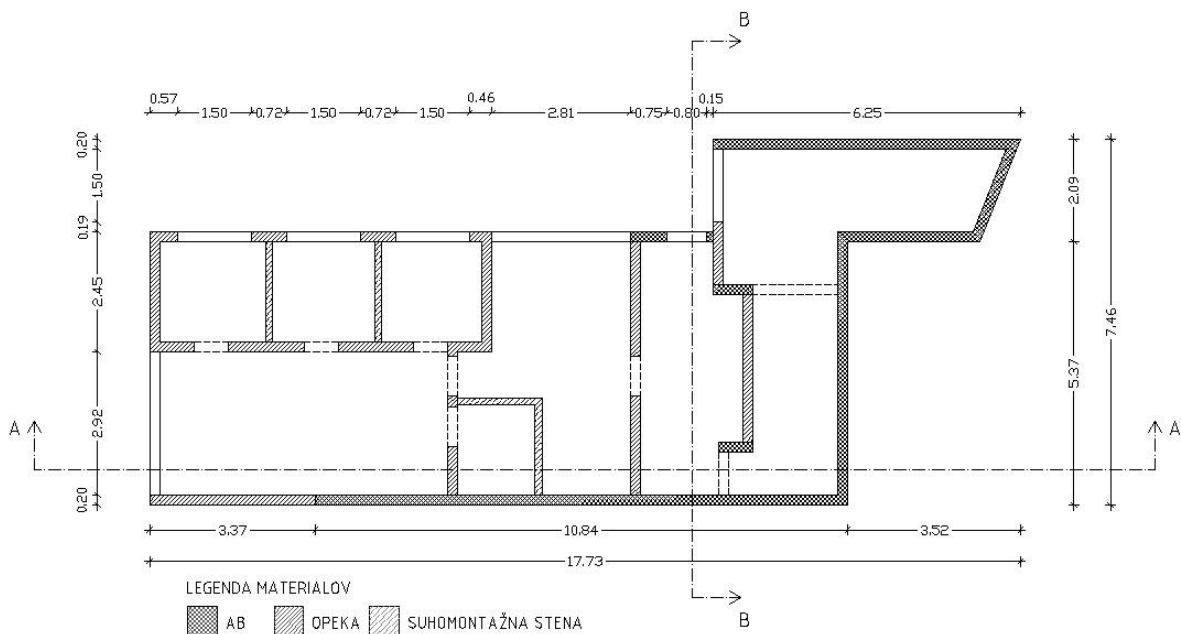
Pri analizi in dimenzioniranju nosilnih elementov obravnavane stavbe ter ugotavljanju globalne stabilnosti terena upoštevam pravila evropskih standardov Evrokod.



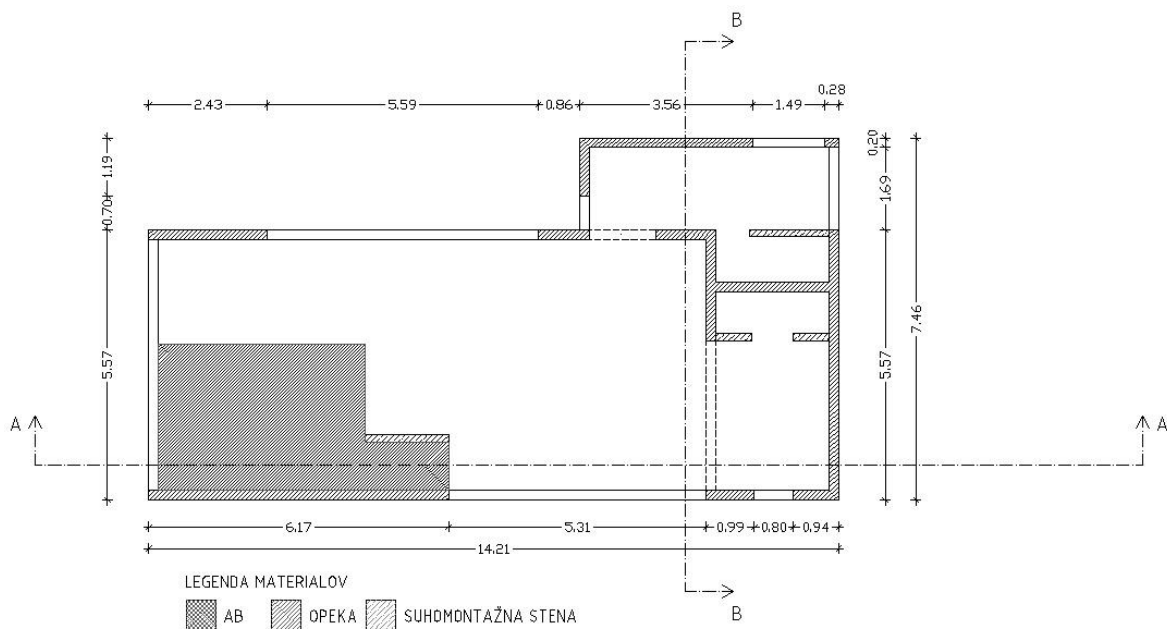
Slika 1: Lokacija obravnavane stavbe, prikazana na topografski karti

1.2 Arhitekturne podloge

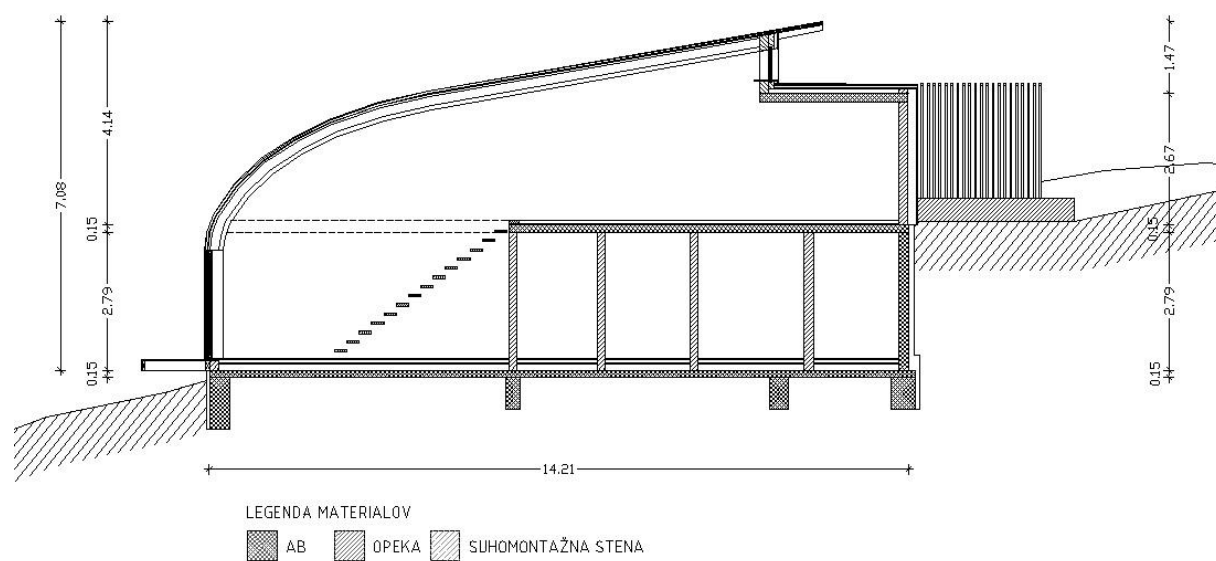
V nadaljevanju na slikah 2 in 3 prikažem tloris pritličja in etaže, iz katerih je razvidna razporeditev nosilnih elementov, na slikah 4 in 5 pa vzdolžni in prečni prerez stavbe.



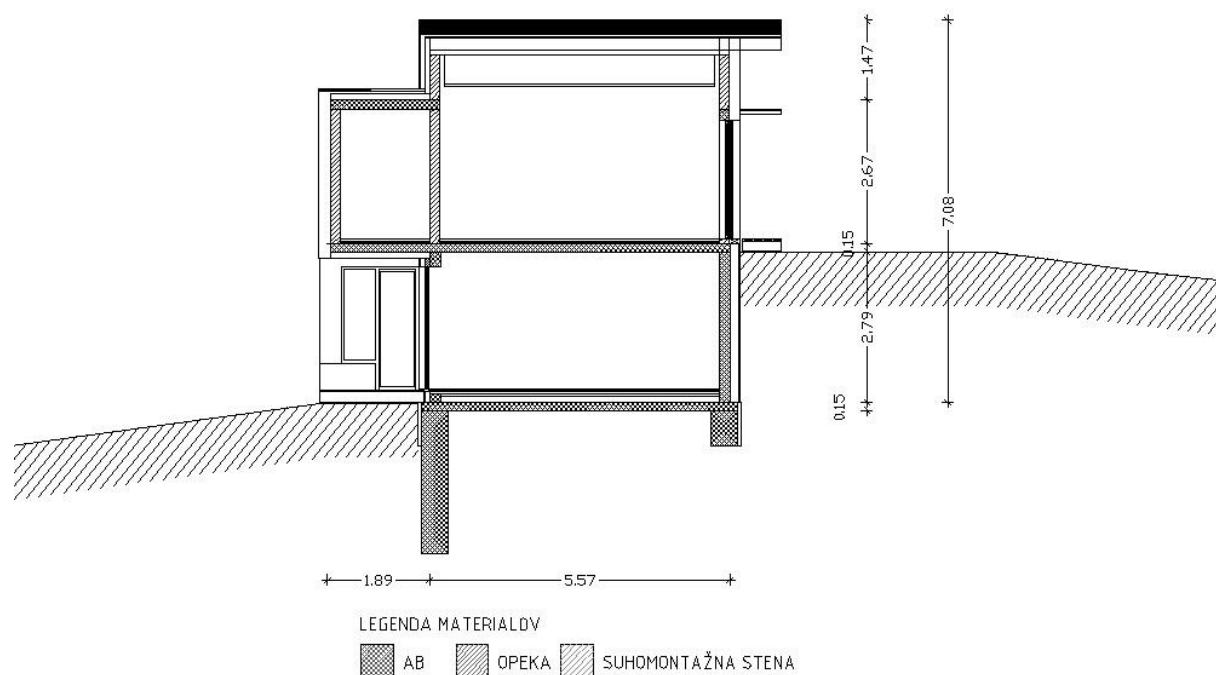
Slika 2: Tloris pritličja



Slika 3: Tloris etaže



Slika 4: Vzdolžni prerez A-A



Slika 5: Prečni prerez B-B

2 MATERIALI

Na podlagi projektne dokumentacije [1] v nadaljevanju predstavim osnovne mehanske podatke o uporabljenih materialih.

2.1 Les

Strešno nosilno konstrukcijo predstavljajo ukrivljeni lamelirani lepljeni nosilci s konstantno višino. Uporabljen les je trdnostnega razreda GL 32h. Mehanske lastnosti lepljenega lameliranega lesa odčitam iz Priročnika za projektiranje gradbenih konstrukcij po Evrokod standardih [3] in jih zberem v preglednici 1.

Preglednica 1: Mehanske lastnosti lepljenega lameliranega lesa GL 32h

GL 32h		
γ	4,3	[kN/m ³]
$E_{0,mean}$	1370	[kN/cm ²]
$f_{m,g,k}$	3,2	[kN/cm ²]
$f_{t,0,g,k}$	2,25	[kN/cm ²]
$f_{c,0,g,k}$	2,9	[kN/cm ²]
$f_{t,90,g,k}$	0,05	[kN/cm ²]
$f_{c,90,g,k}$	0,33	[kN/cm ²]
$f_{v,g,k}$	0,38	[kN/cm ²]

2.2 Beton

Za projektirane medetažne plošče, ravne strehe, vkopanih sten in preklad uporabim beton trdnostnega razreda C25/30. Osnovne mehanske lastnosti predstavim v preglednici 2.

Preglednica 2: Mehanske lastnosti betona C25/30

C25/30		
γ	24	[kN/m ³]
E	3100	[kN/cm ²]
G	1240	[kN/cm ²]
ν	0,2	/

2.3 Zidovje

Zidovje je sestavljeno iz opečnih zidakov skupine 2 in malte za splošno uporabo. Mehanske lastnosti določim s pomočjo izrazov iz Priročnika za projektiranje gradbenih konstrukcij po Evrokod standardih [3] in iz standarda [4], določene izraze pa povzamem po knjigi prof. Tomaževiča [5].

2.3.1 Karakteristična tlačna trdnost zidovja f_k

Karakteristično tlačno trdnost zidovja izračunam s pomočjo izraza:

$$f_k = K f_b^\alpha f_m^\beta, \quad (1)$$

kjer je K konstanta, določena glede na lastnosti zidakov (vrsta, skupina) in malte, f_b je normalizirana tlačna trdnost zidaka, f_m je tlačna trdnost malte, α in β pa sta konstanti, ki sta odvisni od vrste malte. Karakteristična tlačna trdnost zidovja je:

$$f_k = K f_b^\alpha f_m^\beta = 0,45 \cdot 10^{0,7} \cdot 5^{0,3} = 3,66 \text{ MPa}$$

2.3.2 Karakteristična strižna trdnost zidovja f_{vk}

Karakteristično strižno trdnost zidovja, pri katerem navpične rege niso zapolnjene z malto, vendar s stičnimi površinami, ki se stikajo druga druge, določim s pomočjo izraza:

$$f_{vk} = 0,5 f_{vk,0} + 0,4 \sigma_d \leq 0,045 f_b, \quad (2)$$

kjer je $f_{vk,0}$ začetna strižna trdnost zidovja pri ničelni tlačni napetosti (odvisna od vrste malte in vrste zidakov), σ_d pa je projektna tlačna napetost pravokotno na strižno silo. Iz preglednice 3.4 iz standarda [4] odčitam za opečne zidake in malto za splošno uporabo M5 vrednost $f_{vk,0} = 0,2 \text{ N/mm}^2$. Tlačna napetost σ_d pa je odvisna od obtežbe posamezne stene. To bom določila v okviru preverjanja zidanih sten v poglavju 5.

2.3.3 Natezna trdnost zidovja f_{tk}

Natezno trdnost zidovja ocenim s pomočjo izraza:

$$0,03 f_k \leq f_{tk} \leq 0,09 f_k. \quad (3)$$

Predpostavim $f_{tk} \approx 0,06 f_k$ in dobim $f_{tk} = 0,02 \text{ kN/cm}^2$.

2.3.4 Elastični modul

Elastični modul E izračunam na podlagi izraza:

$$E = 1000 f_k = 1000 \cdot 0,366 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2} = 366 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}. \quad (4)$$

2.3.5 Strižni modul

Strižni modul G izračunam na podlagi izraza:

$$G = 2000 f_{tk} = 2000 \cdot 0,02 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2} = 40 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}. \quad (5)$$

V preglednici 3 zberem mehanske lastnosti zidovja, ki jih bom uporabila v nadaljnjih izračunih.

Preglednica 3: Mehanske lastnosti zidovja

Zidovje		
γ	14	[kN/m ³]
E	366	[kN/cm ²]
G	40	[kN/cm ²]
f_k	0,366	[kN/cm ²]
f_{tk}	0,02	[kN/cm ²]
f_{td}	0,012	[kN/cm ²]
$f_{vk,0}$	0,02	[kN/cm ²]

2.4 Armatura

Pri armiranju betonskih elementov uporabim armaturo trdnostnega razreda S 500. Osnovne mehanske karakteristike takšne armature predstavim v preglednici 4.

Preglednica 4: Mehanske lastnosti armature S 500

S 500		
γ	78	[kN/m ³]
f_{yk}	50	[kN/m ²]
E	20000	[kN/cm ²]

3 VPLIVI NA KONSTRUKCIJO

Konstrukcija mora biti projektirana in zgrajena na tak način, da:

- s primerno stopnjo zanesljivosti prenese vse obtežbe in njihove vplive, ki nastopijo v času gradnje in uporabe ter ima primerno trajnost z ozirom na stroške vzdrževanja,
- je s sprejemljivo verjetnostjo sposobna za namenjeno rabo glede na predvideno življenjsko dobo in ceno.

Na podlagi zgornjih zahtev ločimo dve mejni stanji, mejna stanja nosilnosti in mejna stanja uporabnosti. V nadaljevanju ju podrobneje predstavim.

Mejna stanja nosilnosti (MSN) se nanašajo na varnost ljudi in konstrukcije. Preverjamo:

- izgubo ravnotežja konstrukcije kot togega telesa,
- pretirane deformacije,
- odpoved konstrukcije ali njenega dela in posledično rekonstrukcijo ali odstranitev.

Projektne vrednosti zunanjih vplivov za MSN določim z ustreznim kombiniranjem delujočih obtežb. V okviru diplomske naloge obravnavam dve kombinaciji vplivov: osnovno kombinacijo vplivov in kombinacijo vplivov za potresna projektna stanja. Osnovno kombinacijo vplivov za MSN določim skladno z izrazom:

$$\sum_j \gamma_{G,j} G_{k,j} + \gamma_{Q,1} Q_{k,1} + \sum_{i>1} \gamma_{Q,i} \psi_{0,i} Q_{k,i}. \quad (6)$$

Kombinacijo vplivov za potresna projektna stanja pa z izrazom:

$$\sum_j G_{k,j} + \sum_{i>1} \psi_{2,i} Q_{k,i} + A_{E,d}. \quad (7)$$

Pri tem je γ delni varnosti faktor za obtežbe (podan v Evrokodu 1), s katerim upoštevamo določeno odstopanje obtežbe in nezanesljivo modeliranje obtežbe. Razlikuje se glede na vrsto vpliva (stalna ali spremenljiva obtežba) in delovanje vpliva (ugoden ali neugoden vpliv). $G_{k,j}$ predstavlja j -ti stalni vpliv, $Q_{k,1}$ prevladujoč spremenljivi vpliv, $Q_{k,i}$ preostale i -te spremenljive vplive ter $A_{E,d}$ vpliv zaradi potresnih sil oziroma deformacij. Koeficienti ψ_0 , ψ_1 in ψ_2 so delni varnostni faktorji za različne osnovne obtežne primere. V skladu s standardi se tako razlikujejo za koristno obtežbo v stavbah [6] ter za obtežbo snega [8] in vetra [9].

V nadaljevanju s pomočjo izraza (8) definiram tudi projektno vrednost trdnosti materiala:

$$X_d = \frac{X_k}{\gamma_M}, \quad (8)$$

pri čemer je X_k karakteristična vrednost trdnosti materiala, določena s standardnimi testi, γ_M pa delni varnostni faktor lastnosti materiala. Pri določitvi projektnih mehanskih lastnosti lesa dodatno upoštevam še modifikacijski faktor k_{MOD} , s katerim upoštevam razred uporabe lesa in trajanje obtežbe:

$$X_d = k_{MOD} \frac{X_k}{\gamma_M}. \quad (9)$$

Preglednica 5: Delni varnostni faktor lastnosti materiala

	Les	Beton	Armatura	Zidovje
γ_M	1,25	1,5	1,15	2,5 (1,67 za potresna proj. stanja)

Mejna stanja uporabnosti (MSU) se nanašajo na stanja, pri katerih konstrukcija ne izpolnjuje pogojev uporabnosti. Vzroki so:

- razpoke, ki zmanjšujejo trajnost konstrukcije,
- deformacije in pomiki, ki onemogočajo normalno uporabo in/ali poslabšajo videz,
- vibracije, ki škodijo objektu in povzročajo neprijetno počutje uporabnikov.

