

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:

Klun, M., 2014. Temeljenje enodružinske stanovanjske hiše na labilnem pobočju pri Jeličnem vrhu. Diplomaska naloga. Ljubljana, Univerza v Ljubljani, Fakulteta za gradbeništvo in geodezijo. (mentor Logar, A., somentor Kuder, S.): 35 str.

Datum arhiviranja: 03-10-2014

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:

Klun, M., 2014. Temeljenje enodružinske stanovanjske hiše na labilnem pobočju pri Jeličnem vrhu. B.Sc. Thesis. Ljubljana, University of Ljubljani, Faculty of civil and geodetic engineering. (supervisor Logar, J., co-supervisor Kuder, S.): 35 pp.

Archiving Date: 03-10-2014

Univerza
v Ljubljani

Fakulteta za
*gradbeništvo in
geodezijo*

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



UNIVERZITETNI ŠTUDIJSKI
PROGRAM PRVE STOPNJE
GRADBENIŠTVO

Kandidat:

MARTIN KLUN

**TEMELJENJE ENODRUŽINSKE STANOVANJSKE
HIŠE NA LABILNEM POBOČJU PRI JELIČNEM VRHU**

Diplomska naloga št.: 134/B-GR

**FOUNDATION OF A RESIDENTIAL HOUSE ON
UNSTABLE SLOPE AT JELIČNI VRH**

Graduation thesis No.: 134/B-GR

Mentor:

izr. prof. dr. Janko Logar

Predsednik komisije:

izr. prof. dr. Janko Logar

Somentor:

asist. mag. Sebastjan Kuder

Ljubljana, 18. 09. 2014

STRAN ZA POPRAVKE, ERRATA

Stran z napako

Vrstica z napako

Namesto

Naj bo

IZJAVA

Podpisani Martin Klun izjavljam, da sem avtor dela z naslovom »Temeljenje enodružinske stanovanjske hiše na labilnem pobočju pri Jeličnem Vrhu«.

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

Izjavljam, da dovoljujem objavo elektronske različice v digitalnem repozitoriju.

Ljubljana, 16.9.2014

Martin Klun

BIBLIOGRAFSKO-DOKUMENTACIJSKA STRAN Z IZVLEČKOM

UDK:	624.1:728.3(497.4)(043.2)
Avtor:	Martin Klun
Mentor:	izr. prof. dr. Janko Logar
Somentor:	asist. mag. Sebastjan Kuder
Naslov:	Temeljenje enodružinske stanovanjske hiše na labilnem pobočju pri Jeličnem Vrhju
Tip dokumenta:	Diplomska naloga – univerzitetni študij
Obseg in oprema:	35 str., 29 slik, 13 pregl.
Ključne besede:	stabilnostna analiza, globalna stabilnost, lokalna stabilnost, brana, geotehnično sidro, geotehnični pilot, evrokod

Izvleček:

Diplomska naloga zajema stabilnostno analizo pobočja, podporne ukrepe in temeljenje lahke stanovanjske lesene hiše na plazovitem pobočju.

V delu je podrobno obravnavana problematika stabilnosti pobočja v programu SLIDE. Stabilnost pobočja je analizirana pri ocenjenem povprečnem vodostaju in kritični vodostaju. Na le-ta dva vodostaja so izvedeni geotehnični ukrepi za vsakega na dva različna načina. Prvi primer ukrepov je analiza temeljev povezanih v brano, katera je sidrana v kamninsko podlago, drugi primer pa je sidrana pilotna stena z nekaj piloti v dodatni vrsti, ki so ravno tako vpeti v kamninsko podlago. Zaradi obravnave nagnjenega pobočja je potrebnih precej poenostavitev za uporabo analitičnih metod s katerimi je operirano v diplomski nalogi.

Na koncu naloge je narejena tudi cenovna primerjava obeh izvedb geotehničnih ukrepov pri različnih vodostajih.

BIBLIOGRAPHIC-DOCUMENTALISTIC INFORMATION AND ABSTRACT

UDC:	624.1:728.3(497.4)(043.2)
Author:	Martin Klun
Supervisor:	Assoc. Prof. Janko Logar Ph.D.
Co-advisor:	Assist. Prof. Sebastjan Kuder M.Sc.
Title:	Foundation of a residential house on an unstable slope at Jelični Vrh
Document type:	Graduation Thesis – University studies
Scope and tools:	35 p., 29 fig., 13 tab.
Key words:	stability analysis, global stability, local stability, grid, geotechnical anchor, geotechnical pilot, Evrokod

Abstract:

The thesis covers the slope stability analysis, foundation and support measures of a lightweight wooden residential house on an avalanche-prone slope.

The work discusses in detail the problematic of the stability of a slope in the SLIDE program. Stability of the slope is analyzed at an estimated average and critical water level. Two different geotechnical measures are carried out for the aforementioned water levels. The first set of measures consists of an analysis of the concrete grid, which is anchored in bedrock, while an example of the second measurements is an anchored pile wall with a few pilots in an additional row, which are also embedded in the bedrock. Due to the nature of the inclined slope a lot of the information had to be simplified in order to use the analytical methods described in the thesis.

The end includes a financial overhaul of both implementations of the two geotechnical measures at different water levels.

ZAHVALA

Za pomoč in podporo pri nastajanju diplomske naloge se iskreno zahvaljujem mentorju izr. prof. dr. Janku Logarju, ki mi je ves čas nastajanja odgovarjal na vsa moja vprašanja in mi pomagal s smernicami za nadaljnje delo. Rad bi se zahvalil tudi somentorju asist. mag. Sebastjanu Kudru, izr. prof. dr. Sebastjanu Bratini in doc. dr. Dragu Sajetu za vso strokovno pomoč in nasvete.

Posebna zahvala gre g. Mateju Gašperiču, ki mi je priskrbel vse potrebne podatke za izdelavo diplomske naloge in dovolil njihovo uporabo.

»Ta stran je namenoma prazna.«

KAZALO VSEBINE

STRAN ZA POPRAVKE, ERRATA.....	I
IZJAVA.....	II
BIBLIOGRAFSKO-DOKUMENTACIJSKA STRAN Z IZVLEČKOM.....	III
BIBLIOGRAPHIC-DOCUMENTALISTIC INFORMATION AND ABSTRACT.....	IV
ZAHVALA.....	V
1 UVOD.....	1
2 GEOLOŠKO GEOMEHANSKO POROČILO.....	2
2.1 GEOGRAFSKE LASTNOSTI.....	2
2.2 GEOLOŠKE LASTNOSTI.....	2
2.3 TERENSKÉ RAZISKAVE.....	2
2.4 IZVREDNOTENJE SPT PREIZKUSA.....	3
2.5 GEOMEHANSKE KARAKTERISTIKE.....	4
2.6 STATIČNI PODATKI O OBJEKTU.....	5
3 STABILNOSTNE ANALIZE TERENA.....	6
3.1 TEREN – VODOSTAJ V ČASU PREISKAVE TAL.....	6
3.2 TEREN – OCENJEN POVPREČNI VODOSTAJ.....	7
3.3 TEREN – KRITIČNI VODOSTAJ.....	7
3.4 TEREN – RAČUNSKI PARAMETRI ZEMLJIN.....	8
3.4.1 OCENJEN POVPREČNI VODOSTAJ – RAČUNSKI PARAMETRI.....	9
3.4.2 KRITIČNI VODOSTAJ – RAČUNSKI PARAMETRI.....	9
4 UPORABLJENI GEOTEHNIČNI UKREPI.....	11
4.1 SIDRA.....	11
4.2 PILOTNA STENA.....	12
5 BRANA SIDRANA V KAMNINSKO PODLAGO.....	14
5.1 STABILNOSTNA ANALIZA – OCENJEN POVPREČNI VODOSTAJ.....	14
5.1.1 UKREPI OB UPOŠTEVANJU STATIČNE IN POTRESNE OBTEŽBE.....	14
5.2 STABILNOSTNA ANALIZA – KRITIČNI VODOSTAJ.....	15
5.2.1 UKREPI OB UPOŠTEVANJU SAMO STATIČNE OBTEŽBE.....	15
5.2.2 UPOŠTEVANJE STATIČNE IN POTRESNE OBTEŽBE.....	16
5.3 RAČUN POSEDKOV IZ SPT MERITEV.....	18
5.4 RAČUN TOGOSTI ZEMLJINE.....	19
5.5 DIMENZIONIRANJE ARMATURE V BRANI.....	20
5.5.1 NATEZNA ARMATURA PASOVNIH TEMELJEV.....	20
5.5.2 DOLOČITEV NATEZNE ARMATURE V POVEZOVALNI GREDI.....	21
5.6 KONTROLA ZDRSA IN NOSILNOSTI TEMELJNE BRANE.....	22
5.6.1 KONTROLA ZDRSA.....	23
5.6.2 KONTROLA NOSILNOSTI.....	23
6 SIDRANA PILOTNA STENA Z DODATNO VRSTO PILOTOV.....	24
6.1 STABILNOSTNA ANALIZA – OCENJEN POVPREČNI VODOSTAJ.....	24
6.1.1 UKREPI OB UPOŠTEVANJU STATIČNE IN POTRESNE OBTEŽBE.....	24
6.2 STABILNOSTNA ANALIZA – KRITIČNI VODOSTAJ.....	25
6.2.1 UKREPI OB UPOŠTEVANJU SAMO STATIČNE OBTEŽBE.....	25
6.2.2 UPOŠTEVANJE STATIČNE IN POTRESNE OBTEŽBE.....	26
6.3 RAČUN ZEMELJSKIH PRITISKOV NA PILOTNO STENO (KRITIČNI NIVO VODE).....	28
6.4 DOLOČITEV GLOBINE VPETJA PILOTNE STENE IN SIDRNE SILE.....	29
6.5 DIMENZIONIRANJE VZDOLŽNE ARMATURE PILOTA.....	30
7 PRIMERJAVA INVESTICIJE OBEH VARIANT.....	33
8 ZAKLJUČEK.....	34
VIRI.....	35

1.1.1 KAZALO PREGLEDNIC

Preglednica 1:	Izračun strižnega kota iz SPT meritev	4
Preglednica 2:	Karakteristike Dywidag sider	11
Preglednica 3:	Podatki za račun posedkov	18
Preglednica 4:	Pritiski na spodnji temelj	18
Preglednica 5:	Račun korigiranega števila udarcev (Burland & Burbidge)	18
Preglednica 6:	Račun posedka spodnjega temelja	18
Preglednica 7:	Račun togosti vzmeti za spodnji temelj	19
Preglednica 8:	Račun togosti vzmeti za povezovalno gredo	19
Preglednica 9:	Račun nosilnosti brane, obravnavane kot plošča	23
Preglednica 10:	Račun zgornjih zemeljskih pritiskov na pilotno steno	28
Preglednica 11:	Račun spodnjih zemeljskih pritiskov na pilotno steno	29
Preglednica 12:	Investicija pilotne stene z dodatno vrsto pilotov	33
Preglednica 13:	Investicija za brano sidrano v kamninsko podlago	33

KAZALO SLIK

Slika 1:	Izgled predvidenega objekta na strmem pobočju	1
Slika 2:	Topografska karta lokacije parcele	2
Slika 3:	Situacija tlorisa parcele in lokacija vrtin V1 in V2.	3
Slika 4:	Shema terena	4
Slika 5:	Statična obtežba na temeljno konstrukcijo	5
Slika 6:	Globalna stabilnost terena pri vodostaju v času raziskave tal ($F = 1,275$)	6
Slika 7:	Globalna stabilnost terena pri nekoliko višjem nivoju vode ($F = 1,275$)	7
Slika 8:	Globalna stabilnost terena pri kritičnem nivoju vode ($F = 1,0$)	8
Slika 9:	Globalna stabilnost terena pri ocenjenem povprečnem vodostaju ($F = 1,025$)	9
Slika 10:	Globalna stabilnost terena pri kritičnem vodostaju ($F = 0,801$)	10
Slika 11:	Sestava štiri vrvnega DYWIDAG sidra	11
Slika 12:	Globalna stabilnost terena s sidranjem brane v kamninsko podlago ($F_{lok} = 0,844$)	14
Slika 13:	Izboljšanje lokalne stabilnosti pod objektom in globalne stabilnosti s pomočjo nasipa ($F_{lok} = 0,899$)	15
Slika 14:	Zagotovljena globalna in lokalna stabilnost ob statični obtežbi ($F_{lok} = 1,057$)	16
Slika 15:	Analiza globalne stabilnosti pri statični in potresni obtežbi z upoštevanjem brane in sider ($F_{glob} = 0,798$)	17
Slika 16:	Zagotovitev globalne stabilnosti z dodatnim nasipom ob vznožju pobočja ($F_{lok} = 0,889$)	17
Slika 17:	Model brane podprte z vzmetmi	19
Slika 18:	Potek upogibnih momentov v temeljni brani [kNm]	20
Slika 19:	Upogibni momenti v spodnjem pasovnem temelju	20
Slika 20:	Greda z absolutno največjim upogibnim momentom	21
Slika 21:	Brana kot vodoravna temeljna plošča	22
Slika 22:	Zagotavljanje globalne stabilnosti s sidrano pilotno steno in dodatno vrsto pilotov ($F_{lok} = 0,844$)	24
Slika 23:	Izboljšanje lokalne stabilnosti pod objektom s pomočjo nasipa ($F_{lok} = 0,874$)	25
Slika 24:	Zagotovitev stabilnosti na kritični vodostaj s pilotno steno in dodatno vrsto pilotov ($F_{lok} = 1,056$)	26
Slika 25:	Stabilnost pobočja z že izvedeno pilotno steno in dodatno vrsto pilotov ($F_{glob} = 0,831$)	27
Slika 26:	Zagotovitev globalne stabilnosti z dodatnim nasipom ($F_{lok} = 0,874$)	27
Slika 27:	Delovanje zemeljskih pritiskov	28
Slika 28:	Potek momentov po pilotni steni	30
Slika 29:	Interakcijski diagram za okrogli prerez	31

1 UVOD

Slovenija leži na geografsko zelo razgibanem območju, kjer lahko najdemo številne lokacije s prečudovitimi naravnimi lepotami in mirnim naravnim okoljem. Zaradi dragih zemljišč v mestih, hkrati obdanih s hrupom mestnega prometa in zasičenih z emisijami v zraku, napornega in stresnega mestnega življenja se ljudje pogosto odločajo za umik na osamljena in umirjena zemljišča, obdana z naravnimi bogastvi in svežim zrakom. Cene zemljišč izven mestnih središč so izrazito nižje, vendar pa so te mnogokrat polne geomehanskih presenečenj.

Vsako območje ima svoje specifične geomehanske parametre tal, ki so razlog za geomehanske preiskave pred pričetkom gradnje objektov. S temi se ugotovi, kakšne nevarnosti je potrebno premostiti, da bo zgrajen objekt varen in uporaben. Tudi podnebnim spremembam, pogostim nalivom in posledično pojavljanju visokih voda ali celo poplav je pri projektiranju objektov potrebno posvetiti posebno pozornost in posledično temeljenje prilagoditi takšnim razmeram, kar pogosto tudi temeljito zviša končno ceno projekta.

Pri investicijah je skoraj vedno prisotna omejitev investicijskega kapitala, zato je cilj poiskati rešitev, ki bo izpolnjevala zahtevane pogoje in bo hkrati najcenejša. Tako je potrebno preučiti različne variante in razmerje med kvaliteto, varnostjo in ceno.

Vsi do sedaj napisani dejavniki so glavni razlogi za nastanek te diplomske naloge. Družina, ki se je namenila naseliti na čudoviti lokaciji na strmem terenu in zgraditi tam leseno enostanovanjsko hišo ([Slika 1](#)), ima kapital, s katerim želi uresničiti svojo željo. Ker pri geotehničnem projektiranju nikoli ne vemo, na kakšna tla naletimo, ta veja gradbeništva nikoli ni monotona, kar je bila še dodatna vzpodbuda za izbor te teme.

Glede na parametre tal in strmega terena sem v moji diplomski nalogi naredil analizo dveh različnih tipov temeljenja za to stanovanjsko hišo in izvedel okvirno cenovno primerjavo obeh investicij.

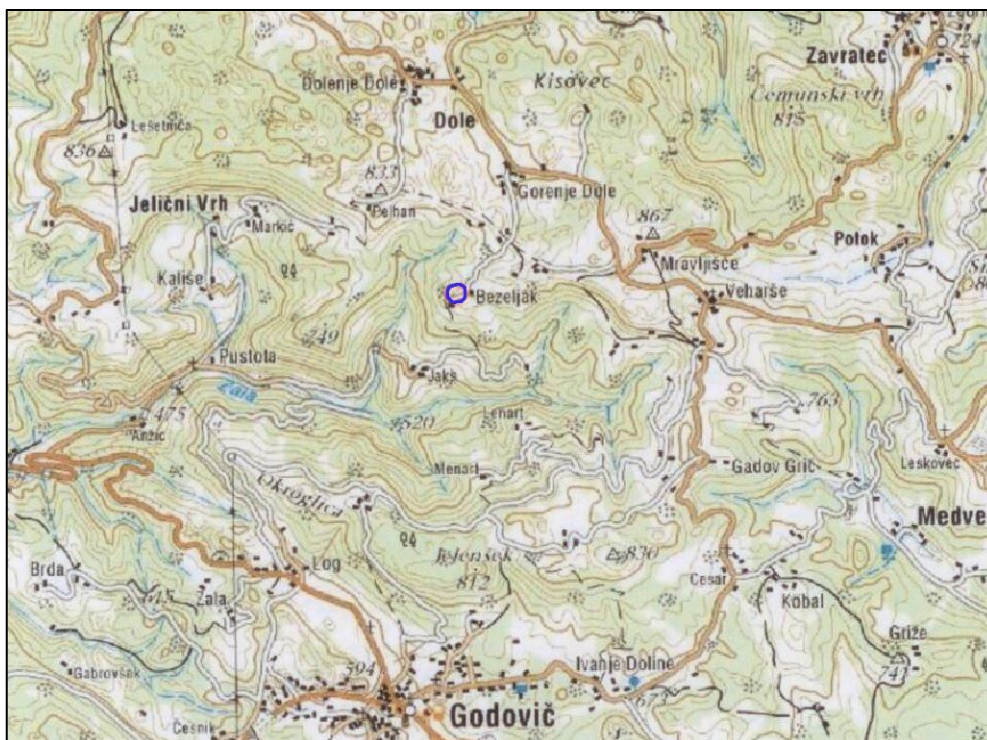


Slika 1 - Izgled predvidenega objekta na strmem pobočju [1]

2 GEOLOŠKO GEOMEHANSKO POROČILO

3.1 GEOGRAFSKE LASTNOSTI

Na parceli, ki leži na lokaciji Jelični Vrh pri Idriji na območju domačije Bezjak (Slika 2), želi investitor zgraditi lažjo leseno stanovanjsko hišo. Teren leži pod naklonom približno 30°, kar je precej strm teren glede na karakteristike slojev zemljin, ki se vrstijo v globino. Po zgornjem robu parcele poteka tudi lokalna cesta, kar omogoča investitorju in gradbincem dostop do parcele.



