

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:

Rojc, K. 2012. Geotehnično projektiranje armiranobetonskega podpornega in opornega zidu. Diplomaska naloga. Ljubljana, Univerza v Ljubljani, Fakulteta za gradbeništvo in geodezijo. (mentor Logar, J., somentor Lopatič, J.): 57 str.

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:

Rojc, K. 2012. Geotehnično projektiranje armiranobetonskega podpornega in opornega zidu. B.Sc. Thesis. Ljubljana, University of Ljubljana, Faculty of civil and geodetic engineering. (supervisor Logar, J., co-supervisor Lopatič, J.): 57 pp.

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



**VISOKOŠOLSKI ŠTUDIJ
PRVE STOPNJE
OPERATIVNEGA
GRADBENIŠTVA**

Kandidat:

KRISTJAN ROJC

**GEOTEHNIČNO PROJEKTIRANJE
ARMIRANOBETONSKEGA PODPORNEGA IN
OPORNEGA ZIDU**

Diplomska naloga št.: 13/OG-MK

**GEOTECHNICAL DESIGN OF REINFORCED
CONCRETE RETAINING WALL**

Graduation thesis No.: 13/OG-MK

Mentor:

izr. prof. dr. Janko Logar

Predsednik komisije:

doc. dr. Tomo Cerovšek

Somentor:

izr. prof. dr. Jože Lopatič

Član komisije:

prof. dr. Jože Korelc

Ljubljana, 21. 09. 2012

POPRAVKI

Stran z napako

Vrstica z napako

Namesto

Naj bo

IZJAVE

Podpisani Kristjan Rojc izjavljam, da sem avtor diplomskega dela z naslovom »Geotehnično projektiranje armiranobetonskega podpornega in opornega zidu«.

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

Izjavljam, da dovoljujem objavo elektronske različice v repozitoriju UL FGG.

Ljubljana, 31. 9. 2012

Kristjan Rojc

BIBLIOGRAFSKO – DOKUMENTACIJA STRAN IN IZVLEČEK

| | |
|-------------------------|--|
| UDK: | 624.131:(043.2) |
| Avtor: | Kristjan Rojc |
| Mentor: | izr. prof. dr. Janko Logar |
| Somentor: | izr. prof. dr. Jože Lopatič |
| Naslov: | Geotehnično projektiranje armiranobetonskega podpornega in opornega zidu. |
| Obseg in oprema: | 57 str., 21 pregl., 31 sl., 8 pril. |
| Ključne besede: | armiranobetonski podporni zid in oporni zid, geotehnično projektiranje, dimenzioniranje armiranobetonskega zida, GSI klasifikacija, fliš. |

Izvleček

V pričujočem diplomskem delu je predstavljena geotehnična analiza in dimenzioniranje armiranobetonskega podpornega in opornega zidu v skladu z Evrokod standardi. Diplomsko delo prikazuje praktični primer izgradnje armiranobetonskega zidu za potrebe gradnje stanovanjskega objekta.

V okviru terenskih raziskav smo na izvedenem vkopu ocenili geološko-geomehanske karakteristike flišne hribine ter odvzeli vzorce kamnin za laboratorijske raziskave. Geomehanske karakteristike hribine smo določili in analizirali s programoma RocLab in Slide. Na osnovi podatkov smo izračunali vplive na konstrukcijo in skladno s standardom Evrokod 7 izvedli potrebne kontrole mejnega stanja nosilnosti in mejnega stanja uporabnosti. S tem smo določili ustrezne dimenzije armiranobetonskega zidu.

Na podlagi izbranih dimenzij in obremenitev smo po Evrokodu 2 izvedli dimenzioniranje armiranobetonskega podpornega in opornega zidu. V diplomskem delu so prikazani geološki profili vkopa in prikaz ter izpis armature v armiranobetonskem zidu.

BIBLIOGRAPHIC – DOCUMENTALIST INFORMATION

UDC: 624.131:(043.2)
Author: Kristjan Rojc
Supervisor: Assoc. Prof. Janko Logar, Ph. D.
Cosupervisor: Assoc. Prof. Jože Lopatič, Ph. D.
Title: Geotechnical design of reinforced concrete retaining wall.
Scope and tools: 57 p., 21 tab., 31 fig., 8 ann.
Keywords: reinforced concrete retaining wall, geotechnical design, design of reinforced concrete wall, GSI classification, flysch.

Abstract

The present thesis includes the entire approach of a geotechnical analysis and the whole process of designing a reinforced concrete retaining wall in accordance with Evrokod standards. It is based on a practical case of constructing a reinforced concrete wall for the needs of a residential building.

A field research was carried out to assess the geological characteristics of the flysch and other rock samples, all the material taken was later on analyzed in a laboratory research. Geo-mechanical characteristics were analyzed and defined by two programs: RocLab and Slide. Based on calculated data and in accordance with Evrokod 7 standard we revealed influences on construction and consequently also the marginal state of usability (MSU) and the marginal state of capacity (MSC). With those numbers we set the dimensions of the reinforced concrete wall.

Based on selected dimensions, capacities and in accordance to Evrokod 2 standards, we designed a concrete retaining wall. Thesis includes geological profiles of cuts and a picture of the iron network in the concrete wall.

ZAHVALA

Zahvaljujem se mentorju izr. prof. dr. Janku Logarju in somentorju izr. prof. dr. Jožetu Lopatiču za strokovno pomoč in nasvete, ki so mi bili v veliko pomoč pri izdelavi diplomskega dela.

Iskrena hvala tudi očetu Aleksandru, mami Nives in sestri Karin, ki so tekom študija verjeli vame, me spodbujali ter mi vlivali voljo in moč.

Hvala tudi vsem ostalim, ki ste mi vsa ta leta stali ob strani.

KAZALO VSEBINE

| | | |
|----------|---|-----------|
| 1 | UVOD | 1 |
| 1.1 | Namen diplomskega dela..... | 1 |
| 1.2 | Metode dela | 1 |
| 2 | PODPORNE KONSTRUKCIJE | 3 |
| 2.1 | Težnostne podporne konstrukcije | 3 |
| 2.2 | Armiranobetonski podporni zid | 3 |
| 2.3 | Zasnova konstrukcije | 4 |
| 3 | GEOLOŠKA ZGRADBA | 5 |
| 3.1 | Geološki pregled območja | 5 |
| 3.2 | Tektonska zgradba ozemlja | 6 |
| 3.3 | Geološke značilnosti raziskovanega območja | 6 |
| 3.4 | Litostratigrafska zgradba | 7 |
| 3.4.1 | Peščenjak..... | 7 |
| 3.4.2 | Laporovec..... | 8 |
| 3.5 | Hydrogeološke značilnosti raziskovanega območja | 8 |
| 4 | INŽENIRSKO-GEOLOŠKE RAZMERE | 9 |
| 4.1 | Splošno | 9 |
| 4.2 | Inženirsko-geološka klasifikacija hribine | 9 |
| 5 | GEOMEHANSKE RAZISKAVE | 11 |
| 5.1 | Laboratorijske preiskave..... | 11 |
| 5.1.1 | Točkovni indeks trdnosti (Point load)..... | 11 |
| 5.1.1.1 | Postopek meritev in izračuna..... | 12 |
| 5.1.2 | Naravna vlaga..... | 13 |
| 5.2 | Geomehanske karakteristike hribine..... | 13 |
| 5.3 | Povratna analiza..... | 15 |
| 6 | GEOTEHNIČNO PROJEKTIRANJE AB OPORNEGA IN PODPORNEGA ZIDU | 17 |
| 6.1 | Vplivi na konstrukcijo | 17 |
| 6.1.1 | Zemeljski pritiski..... | 17 |
| 6.1.1.1 | Vrednost mirnega zemeljskega pritiska..... | 17 |
| 6.1.1.2 | Vrednost aktivnega zemeljskega pritiska | 17 |
| 6.1.1.3 | Vrednost pasivnega zemeljskega pritiska..... | 18 |
| 6.1.2 | Prometna obtežba | 18 |
| 6.2 | Mejna stanja..... | 18 |
| 6.2.1 | Mejno stanje nosilnosti – MSN | 18 |
| 6.2.1.1 | Preverjanje mejnega stanja EQU (statično ravnovesje) | 19 |
| 6.2.1.2 | Preverjanje mejnega stanja GEO..... | 19 |

| | | |
|-----------|--|-----------|
| 6.2.1.2.1 | Nosilnost temeljnih tal | 20 |
| 6.2.1.2.2 | Velika in mala ekscentričnost | 21 |
| 6.2.1.2.3 | Odpornost proti zdrsu | 22 |
| 6.2.1.3 | Preverjanje mejnih stanj STR..... | 22 |
| 6.2.1.4 | Globalna stabilnost | 22 |
| 6.2.2 | Mejno stanje uporabnosti – MSU..... | 23 |
| 6.2.2.1 | Posedek temelja..... | 23 |
| 6.2.2.2 | Zasuk zidu | 23 |
| 6.2.2.3 | Horizontalni premik vrha zidu | 23 |
| 7 | RAČUNSKI MODEL AB OPORNEGA IN PODPORNEGA ZIDU | 24 |
| 7.1 | Parametri za izračun..... | 24 |
| 7.1.1 | Zasipni material (apnenčev agregat) | 24 |
| 7.1.2 | Laporovec..... | 24 |
| 7.2 | AB oporni zid | 24 |
| 7.3 | AB podporni zid..... | 28 |
| 7.4 | Globalna stabilnost | 31 |
| 7.4.1 | Parametri za izračun | 31 |
| 7.4.1.1 | Zasipni material (apnenčev agregat) | 31 |
| 7.4.1.2 | Laporovec (fliš) | 31 |
| 7.4.1.3 | Prometna obtežba | 31 |
| 7.4.2 | Globalna stabilnost AB opornega zidu..... | 32 |
| 7.4.3 | Globalna stabilnost AB podpornega zidu..... | 33 |
| 8 | PROJEKTIRANJE AB OPORNEGA IN PODPORNEGA ZIDU | 34 |
| 8.1 | Pravila za dimenzioniranje..... | 34 |
| 8.1.1 | Materialne karakteristike..... | 34 |
| 8.1.1.1 | Beton C25/30..... | 34 |
| 8.1.1.2 | Jeklo S500 | 34 |
| 8.1.2 | Račun armature | 35 |
| 8.1.3 | Račun strižne armature..... | 35 |
| 8.1.4 | Krovni sloj betona | 36 |
| 8.2 | Mejno stanje uporabnosti | 37 |
| 8.2.1 | Račun širine razpoke | 37 |
| 8.3 | Armiranobetonski oporni zid | 39 |
| 8.3.1 | Zid – stena | 39 |
| 8.3.1.1 | Obremenitve in notranje statične količine..... | 39 |
| 8.3.1.2 | Dimenzioniranje zidu – stene | 40 |
| 8.3.1.2.1 | Račun upogibne armature | 41 |

| | | |
|-----------|--|-----------|
| 8.3.1.2.2 | Omejitev širine razpok..... | 42 |
| 8.3.1.2.3 | Račun strižne armature | 43 |
| 8.3.2 | Pasovni temelj | 44 |
| 8.3.2.1 | Obremenitve in notranje statične količine..... | 44 |
| 8.3.2.2 | Dimenzioniranje pasovnega temelja..... | 44 |
| 8.3.2.2.1 | Račun armature v prerezu 1-1 | 45 |
| 8.3.2.2.2 | Račun strižne armature | 46 |
| 8.4 | Armiranobetonski podporni zid | 47 |
| 8.4.1 | Zid – stena | 47 |
| 8.4.1.1 | Obremenitve in notranje statične količine..... | 47 |
| 8.4.1.2 | Dimenzioniranje zidu – stene | 48 |
| 8.4.1.2.1 | Račun upogibne armature | 49 |
| 8.4.1.2.2 | Omejitev širine razpok..... | 50 |
| 8.4.1.2.3 | Račun strižne armature | 51 |
| 8.4.2 | Pasovni temelj | 52 |
| 8.4.2.1 | Obremenitve in notranje statične količine..... | 52 |
| 8.4.2.2 | Dimenzioniranje pasovnega temelja..... | 53 |
| 8.4.2.2.1 | Račun armature v prerezu 1-1 | 53 |
| 8.4.2.2.2 | Račun strižne armature | 54 |
| 9 | ZAKLJUČEK..... | 55 |
| | VIRI..... | 56 |

KAZALO PREGLEDNIC

| | |
|--|----|
| Preglednica 1: Geološki trdnosti indeks za heterogene kamninske gmote (Marinos et. al, 2011.)..... | 10 |
| Preglednica 2: Rezultati točkovnega indeksa trdnosti in enoosna tlačna trdnost..... | 12 |
| Preglednica 3: Naravna vlaga vzorcev laporovca | 13 |
| Preglednica 4: Vhodne vrednosti za program RocLab..... | 14 |
| Preglednica 5: Priporočene vrednosti delnih faktorjev (Evrokod 7-1)..... | 19 |
| Preglednica 6: Aktivni in reducirani pasivni pritiski..... | 24 |
| Preglednica 7: Geometrijski podatki za AB oporni zid..... | 25 |
| Preglednica 8: Vplivi na AB oporni zid | 26 |
| Preglednica 9: Aktivni in reducirani pasivni pritiski..... | 28 |
| Preglednica 10: Geometrijski podatki za AB podporni zid..... | 29 |
| Preglednica 11: Vplivi na AB podporni zid | 29 |
| Preglednica 12: Notranje statične količine na vpetju stena/temelj | 39 |
| Preglednica 13: Dimenzije prereza | 40 |
| Preglednica 14: Podatki za račun širine razpok..... | 42 |
| Preglednica 15: Notranje statične količine temelja v prerezu 1-1 | 44 |
| Preglednica 16: Dimenzije prereza | 44 |
| Preglednica 17: Notranje statične količine na vpetju stena/temelj | 47 |
| Preglednica 18: Dimenzije prereza | 49 |
| Preglednica 19: Podatki za račun širine razpok..... | 50 |
| Preglednica 20: Notranje statične količine temelja v prerezu 1-1 | 52 |
| Preglednica 21: Dimenzije prereza | 53 |

KAZALO SLIK

| | |
|--|----|
| Slika 1: Vizualni prikaz armiranobetonskega podpornega in opornega zidu..... | 4 |
| Slika 2: Osnovna geološka karta SFRJ, list Trst (M = 1 : 100.000)..... | 5 |
| Slika 3: Shematski prikaz gube in naravnega preloma tinjanske strukture (Placer, 2005) | 6 |
| Slika 4: Nagubane flišne plasti peščenjaka in laporovca tinjanske strukture | 6 |
| Slika 5: Flišna hribina eocenskih peščenjakov in laporovcev | 7 |
| Slika 6: Plasti peščenjaka debeline od 10 do 20 centimetrov..... | 8 |
| Slika 7: Peščenjak z organskimi snovmi (pretransportirana favna) | 8 |
| Slika 8: Lapornate plasti debeline do 5 centimetrov | 8 |
| Slika 9: Plasti laporja, omejene s plastjo peščenjaka | 8 |
| Slika 10: Vkop v flišno hribino | 10 |
| Slika 11: Naprava za merjenje točkovnega indeksa | 11 |
| Slika 12: Geomehanske karakteristike laporovca (RocLab) | 14 |
| Slika 13: Grafičen prikaz vseh izračunanih kritičnih drsin in faktor varnosti $F = 1,007$ (Slide) | 16 |
| Slika 14: Zasnova armiranobetonskega opornega zidu | 25 |
| Slika 15: Računski model AB opornega zidu | 25 |
| Slika 16: Diagram kontaktnih tlakov pod temeljem..... | 27 |
| Slika 17: Zasnova armiranobetonskega podpornega zidu | 28 |
| Slika 18: Računski model AB podpornega zidu | 29 |
| Slika 19: Diagram kontaktnih tlakov pod temeljem..... | 30 |
| Slika 20: Rezultat preverjanja globalne stabilnosti s projektnimi vrednostmi strižnih karakteristik | 32 |
| Slika 21: Rezultat preverjanja globalne stabilnosti s projektnimi vrednostmi strižnih karakteristik | 33 |
| Slika 22: Armiranobetonski oporni zid | 39 |
| Slika 23: Obtežba na AB oporni zid, vrednosti momenta M_{ed} in prečne sile V_{ed} (Sap 2000)..... | 40 |
| Slika 24: Geometrija prereza z oznakami | 40 |
| Slika 25: Prerez 1-1 | 44 |
| Slika 26: Geometrija prereza z oznakami | 44 |
| Slika 27: Armiranobetonski podporni zid | 47 |
| Slika 28: Obtežbi na AB podporni zid, moment M_{Ed} in prečna sila V_{Ed} (Sap 2000)..... | 48 |
| Slika 29: Geometrija prereza z oznakami | 48 |
| Slika 30: Prerez 1-1 | 52 |
| Slika 31: Geometrija prereza z oznakami | 53 |

SEZNAM PRILOG

- Priloga A: Vzdolžni geološki profil ($M = 1 : 50$).
- Priloga B: Prečni geološki profil armiranobetonskega opornega zidu ($M = 1 : 50$).
- Priloga C: Prečni geološki profil armiranobetonskega podpornega zidu ($M = 1 : 50$).
- Priloga D: Indeks točkovne trdnosti.
- Priloga E: Izračun AB opornega zidu.
- Priloga F: Izračun AB podpornega zidu.
- Priloga G: Prikaz in izpis armature v armiranobetonskem opornem zidu ($M = 1 : 20$).
- Priloga H: Prikaz in izpis armature v armiranobetonskem podpornem zidu ($M = 1 : 20$).

1 UVOD

Pri načrtovanju objektov se v prvi vrsti srečujemo s pomanjkanjem prostora. Sčasoma bo prostora, primerne za gradnjo večjih kot tudi manjših objektov, vse manj. Vse več objektov se gradi na območjih, kjer se neposredno posega v zemljine in hribine z izgradnjo vkopov in izdelavo podpornih in opornih konstrukcij. Med podporne in oporne konstrukcije uvrščamo konstrukcije, ki podpirajo zemljinske, hribinske in druge materiale. Oporna konstrukcija varuje vkopano brežino, podporna podpira nasip, cesto itd.

Pri projektiranju vkopov je potrebna ustrezna izvedba geološko-geotehničnih preiskav in geotehničnih analiz. Poznavanje geomehanskih lastnosti zemljin in hribin je za ustrezno rešitev podpornih in opornih konstrukcij nujno potrebno. Stroški raziskav so v primerjavi s sanacijo zanemarljivi, zato so v začetni fazi še kako pomembne raziskave, ki nam služijo za ustrezno dimenzioniranje geotehničnih konstrukcij.

V občini Koper severozahodno od vznožja hriba Tinjan (374 m) nad dolino Škofjiskega potoka leži manjši zaselek Plavje. V sklopu gradnje stanovanjski objekta v zaselku Plavje smo se soočili z izgradnjo armiranobetonskega opornega in podpornega zidu v skupni dolžini 27 m. Načrtovan stanovanjski objekt bo zgrajen na strmem pobočju v neposredni bližini obstoječih stanovanjskih objektov. Zaradi neposrednega posega v hribino je izgradnja 2,5 m visokega opornega zidu potrebna za zaščito brežine oziroma predvidenega stanovanjskega objekta. Oporni zid se nadaljuje v podporni zid spremenljive višine od 3,5 m do 0,5 m. Zid podpira dostopno pot do višje ležečih hiš.

1.1 Namen diplomskega dela

Namen diplomskega dela je analizirati geološko-geomehanske karakteristike hribine, določiti vplive na konstrukcijo in skladno s standardom Evrokod 7 izvesti potrebne kontrole mejnega stanja nosilnosti – MSN in mejnega stanja uporabnosti – MSU. Na podlagi izbranih dimenzij in obremenitev se bo po Evrokodu 2 dimenzioniralo armiranobetonski podporni in oporni zid.

1.2 Metode dela

Diplomsko delo je v celoti zasnovano na praktičnem primeru geotehničnega projektiranja armiranobetonskega podpornega in opornega zidu za potrebe izgradnje stanovanjskega objekta. Potek diplomskega dela je razdeljen na štiri faze: terenske raziskave, laboratorijske raziskave in računalniško obdelavo podatkov, računski del ter na dimenzioniranje armiranobetonskega zidu.

V okviru terenskih raziskav smo ocenili geološko-geomehanske razmere na terenu ter odvzeli vzorce za laboratorijske raziskave. Slednje smo izvedli v geomehanskem laboratoriju na Katedri za mehaniko

tal na Fakulteti za gradbeništvo in geodezijo. Podatke terenskega kartiranja in laboratorijskih raziskav smo analizirali s programom RocLab in Slide. Na osnovi rezultatov oziroma geomehanskih karakteristik smo skladno s standardom Evrokod 7 izračunali aktivne in pasivne zemeljske pritiske. Na podlagi izračunanih vplivov na konstrukcijo smo v sklopu preverjanja mejnega stanja nosilnosti – MSN in mejnega stanja uporabnosti – MSU določili ustrezne dimenzije armiranobetonskega zidu. Glede na izbrane dimenzije in obremenitve na konstrukcijo smo dimenzionirali armiranobetonski podporni in oporni zid ter izrisali načrte.