Projektne vrednosti zunanjih vplivov za MSU prav tako določimo z ustreznim kombiniranjem delujočih obtežb. Ločimo tri različne kombinacije zunanjih vplivov:

$$\text{- karakteristično: } \sum G_{k,j} + Q_{k,1} + \sum_{i>1} \Psi_{0,i} Q_{k,i}, \quad (10)$$

$$\text{- pogosto: } \sum G_{k,j} + \Psi_{1,i} Q_{k,1} + \sum_{i>1} \Psi_{2,i} Q_{k,i}, \quad (11)$$

$$\text{- navidezno stalno: } \sum G_{k,j} + \sum_{i \geq 1} \Psi_{2,i} Q_{k,i}. \quad (12)$$

Pri preverjanju mejnih stanj (MSN in MSU) za nosilne elemente obravnavane enodružinske stavbe upoštevam naslednje zunanje vplive:

- stalne vplive $G_{k,j}$, ki jih predstavljajo lastne in stalne obtežbe nosilnih in nenosilnih elementov in jih določim na podlagi sestave konstrukcijskih sklopov,
- spremenljive vplive $Q_{k,i}$, med katere uvrstim koristno obtežbo na plošči, obtežbo snega na strehi in obtežbo vetra na zunanji ovoj stavbe ter
- vodoravni potresni vpliv A_E .

3.1 Lastna in stalna obtežba

3.1.1 Lesena strešna konstrukcija

Preglednica 6: Teža lesene strešne konstrukcije

Material	Dimenzije		Prostorninska teža γ [kN/m ³]	Obtežba [kN/m] $h\gamma e_n$ oz. $bh\gamma e_n/e$
	b [m]	h [m]		
2x HI	/	0,01	10	0,134
Deske	/	0,025	4,2	0,141
Letve (e=0,6m)	0,06	0,05	4,2	0,028
Lesena vlaknenka	/	0,016	9	0,193
Podkonstrukcija alu	/	0,05	/	/
Celuloza	/	0,4	0,65	0,349
Lege (e=1,5m)	0,12	0,16	4,2	0,072
Lepljeni nosilci	0,2	0,45	4,2	0,378
OSB	/	0,015	5,5	0,111
2x mavčna plošča	/	0,025	9	0,302

Skupna teža $g=$ **1,74**

3.1.2 AB strešna plošča 15 cm

Preglednica 7: Teža AB strešne plošče

Material	Dimenzije		Prostorninska teža γ [kN/m ³]	Obtežba [kN/m ²] $h\gamma$
	b [m]	h [m]		
Ozelenjeno	/	/	/	/
Zemlja	/	0,19	15	2,850
Filc	/	/	/	/
XPS	/	0,03	0,45	0,014
2x HI	/	0,01	10	0,100
AB plošča	/	0,15	25	3,750
Kit	/	/	/	/
Skupna teža $g=$				6,71

3.1.3 Medetažna AB plošča 15 cm

Preglednica 8: Teža medetažne AB plošče

Material	Dimenzije		Prostorninska teža γ [kN/m ³]	Obtežba [kN/m ²] $h\gamma$
	b [m]	h [m]		
Beton cire	/	0,01	24	0,240
Izravnalna masa	/	0,01	12,5	0,125
Estrih	/	0,05	24	1,200
AB plošča	/	0,15	25	3,750
Nosilci za spuščeni strop ($e=0,6m$)	/	0,02	/	/
OSB	/	0,015	5,5	0,083
Mavčna plošča	/	0,015	9	0,135
Skupna teža $g=$				5,53

3.1.4 Zunanja zidana stena 19 cm

Preglednica 9: Teža zunanje zidane stene

Material	Dimenzije		Prostorninska teža γ [kN/m ³]	Obtežba [kN/m] $ht\gamma$
	l [m]	t [m]		
Fasadni omet	/	/	/	/
EPS	/	0,2	0,25	0,13
PE folija	/	/	/	/
Opečna stena	/	0,19	14	7,10
Cementni omet	/	0,02	12	0,64
Skupna teža $g=$				7,88

3.1.5 Zunanja AB stena 20 cm

Preglednica 10: Teža zunanje AB stene

Material	Dimenzije		Prostorninska teža γ [kN/m ³]	Obtežba [kN/m] $ht\gamma$
	l [m]	t [m]		
Teren	/	/	/	/
Čepkasta folija	/	/	/	/
XPS	/	0,12	0,45	0,14
HI	/	0,01	10	0,10
AB stena	/	0,20	25	13,95
Barvano	/	/	/	/
Skupna teža g=				14,19

3.1.6 Notranja zidana stena 19 cm

Preglednica 11: Skupna teža notranje zidane stene

Material	Dimenzije		Prostorninska teža γ [kN/m ³]	Obtežba [kN/m] $ht\gamma$
	l [m]	t [m]		
Cementni omet	/	0,02	12	0,64
Opečna stena	/	0,19	14	7,10
Cementni omet	/	0,02	12	0,64
Skupna teža g=				8,38

3.1.7 Suho-montažna predelna stena 15 cm

Preglednica 12: Teža suho-montažne predelne stene

Material	Dimenzije		Prostorninska teža γ [kN/m ³]	Obtežba [kN/m] $ht\gamma$
	l [m]	t [m]		
Kit	/	/	/	/
2x mavčna plošča	/	0,025	9	0,617
Podkonstrukcija alu	/	0,1	0,32	0,088
Lesena volna	/	0,1	1,9	0,521
2x mavčna plošča	/	0,025	9	0,617
Kit	/	/	/	/
Skupna teža g=				1,84

3.2 Spremenljiva obtežba

3.2.1 Koristna obtežba na plošči

Koristno obtežbo uvrščamo med spremenljive pomične vplive, s katerimi upoštevamo običajno uporabo za ljudi, pohištvo in premične stvari, predvidene redke dogodke, kot so koncentracija ljudi ali

pohištva ali premikanje in kopičenje stvari v primeru prenove ter teže vozil in strojev. Karakteristične vrednosti koristne obtežbe določimo skladno s standardom [6] glede na kategorijo uporabe prostorov.

Prostore obravnavane enodružinske hiše uvrstim v kategorijo A, kamor spadajo bivalni prostori. Tako znaša karakteristična vrednost enakomerno porazdeljene ploskovne obtežbe $q_k = 2 \text{ kN/m}^2$.

Kot koristno obtežbo dodatno upoštevam tudi težo lahkih suho-montažnih predelnih sten (glej preglednico 12). Ob upoštevanju standarda [6], točka 6.3.1.2(8), lahko težo predelnih sten nadomestim z enakomerno porazdeljeno obtežbo $q_k = 0,8 \text{ kN/m}^2$. Tako skupna koristna obtežba na plošči znaša $q_k = 2 + 0,8 = 2,8 \text{ kN/m}^2$.

3.2.2 Koristna obtežba na ograji

Predpostavim, da imam na prostih robovih plošče 1 m visoko ograjo. Na vrhu ograje delujeta enakomerna vodoravna in navpična obtežba v velikosti $q_{\text{vod}} = q_{\text{nav}} = 0,5 \text{ kN/m}$.

3.3 Obtežba snega

Obtežba s snegom je spremenljiva nepomična obtežba. Odvisna je od verjetnosti snežnih padavin, nihanja temperature in vetra, poleg tega pa še od lastnosti strehe (oblike, toplotnih lastnosti in hrapavosti) ter od sosednjih stavb in terena v okolici objekta.

Karakteristično obtežbo snega na tleh s_k določim s pomočjo karte iz nacionalnega dodatka k standardu [7], slika 1. Ugotovim, da obravnavana stavba leži v coni A4. Torej:

$$s_k = 2,577 \left[1 + \left(\frac{A}{728} \right)^2 \right] = 2,577 \left[1 + \left(\frac{789}{728} \right)^2 \right] = 5,60 \text{ kN/m}^2. \quad (13)$$

Pri tem je A nadmorska višina obravnavane stavbe v metrih in znaša 789 m. Obtežbo snega na strehi s pa izračunam s pomočjo izraza:

$$s = \mu_1 C_e C_t s_k. \quad (14)$$

V enačbi (14) je C_e koeficient izpostavljenosti in je za običajen teren enak 1,0. C_t je toplotni koeficient in je ob predpostavki, da ne bo prišlo do velikih toplotnih izgub in s tem do topljenja snega na strehi, enak 1,0, μ_1 pa je oblikovni koeficient obtežbe snega. V splošnem razlikujemo dve osnovni porazdelitvi obtežbe snega in sicer obtežbo nakopičenega snega in obtežbo nenakopičenega snega. Obravnavana stavba ima enokapno streho, zato določim le obtežbo nenakopičenega snega. V skladu s točko 5.3 standarda [8] oblikovni koeficient μ_1 znaša 0,8. Obtežba snega na strehi je tako $s = 4,48 \text{ kN/m}^2$.

3.4 Obtežba vetra

Obtežbo vetra določim v skladu s standardom [9], ki podaja smernice za določitev naravnega vetra na obtežene površine pri projektiranju stavb in gradbenih inženirskih objektov. Vplive vetra upoštevam kot nepomične vplive, ki se s časom spreminjajo in delujejo neposredno kot tlak ali srk in sicer pravokotno na zunanje površine ovoja stavbe. Zaradi morebitne prepustnosti ovoja lahko veter deluje tudi na notranje površine, vendar ta vpliv v nadaljnji analizi zanemarim.

3.4.1 Osnovna hitrost vetra

Osnovna hitrost vetra je definirana z izrazom:

$$v_b = c_{\text{dir}} c_{\text{season}} v_{b,0} , \quad (15)$$

kjer sta c_{dir} smerni faktor, c_{season} faktor letnega časa, njuni priporočeni vrednosti sta 1,0. $v_{b,0}$ je temeljna vrednost osnovne hitrosti vetra in ustreza 10-minutni srednji hitrosti vetra, ne glede na smer in letni čas. Slovenija je razdeljena na 3 cone (glej točko 4.4.3(1) iz nacionalnega dodatka [10]). Lokacija obravnavane stavbe leži v coni 1 z nadmorsko višino pod 800 m, tako da je temeljna oziroma osnovna hitrost vetra $v_b = 20$ m/s.

3.4.2 Osnovni tlak vetra

Osnovni tlak vetra je definiran z izrazom:

$$q_b = \frac{1}{2} \rho v_b^2 , \quad (16)$$

kjer je ρ gostota zraka in znaša $1,25 \text{ kg/m}^3$, v_b pa je že omenjena osnovna hitrost vetra. Osnovni tlak vetra tako znaša $q_b = 0,25 \text{ kN/m}^2$.

3.4.3 Največji tlak pri sunkih vetra q_p

Največji tlak pri sunkih vetra na referenčni višini z_e je definiran z izrazom:

$$q_p(z_e) = c_e q_b , \quad (17)$$

kjer je q_b osnovni tlak vetra (glej izraz (16)), c_e pa faktor izpostavljenosti, ki ga določim s pomočjo enačbe:

$$c_e(z_e) = \left[1 + 7 \frac{k_l k_r}{c_0 c_r} \right] c_0^2 c_r^2 . \quad (18)$$

Pri tem je k_l faktor turbolence (= 1,0), k_r faktor terena, c_0 faktor oblike terena (= 1,0) in c_r faktor hrapavosti.

S pomočjo preglednice 4.1 iz standarda [9] obravnavano lokacijo (Jelični Vrh) uvrstim v kategorijo terena III. Sem spadajo področja z običajnim rastlinjem ali stavbami ali posameznimi ovirami na razdalji največ 20 višin ovir (vasi, podeželsko okolje, stalni gozd). Odčitam naslednje parametre: $z_0 = 0,3 \text{ m}$, $z_{\text{min}} = 5 \text{ m}$ in $z_{0,II} = 0,05 \text{ m}$. Določim še referenčno višino stavbe z_e , ki je enaka višini stavbe in znaša $7,08 \text{ m}$.

Faktor terena k_r določim z izrazom:

$$k_r = 0,19 \left(\frac{z_0}{z_{0,II}} \right)^{0,07} = 0,19 \left(\frac{0,3}{0,05} \right)^{0,07} = 0,215 . \quad (19)$$

Faktor hrapavosti c_r pri pogoju $z_{\text{min}} \leq z \leq 200 \text{ m}$ določim z izrazom:

$$c_r = k_r \ln \left(\frac{z_e}{z_0} \right) = 0,215 \cdot \ln \left(\frac{7,08}{0,3} \right) = 0,680 . \quad (20)$$

Vrednosti iz (19) in (20) vstavim v izraz (18) in dobim vrednost faktorja izpostavljenosti na referenčni višini $z_e = 7,08$ m:

$$c_e(z_e = 7,08) = \left[1 + 7 \frac{1,0 \cdot 0,215}{1,0 \cdot 0,680} \right] \cdot 1,0^2 \cdot 0,680^2 = 1,485.$$

Največji tlak pri sunkih vetra torej znaša (glej izraz (17)):

$$q_p(z_e = 7,08) = 1,485 \cdot 0,25 = 0,371 \text{ kN/m}^2.$$

3.4.4 Tlak vetra na zunanje površine w_e

Tlak vetra na zunanje površine izračunam z izrazom:

$$w_e = q_p c_{pe}, \quad (21)$$

kjer je q_p že omenjeni največji tlak pri sunkih vetra, c_{pe} pa je koeficient zunanjega tlaka, ki ga določim skladno s standardom [9] in sicer ločeno za navpične stene in streho stavbe. V okviru analize upoštevam obtežbo vetra le na strehi. Tako površino strehe skladno s sliko 7.6 iz standarda [9] razdelim na področja F, G in H. S pomočjo preglednice 7.3a [9] določim koeficiente c_{pe} za vsako področje posebej.

3.5 Vodoravna potresna obtežba

Vpliv potresa na projektiranje konstrukcij obravnavam s pomočjo standarda [11] in nacionalnega dodatka k standardu [12]. S pomočjo izraza (22) določim vodoravni potresni vpliv:

$$F_{b,d} = S_d(T)W, \quad (22)$$

kjer je W celotna teža stavbe nad temelji (glej prilogo C), S_d pa je največja vrednost ordinate v projektnem spektru odziva, ki je določena z izrazom:

$$S_d = a_g S \frac{2,5}{q}. \quad (23)$$

Faktor S je koeficient tal, ki ga določim na podlagi geomehanskega poročila. V obravnavanem primeru stavba leži na tleh tipa A (skala ali druga skali podobna formacija, na kateri je največ 5 m slabšega površinskega materiala, preglednica 3.1, [11]). V izrazu (23) je a_g projektni pospešek tal, ki ga določim glede na potresno dejavnost. Obravnavano območje spada po Karti potresne nevarnosti v Sloveniji [13] s povratno dobo 475 let v območje zahodne Slovenije, kjer se upošteva projektni pospešek 0,2g. Faktor q je koeficient obnašanja, ki ga določim s pomočjo tabele 9.1 [11] in je za povezano zidovje enak $q = 2,5$. Največja ordinata v projektnem spektru odziva tako znaša $S_d = 0,2g$.

3.6 Preostale obtežbe

Na nosilne elemente poleg predstavljenih vplivov delujejo tudi druge obtežbe, ki pa niso predmet diplomske naloge. Med te obtežbe lahko uvrstim:

- obtežbo vetra na notranje površine, ki je posledica prepustnosti ovoja stavbe,
- obtežbo vetra na navpične stene stavb,
- aktivne zemeljske pritiske na navpične AB stene,
- ...

4 DIMENZIONIRANJE STREŠNE KONSTRUKCIJE IN MEDETAŽNE PLOŠČE

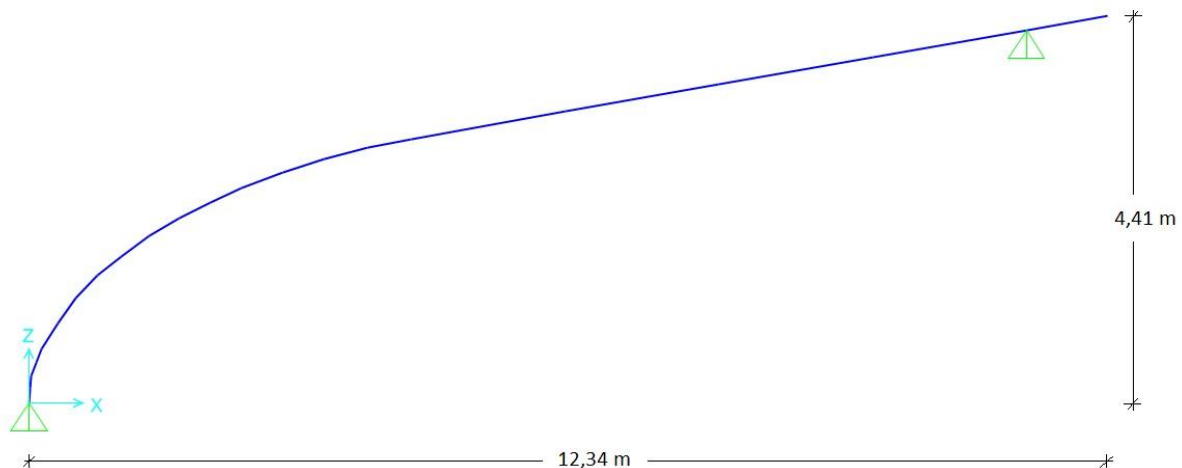
4.1 Ukrivljeni lepljeni nosilci strešne konstrukcije

4.1.1 Osnovni podatki

Streha skupaj z zunanji stenami predstavlja stavbni ovoj, ki ščiti notranjost pred atmosferskimi vplivi. Nosilno konstrukcijo strehe predstavljajo ukrivljeni lamelirani lepljeni nosilci s konstantno višino in dolžine 12,41 m. V projektni dokumentaciji število nosilcev ni podano. Po predhodni analizi se odločim za pet vzporednih nosilcev na enakomerni medsebojni oddaljenosti $e_n = 1,3425$ m. Potek osi nosilca in lego podpor prikazujem na sliki 6.

4.1.2 Računski model nosilca

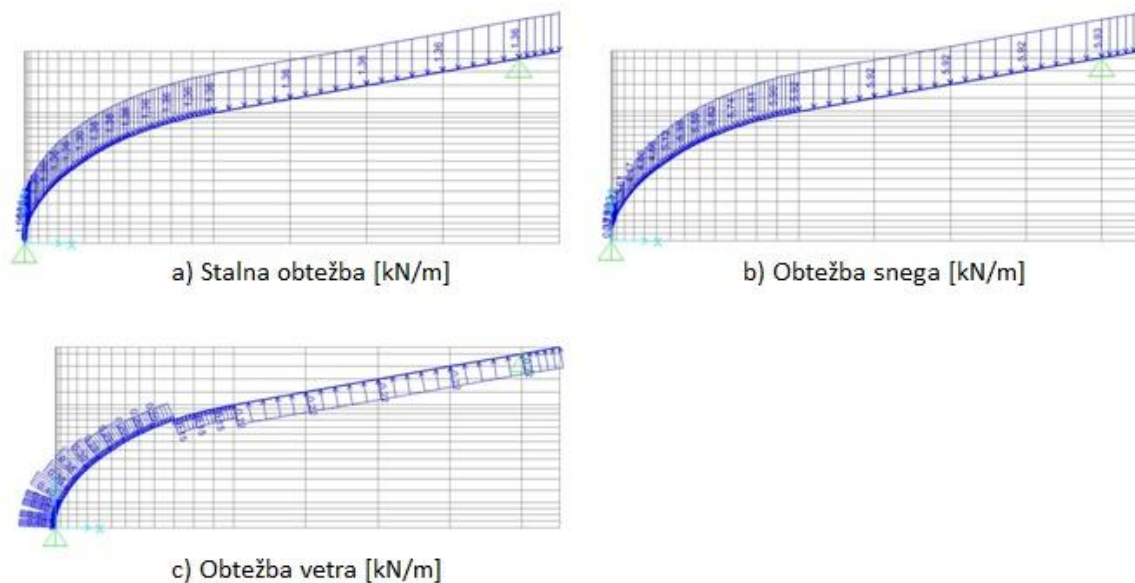
Nosilec modeliram s pomočjo linijskih končnih elementov v programu SAP2000 [14]. Uporabim 21 končnih elementov. Geometrijski podatki so zbrani v preglednici A1 v prilogi A. Nosilec je v vozlišču 1 in 21 nepomično vrtljivo podrt.