Slika 2 - Topografska karta lokacije parcele [2]

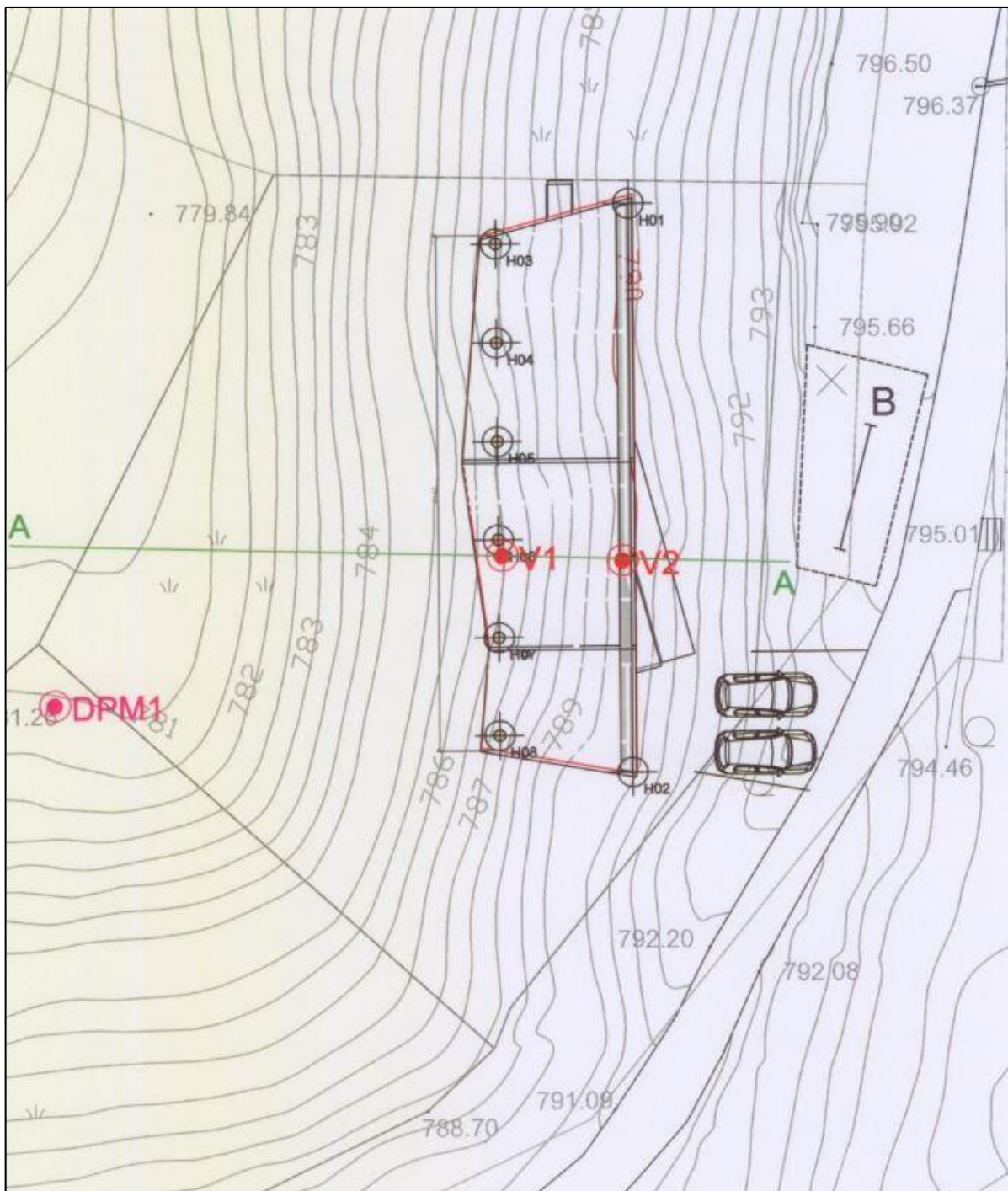
3.2 GEOLOŠKE LASTNOSTI

V temeljnih tleh je podjetje Geologija d.o.o. Idrija izvedlo raziskave in izdelalo geomehansko poročilo. Izvrtani sta bili dve vrtini, na podlagi katerih je bilo od vrha navzdol ugotovljeno, da so tla sestavljena iz približno 8 m debelega sloja preperine v obliki rjavega do rdeče rjavega zaglinjenega grušča in nato se pojavi kamninska osnova terena, katere glavnina sestave so tufi, ki spadajo med bolj nosilne kamnine, podzemna voda v času vrtanja pa je bila na globini približno 7,5 m.

Na podlagi ugotovitev raziskav parcela leži na starem fosilnem, danes umirjenem plazu. Teren je danes sicer stabilen, toda ob ekstremnih vremenskih pogojih, na primer ob zelo močnem deževju, lahko pride do drsenja - plazu. [2]

3.3 TERENSKÉ RAZISKAVE

Na lokaciji (Slika 3), kjer bo temeljen objekt, sta bili izvrtani dve sondažni vrtini globine 10 m. Kamninska podlaga iz tufa je bila zaznana na globini 7,8 m v spodnji vrtini (V1) in na globini 8 m v zgornji vrtini (V2). [2]



Slika 3 - Situacija tlorisa parcele in lokacija vrtin V1 in V2. [2]

3.4 IZVREDNOTENJE SPT PREIZKUSA

V obeh vrtinah so bili izvedeni v vsaki po 3 SPT preizkusi. Z interpretacijo SPT rezultatov po EC7 določimo strižni kot zemljine ([Preglednica 1](#)) [3].

Preglednica 1 - Izračun strižnega kota iz SPT meritev

SPT V1	sloj	klasifikacija	N	Ce	λ	C_N	N_{60}	φ [°]
2	zaglinjen grušč	GC	25	1,281	0,75	1,26	30,3	37,5
5	zaglinjen grušč	GC	13	1,281	0,95	1,01	15,98	33,3
9	tuf	kamnita podlaga	212	1,281	1	0,82	222,7	44
SPT V2	sloj	klasifikacija	N	Ce	λ	C_N	N_{60}	φ [°]
2	zaglinjen grušč	GC	15	1,281	0,75	1,44	20,75	34,7
5	zaglinjen grušč	GC	11	1,281	0,95	1,01	13,52	32,4
9,5	tuf	kamnita podlaga	133	1,281	1	0,82	139,7	44

3.5 GEOMEHANSKE KARAKTERISTIKE

Na podlagi SPT meritev iz prejšnje točke in na podlagi popisa vrtin, ki jih je izvedlo podjetje Geologija d.o.o. Idrija, so karakteristike slojev terena od zgoraj navzdol sledeče (Slika 4) [2]:

SLOJ 1: Suh zaglinjen peščeno meljast grušč (GC)

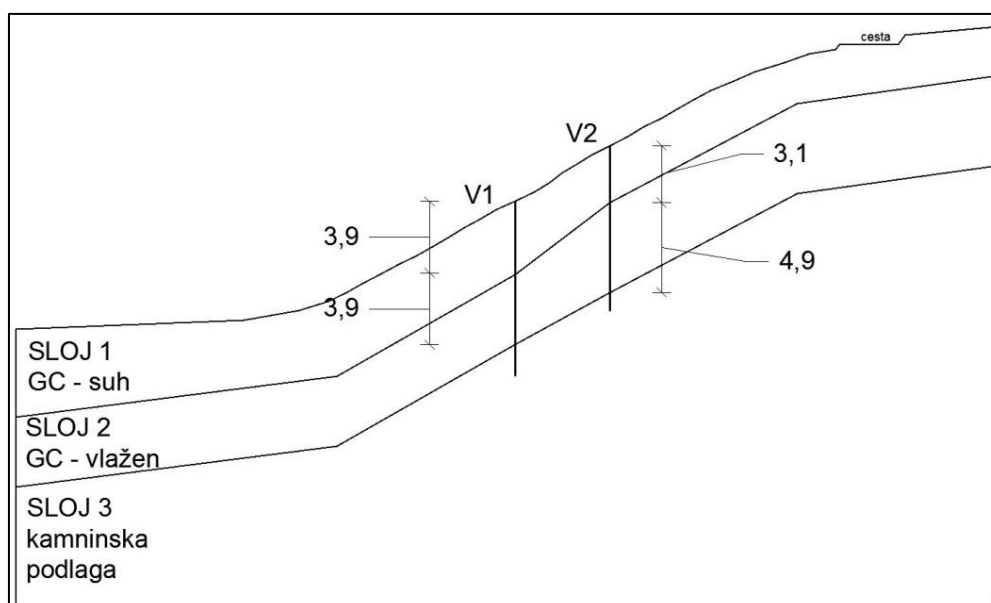
- Strižni kot $\varphi = 34,7^\circ$
- Specifična teža $\gamma = 18,5 \text{ kN/m}^3$
- Kohezija $c = 3 \text{ kPa}$

SLOJ 2: Vlažen zaglinjen peščeno meljast grušč (GC)

- Strižni kot $\varphi = 32,4^\circ$
- Specifična teža $\gamma = 18,5 \text{ kN/m}^3$
- Kohezija $c = 5 \text{ kPa}$

SLOJ 3: Tuf (kamninska podlaga)

- Strižni kot $\varphi = 44^\circ$
- Specifična teža $\gamma = 23 \text{ kN/m}^3$
- Kohezija $c = 30 \text{ kPa}$



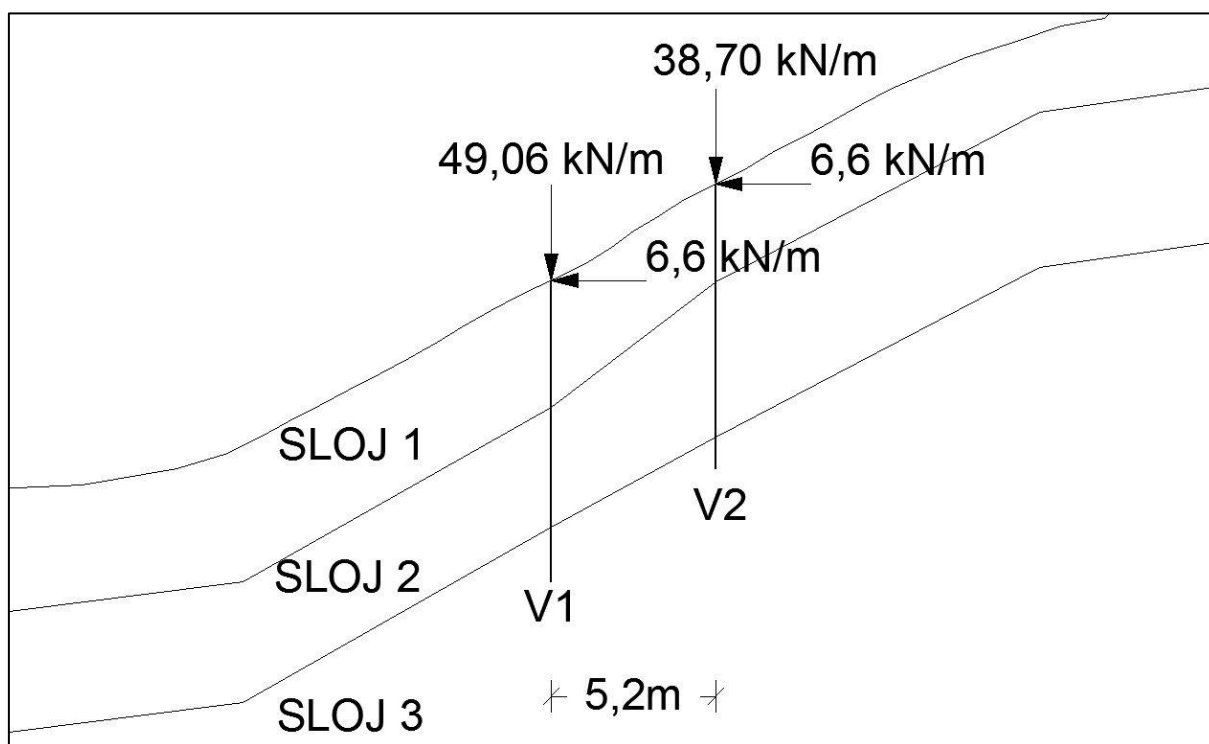
Slika 4 - Shema terena

Iz stabilnostnih analiz je bilo razvidno, da že zelo majhna kohezija močno pozitivno vpliva na stabilnost terena, zato se jo v slojih GC pri vseh analizah in izračunih zanemari oziroma upošteva vrednost $c = 0,1$ kPa, kar zagotavlja še nekoliko večjo varnost.

3.6 STATIČNI PODATKI O OBJEKTU

Statični izračun objekta je izdelalo podjetje Blan d.o.o. Iz te statične projektne dokumentacije so izvzete reakcije konstrukcije, katere se uporabi za obtežbo, ki jo mora prevzeti temeljna konstrukcija.

Zaradi potreb programa SLIDE, ki obravnava samo ravninsko deformacijsko stanje, se reakcije prevede na dolžino pasovnega temelja. V horizontalni smeri je tako merodajna potresna obtežba, ki deluje z velikostjo $6,6$ kN/m na vsak pasovni temelj. V navpični smeri pa deluje na spodnji temelj obtežba $49,06$ kN/m in na zgornji temelj obtežba $38,70$ kN/m. V statičnem izračunu so že upoštevane vse obtežne kombinacije in temu primerni varnostni faktorji, kakor jih predpisujejo standardi Evrokod. Na sliki (Slika 5) so prikazane obtežbe temeljne konstrukcije [4].



Slika 5 - Statična obtežba na temeljno konstrukcijo

3 STABILNOSTNE ANALIZE TERENA

Glede na podatke, geometrijo in plastovitost terena, prikazane v točki 2.5, so v programu SLIDE narejene potrebne stabilnostne analize pri različnih vodostajih in sicer pri vodostaju, ki je bil ugotovljen ob času preiskave, pri ocenjenem povprečnem vodostaju in pri kritičnem vodostaju.

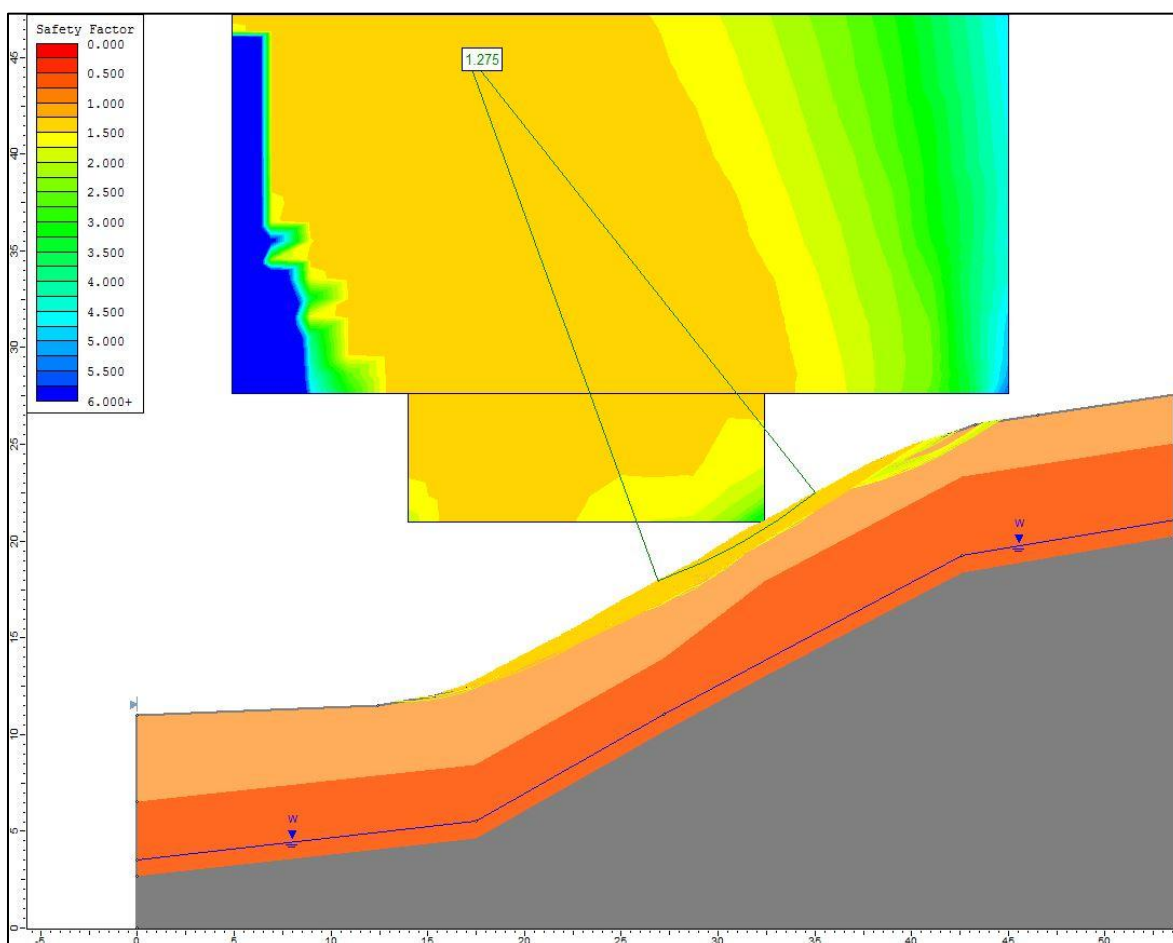
Na začetku se analizo opravi s karakterističnimi podatki zemljin za oceno globalne stabilnosti prvotnega terena in določitev kritičnega vodostaja.