2 PODPORNE KONSTRUKCIJE

Med podporne konstrukcije uvrščamo vse tipe konstrukcij, ki podpirajo tla iz zemljine, kamnine, zasipa ali zadržujejo vodo. Material se smatra kot podprt, kadar je oblikovan oziroma se formira v strmejšem naklonu, kot bi ga bilo mogoče formirati brez podpiranja. Podporne konstrukcije vključujejo vse tipe sten in podpornih sistemov, v katerih se v konstrukcijskih elementih pojavijo obremenitve zaradi podpiranja materiala (Beg, Pogačnik, 2009).

Pri projektiranju podpornih konstrukcij razlikujemo:

- težnostne podporne konstrukcije;
- vpete in sidrane podporne konstrukcije;
- sestavljene podporne konstrukcije.

2.1 Težnostne podporne konstrukcije

Težnostni podporni zidovi so toge ali gibke konstrukcije, ki se s svojo oblikovno in težnostno zasnovo, h kateri lahko v nekaterih primerih prištejemo tudi del zemljine, zoperstavijo zalednim pritiskom zemljine. Predstavljajo jih oporni in podporni zidovi, zgrajeni iz različnih materialov (npr. lomljenca, betona ali armiranega betona).

Konstrukcije so konstantnega ali spremenljivega prečnega prereza, lahko so ojačene z rebri ali s konzolami v prečni smeri. So plitvo temeljne konstrukcije, ki imajo temelj z ali brez pete, konzole ali opornika. Za zagotavljanje stabilnosti konstrukcije je najpomembnejši odpor zemljine na temeljni ploskvi.

Vrste težnostnih podpornih konstrukcij:

- kamniti podporni zid;
- kamnita zložba;
- armiranobetonski podporni zid;
- kašte (betonske, lesene);
- gabioni.

2.2 Armiranobetonski podporni zid

Večina težnostnih podpornih zidov je zgrajenih iz armiranega betona. Konstrukcije delimo na oporne, slednje varujejo vkopano brežino in podporne, ki varujejo oziroma podpirajo nasip. Podporni zidovi z zaledno peto (L-zidovi) so primerni, kjer se v zaledju formira nasip, saj teža zasipa ugodno vpliva na stabilnost konstrukcije. Za oporne konstrukcije se le redko uporabljajo, saj zahtevajo velik poseg v hribino.

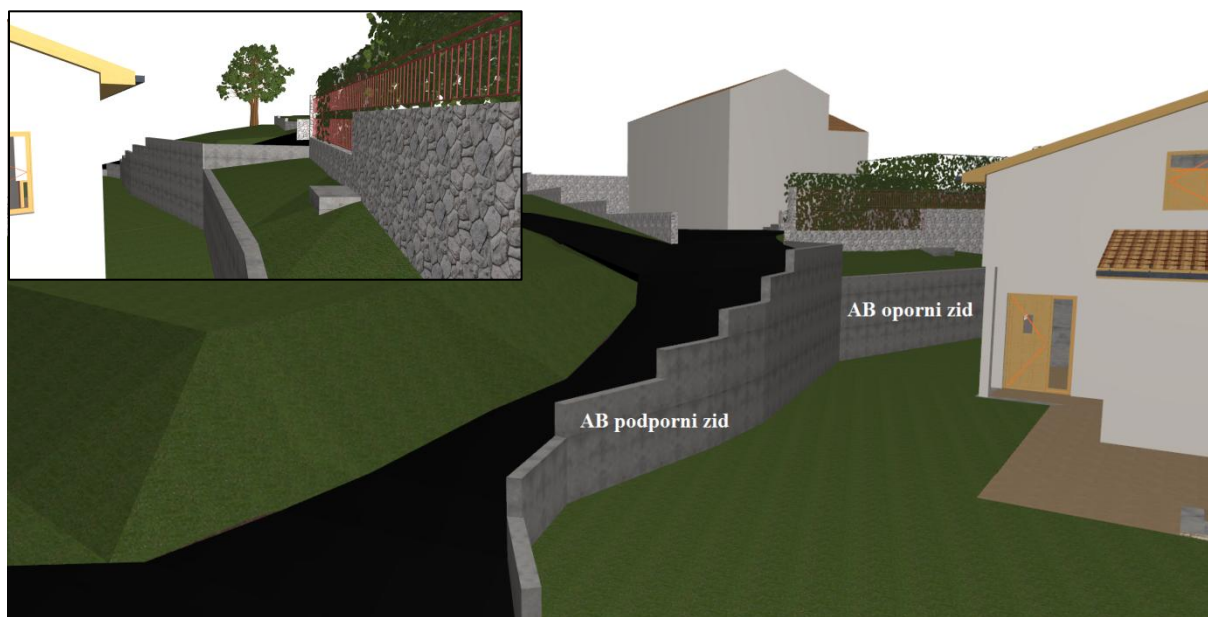
Vrste armiranobetonskih podpornih konstrukcij:

- armiranobetonski podporni zid;
- armiranobetonski podporni zid z zaledno peto ali konzolo;
- podporni zid iz betona z nagnjeno ali vertikalno zaledno površino;
- kamnita zložba iz lomljenca grajena kontaktno ob izkopani brežini.

2.3 Zasnova konstrukcije

Za potrebe varovanja brežine in podpiranja dostopne poti bosta armiranobetonska oporna in podporna zida zasnovana s peto, tako da bo večji del pete obrnjen stran od brežine, preostali manjši del pa v smeri brežine (Sliki 14 in 17). Za takšno zasnovo konstrukcije smo se odločili, ker bi v nasprotnem primeru posegli v hribino. Nad brežino in po sredini predvidene dostopne poti je speljana kanalizacija, obenem pa bi z večjim posegom v brežino neposredno posegli v temelje višje ležečega kamnitega zidu, ki je nad predvidenim opornim zidom (Slika 1).

Armiranobetonski oporni zid je dolžine 8,7 m in višine 3,1 m. Peta temelja bo zasuta z zasipnim materialom višine 0,3 m, tako da bo svetla višina zidu 1,6 m. Zid se pod kotom 160° lomi in nadaljuje v podporni zid višine 4,3 m in skupne dolžine 18 m. Po 6 m se zid skladno z naklonom dostopne poti spusti za 0,5 m ter nato na vsaka 2 m dolžine še za dodatnih 0,5 m do končne višine 1 m. Tako kot pri opornem zidu, bo peta zidu zasuta z zasipnim materialom višine 0,3 m. Na zgornjem delu bo svetla višina zidu 3,2 m, na spodnjem delu 0,5 m. Višina zasutega podpornega zidu je odvisna od naklona dostopne poti. Vrhnji nezasuti del je nad dostopno potjo v povprečju dvignjen za 0,5 m. Konstrukciji sta spremenljivega prečnega prereza. Minimalna debelina stene AB težnostnega zidu znaša 0,25 m na kroni zidu in se proti dnu povečuje glede na razliko med nagibom čelne ploskve.



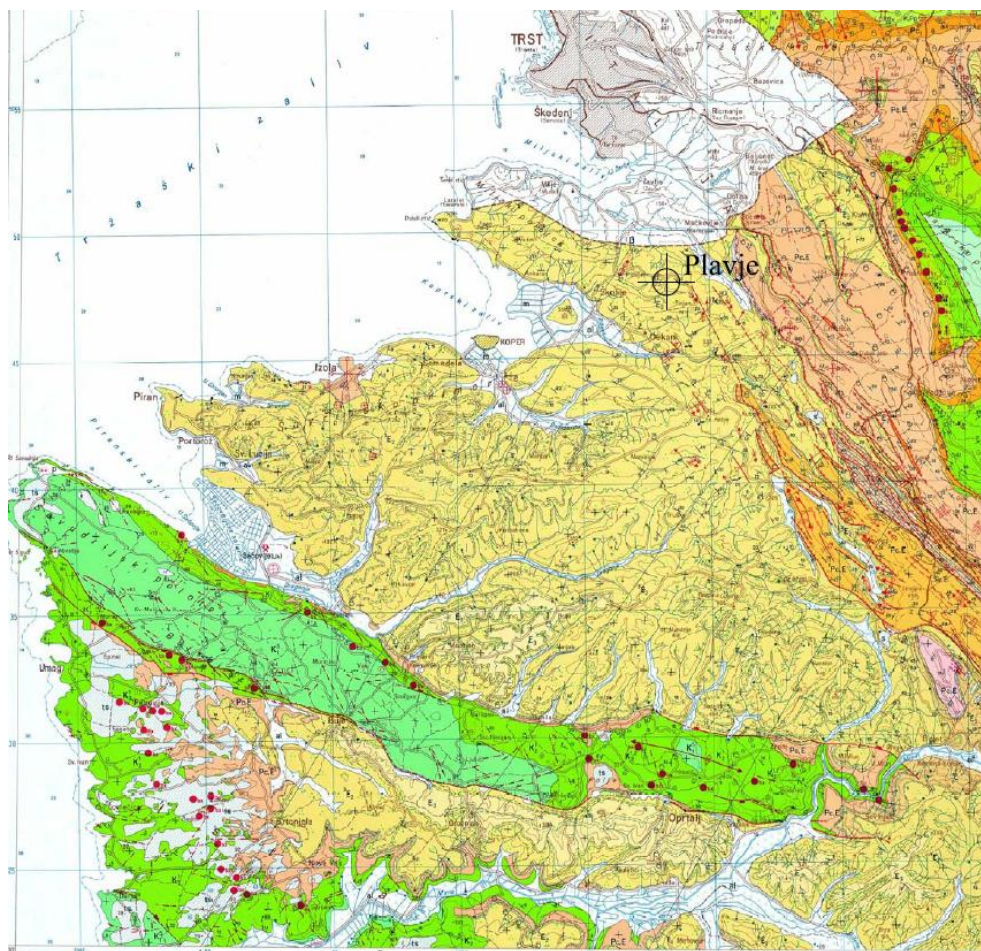
Slika 1: Vizualni prikaz armiranobetonskega podpornega in opornega zidu

3 GEOLOŠKA ZGRADBA

3.1 Geološki pregled območja

Zahodni do jugozahodni del Slovenskega ozemlja pripada Jadransko-Apulijskemu pogorju, ki predstavlja relativno trdno jedro Jadranske mikroplošče. Jadransko-Apulijsko predgorje leži v vznožju Dinaridov, Južnih Alp in Apeninov. Pripada mu večji del Istre, ki je zgrajen iz kamnin Jadransko-Dinarske mezozojske karbonatne platforme (apnenec in dolomit) in flišnih kamnin, nastalih pri njeni degradaciji (Placer, 2008).

Na Osnovni geološki karti SFRJ, list Trst, merila 1 : 100.000 (Slika 2), je razvidno, da na jugozahodnem delu Slovenske obale izdajajo sedimenti eocenske (E_2 – zgornji lutecij) in holocenske starosti. Klastične sedimentne kamnine eocenske starosti predstavljajo apnenčev peščenjak z veliko kremenovih zrn, laporovec, glinavec, konglomerat, apnenčeva breča in numulitni apnenec. Nižje predele obale prekrivajo morski (m) in rečni nanosi (al), ki jih prištevamo h kvartarju. Zaledje nad Slovensko obalo predstavlja Kraški rob, ki je sinonim za geomorfološko stopnjo iz prepadnih sten in strmih karbonatnih pobočij. Slednji meji kraški planotasti svet Krasa in Čičarije na eni strani ter flišno Istro s tržaškim flišnim obalnim pasom na drugi strani.

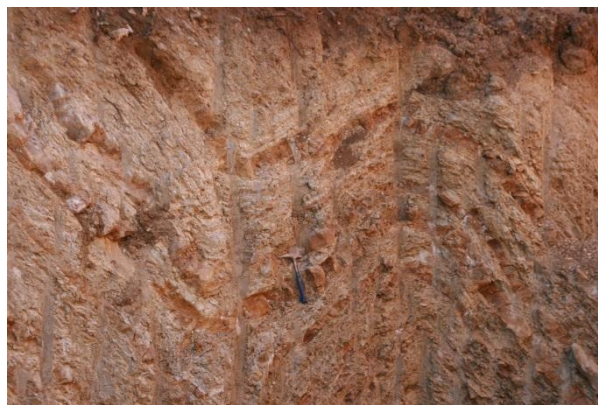
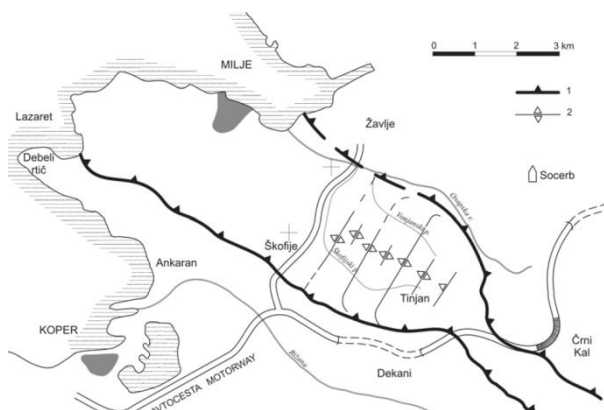


Slika 2: Osnovna geološka karta SFRJ, list Trst (M = 1 : 100.000)

3.2 Tektonska zgradba ozemlja

Območje jugozahodne Slovenije je bilo v geološki preteklosti podvrženo izrazitim tektonskim procesom v času zgodnje miocenske in postmiocenske starosti in je domnevno aktivno še danes. V smislu tektonske rajonizacije gre za podpiranje Jadransko-Apulijskega predgorja pod Zunanje Dinaride. Osrednji strukturni element podpiranja Istre pod Dinarsko gorstvo je Črnokalski narivni prelom.

Na obravnavanem območju je kot posledica podpiranja nastala tinjanska struktura (Slika 3). Slednja je omejena na greben med Tinjanom in na povirje Škofijskega ter Vinjanskega potoka. Zanja so značilne prečnodinarske gube (SV–JZ), ki so ali pokončne ali vergirajo proti severozahodu. Nagubano območje je prostorsko omejeno z dvema narivnima prelomoma v smeri SZ–JV. Tinjanska struktura ima obliko prostorsko določenega strukturnega klina iztisnjenega proti severozahodu. Ker je območje iztiskanja omejeno, ni prišlo do ekstenzije temveč do kompresije, ki se je odrazila z gubanjem flišnih plasti (Slika 4) (Placer, 2005).



Slika 3: Shematski prikaz gube in narivnega preloma tinjanske strukture (Placer, 2005)

Slika 4: Nagubane flišne plasti peščenjaka in laporovca tinjanske strukture

3.3 Geološke značilnosti raziskovanega območja

Celoten del Slovenske obale je zgrajen iz menjajočih plasti rjavih do sivo modrih peščenjakov, sivih do zelenorjavih laporjev, vložkov breč, konglomeratov in kalkarenitov. Naštete kamnine poznamo pod skupnim imenom fliš. Fliš ni kamnina, temveč zaporedje v morju odloženih mehanskih sedimentnih kamnin, ki nastanejo kot posledica delovanja podmorskih pobočnih plazov in kalnih tokov. Na robovih flišnega bazena so reke s kopnega odlagale sedimente, ki so jih tokovi odnašali v globlje dele morja, tam so se sedimenti odložili in pozneje tekom geološke zgodovine spremenili v fliš. Za fliš je značilno ponavljanje nizov, genetsko povezanih kamnin (Boumova sekvenca). Popolna Boumova sekvenca se začne z apnenčevim konglomeratom, brečo, ki postopoma prehaja v debelozrnat in nato drobnozrnat apnenčev ali kremenov peščenjak. Sledijo meljevci in muljevci, ki prehajajo postopoma v značilen flišni laporovec in glinavec. Zaradi genetskih razlogov niso nastali popolni nizi. V večini primerov ta ali ona kamnina manjka in gre za menjavanje le dveh kamnin, na primer kremenovega peščenjaka in laporovca ali glinavca (Zorn, 2008).

3.4 Litostratigrafska zgradba

Na območju načrtovanega opornega in podpornega zidu gradijo kamninsko podlago eocenski peščenjak in laporovec (Slika 5). Slednja se med seboj menjavata od nekaj centimetrov do 50 cm debelih plasteh. Na podlagi inženirsko-geološkega kartiranja je bilo ugotovljeno, da prevladujejo plasti laporja, ki so s peščenjakom v medsebojnem razmerju 70 : 30. Osnovna flišna hribina je prekrita s plastmi humusne preperine – pretežno glinasto meljaste zemljine, katerih debelina je zelo spremenljiva in se giblje od 20 do 30 centimetrov. Zaradi nagubane strukture imajo plasti peščenjaka in laporovca različne vpade (280/50, 40/20, 240/50 in 10/5). Os antiklinale (v zgornjih delih so izražene natezne napetosti) in sinklinale (v spodnjem delu so izražene natezne napetosti) poteka v prečnodinarski smeri SV–JZ. V sklopu diplomskega dela je bilo izvedeno geološko kartiranje vkopne brežine ter izdelava vzdolžnega in dveh prečnih geoloških profilov (Priloge A, B in C).



Slika 5: Flišna hribina eocenskih peščenjakov in laporovcev

3.4.1 Peščenjak

Plasti svetlo sivega do rjavega drobnozrnatega peščenjaka so debele od nekaj decimetrov do 20 centimetrov (Slika 6). Na podlagi geološko geomehanskih raziskav je bilo ugotovljeno, da se na analiziranem območju nahajata dva različna eocenskega peščenjaka. Prevladuje peščenjak, ki vsebuje veliko organskih snovi oziroma pretransportirane favne (Slika 7). V manjših skladih se pojavljajo plasti svetlo sivega modrikastega peščenjaka, v katerem so lepo vidna kremenova zrna. Vezivo med zrnji je karbonatnega izvora. Zunanji robovi peščenjakov so prepereli, kar spoznamo po rjavi barvi in slabši prijetosti peščenih zrn. Na peščenjakih so opazni sledovi tokov in sledi premikanja organizmov (črvov in rakov). Zaradi intenzivnega gubanja so plasti peščenjakov razpokane, vendar večjih smeri oziroma sistemov razpok, diskontinuitet ni vidnih. Peščenjaki imajo dobro izraženo spodnjo mejo, medtem ko je zgornja meja nejasna in obstaja postopni prehod iz peščenjakov v laporovec.



Slika 6: Plasti peščenjaka debeline od 10 do 20 centimetrov

Slika 7: Peščenjak z organskimi snovmi (pretransportirana favna)

3.4.2 Laporovec

Največji delež zastopajo lapornate plasti, ki so zelenkasto sive do rumenkaste barve. Plasti so debele od nekaj centimetrov do 5 cm (Slika 8). Prevladujejo manjše nekaj cm debele plasti skupne debeline do 30 cm, ki so omejene s plastmi peščenjaka (Slika 9). Na podlagi debeline plasti lahko sklepamo, da je bila na tem območju hitra sedimentacija, saj ni debelejših izrazitejših plasti laporovca. Plasti niso odporne proti eroziji in preperevanju, zato hitro razpadajo in se drobijo v nepravilne dokaj ostre delce. Razpadli delci imajo konkavne oziroma konveksne ploskve.



Slika 8: Lapornate plasti debeline do 5 centimetrov

Slika 9: Plasti laporja, omejene s plastjo peščenjaka

3.5 Hidrogeološke značilnosti raziskovanega območja

Hidrogeološke razmere obravnavanega območja so pogojene z litološko sestavo kamnin ter strukturo tektonskih elementov. V okolici ni izrazitega vodnega vira, le dva manjša potoka Škofijski ter Vinjanski, ki se v zaledju napajata s padavinami. Flišne kamnine tvorijo manjše vodonosnike z lokalnimi in omejenimi viri podzemne vode. Klastične kamnine delujejo kot hidrodinamska bariera, saj je lapor praktično neprepusten za vodo. Koeficient prepustnosti je ocenjen na 10^{-4} m/s (Geološki zavod Slovenije). Na mestu opornega in podpornega zidu ni bilo zaznati izcejanja podzemne vode, slednja se nahaja okoli 10 m pod koto temeljenja zidu.

4 INŽENIRSKO-GEOLOŠKE RAZMERE

4.1 Splošno

Pri gradnji vkopov je izredno pomembno realno oceniti trdnostne in togotne lastnosti hribin. V okviru inženirsko-geološke spremljave izkopa brežine je potrebno določiti prostorsko lego razpok in plasti (diskontinuitet). Vsako diskontinuiteto v hribini opišemo z naslednjimi parametri: orientacijo (smer in vpad), gostoto razpok, obseg (kontinuirnost), hrapavost, trdnost sten ob diskontinuiteti, odpornost diskontinuitete, polnitev, prepustnost, število sistemov razpok in velikost blokov. V času izdelave diplomskega dela je bil vkop v flišno hribino že izveden. Slednjega smo inženirsko-geološko kartirali in odvzeli vzorce za laboratorijske preiskave.

4.2 Inženirsko-geološka klasifikacija hribine

Hribine so zaradi razpokanosti izrazito heterogene in anizotropne ter zato problematične za natančnejše mehanske analize. Na osnovi geomehanskih lastnosti in razpokanosti so bile izvedene različne klasifikacije hribin. Slednje nam omogočajo, da se z določitvijo najbolj bistvenih lastnosti hribin številčno opredeli lastnost hribine po posameznih vplivnih faktorjih. Za karakterizacijo hribinske mase (flišne hribine) smo uporabili klasifikacijo na podlagi Marinosa in Hoeka (2001).