Slika 6: Model strešnega nosilca

4.1.3 Obtežba nosilca

Nosilec je izpostavljen lastni teži in stalni obtežbi, obtežbi snega in obtežbi vetra. Stalno obtežbo določim na podlagi konstrukcijskega sklopa strehe, predstavljenega v preglednici 6, obtežbi snega in vetra pa sta obravnavani v pod poglavjih 3.3 in 3.4. Pri obtežbi vetra se koeficient c_{pe} razlikuje glede na naklon in površino strehe. Upoštevane obtežbe nosilca prikazujem na sliki 7. Vrednosti posameznih obtežb so podane v preglednici A2 v prilogi A.

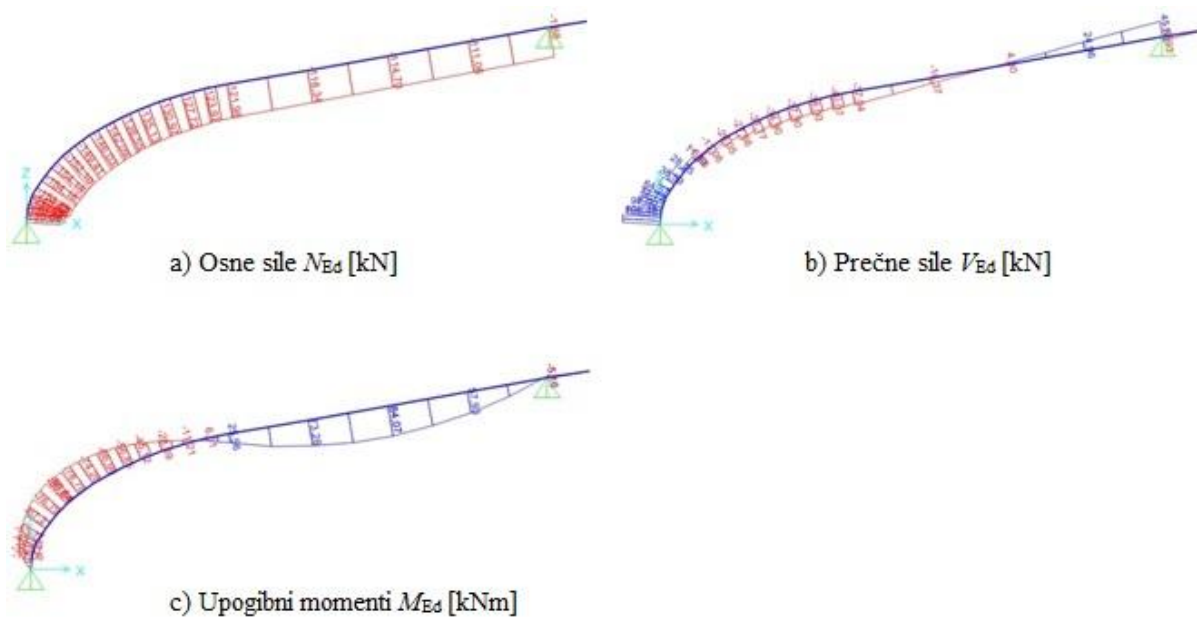


Slika 7: Upoštevane obtežbe posameznega strešnega nosilca

4.1.4 Mejno stanje nosilnosti

4.1.4.1 Projektne obremenitve

Projektne obremenitve v nosilcu določim z osnovno kombinacijo vplivov za mejna stanja nosilnosti (glej izraz (6)). Pri tem vpliv vetra zanemarim, saj deluje ugodno v primerjavi s stalno obtežbo in obtežbo snega. Na sliki 8 prikazujem razporeditev projektne osne in prečne sile ter projektnega upogibnega momenta vzdolž nosilca. V preglednici A3 v prilogi A so podane projektne vrednosti notranjih sil.



Slika 8: Diagrami projektних notranjih sil v posameznem nosilcu

4.1.4.2 Računske kontrole

V okviru računske kontrole preverjam normalne napetosti ter kombinacijo nateznih napetosti pravokotno na vlakna in strižnih napetosti. Pri tem obtežbo snega upoštevam kot kratkotrajni vpliv (S). Tako znaša modifikacijski faktor $k_{MOD} = 0,9$. Splošni izrazi potrebnih računskih kontrol, ki jih podaja standard [15], se zaradi konstantne višine nosilca nekoliko poenostavijo ($\alpha_{ap}=0$). Računskim kontrolam je zadoščeno pri dimenzijah prečnega prereza nosilca $b/h = 20/45$ cm.

Preglednica 13: Računske kontrole upogibne in strižne nosilnosti lesenega strešnega nosilca

i	$\sigma_{m,g,d} / f_{m,g,d}$	$\sigma_{t,0,g,d} / f_{t,0,g,d}$	$(\sigma_{c,0,g,d} / f_{c,0,g,d})^2$	Izkoriščenost prereza [%]	$\sigma_{t,90,g,d} / k_{dis} k_{vo} f_{t,90,g,d}$	$\tau_{v,g,d} / f_{v,g,d}$	Izkoriščenost prereza [%]
1	0,003	0,000	0,004	1	0,000	0,973	97
2	0,151	0,000	0,005	16	0,000	0,895	89
3	0,277	0,000	0,006	28	0,000	0,664	66
4	0,383	0,000	0,006	39	0,000	0,591	59
5	0,475	0,000	0,007	48	0,000	0,353	35
6	0,457	0,000	0,007	46	0,000	0,258	26
7	0,522	0,000	0,007	53	0,000	0,108	11
8	0,602	0,000	0,007	61	0,000	0,119	12
9	0,535	0,000	0,006	54	0,000	0,183	18
10	0,492	0,000	0,006	50	0,000	0,253	25
11	0,444	0,000	0,006	45	0,000	0,290	29
12	0,376	0,000	0,005	38	0,000	0,319	32
13	0,299	0,000	0,005	30	0,000	0,346	35
14	0,189	0,000	0,005	19	0,000	0,347	35
15	0,073	0,000	0,005	8	0,000	0,366	37
16	0,043	0,000	0,004	5	0,050	0,338	39
17	0,167	0,000	0,004	17	0,193	0,150	34
18	0,471	0,000	0,004	48	0,000	0,044	4
19	0,541	0,000	0,004	54	0,000	0,228	23
20	0,372	0,000	0,003	38	0,000	0,417	42
21	0,033	0,000	0,000	3	0,000	0,000	0

4.1.5 Mejno stanje uporabnosti

V mejnih stanjih uporabnosti preverjam trenutne in končne pomike obravnavanega nosilca. V skladu s standardom [15] (točka 2.2.3) trenutne pomike w_{inst} preverjam pri karakteristični kombinaciji vplivov (glej izraz (10)), povese v končnem času w_{fin} pa pri navidezno stalni kombinaciji ob upoštevanju reoloških vplivov. Ob pogoju, da so vsi elementi enakih reoloških lastnosti, lahko za določitev w_{fin} uporabim tudi poenostavljen postopek:

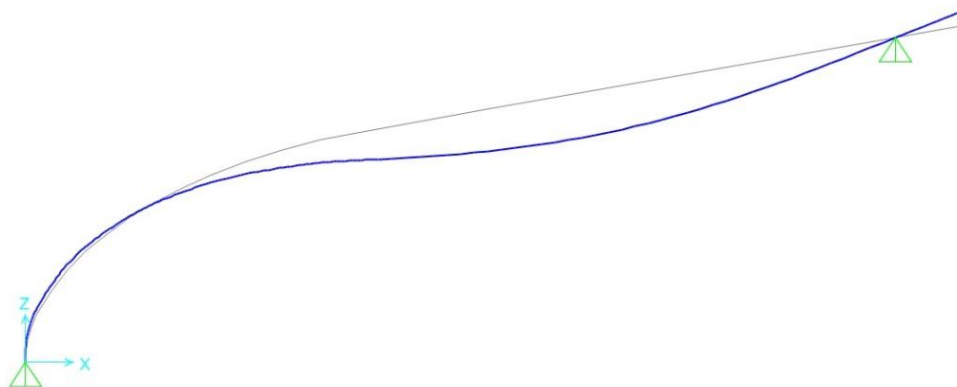
$$w_{fin} = \sum w_{inst,G}(1 + k_{def}) + w_{inst,Q,1}(1 + \Psi_{2,1} k_{def}) + \sum_{i \geq 1} w_{inst,Q,i}(\Psi_{0,i} + \Psi_{2,i} k_{def}). \quad (24)$$

Pri tem je k_{def} koeficient lezenja, ki je za lepljen lameliran les in za razred uporabe 2 enak 0,8.

Preglednica 14: Računske kontrole pomikov

w_{inst} [cm]	$w_{inst,mej} = l/300$ [cm]	w_{fin} [cm]	$w_{net,fin,mej} = l/250$ [cm]
2,25	3,80	2,72	5,71

Na sliki 9 prikazujem deformiranje obravnavanega nosilca v končnem času.

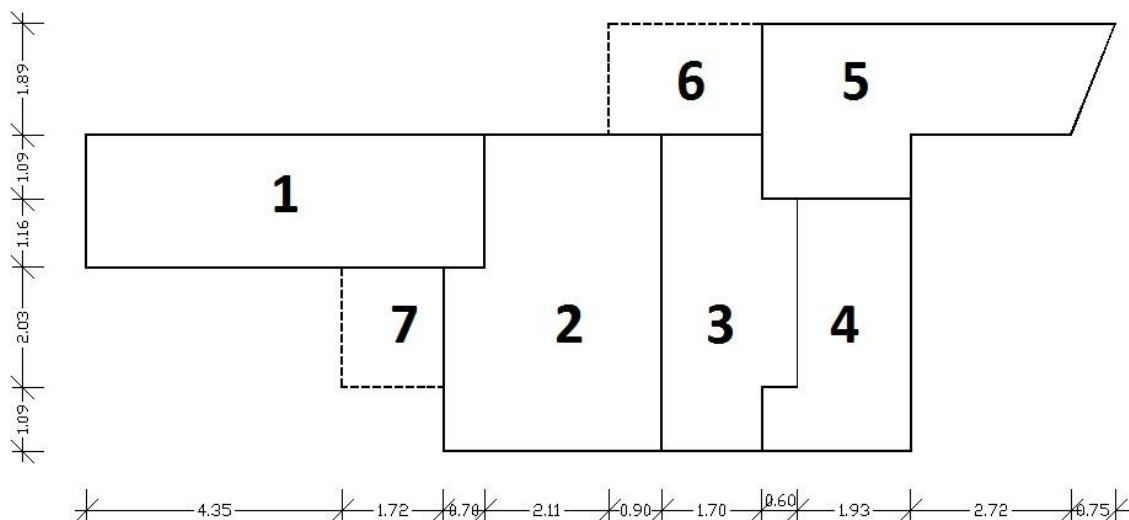


Slika 9: Deformirana lega strešnega nosilca v končnem času

4.2 Medetažna AB plošča

4.2.1 Osnovni podatki

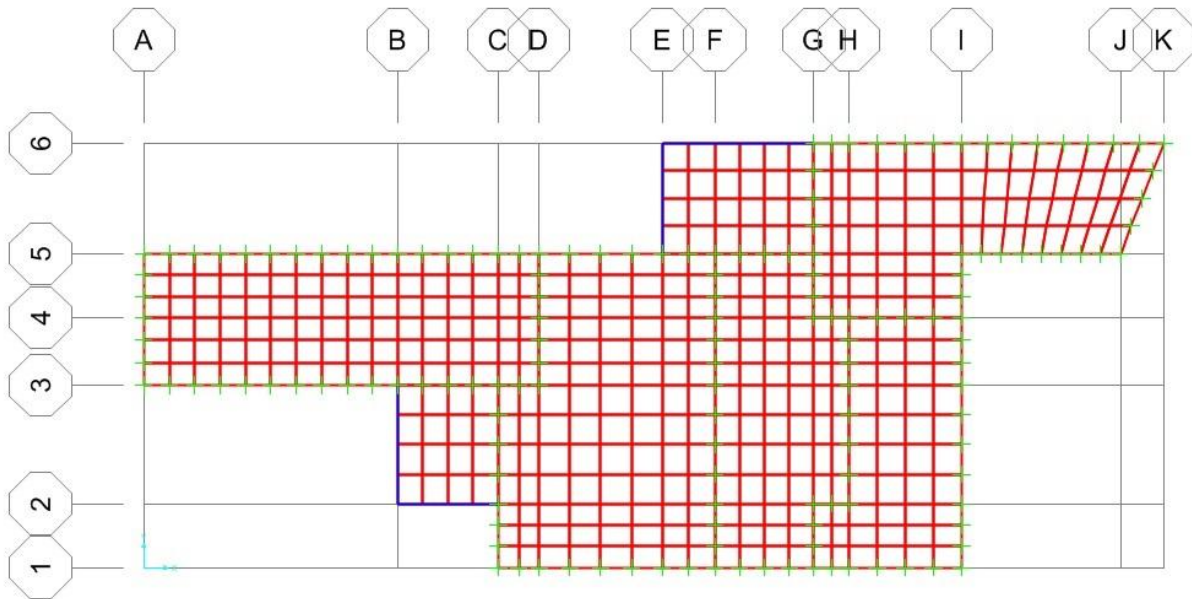
Medetažna AB plošča je debeline 15 cm. Iz pridobljenih arhitekturnih podlog [1] razberem način podpiranja plošče. Tako geometrijo plošče razdelim na 7 polj kot to prikazujem na sliki 10. S črtkano črto označim robove, kjer plošča ni podprta, preostali robovi pa so prostoležeče podprti.



Slika 10: Geometrija medetažne plošče in razdelitev na posamezna polja

4.2.2 Računski model plošče

Ploščo modeliram z metodo končnih elementov v programu SAP2000 [14]. Uporabim štiri-vozliščne ploskovne končne elemente tipa »Shell-Thin«. Idealiziran računski model prikazujem na sliki 11.



Slika 11: Računski model plošče

4.2.3 Obtežba plošče

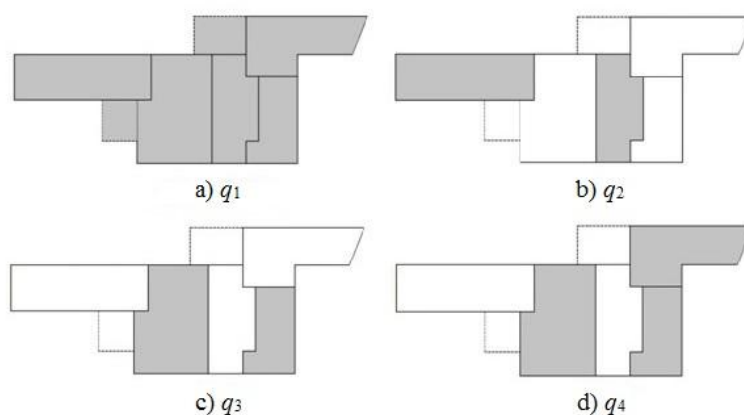
Medetažna AB plošča je izpostavljena lastni, stalni in koristni obtežbi ter obtežbi snega. Kot lastno in stalno obtežbo upoštevam težo plošče (glej konstrukcijski sklop v preglednici 8), težo ograje na prostem robu plošče v polju 7, posredno pa tudi težo zidanih sten in dela AB strešne plošče, ki učinkuje kot linijska obtežba vzdolž prostih robov plošče v polju 6. V analizi upoštevam štiri različne razporeditve koristne obtežbe kot to prikazujem na sliki 12. Koristno obtežbo predstavlja enakomerno porazdeljena obtežba po površini plošče in enakomerna linijska obtežba na ograji.

Dodatno upoštevam še posredni vpliv obtežbe snega z AB strešne plošče, ki prav tako učinkuje vzdolž prostih robov plošče v polju 6. Vplivne površine določim s pomočjo strešnega pravila (glej sliko 21 v nadaljevanju).

4.2.4 Mejno stanje nosilnosti

4.2.4.1 Kombinacije vplivov in projektne obremenitve

Projektne obremenitve v plošči določim z osnovno kombinacijo vplivov za mejna stanja nosilnosti (glej izraz (6)). Tvorim več različnih kombinacij vplivov in sicer glede na razporeditev koristne obtežbe po površini plošče (glej sliko 12). Kombinacije zberem v preglednici 15.



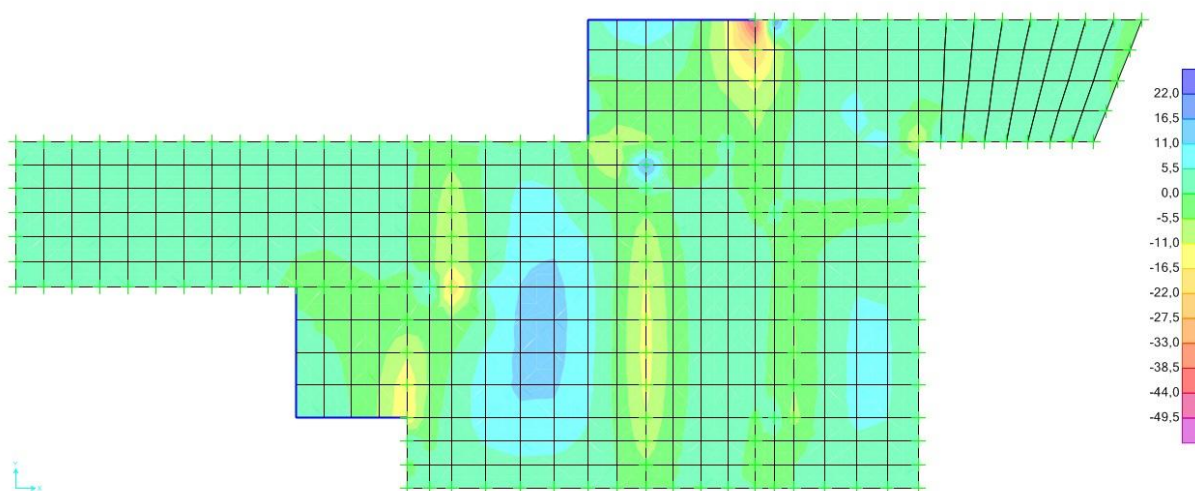
Slika 12: Štiri različne razporeditve koristne obtežbe plošče