V Sloveniji se pri preverjanju globalne stabilnosti terena materialne parametre deli s predpisanimi materialnimi varnostnimi faktorji, skladno s projektnim pristopom 3, ki je določen v EC7.

$$\begin{aligned} \tan\varphi_d &= \tan\varphi_k / \gamma_\varphi & \gamma_\varphi &= 1,25 \\ c_d &= c_k / \gamma_c & \gamma_c &= 1,25 \end{aligned}$$

3.1 TEREN – VODOSTAJ V ČASU PREISKAVE TAL

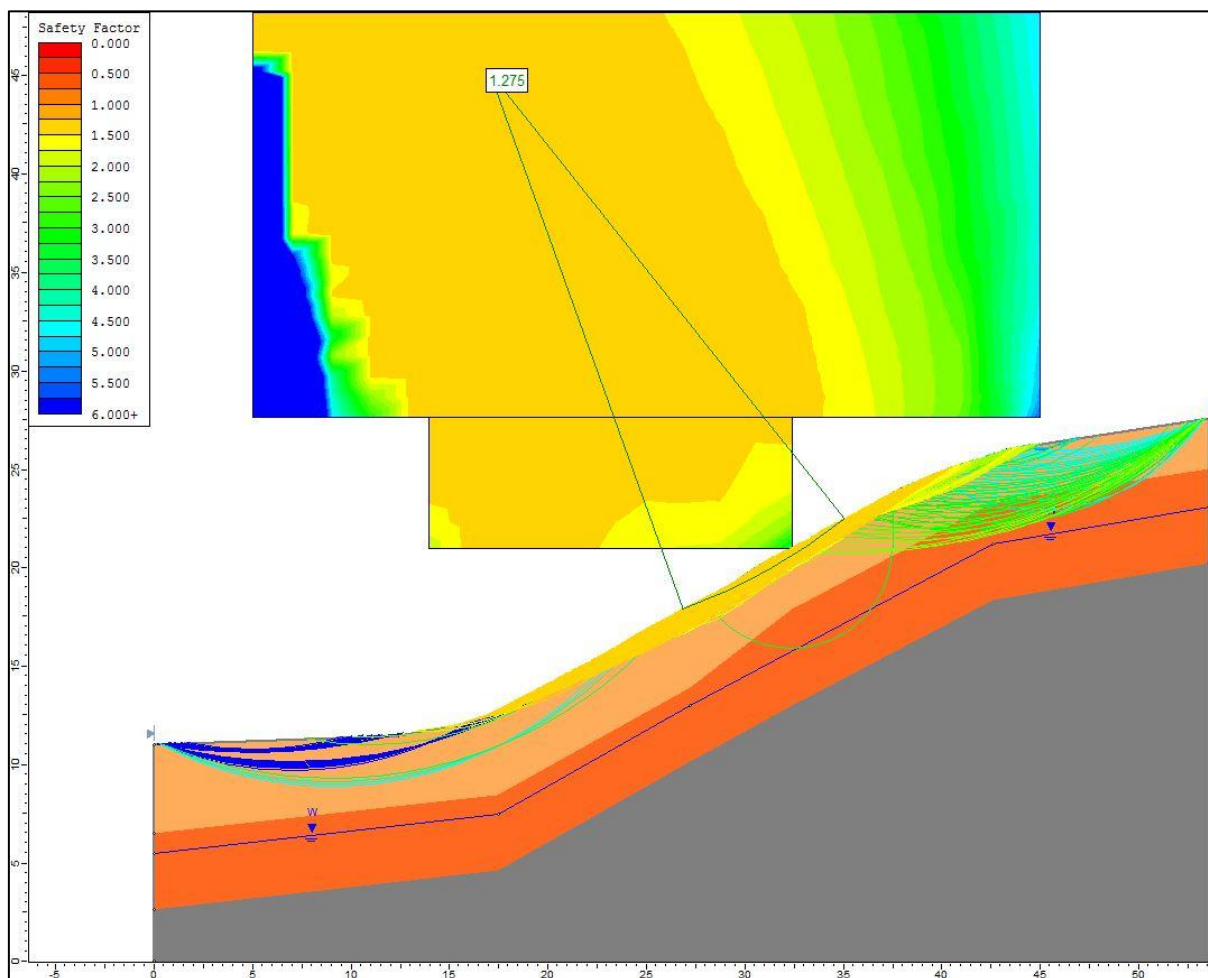
Pri vodostaju v času preiskave tal je surov teren glede na karakteristične parametre strižnega kota in kohezije globalno in lokalno varen, saj je vrednost globalnega količnika varnosti veliko večja od 1,25, kar ustreza zahtevam standarda EC 7. Spodaj (Slika 6) so prikazane krožne drsine z najmanjšim varnostnim količnikom in sicer so to plitve drsine na površju, katerih varnostni količnik je tudi v globalnem smislu najmanjši, a vseeno dovolj velik, da so le-te stabilne.



Slika 6 - Globalna stabilnost terena pri vodostaju v času raziskave tal (F = 1,275)

3.2 TEREN – OCENJEN POVPREČNI VODOSTAJ

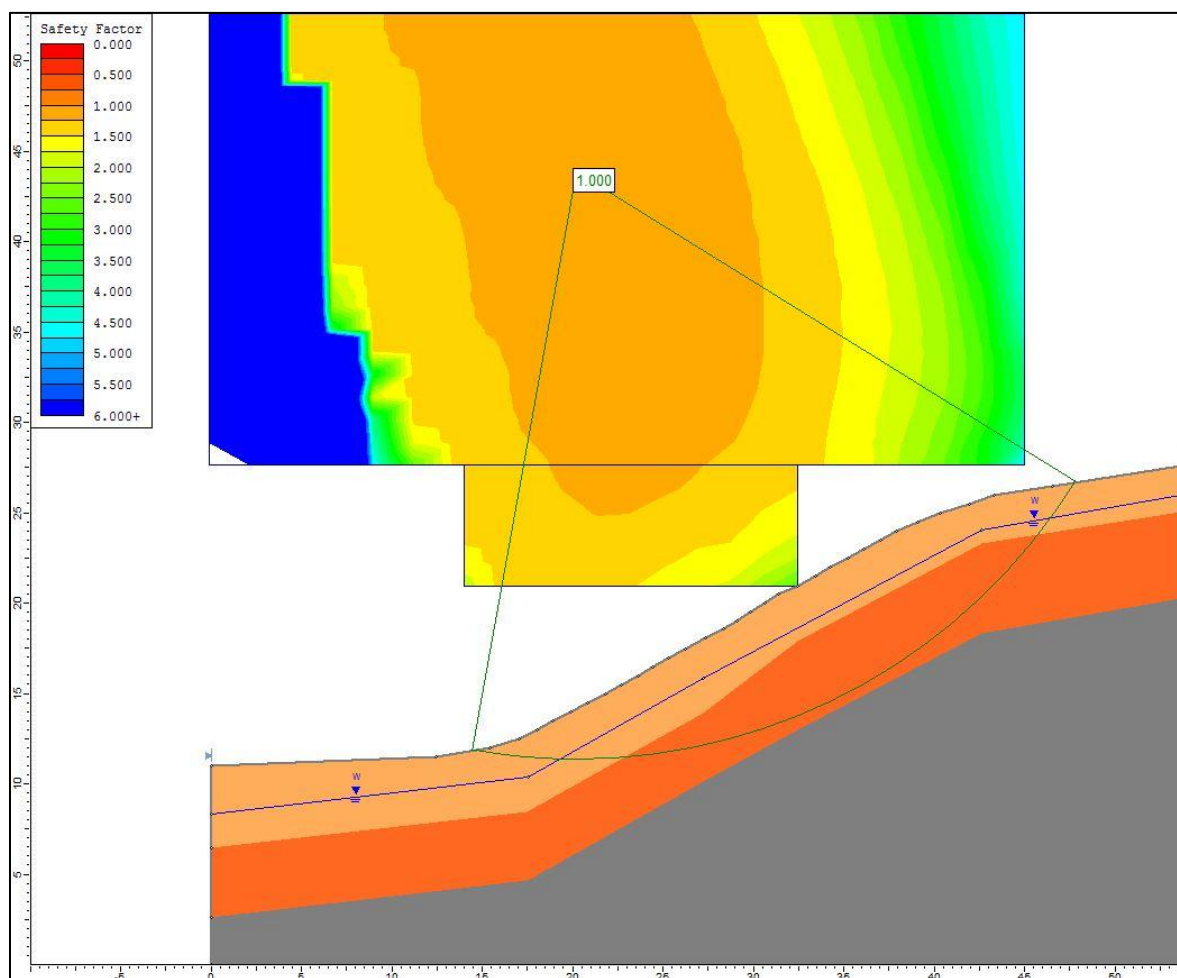
Nivo vode je bil izmerjen v mesecu juniju, kar pomeni, da je zelo verjetno v bolj deževnih obdobjih višji, zato je povprečni vodostaj nekoliko višji. Povprečni vodostaj je na globini 5,5 m pod površjem terena. Globalna stabilnost se glede na trenutni vodostaj ob času merjenja skoraj ne spremeni. Teren ima globalni količnik še vedno večji od 1,25, kar po EC 7 zadošča in ni nevarnosti plazanja. Krožna drsina z najmanjšim varnostnim količnikom, ki je še vedno večji od 1,25, je prikazana spodaj (Slika 7).



Slika 7 - Globalna stabilnost terena pri nekoliko višjem nivoju vode ($F = 1,275$)

3.3 TEREN – KRITIČNI VODOSTAJ

Kritični vodostaj je tisti vodostaj, ob katerem je varnostni količnik globalne stabilnosti terena enak 1 pri karakterističnih parametrih zemljine. Ta se lahko pojavi ob ekstremnih količinah padavin, ki se jih vnaprej zelo težko predvidi in se pojavijo enkrat na nekaj sto let. Ob takšni višini talne vode je pobočje na meji plazanja in lahko ob najmanjšem zunanjem vplivu pride do zdrsa drsine po drsni ploskvi, kar pomeni porušitev pobočja. V tem konkretnem primeru je takšen vodostaj na globini med 2,0 m in 2,3 m pod površjem, kar je prikazano spodaj (Slika 8). V nadaljnjih izračunih je upoštevan kritičen vodostaj na globini 2,15 m pod terenom. Za kar največje zagotavljanje varnosti objekta je potrebno temeljno konstrukcijo dimenzionirati na kritični vodostaj.

Slika 8 - Globalna stabilnost terena pri kritičnem nivoju vode ($F = 1,0$)

3.4 TEREN – RAČUNSKI PARAMETRI ZEMLJIN

Skladno s projektnim pristopom 3, kot je opisano v točki 4, je potrebno strižni kot zemljine, določen v točki 2.5, deliti z materialnimivarnostnimi faktorji:

SLOJ 1: Suh zaglinjen peščeno meljast grušč (GC)

- Strižni kot $\varphi_d = \arctan(34,7 / 1,25) = 28,98^\circ$
- Kohezija $c_d = c_k = 0,1 \text{ kPa}$

SLOJ 2: Vlažen zaglinjen peščeno meljast grušč (GC)

- Strižni kot $\varphi_d = \arctan(32,4 / 1,25) = 26,92^\circ$
- Kohezija $c_d = c_k = 0,1 \text{ kPa}$

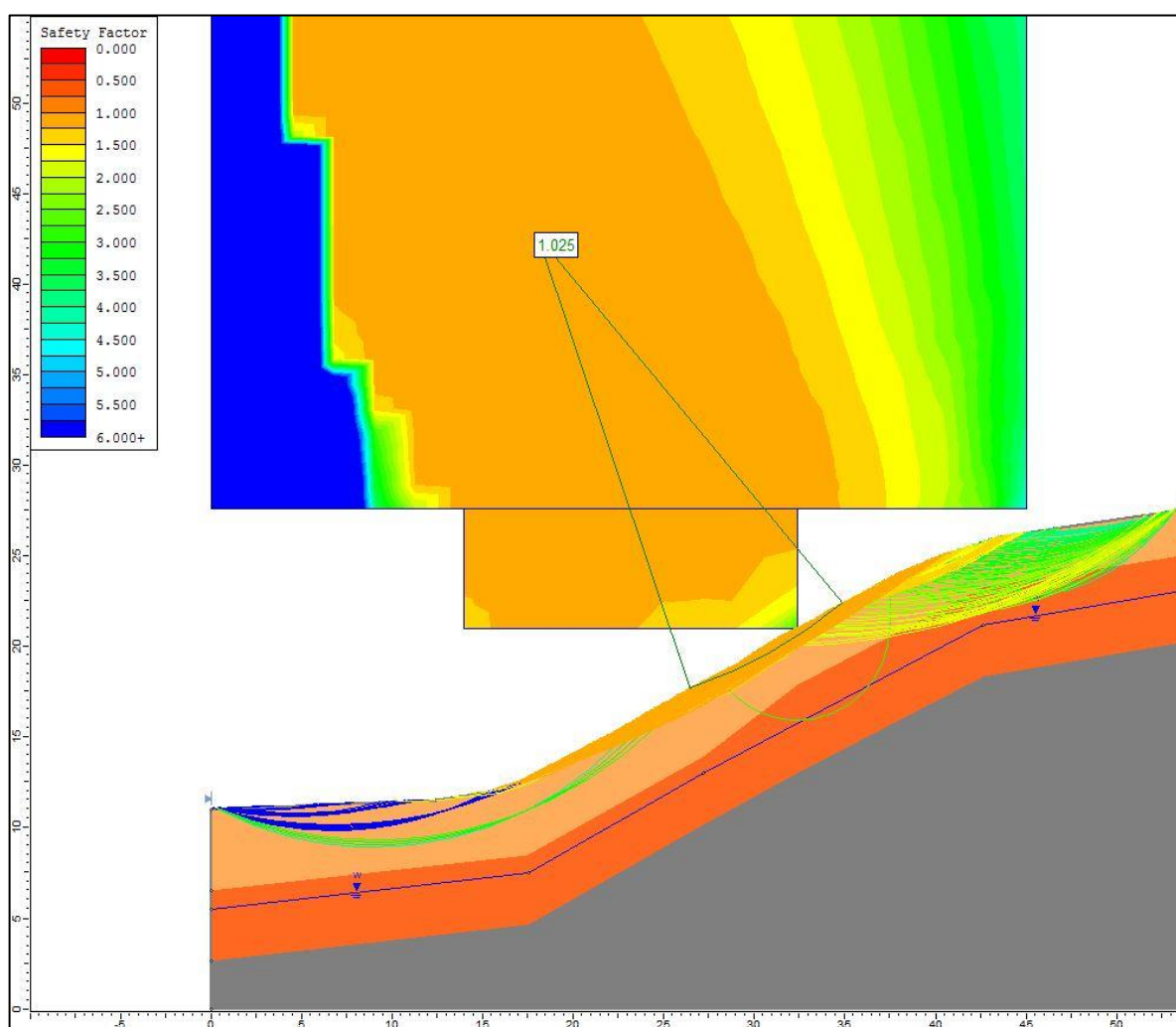
SLOJ 3: Tuf (kamninska podlaga)

- Strižni kot $\varphi = \arctan(44 / 1,25) = 37,69^\circ$
- Kohezija $c_d = c_k = 30 \text{ kPa}$

OPOMBA: Zaradi predpostavke iz točke 2.5. kohezijo v slojih GC zanemarimo oziroma upoštevamo vrednost 0,1 kPa.

3.4.1 OCENJEN POVPREČNI VODOSTAJ – RAČUNSKI PARAMETRI

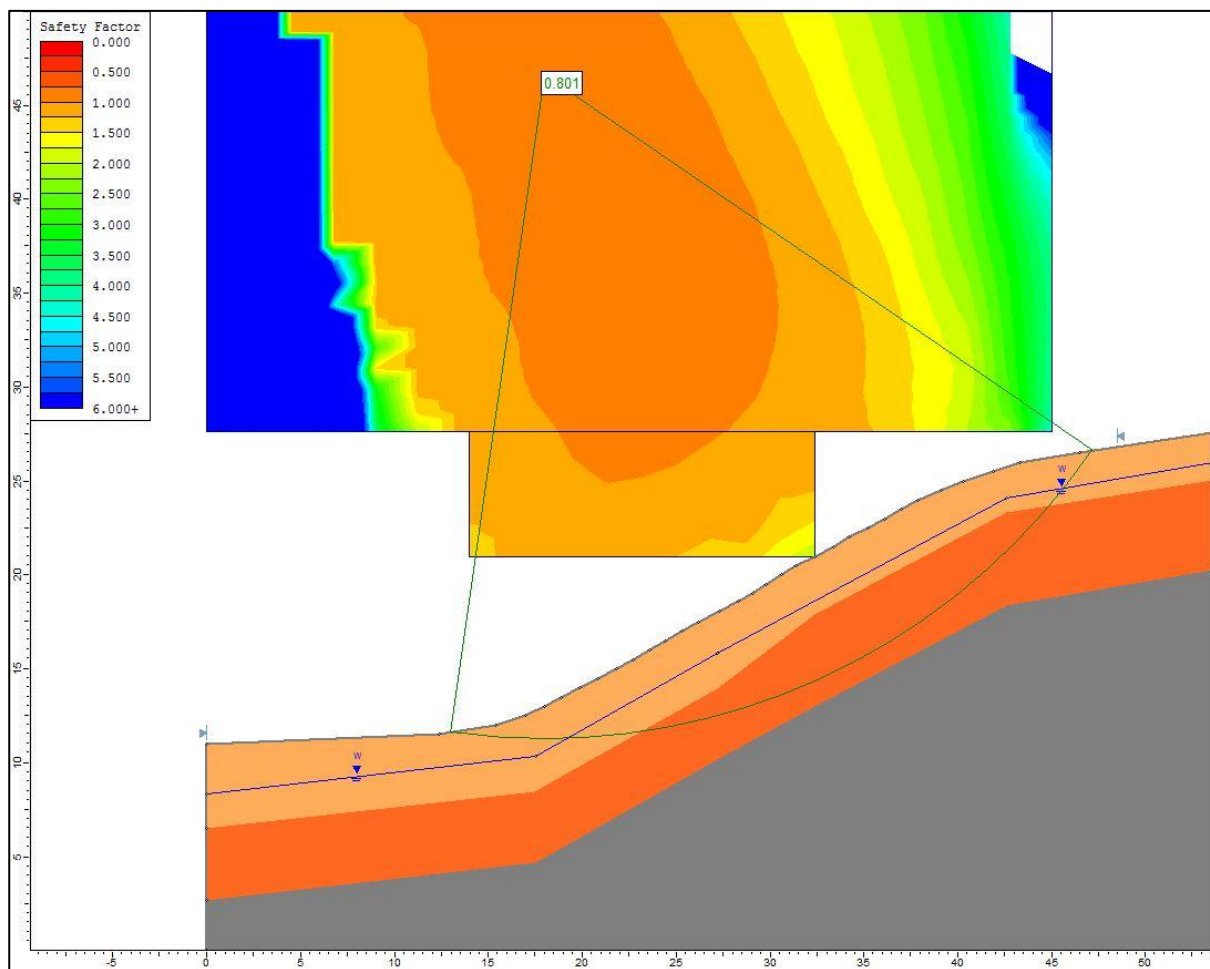
V točki 3.2 je stabilnostna analiza narejena na podlagi karakterističnih parametrov zemljine, zato je potrebno za nadaljnjo analizo uporabiti računske parametre zemljin, ki so določeni v točki 3.4. Na spodnji sliki (Slika 9), je prikazana stabilnostna analiza terena pri ocenjenem povprečnem vodostaju z računskimi parametri zemljin. Po projektnem pristopu 3 je potrebno s predvidenimi geotehničnimi ukrepi zagotoviti varnostni količnik večji od 1, čemur je v tem primeru, ko sama obtežba objekta in potresna obtežba nista prisotni, že zadoščeno. Ob nastopu potresa se ta varnostni količnik precej pomanjša.



Slika 9 - Globalna stabilnost terena pri ocenjenem povprečnem vodostaju ($F = 1,025$)

3.4.2 KRITIČNI VODOSTAJ – RAČUNSKI PARAMETRI

V točki 3.3 je stabilnostna analiza narejena na podlagi karakterističnih parametrov zemljine, zato je potrebno za nadaljnjo analizo uporabiti računske parametre zemljin, ki so določeni v točki 3.4. V nadaljevanju (Slika 10) je prikazana stabilnostna analiza terena pri kritičnem vodostaju z računskimi parametri zemljin. Po projektnem pristopu 3 varnosti ni zadoščeno, zato je potrebno s predvidenimi geotehničnimi ukrepi zagotoviti varnostni količnik večji od 1.[3]

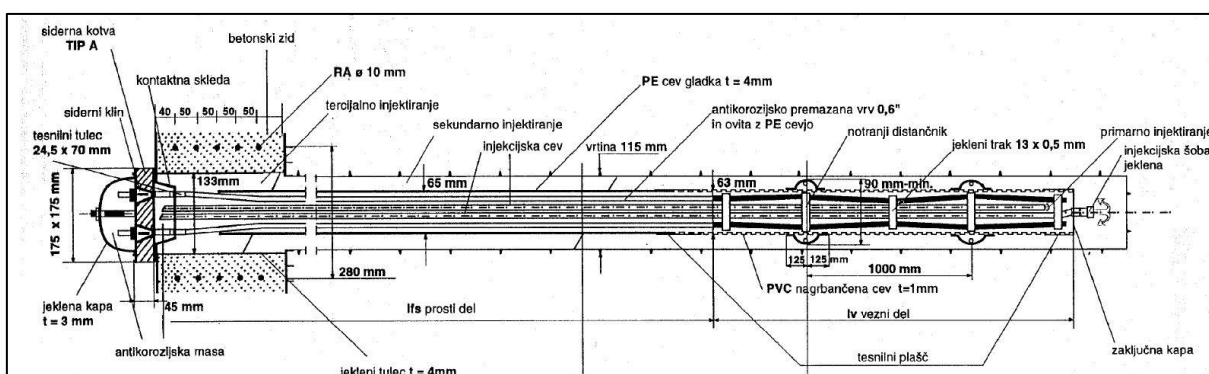
Slika 10 - Globalna stabilnost terena pri kritičnem vodostaju ($F = 0,801$)

4 UPORABLJENI GEOTEHNIČNI UKREPI

Za zagotavljanje stabilnosti pobočja so potrebni geotehnični ukrepi, ki preprečujejo plazenje ali sam zdrs drsine po potencialni drsni ploskvi. V tem primeru sta obravnavana dva geotehnična ukrepa in sicer brana, sidrana v temeljno podlago in sidrana pilotna stena z dodatno vrsto pilotov.