Hoek in Marinos sta zasnovala preprost sistem za klasifikacijo kamnin na podlagi geološkega trdnostnega indeksa GSI (*geological strength index*). Indeks se določi na osnovi inženirsko-geološkega popisa hribinske mase. Odvisen je od litološke zgradbe, strukture in površinskih pogojev diskontinuitete v hribinski masi. Pri kartiranju si pomagamo s primerjavo strukture, prikazane na slikah v posebnih preglednicah, s strukturo kamnine na terenu. Klasifikacijo najprej uporabimo v fazi raziskav in kasneje med samim izkopom. GSI indeks se praktično uporabi pri ocenjevanju trdnostnih parametrov hribinske mase po Hoek-Brownovem posplošenem porušitvenem kriteriju. Indeks predstavlja povezavo med geološkimi karakteristikami in oceno trdnostnih parametrov hribinske mase.

Pri oceni geološkega trdnostnega indeksa smo uporabili klasifikacijo za heterogene kamninske gmote (Preglednica 1). Le-ta vsebuje 11 razredov, ki so označeni z rimskimi številkami od I do XI. Na podlagi GSI klasifikacije smo brežino klasificirali v območje VIII, intenzivno nagubano, tektonsko poškodovano in deformirano kaotično strukturo menjajočih plasti pečenjaka in laporovca (Slika 10). Stanje površin kamnin je srednje (preperela ali spremenjena površina) do slabo (zelo preperela površina). Večjih sistemov razpok ni, so pa vidne manjše razpoke zaradi intenzivnega gubanja (natezne razpoke na prevoju gub). Ocenjena vrednost GSI je med 25 in 30.

Preglednica 1: Geološki trdnosti indeks za heterogene kamninske gmote (Marinos et. al, 2011.)

| GEOLOGICAL STRENGTH INDEX (GSI) FOR HETEROGENEOUS ROCK MASSES SUCH AS FLYSCH (V. Marinos, 2007) | | SURFACE CONDITIONS OF DISCONTINUITIES (Predominantly bedding planes) | | | | |
|---|---|---|--|---|--|--|
| <p>Heterogeneous rockmasses are meant those with alternating layers of clearly different lithology types with significant differences in their strength properties. For flysch, a typical formation with heterogeneous rock masses, these alternations are consisting of sandstones and siltstones. Clay shales may be present. From a description of the lithology, structure and surface conditions of discontinuities (particularly of the bedding planes), choose a box in the chart. The selection of the structure should be based on the tectonic disturbance (undisturbed, slightly disturbed, strongly disturbed - folded, desintegrated, sheared), the proportion of siltstones against sandstones and the expressed or not stratification inside the siltstone layers. In the type IV and V when the thickness of sandstone beds exceed 50cm an increase of the GSI value by 5 is suggested. From type IV and the following types, the stratification planes are perceptible inside the siltstone mass. Locate the position in the box that corresponds to the conditions and estimate the average value GSI from the contours. The determination of the structure and the condition of discontinuities may range between two adjacent fields. Note that the Hoek - Brown criterion does not apply to structurally controlled failures. Where unfavourably oriented continuous weak planar discontinuities are present, these will dominate the behaviour of the rock mass. The strength of some rock masses is reduced by the presence of groundwater and this can be allowed for by a slight shift to the right in the columns for fair, poor and very poor conditions. Water pressure does not change the value of GSI and it is dealt with by using effective stress analysis.</p> | | <p>VERY GOOD Very rough, fresh unweathered surfaces</p> | <p>GOOD Rough, slightly weathered or oxidised surfaces</p> | <p>FAIR Smooth, moderately weathered and altered surfaces</p> | <p>POOR Very smooth, occasionally slickensided surfaces with compact coatings or fillings with angular fragments</p> | <p>VERY POOR Very smooth, slickensided or highly weathered surfaces with soft clay coating or fillings</p> |
| STRUCTURE AND COMPOSITION | | DECREASE OF THE QUALITY OF DISCONTINUITIES → | | | | |
| <p>TYPE I. Undisturbed, with thick to medium thickness sandstone beds with sporadic thin films of siltstone. In shallow tunnels or slopes where confinement is poor the mode of the failure has a kinematic character controlled by the bedding planes and GSI is meaningless</p> | <p>TYPE II. Undisturbed massive siltstone (stratification planes are imperceptible) with sporadic thin interlayers of sandstones</p> | 80 | I | II | | |
| <p>TYPE III. Moderately disturbed sandstones with thin films of siltstone interlayers</p> | <p>TYPE IV. Moderately disturbed rockmass with sandstone and siltstone similar amounts</p> | 70 | | | | |
| <p>TYPE V. Moderately disturbed siltstones with sandstone interlayers</p> | <p>TYPE VI. Moderately disturbed siltstones with sparse sandstone interlayers</p> | 60 | III | IV | V | VI |
| <p>TYPE VII. Strongly disturbed, folded rockmass that retains its structure, with sandstone and siltstone in similar extend</p> | <p>TYPE VIII. Strongly disturbed, folded rockmass, with siltstones and sandstone interlayers. The structure is retained and deformation - shearing is not strong</p> | 50 | | | | |
| <p>TYPE IX. Desintegrated rockmass that can be found in wide zones of faults or/and of high weathering. In this type mainly brittle material is present with some disturbed siltstones between rock pieces</p> | <p>TYPE X. Tectonically deformed intensively folded/ faulted siltstone or clay shale with broken and deformed sandstone layers forming an almost chaotic structure</p> | 40 | | VII | VIII | |
| <p>TYPE XI. Tectonically strongly sheared siltstone or clayey shale forming a chaotic structure with pockets of clay. Thin layers of sandstone are transformed into small rock pieces. Ultimately the ground behavior is that of a soil</p> | | 30 | | | IX | X |
| | | 20 | | | | XI |
| | | 10 | N/A | N/A | | |



Slika 10: Vkop v flišno hribino

Iz strukture diskontinuitet smo določili:

- geološki trdnostni indeks: $GSI = 25-30$;
- smer in vpad plasti peščenjaka in laporovca: 280/50, 40/20, 240/45 in 10/5;
- plasti vpadajo v smeri gradbene jame;
- os gube v smeri SV–JZ (prečnodinarska smer);
- sistem nateznih razpok v temenih gub (brez izrazitejše smeri in vpada).

5 GEOMEHANSKE RAZISKAVE

5.1 Laboratorijske preiskave

Za potrebe izdelave diplomskega dela smo izvedli geomehanske laboratorijske preiskave na karakterističnih vzorcih, odvzetih vzdolž predvidene lokacije armiranobetonskega zidu. Slednje so bile izvedene v geomehanskem laboratoriju na Katedri za mehaniko tal (KMTal), na Fakulteti za gradbeništvo in geodezijo. V laboratoriju smo določili točkovni indeks trdnosti in naravno vlago.

5.1.1 Točkovni indeks trdnosti (Point load)

Preiskava točkovnega indeksa trdnosti $I_{s(50)}$ se izvaja za oceno enoosne tlačne trdnosti kamnin. V primerjavi z enoosnim tlačnim preizkusom je postopek sorazmerno enostaven in omogoča ekonomično testiranje večjega števila vzorcev v vsakem laboratorijskem okolju. Analiziramo lahko različne vzorce kamnin, in sicer: jedra vrtine (*diametral and axial test*), pravilne (*block test*) in nepravilne (*irregular lump test*) oblike kamnin. Preiskavo smo izvajali skladno s standardom ASTM D5731 – 02.

Naprava za določitev točkovnega indeksa trdnosti (Slika 11) je sestavljena iz nosilnega okvirja, hidravličnega sistema, na katerega sta pritrjena jeklena konusa, merilnega sistema in skale za merjenje razdalje med konusoma. Silo dovajamo preko hidravlične dvigalke do koaksialnih jeklenih konusov, ki prenašajo silo v vzorec. Jeklena konusa sta stožčaste oblike pod kotom 60° in 5 mm radijem okrogle konice. Obremenitev, silo P merimo z merilnim sistemom, ki je lociran na vrhu nosilnega sistema. Silo povečujemo do te mere, da pride do porušitve v 10. do 60. sekundah oziroma do maksimalne dopustne sile 55 kN.



Slika 11: Naprava za merjenje točkovnega indeksa

Predpriprava vzorcev ni potrebna, vendar moramo upoštevati, da je lahko najmanjša velikost preizkušanca 30 mm, največja 85 mm. Najprimernejši preizkušanci so velikosti 50 mm. Postopek izvedbe preiskave je odvisen od oblike vzorca. Za pravilne in nepravilne oblike je potrebno pred

preiskavo določiti razmerje med višino vzorca d in povprečno širino vzorca w (pravokotno na smer sile), ki je lahko med 1/3 in 1 ter razdaljo od sredine vzorca (prijemališče konusa) in zunanjo stranico, ki je lahko le 0,5 w . Pri preizkusu je pomembno, da med obremenitvijo ne pride do zdrsa vzorca oziroma konice, v nasprotnem primeru meritev ponovimo.

5.1.1.1 Postopek meritev in izračuna

V sklopu diplomskega dela je bilo preiskanih 45 preizkušancev, 30 preizkušancev laporovca in 15 preizkušancev peščenjaka. Od tega je bilo 14 preizkušancev neprimernih (zdrs konice oziroma nepravilne dimenzije). Peščenjake smo razdelili na svetlo sive modrikaste peščenjake (1) in na peščenjake (2) z veliko vsebnostjo organskih snovi. Najprej smo izmerili dimenzije preizkušanca (širina w , dolžina l , debelina d) ter ga nato točkovno obremenili pravokotno na plasti. Po poružitvi smo odčitali silo poružitve P . Na podlagi pridobljenih dimenzij in sil P smo po enačbi (5.1) izračunali »nepravilni« točkovni indeks trdnosti I_S . Za nepravilne oziroma pravilne oblike preizkušancev smo za premer preizkušanca upoštevali enačbi (5.2) in (5.3).

$$I_S = P/D_e^2, \quad (5.1)$$

$$D_e^2 = 4A/\pi, \quad (5.2)$$

$$A = WD. \quad (5.3)$$

Za določitev točkovnega indeksa trdnosti $I_{s(50)}$ standard zahteva, da je optimalen premer preizkušanca $D_e = 50$ mm, v nasprotnem primeru je potrebno upoštevati korekcijski faktor F . Slednjega izračunamo po enačbi (5.4), točkovni indeks trdnosti po enačbi (5.5). Srednjo vrednost $I_{s(50)}$ izračunamo tako, da največjo in najmanjšo vrednost izbrišemo, na kar izračunamo povprečje preostalih vrednosti. Enoosno tlačno trdnost smo določili na podlagi enačbe (5.6). Rezultati preiskave so prikazani v spodnji preglednici 2, podatki in izračun v prilogi D.

$$F = (D_e/50)^{0.45}, \quad (5.4)$$

$$I_{s(50)} = F \cdot I_S, \quad (5.5)$$

$$q_u = 24 \cdot I_{s(50)}. \quad (5.6)$$

Preglednica 2: Rezultati točkovnega indeksa trdnosti in enoosna tlačna trdnost

| Kamnina | Preiskava | $I_{s(50)}$ (MPa) | q_u (MPa) |
|---------------|------------|-------------------|-------------|
| laporovec | nepravilna | 0,15 | 3 |
| | pravilna | 0,12 | |
| peščenjak (1) | nepravilna | 6 | 58 |
| peščenjak (2) | nepravilna | 2 | |

5.1.2 Naravna vlaga

Naravno vlago smo določili na treh vzorcih laporovca. Slednjo smo določili skladno s standardom SIST-TS CEN ISO/TS 17892-1:2004. Iz vzorcev smo vzeli primerno količino materiala, jo stekali v posodi znane mase in dali sušiti za 24 ur v sušilnik pri temperaturi 105° C. Rezultati raziskav so prikazani v spodnji preglednici 3.

Preglednica 3: Naravna vlaga vzorcev laporovca

| Kamnina | Vzorec | w (%) |
|-----------|--------|-------|
| laporovec | V1 | 5,69 |
| | V2 | 8,17 |
| | V3 | 6,80 |

5.2 Geomehanske karakteristike hribine

Na osnovi GSI klasifikacije in enoosne tlačne trdnosti smo s pomočjo programa RocLab (*Rocscience 2011*) določili geomehanske karakteristike kamnin. Program temelji na posplošenem Hoekovem in Brownovem porušitvenem kriteriju. Za določitev trdnostnih in deformacijskih parametrov hribine, posplošen Hoek-Brown kriterij, zahteva poznavanje naslednjih vhodnih karakteristik hribinske mase:

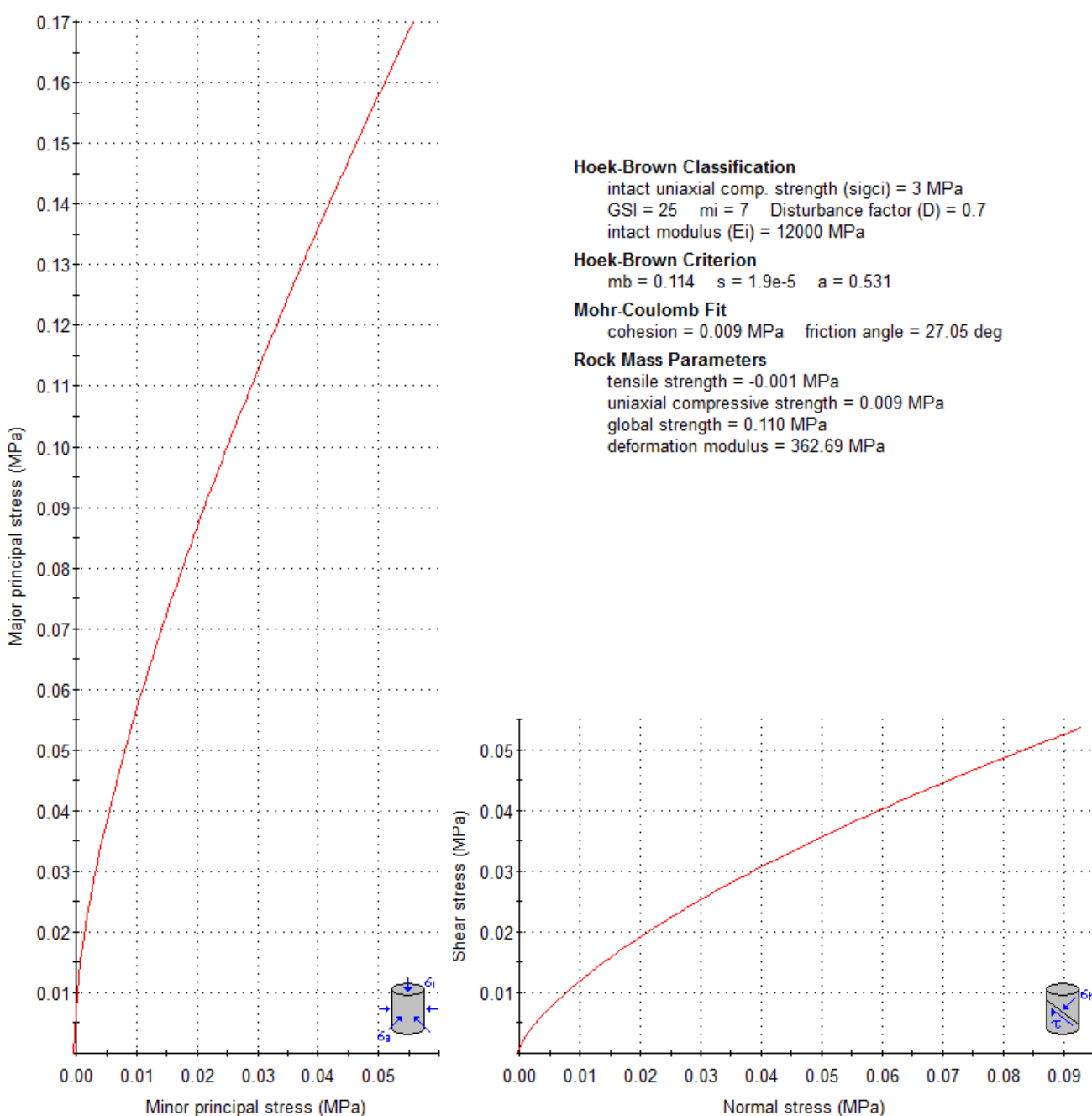
- enoosna tlačna trdnost monolitnih kosov hribine (v našem primeru izračunana iz točkovnega indeksa trdnosti);
- vrednost geološkega indeksa trdnosti GSI;
- vrednost Hoek-Brownovega trdnostnega parametra intaktne kamnine m_i ;
- faktor poškodovanosti hribinske mase D .

Vhodne parametre (q_u , GSI, m_i in D) se izmeri, izračuna ali oceni iz tabel ali grafov, ki temeljijo na vrsti kamnine oziroma opisih geoloških razmer. Vrednost Hoek-Brownove konstante m_i oziroma materialni parameter intaktne kamnine je potrebno določiti za vsako kamnino posebej. Vrednost m_i predstavlja trdnostni parameter in je odvisna predvsem od povezanosti kristalne zgradbe. Določimo jo iz triosnih preizkusov na intaktnih valjastih preizkušancev. Avtorja sta za približno uporabo podala tabelo, na podlagi katere lahko vrednost m_i ocenimo glede na vrsto kamnine. Pri analizi moramo upoštevati faktor poškodovanosti hribine D zaradi načina izkopa (miniranje, hidravlični bager) ter porazdelitev napetostnega polja. Za izračun smo prevzeli vhodne parametre za laporovec (Preglednica 4). S tem smo ostali na varni strani oziroma smo projektirali na slabše geomehanske karakteristike od dejanskih.

Preglednica 4: Vhodne vrednosti za program RocLab

| Kamnina | GSI | q_u (MPa) | m_i | D | γ (kN/m ³) |
|-----------|-------|-------------|-----------|-----|-------------------------------|
| laporovec | 25–30 | 3 | 7 ± 2 | 0,7 | 25 |

S pomočjo RocLab programa (Slika 12) smo za laporovec izračunali pripadajoči strižni kot φ in kohezijo c v odnosu z Mohr-Coulombovim porušitvenim kriterijem. Parametra smo uporabili pri preverjanju mejnega stanja nosilnosti – MSN za podporni in oporni zid. Na podlagi Hoek-Brownove metode smo vhodne parametre (q_u , GSI, m_i in D) za flišno hribino preverili s povratno stabilnostno analizo v programu Slide 5.0.

**Slika 12: Geomehanske karakteristike laporovca (RocLab)**

Ocenjene mehanske karakteristike laporovca:

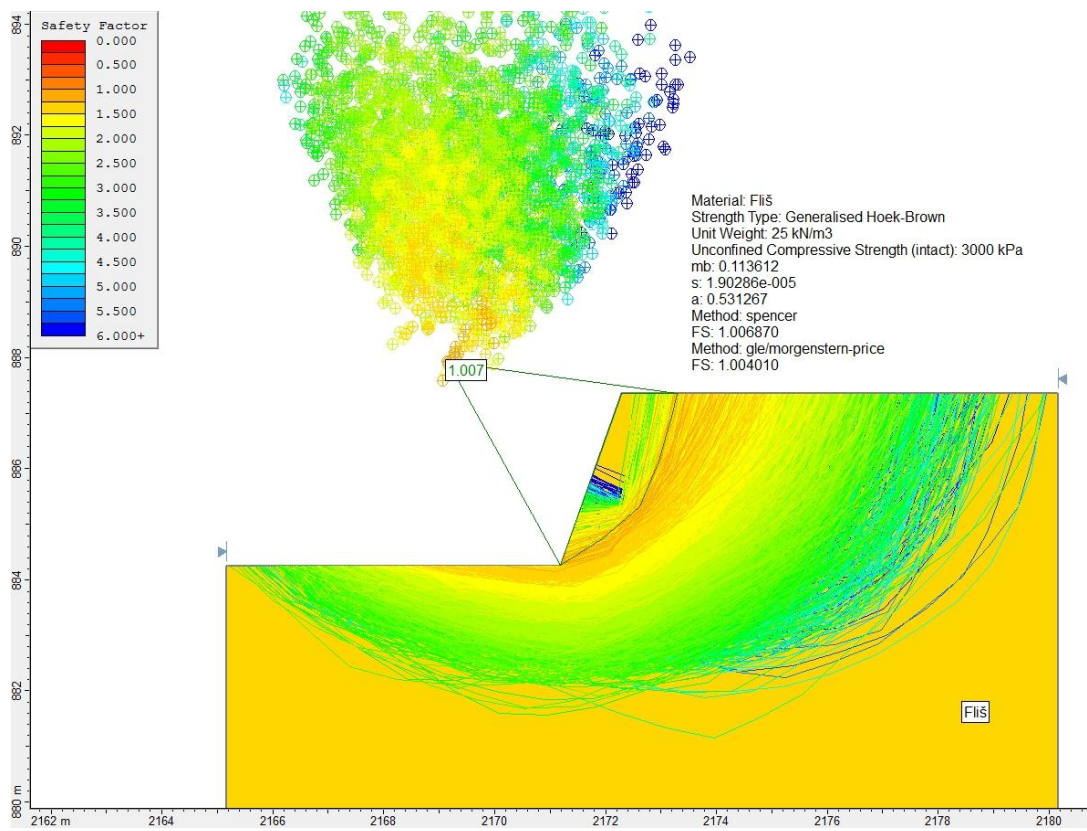
- strižni kot: $\varphi = 27^\circ$
- kohezija: $c = 9 \text{ kN/m}^2$
- prostorninska teža: $\gamma = 25 \text{ kN/m}^3$
- Hoek Brownovi parametri: $m_b = 0,114; s = 1,9e^{-5}; a = 0,531$

5.3 Povratna analiza

Ob upoštevanju enosne tlačne trdnosti, GSI klasifikacije, faktorja poškodovanosti hribinske mase D in materialnega parametra intaktne kamnine m_i , smo na podlagi Hoek-Brownove metode izvedli povratno analizo. S slednjo smo želeli preveriti parametre hribinske mase za že izvedeno flišno brežino. Povratno analizo smo izvajali s programom Slide 5.0.