Preglednica 15: Osnovne kombinacije vplivov za medetežno ploščo

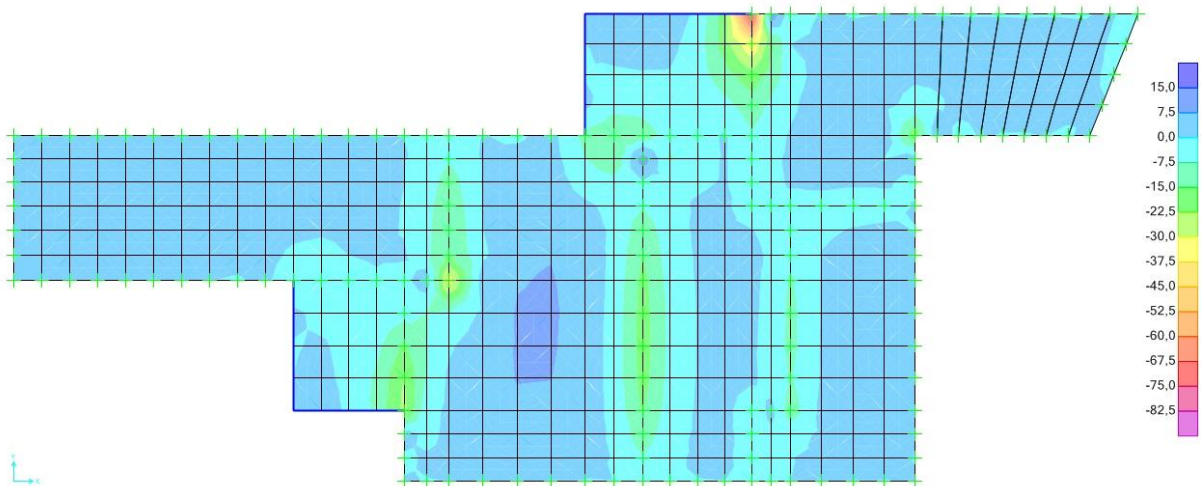
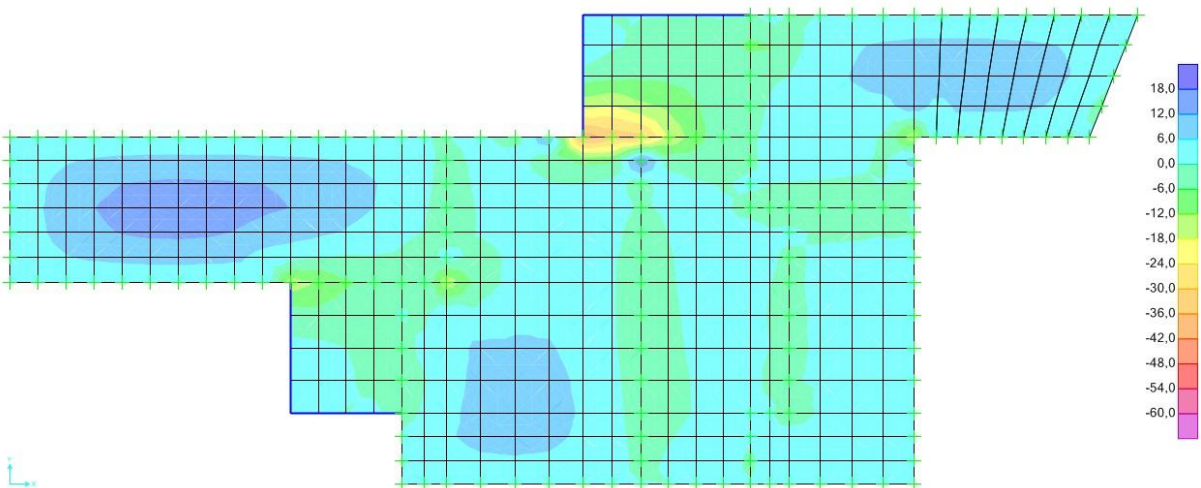
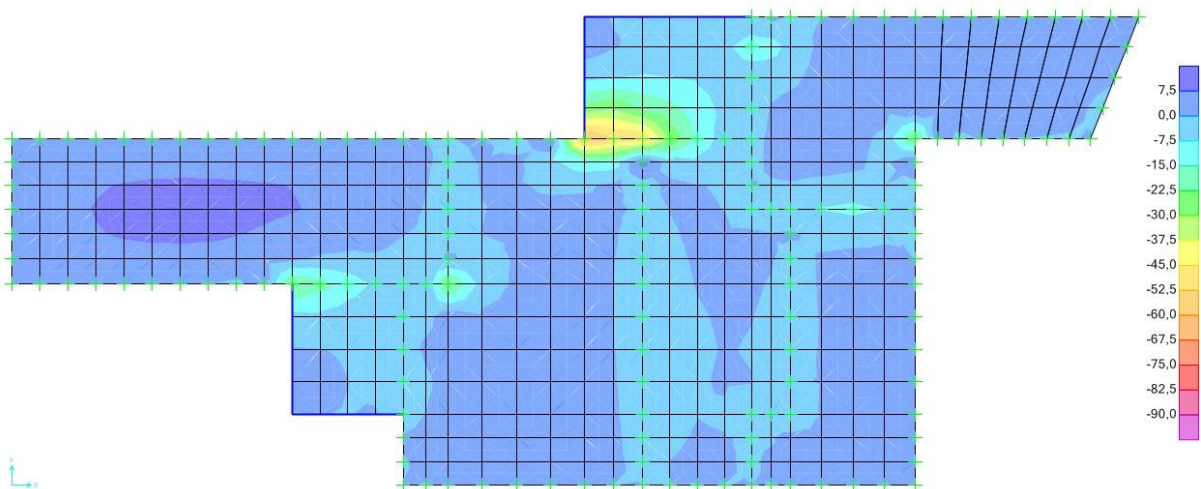
Kombinacije	g	q_1	q_2	q_3	q_4	s
K1	1,35	1,5	/	/	/	0,75
K2	1,35	1,05	/	/	/	1,5
K3	1,35	/	1,5	/	/	/
K4	1,35	/	/	1,5	/	/
K5	1,35	/	/	/	1,5	/

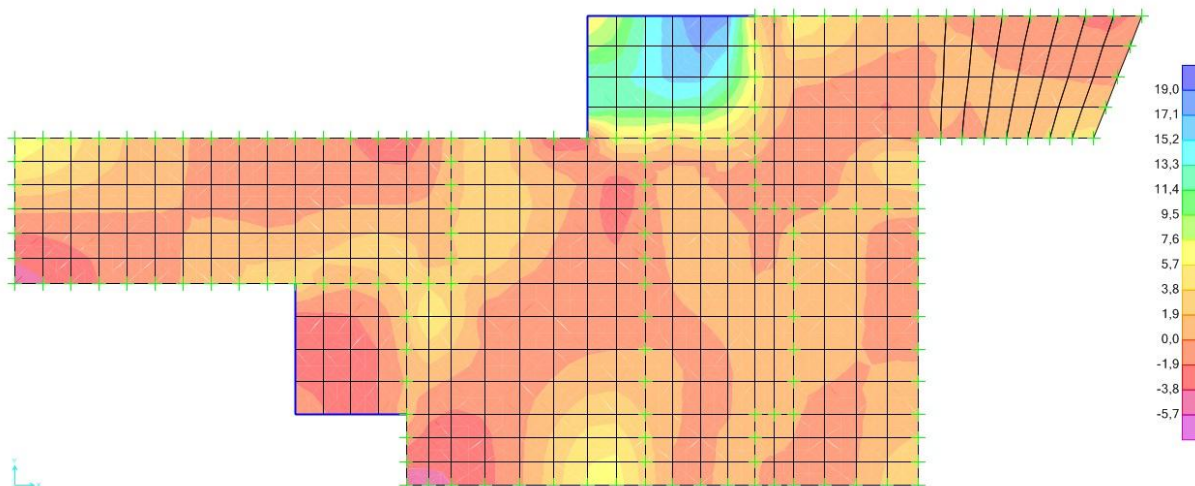
V analizi predvidevam, da kombinaciji K1 in K2 povzročata minimalne upogibne momente nad podporami, medtem ko kombinacije K3, K4 in K5 povzročajo maksimalne upogibne momente v poljih plošče.

Na slikah 13 do 18 prikazem ovojnice maksimalnih in minimalnih projektnih upogibnih in torzijskih momentov v obravnavani AB plošči. Diagrame obremenitev izpišem s pomočjo programa SAP2000 [14].

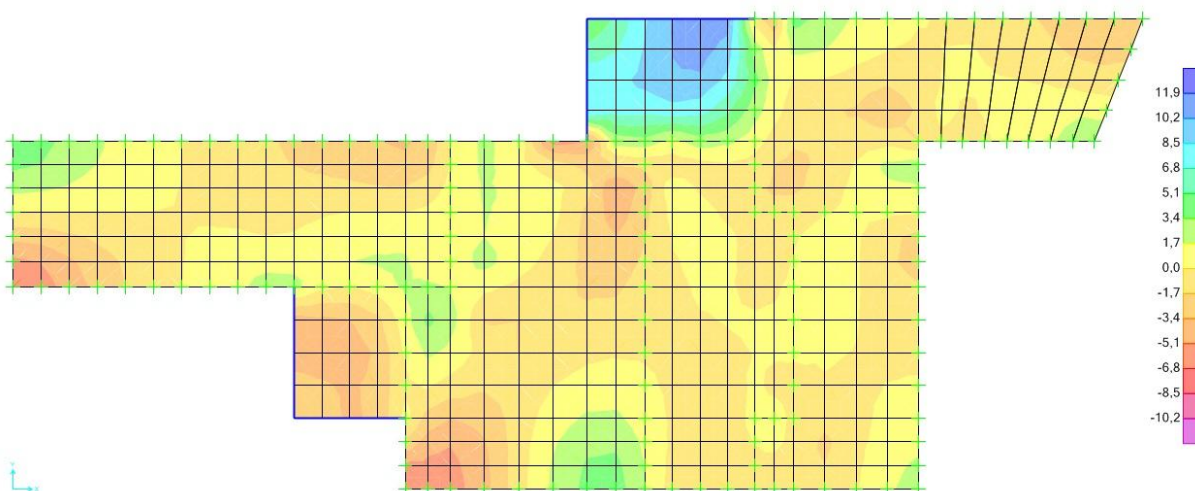


Slika 13: Ovojnice maksimalnih projektnih upogibnih momentov m_{xx} [kNm/m]

Slika 14: Ovojnica minimalnih projektih upogibnih momentov m_{xx} [kNm/m]Slika 15: Ovojnica maksimalnih projektih upogibnih momentov m_{yy} [kNm/m]Slika 16: Ovojnica minimalnih projektih upogibnih momentov m_{yy} [kNm/m]



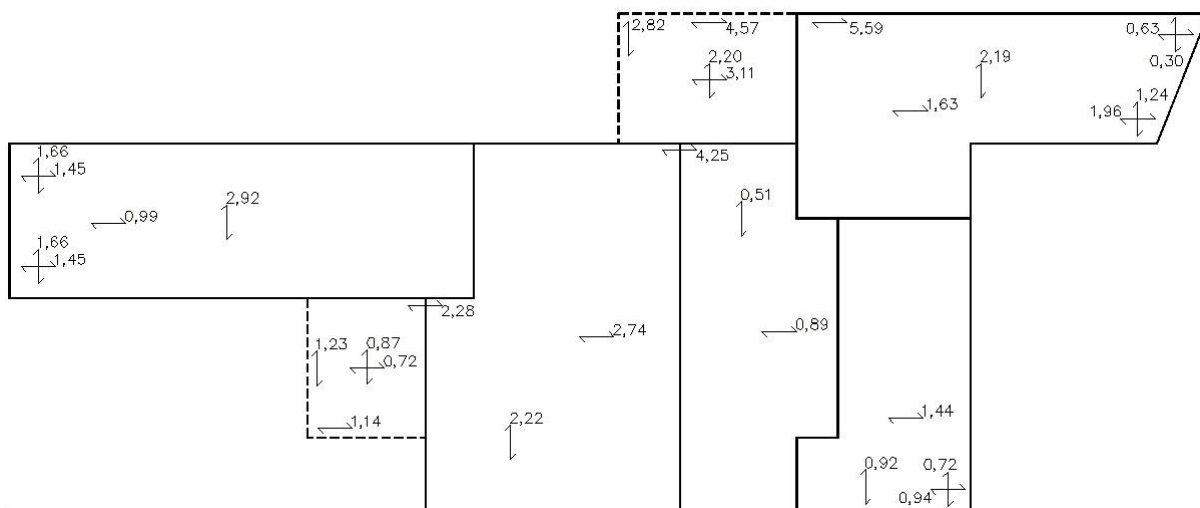
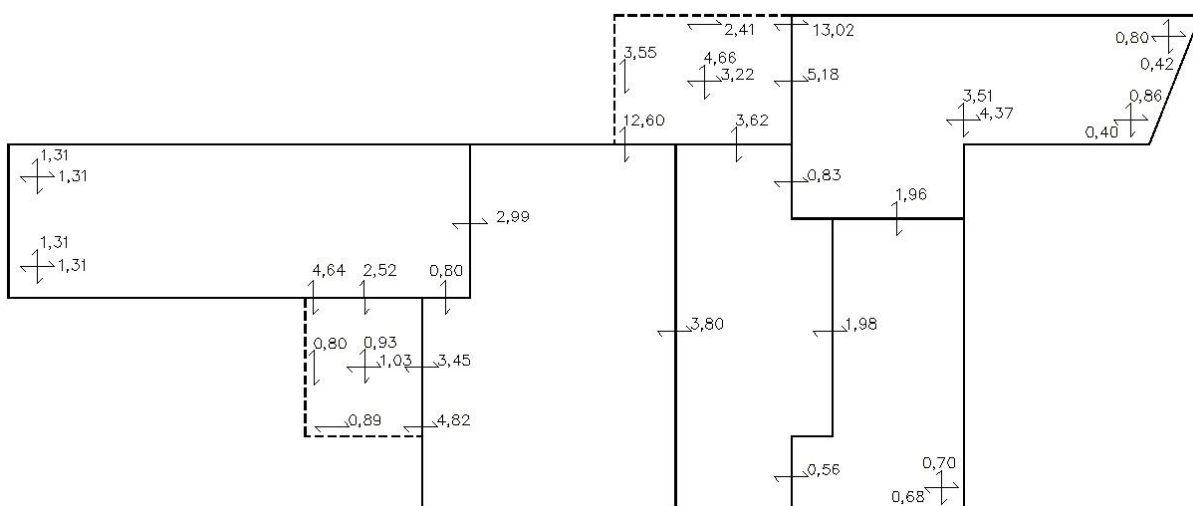
Slika 17: Ovojnica maksimalnih projektnih torzijskih momentov m_{xy} [kNm/m]



Slika 18: Ovojnica minimalnih projektnih torzijskih momentov m_{xy} [kNm/m]

4.2.4.2 Dimenzioniranje vzdolžne armature

Na podlagi projektnih upogibnih in torzijskih momentov v plošči (m_{xx} , m_{yy} , m_{xy}) s pomočjo programa SAP2000 [14] določim potrebno količino spodnje in zgornje armature v vzdolžni in prečni smeri plošče ($a_{s,x}$, $a_{s,y}$). Z modelom WOOD – ARMER [16] upoštevam prispevek torzijskega momenta k armaturi. Na sliki 19 in 20 prikažem potrebne količine spodnje oziroma zgornje armature na značilnih mestih obravnavane AB plošče.

Slika 19: Potrebna količina spodnje armature $a_{s,x}$ in $a_{s,y}$ [cm^2/m]Slika 20: Potrebna količina zgornje armature $a_{s,x}$ in $a_{s,y}$ [cm^2/m]

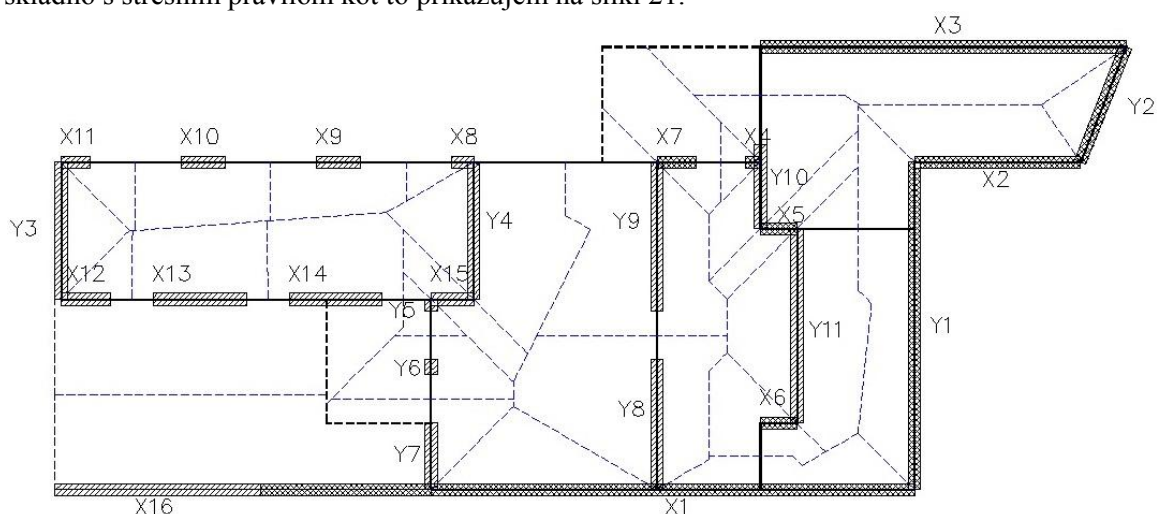
4.2.5 Mejno stanje uporabnosti

V mejnih stanjih uporabnosti preverjam pomike obravnavane plošče. Skladno s standardom za projektiranje betonskih konstrukcij [16] pomike preverjam pri navidezno stalni kombinaciji vplivov (glej izraz (12)). Pomike odčitam iz računskega modela plošče v programu SAP2000 [14]. Največji pomik pričakovano dobim na previsnem robu plošče v polju 6 in znaša $w = 5,2$ mm. Omenjeni pomiki pa bistveno odstopajo od dejanskih pomikov AB plošče, kajti program SAP2000 ne upošteva vpliva razpokanosti plošče, dodatno pa zanemari časovno povečanje pomikov plošče zaradi lezenja in krčenja betona. V primeru, da bi dejanski pomiki plošče presegli dopustne vrednosti, bi bilo potrebno izvesti določene konstrukcijske ukrepe za omejitev pomikov plošče v polju 6 (steber).

5 PREVERJANJE ZIDANIH STEN V PRITLIČJU

5.1 Osnovni podatki

Zidovje obravnavane stavbe je sezidano kot povezano zidovje, ki ima v horizontalni in vertikalni smeri AB zidne vezi, katerih vloga ni prenašanje navpične oziroma vodoravne obtežbe. Na sliki 21 prikazujem razporeditev zidov v pritličju. Pri tem so X1, X2, X3 ter Y1 in Y2 vkopane AB stene, ki jih iz analize izpustim. Prav tako iz analize izpustim ostale AB stene X4, X5, X6 in X7. Obremenitev zidov v pritličju zaradi vplivov vertikalne obtežbe, t.j. teže plošče, strehe, zidov v mansardi, koristne obtežbe in obtežbe snega, določim na poenostavljen način in sicer z razdelitvijo površine plošče skladno s strešnim pravilom kot to prikazujem na sliki 21.



Slika 21: Lega nosilnih zidov v pritličju ter pripadajoče vplivne površine

V preglednici 16 in 17 zberem osnovne geometrijske podatke nosilnih opečnih zidovih, ločeno za zidove v vzdolžni in prečni smeri stavbe. Pri tem je l dolžina zidu, t debelina, $A_w = t \cdot l$ površina vodoravnega prereza zidu, h višina zidu, h_{ef}^* efektivna višina zidu, s katero upoštevam vpliv parapetov in preklad, A_{load} vplivna površina, preko katere se prenaša obtežba iz medetažne AB plošče, $A_{load, les streha}$ vplivna površina, preko katere se prenaša obtežba iz lesene strešne konstrukcije in $A_{load, AB streha}$ vplivna površina, preko katere se prenaša obtežba iz AB strešne plošče.