4.1 SIDRA

Namen sider je podpirati podporno konstrukcijo ali zagotavljanje stabilnosti pobočij s prenašanjem natezne sile v nosilno kamnino. Vsako prednapeto trajno sidro je sestavljeno iz sidrne glave, prostega dela sidra in veznega dela sidra. Sidrna glava prenaša silo iz veznega dela na konstrukcijo, prosti del sidra prenaša silo iz veznega dela na sidrno glavo in vezni del sidra prenaša natezno silo v sidrno kamninsko podlago. V tem konkretnem primeru so uporabljena standardna štirivrvna DYWIDAG prednapeta sidra Y1770, ki so dolga 13,5 m in katerih vezni del je dolg 5 m [5].



Slika 11 - Sestava štiri vrvnega DYWIDAG sidra [6]

Preglednica 2 - Karakteristike Dywidag sider [5]

DYWIDAG Strand Anchors								
Technical Data								
DYWIDAG Prestressing Steel, 140 mm ² Ø 15.3 mm (0.6") Strand								
Number	Cross-sectional area A [mm ²]	Weight [kg/m]	Y1770 Standard			Y1860 High Grade		
			Load at yield F _{p0.1k} [kN]	Ultimate load F _{pk} [kN]	Approval	Load at yield F _{p0.1k} [kN]	Ultimate load F _{pk} [kN]	Approval
1	140	1.09	218	248	○	230	260	
2	280	2.19	437	496	○ × △	459	521	△
3	420	3.28	655	743	○ × △	689	781	△
4	560	4.37	874	991	○ × △	918	1,042	△
5	700	5.47	1,092	1,239	○ × △	1,148	1,302	△
6	840	6.56	1,310	1,487	○ × △	1,378	1,562	△
7	980	7.65	1,529	1,735	○ × △	1,607	1,823	△
8	1,120	8.74	1,747	1,982	○ × △	1,837	2,083	△
9	1,260	9.84	1,966	2,230	○ × △	2,066	2,344	△
10	1,400	10.93	2,184	2,478	○ × △	2,296	2,604	△
11	1,540	12.02	2,402	2,726	○ × △	2,526	2,864	△
12	1,680	13.12	2,621	2,974	○ × △	2,755	3,125	△
13	1,820	14.21	2,839	3,221	○	2,985	3,385	△
14	1,960	15.30	3,058	3,469	○	3,214	3,646	△
15	2,100	16.40	3,276	3,717	○ △	3,444	3,906	△
16	2,240	17.49	3,494	3,965	○	3,674	4,166	
17	2,380	18.58	3,713	4,213	○	3,903	4,427	
18	2,520	19.67	3,931	4,460	○	4,133	4,687	
19	2,660	20.77	4,150	4,708	○	4,362	4,948	
20	2,800	21.86	4,368	4,956	○	4,592	5,208	
21	2,940	22.95	4,586	5,204	○	4,822	5,468	
22	3,080	24.05	4,805	5,452	○	5,051	5,729	

Na podlagi surovih podatkov proizvajalca sider je potrebno za računsko vrednost nosilnosti sidra upoštevati tudi predpise po EC7, ki podajajo delni faktor γ_a , ki upošteva neugodne odklone odpora sidra na izvlek.

Tako je računska vrednost natezne nosilnosti štirivrvnega DYWIDAG prednapetega sidra Y1770 izračunana po enačbi:

$$R_{a;d} = R_{a;k} / \gamma_a = 874 \text{ kN} / 1,1 = 794 \text{ kN}$$

Vezni del, ki je dolg $l_v = 5\text{m}$, lahko v temeljno podlago prenaša računsko silo velikosti 750 kN, zato je ta vrednost merodajna, da sidro kot celota služi svojemu namenu.

4.2 PILOTNA STENA

Pilotna stena se lahko uporabi kot podporna konstrukcija za varovanje brežin oziroma v tem konkretnem primeru za povečanje stabilnosti pobočja. Za vsak posamezen pilot se izvrti vrtna potrebnega premera in se jo istočasno ustrezno opaži. V opaženo vrtno se vstavi armaturni koš, nato pa sledi hkratno vlivanje betona in izvlečenje opaža.

Izbor tehnologije vgradnje pilotov je odvisen od velikosti pilotov, dostopnosti lokacije in velikosti delovnega prostora. V tem primeru so uporabljeni armiranobetonski piloti premera 50 cm, za katere se lahko uporabi garniture z dvojnimi rotacijskim pogonom [7].

Da se vrsto pilotov obravnava kot pilotno steno, mora biti razmik med piloti manjši od 3d (d je premer pilota), izjemoma pa je lahko razmik tudi nekoliko večji, če geotehnični pogoji to dopuščajo.

Ker je objekt razmeroma lahek, nosilnost pilota na tlačno osno silo ni kritična. Pilotna stena preprečuje zdrs pobočja, katerega prevzame preko strižne sile, zato je merodajna strižna nosilnost pilota, ki je določena po sledečem postopku.

Izračun strižne nosilnosti pilota [8]

Beton C30/37	Jeklo S500	D = 50 cm	a = 6 cm
$f_{ck} = 30 \text{ MPa}$	$f_{ywd} = 43,48 \text{ kN/cm}^2$	$D_{str} = 38 \text{ cm}$	

Predpostavimo prerez vzdolžne armature:

$$A_{s, predp.} \approx 2 \% A_c = 0,02 \cdot \frac{\pi \cdot 50^2}{4} = 39,27 \text{ cm}^2 \text{ (približno 10 palic } \phi 22 \text{ mm)}$$

Efektivni strižni prerez:

$$A_e = \frac{\pi \cdot D_{str}^2}{4} = 1134,1 \text{ cm}^2$$

Izračun strižne nosilnosti betona:

$$V_{Rd,c} = \left[C_{Rd,c} k (100 \rho f_{ck})^{1/3} \right] A_e \geq (v_{\min} + k_1 \sigma_{cp}) A_e$$

$$C_{Rd,c} = \frac{0,18}{\gamma_c} = 0,12 \quad k = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} = 1 + \sqrt{\frac{200}{380}} = 1,725 \quad \rho_1 = \frac{A_{sl}}{A_c} = \frac{39,27}{2 \cdot 1134,1} = 0,017$$

$$v_{\min} = 0,035 \cdot 1,725^{3/2} \cdot 25^{1/2} = 0,396 \quad k_1 = 0,15$$

Ugoden vpliv osne sile zaradi majhne obremenitve zanemarimo: $\sigma_{cp} = \frac{N_{Ed}}{A_c} \approx 0$

$$V_{Rd,c} = \left[0,12 \cdot 1,725 \cdot (100 \cdot 0,017 \cdot 30)^{1/3} \right] \cdot 113410 \geq 0,396 \cdot 113410 \rightarrow V_{Rd,c} = 86,72 \text{ kN}$$

Za strižne obroče predpostavimo stremena $\phi 12 / 7,5$ cm in izračunamo prerez strižne armature:

$$A_{sw} = \frac{\pi \cdot 1,2^2}{4} = 1,131 \text{ cm}^2$$

Strižna nosilnost pilota je enaka strižni nosilnosti stremenskega obroča in znaša:

$$V_{Rd,s} = \frac{A_{sw}}{s} \cdot 0,5 \cdot \pi \cdot D_{str} \cdot f_{ywd} \cdot \cot \theta = \frac{1,131}{7,5} \cdot 0,5 \cdot \pi \cdot 38 \cdot 43,48 \cdot 1 = 391 \text{ kN}$$

5 BRANA SIDRANA V KAMNINSKO PODLAGO

Brana je mrežasta konstrukcija, sestavljena iz dveh pasovnih temeljev, med seboj povezanih s 6 gredami, ki zagotavljajo zadostno in dovolj togo povezavo med obema pasovnima temeljema. Pasovna temelja sta sidrana v kamninsko podlago z določenim številom sider, katero je odvisno od neugodnih zunanjih vplivov na stabilnost. Brana in sidra kot celota tvorijo temeljno konstrukcijo in so hkrati tudi stabilnostni geotehnični ukrep, ki zagotavlja zadostno varnost stanovanjskega objekta.

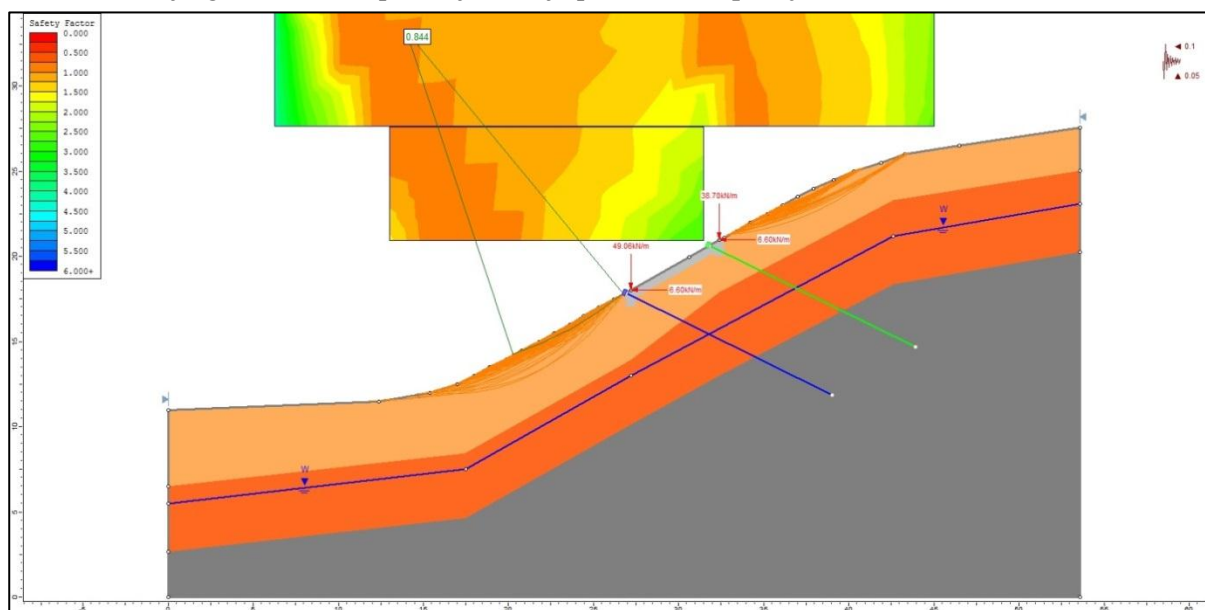
5.1 STABILNOSTNA ANALIZA – OCENJEN POVPREČNI VODOSTAJ

Kot je bilo omenjeno v točki 3.4.1, je teren pri ocenjenem povprečnem vodostaju že dovolj stabilen glede na zahteve EC7, saj je njegova varnost pri računskih parametrih zemljine večja od 1. Tudi pri vplivu samo statične obtežbe je varnosti ravno tako zadoščeno. Problem nastane, ko se sproži potres, saj je varnostni količnik v tem primeru mnogo manjši od 1, zato je potrebno zagotoviti zadostno varnost z geotehničnimi ukrepi, v tem primeru je to temeljna brana, sidrana v kamninsko podlago, kar je analizirano v naslednjih podpoglavjih.

5.1.1 UKREPI OB UPOŠTEVANJU STATIČNE IN POTRESNE OBTEŽBE

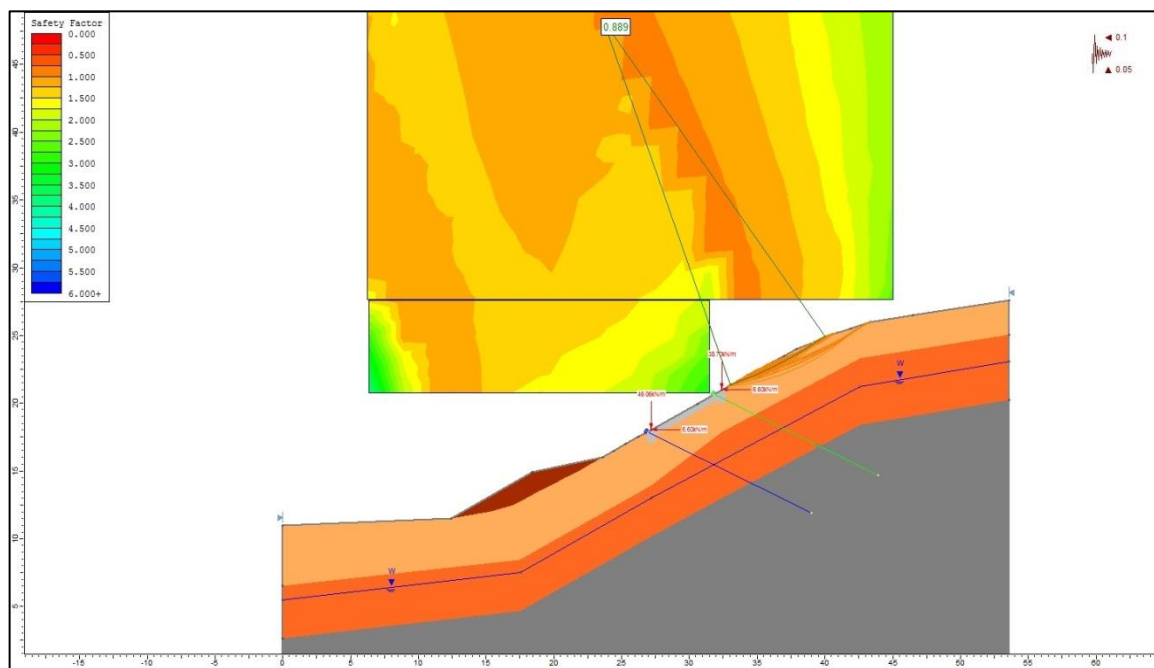
Pri ocenjenem povprečnem vodostaju in vplivu statične ter potresne obtežbe na temeljno konstrukcijo za zagotavljanje stabilnosti zadostujeta že dve vrsti sider, ki potekata ena skozi zgornji (zelena barva) in druga skozi spodnji (modra barva) temelj (Slika 12). V vsaki vrsti na razdalji 20 m zadostujejo po 3 sidra za zagotavljanje globalne stabilnosti. Sidra so uvrtna v tla pod kotom 26° glede na horizontalo. Uporabljena sidra pa so predstavljena v točki 5.1.

Globalna stabilnost je tako zagotovljena, pojavijo pa se potencialne plitve lokalne drsine pod in nad objektom, ki imajo varnostni količnik manjši od 1. Nad objektom to ni kritično, saj ta del ni z ničemer obtežen in bi prišlo verjetno le do kakšnih razpok v zemljini. Večji problem so tiste pod objektom, katerih večjo stabilnost moramo zagotoviti z dodatnimi ukrepi. Pojav lokalnih drsin, stabilnostnega količnika manjšega od 1 nad in pod objektom je prikazan na spodnji sliki (Slika 12).



Slika 12 – Globalna stabilnost terena s sidranjem brane v kamninsko podlago ($F_{lok} = 0,844$)

Lokalne krožne drsine se pojavijo pod objektov tudi do globine 1,5 m pod površjem, kar je volumsko že kar precejšen del materiala, ki sestavlja pobočje. Kot dodatni ukrep za stabilizacijo pobočja pod objektom se uporabi nasip. Ta služi kot težnostna podpora, ki s svojo maso pritiska v smeri gravitacijskega pospeška in s tem preprečuje premik ali sam zdrs lokalne krožne drsine po drsni ploskvi. Še vedno ostanejo plitve drsine nad objektom, ki imajo varnostni količnik manjši od 1, vendar to iz logičnega sklepanja ni kritično za samo konstrukcijo, kajti ta del zemljine praktično nič ne podpira (Slika 13).



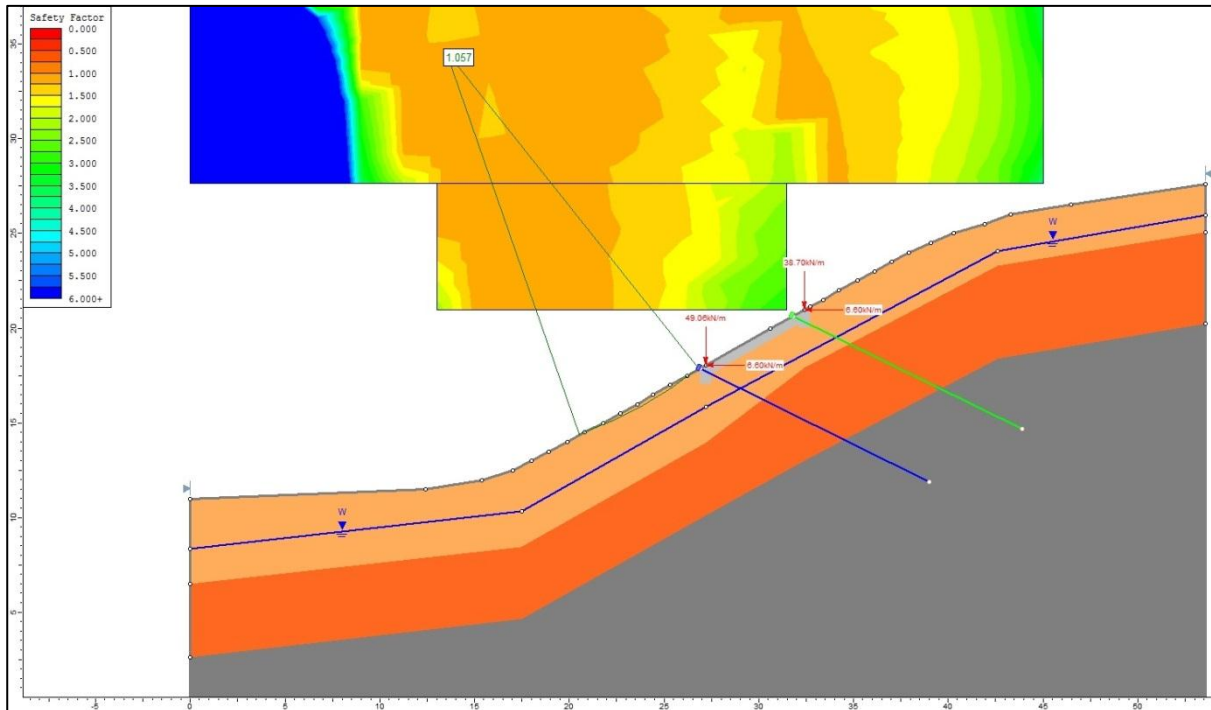
Slika 13 - Izboljšanje lokalne stabilnosti pod objektom in globalne stabilnosti s pomočjo nasipa ($F_{lok} = 0,899$)

5.2 STABILNOSTNA ANALIZA – KRITIČNI VODOSTAJ

Kot je bilo omenjeno v točki 3.4.2, je potrebno na kritični vodostaj in računske parametre zemljin zagotoviti stabilnost pobočja samega in ko je na njem zgrajen objekt. Zagotoviti pa je potrebno tudi stabilnost ob pojavu potresa. Pri takšnem nivoju vode je potrebno bistveno večje število geotehničnih ukrepov, v tem primeru sider.