Program je namenjen stabilnostnim analizam s krožnimi in poligonalnimi drsinami v zemljini in hribini. Analiziramo lahko posamezne drsne površine kot tudi najbolj kritično drsino pobočja. V programu lahko izvajamo deterministične analize, na podlagi katere lahko izračunamo varnostni faktor ter verjetnostne analize, ki nam podajo verjetnost porušitve. V primeru nezadostnega faktorja varnosti lahko v računskem modelu upoštevamo podporne ukrepe.

V programu smo analizirali geotehnični model vkopa (Slika 13), ki se čim bolj ujema z dejanskim vkopom na terenu (geometrija vkopa in karakteristike hribine). Zaradi neposredne bližine objekta in pomanjkanja prostora se je 3 m globok vkop za oporni zid izvedlo pod naklonom 70° . Glede na način temeljenja opornega in podpornega zidu, ki bosta zasnovana s peto, ki je v večjem delu obrnjena stran od brežine in manjšim delom v smeri brežine, se je vkop za podporni zid izvedel pod naklonom 50° . Za podporne zidove je značilno, da je peta zidu v zaledju, vendar smo se za drugačno zasnovano konstrukcijo odločili, ker bi v nasprotnem primeru izvedli večji poseg v hribino. S povratno analizo (program Slide) smo ugotovili, da so dobljene vrednosti strižnih karakteristik ustrezne, saj je bila varnost vkopa ($F = 1,007$) nad zahtevano vrednostjo varnosti $F = 1,0$. Dejanska varnost je gotovo še nekoliko večja, saj je bila brežina stabilna. Uporabljene karakteristike zato predstavljajo najmanjše še realne vrednosti trdnosti. Na podlagi tako potrjenih geomehanskih karakteristik smo izračunali zemeljske pritiske oziroma obtežbe na armiranobetonski oporni in podporni zid.



Slika 13: Grafičen prikaz vseh izračunanih kritičnih drsin in faktor varnosti $F = 1,007$ (Slide)

6 GEOTEHNIČNO PROJEKTIRANJE AB OPORNEGA IN PODPORNEGA ZIDU

V okviru diplomskega dela smo v programu Microsoft Excel (Priloge E in F) izvedli izračun geotehnične analize AB podpornega in opornega zidu. Analizo smo izvedli skladno s standardom SIST EN 1997-1 po projektnem pristopu PP2 in PP2* (*Design Approach – DA 2*). Glede na pogoje stabilnosti, ki jih navaja standard EN 1997-1, smo poiskali najmanjše dimenzije temelja. V naslednjih korakih (podpoglavjih) predstavljamo principe projektiranja konstrukcije, ki so povzete ali dobesedno navedene po *Priročniku za projektiranje gradbenih konstrukcij po evrokod standardih* (Beg, Pogačnik, 2009).

6.1 Vplivi na konstrukcijo

Pri projektiranju podporne in oporne konstrukcije smo upoštevati sledeče vplive:

- težo zalednega materiala;
- prometno obtežbo.

6.1.1 Zemeljski pritiski

Težnostne konstrukcije podpirajo zemljine, kamnine ali zasipni material. Zaradi podpiranega materiala se v konstrukcijah pojavijo vodoravne obremenitve, ki jim pravimo zemeljski (tlaki) pritiski. Mejne vrednosti zemeljskega pritiska določimo ob upoštevanju relativnega premika zemljine in zidu ob porušnici ter oblike odgovarjajoče porušne ploskve. Za izračun koeficientov zemeljskih pritiskov smo uporabili Rankinovo metodo za ravno in nagnjeno zaledje. Ločimo tri vrste zemeljskih pritiskov:

- mirne zemeljske pritiske;
- aktivne zemeljske pritiske;
- pasivne zemeljske pritiske.

6.1.1.1 Vrednost mirnega zemeljskega pritiska

Mirni zemeljski pritiski predstavljajo naravno napetostno stanje v tleh pred gradbenim posegom, ko ni horizontalnih premikov oziroma ko ni relativnega premika zidu glede na zemljino. Koeficient mirnega zemeljskega pritiska za horizontalno površje k_0 se določi po enačbi 6.7:

$$k_0 = 1 - \sin \varphi'. \quad (6.7)$$

6.1.1.2 Vrednost aktivnega zemeljskega pritiska

Aktivni zemeljski pritisk predstavlja obremenitev konstrukcij, ki so vkopane v tla ali zasute z zemljino. Pri projektiranju smo jih upoštevali kot neugodni geotehnični vpliv. Velikost pritiska je odvisna od kohezije c , strižnega kota φ , trenja med konstrukcijo in zemljino ter od prostorninske teže γ . Karakteristične vrednosti aktivnih zemeljskih pritiskov za ravno zaledje izračunamo ob upoštevanju mejnega stanja po enačbi:

$$p_a = \sigma'_v k_a - 2c\sqrt{k_a}, \quad (6.8)$$

$$k_a = \tan^2\left(45 - \frac{\varphi}{2}\right), \quad (6.9)$$

$$\sigma'_v = z \cdot \gamma - u. \quad (6.10)$$

6.1.1.3 Vrednost pasivnega zemeljskega pritiska

Pasivni zemeljski pritisk predstavlja odpor zemljine. Pri projektiranju smo skladno z Evrokodom 7-1 pasivni odpor zmanjšali za višino zemljine, ki nudi odpor pred temeljem, za 10 % svetle višine zidu. Pasivne pritiske smo obravnavali kot ugodne geotehnične vplive. Za ravno zaledje vrednost odpora izračunamo po spodnjih enačbah:

$$p_p = \sigma'_v k_a + 2c\sqrt{k_p}, \quad (6.11)$$

$$k_p = \tan^2\left(45 + \frac{\varphi}{2}\right), \quad (6.12)$$

$$\sigma'_v = z \cdot \gamma - u. \quad (6.13)$$

6.1.2 Prometna obtežba

Na AB podporni zid bo poleg zemeljskih pritiskov vplivala zaledna prometna obtežba. Za prometno obtežbo smo upoštevali vrednost 10 kPa (srednje težka vozila). Vrednost smo povečali za faktor 1,5.

6.2 Mejna stanja

Projektiranje podpornih in opornih konstrukcij temelji na principu mejnih stanj. Za vsako projektno stanje moramo preveriti, da ne presega nobenega mejnega stanja, ki jih definira SIST EN 1990. Mejna stanja razvrstimo v:

- mejna stanja nosilnosti – MSN;
- mejna stanja uporabnosti – MSU.

6.2.1 Mejno stanje nosilnosti – MSN

V sklopu mejnega stanja nosilnosti preverimo za vsak prerez konstrukcije, za stik med zemljino in konstrukcijo ali za zemljino, da projektne vrednosti učinkov vplivov E_d nikoli ne presežejo projektnih nosilnosti oziroma projektnih vrednosti odpornosti R_d .

$$E_d \leq R_d. \quad (6.14)$$

V sklopu diplomskega dela smo za težnostni podporni konstrukciji izvedli preveritve MSN za statično ravnovesje – EQU, stabilnost na zdrs, nosilnost temeljnih tal in globalno stabilnost – GEO ter kritično dimenzioniranje prerezov podpornih konstrukcij – STR.

6.2.1.1 Preverjanje mejnega stanja EQU (statično ravnovesje)

EQU – izguba statičnega ravnotežja konstrukcije oziroma prevrnitev, pri čemer trdnost materialov konstrukcije in tal niso pomembne pri zagotavljanju odpornosti. Statično ravnovesje se preverja po enačbi (6.15 – 6.16), kjer učinek vplivov $E_{dst;d}$, neugodno deluje na obravnavano statično ravnovesje in je manjši ali enak učinku vpliva $E_{stb;d}$, ki ugodno delujejo nanj.

$$E_{dst;d} \leq E_{stb;d} , \quad (6.15)$$

$$M_{prev,d}^A \leq M_{odp,d}^A . \quad (6.16)$$

Pri izračunu stabilnosti smo za negativni vpliv upoštevali vsoto momentov na dno temelja, točka A (Sliki 14 in 17), na katero deluje komponenta aktivnega zemeljskega pritiska. Prevratni nasprotuje moment, ki ga povzroča lastna teža konstrukcije in teža zasutja nad temeljno peto. Karakteristične vrednosti negativnega vpliva pomnožimo z delnim faktorjem $\gamma_{G,dst} = 1,1$, vplive, ki nasprotujejo prevratni, pa s faktorjem $\gamma_{G,stb} = 0,9$.

6.2.1.2 Preverjanje mejnega stanja GEO

GEO – odpoved ali pretirana deformacija tal, pri čemer je za zagotavljanje odpornosti pomembna trdnost zemljine ali kamnine. Za mejno stanje smo za podporno in oporno konstrukcijo preverili nosilnost tal, zdrs in globalno stabilnost.

Za preverjanje mejnih stanj v tleh (GEO) Evrokod 7 predvideva uporabo projektnih pristopov. Evrokod 7-1 omogoča tri različne metode za preverjanje geotehničnih mejnih stanj, ki se med seboj razlikujejo glede na porazdelitev delnih faktorjev med geotehnične vplive in odpornosti. V Sloveniji se za geotehnično projektiranje uporablja projektni pristop 2 (PP2 in PP2*), za preverjanje globalne stabilnosti projektni pristop 3 (PP3). Za PP2 je značilno, da se delne faktorje uporabi na začetku računa, pri tem moremo vedeti, ali vplivi delujejo ugodno ali neugodno. V primeru PP2* se celoten izračun izvede s karakterističnimi vrednostmi, delne faktorje uporabimo pri preverjanju mejnega stanja. Priporočene vrednosti delnih faktorjev so prikazane v preglednici 5.

Preglednica 5: Priporočene vrednosti delnih faktorjev (Evrokod 7-1)

| Projektni pristop | Vplivi ali učinki vplivov | | Odpornost tal |
|-------------------|---|---|---|
| | iz konstrukcije | iz tal | |
| PP2 | $\gamma_G = 1,35; \gamma_{G;inf} = 1,00; \gamma_Q = 1,50$ | | $\gamma_{R,e} = \gamma_{R,v} = 1,40$ $\gamma_{R,h} = 1,10$ |
| PP3 | $\gamma_G = 1,00; \gamma_Q = 1,30$ | $\gamma_\phi = \gamma_c = 1,25; \gamma_{cu} = 1,40$ | |

- γ_G : delni faktor za neugoden stalni vpliv;
 $\gamma_{G,inf}$: delni faktor za ugoden stalni vpliv;
 γ_Q : delni faktor za spremenljiv vpliv;
 γ_ϕ : delni faktor za trenje;
 γ_c : delni faktor za kohezijo;
 $\gamma_{R,v}$: delni faktor za nosilnost tal;
 $\gamma_{R,h}$: delni faktor za odpornost proti zdrsu;
 $\gamma_{R,e}$: delni faktor za pasivni zemeljski pritisk.

6.2.1.2.1 Nosilnost temeljnih tal

Nosilnost tal preverimo za PP2-I, PP2-II in PP2* po enačbi:

$$V_d \leq R_d . \quad (6.17)$$

V_d – navpični projektni vpliv na temelj (lastna teža konstrukcije, teža zasipnega materiala nad temeljem in ugodni ter neugodni zemeljski pritiski);

R_d – odpornost (nosilnost tal), izračunana po analitični metodi (drenirano stanje).

Enačba za izračun nosilnosti tal v dreniranih pogojih:

$$R/A' = c' \cdot N_c \cdot b_c \cdot s_c \cdot i_c + q' \cdot N_q \cdot b_q \cdot s_q \cdot i_q + 0,5 \cdot \gamma' \cdot B' \cdot N_\gamma \cdot b_\gamma \cdot s_\gamma \cdot i_\gamma . \quad (6.18)$$

R – odpornost tal;

A' – ploščina računske površine centrično obremenjenega temelja ($A' = B' \cdot L'$);

q' – efektivni navpični tlak ob temelji na globini temeljne ploskve;

c' – efektivna kohezija;

B' – efektivna širina temelja;

N_c, N_q, N_γ – koeficient nosilnosti;

b_j, d_j, i_j – koeficient nagiba in oblike temelja ter nagib rezultante.

$$B' = B - 2e_d , \quad (6.19)$$

$$N_q = \tan^2(45^\circ + \varphi'/2) , \quad (6.20)$$

$$N_c = (N_q - 1) \cot \varphi' , \quad (6.21)$$

$$N_\gamma = 2(N_q - 1) \tan \varphi' , \quad (6.22)$$

$$b_q = b_\gamma = (1 - \alpha \cdot \tan \varphi')^2 , \quad (6.23)$$

$$b_c = b_q - (1 - b_q)/N_c \cdot \tan \varphi' , \quad (6.24)$$

$$s_q = 1 + (B'/L') \sin \varphi' \text{ (pravokoten temelj } B' < L') , \quad (6.25)$$

$$s_\gamma = 1 - 0,3(B'/L') \text{ (pravokoten temelj } B' < L') , \quad (6.26)$$

$$s_c = (s_q \cdot N_q - 1)/(N_q - 1), \quad (6.27)$$

$$i_c = i_q - (1 - i_q)/N_c \cdot \tan \varphi', \quad (6.28)$$

$$i_q = (1 - H/(V + A'c' \cot \varphi'))^m , \quad (6.29)$$

$$i_\gamma = (1 - H/(V + A'c' \cot \varphi'))^{m+1} , \quad (6.30)$$

$$m = m_b = (2 + (B'/L'))/(1 + (B'/L')) , \text{ če sila H deluje v smeri } B', \quad (6.31)$$

$$m = m_L = (2 + (B'/L'))/(1 + (B'/L')) , \text{ če sila H deluje v smeri } L'. \quad (6.32)$$

6.2.1.2.2 Velika in mala ekscentričnost

Ekscentričnost je odvisna od lege rezultante. Ločimo malo ekscentričnost, lega rezultante je znotraj jedra prereza (celoten temelj je tlačno obremenjen) in veliko ekscentričnost, lega rezultante je zunaj jedra prereza (temelj je tlačno in natezno obremenjen). Ekscentričnost izračunamo po enačbi:

$$e_d = \frac{M_d}{N_d}. \quad (6.33)$$

M_d – projektni upogibni moment na sredino temelja (točka C),

N_d – projektna navpična sila.

– mala ekscentričnost:

$$e_d < \frac{B}{6}, \quad (6.34)$$

$$\sigma_{1,2} = \frac{N_d}{A} \pm \frac{M_d}{W}, \quad (6.35)$$

$$A = B \cdot 1m, \quad (6.36)$$

$$W = \frac{B^2}{6} \cdot 1m. \quad (6.37)$$

– velika ekscentričnost:

$$e_d > \frac{B}{6}, \quad (6.38)$$

$$B^* = 3 \left(\frac{B}{2} - e_d \right), \quad (6.39)$$

$$\sigma_1 = \frac{2V_d}{B^*}. \quad (6.40)$$

B – širina temelja,

B^* – širina tlačne cone temelja,

A – ploščina obremenjenega temelja,

W – odpornostni moment temelja,

σ_1 – maksimalna robna napetost.

6.2.1.2.3 Odpornost proti zdrs

V primeru, da na temelj deluje prečna obtežba, je potrebno preveriti porušitev zaradi zdrsa vzdolž temeljne ploskve po PP2-I in PP2-II:

$$H_d \leq T_d + R_{p,d}, \quad (6.41)$$

$$H_k * \gamma = \frac{V_d \cdot \tan \delta_k}{\gamma_{R;h}} + \frac{R_{p,k}}{\gamma_{R;e}}. \quad (6.42)$$

H_d – komponenta projektnega učinka vplivov v smeri temeljne ploskve (aktivni zemeljski pritiski);

T_d – projektna vrednost strižnega odpora v temeljni ploskvi;

$R_{p,d}$ – projektna vrednost pasivnega odpora;

V_d – vsota projektnih vertikalnih sil;

δ_k – kot trenja med temeljno ploskvijo in tlemi.

6.2.1.3 Preverjanje mejnih stanj STR

STR – notranja odpoved ali pretirana deformacija konstrukcije ali konstrukcijskih elementov, kjer je za zagotavljanje odpornosti pomembna trdnost materialov v konstrukciji. Pogoji in izračuni so prikazani v poglavju 8.

6.2.1.4 Globalna stabilnost

Globalno stabilnost tal je treba preverjati za vse gradbene konstrukcije in inženirske objekte. Slednjo preverjamo po projektnem pristopu 3 (PP3). Delne faktorje uporabimo za strižne parametre φ' , c' , c_u ali γ_Q . Priporočeni vrednosti za $\gamma_{\varphi'}$, $\gamma_{c'}$ sta 1,25, za γ_{c_u} 1,40 in γ_Q 1,30. Projektni pristop 3 se izvede s projektnimi vrednostmi vplivov in projektno strižno trdnostjo tal. Projektne vrednosti materialnih lastnosti tal dobimo iz karakterističnih vrednosti po spodnjih enačbah:

$$\tan \varphi_d = \tan \varphi_k / \gamma_{\varphi}, \quad (6.43)$$

$$c_d = c_k / \gamma_c, \quad (6.44)$$

$$c_{u,d} = c_{u;k} / \gamma_{c_u}. \quad (6.45)$$

S projektnim pristopom 3 računamo dodatno varnost, za izpolnjevanje zahtev Evrokoda 7-1 je dovolj, da je izračunani količnik varnosti $F \geq 1,0$.

6.2.2 Mejno stanje uporabnosti – MSU

Pri kontroli mejnega stanja uporabnosti zagotovimo, da bodo premiki, zasuki, posedki, razpoke, relativni posedki konstrukcije in tal v spremenljivih mejah. Učinek vseh naštetih vplivov E_d , je manjši ali enak spremenljivi velikosti istih količin C_d (6.46). Pri preverjanju mejnega stanja uporabnosti so delni faktorji praviloma enaki 1,0.

$$E_d \leq C_d . \quad (6.46)$$

Pri kontroli mejnega stanja uporabnosti moramo pri podpornih konstrukcijah upoštevati splošne zahteve glede mejnih vrednosti premikov oziroma deformacij. Za kontrolo mejnega stanja uporabnosti smo izračunali vrednost med mirnimi zemeljskimi pritiski in aktivnimi zemeljskimi pritiski. S tem smo zagotovili mejne vrednosti premikov (deformacij) zidu oziroma mobilizacijo zemeljskih pritiskov.

$$K_{a,k} = \frac{K_a + K_0}{2} . \quad (6.47)$$

6.2.2.1 Posedek temelja

Maksimalen posedek temelja izračunamo kot kvocient med maksimalno robno napetostjo σ_1 in modulom reakcije tal K :

$$\rho_{max} = \frac{\sigma_1}{K} . \quad (6.48)$$

6.2.2.2 Zasuk zidu

Zasuk zidu izračunamo kot kvocient med maksimalnim posedkom ρ_{max} in širino tlačne cone B^* :

$$\vartheta = \frac{\rho_{max}}{B^*} . \quad (6.49)$$

6.2.2.3 Horizontalni premik vrha zidu

Horizontalni premik vrha zidu izračunamo kot produkt zasuka zidu ϑ in višine zidu H :

$$u_{h,max} = H \cdot \vartheta . \quad (6.50)$$

7 RAČUNSKI MODEL AB OPORNEGA IN PODPORNEGA ZIDU

7.1 Parametri za izračun

Za izračun zemeljskih pritiskov in potrebnih kontrol po mejnem stanju nosilnosti – MSN in mejnem stanju uporabnosti – MSU smo za zasipni material in laporovec upoštevali sledeče karakteristike:

7.1.1 Zasipni material (apnenčev agregat)

- strižni kot: $\varphi' = 38^\circ$
- kohezija: $c' = 0 \text{ kN/m}^2$
- prostorninska teža: $\gamma = 21 \text{ kN/m}^3$

7.1.2 Laporovec

- strižni kot: $\varphi' = 27^\circ$
- kohezija: $c' = 9 \text{ kN/m}^2$
- prostorninska teža: $\gamma = 25 \text{ kN/m}^3$
- modul reakcije tal: $K = 200000 \text{ kN/m}^3$

7.2 AB oporni zid

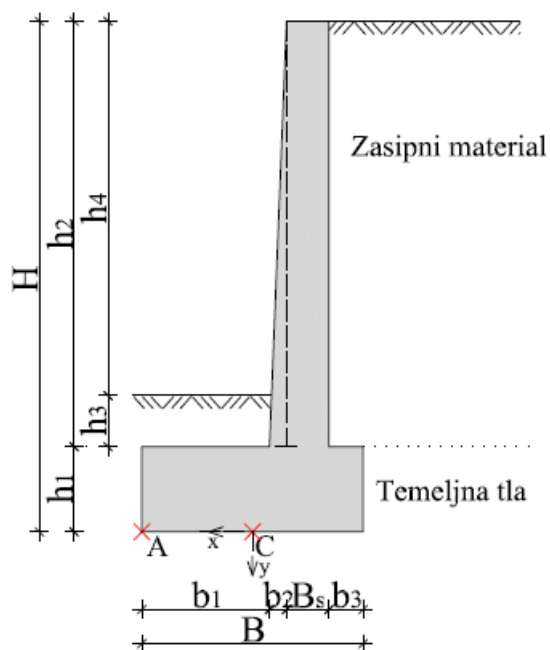
S pomočjo enačb za ravno zaledje smo po Rankinu izračunali aktivne E_a in pasivne E_p zemeljske pritiske (Preglednica 6, Slika 15). Zaledje armiranobetonskega opornega zidu ja zasuto z apnenčevim agregatom. Temelj zidu je temeljen v flišno podlago in zasut z zasipnim materialom, ki prispeva k pasivnim pritiskom (Slika 14).