Preglednica 16: Geometrijski podatki zidov v vzdolžni smeri stavbe (X smer)

	l [m]	t [m]	A_w [m ²]	h [m]	h_{ef}^* [m]	A_{load} [m ²]	$A_{load, les streha}$ [m ²]	$A_{load, AB streha}$ [m ²]
X8	0,36	0,19	0,07	2,79	1,53	0,36	0,36	/
X9	0,72	0,19	0,14	2,79	0,75	1,93	1,93	/
X10	0,72	0,19	0,14	2,79	0,75	2,31	2,31	/
X11	0,47	0,19	0,09	2,79	1,75	0,74	0,74	/
X12	0,81	0,19	0,15	2,79	2,41	0,68	0,68	/
X13	1,53	0,19	0,29	2,79	2,10	2,68	2,68	/
X14	1,53	0,19	0,29	2,79	2,10	3,00	3,00	/
X15	0,70	0,19	0,13	2,79	2,41	1,34	1,34	/
X16	3,37	0,19	0,64	2,79	2,79	0,00	8,82	/

Preglednica 17: Geometrijski podatki zidov v prečni smeri stavbe (Y smer)

	l [m]	t [m]	A_w [m ²]	h [m]	h_{ef}^* [m]	A_{load} [m ²]	$A_{load, les, streha}$ [m ²]	$A_{load, AB, streha}$ [m ²]
Y3	2,25	0,19	0,43	2,79	2,47	1,26	8,20	/
Y4	2,25	0,19	0,43	2,79	2,79	5,79	5,79	/
Y5	0,19	0,19	0,04	2,79	2,42	0,55	0,55	/
Y6	0,24	0,19	0,05	2,79	2,42	2,27	2,27	/
Y7	1,09	0,19	0,21	2,79	2,42	1,78	1,78	/
Y8	2,13	0,19	0,40	2,79	2,42	6,29	6,29	/
Y9	2,44	0,19	0,46	2,79	2,42	6,96	6,55	0,28
Y10	1,38	0,19	0,26	2,79	2,79	3,70	0,88	2,86
Y11	3,19	0,19	0,61	2,79	2,79	6,60	0,79	5,81

5.2 Navpične obremenitve zidov v pritličju

Obremenitve v zidovih v pritličju zaradi vplivov vertikalne obtežbe ocenim s pomočjo izrazov, podanih v prilogi B. Vrednosti zberem v preglednici 18. Pri tem je $N_{g, streha}$ navpična obremenitev zidu zaradi teže strehe, $N_{g, zidovje}$ navpična obremenitev zidu v pritličju zaradi teže zidov v mansardi, $N_{g, AB, plošča}$ obremenitev zidu zaradi teže medetažne plošče, N_q obremenitev zidu zaradi koristne obtežbe na plošči in N_s navpična obremenitev zidu zaradi obtežbe snega na strehi.

Preglednica 18: Navpične obremenitve zidov v X in Y smeri

	$N_{g, streha}$ [kN]	$N_{g, zidovje}$ [kN]	$N_{g, AB, plošča}$ [kN]	N_q [kN]	N_s [kN]
X8	0,47	/	1,97	1,00	0,80
X9	2,53	/	10,71	5,42	4,33
X10	3,02	6,37	12,79	6,46	5,17
X11	0,97	2,05	4,11	2,08	1,66
X12	0,89	/	3,78	1,91	1,53
X13	3,51	/	14,85	7,51	6,01
X14	3,94	/	16,64	8,41	6,73
X15	1,76	/	7,43	3,75	3,00
X16	11,55	11,94	/	/	19,75
Y3	10,74	/	6,95	3,51	18,36
Y4	7,58	/	32,05	16,20	12,96
Y5	0,72	/	3,04	1,53	1,23
Y6	2,97	/	12,56	6,35	5,08
Y7	2,33	/	9,84	4,98	3,98
Y8	8,24	/	34,83	17,60	14,08
Y9	10,49	9,35	38,54	19,48	15,31
Y10	20,33	12,39	20,48	10,35	8,38
Y11	40,04	13,30	36,56	18,48	14,78

5.3 Preverjanje mejnega stanja zidov na navpično obtežbo

5.3.1 Projektne obremenitve

Projektne vrednosti navpične obremenitve v zidovih določim z osnovno kombinacijo vplivov za mejna stanja nosilnosti (glej izraz (6)). Ustrezni izrazi so zbrani v prilogi B, projektne obremenitve pa predstavim v preglednici 19. Pri tem sta N_{1d} in N_{2d} projektni vrednosti navpične obremenitve na zgornjem oziroma spodnjem robu zidu, σ_d pa je projektna vrednost povprečne tlačne napetosti v vodoravnem prerezu zidu.

Preglednica 19: Projektne vrednosti navpične obremenitve zidov

	N_{1d} [kN]	N_{2d} [kN]	σ_d [kN/cm ²]		N_{1d} [kN]	N_{2d} [kN]	σ_d [kN/cm ²]
X8	5,98	13,71	0,014	Y3	56,70	83,75	0,016
X9	32,51	41,16	0,027	Y4	97,23	124,28	0,026
X10	47,40	56,05	0,038	Y5	9,21	11,49	0,029
X11	15,24	20,89	0,020	Y6	38,10	40,99	0,087
X12	11,46	21,20	0,011	Y7	29,87	42,97	0,018
X13	45,06	63,46	0,019	Y8	105,67	131,28	0,029
X14	50,49	68,88	0,021	Y9	130,98	160,32	0,031
X15	22,54	30,95	0,020	Y10	99,90	116,49	0,041
X16	61,34	101,85	0,013	Y11	171,26	209,61	0,031

5.3.2 Računske kontrole

V okviru diplomske naloge preverjam le nosilnost stene Y10. Ekscentričnost navpične obtežbe pravokotno na ravnino zidu določim s poenostavljeno metodo v skladu s standardom za projektiranje zidanih konstrukcij [4], dodatek C. Kontrole na zgornjem in spodnjem robu ter na sredini zidu izvedem s pomočjo izrazov iz standarda [4]:

$$N_{Ed} \leq N_{Rd} \quad (25)$$

$$N_{Rd} = \Phi_i t f_d \quad (26)$$

$$N_{Ed} = \frac{N_{id}}{l} \quad (27)$$

Pri tem je Φ_i ($i = 1, 2, m$) faktor redukcije nosilnosti zaradi vpliva vitkosti in ekscentričnosti obtežbe na zgornjem ali spodnjem robu zidu oziroma na sredini zidu, f_d pa projektna tlačna trdnost zidovja.

Preglednica 20: Osnovni mehanski in geometrijski podatki zidu Y10

$f_d =$	0,1464	[kN/cm ²]
$l =$	138	cm
$h_{ef} =$	209	cm
$e_{init} =$	0,47	cm
$h_{ef}/t_{ef} =$	11,0	/

5.3.2.1 Zgornji in spodnji rob zidu Y10

V preglednici 21 zberem rezultate računske kontrole nosilnosti zidu pri prevladujoči navpični obtežbi. Kontrolo izvedem ločeno za zgornji in spodnji rob zidu Y10.

Preglednica 21: Kontroli nosilnosti zidu na zgornjem in spodnjem robu pri prevladujoči navpični obtežbi

$N_{1d} =$	99,90	kN
$M_{1d} =$	0,32	kNm
$M_{1d}/N_{1d} =$	0,32	cm
$e_{he} =$	0	cm
$e_1 =$	0,78	cm
$\Phi_1 =$	0,90	/
$N_{Rd1} =$	2,50	kN/cm
$N_{Ed1} =$	0,72	kN/cm

$N_{2d} =$	116,49	kN
$M_{2d} =$	0,16	kNm
$M_{2d}/N_{2d} =$	0,13	cm
$e_{he} =$	0	cm
$e_2 =$	0,60	cm
$\Phi_2 =$	0,90	/
$N_{Rd2} =$	2,50	kN/cm
$N_{Ed2} =$	0,84	kN/cm

Ugotovim, da je tako na zgornjem kot spodnjem robu zidu Y10 nosilnost zidu večja od projektne obremenitve.

5.3.2.2 Sredina zidu Y10

Pri kontroli nosilnosti zidu v vodoravnem prerezu na sredini višine zidu uporabim poenostavljene izraze iz standarda [4], ki veljajo v primeru, da je $E = 1000f_k$.

Preglednica 22: Kontrola nosilnosti zidu na sredini višine pri prevladujoči navpični obtežbi

$N_{md} =$	108,20	kN
$M_{md} =$	0,08	kNm
$M_{md}/N_{md} =$	0,07	cm
$e_{hm} =$	0	cm
$e_m =$	0,54	cm
$\phi_{sc} =$	1,5	/
$e_k =$	0,11	cm
$e_{mk} =$	0,64	cm
$\Phi_m =$	0,98	/
$N_{Rdm} =$	2,73	kN/cm
$N_{Edm} =$	0,78	kN/cm

Ugotovim, da je tudi na sredini višine zidu nosilnost večja od projektne obremenitve.

5.4 Preverjanje mejnega stanja zidov na vodoravno obtežbo v ravnini zidu (preverjanje potresne odpornosti)

5.4.1 Projektne obremenitve zidov zaradi navpične obtežbe

Pri preverjanju potresne odpornosti zidov določim projektne vrednosti navpične obremenitve v zidovih s pomočjo kombinacije vplivov za potresna projektna stanja (glej izraz (7)). Ustrezni izrazi so zbrani v prilogi B, projektne obremenitve pa predstavim v preglednici 23.

Preglednica 23: Projektne vrednosti navpične obremenitve zidov pri preverjanju potresne odpornosti

	N_{1d} [kN]	N_{2d} [kN]	σ_d [kN/cm ²]		N_{1d} [kN]	N_{2d} [kN]	σ_d [kN/cm ²]
X8	2,74	5,94	0,006	Y3	18,74	38,78	0,007
X9	14,87	21,28	0,013	Y4	44,49	64,52	0,013
X10	24,12	30,53	0,020	Y5	4,21	5,90	0,014
X11	7,76	11,94	0,011	Y6	17,43	19,57	0,041
X12	5,24	12,45	0,006	Y7	13,67	23,37	0,009
X13	20,62	34,24	0,009	Y8	48,35	67,31	0,014
X14	23,10	36,72	0,010	Y9	64,21	85,94	0,016
X15	10,31	16,54	0,010	Y10	56,30	68,58	0,024
X16	23,49	53,50	0,006	Y11	95,44	123,85	0,018

5.4.2 Projektna potresna obtežba

Projektno vodoravno potresno obtežbo v pritličju določim kot produkt celotne teže stavbe W v potresnem projektnejem stanju ter največje vrednosti ordinate S_d v projektnejem spektru odziva (glej izraza (22) in (23)). V razdelku 3.5 sem določila $S_d = 0,2g$. Celotno težo stavbe W pa določim s pomočjo izraza:

$$W = G + \sum_i \Psi_{Ei} Q_{K,i} \quad (28)$$

Pri tem je koeficient $\Psi_{Ei} = \varphi \psi_{2,i}$. Kot spremenljivi vpliv $Q_{K,i}$ upoštevam le prispevek koristne obtežbe na medetažni plošči, tako je φ enak 0,5, $\psi_{2,i}$ pa je za koristno obtežbo kategorije A enak 0,3. Težo stavbe izračunam s pomočjo izrazov v prilogi C. Celotna teža stavbe znaša $W = 150,71 \text{ t} = 1478,5 \text{ kN}$.

Projektna potresna sila tako znaša:

$$F_{b,d} = S_d(T) \cdot W = 0,2 \cdot 1478,5 = 295,70 \text{ kN.}$$

5.4.3 Računske kontrole

Skladno s standardom za projektiranje zidanih konstrukcij [4] moram za vsak zid preveriti, če je projektna vrednost strižne odpornosti zidu V_{Rd} večja od projektne strižne obremenitve V_{Ed} , ki deluje na zid:

$$V_{Ed} \leq V_{Rd} \quad (29)$$

Projektno strižno obremenitev V_{Ed} za posamezen zid bi določila tako, da bi projektno potresno silo $F_{b,d}$ porazdelila med posamezne zidove v razmerju togosti. Ker pa nosilno konstrukcijo stavbe v pritličju poleg opečnih zidov sestavljajo tudi AB stene, bodo del potresne sile prevzele te. Tako v nadaljevanju preverim le, če bi strižna odpornost vseh zidanih sten zadoščala za prevzem celotne potresne sile, to pomeni, da bi prispevek AB sten k celotni strižni odpornosti zanemarila.

Strižno odpornost V_{Rd} posameznega opečnega zidu pa določim na dva načina. V prvem primeru upoštevam izraza iz standarda [4], ki temeljita na modelu prestriga:

$$V_{Rd} = f_{vd} t l_c, \quad (30)$$

$$H_d = \left(\frac{l}{2} - \frac{l_c}{3} \right) \frac{N_d}{h_{ef}^* \alpha}. \quad (31)$$

Pri tem je f_{vd} projektna strižna trdnost zidovja, N_d projektna obremenitev zaradi navpične obtežbe, h_{ef}^* efektivna višina zidu (glej preglednico 16 oz. 17), t debelina zidu, l_c pa dolžina tlačnega dela zidu, ki jo določim na podlagi pogoja, da je obremenitev enaka odpornosti. Faktor α je za primer obojestransko vpetega zidu enak 0,5.

V drugem primeru pa določim strižno odpornost zidu na podlagi računskega modela, ki temelji na nastanku poševnih razpok zaradi prekoračitve natezne trdnosti v diagonalni smeri zidu [3]:

$$V_{Rd} = \frac{A_w}{b} f_{td} \sqrt{1 + \frac{\sigma_d}{f_{td}}}. \quad (32)$$

Pri tem je faktor b definiran kot razmerje med maksimalno in povprečno strižno napetostjo v vodoravnem prerezu zidu, A_w je površina vodoravnega prereza zidu, f_{td} projektna natezna trdnost zidovja, σ_d pa povprečna tlačna napetost v vodoravnem prerezu zidu zaradi navpične sile N_d .

Rezultate računske kontrole nosilnosti zidu zberem v preglednici 24 in 25.

Preglednica 24: Projektna strižna odpornost zidov v X smeri

	f_{vk} [kN/cm ²]	f_{vd} [kN/cm ²]	strižna odpornost - model prestriga				strižna odpornost - poševne razpoke		
			H_d [kN]	l_c [m]	V_{Rd} [kN]	$ V_{Rd} - H_d $	h_{ef}^*/l	b	V_{Rd} [kN]
X8	0,013	0,008	2,28	0,16	2,28	0,00	4,24	1,5	6,77
X9	0,015	0,009	13,17	0,72	12,54	0,63	1,04	1,27	18,74
X10	0,018	0,011	17,94	0,72	14,76	3,17	1,04	1,27	21,10
X11	0,014	0,009	3,78	0,23	3,78	0,00	3,71	1,5	9,90
X12	0,012	0,007	5,02	0,36	5,02	0,00	2,98	1,5	14,97
X13	0,014	0,008	20,23	1,29	20,23	0,00	1,37	1,435	32,49
X14	0,014	0,008	21,25	1,32	21,25	0,00	1,37	1,435	33,13
X15	0,014	0,008	5,85	0,37	5,85	0,00	3,44	1,5	14,44
X16	0,012	0,007	45,16	3,20	45,16	0,00	0,83	1,165	80,80
					Σ 130,88				Σ 232,34

Preglednica 25: Projektna strižna odpornost zidov v Y smeri

	f_{vk} [kN/cm ²]	f_{vd} [kN/cm ²]	strižna odpornost - model prestriga				strižna odpornost - poševne razpoke		
			H_d [kN]	l_c [m]	V_{Rd} [kN]	$ V_{Rd} - H_d $	h_{ef}^*/l	b	V_{Rd} [kN]
Y3	0,013	0,008	29,77	2,06	29,77	0,00	1,10	1,3	49,30
Y4	0,015	0,009	36,77	2,14	36,77	0,00	1,24	1,37	53,78
Y5	0,016	0,009	0,77	0,04	0,77	0,00	12,74	1,5	4,25
Y6	0,026	0,016	2,95	0,10	2,95	0,00	10,08	1,5	7,64
Y7	0,014	0,008	10,97	0,71	10,97	0,00	2,22	1,5	21,89
Y8	0,016	0,009	38,27	2,14	38,27	0,00	1,14	1,32	54,46
Y9	0,016	0,010	48,23	2,57	48,23	0,00	0,99	1,245	68,49
Y10	0,020	0,012	25,60	1,15	25,60	0,00	2,02	1,5	36,24
Y11	0,017	0,010	67,52	3,44	67,52	0,00	0,87	1,185	97,19
				Σ	260,85			Σ	393,23

Ugotovim, da skupna strižna odpornost zidanih sten, t.j. brez prispevka AB sten, v splošnem ne zadošča za prevzem celotne potresne sile, saj izraz (30) ni izpolnjen.

$$\Sigma V_{Rd,X} = 130,88 \text{ oz. } 232,34 \text{ kN} < V_{Ed,X} = F_{b,d} = 295,70 \text{ kN}$$

$$\Sigma V_{Rd,Y} = 260,85 \text{ (oz. } 393,23 \text{ kN)} < V_{Ed,Y} = F_{b,d} = 295,70 \text{ kN}$$

Z upoštevanjem prispevka AB sten pa bi zagotovili ustrezno strižno odpornost stavbe pri delovanju vodoravne potresne obtežbe.

6 GEOLOŠKO GEOMEHANSKO POROČILO

6.1 Geološke in inženirsko geološke razmere

Globljo kamninsko podlago obravnavane lokacije gradi sivozelen keratofirskoporfirski tuf in tufit z vložki in plastmi roženca in okamenjenega apnenca srednje triasne starosti. Kamnino uvrščamo med srednje trdne hribine. Raščena kamninska podlaga je prekrita s spreminjajočo debelino preperinskega sloja (glina, glinast grušč), ki ga z inženirsko geološkega vidika uvrščamo med mešane zemljine z nizko nosilnostjo. [2]

6.2 Potresna nevarnost

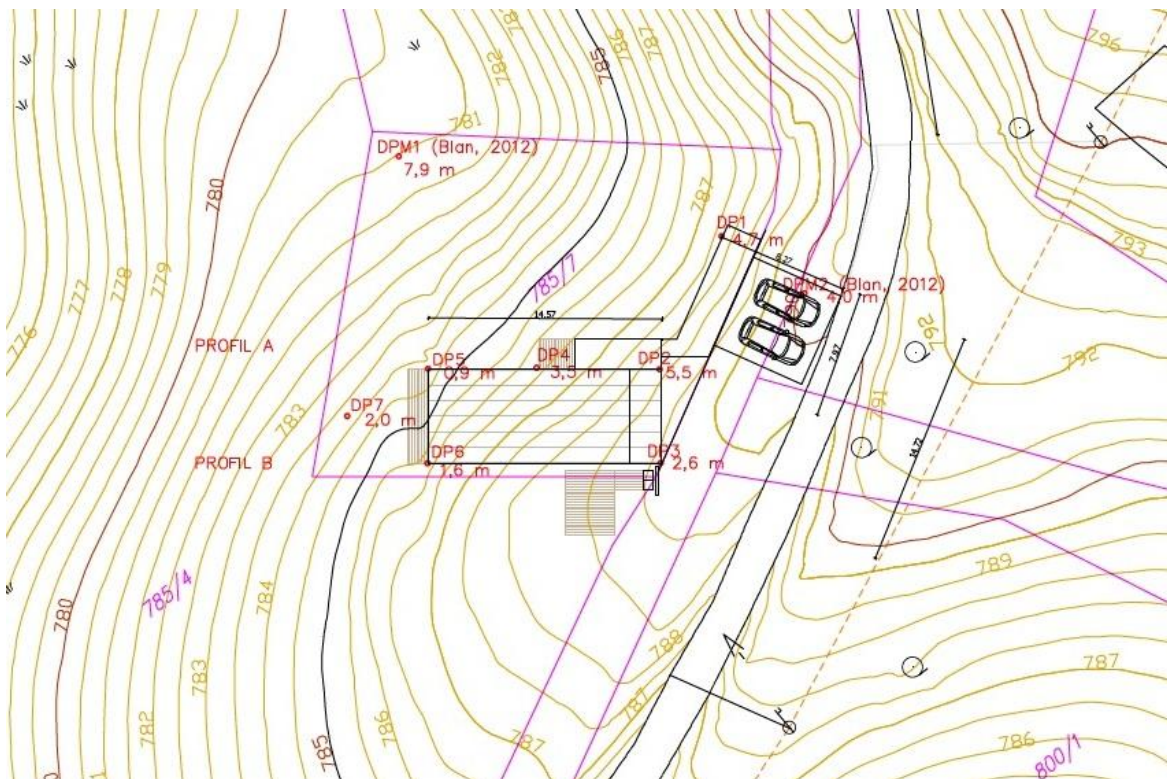
Potresna nevarnost je opisana v točki 3.5.