5.2.1 UKREPI OB UPOŠTEVANJU SAMO STATIČNE OBTEŽBE

Ob nanosu samo statične obtežbe na temeljno konstrukcijo v času kritičnega vodostaja je za globalno stabilnost potrebnih 6 sider na spodnjem temelju (modra sidra) in 5 sider na zgornjem temelju (zelena sidra). S tem je zagotovljena tako lokalna, kot tudi globalna stabilnost, saj je varnostni količnik najbolj kritične drsine večji od 1. Spodaj (Slika 14) je prikazana najbolj kritična drsina na pobočju in sicer je to plitva lokalna krožna drsina.

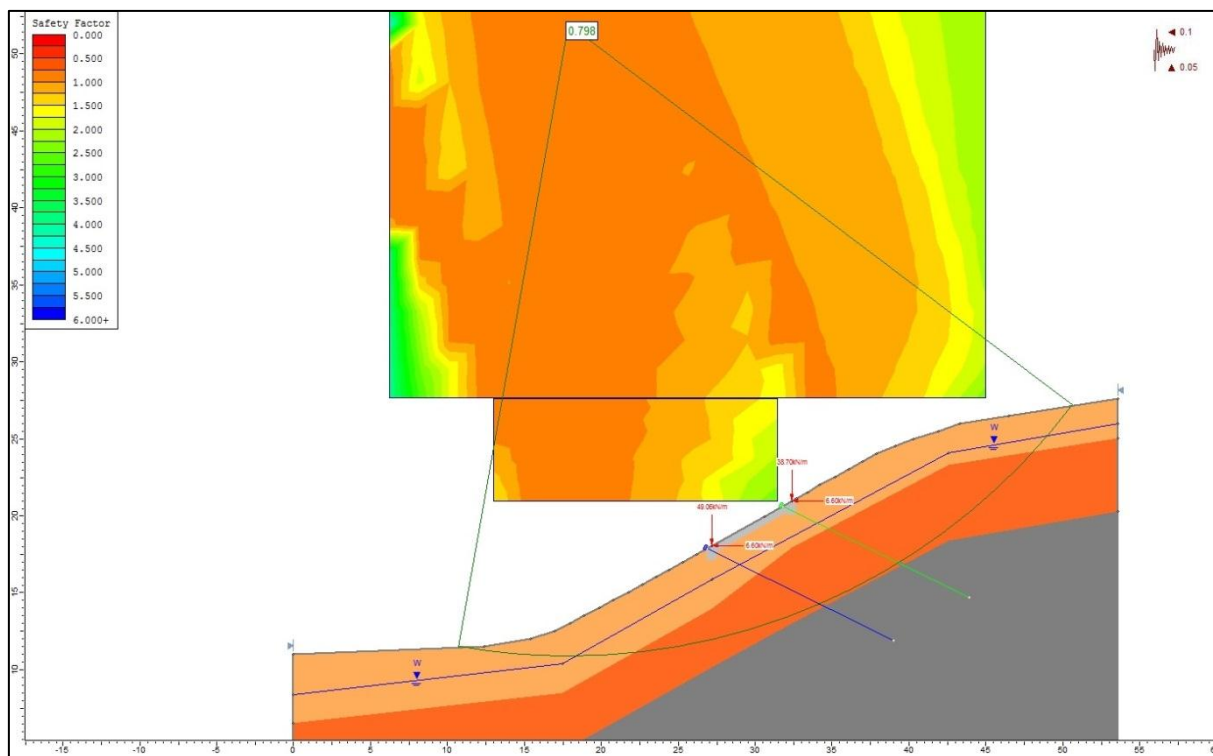


Slika 14 - Zagotovljena globalna in lokalna stabilnost ob statični obtežbi ($F_{lok} = 1,057$)

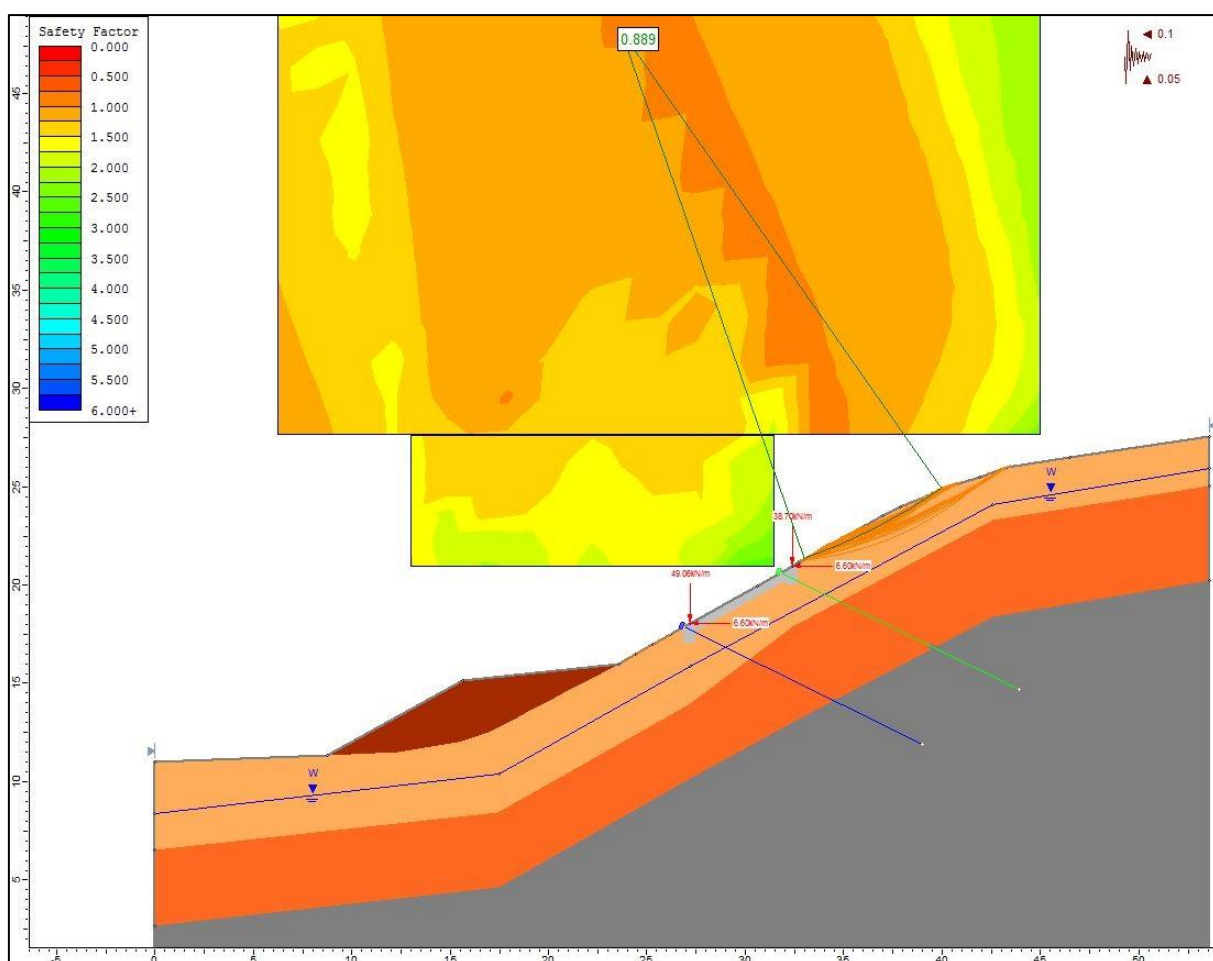
5.2.2 UPOŠTEVANJE STATIČNE IN POTRESNE OBTEŽBE

Pri enakem številu geotehničnih sider, kot jih je bilo uporabljenih pri zagotavljanju stabilnosti celotnega pobočja v točki 5.2.1, ko je bila upoštevana le statična obtežba objekta, je pobočje ob upoštevanju potresne obtežbe še vedno globalno nestabilno. Varnostni količnik globalne stabilnosti je v tem primeru 0,798, kar je definirano z najmanj stabilno krožno drsino ([Slika 15](#)).

Ker bi zadostno varnost zagotovilo šele zelo veliko število sider, se za dodatni geotehnični ukrep ob vznožju pobočja zgradi nasip, ki služi kot protiutež na dnu drsin s kritičnim varnostnim količnikom manjšim od 1. Ta nasip je nekoliko večji, kot v točki 5.1.1, kjer je bilo potrebno zagotoviti le stabilnost potencialnih plitvih drsin, ki bi se pojavile pod objektom. Spodaj so prikazane krožne drsine ([Slika 15](#)), ki imajo varnost manjšo od 1. Ker so le-te lokalne in plitve, ter zaradi lokacije nad hišo nimajo bistvenega vpliva na globalno varnost objekta, se ne izvede posebnih geotehničnih ukrepov.



Slika 15 - Analiza globalne stabilnosti pri statični in potresni obtežbi z upoštevanjem brane in sider ($F_{glob} = 0,798$)



Slika 16 - Zagotovitev globalne stabilnosti z dodatnim nasipom ob vznožju pobočja ($F_{lok} = 0,889$)

5.3 RAČUN POSEDKOV IZ SPT MERITEV

Za izračun vertikalnih posedkov temelja je predhodno potrebo poznati geometrijske karakteristike temelja in celotno računsko obremenitev skupaj z vsemi vplivi ([Preglednica 3](#)). Izračunati je potrebno še obtežbo, ki jo temelj prenaša v temeljna tla in efektivni tlak na koti temelja pred gradnjo ([Preglednica 4](#)). [9]

Preglednica 3 - Podatki za račun posedkov

SPODNJI TEMELJ		
PODATKI		
G_{brana}	19,5	kN/m
$V_{d,reakcije}$	49,06	kN/m
$F_{v, d, sidra}$	82,19	kN/m
$\Sigma V_{d,vertikalno}$	150,75	kN/m
B	0,6	m
L	20	m
H	0,9	m

Preglednica 4 - Pritiski na spodnji temelj

PRITISKI IN PRENOS OBTEŽBE NA TEMELJNA TLA		
q	251,25	kPa
u	0	kPa
q'	251,25	kPa
σ'_{vo}	16,65	kPa

q' - obtežba, ki jo temelj prenaša v temeljna tla
 σ'_{vo} - efektivni tlak na koti temelja pred gradnjo

Izračun posedkov se izvede po uveljavljenem empiričnem postopku Burlanda in Burbidgea, kjer je potrebno upoštevati korigirano število $N_{kor, BB}$ merodajnih vrednosti N_{60} pod koto temelja ([Preglednica 5](#)).

Preglednica 5 - Račun korigiranega števila udarcev (Burland & Burbidge)

slaj	z [m]	N_{60}	λ	Cs	Ce	N_{kor}
GC	2	30,3	0,75	1	1,281	29,11
GC	5	16,0	0,95	1	1,281	19,45
tuf	9	222,7	1	1	1,281	285,28
$N_{kor, BB}$						24,28

Posedek takoj po izgradnji ($s_{i,t=0}$) in po pretečenih 30 letih ($s_{i,t=30}$) se z uporabo oblikovne in časovne korekcije izračuna po spodnjem postopku ([Preglednica 6](#)).

$$I_c = 1,71 / N^{1,4}$$

$$f_s = \left(\frac{1,25L / B}{L / B + 0,25} \right)^2$$

$$f_t = 1 + R_3 + R_t \log(t / 3)$$

$$s_i = (q' - 2 / 3 \sigma'_{vo}) B^{0,7} I_c$$

$$s_{i,t} = s_i \cdot f_s \cdot f_t$$

Preglednica 6 - Račun posedka spodnjega temelja

POSEDEK SPODNJEGA TEMELJA		
I_c	0,02	mm
f_s	1,54	
f_t	1,50	
s_i	3,30	
$s_{i,t=0}$	5,08	
$s_{i,t=30}$	7,63	

5.4 RAČUN TOGOSTI ZEMLJINE

Togost zemljine je potreben podatek za določitev togosti vzmeti, ki se jih uporabi pri podpiranju modela temeljne brane v programu SAP2000 (Slika 17), s katerim se izvede notranje statične količine, potrebne za dimenzioniranje mehke armature.

Vertikalno togost zemljine se določi po enačbi $K = \frac{q [kN / m^2]}{s \cdot m}$, za horizontalne togosti pa

predpostavimo, da je ta enaka polovici vertikalne togosti. Po določitvi togosti zemljine, je le to potrebno razporediti po kontaktni površini temelja in zemljine in nato še na število vzmeti, uporabljenih pri podpiranju modela (Preglednica 7).

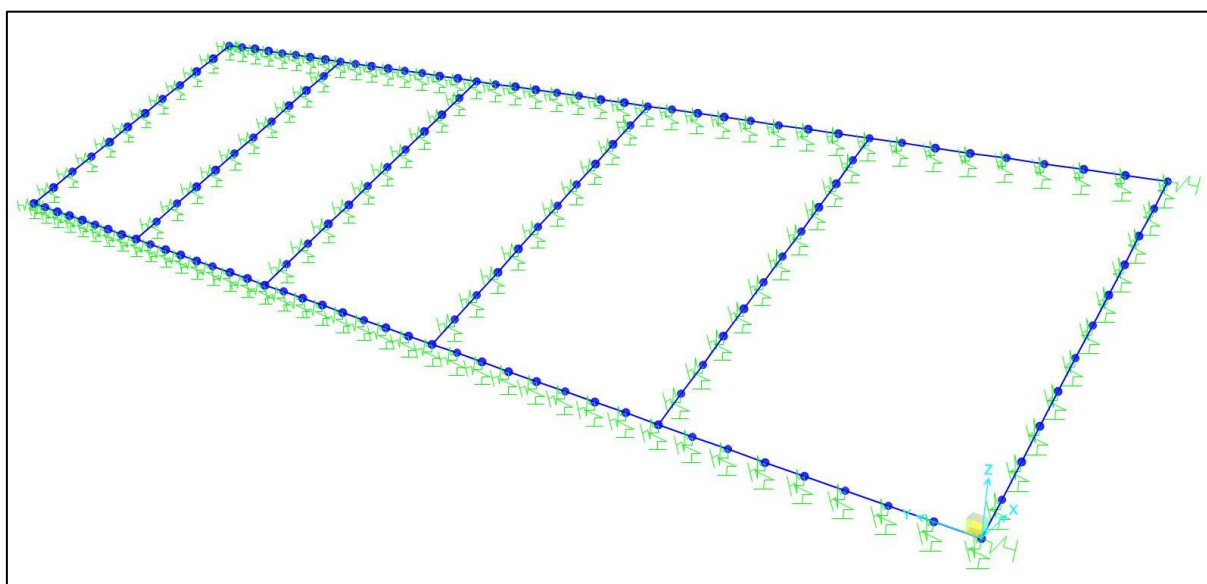
Preglednica 7 - Račun togosti vzmeti za spodnji temelj

TOGOSTI ZEMLJINE, SPODAJ			TOGOSTI NA POVRŠINO, SPODNJI TEMELJ			TOGOSTI VZMETI, SPODNJI TEMELJ		
$K_{vert, t=0}$	49,4	MN/m ³	$K_{vert, t=30}$	395,4	MN/m	$K_{vert, t=30}$	9,6	MN/m
$K_{vert, t=30}$	32,9	MN/m ³	$K_{x, t=30}$	263,6	MN/m	$K_{x, t=30}$	6,4	MN/m
$K_{x, t=30}$	16,5	MN/m ³	$K_{y, t=30}$	9,4	MN/m	$K_{y, t=30}$	4,7	MN/m
$K_{y, t=30}$	16,5	MN/m ³						

Togosti vzmeti za podpiranje zgornjega pasovnega temelja so enake kot za spodnji temelj. Povezovalne grede temeljne brane podpremo le v vertikalni smeri in za to smer določimo togosti vzmeti po enakem postopku kot za pasovni temelj (Preglednica 8).

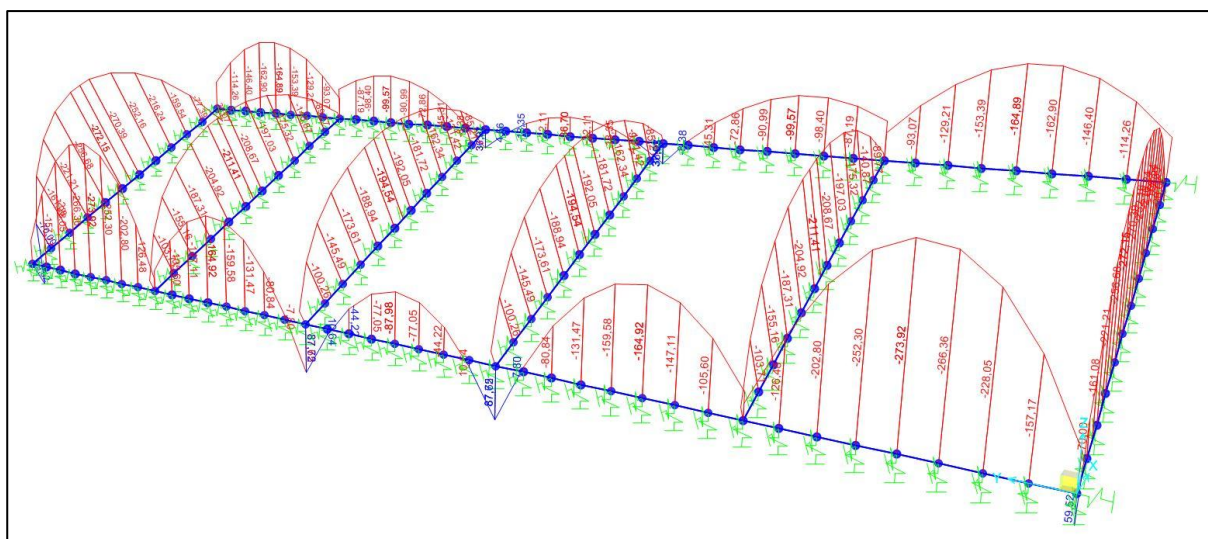
Preglednica 8 - Račun togosti vzmeti za povezovalno gredo

TOGOST NA POVRŠINO, GREDA			TOGOST VZMETI, GREDA		
$K_{vert, t=30}$	587,1	MN/m	$K_{vert, t=30}$	9,8	MN/m



Slika 17 - Model brane podprte z vzmetmi

5.5 DIMENZIONIRANJE ARMATURE V BRANI



Slika 18 - Potek upogibnih momentov v temeljni brani [kNm]

Uporabljen material:

Jeklo S500	$f_{yk} = 50 \text{ kN/cm}^2$	$f_{yd} = 43,48 \text{ kN/cm}^2$
Beton C30/37	$f_{ck} = 3,0 \text{ kN/cm}^2$	$f_{cd} = 2,0 \text{ kN/cm}^2$ $f_{ctm} = 0,29 \text{ kN/cm}^2$

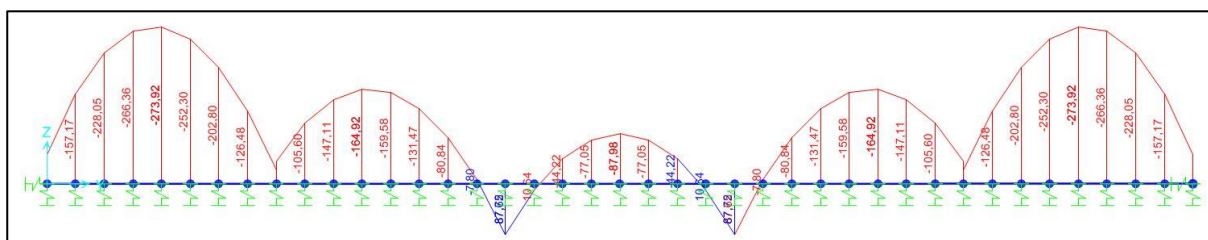
5.5.1 NATEZNA ARMATURA PASOVNIH TEMELJEV

Dimenzije prečnega prereza spodnjega in zgornjega pasovnega temelja:

$$b = 60 \text{ cm} \quad h = 80 \text{ cm} \quad a = 5 \text{ cm (krovni sloj betona)} \quad d = 80 - 5 = 75 \text{ cm}$$

$$A_{s,\min} = \max \left\{ \frac{0,26 f_{ctm}}{f_{yk}} b_l d; 0,0013 b_l d \right\} = \max 6,79; 5,85 = 6,79 \text{ cm}^2$$

Na osnovi upogibnih momentov (Slika 19) v spodnjem temelju, ki so v absolutnem smislu večji in s tem bolj kritični od tistih v zgornjem temelju, se določi armaturo za oba pasovna temelja.