Zaradi temeljenja v flišni podlagi so se pri izračunu pojavili veliki pasivni pritiski. Slednje smo skladno z Evrokodom 7-1 zmanjšali za 40 % – MSN in 50 % MSU (ocenjeni vednosti). Razlog za zmanjšanje pasivnih pritiskov je v dejstvu, da ne pride do velikih premikov in s tem se pasivni pritiski v celoti ne realizirajo.

Preglednica 6: Aktivni in reducirani pasivni pritiski

| | | | |
|------------------|-------------------------|------|------|
| Aktivni pritiski | E_a | 21,1 | kN/m |
| Pasivni pritiski | E_p | 25,5 | kN/m |
| | $E_{p\text{MSN}(60\%)}$ | 15,3 | kN/m |
| | $E_{p\text{MSU}(50\%)}$ | 12,8 | kN/m |

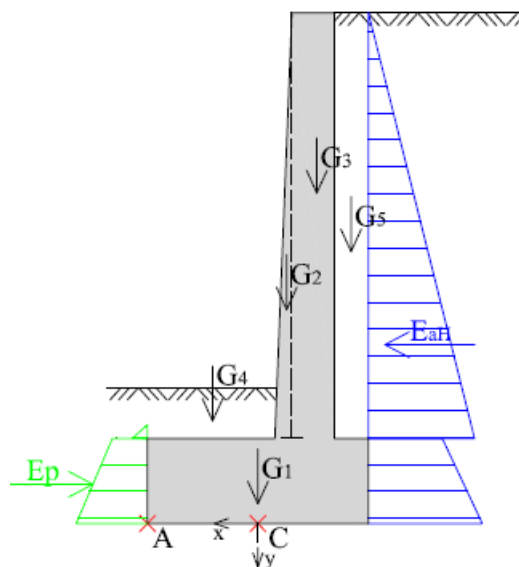
Na podlagi izračunanih vplivov na konstrukcijo (Preglednica 8) smo v sklopu preverjanja mejnega stanja nosilnosti – MSN določili ustrezne dimenzije armiranobetonskega opornega zidu (Slika 14 in Preglednica 7).



Slika 14: Zasnova armiranobetonskega opornega zidu

Preglednica 7: Geometrijski podatki za AB oporni zid

| | | | |
|-------|-------|-------|--------|
| h_1 | 0,5 m | b_1 | 0,75 m |
| h_2 | 2,5 m | b_2 | 0,1 m |
| H | 3 m | B_S | 0,25 m |
| h_3 | 0,3 m | b_3 | 0,2 m |
| h_4 | 2,2 m | B | 1,3 m |



Slika 15: Računski model AB opornega zidu

Preglednica 8: Vplivi na AB oporni zid

| Oznake | G_1 | G_2 | G_3 | G_4 | G_5 | E_{aH} | E_p |
|--------------|-------|-------|-------|-------|-------|----------|-------|
| Sile (kN/m) | 15,9 | 3,06 | 15,3 | 4,73 | 10,5 | 21,1 | -15,3 |
| Ročica A (m) | 0,65 | 0,82 | 0,98 | 0,38 | 1,20 | 1,02 | 0,23 |
| Ročica C (m) | 0,00 | -0,17 | -0,33 | 0,28 | -0,55 | 1,02 | 0,23 |

Na osnovi izbranih dimenzij konstrukcije in delujočih sil smo z enačbo (6.16) preverili odpornost proti prevrnitvi;

$$M_{prev,d}^A \leq M_{odp,d}^A,$$

$$24,3 \text{ kNm/m}' \leq 41,1 \text{ kNm/m}' ,$$

s pomočjo enačbe (6.41) pa odpornost proti zdrs;

$$H_d \leq T_d + R_{p,d} ,$$

$$38,5 \text{ kN/m} \leq 44,5 \text{ kN/m (PP2-I)},$$

$$38,5 \text{ kN/m} \leq 52,5 \text{ kN/m (PP2-II)}.$$

V sklopu mejnega stanja nosilnosti smo preverili ali je nosilnost temeljnih tal pod zidom dovolj velika, da prenese obremenitve zaradi lastne teže zidu in zasipnega materiala na temeljni peti. Nosilnost smo preverili za drenirane pogoje po enačbah (6.18 – 6.32).

$$V_d \leq R_d ,$$

$$50 \text{ kN} \leq 190 \text{ kN (PP2-I)},$$

$$67 \text{ kN} \leq 316 \text{ kN (PP2-II)},$$

$$504 \text{ kN} \leq 359 \text{ kN (PP2*)}.$$

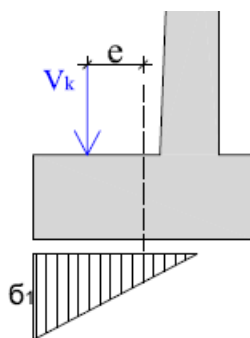
V vseh primerih vidimo, da z izbranimi dimenzijami temelja projektne sile odpora R_d presegajo vrednosti projektnih vplivov V_d . S tem je ustrezno preverjeno mejno stanje nosilnosti na prevrnitev, zdrs in nosilnost temeljnih tal.

Pri kontroli mejnega stanja uporabnosti – MSU smo upoštevali splošne zahteve glede mejnih vrednosti premikov oziroma deformacij. Na podlagi enačbe (6.47) in v kombinaciji z enačbo (6.8) za ravno zaledje smo izračunali povprečje mejnih aktivnih zemeljskih pritiskov in mirnih zemeljskih pritiskov na podporno konstrukcijo $E_{aH} = 27,8 \text{ kN/m}$.

Za izbrane dimenzije temelja smo po enačbi (6.33) izračunali lego rezultante oziroma določili ekscentričnost. Ugotovili smo, da rezultanta leži $e = 0,33 \text{ m}$ izven jedra prereza (velika

ekscentričnost). Tlačna cona temelja znaša $B^* = 0,97$ m (74,9 %). Maksimalne robne napetosti smo izračunali po enačbi (6.40) (Slika 16).

$$e_d = 0,33 \text{ m} > 0,22 \text{ m} = \frac{B}{6}; \text{ velika ekscentričnost,}$$
$$\sigma_1 = 101,7 \text{ kPa.}$$



Slika 16: Diagram kontaktnih tlakov pod temeljem

Za kontrolo mejnega stanja uporabnosti smo po enačbi (6.48) izračunali maksimalen posedek temelja za maksimalno robno napetost na levi strani temelja,

$$\rho_{\sigma_1} = 0,051 \text{ cm,}$$

z enačbo (6.49) zasuk zidu ter (6.50) horizontalni premik vrha zidu:

$$\vartheta = 0,05 \%,$$
$$u_{h,max} = 0,16 \text{ cm.}$$

Izračunan zasuk konstrukcije je večji od zasuka, ki je potreben za mobilizacijo aktivnih zemeljskih pritiskov v gostih tleh, kar pomeni, da je pri kontroli mejnega stanja uporabnosti zemeljski pritisk ustrezen. Postopek izračuna za mejna stanja nosilnosti in mejna stanja uporabnosti je bil izveden z Excel programom in je prikazan v prilogi E.

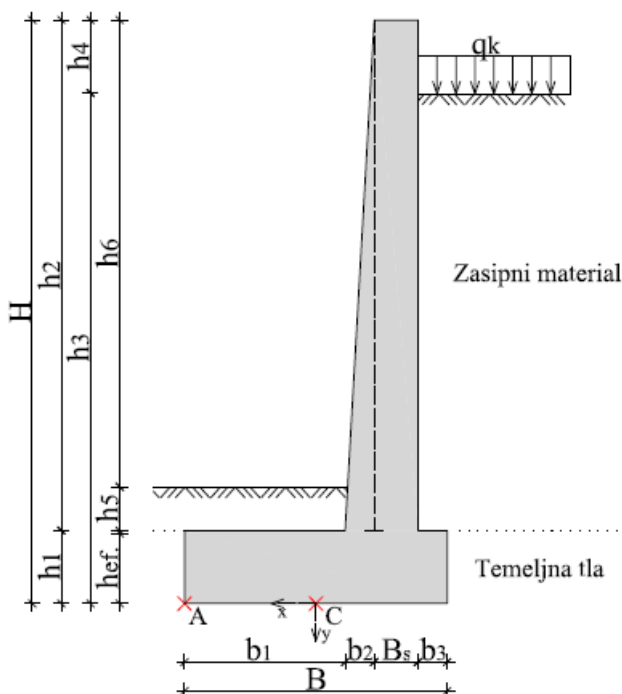
7.3 AB podporni zid

Armiranobetonski podporni zid je zasut z zasipnim materialom do višine 3m. Vrhnji 0,5 m del zidu ni obremenjen z zalednimi pritiski. Na zaledju deluje prometna obtežba 10 kPa. Peta zidu je temeljena v flišno podlago. S pomočjo enačb za nagnjeno zaledje smo po Rankinu izračunali vertikalno in horizontalno komponento sil zemeljskih pritiskov, ki sta posledica zasipa zidu, temeljenja zidu v flišu in zaledne obtežbe (Slika 18). Na konstrukcijo delujejo pasivni pritiski, ki so posledica temeljenja v flišno podlago. Slednje smo tako kot pri opornem zidu zmanjšali, da so se pasivni pritiski razvili v celoti (Preglednica 9).

Preglednica 9: Aktivni in reducirani pasivni pritiski

| | | | |
|------------------|------------------|------|------|
| Aktivni pritiski | E_a | 30,0 | kN/m |
| Pasivni pritiski | E_p | 21,8 | kN/m |
| | $E_{pMSN(60\%)}$ | 13,1 | kN/m |
| | $E_{pMSU(50\%)}$ | 10,9 | kN/m |

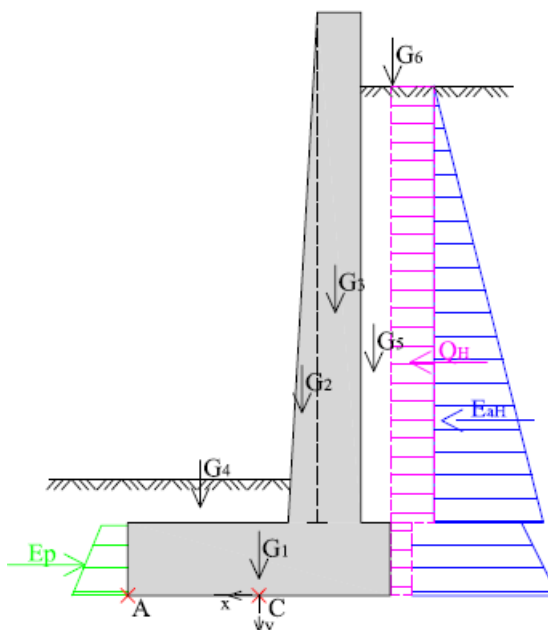
Na podlagi izračunanih vplivov na konstrukcijo (Preglednica 11) smo v sklopu preverjanja mejnega stanja nosilnosti določilo ustrezne dimenzije armiranobetonskega podpornega zidu (Slika 17 in Preglednica 10).



Slika 17: Zasnova armiranobetonskega podpornega zidu

Preglednica 10: Geometrijski podatki za AB podporni zid

| | | | | | |
|----------|------|---|-------|-----|---|
| h_1 | 0,5 | m | h_6 | 3,2 | m |
| h_2 | 3,5 | m | b_1 | 1,1 | m |
| H | 4 | m | b_2 | 0,2 | m |
| h_{ef} | 0,48 | m | B_S | 0,3 | m |
| h_3 | 3,5 | m | b_3 | 0,2 | m |
| h_4 | 0,5 | m | B | 1,8 | m |
| h_5 | 0,3 | m | | | |



Slika 18: Računski model AB podpornega zidu

Preglednica 11: Vplivi na AB podporni zid

| Oznake | G_1 | G_2 | G_3 | G_4 | G_5 | G_6 | E_{aH} | Q_H | E_p |
|--------------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|----------|-------|-------|
| Sile (kN/m) | 22,1 | 8,6 | 25,7 | 6,93 | 12,6 | 2,00 | 30,0 | 9,0 | -13,1 |
| Ročica A (m) | 0,9 | 1,2 | 1,45 | 0,55 | 1,7 | 1,7 | 1,18 | 1,64 | 0,21 |
| Ročica C (m) | 0 | -0,33 | -0,55 | 0,35 | -0,8 | -0,8 | 1,18 | 1,64 | 0,21 |

Na osnovi izbranih dimenzij konstrukcije in delujočih sil smo z enačbo (6.16) preverili odpornost proti prevrnitvi;

$$M_{prev,d}^A \leq M_{odp,d}^A,$$

$$55,3 \text{ kNm/m}' \leq 89,2 \text{ kNm/m}' ,$$

s pomočjo enačbe (6.41) odpornost proti zdrs;

$$H_d \leq T_d + R_{p,d} ,$$

$$54,0 \text{ kN/m} \leq 59,2 \text{ kN/m (PP2-I)},$$

$$54,0 \text{ kN/m} \leq 72,9 \text{ kN/m (PP2-II)}.$$

V sklopu mejnega stanja nosilnosti smo preverili ali je nosilnost temeljnih tal pod zidom dovolj velika, da prenese obremenitve zaradi lastne teže zidu, zasipnega materiala na temeljni peti in zaledne obtežbe. Nosilnost smo preverili za drenirane pogoje po enačbah (6.18 – 6.32).

$$V_d \leq R_d ,$$

$$76 \text{ kN} \leq 118 \text{ kN (PP2-I)},$$

$$105 \text{ kN} \leq 329 \text{ kN (PP2-II)},$$

$$78 \text{ kN} \leq 400 \text{ kN (PP2*)}.$$

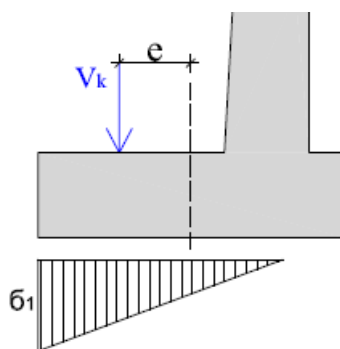
V vseh primerih vidimo, da z izbranimi dimenzijami temelja projektne sile odpora R_d presegajo vrednosti projektnih vplivov V_d . S tem je ustrezno preverjeno mejno stanje nosilnosti na prevrnitev, zdrs in nosilnost temeljnih tal.

Pri kontroli mejnega stanja uporabnosti – MSU smo upoštevali splošne zahteve glede mejnih vrednosti premikov oziroma deformacij. Na podlagi enačbe (6.47) in v kombinaciji z enačbo (6.8) za ravno zaledje smo izračunali povprečje mejnih aktivnih zemeljskih pritiskov in mirnih zemeljskih pritiskov na podporno konstrukcijo $E_{aH} = 39,2 \text{ kN/m}$.

Za izbrane dimenzije temelja smo po enačbi (6.33) izračunali lego rezultante oziroma določili ekscentričnost. Ugotovili smo, da rezultanta leži 0,42 m izven jedra prereza (velika ekscentričnost). Tlačna cona temelja znaša $B^* = 1,44 \text{ m}$ (80,2 %). Maksimalne robne napetosti smo izračunali po enačbi (6.40) (Slika 19).

$$e_d = 0,42 \text{ m} > 0,30 \text{ m} = \frac{B}{6}; \text{ velika ekscentričnost,}$$

$$\sigma_1 = 107,9 \text{ kPa.}$$



Slika 19: Diagram kontaktnih tlakov pod temeljem

Za kontrolo mejnega stanja uporabnosti smo po enačbi (6.48) izračunali maksimalen posedek temelja za maksimalno robno napetost na levi strani temelja,

$$\rho_{\sigma 1} = 0,054 \text{ cm},$$

z enačbo (6.49) zasuk zidu ter (6.50) horizontalni premik vrha zidu:

$$\vartheta = 0,05 \%,$$
$$u_{h,max} = 0,15 \text{ cm}.$$

Izračunan zasuk konstrukcije je večji od zasuka, ki je potreben za mobilizacijo aktivnih zemeljskih pritiskov v gostih tleh, kar pomeni, da je pri kontroli mejnega stanja uporabnosti zemeljski pritisk ustrezen. Postopek izračuna za mejna stanja nosilnosti in mejna stanja uporabnosti je bil izveden z Excel programom in je prikazan v prilogi F.

7.4 Globalna stabilnost

7.4.1 Parametri za izračun

Za kontrolo globalne stabilnosti po projektnem pristopu 3 smo za zasipni material, laporovec (fliš) in obtežbo upoštevali sledeče projektne vrednosti, ki smo jih izračunali na podlagi enačb (6.43 – 6.44).

7.4.1.1 Zasipni material (apnenčev agregat)

- strižni kot: $\varphi'_d = 30,4^\circ$
- kohezija: $c'_d = 0 \text{ kN/m}^2$
- prostorninska teža: $\gamma_d = 21 \text{ kN/m}^3$

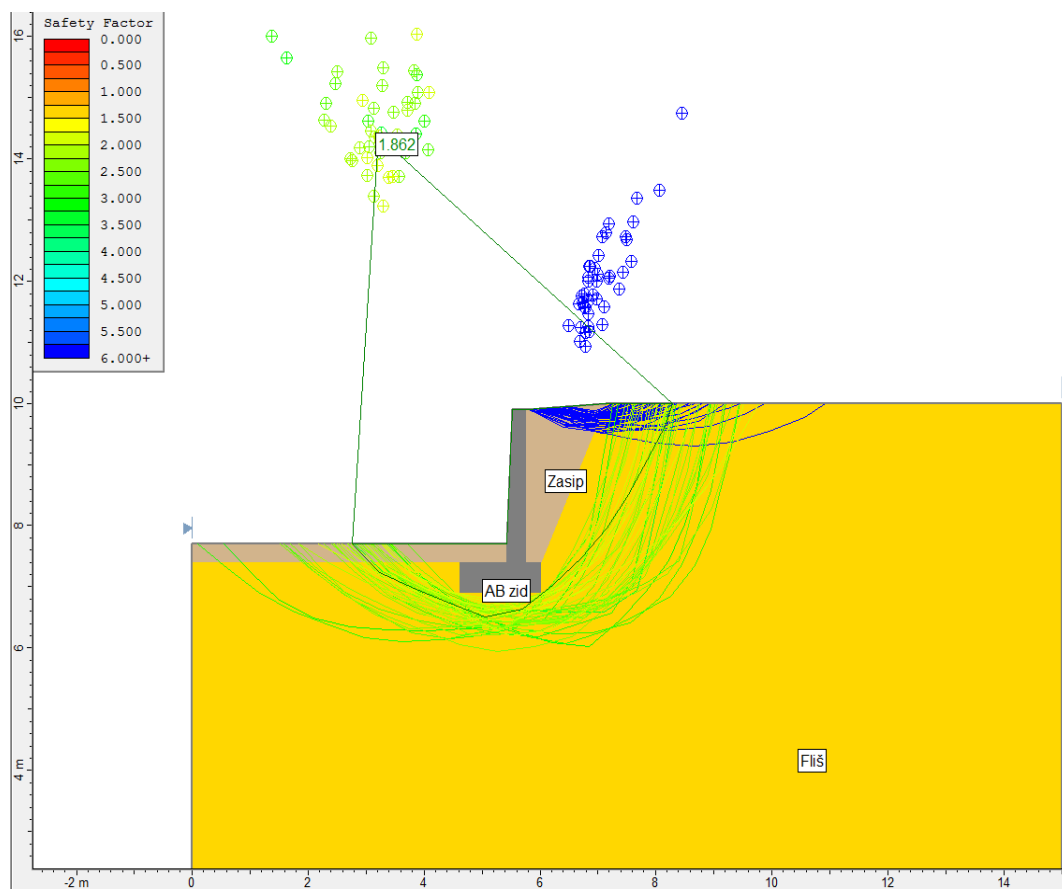
7.4.1.2 Laporovec (fliš)