6.3 Hidrogeološke razmere

Kamninska osnova terena je v splošnem neprepustna oziroma slabo prepustna. Glinasta preperina tufskih plasti je slabo vodoprepustna, na stiku med glino in raščeno kamninsko podlago pa se lahko oblikuje občasen ali stalen tok talne vode, ki zelo slabša geomehanske lastnosti terena. Obravnavana lokacija ni v vodovarstvenem območju. [2]

6.4 Terenske raziskave in ovrednotenje

Terenske geološko geomehanske raziskave so bile izvedene 9. 12. 2014 [2]. Sondiranje je bilo izvedeno z dinamičnem penetrometrom DPM 30-20 (Pagani). Geomehanske lastnosti hribine in zemljinskih slojev so ovrednotene na podlagi števila udarcev na 10 cm globine penetracije. Izvedenih je bilo 7 sond, v katerih ni bilo zaznati talne vode. Lokacije so prikazane na sliki 22.



Slika 22: Lokacije sond [2]

Na podlagi sondiranja z dinamičnim penetrometrom, starejših geomehanskih raziskav v bližini in geološkega kartiranja ugotovim naslednjo sestavo tal in geomehanske karakteristike, ki jih uporabim za analizo [2]:

Preglednica 26: Geomehanske karakteristike zemljin

	SLOJ 1: Glina, glina z gruščem	SLOJ 2: Zaglinjen peščeno meljast grušč - vlažen	SLOJ 3: Tuf - raščena kamninska podlaga
Strižni kot φ [°]	21	23	40
Kohezija c [kPa]	3	5	30
Nedrenirana kohezija c_u [kPa]	14,7	/	/
Specifična teža γ [kN/m ³]	18,5	18,5	23

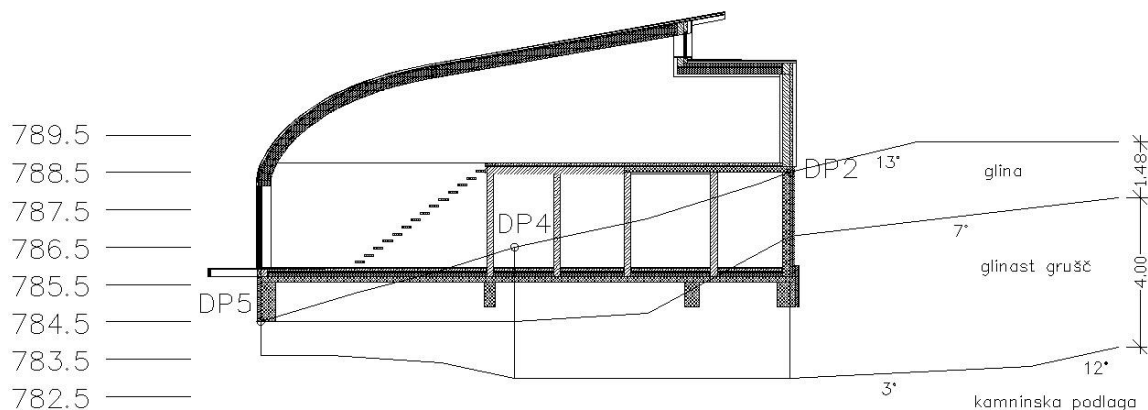
Poleg zgoraj navedenih podatkov sem za sloj 2 uporabila še podatek $\varphi = 32,4^\circ$. Le-tega sem pridobila v diplomski nalogi M. Kluna (2014), ki je reševal problem temeljenja enodružinske stanovanjske hiše na obravnavani lokaciji, vendar z drugačnim lociranjem na gradbeni parceli. Kljub temu pa so bile nekatere vrtime izvedene v bližini zdajšnje postavitve, zato sem v računu preverila tudi ta podatek. Končna ugotovitev kolega Kluna je bila, da bi temeljenje na zeleni lokaciji krepko dvignilo ceno investicije, zato se je družina odločila za novo lokacijo, posledično pa tudi za drugačno zasnovo objekta.

6.5 Temeljenje in izvedba gradbene jame

6.5.1 Temeljenje

Temelji so konstrukcijski elementi, ki prenašajo obtežbe objektov na temeljna tla in poskrbijo za optimalno sodelovanje tal in konstrukcije. Z izbiro načina in dimenzij moramo zagotoviti, da ne pride do loma tal, do prekomernih posedkov tal ali do poškodb že zgrajenih sosednjih objektov.

Načrtovani objekt v celoti temeljimo v raščeno kamninsko osnovo. Temeljimo plitvo s pasovnimi temelji. Glede na zasnovo objekta bodo nosilna tla (preperel tufski peščenjak) na zaledni - južni in stranski - severni strani objekta dosežena že s predvidenim izkopom do kote 784,0 m. Izkop za temelje se poglubi na severni strani objekta (profil A), kjer debelina preperinskega sloja začne naraščati, zato za načrtovanje vkopa in temeljenja obravnavamo ta primer (slika 23).



Slika 23: Profil A

Ker temeljimo v togo podlago problemov s posedki ne bo. Kjer rabimo poglobitev do temeljne podlage, dodamo podložni beton oz. podbetoniramo. S tem je problem glede nosilnosti in posevkov temeljev rešen, temelji pa so zasnovani tako, da zadostimo pogojem minimalne armature. Temelji so dimenzij 50/80 cm, armirani z armaturnimi palicami $\pm 3 \phi 12$ in stremeni $\phi 8/25$ cm.

6.5.2 Izvedba gradbene jame

Vkopno brežino gradbene jame lahko izvedemo na več načinov. Izbrala in analizirala sem dva: vkop do temeljne plošče in vkop do dna temeljev. Izkop bo izveden z enim od naslednjih geotehničnih ukrepov ali kombinacijo le-teh:

- izkop pod kotom 72° ,
- izvedba berme širine 1 m,
- izkopno brežino se zaščiti s sidrano armaturno mrežo in brizganim betonom. Uporabimo pasivna sidra dolžine 6 m, ki so v tla uvrtna pod kotom 10° glede na horizontalo in jih razporedimo na 2 metra. Karakteristike sidra so naslednje: sprijemna napetost med sidrom in tlemi znaša 40 kPa, natezna trdnost in površinska sila znašata 100 kN.

6.5.2.1 Varnost

Na podlagi karakterističnega profila A in geomehanskih karakteristik sem v programu Slide [17] naredila potrebne stabilnostne analize za različne primere vkopa. V Sloveniji se pri preverjanju globalne stabilnosti terena materialne karakteristike deli s predpisanimi materialnimi faktorji, skladno s projektnim pristopom 3, ki je določen v standardu [18]. S predvidenimi geotehničnimi ukrepi moramo tako zagotoviti varnostni količnik večji od 1 ($F > 1$).

Odločili smo se, da glino zaradi začasne narave izkopa gradbene jame računamo z nedrenirano strižno trdnostjo, katere projektna vrednost je določena z izrazom:

$$c_{ud} = \frac{c_{uk}}{\gamma_{cu}}, \quad (33)$$

kjer je $\gamma_{cu} = 1,40$.

Zaglinjen peščeno meljast grušč in kamninsko podlago računamo z dreniranimi strižnimi karakteristikami. Projektne vrednosti strižnega kota in kohezije izračunam z izrazoma:

$$\tan \varphi_d = \frac{\tan \varphi_k}{\gamma_\varphi}, \quad (34)$$

$$c_d = \frac{c_k}{\gamma_c}, \quad (35)$$

kjer sta $\gamma_\varphi = 1,25$ in $\gamma_c = 1,25$.

Projektne trdnostne parametre posameznih slojev tal zberem v preglednici 27.

Preglednica 27: Projektni trdnostni parametri posameznih slojev tal

	SLOJ 1: Glina, glina z gruščem	SLOJ 2: Zaglinjen peščeno meljast grušč - vlažen	SLOJ 3: Tuf - raščena kamninska podlaga
Strižni kot φ_d [°]	/	18,8 oz. 26,9 (Klun)	33,9
Kohezija c_d [kPa]	/	4	24
Nedrenirana kohezija c_{ud} [kPa]	10,5	/	/

6.5.2.2 Primeri izvedb gradbene jame

Analiziram šest primerov izkopa gradbene jame:

- izkop 1 se izvaja do temeljne plošče, pri tem ne uporabimo geotehničnih ukrepov,
- izkop 2 se izvaja do temeljne plošče, pri tem kot geotehnični ukrep uporabimo bermo,
- izkop 3 se izvaja do temeljne plošče, pri tem kot geotehnični ukrep uporabimo kombinacijo berme in sidra,
- izkop 4 se izvaja do kamninske podlage, pri tem kot geotehnični ukrep uporabimo bermo,
- izkop 5 se izvaja do kamninske podlage, pri tem kot geotehnični ukrep uporabimo kombinacijo berme in dveh sider,
- izkop 6 se izvaja do kamninske podlage, pri tem kot geotehnični ukrep uporabimo kombinacijo berme in petih sider.

Primeri izkopov so prikazani v prilogi D.

6.5.2.3 Rezultati

V preglednici 28 so zbrani rezultati globalnih stabilnostnih analiz iz programa Slide [17].

Preglednica 28: Varnost iz programa Slide

Način izkopa	Ukrepi	Varnost F (Klun)	Varnost F
Izkop do temeljne plošče	izkop 1	0,80	/
	izkop 2	1,12	0,91
	izkop 3	/	1,16
Izkop do dna temeljev	izkop 4	0,78	/
	izkop 5	1,01	0,77
	izkop 6	/	1,01

Na podlagi rezultatov se odločimo, da je zaradi zelo razgibanega terena najbolj smotno izvesti izkop le do temeljne plošče. Slabša tla nato lokalno nadomestimo s tamponom ali izvedemo podbetoniranje. Na mestu temeljev pa izvršimo le lokalne izkope za pasovne temelje do kamninske podlage in jih zabetoniramo.

7 ZAKLJUČEK

V diplomski nalogi sem v okviru statičnega računa projektirala strešni nosilec ter preverila medetažno AB ploščo ter zidovje, v nadaljevanju pa sem se posvetila še temeljenju in izvedbi gradbene jame. Pri tem sem upoštevala pravila evropskih standardov Evrokod.

Vplive na konstrukcijske elemente poleg lastne in stalne obtežbe nosilnih in nenosilnih elementov predstavljajo še spremenljivi vplivi, med katere uvrstim koristno obtežbo na plošči, obtežbo snega na strehi in obtežbo vetra na zunanji ovoj stavbe ter vodoravni potresni vpliv. Lastne in stalne obtežbe nosilnih in nenosilnih elementov določim na podlagi konstrukcijskih sklopov, velikost ostalih obtežb pa sem določila v skladu s standardi [7], [8], [9], [10] in [11].

Leseno strešno konstrukcijo sem dimenzionirala v skladu s standardom [15]. S pomočjo programa SAP2000 [14] sem naredila računski model, na podlagi katerega sem določila kritična območja. Ugotovila sem, da je računskim kontrolam zadoščeno pri dimenzijah prečnega prereza nosilca $b/h = 20/45$ cm.

Medetažno armiranobetonsko ploščo sem dimenzionirala v skladu s standardom [16]. Tudi tu sem računski model naredila s pomočjo programa SAP2000 [14]. Nato sem na podlagi ovojnice upogibnih in torzijskih momentov določila potrebno vzdolžno armaturo. Ugotovila sem tudi, da so lahko pomiki na previsnem polju 6 problematični, zato bi tu lahko izvedli določene konstrukcijske ukrepe za omejitev pomikov plošče.

Zidane stene sem preverjala v skladu s standardi [4], [11] in [12] ter s pomočjo priročnika [3]. Preverila sem mejno stanje zidov na navpično obtežbo in ugotovila, da je tako na zgornjem kot spodnjem robu ter tudi na sredini zidu Y10 nosilnost zidu večja od projektne obremenitve. Pri preverjanju mejnega stanja zidov na vodoravno obtežbo v ravnini zidu pa sem se ukvarjala s strižno odpornostjo zidovja. Strižno odpornost zidu Y10 sem določila na podlagi računskega modela, ki temelji na nastanku poševnih razpok zaradi prekoračitve natezne trdnosti v diagonalni smeri zidu ter na podlagi računskega modela, ki temelji na prestrigu. Ugotovila sem, da samo zidovje vodoravne potresne obremenitve ne bi preneslo, z upoštevanjem prispevka AB sten pa zagotovimo ustrezno strižno odpornost stavbe.

Za ustrezno temeljenje in izvedbo gradbene jame se odločimo na podlagi geomehanskih karakteristik zemljin, ki so bile pridobljene s terenskimi raziskavami [2]. Odločimo se, da temeljimo v togo podlago, zato problemov s posedki ne bo. Kjer rabimo poglobitev do temeljne podlage, dodamo podložni beton oz. podbetoniramo. S tem je problem glede nosilnosti in posedkov temeljev rešen.

Stabilnostne analize različnih vkopov za gradbeno jamo sem izvajala s pomočjo programa Slide [17], v skladu z zahtevano varnostjo iz standarda [18]. Na podlagi rezultatov se odločimo, da je zaradi zelo razgibanega terena najbolj smotno izvesti izkop le do temeljne plošče. Slabša tla nato lokalno nadomestimo s tamponom ali izvedemo podbetoniranje. Na mestu temeljev pa izvršimo le lokalne izkope za pasovne temelje do kamninske podlage in jih zabetoniramo.

VIRI

- [1] Biro Gašperič. 2011. Poslovna dokumentacija – arhitekturni načrti.
<http://www.birogasperic.com/works/a-house-for-five-in-nature> (Pridobljeno dne 5. 9. 2015)
- [2] Geologija d.o.o. Idrija, 2014. Poslovna dokumentacija.
- [3] Beg, D. (ur.), Pogačnik, A. (ur.) 2009. Priročnik za projektiranje gradbenih konstrukcij po evrokod standardih. Ljubljana, Inženirska Zbornica Slovenije: 1077 str.
- [4] SIST EN 1996-1-1:2006. Evrokod 6: Projektiranje zidanih konstrukcij – 1. del: Splošna pravila za armirano in nearmirano zidovje.
- [5] Tomaževič, M. 2009. Potresno odporne zidane stavbe. Ljubljana, Tehnis: 301 str.
- [6] SIST EN 1991-1-1:2004. Evrokod 1: Vplivi na konstrukcije – 1-1. del: Splošni vplivi – Prostorninske teže, lastna teža, koristna obtežba stavb.
- [7] SIST EN 1991-1-3:2004/A101:2008. Evrokod 1: Vplivi na konstrukcije – 1-3. del: Splošni vplivi – Obtežba snega – Nacionalni dodatek.
- [8] SIST EN 1991-1-3:2004. Evrokod 1: Vplivi na konstrukcije – 1-3. del: Splošni vplivi – Obtežba snega.
- [9] SIST EN 1991-1-4:2004. Evrokod 1: Vplivi na konstrukcije – 1-4. del: Splošni vplivi – Vpliv vetra.
- [10] SIST EN 1991-1-4:2005/oA101:2007. Evrokod 1: Vplivi na konstrukcije – 1-4. del: Splošni vplivi – Obtežba vetra – Nacionalni dodatek.
- [11] SIST EN 1998-1:2005. Evrokod 8: Projektiranje potresnoodpornih konstrukcij – 1. del: Splošna pravila, potresni vplivi in pravila za stavbe.
- [12] SIST EN 1998-1:2005/A101:2006. Evrokod 8: Projektiranje potresnoodpornih konstrukcij – 1. del: Splošna pravila, potresni vplivi in pravila za stavbe – Nacionalni dodatek.
- [13] Agencija republike Slovenije za okolje (ARSO). 2001. Karta potresne nevarnosti. (Pridobljeno dne 5. 7. 2015)
- [14] Computers and Structures, Inc. 2009. SAP2000 v15.2.1. Berkeley, CSI.
- [15] SIST EN 1995-1-1:2005. Evrokod 5: Projektiranje lesenih konstrukcij – 1-1. del: Splošna pravila in pravila za stavbe.
- [16] SIST EN 1992-1-1:2005 – Evrokod 2: Projektiranje betonskih konstrukcij – 1-1. del: Splošna pravila in pravila za stavbe.
- [17] Rocscience, Inc. 2015. Slide 6.0: računalniški program za stabilnostne analize. Toronto.
- [18] SIST EN 1997-1:2007. Evrokod 7: Geotehnično projektiranje – 1.del: Splošna pravila.

SEZNAM PRILOG

PRILOGA A:	PODATKI LESENE STREŠNE KONSTRUKCIJE
PRILOGA B:	OBTEŽBA ZIDOVJA
PRILOGA C:	RAČUN MASE ZIDOVJA
PRILOGA D:	PRIMERI IZVEDB GRADBENE JAME

PRILOGA A: PODATKI LESENE STREŠNE KONSTRUKCIJE

Geometrijo sem določila s pomočjo programa AutoCAD. Nosilec sem razdelila na manjše dele in poiskala ustrezne radije. Geometriji podatki so zbrani v sledeči preglednici.

Preglednica A1: Geometrijski podatki strešnega nosilca

vozlišče	X [m]	Z [m]	r_i [m]	ds [m]	s [m]	δ [rad]	δ [°]
1	0,00	0,00	1,30	0,00	0,00	1,51	86,42
2	0,01	0,16	1,30	0,16	0,16	1,44	82,41
3	0,03	0,31	1,30	0,15	0,31	1,25	71,57
4	0,08	0,46	1,30	0,16	0,47	1,19	68,20
5	0,14	0,61	1,30	0,16	0,63	1,01	57,65
6	0,33	0,91	3,39	0,36	0,99	0,93	53,13
7	0,54	1,19	3,39	0,35	1,34	0,81	46,12
8	0,79	1,45	3,39	0,36	1,70	0,68	39,17
9	1,06	1,67	3,39	0,35	2,05	0,62	35,71
10	1,38	1,90	5,95	0,39	2,44	0,55	31,70
11	1,72	2,11	5,95	0,40	2,84	0,48	27,22
12	2,07	2,29	5,95	0,39	3,23	0,42	23,96
13	2,43	2,45	5,95	0,39	3,63	0,37	20,96
14	2,90	2,63	9,63	0,50	4,13	0,30	17,35
15	3,38	2,78	9,63	0,50	4,63	0,26	14,86
16	3,87	2,91	9,63	0,51	5,14	0,20	11,31
17	4,37	3,01	9,63	0,51	5,65	0,17	9,99
18	6,13	3,32	1,00E+10	1,79	7,44	0,17	9,99
19	7,89	3,63	1,00E+10	1,79	9,22	0,17	9,99
20	9,65	3,94	1,00E+10	1,79	11,01	0,17	9,99
21	11,41	4,25	1,00E+10	1,79	12,80	0,17	9,99
22	12,34	4,41	1,00E+10	0,94	13,74		

Nosilec je izpostavljen lastni teži in stalni obtežbi, obtežbi snega in obtežbi vetra. Stalno obtežbo določim na podlagi konstrukcijskega sklopa strehe, predstavljenega v preglednici 6, obtežbi snega in vetra pa sta obravnavani v podpoglavjih 3.3 in 3.4. Pri obtežbi vetra se koeficient c_{pe} razlikuje glede na naklon in površino strehe in ga določim s pomočjo standarda [9]. Vrednosti posameznih obtežb so podane v preglednici A2.