Slika 19 - Upogibni momenti v spodnjem pasovnem temelju

Določitev spodnje natezne armature A_{s1} [8]

$$M_{Ed,\max} = 87,72 \text{ kNm} \quad N_{Ed,\text{pripr}} = 53,07 \text{ kN}$$

$$M_{Eds1} = M_{Ed} + N_{Ed,\text{pripr}} \cdot z_s = 86,41 + 53,07 \cdot 0,35 = 105,0 \text{ kNm}$$

$$k_d = \frac{M_{Eds1}}{f_{cd} \cdot b \cdot d^2} = \frac{105,0 \cdot 100}{2 \cdot 60 \cdot 75^2} = 0,015$$

Izberem mejne deformacije $\varepsilon_s / -\varepsilon_1 = 10 / -3,5\text{‰} \rightarrow k_{d,dej} = 0,187 \quad k_s = 1,121$

$$A_{s1} = k_s \frac{M_{Eds}}{d \cdot f_{yd}} + \frac{N_{Ed}}{f_{yd}} = 1,121 \frac{105 \cdot 100}{75 \cdot 43,48} + \frac{53,07}{43,48} = 4,83 \text{ cm}^2 \leq A_{s,min}$$

Izberemo armaturne palice 6 $\phi 12 \text{ mm}$, $A_{s1,dej} = 6,79 \text{ cm}^2$

Določitev zgornje natezne armature A_{s2} [8]

$$M_{Ed,min} = -273,92 \text{ kNm} \quad N_{Ed,prp} = 40,45 \text{ kN}$$

$$M_{Eds2} = M_{Ed} + N_{Ed,prp} \cdot z_s = 273,92 + 40,45 \cdot 0,35 = 288,1 \text{ kNm}$$

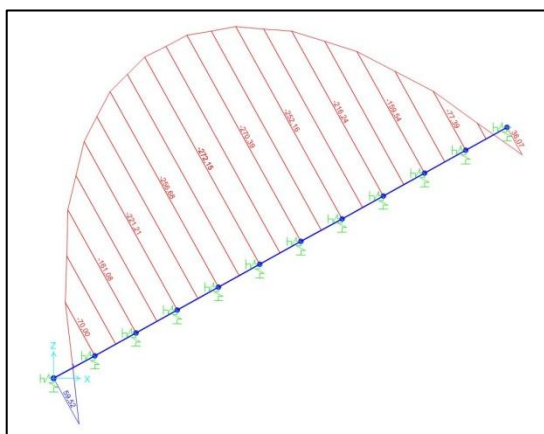
$$k_d = \frac{M_{Eds}}{f_{cd} \cdot b \cdot d^2} = \frac{288,1 \cdot 100}{2 \cdot 60 \cdot 75^2} = 0,043$$

Izberemo mejne deformacije $\varepsilon_s / -\varepsilon_1 = 10 / -3,5\text{‰} \rightarrow k_{d,dej} = 0,187 \quad k_s = 1,121$

$$A_{s2} = k_s \frac{M_{Eds}}{d \cdot f_{yd}} + \frac{N_{Ed}}{f_{yd}} = 1,121 \frac{288,1 \cdot 100}{75 \cdot 43,48} + \frac{40,45}{43,48} = 10,83 \text{ cm}^2 \geq A_{s,min}$$

Izberemo armaturne palice 5 $\phi 18 \text{ mm}$, $A_{s2,dej} = 12,72 \text{ cm}^2$

5.5.2 DOLOČITEV NATEZNE ARMATURE V POVEZOVALNI GREDI



Slika 20 - Greda z absolutno največjim upogibnim momentom

Dimenzije prečnega prereza povezovalne grede:

$$b = 50 \text{ cm} \quad h = 50 \text{ cm} \quad a = 5 \text{ cm (krovni sloj betona)} \quad d = 50 - 5 = 45 \text{ cm}$$

$$A_{s,min} = \max \left\{ \frac{0,26 f_{ctm}}{f_{yk}} b_t d; 0,0013 b_t d \right\} = \max \{ 3,4; 2,9 \} = 3,4 \text{ cm}^2$$

Določitev spodnje natezne armature A_{s1} [8]:

$$M_{Ed,max} = 59,52 \text{ kNm} \quad N_{Ed,prp} = -122,01 \text{ kN}$$

$$M_{Eds1} = M_{Ed} + N_{Ed,prp} \cdot z_s = 59,52 - 122,01 \cdot 0,2 = 35,1 \text{ kNm}$$

$$k_d = \frac{M_{Eds}}{f_{cd} \cdot b \cdot d^2} = \frac{35,1 \cdot 100}{2 \cdot 50 \cdot 45^2} = 0,017$$

Izberemo mejne deformacije $\varepsilon_s / -\varepsilon_1 = 10 / -3,5\text{‰} \rightarrow k_{d,dej} = 0,187 \quad k_s = 1,121$

$$A_{s1} = k_s \frac{M_{Eds}}{d \cdot f_{yd}} + \frac{N_{Ed}}{f_{yd}} = 1,121 \frac{35,1 \cdot 100}{45 \cdot 43,48} - \frac{122,01}{43,48} = -0,8 \text{ cm}^2 \leq A_{s,\min}$$

Izberemo armaturne palice 6 $\phi 12 \text{ mm}$, $A_{s1,dej} = 6,79 \text{ cm}^2$

Določitev zgornje natezne armature A_{s2} [8]

$$M_{Ed,\min} = -272,15 \text{ kNm} \quad N_{Ed,prp} = -7,28 \text{ kN}$$

$$M_{Eds2} = M_{Ed} + N_{Ed,prp} \cdot z_s = 272,15 - 7,28 \cdot 0,2 = 270,7 \text{ kNm}$$

$$k_d = \frac{M_{Eds}}{f_{cd} \cdot b \cdot d^2} = \frac{270,7 \cdot 100}{2 \cdot 50 \cdot 45^2} = 0,133$$

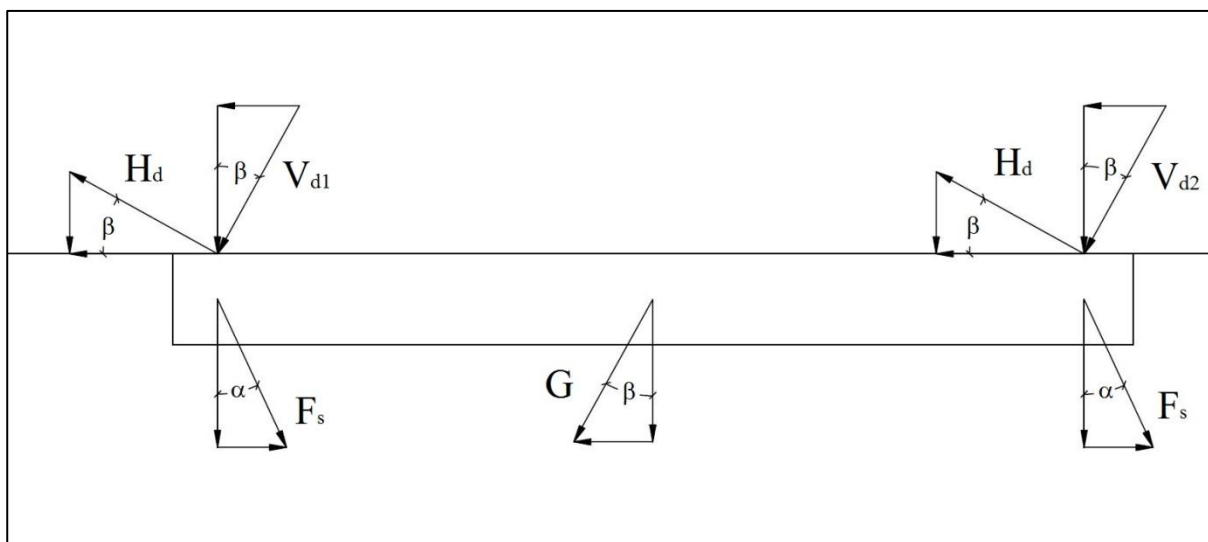
Izberemo mejne deformacije $\varepsilon_s / -\varepsilon_1 = 10 / -3,5\text{‰} \rightarrow k_{d,dej} = 0,187 \quad k_s = 1,121$

$$A_{s2} = k_s \frac{M_{Eds}}{d \cdot f_{yd}} + \frac{N_{Ed}}{f_{yd}} = 1,121 \frac{270,7 \cdot 100}{45 \cdot 43,48} - \frac{7,28}{43,48} = 15,3 \text{ cm}^2 \geq A_{s,\min}$$

Izberemo armaturne palice 5 $\phi 20 \text{ mm}$, $A_{s2,dej} = 15,71 \text{ cm}^2$

5.6 KONTROLA ZDRSA IN NOSILNOSTI TEMELJNE BRANE

Vpelje se poenostavitev, pri kateri se temeljna brana obravnava kot temeljna plošča, sile pa se razstavi na normalno in vzporedno komponento glede na naklon pobočja. Zdaj obravnavamo brano, kakor da leži na ravnem terenu ([Slika 21](#)).



Slika 21 - Brana kot vodoravna temeljna plošča

$$V_{d1} = 49,06 \text{ kN/m}$$

$$\alpha = 34^\circ$$

$$V_{d2} = 38,7 \text{ kN/m}$$

$$\beta = 29^\circ$$

$$H_d = 6,6 \text{ kN/m}$$

$$G = 19,5 \text{ kN/m}$$

$$F_s = 187,5 \text{ kN/m}$$

5.6.1 KONTROLA ZDRSA

Zaradi velike horizontalne obremenitve temeljne konstrukcije, ki jo povzročijo prednapeta geotehnična sidra, je potrebno preveriti, da ne pride do zdrsa, kar pomeni, da mora biti vsota horizontalnih sil manjša od trenjske sile na stiku med brano in zemljino ($E_d \leq T_d$) [3].

$$E_d = 1,35 \cdot 2 \cdot F_s \cdot \sin \alpha - (V_{d1} + V_{d2}) \cdot \sin \beta - 2 \cdot H_d \cdot \cos \beta - 1,0 \cdot G \cdot \sin \beta$$

$$E_d = 1,35 \cdot 2 \cdot 187,5 \cdot \sin 35 - (49,06 + 38,7) \cdot \sin 29 - 2 \cdot 6,6 \cdot \cos 29 - 1,0 \cdot 19,5 \cdot \sin 29$$

$$E_d = 226,83 \text{ kN/m}$$

$$N_d = (V_{d1} + V_{d2}) \cdot \cos \beta + 2 \cdot H_d \cdot \sin \beta + G \cdot 1,0 \cdot \sin \beta + 1,35 \cdot 2 \cdot F_s \cdot \cos \alpha$$

$$N_d = (49,06 + 38,7) \cdot \cos 29 + 2 \cdot 6,6 \cdot \sin 29 + 19,5 \cdot 1,0 \cdot \sin 29 + 1,35 \cdot 2 \cdot F_s \cdot \cos 35$$

$$N_d = 507,31 \text{ kN/m}$$

$$\delta = \varphi_1 = 34,7^\circ$$

$$T_d = \frac{N_d \cdot \operatorname{tg} \delta}{\gamma_{G,H}} = \frac{507,31 \cdot \operatorname{tg} 34,7}{1,1} = 319,34 \text{ kN/m}$$

$$E_d = 226,83 \text{ kN/m} \leq T_d = 319,34 \text{ kN/m} \rightarrow \text{Do zdrsa ne pride.}$$

5.6.2 KONTROLA NOSILNOSTI

Na podlagi poenostavitve iz točke 5.6.1 se uporabi enačbe za račun nosilnosti po EC7, ki veljajo le za raven teren. Kontrola nosilnosti je izvedena spodaj (Preglednica 9).

Preglednica 9 - Račun nosilnosti brane, obravnavane kot plošča [3]

BRANA KOT PLOŠČA			KOREKCIJSKI FAKTORJI			
PODATKI			N_q	32,081	i_q	0,327
$\sum V_d$	512,3	kN/m	N_c	44,886	i_c	0,305
$\sum H_d$	219,5	kN/m	N_y	43,043	i_y	0,187
$B/\cos(29^\circ)$	6,6	m	s_q	1,188	b_y	1
L	20	m	s_c	1,194	b_q	1
A	132	m ²	s_y	0,901	b_c	1
φ	34,7	°	NOSILNOST			
D	0,5	m	R_d/A	397,8	kPa	
γ	18,5	kN/m ³	$R_d/A * B$	2625,7	kN/m	$V_d > R/A * B$
q	9,25	kPa	V_d	512,3	kN/m	

Iz zgornje preglednice je razvidno, da je odpor zemljine veliko večji od obremenitve, kar pomeni, da temeljna tla prenesejo računsko obremenitev.

6 SIDRANA PILOTNA STENA Z DODATNO VRSTO PILOTOV

Pilotna stena z dodatno vrsto pilotov v tem primeru služi kot ukrep za boljšo stabilnost pobočja. Pilotna stena je dolga je 20 m, kar je enako dolžini objekta, in jo sestavljajo piloti dolžine 9,27 m in premera 50 cm, katerih število in medsebojni razmik je odvisen od neugodnih zunanjih vplivov na stabilnost pobočja. Piloti, ki sestavljajo pilotno steno, so na vrhu med seboj povezani z armirano betonsko gredo, ki je s tremi sidri pod kotom 20° glede na horizontalo sidrana v kamninsko podlago. Tip sidra je predstavljen v poglavju 4.1, le da je v tem primeru eno dolgo 15,5 m.

Dodatna vrsta pilotov, s katero je pilotna stena povezana preko treh gred, daje kompletni temeljni konstrukciji zadostno togost in homogenost, ki sta potrebni, da ne pride do deformacije objekta.

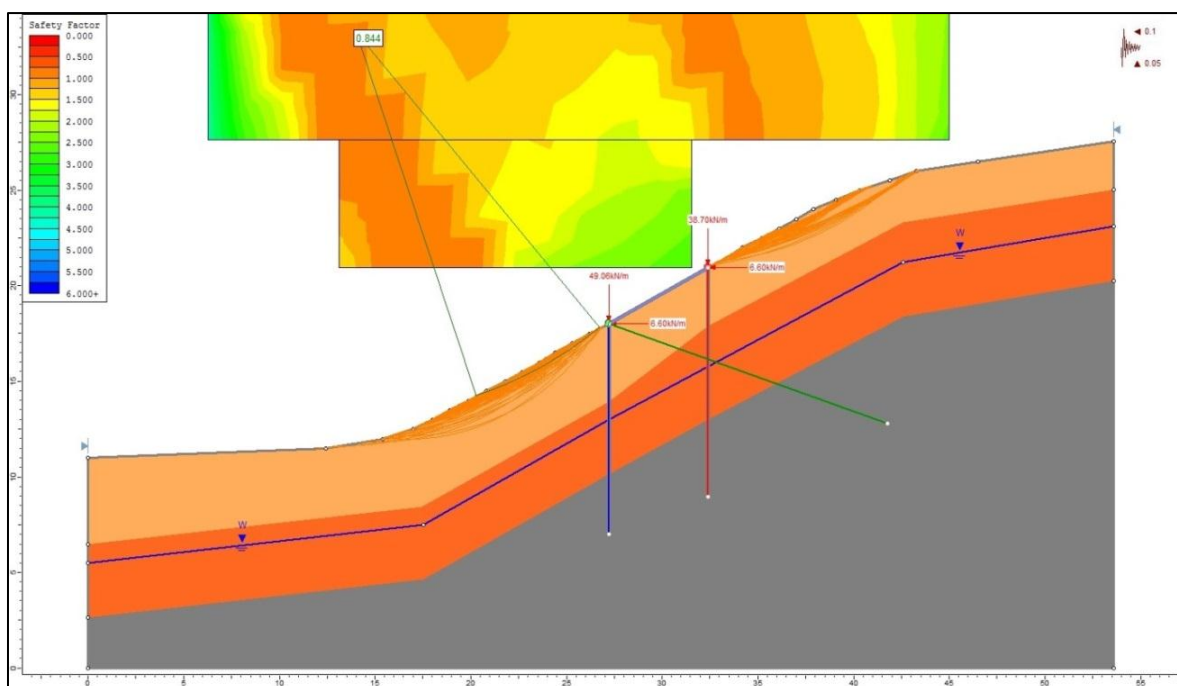
V naslednjih podpoglavjih je na slikah stabilnostnih analiz pilotna stena obarvana modro, dodatna vrsta pilotov rdeče, sidra so rjava in povezovalne grede so vijoličaste.

6.1 STABILNOSTNA ANALIZA – OCENJEN POVPREČNI VODOSTAJ

Iz točke 3.4.1 je razvidno, da je teren pri ocenjenem povprečnem vodostaju že dovolj varen glede na zahteve EC7. Tudi pri vplivu samo statične obtežbe je varnost še vedno večja od 1. Večji problem sproži potres, saj ob takšnem vodostaju pride do nevarnosti plazenja pobočja.