- strižni kot: $\varphi'_d = 22^\circ$
- kohezija: $c'_d = 7,2 \text{ kN/m}^2$
- prostorninska teža: $\gamma_d = 25 \text{ kN/m}^3$

7.4.1.3 Prometna obtežba

- obtežba $q_d = 13 \text{ kPa}$

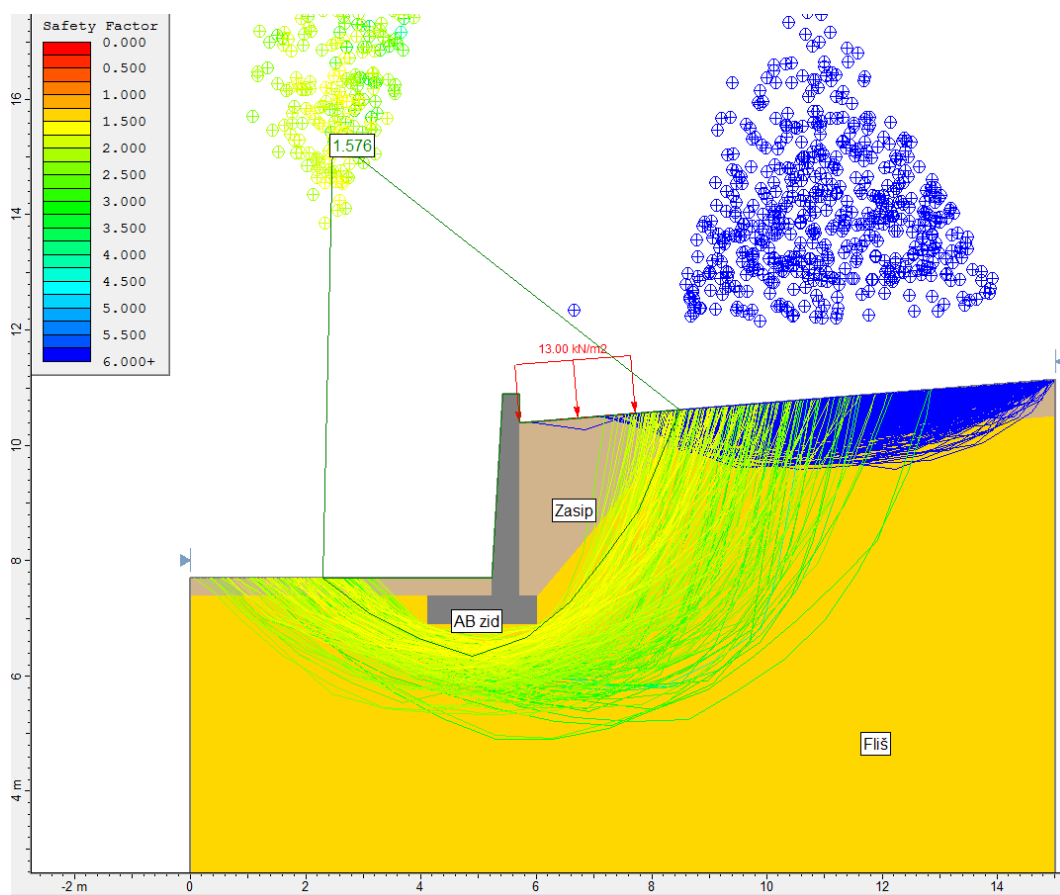
7.4.2 Globalna stabilnost AB opornega zidu



Slika 20: Rezultat preverjanja globalne stabilnosti s projektnimi vrednostmi strižnih karakteristik

Rezultat izračuna globalne stabilnosti (Slika 20) za oporni zid je ugoden, saj je izračunana dodatna varnost $F = 1,862$ večja od najmanjše spremljive vrednosti $F = 1,0$.

7.4.3 Globalna stabilnost AB podpornega zidu



Slika 21: Rezultat preverjanja globalne stabilnosti s projektnimi vrednostmi strižnih karakteristik

Rezultat izračuna globalne stabilnosti (Slika 21) za oporni zid je ugoden, saj je izračunana dodatna varnost $F = 1,576$ večja od najmanjše spremenljive vrednosti $F = 1,0$.

8 PROJEKTIRANJE AB OPORNEGA IN PODPORNEGA ZIDU

Armiranobetonski podporni in oporni zid smo dimenzionirali in konstruirali skladno z zahtevami standarda SIST EN 1992-1-1 za betonske konstrukcije. Na podlagi izračunanih vplivov in izbranih dimenzij smo za zid in temelj izračunali notranje statične količine najbolj obremenjenih prereзов in določili potrebno armaturo. V naslednjih korakih (podpoglavjih) predstavljamo principe projektiranja konstrukcije, ki so povzete ali dobesedno navedene po *Priročniku za projektiranje gradbenih konstrukcij po evrokod standardih* (Beg, Pogačnik, 2009).

8.1 Pravila za dimenzioniranje

8.1.1 Materialne karakteristike

8.1.1.1 Beton C25/30

– karakteristična tlačna trdnost betona:

$$f_{ck} = 25 \text{ MPa.}$$

– projektna tlačna trdnost betona:

$$f_{cd} = \alpha_{cc} \cdot \frac{f_{ck}}{\gamma_c} = 1,0 \cdot \frac{2,5 \text{ kN/cm}^2}{1,5} = 1,67 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}. \quad (8.51)$$

α_{cc} – koeficient, ki upošteva učinke trajanj in neugodne učinke načina nanosa obtežbe na tlačno trdnost (priporočena vrednost je 1,0);

γ_c – delni varnostni faktor za beton.

– srednja vrednost natezne trdnosti betona:

$$f_{ctm} = 2,6 \text{ MPa.}$$

8.1.1.2 Jeklo S500

– karakteristična meja elastičnosti armature:

$$f_{yk} = 500 \text{ MPa.}$$

– projektna meja elastičnosti armature (rebrasta in mrežna armatura):

$$f_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_s} = \frac{500}{1,15} = 43,5 \text{ kN/cm}^2. \quad (8.52)$$

γ_s – varnostni faktor za jeklo.

8.1.2 Račun armature

V težišču prereza delujeta osna sila N_{Ed} in upogibni moment M_{Ed} . Iz njiju izračunamo mejni upogibni moment M_{Eds} k natezni armaturi:

$$M_{Eds} = M_{Ed} - N_{Ed} \cdot z_s . \quad (8.53)$$

Dimenzioniranje potrebne armature smo izvedli po postopku brezdimenzijskih koeficientov:

– koeficient izkoriščenosti tlačne cone je določen z izrazom:

$$k_d = \frac{M_{Eds}}{f_{cd} \cdot b \cdot d^2} . \quad (8.54)$$

Iz preglednic za dimenzioniranje pravokotnih prečnih prerezov odčitamo k_d in najbližji pripadajoči koeficient natezne armature k_s .

– potrebno količino natezne armature določimo z izrazom:

$$A_s = k_s \cdot \frac{M_{Eds}}{d \cdot f_{yd}} + \frac{N_{Ed}}{f_{yd}} . \quad (8.55)$$

– upoštevati moramo še minimalno potrebno armaturo:

$$A_{s,min} = 0,26 \cdot \frac{f_{ctm}}{f_{yk}} bd , \quad (8.56)$$

$$A_{s,min} = 0,0013bd . \quad (8.57)$$

8.1.3 Račun strižne armature

– projektno vrednost strižne odpornosti elementa brez strižne armature $V_{Rd,c}$ določimo:

$$V_{Rd,c} = \left[C_{Rd,c} \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_l \cdot f_{ck})^{\frac{1}{3}} + 0,15 \cdot \sigma_{cp} \right] \cdot b_w \cdot d , \quad (8.58)$$

$$C_{Rd,c} = \frac{0,18}{\gamma_c} , \quad (8.59)$$

$$k = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} \leq 2,0 , \quad (8.60)$$

$$\rho_l = \frac{A_{sl}}{b_w d} \leq 0,02 , \quad (8.61)$$

$$\sigma_{cp} = \frac{N_{Ed}}{A_c} < 0,2f_{cd} . \quad (8.62)$$

A_{sl} – ploščina prereza natezne armature;

b_w – najmanjša širina prečnega prereza v območju natezne cone [mm];

N_{ed} – tlačna osna sila v prerezu;

A_c – ploščina prečnega prereza.

Kadar v obravnavanem prerezu projektna prečna sila V_{Ed} preseže vrednost $V_{Rd,c}$, je potrebno namestiti strižno armaturo:

$$V_{Ed} > V_{Rd,c} \quad (8.63)$$

– potrebna strižna armatura:

$$\frac{A_{sw}}{s} = \frac{V_{Ed}}{z \cdot \cot \theta \cdot f_{ywd}} \quad (8.64)$$

– največja medsebojna oddaljenost stremen je določena z izrazom:

$$s_{max} = 0,75d (1 + \cot \alpha) \quad (8.65)$$

A_{sw} – ploščina prečnega prereza strižne armature;

s – medsebojna razdalja stremen;

θ – naklon stremen;

f_{ywd} – projektna meja elastičnosti strižne armature.

8.1.4 Krovni sloj betona

Za zagotavljanje trajnosti konstrukcije je potrebno določiti oziroma zadostiti krovni sloj betona, ki ščiti armaturo. Določimo ga glede na izbrano življenjsko dobo konstrukcije in na podlagi okolja, v katerem se konstrukcija nahaja. Krovni sloj betona c_{nom} je razdalja med površino armature do najbližje ploskve betona. Določen je kot najmanjša debelina sloja betona c_{min} povečan za dovoljeno projektno odstopanje $\Delta c_{dev} = 10$ mm:

$$c_{nom} = c_{min} + \Delta c_{dev} \quad (8.66)$$

Za c_{min} upoštevamo večjo izmed vrednosti:

- najmanjšo debelino krovnega sloja glede na zahteve sprijemnosti: predpostavljen premer palice $c_{min,b} = 12$ mm (SIST EN 1992-1-1, Preglednica 4.2);
- najmanjšo debelino krovnega sloja glede na pogoje okolja: korozija zaradi karbonatizacije XC2 (SIST EN 1992-1-1, Preglednica 4.1);
- razred konstrukcije S4, objekt projektiramo za projektno dobo betona 50 let: $c_{min,dur} = 25$ mm (SIST EN 1992-1-1, Preglednica 4.4N);
- betoniranje na podložni beton, najmanjša debelina krovnega sloja znaša $c_{min} = 40$ mm (SIST EN 1992-1-1, 4.4.1.3(4)).

Najmanjšo debelino krovnega sloja določimo po enačbi (8.67):

$$c_{nom} = c_{min} + \Delta c_{dev} = 40 + 10 = 50 \text{ mm.} \quad (8.67)$$

8.2 Mejno stanje uporabnosti

8.2.1 Račun širine razpoke

Razpoke je treba omejiti do takšne mere, da ne poslabšajo normalne funkcije ali trajnosti konstrukcije, ter ne povzročajo nesprejemljivega videza. Širino razpoke w_k lahko izračunamo z izrazom (8.68):

$$w_k = s_{r,max}(\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm}), \quad (8.68)$$

pri čemer so:

$s_{r,max}$ – največja razdalja med razpokami;

ε_{sm} – srednja deformacija armature pri merodajni kombinaciji obtežb;

ε_{cm} – povprečna deformacija betona med razpokami.

Razliko deformacij ($\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm}$) izračunamo z izrazom (8.69):

$$\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm} = \frac{\sigma_s - k_t \frac{f_{ct,eff}}{\rho_{p,eff}} (1 + \alpha_e \rho_{p,eff})}{E_s} \geq 0,6 \frac{\sigma_s}{E_s}, \quad (8.69)$$

pri čemer so:

σ_s – napetost v natezni armaturi ob predpostavki, da je prerez razpokan. Pri izračunu smo upoštevali grobo oceno σ_s in sicer, da je osna sila $N \cong 0$.

$$\sigma_s = \frac{3 \cdot M_{Ed}}{(A_s \cdot (3d - x) + A'_s \cdot (x - 3a') \cdot (\frac{x - a'}{d - x}))}, \quad (8.70)$$

x – višina tlačne cone;

$$x = \left(\frac{(\alpha_e A'_s + \alpha_e A_s)^2}{b^2} + \frac{2 \cdot (\alpha_e A'_s a' + \alpha_e A_s d)}{b} \right)^{\frac{1}{2}} - \frac{\alpha_e A'_s + \alpha_e A_s}{b}, \quad (8.71)$$

α_e – razmerje elastičnih modulov armature E_s in betona E_{cm} :

$$\alpha_e = \frac{E_s}{E_{cm}}, \quad (8.72)$$

$\rho_{p,eff}$ – učinkovita stopnja armiranja nateznega betona:

$$\rho_{p,eff} = \frac{(A_s + \xi_1^2 A'_p)}{A_{c,eff}}, \quad (8.73)$$

ξ_1^2 – redukcijski faktor sprijemne napetosti prednapete armature;

k_t – faktor odvisen od trajanja obtežbe (kratkoročna obtežba $k_t = 0,6$, dolgotrajna obtežba $k_t = 0,4$);

$A_{c,eff}$ – učinkoviti del betonskega prereza v natezni coni:

$$A_{c,eff} = b \cdot h_{c,eff} , \quad (8.74)$$

$$h_{c,eff} = \min \left(2,5(h - d); \frac{h - x}{3}; \frac{h}{2} \right) , \quad (8.75)$$

$s_{r,max}$ – največjo medsebojno razdaljo izračunamo z izrazom (8.76):

$$s_{r,max} = 3,4c + 0,425k_1k_2\emptyset/\rho_{p,eff}, \quad (8.76)$$

\emptyset – premer palice;

c – debelina zaščitnega sloja betona;

k_1 – koeficient, s katerim se upošteva pogoj sidranja:

$k_1 = 0,8$ za palice z dobro sprijemnostjo;

$k_1 = 1,0$ za palice s približno gladko površino;

k_2 – koeficient, ki upošteva vpliv razporeditve deformacije po prerezu:

$k_2 = 0,5$ za čisti upogib;

$k_2 = 1,0$ za čisti nateg.

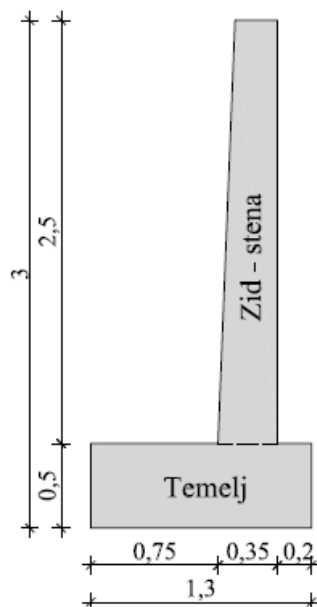
– kontrola razpok:

$$w_k = s_{r,max}(\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm}) < w_{max}. \quad (8.77)$$

w_{max} – največja dovoljena računsko širina razpok je odvisna od stopnje agresivnosti in vrste konstrukcije. Priporočene vrednosti za w_{max} so določene v preglednici 7.1N (SIST EN 1992-1-1:2005).

8.3 Armiranobetonski oporni zid

Za določitev notranje statičnih količin smo AB opornem zidu razdelili na dva konstrukcijska elementa oziroma ločeno smo obravnavali vertikalni zid – steno in temelj. Geometrijski podatki za steno in temelj so prikazani na sliki 22.



Slika 22: Armiranobetonski oporni zid

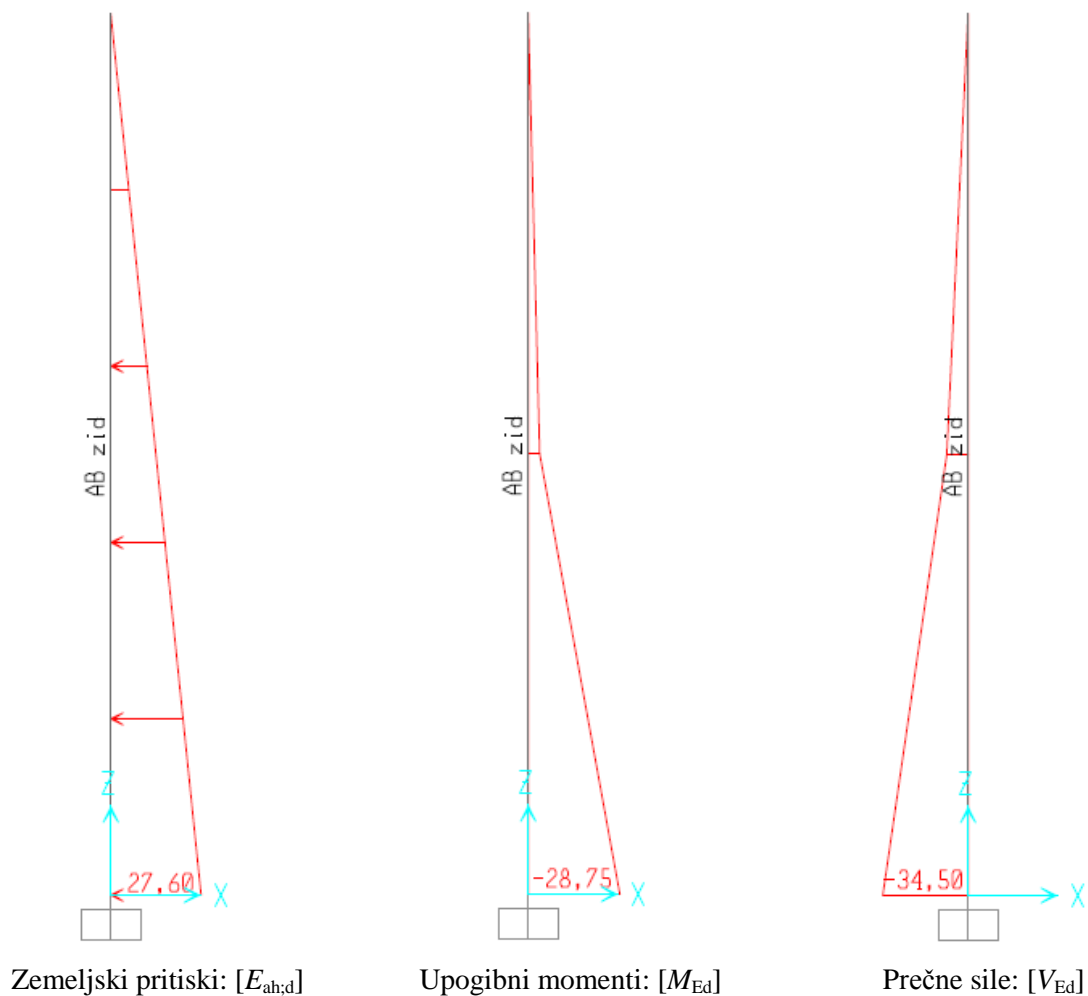
8.3.1 Zid – stena

8.3.1.1 Obremenitve in notranje statične količine

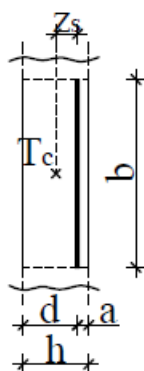
Na AB steno deluje horizontalni zemeljski pritiski v vrednosti povprečja mejnih aktivnih zemeljskih pritiskov velikosti $E_{aH;d} = 27,6$ kN/m. Na vpetju med temeljem in steno smo izračunali maksimalne vrednosti notranjih statičnih količin (Preglednica 12).

Preglednica 12: Notranje statične količine na vpetju stena/temelj

| | | | |
|-------------|----------|-------|--------|
| Moment | M_{Ed} | -28,7 | kNm/m' |
| Prečna sila | V_{Ed} | -34,5 | kN/m |
| Osna sila | N_{Ed} | -18,4 | kN/m |

Slika 23: Obtežba na AB oporni zid, vrednosti momenta M_{ed} in prečne sile V_{ed} (Sap 2000)

8.3.1.2 Dimenzioniranje zidu – stene



Slika 24: Geometrija prereza z oznakami

Preglednica 13: Dimenzije prereza

| | | |
|-------|------|----|
| a | 5,70 | cm |
| d | 29,3 | cm |
| b | 100 | cm |
| z_s | 11,8 | cm |
| h | 35 | cm |

8.3.1.2.1 Račun upogibne armature

– statična višina:

$$d = h - c_{nom} - \frac{\varnothing_s}{2} = 35 \text{ cm} - 5 \text{ cm} - \frac{1,4 \text{ cm}}{2} = 29,3 \text{ cm} \quad (8.78)$$

Dimenzioniranje potrebne armature smo izvedli po postopku brezdimenzijskih koeficientov.