Preglednica A2: Vrednosti posameznih obtežb strešnega nosilca

Stalna obtežba			Obtežba snega			Obtežba vetra			
Gobalna Z os			Gobalna Z os			Lokalna z os			
i	kN	kN/m	i	kN	kN/m	i	kN/m	c_{pe}	
1	-0,11	1,362	1	-0,03	0,38	1	0,399	0,8	G
2	-0,21	1,362	2	-0,09	0,79	2	0,399	0,8	
3	-0,21	1,362	3	-0,21	1,90	3	0,399	0,8	
4	-0,22	1,362	4	-0,33	2,23	4	0,399	0,8	
5	-0,35	1,362	5	-0,75	3,22	5	0,399	0,8	
6	-0,48	1,362	6	-1,20	3,61	6	0,349	0,7	
7	-0,48	1,362	7	-1,38	4,17	7	0,349	0,7	
8	-0,48	1,362	8	-1,56	4,66	8	0,299	0,6	
9	-0,51	1,362	9	-1,77	4,88	9	0,249	0,5	H
10	-0,54	1,362	10	-1,98	5,12	10	0,249	0,5	
11	-0,54	1,362	11	-2,07	5,35	11	0,199	0,4	
12	-0,54	1,362	12	-2,14	5,50	12	0,199	0,4	
13	-0,61	1,362	13	-2,50	5,62	13	0,199	0,4	
14	-0,69	1,362	14	-2,86	5,74	14	-0,150	-0,3	
15	-0,69	1,362	15	-2,92	5,81	15	-0,150	-0,3	
16	-0,69	1,362	16	-2,98	5,90	16	-0,150	-0,3	
17	-1,56	1,362	17	-6,80	5,92	17	-0,224	-0,45	
18	-2,43	1,362	18	-10,59	5,92	18	-0,224	-0,45	
19	-2,43	1,362	19	-10,59	5,92	19	-0,224	-0,45	
20	-2,43	1,362	20	-10,59	5,92	20	-0,224	-0,45	
21	-1,86	1,362	21	-8,09	5,93	21	-0,224	-0,45	
22	-0,64	1,362	22	-2,80	5,93	/	/	/	

V preglednici A3 so podane projektne vrednosti notranjih sil. Določim jih z osnovno kombinacijo vplivov za mejna stanja nosilnosti (glej izraz (6)). Pri tem vpliv vetra zanemarim, saj deluje ugodno v primerjavi s stalno obtežbo in obtežbo snega.

Preglednica A3: Projektne vrednosti notranjih sil strešnega nosilca

vozlišče	X [m]	Z [m]	r [m]	N_{Ed} [kN]	V_{Ed} [kN]	M_{Ed} [kNm]
1	0	0,000	1,30	-120,09	106,46	-0,35
2	0,01	0,160	1,30	-126,71	97,90	-17,06
3	0,03	0,310	1,30	-142,26	72,72	-31,37
4	0,08	0,460	1,30	-145,43	64,67	-43,35
5	0,14	0,610	1,30	-153,89	38,59	-53,77
6	0,33	0,910	3,39	-154,16	28,25	-67,21
7	0,54	1,190	3,39	-154,15	11,80	-76,79
8	0,79	1,450	3,39	-152,10	-13,06	-88,64
9	1,06	1,670	3,39	-149,41	-20,05	-78,78
10	1,38	1,900	5,95	-146,03	-27,66	-74,28
11	1,72	2,110	5,95	-142,09	-31,77	-66,98
12	2,07	2,290	5,95	-138,55	-34,90	-56,85
13	2,43	2,450	5,95	-135,13	-37,90	-45,12
14	2,9	2,630	9,63	-130,97	-38,00	-28,89
15	3,38	2,780	9,63	-127,72	-40,07	-11,21
16	3,87	2,910	9,63	-123,97	-37,04	6,61
17	4,37	3,010	9,63	-121,98	-16,37	25,56
18	6,13	3,320	1,00E+10	-118,34	4,80	73,28
19	7,89	3,630	1,00E+10	-114,70	24,96	84,07
20	9,65	3,940	1,00E+10	-111,06	45,63	57,93
21	11,41	4,250	1,00E+10	-1,88	0,00	-5,16

PRILOGA B: OBTEŽBA ZIDOVJA

Obtežba, ki jo mora prevzeti zidovje, je določena s spodnjimi izrazi. Vplive na konstrukcijo sem določila v točki 3. Pri računu lastno težo zidov povečamo za 20% zaradi upoštevanja parapetov in preklad.

$$N_{g,streha} = \frac{g_{les\ streha}}{\cos\alpha} A_{load,les\ streha} + g_{AB\ streha} A_{load,AB\ streha}$$

$$N_{g,zidovje} = A_w h_w \gamma_{zid\ 1,2}$$

$$N_{g,AB\ plošča} = g_{AB\ plošča} A_{load}$$

$$N_q = q A_{load}$$

$$N_s = s(A_{load,les\ streha} + A_{load,AB\ streha})$$

Preverjanje mejnega stanja zidov na navpično obtežbo

$$N_{1d} = \gamma_G N_{g,streha} + \gamma_G N_{g,zidovje} + \gamma_G N_{g,AB\ plošča} + \gamma_Q N_q + \gamma_Q \Psi_0 N_s$$

$$N_{2d} = N_{1d} + \gamma_G A_w h_w \gamma_{zid\ 1,2}$$

$$\sigma_d = \frac{N_{1d} + N_{2d}}{2A_w}$$

Preverjanje mejnega stanja zidov na vodoravno obtežbo v ravnini zidu

$$N_{1d} = N_{g,streha} + N_{g,zidovje} + N_{g,AB\ plošča} + \Psi_2 N_q$$

$$N_{2d} = N_{1d} + A_w h_w \gamma_{zid\ 1,2}$$

$$\sigma_d = \frac{N_{1d} + N_{2d}}{2A_w}$$

PRILOGA C: RAČUN MASE ZIDOVJA

Maso izračunam s pomočjo naslednjih izrazov:

$$m_{\text{zidovje ,pritlič.}} = (\sum A_{w,X,zid} + \sum A_{w,Y,zid}) \gamma_{zid} + (\sum A_{w,X,AB} + \sum A_{w,Y,AB}) \gamma_{AB} h_w \cdot 1,2 \cdot \frac{1}{g} = 62,46 \text{ t}$$

$$m_{\text{zidovje ,nadstr.}} = (\sum A_{w,X,zid} + \sum A_{w,Y,zid}) \gamma_{zid} h_w \cdot 1,2 \cdot \frac{1}{g} = 20,26 \text{ t}$$

$$m_{\text{AB plošča}} = (g_{\text{AB plošča}} + \varphi \Psi_2 q) A_{\text{load}} \cdot \frac{1}{g} = 44,93 \text{ t}$$

$$m_{\text{AB streha}} = g_{\text{AB streha}} A_{\text{load,AB streha}} \cdot \frac{1}{g} = 23,80 \text{ t}$$

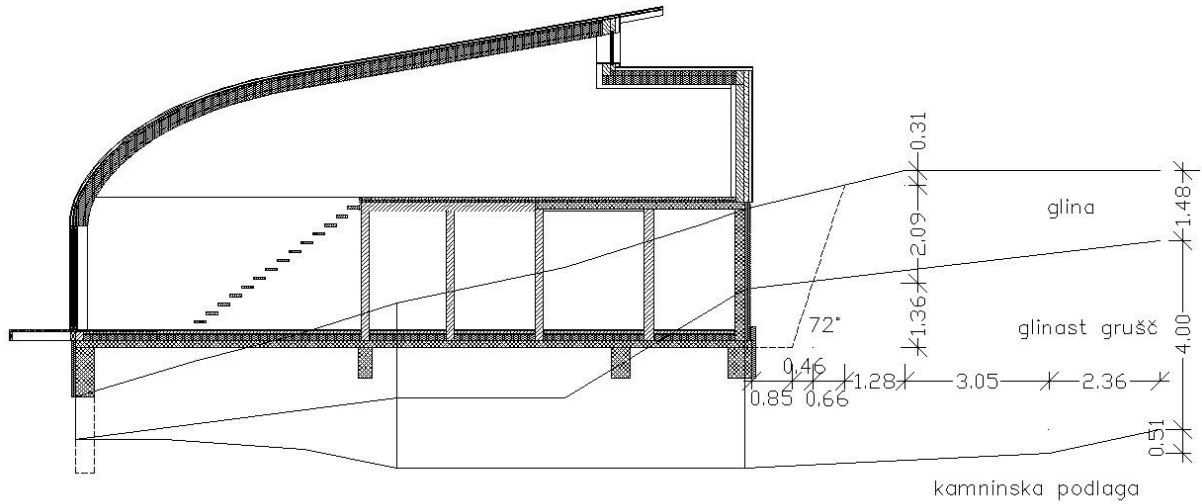
$$m_{\text{les streha}} = g_{\text{les streha}} A_{\text{load,les streha}} \cdot \frac{1}{g} = 9,26 \text{ t}$$

Skupna masa je vsota zgoraj definiranih mas in tako znaša 150,71 t.

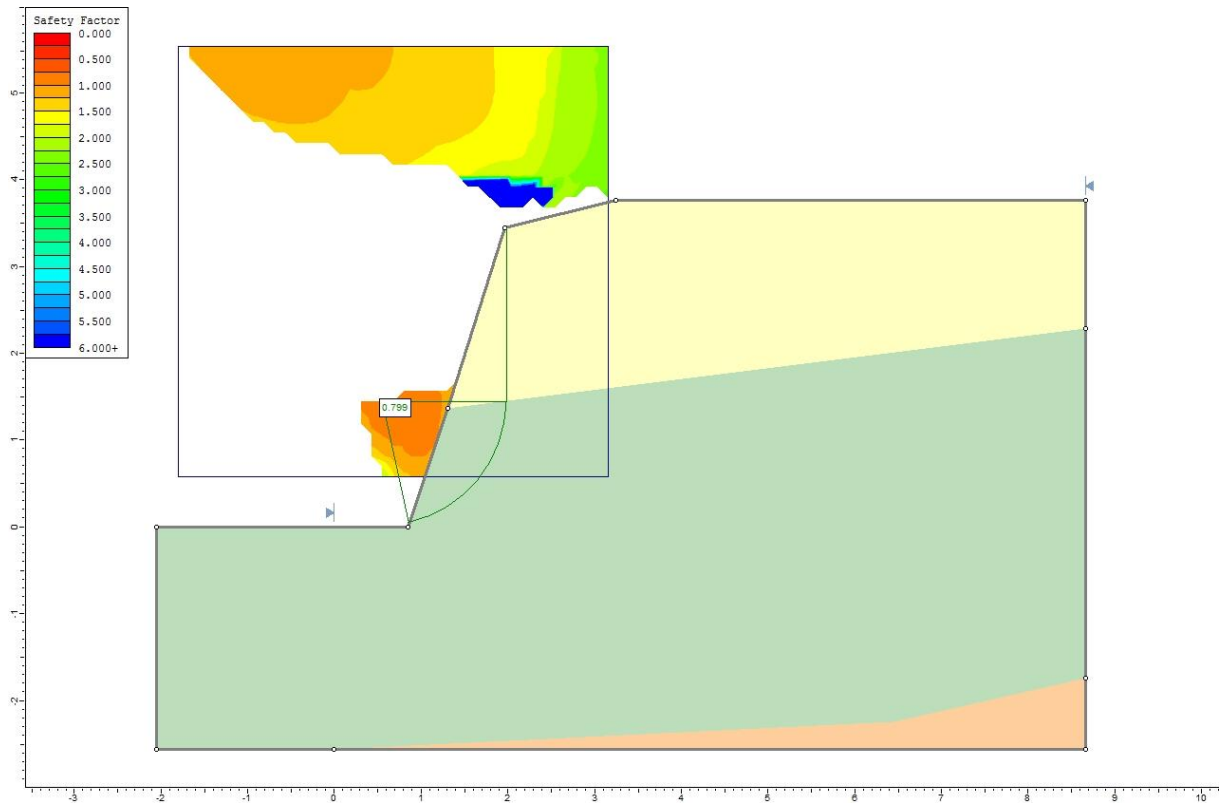
PRILOGA D: PRIMERI IZVEDB GRADBENE JAME

Analiziram šest primerov izkopa gradbene jame.

Izkop 1 se izvaja do temeljne plošče, pri tem ne uporabimo geotehničnih ukrepov.

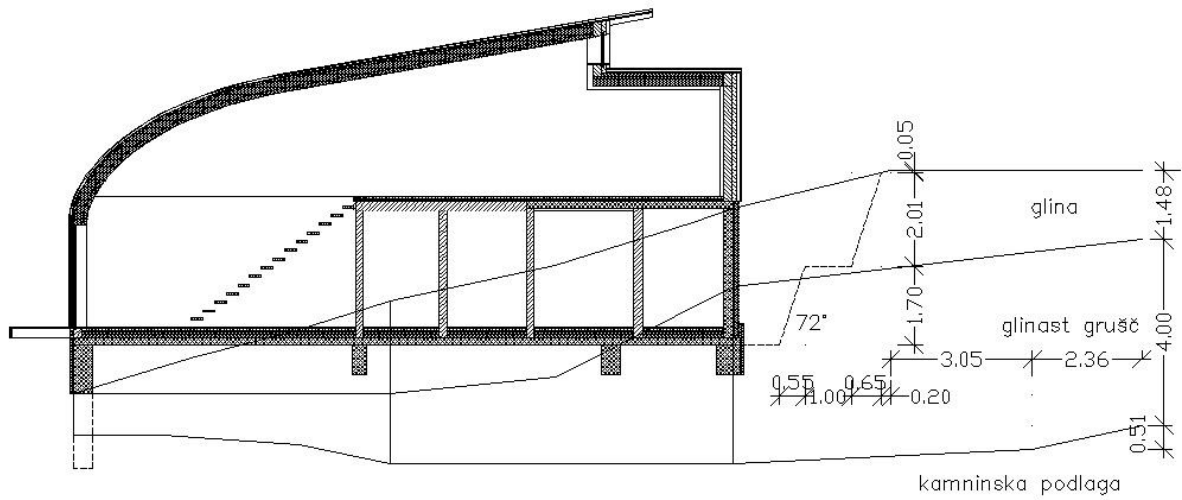


Slika D.1a: Primer izkopa 1

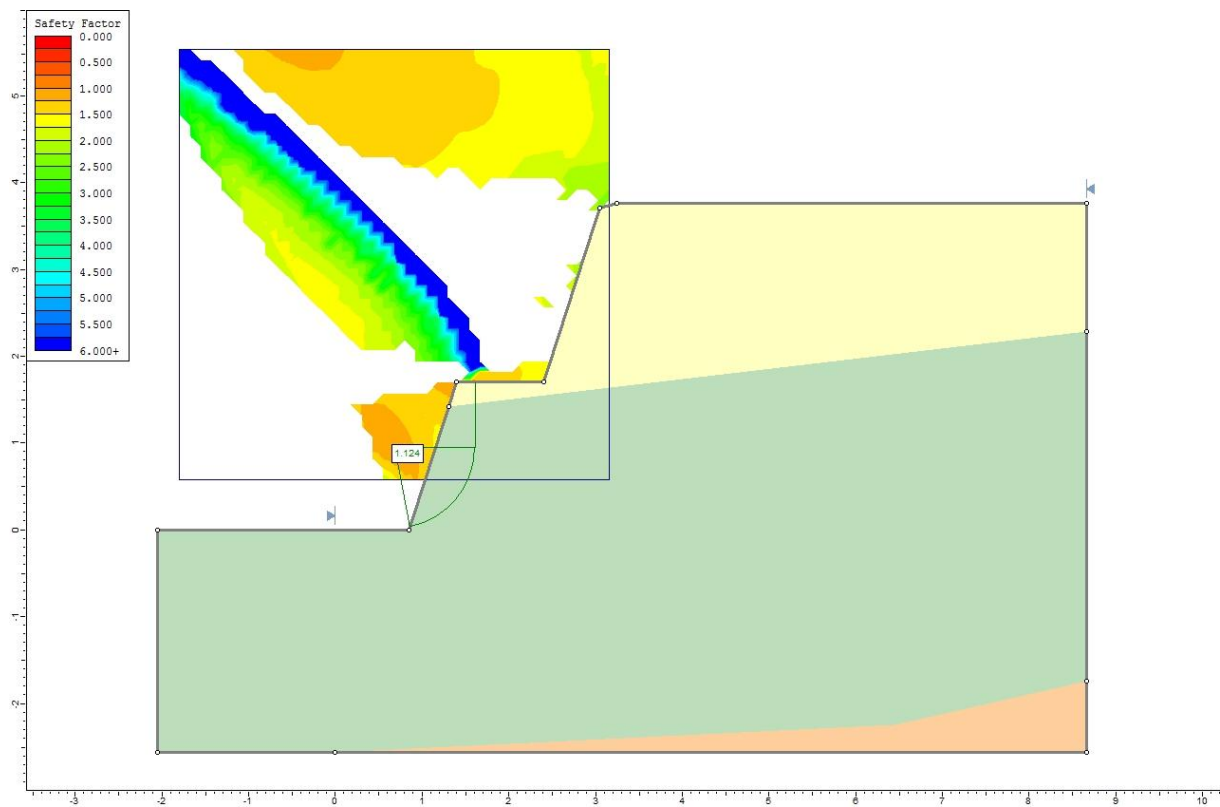


Slika D.1b: Globalna stabilnostna analiza za primer izkopa 1(Slide)

Izkop 2 se izvaja do temeljne plošče, pri tem kot geotehnični ukrep uporabimo bermu.