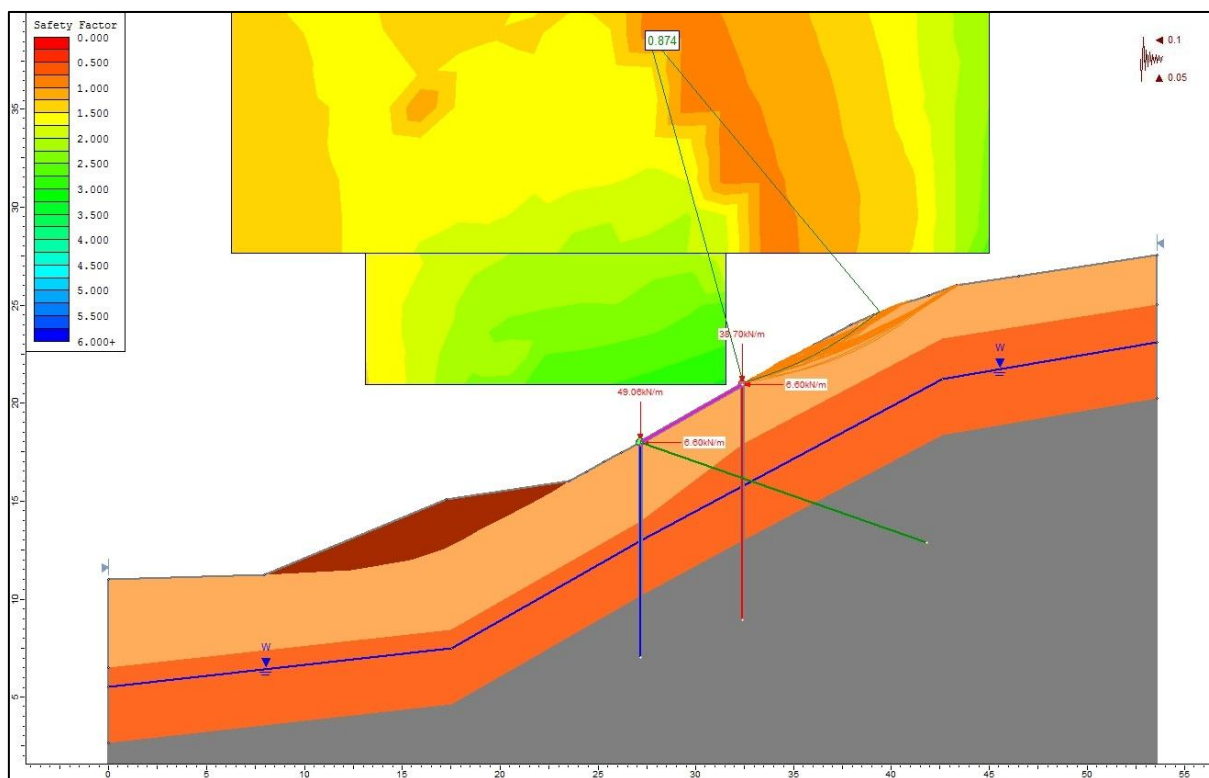
6.1.1 UKREPI OB UPOŠTEVANJU STATIČNE IN POTRESNE OBTEŽBE

Pri ocenjenem povprečnem vodostaju in vplivu statične ter potresne obtežbe na temeljno konstrukcijo za zagotavljanje globalne stabilnosti potrebujemo sidrano pilotno steno, katere piloti so na medsebojni oddaljenosti 2 m, ter dodatno vrsto treh pilotov na medsebojni oddaljenosti 10 m, kot je prikazano spodaj (Slika 22).



Slika 22 - Zagotavljanje globalne stabilnosti s sidrano pilotno steno in dodatno vrsto pilotov ($F_{lok} = 0,844$)

Globalna stabilnost je tako zagotovljena, pojavijo pa se potencialne plitve lokalne drsine, pod objektom in nad objektom, ki imajo varnostni količnik manjši od 1. Nad objektom to ni kritično, saj na tem območju ni ničesar in ne povzroča večje nevarnosti za objekt. Večji problem so potencialne drsine, ki se pojavijo pod objektom, katerih večjo stabilnost moramo zagotoviti z dodatnimi ukrepi (Slika 23).



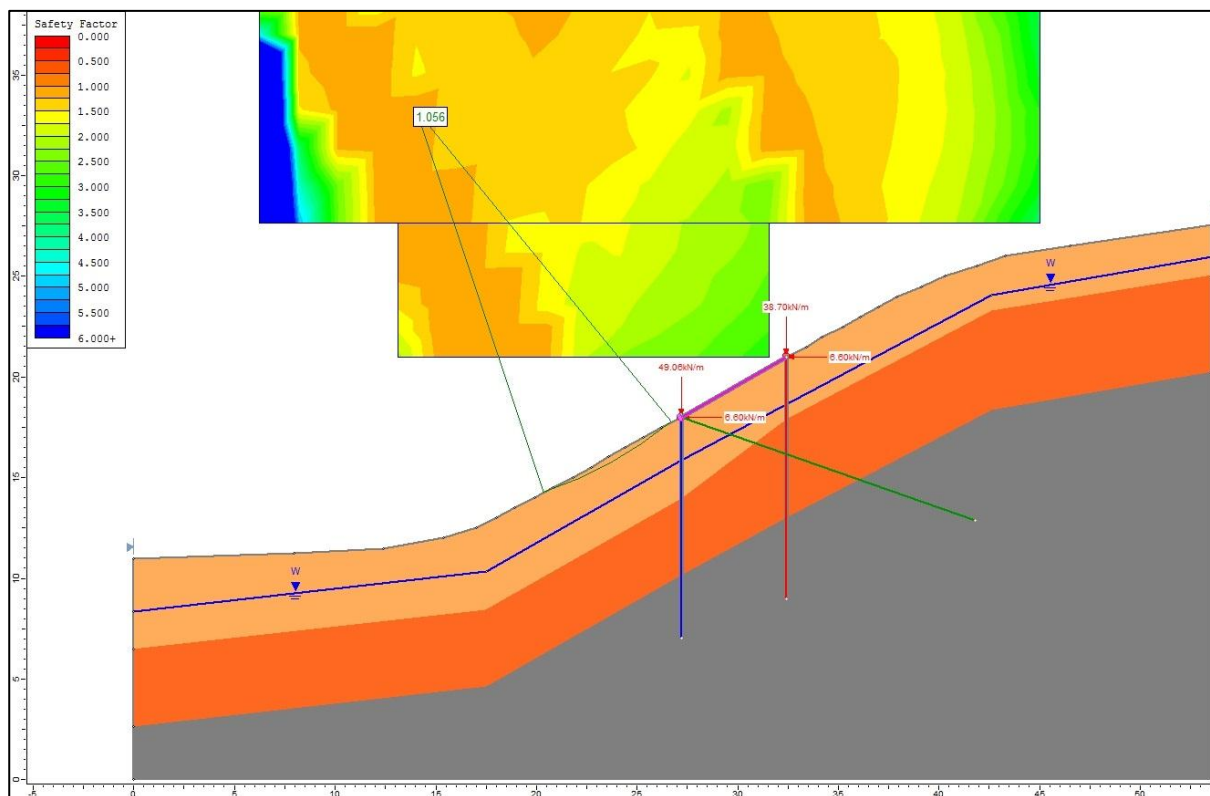
Slika 23 - Izboljšanje lokalne stabilnosti pod objektom s pomočjo nasipa ($F_{lok} = 0,874$)

6.2 STABILNOSTNA ANALIZA – KRITIČNI VODOSTAJ

Pri stabilnostni analizi terena ob nastopu kritičnega vodostaja so uporabljeni računski parametri zemljine in relief terena iz točke 3.4.2. Zagotoviti pa je potrebno tudi stabilnost ob pojavu potresa. Pri takšnem nivoju vode je potrebno bistveno večje število geotehničnih ukrepov.

6.2.1 UKREPI OB UPOŠTEVANJU SAMO STATIČNE OBTEŽBE

Ob nanosu samo statične obtežbe na temeljno konstrukcijo v času kritičnega vodostaja je za globalno stabilnost potrebna sidrana pilotna stena (na slikah modra), iz pilotov, katerih medsebojni razmik je 2 m in dodatne vrste treh pilotov (na slikah rdeči) na medsebojni razdalji 10 m. S tem je zagotovljena tako lokalna, kot tudi globalna stabilnost, saj je varnostni količnik najbolj kritične drsine večji od 1, kar je prikazano v nadaljevanju (Slika 24).



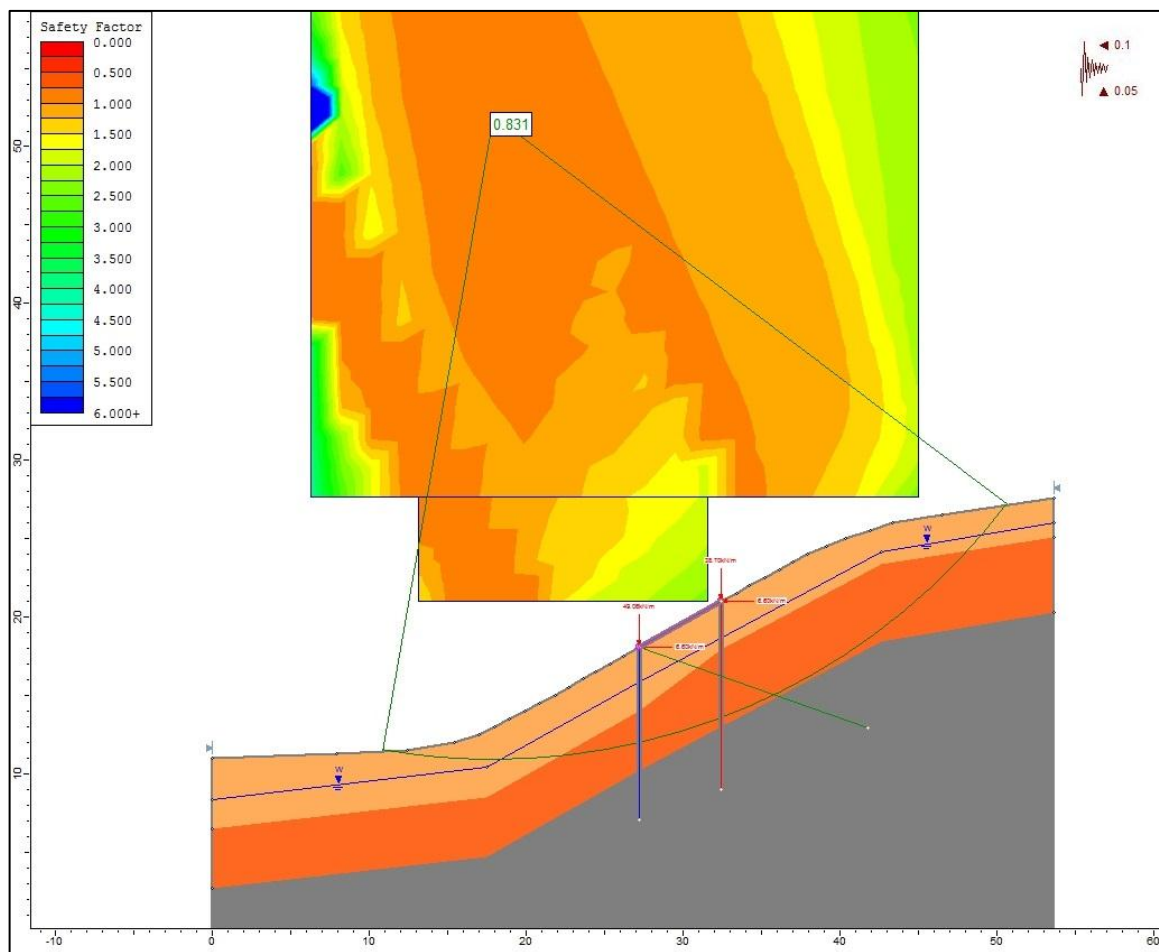
Slika 24 - Zagotovitev stabilnosti na kritični vodostaj s pilotno steno in dodatno vrsto pilotov ($F_{lok} = 1,056$)

6.2.2 UPOŠTEVANJE STATIČNE IN POTRESNE OBTEŽBE

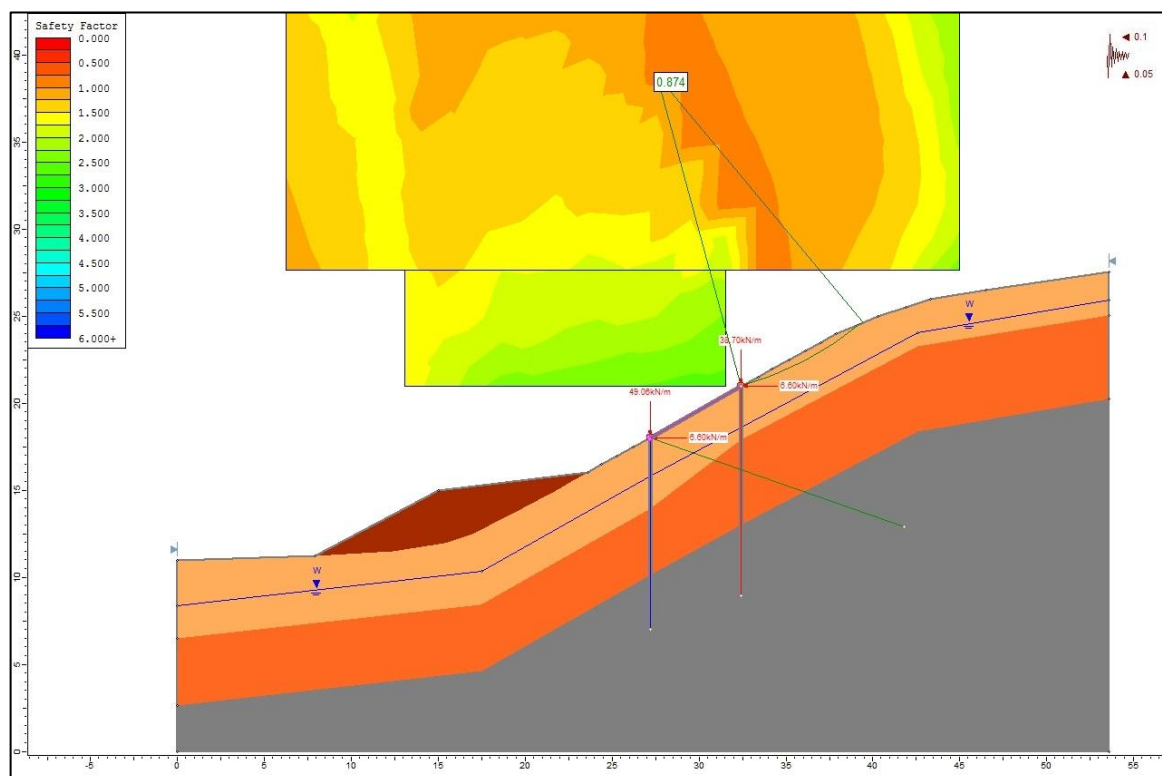
Pri upoštevanju dodatnega delovanja potresne obtežbe ostane pilotna stena enaka kot v točki 6.2.1, potrebno pa je zgostiti pilote v dodatni vrsti. Teh je sedaj 5 in so na medsebojni razdalji 5 m. Kljub zgostitvi dodatne vrste pilotov je pobočje glede na predpisano varnost po EC 7 ob upoštevanju potresne obtežbe še vedno globalno nestabilno. Varnostni količnik globalne stabilnosti je v tem primeru 0,831, kar je definirano z najmanj stabilno krožno drsino (Slika 25).

Ker bi bila zadostna globalna varnost zagotovljena šele pri veliko večjem številu pilotov tako v pilotni steni kot v dodatni vrsti, se za dodatni geotehnični ukrep ob vznožju pobočja zgradi nasip, ki deluje kot protiutež na dnu drsin, katerih varnostni količnik je manjši od 1. Ta ukrep je tudi ugodnejši iz finančnega vidika, saj se lahko za nasipni material uporabi material iz vrtin, namenjenih vgradnji pilotne stene in dodatne vrste pilotov.

Krožne drsine, ki imajo varnost manjšo od 1 in se pojavijo le nad hišo (Slika 26), so lokalne, zato nimajo bistvenega vpliva na varnost objekta in se zaradi le-teh ne izvede posebnih geotehničnih ukrepov. Globalnih drsin, ki bi posegale v temeljno konstrukcijo objekta in bi imele varnost manjšo od 1, ni, kar pomeni, da je objektu zagotovljena varnost, ki jo predpisuje EC 7.



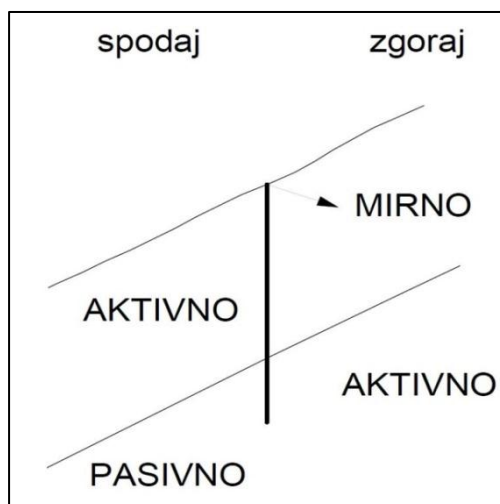
Slika 25 - Stabilnost pobočja z že izvedeno pilotno steno in dodatno vrsto pilotov ($F_{glob} = 0,831$)



Slika 26 - Zagotovitev globalne stabilnosti z dodatnim nasipom ($F_{lok} = 0,874$)

6.3 RAČUN ZEMELJSKIH PRITISKOV NA PILOTNO STENO (kritični nivo vode)

Ker ni naloga zagotavljati vertikalno nosilnost ampak stabilnost pobočja, za račun zemeljskih pritiskov pri kritičnem nivoju vode na globini 2,15 m predpostavimo stanje, ki je prikazano na spodnji sliki (Slika 27). V zaledju predpostavimo delovanje mirni pritiskov, na spodnji strani pa aktivnih pritiskov na pilotno steno.