– mejni upogibni moment k natezni armaturi:

$$M_{Eds} = M_{Ed} - N_{Ed} \cdot z_s = 2760 \text{ kNcm} - (-18,4 \text{ kN} \cdot 11,8 \text{ cm}) = 3088 \text{ kNcm/m},$$

$$k_d = \frac{M_{Eds}}{f_{cd} \cdot b \cdot d^2} = \frac{3088 \text{ kNcm}}{1,67 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2} \cdot 100 \text{ cm} \cdot 29,3^2 \text{ cm}^2} = 0,0215,$$

$$k_d = 0,0215 \longrightarrow k_s = 1,033.$$

– potrebna armatura:

$$A_s = k_s \cdot \frac{M_{Eds}}{d \cdot f_{yd}} + \frac{N_{Ed}}{f_{yd}} = 1,033 \cdot \frac{3088 \text{ kNcm}}{29,3 \text{ cm} \cdot 43,5 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}} - \frac{18,4 \text{ kN}}{43,5 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}} = 2,08 \text{ cm}^2/\text{m},$$

– minimalna potrebna armatura:

$$A_{s,min} = 0,26 \cdot \frac{f_{ctm}}{f_{yk}} bd = 0,26 \cdot \frac{2,6 \text{ MPa}}{500 \text{ MPa}} 100 \text{ cm} \cdot 29,3 \text{ cm} = 3,96 \text{ cm}^2/\text{m},$$

$$A_{s,min} = 0,0013bd = 0,0013 \cdot 100 \text{ cm} \cdot 29,3 \text{ cm} = 3,81 \text{ cm}^2/\text{m}.$$

– potrebna armatura: $A_{s,potr} = 3,96 \text{ cm}^2/\text{m}$.

| | | | |
|-------------------|-------|-------|--|
| Izbrana armatura: | S 500 | R 424 | $A_{s,dej} = 4,24 \text{ cm}^2/\text{m}$ |
|-------------------|-------|-------|--|

Na zunanjo stran stene postavimo:

| | | | |
|-------------------|-------|-------|--|
| Izbrana armatura: | S 500 | Q 157 | $A_{s,dej} = 1,57 \text{ cm}^2/\text{m}$ |
|-------------------|-------|-------|--|

8.3.1.2.2 Omejitev širine razpok

Preglednica 14: Podatki za račun širine razpok

| | | | | | | |
|----------|------|------|----------|------|-----------------|-------|
| M_{Ed} | 2127 | kNcm | A_s | 4,02 | cm ² | R 402 |
| b | 100 | cm | $A_{s'}$ | 1,57 | cm ² | Q 157 |
| d | 29,3 | cm | a | 5,70 | cm | |

Račun širine razpok:

$$\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm} = \frac{\sigma_s - k_t \frac{f_{ct,eff}}{\rho_{p,eff}} (1 + \alpha_e \rho_{p,eff})}{E_s} \geq 0,6 \frac{\sigma_s}{E_s},$$

$$\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm} = \frac{18,8 \text{ kN/cm}^2 - 0,4 \frac{0,26}{0,00385} (1 + 6,45 \cdot 0,00385)}{20000 \text{ kN/cm}^2} \geq 0,6 \frac{18,8 \text{ kN/cm}^2}{20000 \text{ kN/cm}^2},$$

$$\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm} = 0,00056,$$

σ_s – napetost v natezni armaturi ob predpostavki, da je prerez razpokan. Za grobo oceno σ_s upoštevamo da je osna sila $N \cong 0$.

$$\sigma_s = \frac{3 \cdot M_{Ed}}{(A_s \cdot (3d - x) + A_{s'} \cdot (x - 3a') \cdot (\frac{x - a'}{d - x}))},$$

$$\sigma_s = \frac{3 \cdot 2127 \text{ kNcm}}{(4,02 \text{ cm}^2 \cdot (3 \cdot 29,3 \text{ cm} - 3,7 \text{ cm}) + 1,57 \text{ cm}^2 \cdot (3,7 \text{ cm} - 3 \cdot 5,7 \text{ cm}) \cdot (\frac{3,7 \text{ cm} - 5,7 \text{ cm}}{29,3 \text{ cm} - 3,7 \text{ cm}}))},$$

$$\sigma_s = 18,8 \text{ kN/cm}^2$$

x – višina tlačne cone;

$$x = \left(\frac{(\alpha_e A_{s'} + \alpha_e A_s)^2}{b^2} + \frac{2 \cdot (\alpha_e A_{s'} a' + \alpha_e A_s d)}{b} \right)^{\frac{1}{2}} - \frac{\alpha_e A_{s'} + \alpha_e A_s}{b},$$

$$x = \left(\frac{((6,45 \cdot 1,57 \text{ cm}^2 + 6,45 \cdot 4,02 \text{ cm}^2)^2}{100^2 \text{ cm}^2} + \frac{2 \cdot (6,45 \cdot 1,57 \text{ cm}^2 \cdot 5,7 + 6,45 \cdot 4,02 \text{ cm}^2 \cdot 29,3 \text{ cm})}{100 \text{ cm}^2} \right)^{\frac{1}{2}} - \frac{6,45 \cdot 1,57 \text{ cm}^2 + 6,45 \cdot 4,02 \text{ cm}^2}{100 \text{ cm}} = 3,70 \text{ cm}$$

α_e – razmerje elastičnih modulov armature E_s in betona E_{cm} ;

$$\alpha_e = \frac{E_s}{E_{cm}} = \frac{20000 \text{ kN/cm}^2}{3100 \text{ kN/cm}^2} = 6,45,$$

$\rho_{p,eff}$ – učinkovita stopnja armiranja nateznega betona;

$$\rho_{p,eff} = \frac{(A_s + \xi_1^2 A'_p)}{A_{c,eff}} = \frac{4,02 \text{ cm}^2}{1043 \text{ cm}^2} = 0,00385,$$

$$A_{c,eff} = b \cdot h_{c,eff} = 100 \text{ cm} \cdot 10,4 \text{ cm} = 1043 \text{ cm}^2.$$

Največja medsebojna razdalja med razpokami:

$$s_{r,max} = 3,4c + 0,425k_1k_2\phi/\rho_{p,eff},$$

$$s_{r,max} = 3,4 \cdot 50 \text{ mm} + 0,425 \cdot 0,8 \cdot 0,5 \cdot \frac{8 \text{ mm}}{0,00385} = 523 \text{ mm}.$$

Širina razpoke:

$$w_k = s_{r,max}(\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm}) < w_{max},$$

$$w_k = 523 \text{ mm} \cdot 0,00056 = 0,29 \text{ mm} < w_{max} = 0,3 \text{ mm} \rightarrow \text{pogoj je izpolnjen!}$$

8.3.1.2.3 Račun strižne armature

– prečna sila ob vpetju: $V_{Ed} = 34,5 \text{ kN/m}$

$$V_{Rd,c} = \left[C_{Rd,c} \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_l \cdot f_{ck})^{\frac{1}{3}} + 0,15 \cdot \sigma_{cp} \right] \cdot b_w \cdot d,$$

$$V_{Rd,c} = \left[0,12 \cdot 1,83 \cdot (100 \cdot 0,0014 \cdot 25)^{\frac{1}{3}} + 0,15 \cdot 0,0525 \right] \cdot 1000 \cdot 293 = 99 \text{ kN/m},$$

$$C_{Rd,c} = \frac{0,18}{\gamma_c} = 0,12,$$

$$k = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} = 1 + \sqrt{\frac{200}{293}} = 1,83 \leq 2,0,$$

$$\rho_l = \frac{A_{sl}}{b_w d} = \frac{4,24 \text{ cm}^2}{100 \text{ cm} \cdot 29,3 \text{ cm}} = 0,0014 \leq 0,02,$$

$$\sigma_{cp} = \frac{N_{Ed}}{A_c} = \frac{18400 \text{ N}}{350 \text{ mm} \cdot 1000 \text{ mm}} = 0,0525 < 0,2f_{cd},$$

$$V_{Ed} = 34,5 \text{ kN/m} < V_{Rd,c} = 99 \text{ kN/m}.$$

Računska vrednost prečne sile V_{Ed} je manjša od strižne nosilnosti elementa brez strižne armature $V_{Rd,c}$, kar pomeni, da strižna armatura ni potrebna.

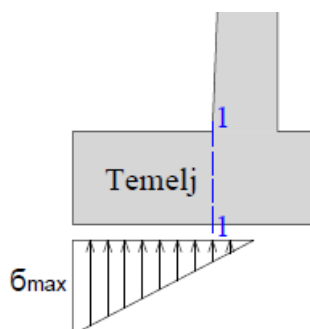
8.3.2 Pasovni temelj

8.3.2.1 Obremenitve in notranje statične količine

Na AB temelj deluje teža zasutja nad temeljem ter kontaktni tlaki temeljnih tal. Na podlagi ekscentričnosti smo ugotovili, da je lega rezultante izven jedra prereza (velika ekscentričnost). Za izračun notranjih sil smo upoštevali večjo izmed vrednosti izračuna pri mejnem stanju nosilnosti – MSN (PP2-I in PP2-II) in mejnem stanju uporabnosti – MSU, povečane z modelnim faktorjem $\gamma_m = \gamma_G = 1,35$. Pri kontroli mejnega stanja nosilnosti običajno upoštevamo mejne vrednosti zemeljskih pritiskov in v računu ne upoštevamo premikov, je možno, da dobimo v izračunu mejnega stanja uporabnosti z upoštevanjem karakterističnih vrednosti vplivov večje notranje sile v konstrukciji kot v izračunu mejnega stanja nosilnosti. V preglednici 15 so izračunane maksimalne vrednosti notranjih statičnih količin na prerezu 1-1 (Slika 25) po mejnem stanju uporabnosti:

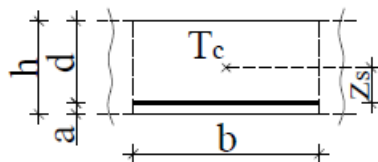
Preglednica 15: Notranje statične količine temelja v prerezu 1-1

| | | | |
|-------------|----------|-------|--------|
| Moment | M_{Ed} | -14,1 | kNm/m' |
| Prečna sila | V_{Ed} | -50,9 | kN/m |



Slika 25: Prerez 1-1

8.3.2.2 Dimenzioniranje pasovnega temelja



Slika 26: Geometrija prereza z oznakami

Preglednica 16: Dimenzije prereza

| | | |
|-------|------|----|
| a | 5,7 | cm |
| d | 44,3 | cm |
| b | 100 | cm |
| z_s | 19,3 | cm |
| h | 50 | cm |

8.3.2.2.1 Račun armature v prerezu 1-1

– statična višina:

$$d = h - c_{nom} - \frac{\varnothing_s}{2} = 50 \text{ cm} - 5 \text{ cm} - \frac{1,4 \text{ cm}}{2} = 44,3 \text{ cm}.$$

Dimenzioniranje potrebne armature smo izvedli po postopku brezdimenzijskih koeficientov.

– mejni upogibni moment k natezni armaturi:

$$M_{Eds} = M_{Ed} - N_{Ed} \cdot z_s = 1414 \text{ kNcm/m},$$

$$k_d = \frac{M_{Eds}}{f_{cd} \cdot b \cdot d^2} = \frac{1414 \text{ kNcm}}{1,67 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2} \cdot 100 \text{ cm} \cdot 44,3^2 \text{ cm}^2} = 0,00432,$$

$$k_d = 0,00432 \longrightarrow k_s = 1,033,$$

– potrebna armatura na prerezu 1-1:

$$A_s = k_s \cdot \frac{M_{Eds}}{d \cdot f_{yd}} + \frac{N_{Ed}}{f_{yd}} = 1,033 \frac{1414 \text{ kNcm}}{44,3 \text{ cm} \cdot 43,5 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}} = 0,758 \text{ cm}^2,$$

– minimalna potrebna armatura za celoten prečni prerez temelja:

$$A_{s,min} = 0,26 \cdot \frac{f_{ctm}}{f_{yk}} bd = 0,26 \frac{2,6 \text{ MPa}}{500 \text{ MPa}} 100 \text{ cm} \cdot 44,3 \text{ cm} = 5,99 \text{ cm}^2/\text{m},$$

$$A_{s,min} = 0,0013bd = 0,0013 \cdot 100 \text{ cm} \cdot 44,3 \text{ cm} = 5,76 \text{ cm}^2/\text{m}.$$

– potrebna armatura: $A_{s,potr} = 5,99 \text{ cm}^2/\text{m}$.

| | | | |
|-------------------|-------|-------------|--|
| Izbrana armatura: | S 500 | Ø10/12,5 cm | $A_{s,dej} = 6,28 \text{ cm}^2/\text{m}$ |
|-------------------|-------|-------------|--|

| | | | |
|----------------------|-------|--------------------------|--|
| Razdelilna armatura: | S 500 | Ø8/25 cm (preklop 25 cm) | $A_{s,dej(20\%)} = 1,51 \text{ cm}^2/\text{m}$ |
|----------------------|-------|--------------------------|--|

Kot priključno armaturo za mrežo pustimo iz temelja U stremena (glej potrebno armaturo stene, str. 42):

| | | | |
|-------------------|-------|-----------|--|
| Izbrana armatura: | S 500 | Ø12/25 cm | $A_{s,dej} = 4,71 \text{ cm}^2/\text{m}$ |
|-------------------|-------|-----------|--|

8.3.2.2 Račun strižne armature

– prečna sila na prerezu 1-1: $V_{Ed} = 47,7 \text{ kN/m}$

$$V_{Rd,c} = \left[C_{Rd,c} \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_l \cdot f_{ck})^{\frac{1}{3}} + 0,15 \cdot \sigma_{cp} \right] \cdot b_w \cdot d ,$$

$$V_{Rd,c} = \left[0,12 \cdot 1,67 \cdot (100 \cdot 0,0014 \cdot 25)^{\frac{1}{3}} + 0,15 \cdot 0 \right] \cdot 1000 \cdot 443 = 136 \text{ kN} ,$$

$$C_{Rd,c} = \frac{0,18}{\gamma_c} = 0,12 ,$$

$$k = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} = 1 + \sqrt{\frac{200}{443}} = 1,67 \leq 2,0 ,$$

$$\rho_l = \frac{A_{sl}}{b_w d} = \frac{6,28 \text{ cm}^2}{100 \text{ cm} \cdot 44,3 \text{ cm}} = 0,0014 \leq 0,02 ,$$

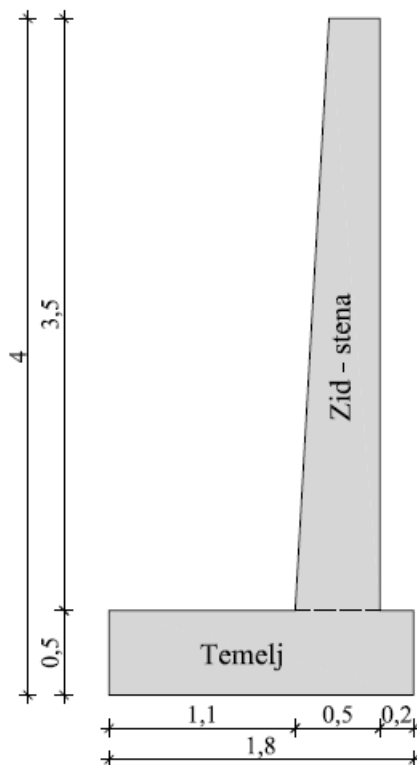
$$V_{Ed} = 47,7 \text{ kN/m} < V_{Rd,c} = 136 \text{ kN/m}.$$

Računska vrednost prečne sile V_{Ed} je manjša od strižne nosilnosti elementa brez strižne armature $V_{Rd,c}$. V splošnem je potrebna minimalna stremenska armatura, vendar glede na možnost obravnavanja temelja (v prečni smeri) kot ploskovno konstrukcijo in pogoja $V_{Ed} \ll V_{Rd,c}$, v temelj ne vgradimo stremenske armature.

Prikaz in izpis armature v armiranobetonskem opornem zidu sta prikazana v prilogi G.

8.4 Armiranobetonski podporni zid

Za določitev notranje statičnih količin AB podpornega zidu smo ločeno obravnavali vertikalni zid – steno in temelj (Slika 27). Geometrijski podatki za steno in temelj so prikazani na spodnji sliki.



Slika 27: Armiranobetonski podporni zid

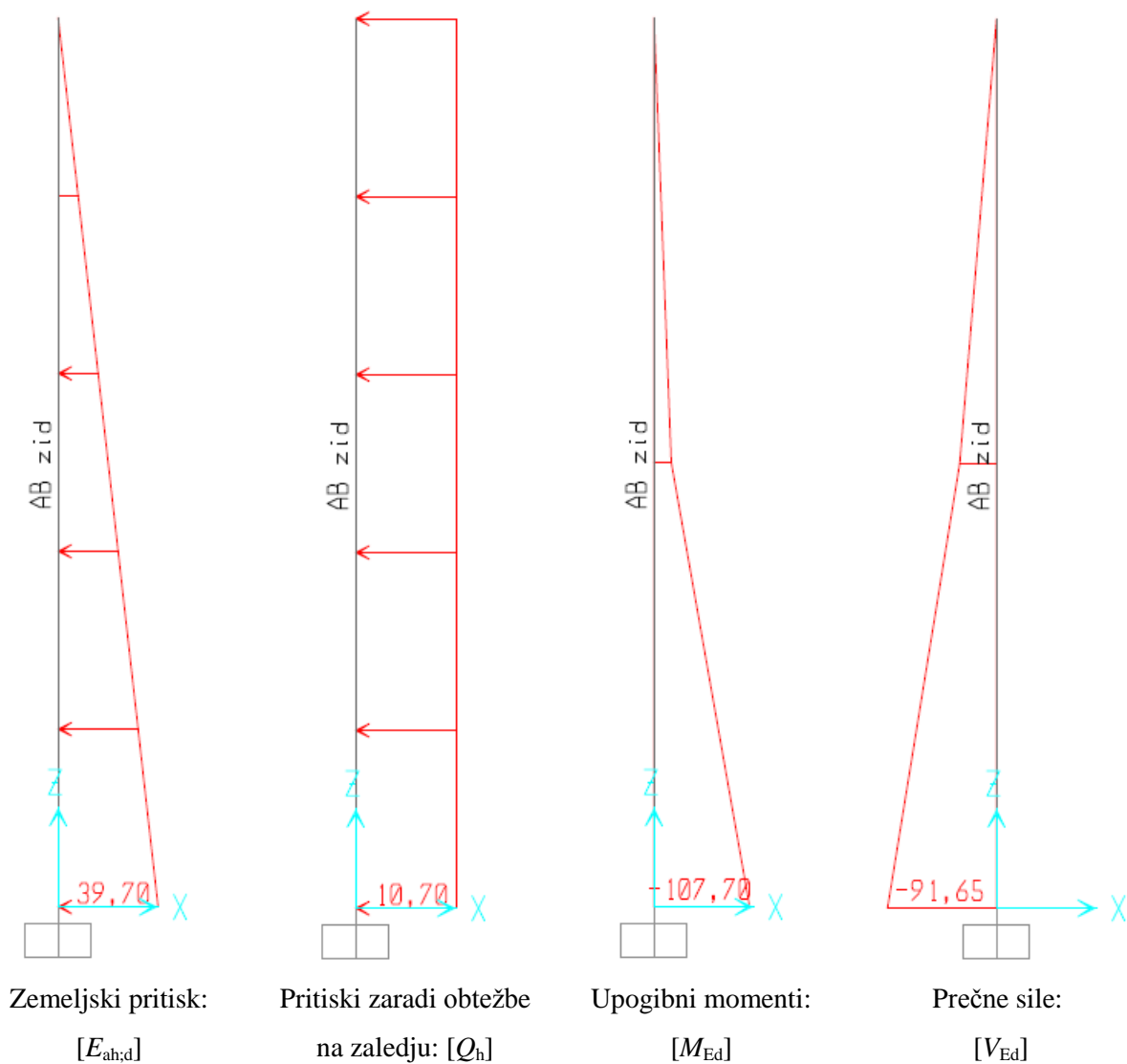
8.4.1 Zid – stena

8.4.1.1 Obremenitve in notranje statične količine

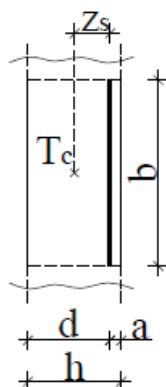
Na AB steno deluje horizontalni zemeljski pritiski v vrednosti povprečja mejnih aktivnih zemeljskih pritiskov velikosti $E_{aH;d} = 39,7$ kN/m in obtežba na zaledju velikosti $Q_{H;d} = 10,7$ kN/m. Na vpetju med temeljem in steno smo izračunali maksimalne vrednosti notranjih statičnih količin, ki nam jih je dala kombinacija zemeljskih pritiskov in obtežbe na zaledju (Preglednica 17).

Preglednica 17: Notranje statične količine na vpetju stena/temelj

| | | | |
|-------------|----------|--------|--------|
| Moment | M_{Ed} | -107,7 | kNm/m' |
| Prečna sila | V_{Ed} | -91,6 | kN/m |
| Oсна sila | N_{Ed} | -34,3 | kN/m |

Slika 28: Obtežbi na AB podporni zid, moment M_{Ed} in prečna sila V_{Ed} (Sap 2000)

8.4.1.2 Dimenzioniranje zidu – stene



Slika 29: Geometrija prereza z oznakami

Preglednica 18: Dimenzije prereza

| | | |
|-------|------|----|
| a | 5,7 | cm |
| d | 44,3 | cm |
| b | 100 | cm |
| z_s | 19,3 | cm |
| h | 50 | cm |

8.4.1.2.1 Račun upogibne armature

– statična višina:

$$d = h - c_{nom} - \frac{\phi_s}{2} = 50 \text{ cm} - 5 \text{ cm} - \frac{1,4 \text{ cm}}{2} = 44,3 \text{ cm}.$$

Dimenzioniranje potrebne armature smo izvedli po postopku brezdimenzijskih koeficientov.