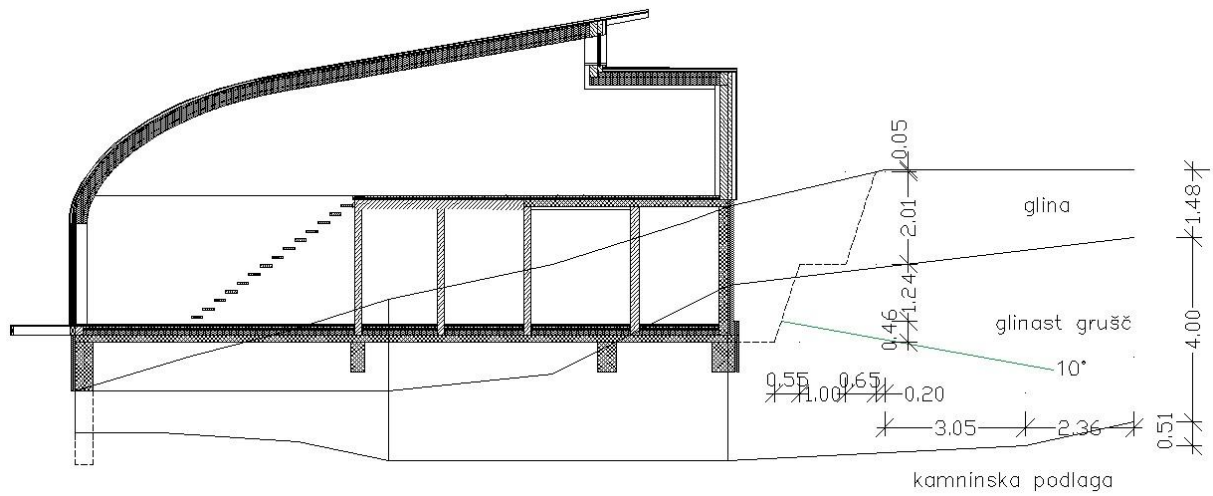


Slika D.1c: Primer izkopa 2

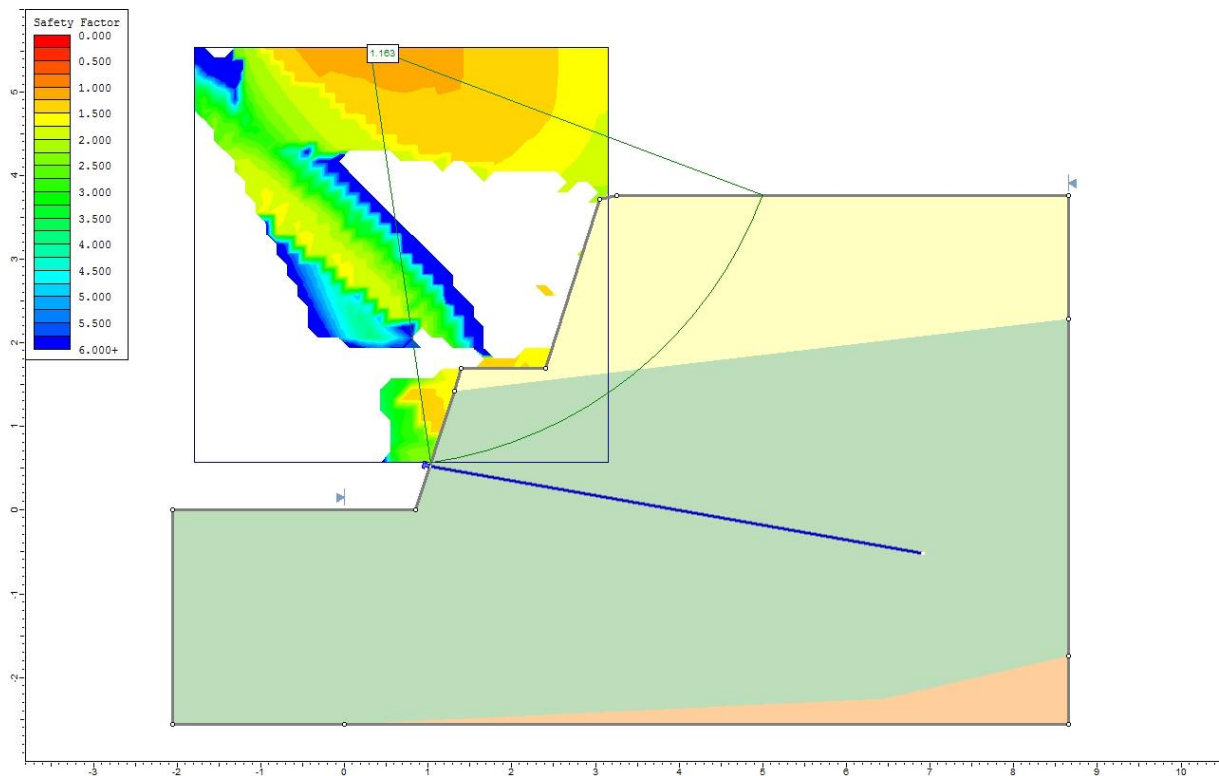


Slika D.1d: Globalna stabilnostna analiza za primer izkopa 2 (Slide)

Izkop 3 se izvaja do temeljne plošče, pri tem kot geotehnični ukrep uporabimo kombinacijo berme in sidra.

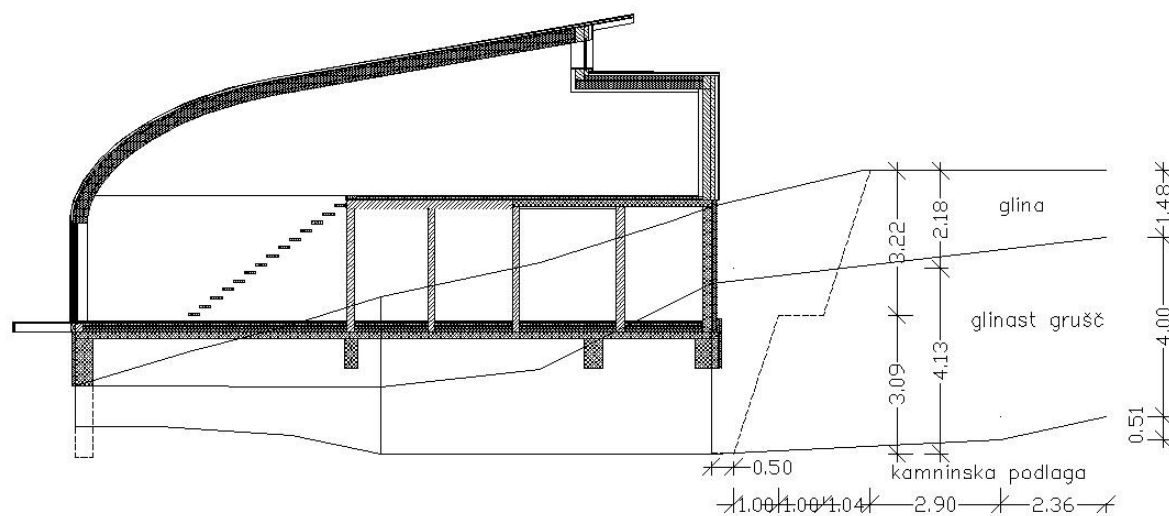


Slika D.1e: Primer izkopa 3

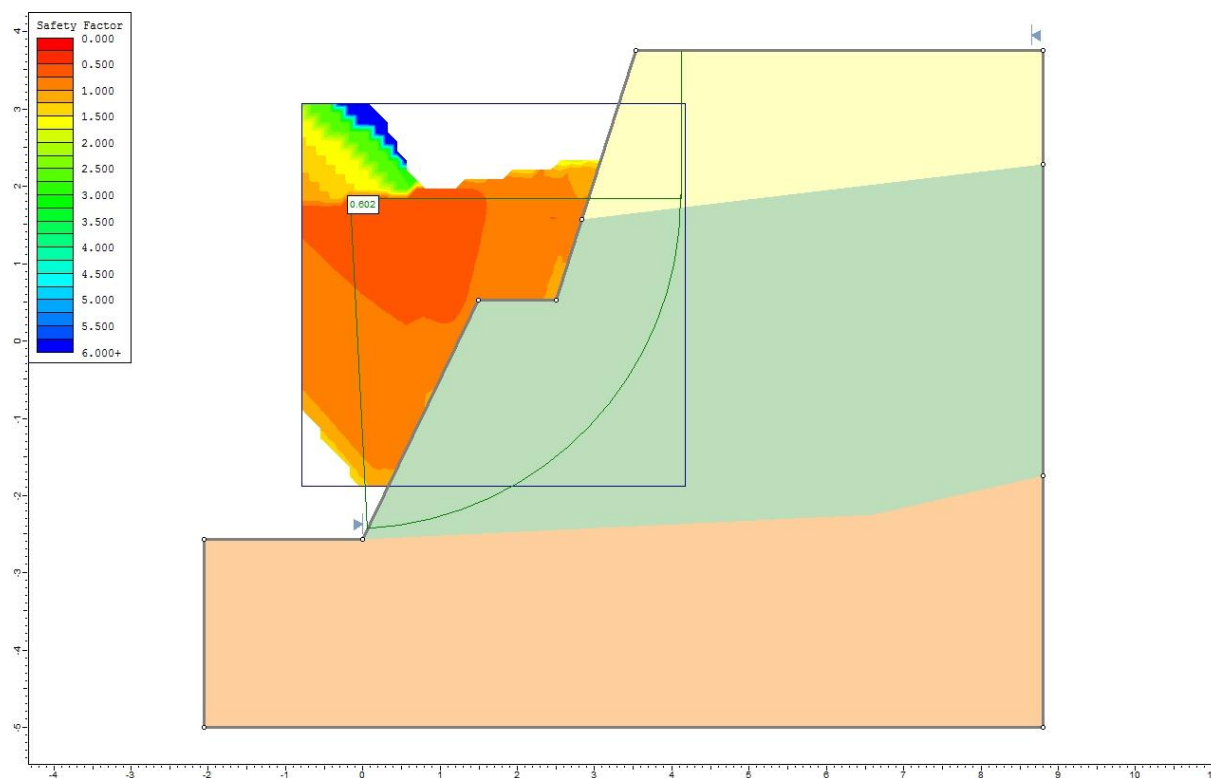


Slika D.1f: Globalna stabilnostna analiza za primer izkopa 3 (Slide)

Izkop 4 se izvaja do kamninske podlage, pri tem kot geotehnični ukrep uporabimo bermu.

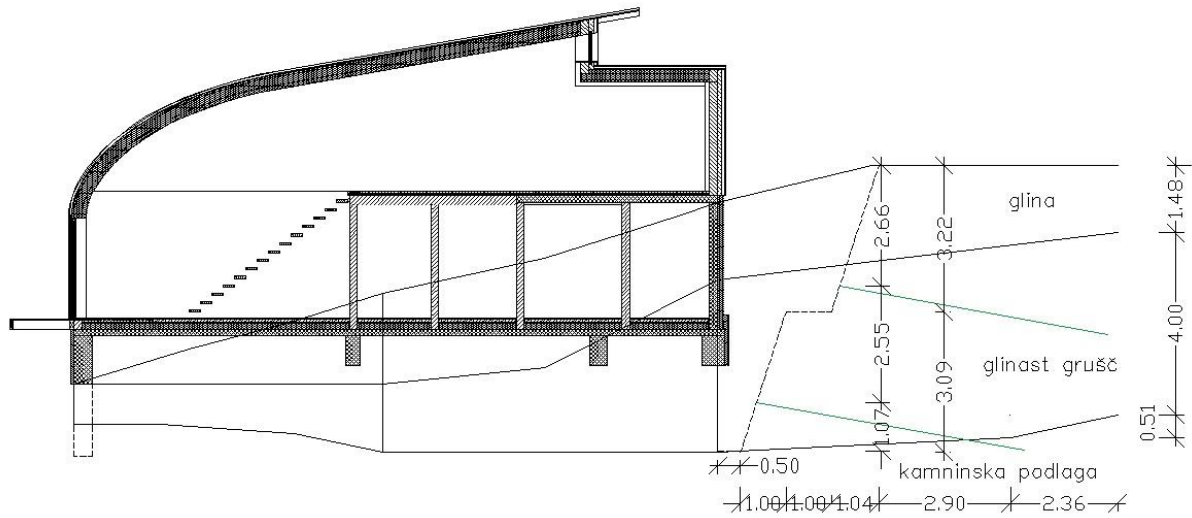


Slika D.1g: Primer izkopa 4

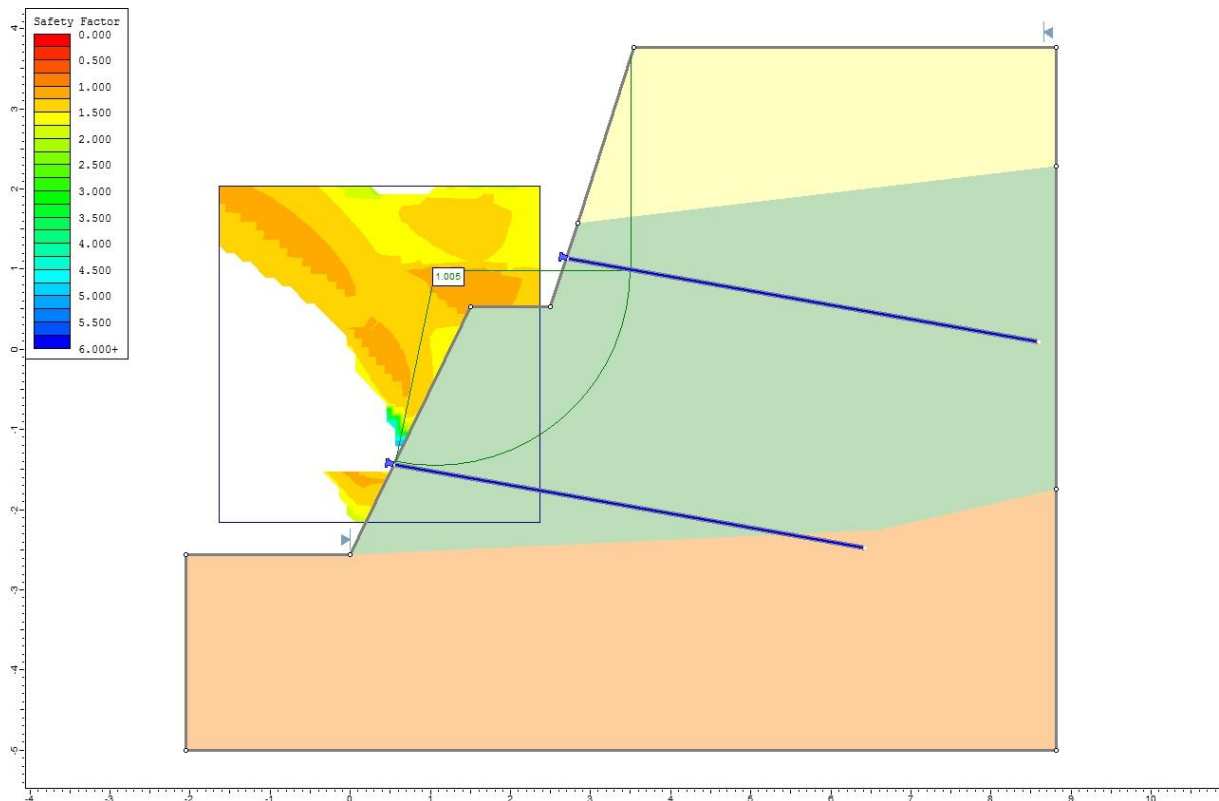


Slika D.1h: Globalna stabilnostna analiza za primer izkopa 4 (Slide)

Izkop 5 se izvaja do kamninske podlage, pri tem kot geotehnični ukrep uporabimo kombinacijo berme in dveh sider.

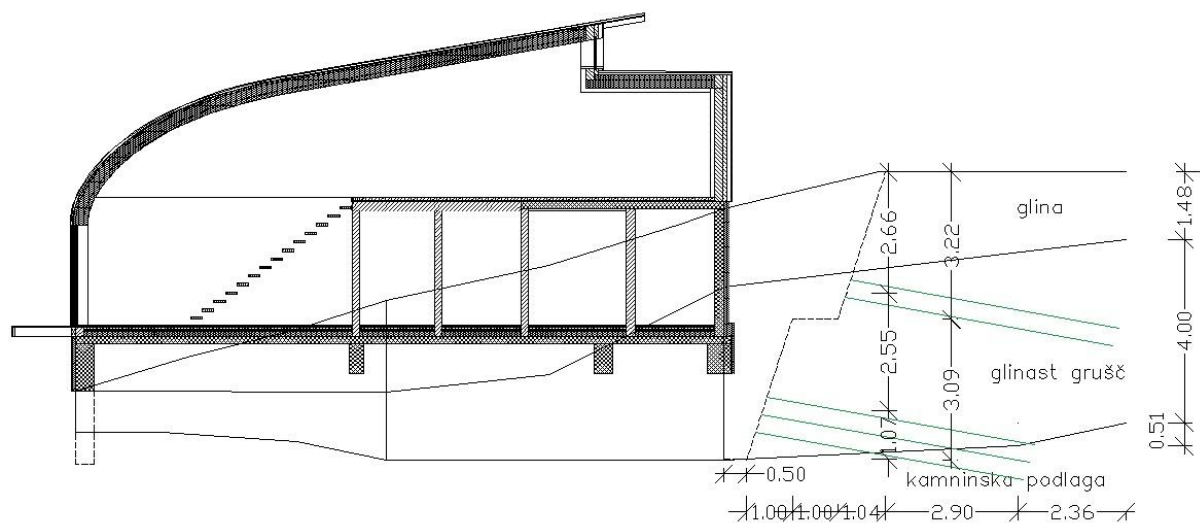


Slika D.1i: Primer izkopa 5

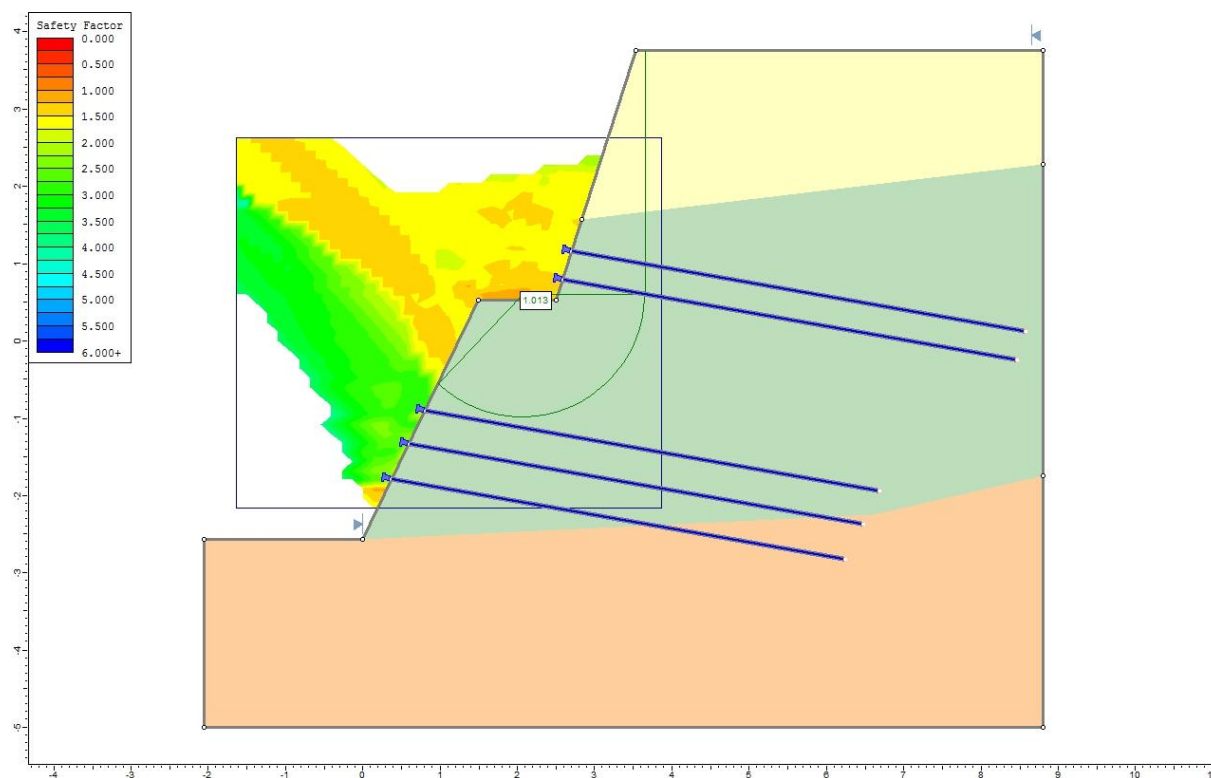


Slika D.1j: Globalna stabilnostna analiza za primer izkopa 5 (Slide)

Izkop 6 se izvaja do kamninske podlage, pri tem kot geotehnični ukrep uporabimo kombinacijo berme in petih sider.



Slika D.1k: Primer izkopa 6



Slika D.11: Globalna stabilnostna analiza za primer izkopa 6 (Slide)