Slika 27 - Delovanje zemeljskih pritiskov

Izračun zemeljskih pritiskov na pilotno steno na zaledni strani (Preglednica 10) [10]

Mirni zemeljski pritiski v slojih GC

$$k_0 = (1 - \sin \varphi')$$

$$K_0 = k_{0,\beta} (1 + \sin \beta)$$

Aktivni zemeljski pritiski po Rankinovi teoriji mejnih stanj v tufu:

$$K_a = \left(\frac{\cos \beta - \sqrt{\cos^2 \beta - \cos^2 \varphi'}}{\cos^2 \varphi'} \right)$$

$$p_b = \gamma z \cos \beta$$

Preglednica 10 - Račun zgornjih zemeljskih pritiskov na pilotno steno

PRITISKI ZGORAJ														SLOJ
z [m]	γ^*z [kPa]	u [kPa]	γ^*z-u [kPa]	K_0	$K_{0,\beta}$	$-2c\sqrt{k_a}$ [kPa]	p_0 [kPa]	$p_{0,H}$ [kPa]	$p_{0,h+u}$ [kPa]	$p_{0,d}$ [kPa]	$E_{0,h}$ [kN/m]	$e_{0,t}$ [m]	M_0 [kNm/m]	
0	0	0	0	0,43	0,640	0	0	0,00	0,00	0	36,9	1,43	52,9	1
2,15	39,8	0	39,78			0	25,44	25,44	25,44	34,34				
4,00	74,0	18,50	55,50			0	35,49	35,49	53,99	72,89				
4,00	74,0	18,50	55,50	0,46	0,689	0	38,25	38,25	56,75	76,61	445,7	6,12	2727,5	2
7,80	144,3	56,50	87,80			0	60,51	60,51	117,01	157,97				
Σ											431,0	5,28	2274,1	
z [m]	γ^*z [kPa]	u [kPa]	γ^*z-u [kPa]	p_b [kPa]	K_a	$-2c\sqrt{k_a}$ [kPa]	p_a [kPa]	$p_{a,h}$ [kPa]	$p_{a,h+u}$ [kPa]	$p_{a,d}$ [kPa]	$E_{a,h}$ [kN/m]	$e_{a,t}$ [m]	M_a [kNm/m]	TUF
7,80	144,3	56,50	87,80	76,79	0,275	-31,46	-10,35	-9,05	47,45	64,06	112,7	8,58	966,8	
9,27	178,1	71,20	106,9	93,51		-31,46	-5,75	-5,03	66,17	89,33				

Izračun zemeljskih pritiskov na pilotno steno na spodnji strani (Preglednica 11) [10]

Aktivni zemeljski pritiski v z upoštevanjem Coulombovega količnika zemeljskih pritiskov GC

$$K_A = \frac{\cos^2(\varphi - \alpha)}{\cos^2 \alpha \cdot \cos(\alpha + \delta) \cdot \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\delta + \varphi) \sin(\varphi - \delta)}{\cos(\alpha + \delta) \cos(\alpha - \beta)}} \right]^2}$$

Pasivni zemeljski pritiski po Rankinovi teoriji mejnih stanj v tufu:

$$K_p = \left(\frac{\cos \beta + \sqrt{\cos^2 \beta - \cos^2 \varphi'}}{\cos^2 \varphi'} \right)$$

$$p_b = \gamma z \cos \beta$$

Preglednica 11 - Račun spodnjih zemeljskih pritiskov na pilotno steno

PRITISKI SPODAJ														
z [m]	γ^*z [kPa]	u [kPa]	γ^*z-u [kPa]	p_b [kPa]	K_A	$-2c\sqrt{k_a}$ [kPa]	P_a [kPa]	$P_{a,h}$ [kPa]	$P_{a,h+u}$ [kPa]	$P_{a,d}$ [kPa]	$E_{a,h}$ [kN/m]	$e_{a,t}$ [m]	M_a [kNm/m]	SLOJ
0	0	0	0	0,00	0,217	0	0	0,00	0,00	0	6,6	1,43	9,5	1
2,15	39,8	0	39,78			0	8,63	8,63	8,63	6,17	25,9	3,25	84,1	
4,00	74,0	18,50	55,50			0	12,04	12,04	30,54	21,82	147,5	6,17	909,4	
4,00	74,0	18,50	55,50	48,54	0,235	0	13,04	13,04	31,54	22,53	180,0	5,57	1002,9	2
7,80	144,3	56,50	87,80			0	20,63	20,63	77,13	55,10				
Σ											180,0	5,57	1002,9	
z [m]	γ^*z [kPa]	u [kPa]	γ^*z-u [kPa]	p_b [kPa]	K_p	$2c\sqrt{k_p}$ [kPa]	P_p [kPa]	$P_{p,h}$ [kPa]	$P_{p,h+u}$ [kPa]	$P_{p,d}$ [kPa]	$E_{p,h}$ [kN/m]	$e_{p,t}$ [m]	M_p [kNm/m]	TUF
7,80	144,3	56,50	87,80	76,79	3,638	31,46	310,83	271,86	328,36	222,02	358,3	8,56	3065,9	
9,27	178,1	71,20	106,9	93,51		31,46	31,46	371,64	325,04	396,24				

6.4 DOLOČITEV GLOBINE VPETJA PILOTNE STENE IN SIDRNE SILE

Globino vpetja pilotne stene se določi iz momentnega pogoja na koto terena, kjer je tudi prijemališče sidrsne sile. Z iteracijskim postopkom poiščemo potrebno globino vpetja D.

$$\Sigma M : \Sigma(E_L \cdot e_L) - \Sigma(E_D \cdot e_D) = 0$$

$$\Sigma M = 9,5 + 84,1 + 909,4 + 1831,6 - 39,2 - 234,1 - 2020,4 - 569,0 \approx 0 \text{ kNm}$$

$$\Sigma M = 0 \rightarrow D = 1,47 \text{ m}$$

Sidrno silo določimo iz ravnotežja sil v horizontalni smeri.

$$\Sigma E : \Sigma E_L - \Sigma E_D - F_{SH} = 0$$

$$F_{SH} = 27,3 + 73,5 + 330,2 + 68,6 - 6,6 - 25,9 - 147,5 - 221,3 = 156,3 \text{ kN / m}$$

Za določitev horizontalne komponente potrebne sidrne sile moramo sidrno silo, dobljeno na tekoči meter, pomnožiti z dolžino pilotne stene in deliti s številom sider.

$$F_{SH} = \frac{F_{SH} \cdot 20m}{4} = 781,5 \text{ kN / sidro}$$

Sidrna sila:

$$F_s = \frac{F_{SH}}{\cos 20} = \frac{781,5}{\cos 20} = 831,65 \text{ kN / sidro}$$

Vertikalna komponenta sidrne sile.

$$F_{SV} = F_s \cdot \sin 20 = 831,65 \cdot \sin 20 = 284,4 \text{ kN / sidro}$$

$$F_{SV} = \frac{284,4 \cdot 4}{20} = 56,9 \text{ kN / m}$$

6.5 DIMENZIONIRANJE VZDOLŽNE ARMATURE PILOTA

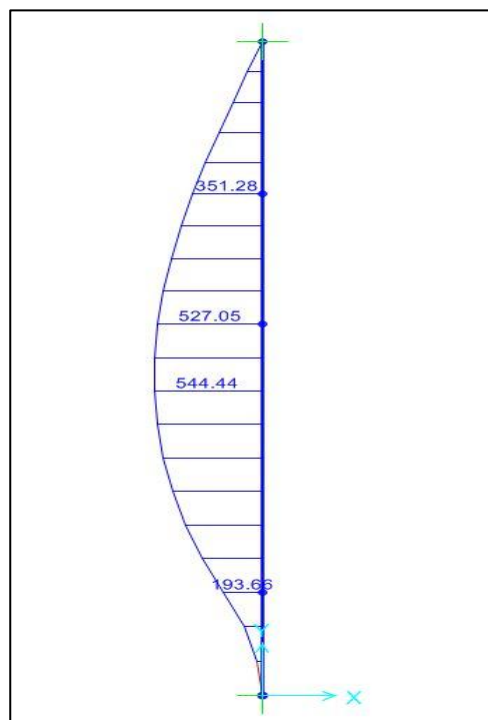
V programu SAP2000 je bila opravljena statična analiza pilotne stene, iz katere razberemo merodajni upogibni moment za dimenzioniranje natezne armature pilota ([Slika 28](#)).

Največji upogibni moment v pilotni steni:

$$|M_{Ed}^{p.s.}| = 544,4 \text{ kNm / m}$$

Potrebujemo največji upogibni moment enega pilota, zato vrednost $M_{Ed}^{p.s.}$ množimo z dolžino pilotne stene in delimo s številom pilotov v pilotni steni:

$$|M_{Ed}| = \frac{544,4 \text{ kNm / m} \cdot 20m}{10} = 1088,8 \text{ kNm}$$



Slika 28 - Potek momentov po pilotni steni

Po enakem postopku določimo tudi osno silo enega pilota:

$$N_{Ed}^{p.s.} = 49,06 + 56,9 = 105,96 \text{ kN / m}$$

$$N_{Ed} = \frac{105,96 \text{ kN / m} \cdot 20m}{10} = 211,92 \text{ kN}$$

Uporabljen material:

Jeklo S500	$f_{yk} = 50 \text{ kN/cm}^2$	$f_{yd} = 43,48 \text{ kN/cm}^2$	
Beton C40/50	$f_{ck} = 3,0 \text{ kN/cm}^2$	$f_{cd} = 2,0 \text{ kN/cm}^2$	$f_{ctm} = 0,35 \text{ kN/cm}^2$

Dimenzije prereza pilota

$\phi = h = 50 \text{ cm}$ $a = d_1 = 5 \text{ cm}$ (krovni sloj betona) $d_1/h \approx 0,1$

Minimalna armatura

$$A_{s,min} = \frac{0,15 \cdot N_{Ed}}{f_{yd}} \geq 0,003 \cdot A_c \rightarrow A_{s,min} = 0,003 \cdot \pi \cdot 50^2 = 23,56 \text{ cm}^2$$

Za dimenzioniranje natezne armature uporabimo interakcijski diagram za okrogli prerez (Slika29)

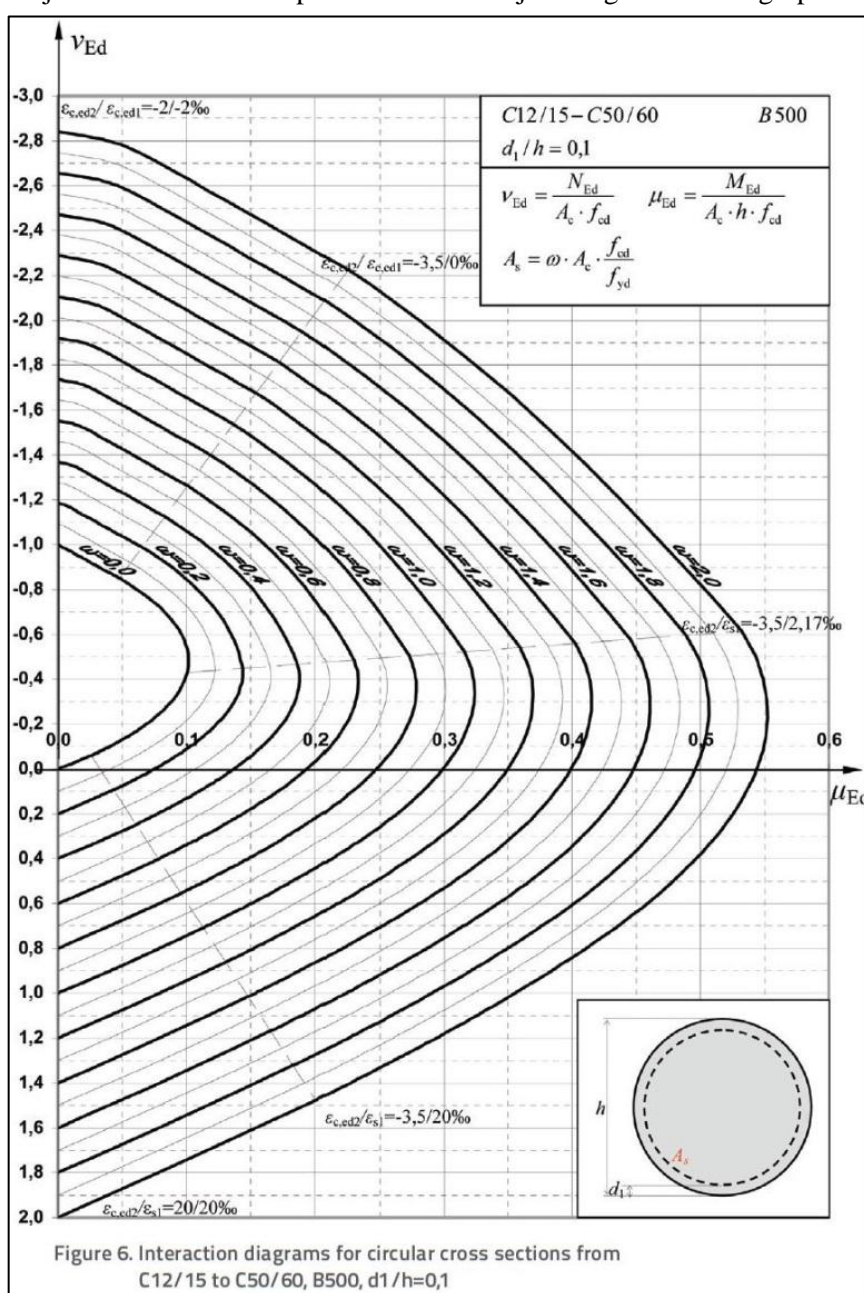


Figure 6. Interaction diagrams for circular cross sections from C12/15 to C50/60, B500, $d_1/h=0,1$

Slika 29 - Interakcijski diagram za okrogli prerez [11]

$$A_c = \pi \cdot r^2 = \pi \cdot 25^2 = 1963,5 \text{ cm}^2$$

$$\nu_{Ed} = \frac{N_{Ed}}{A_c \cdot f_{cd}} = \frac{211,92}{1963,5 \cdot 2,0} = 0,054$$

$$\mu_{Ed} = \frac{M_{Ed}}{A_c \cdot h \cdot f_{cd}} = \frac{1088,8 \cdot 100}{1963,5 \cdot 60 \cdot 2} = 0,45$$

Iz interakcijskega diagrama odčitamo $\omega = 0,12$ in izračunamo prerez potrebne natezne armature.

$$A_s = \omega \cdot A_c \cdot \frac{f_{cd}}{f_{yd}} = 1,5 \cdot 1963,5 \cdot \frac{2}{43,48} = 135,3 \text{ cm}^2 \geq A_{s,\min}$$

V točki 5.2 smo predpostavili palice $\phi 22$ mm, zato sledi izračun potrebnega števila le teh.

$$n_{palic} = \frac{135,3}{\frac{\pi \cdot 2,8^2}{4}} = 21,97 \rightarrow 22 \phi 28 \text{ mm} \rightarrow A_{s,dej} = 22 \cdot \frac{\pi \cdot \phi^2}{4} = 22 \cdot \frac{\pi \cdot 2,8^2}{4} = 135,5 \text{ cm}^2$$

7 PRIMERJAVA INVESTICIJE OBEH VARIANT

Na podlagi okvirnih cen je izveden izračun končne investicije za izvedbo vsake izmed obravnavanih variant ([Preglednica 12](#), [13](#)).

Podatki o okvirnih cenah [[12](#)]

Armiranobetonski pilot $\phi 50$ cm:	95	EUR / m
Štirivrvno prednapeto trajno sidro:	85	EUR / m
Armiran beton (temelj, greda):	150	EUR / m ³
Manipulativni stroški zaradi majhnega števila pilotov:	2500	EUR

$$V_{greda} = b \cdot h \cdot l = 0,5 \cdot 0,5 \cdot 4,6 = 1,15 m^3$$

$$V_{temelj} = b \cdot h \cdot l = 0,6 \cdot 0,8 \cdot 20 = 9,6 m^3$$

$$V_{brana} = 2 \cdot V_{temelj} + 6 \cdot V_{greda} = 26,1 m^3$$

Izgradnja nasipa v ceni ni všteta, saj bi se nasip gradilo sproti z izkopanim materialom ter tudi sama velikost nasipa v obeh primerih je približno enaka in s tem ne povzroči cenovne razlike med njima.

Preglednica 12 - Investicija pilotne stene z dodatno vrsto pilotov

PILOTNA STENA Z DODATNO VRSTO PILOTOV				
KRITIČNI VODOSTAJ				
	dolžina [m]	število	€/m	€
pilot	9,27	15	95	13209,8
sidro	15,5	4	85	5270
	volumen [m ³]	število	€/m ³	€
pasovni temelj	9,6	2	150	2880
manipulativni stroški				2500
INVESTICIJA			Σ €	23859,8
OCENJEN POVPREČNI VODOSTAJ				
	dolžina [m]	število	€/m	€
pilot	9,27	13	95	11448,5
sidro	15,5	4	85	5270
	volumen [m ³]	število	€/m ³	€
pasovni temelj	9,6	2	150	2880
manipulativni stroški				2500
INVESTICIJA			Σ €	22098,5

Preglednica 13 - Investicija za brano sidrano v kamninsko podlago

BRANA SIDRANA V KAMNINSKO PODLAGO				
KRITIČNI VODOSTAJ				
	dolžina [m]	število	€/m	€
sidro	13,5	12	85	13770
	volumen [m ³]	število	€/m ³	€
brana	26,1	1	150	3915
INVESTICIJA			Σ €	17685
OCENJEN POVPREČNI VODOSTAJ				
	dolžina [m]	število	€/m	€
sidro	13,5	6	85	6885
	volumen [m ³]	količina	€/m ³	€
brana	26,1	1	150	3915
INVESTICIJA			Σ €	10800

8 ZAKLJUČEK

Analitične metode, ki so bile uporabljene v izračunih, so v literaturi opredeljene za enostavne primere. Skozi celotno diplomsko nalogo je bilo potrebno vpeljati veliko predpostavk in logičnih poenostavitev, da smo lahko s temi analitičnimi metodami operirali na kompleksnejšem problemu.

Iz primerjave obeh variant ugotovimo, da se lahko z obema obravnavanima načinoma temeljenja oz. geotehničnimi ukrepi zagotovi globalno stabilno in dovolj varno pobočje. Če primerjamo okvirno ceno obeh variant pri kritičnem nivoju vode, ugotovimo, da je najugodnejša rešitev temeljenja enostanovanjske hiše brana, sidrana v kamninsko podlago.

V primerjavi rešitev projektiranja na kritični in ocenjen povprečni vodostaj pri vsaki izmed rešitev ugotovimo, da ima vpliv na končno ceno tudi stopnja varnosti. Toliko bolj je to opazno pri temeljenju z brano sidrano v kamninsko podlago, saj je cenovna razlika precejšna. Pri sidrani pilotni steni pa bistvene cenovne razlike ni, kajti pogoj pilotne stene je omejen z razmikom med piloti, ki pa je odvisen od kvalitete zemljine. V pilotni steni je potrebno zato enako število pilotov pri obeh vodostajih, razlika je le v številu pilotov v dodatni vrsti.

Tako pridemo tudi do splošno znane ugotovitve, da višje kritične pogoje postavimo za zagotavljanje varnosti, več je uporabljenih geotehničnih ukrepov (v tem primeru sider ali pilotov), kar posledično tudi krepko dvigne ceno investicije. Bolj kot želimo biti varni, bolj globoko v žep moramo seči.

VIRI

- [1] Biro Gašperič. 2011.
<http://www.birogasperic.com/works/house-z?lang=si> (Pridobljeno 4. 9. 2014)
- [2] Geologija Idrija d.o.o. 2013. Poslovna dokumentacija
- [3] SIST EN 1997:2007. Evrokod 7: Geotehnično projektiranje
- [4] Blan d.o.o. 2014. Poslovna dokumentacija, statična analiza
- [5] Dywidag-Systems International, 2005
http://www.dywidag-systems.com/uploads/media/DSI_DYWIDAG_Geotechnical-Product-Range_en_04.pdf (Pridobljeno 4. 9. 2014)
- [6] Majes, B. 2011. Geotehnična sidra. Ljubljana, Univerza v Ljubljani, Fakulteta za gradbeništvo in geodezijo, 22 str.
<http://www.fgg.uni-lj.si/kmtal-gradiva/GR-UNI/F1/sidranje%20konstrukcij.pdf>
(Pridobljeno 4. 9. 2014)
- [7] Majes, B. 2011. Tehnologije vkopanih konstrukcij. Ljubljana, Univerza v Ljubljani, Fakulteta za gradbeništvo in geodezijo, 31 str.
http://ucilnica1314.fgg.uni-lj.si/pluginfile.php/21110/mod_resource/content/1/PREDAVANJA_MAJES/Tehnologije_-_vkopanih_konstrukcij.pdf (Pridobljeno 4. 9. 2014)
- [8] SIST EN 1992:2007. Evrokod 2: Projektiranje betonskih konstrukcij, 1. del
- [9] Logar, J. 2013. Terenske preiskave. Ljubljana, Univerza v Ljubljani, Fakulteta za gradbeništvo in geodezijo, 59 str.
http://ucilnica1314.fgg.uni-lj.si/pluginfile.php/21161/mod_resource/content/1/Predavanja_-_Logar/Terenske_preiskave_2011.pdf (Pridobljeno 4. 9. 2014)
- [10] Majes, B. 2013. Zemeljski pritiski. Ljubljana, Univerza v Ljubljani, Fakulteta za gradbeništvo in geodezijo, 98 str.
http://ucilnica1314.fgg.uni-lj.si/pluginfile.php/21106/mod_resource/content/1/PREDAVANJA_MAJES/PREDAVANJA_zemeljski_pritiski-1.pdf
- [11] Smolčić, Ž., Grandić, D. 2012. Dijagram interakcije za AB kružni poprečni presjek. Građevinar 64, 1: 23-31.
- [12] Resanović, I. 2014. Okvirna cena za izvedbo geotehničnih ukrepov. Osebna komunikacija. (3. 9. 2014)