– mejni upogibni moment k natezni armaturi:

$$M_{Eds} = M_{Ed} - N_{Ed} \cdot z_s = 10770 \text{ kNcm} - (-34,3 \text{ kN} \cdot 19,3 \text{ cm}) = 12539 \text{ kNcm/m},$$

$$k_d = \frac{M_{Eds}}{f_{cd} \cdot b \cdot d^2} = \frac{12539 \text{ kNcm}}{1,67 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2} \cdot 100 \text{ cm} \cdot 44,3^2 \text{ cm}^2} = 0,038,$$

$$k_d = 0,038 \longrightarrow k_s = 1,041.$$

– potrebna armatura:

$$A_s = k_s \cdot \frac{M_{Eds}}{d \cdot f_{yd}} + \frac{N_{Ed}}{f_{yd}} = 1,041 \cdot \frac{12539 \text{ kNcm}}{44,3 \text{ cm} \cdot 43,5 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}} - \frac{34,3 \text{ kN}}{43,5 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}} = 5,98 \text{ cm}^2/\text{m},$$

– minimalna potrebna armatura:

$$A_{s,min} = 0,26 \cdot \frac{f_{ctm}}{f_{yk}} bd = 0,26 \cdot \frac{2,6 \text{ MPa}}{500 \text{ MPa}} 100 \text{ cm} \cdot 44,3 \text{ cm} = 5,99 \text{ cm}^2/\text{m},$$

$$A_{s,min} = 0,0013bd = 0,0013 \cdot 100 \text{ cm} \cdot 44,5 \text{ cm} = 5,75 \text{ cm}^2/\text{m}.$$

– potrebna armatura: $A_{s,potr} = 5,99 \text{ cm}^2/\text{m}$.

| | | | |
|-------------------|-------|-------|--|
| Izbrana armatura: | S 500 | R 628 | $A_{s,dej} = 6,28 \text{ cm}^2/\text{m}$ |
|-------------------|-------|-------|--|

Na zunanjo stran stene postavimo:

| | | | |
|-------------------|-------|-------|--|
| Izbrana armatura: | S 500 | Q 157 | $A_{s,dej} = 1,57 \text{ cm}^2/\text{m}$ |
|-------------------|-------|-------|--|

8.4.1.2.2 Omejitev širine razpok

Preglednica 19: Podatki za račun širine razpok

| | | | | | | |
|----------|------|------|--------|------|-----------------|-------|
| M_{Ed} | 7621 | kNcm | A_s | 6,28 | cm ² | R 628 |
| b | 100 | cm | A_s' | 1,57 | cm ² | Q 157 |
| d | 44,3 | cm | a | 5,70 | cm | |

Račun širine razpok:

$$\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm} = \frac{\sigma_s - k_t \frac{f_{ct,eff}}{\rho_{p,eff}} (1 + \alpha_e \rho_{p,eff})}{E_s} \geq 0,6 \frac{\sigma_s}{E_s},$$

$$\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm} = \frac{28,6 \text{ kN/cm}^2 - 0,4 \frac{0,26}{0,00441} (1 + 6,45 \cdot 0,00441)}{20000 \text{ kN/cm}^2} \geq 0,6 \frac{28,6 \text{ kN/cm}^2}{20000 \text{ kN/cm}^2},$$

$$\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm} = 0,000858,$$

σ_s – napetost v natezni armaturi ob predpostavki, da je prerez razpokan. Za grobo oceno σ_s upoštevamo da je osna sila $N \cong 0$.

$$\sigma_s = \frac{3 \cdot M_{Ed}}{(A_s \cdot (3d - x) + A_s' \cdot (x - 3a') \cdot (\frac{x - a'}{d - x}))},$$

$$\sigma_s = \frac{3 \cdot 7621 \text{ kNcm}}{\left(6,28 \text{ cm}^2 \cdot (3 \cdot 44,3 \text{ cm} - 5,6 \text{ cm}) + 1,57 \text{ cm}^2 \cdot (5,6 \text{ cm} - 3 \cdot 5,7 \text{ cm}) \cdot \left(\frac{5,6 \text{ cm} - 5,7 \text{ cm}}{44,3 \text{ cm} - 5,6 \text{ cm}}\right)\right)},$$

$$\sigma_s = 28,6 \text{ kN/cm}^2$$

 x – višina tlačne cone;

$$x = \left(\frac{(\alpha_e A_s' + \alpha_e A_s)^2}{b^2} + \frac{2 \cdot (\alpha_e A_s' a' + \alpha_e A_s d)}{b} \right)^{\frac{1}{2}} - \frac{\alpha_e A_s' + \alpha_e A_s}{b} = 5,60 \text{ cm},$$

$$x = \left(\frac{((6,45 \cdot 1,57 \text{ cm}^2 + 6,45 \cdot 6,28 \text{ cm}^2)^2}{100^2 \text{ cm}^2} + \frac{2 \cdot (6,45 \cdot 1,57 \text{ cm}^2 \cdot 5,7 + 6,45 \cdot 6,28 \text{ cm}^2 \cdot 44,3 \text{ cm})}{100 \text{ cm}^2} \right)^{\frac{1}{2}} - \frac{6,45 \cdot 1,57 \text{ cm}^2 + 6,45 \cdot 6,28 \text{ cm}^2}{100 \text{ cm}} = 5,60 \text{ cm}$$

 α_e – razmerje elastičnih modulov armature E_s in betona E_{cm} ;

$$\alpha_e = \frac{E_s}{E_{cm}} = \frac{20000 \text{ kN/cm}^2}{3100 \text{ kN/cm}^2} = 6,45,$$

$\rho_{p,eff}$ – učinkovita stopnja armiranja nateznega betona;

$$\rho_{p,eff} = \frac{(A_s + \xi_1^2 A'_p)}{A_{c,eff}} = \frac{6,28 \text{ cm}^2}{1425 \text{ cm}^2} = 0,00441,$$

$$A_{c,eff} = b \cdot h_{c,eff} = 100 \text{ cm} \cdot 14,3 \text{ cm} = 1425 \text{ cm}^2.$$

Največja medsebojna razdalja med razpokami:

$$s_{r,max} = 3,4c + 0,425k_1k_2\phi/\rho_{p,eff},$$

$$s_{r,max} = 3,4 \cdot 50 \text{ mm} + 0,425 \cdot 0,8 \cdot 0,5 \cdot 10 \text{ mm} / 0,00441 = 555,7 \text{ mm}.$$

Širina razpoke:

$$w_k = s_{r,max}(\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm}) < w_{max},$$

$$w_k = 555,7 \text{ mm} \cdot 0,000858 = 0,48 \text{ mm} < w_{max} = 0,3 \text{ mm} \rightarrow \text{potrebni so ukrepi!}$$

Širina razpoke w_k presega največjo dovoljeno širino razpoke w_{max} , zato so potrebni ukrepi. Razpoke omejimo, s tem da zagotovimo dodatno armaturo v natezni coni. Slednja mora bi razporejena vsaj med natezno armaturo in nevtralno osjo. Za zagotovitev pogoja smo med vzdolžne palice (armaturna mreža) postavili palice $\phi 8$ ($A_{s,dej} = 2,01 \text{ cm}^2$) in s tem povečali A_s na $8,29 \text{ cm}^2$. S tem ukrepom smo med vzdolžne palice mrežne R 628 povečali količino armature v natezni coni.

Ponoven izračun širine razpoke:

$$w_k = s_{r,max}(\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm}) = 405 \text{ mm} \cdot 0,00074 = 0,29 \text{ mm} < w_{max} = 0,3 \text{ mm} \rightarrow \text{pogoj je izpolnjen!}$$

8.4.1.2.3 Račun strižne armature

– prečna sila na vpetju: $V_{Ed} = 91,6 \text{ kN/m}$.

$$V_{Rd,c} = \left[C_{Rd,c} \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_l \cdot f_{ck})^{\frac{1}{3}} + 0,15 \cdot \sigma_{cp} \right] \cdot b_w \cdot d,$$

$$V_{Rd,c} = \left[0,12 \cdot 1,67 \cdot (100 \cdot 0,0014 \cdot 25)^{\frac{1}{3}} + 0,15 \cdot 0,0686 \right] \cdot 1000 \cdot 443 = 140 \text{ kN/m},$$

$$C_{Rd,c} = \frac{0,18}{\gamma_c} = 0,12,$$

$$k = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} = 1 + \sqrt{\frac{200}{443}} = 1,67 \leq 2,0,$$

$$\rho_l = \frac{A_{sl}}{b_w d} = \frac{6,28 \text{ cm}^2}{100 \text{ cm} \cdot 44,3 \text{ cm}} = 0,0014 \leq 0,02 ,$$

$$\sigma_{cp} = \frac{N_{Ed}}{A_c} = \frac{34300 \text{ N}}{443 \text{ mm} \cdot 1000 \text{ mm}} = 0,0686 < 0,2f_{cd} ,$$

$$V_{Ed} = 91,6 \text{ kN/m} < V_{Rd,c} = 140 \text{ kN/m}.$$

Računska vrednost prečne sile V_{Ed} je manjša od strižne nosilnosti elementa brez strižne armature $V_{Rd,c}$, kar pomeni, da strižna armatura ni potrebna.

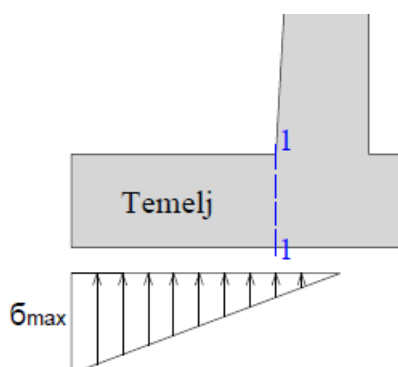
8.4.2 Pasovni temelj

8.4.2.1 Obremenitve in notranje statične količine

Na AB temelj deluje teža zasutja nad temeljem ter kontaktni tlaki temeljnih tal. Na podlagi ekscentričnosti smo ugotovili, da je lega rezultante izven jedra prereza (velika ekscentričnost). Za izračun notranjih sil smo upoštevali večjo izmed vrednosti izračuna pri mejnem stanju nosilnosti – MSN (PP2-I in PP2-II) in mejnem stanju uporabnosti – MSU, povečane z modelnim faktorjem $\gamma_m = \gamma_G = 1,35$. Pri kontroli mejnega stanja nosilnosti običajno upoštevamo mejne vrednosti zemeljskih pritiskov in v računu ne upoštevamo premikov, je možno, da dobimo v izračunu mejnega stanja uporabnosti z upoštevanjem karakterističnih vrednosti vplivov večje notranje sile v konstrukciji kot v izračunu mejnega stanja nosilnosti. V preglednici 20 so izračunane maksimalne vrednosti notranjih statičnih količin na prerezu 1-1 (Slika 30) po mejnem stanju uporabnosti:

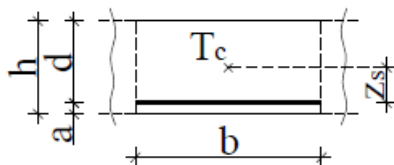
Preglednica 20: Notranje statične količine temelja v prerezu 1-1

| | | | |
|-------------|----------|-------|--------|
| Moment | M_{Ed} | -33,4 | kNm/m' |
| Prečna sila | V_{Ed} | -81,0 | kN/m |



Slika 30: Prerez 1-1

8.4.2.2 Dimenzioniranje pasovnega temelja



Slika 31: Geometrija prereza z oznakami

Preglednica 21: Dimenzije prereza

| | | |
|-------|------|----|
| a | 5,7 | cm |
| d | 44,3 | cm |
| b | 100 | cm |
| z_s | 19,3 | cm |
| h | 50 | cm |

8.4.2.2.1 Račun armature v prerezu 1-1

– statična višina:

$$d = h_1 - c_{nom} - \frac{\varnothing_s}{2} = 50 \text{ cm} - 5 \text{ cm} - \frac{1,4 \text{ cm}}{2} = 44,3 \text{ cm}.$$

Dimenzioniranje potrebne armature smo izvedli po postopku brezdimenzijskih koeficientov.

– mejni upogibni moment:

$$M_{Eds} = M_{Ed} - N_{Ed} \cdot z_s = 3335 \text{ kNcm/m},$$

$$k_d = \frac{M_{Eds}}{f_{cd} \cdot b \cdot d^2} = \frac{3335 \text{ kNcm}}{1,67 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2} \cdot 100 \text{ cm} \cdot 44,3^2 \text{ cm}^2} = 0,0102,$$

$$k_d = 0,0102 \longrightarrow k_s = 1,033.$$

– potrebna armatura:

$$A_s = k_s \cdot \frac{M_{Eds}}{d \cdot f_{yd}} + \frac{N_{Ed}}{f_{yd}} = 1,033 \cdot \frac{3335 \text{ kNcm}}{44,3 \text{ cm} \cdot 43,5 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}} = 1,789 \text{ cm}^2/\text{m},$$

– minimalna potrebna armatura:

$$A_{s,min} = 0,26 \cdot \frac{f_{ctm}}{f_{yk}} bd = 0,26 \cdot \frac{2,6 \text{ MPa}}{500 \text{ MPa}} 100 \text{ cm} \cdot 44,3 \text{ cm} = 5,99 \text{ cm}^2/\text{m},$$

$$A_{s,min} = 0,0013bd = 0,0013 \cdot 110 \text{ cm} \cdot 44,5 \text{ cm} = 5,76 \text{ cm}^2/\text{m},$$

– potrebna armatura: $A_{s,potr} = 5,99 \text{ cm}^2/\text{m}$.

| | | | |
|-------------------|-------|-------------|--|
| Izbrana armatura: | S 500 | Ø10/12,5 cm | $A_{s,dej} = 6,28 \text{ cm}^2/\text{m}$ |
|-------------------|-------|-------------|--|

| | | | |
|----------------------|-------|--------------------------|--|
| Razdelilna armatura: | S 500 | Ø8/25 cm (preklop 25 cm) | $A_{s,dej(20\%)} = 1,51 \text{ cm}^2/\text{m}$ |
|----------------------|-------|--------------------------|--|

Kot priključno armaturo za mrežo pustimo iz temelja U stremena (glej potrebno armaturo stene, str. 50):

| | | | |
|-------------------|-------|-------------|--|
| Izbrana armatura: | S 500 | Ø10/12,5 cm | $A_{s,dej} = 6,28 \text{ cm}^2/\text{m}$ |
|-------------------|-------|-------------|--|

8.4.2.2 Račun strižne armature

– prečna sila na prerezu 1-1: $V_{Ed} = 81,0 \text{ kN/m}$.

$$V_{Rd,c} = \left[C_{Rd,c} \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_l \cdot f_{ck})^{\frac{1}{3}} + 0,15 \cdot \sigma_{cp} \right] \cdot b_w \cdot d ,$$

$$V_{Rd,c} = \left[0,12 \cdot 1,67 \cdot (100 \cdot 0,0014 \cdot 25)^{\frac{1}{3}} + 0,15 \cdot 0 \right] \cdot 1000 \cdot 443 = 136 \text{ kN/m} ,$$

$$C_{Rd,c} = \frac{0,18}{\gamma_c} = 0,12 ,$$

$$k = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} = 1 + \sqrt{\frac{200}{443}} = 1,67 \leq 2,0 ,$$

$$\rho_l = \frac{A_{sl}}{b_w d} = \frac{6,28 \text{ cm}^2}{100 \text{ cm} \cdot 44,3 \text{ cm}} = 0,0014 \leq 0,02 ,$$

$$V_{Ed} = 81,0 \text{ kN/m} < V_{Rd,c} = 136 \text{ kN/m}.$$

Računska vrednost prečne sile V_{Ed} je manjša od strižne nosilnosti elementa brez strižne armature $V_{Rd,c}$. V splošnem je potrebna minimalna stremenska armatura, vendar glede na možnost obravnavanja temelja (v prečni smeri) kot ploskovno konstrukcijo in pogoja $V_{Ed} \ll V_{Rd,c}$, v temelj ne vgradimo stremenske armature.

Prikaz in izpis armature v armiranobetonskem podpornem zidu sta prikazana v prilogi H.

9 ZAKLJUČEK

V diplomskem delu smo se soočili z geotehničnim projektiranjem in dimenzioniranjem armiranobetonskega podpornega in opornega zidu. Cilj diplomskega dela je bil predvsem določiti geološko-geomehanske karakteristike flišne hribine, poiskati ustrezne dimenzije temelja in določiti potrebno količino armature za armiranobetonska zidova.

Geomehanske karakteristike flišne kamnine smo določili na podlagi GSI klasifikacije in laboratorijskih raziskav. Glede na relativno majhen obseg raziskav in majhno količino relevantnih podatkov smo v izračunu upoštevali karakteristike laporovca. S tem smo projektirali na slabše geomehanske karakteristike od dejanskih. Ocenjene mehanske karakteristike laporovca so: $\varphi = 27^\circ$ in $c = 9 \text{ kN/m}^2$.

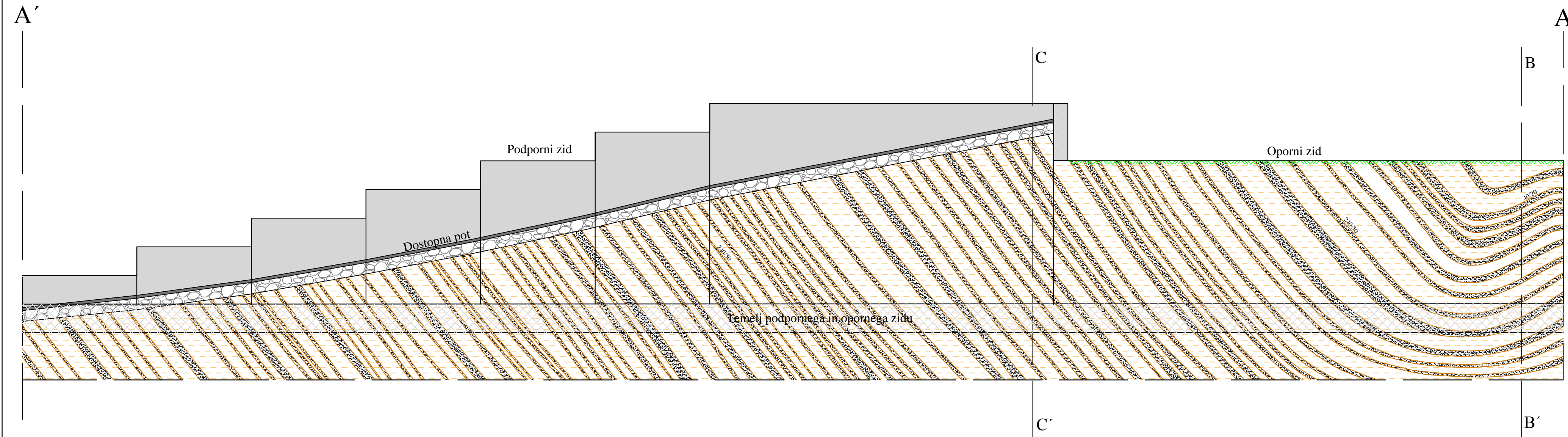
Geotehnično analizo smo izvedli skladno s standardom SIST EN 1997-1 po projektnem pristopu PP2 in PP2*. Za težnostni podporni konstrukciji smo izvedli preverjanje MSN za statično ravnovesje, stabilnost na zdrs, nosilnost temeljnih tal in globalno stabilnost. Preverili smo pomike zidu po MSU ter določili notranje statične količine, ki se pojavljajo ob vpetju zidu v temelj. Glede na pogoje, ki jih navaja standard za MSN in MSU, smo poiskali ustrezne dimenzije temelja. Pri samih izračunih smo se soočili s problemom aktivacije zemeljskih pritiskov, saj zaradi vpetja temelja v flišno podlago ni prišlo do premika konstrukcije. Za oporni zid smo določili ustrezne dimenzije temelja, in sicer: višina 0,5 m, širina 1,3 m, za temelj podpornega zidu, pa višino 0,5 m in širino 1,8 m.

Armiranobetonska zidova smo dimenzionirali skladno z zahtevami standarda SIST EN 1992-1-1 za betonske konstrukcije. Na podlagi izbranih dimenzij in obremenitev smo izračunali notranje statične količine na najbolj kritičnih prerezih. Pri temelju smo upoštevali večjo izmed vrednosti notranjih statičnih količin izračunano po MSN (PP2-I in PP2-II) in MSU. Pri kontroli mejnega stanja nosilnosti običajno upoštevamo mejne vrednosti zemeljskih pritiskov in v računu ne upoštevamo premikov. Zaradi tega je možno, da dobimo v izračunu MSU z upoštevanjem karakterističnih vrednosti vplivov večje notranje sile v konstrukciji kot v izračunu MSN. Za prevzem zemeljskih pritiskov potrebujemo v opornem zidu armaturno mrežo R 424 v podpornem pa R 628. V obeh primerih postavimo na zunanjo (nagnjeno) stran še konstrukcijsko armaturno mrežo Q 157. Temelj izvedemo kot armaturni koš z glavno armaturo $\varnothing 10/12,5 \text{ cm}$ in razdelilno armaturo $\varnothing 8/25 \text{ cm}$. Kot priključno armaturo postavimo iz temelja U stremena $\varnothing 12/25 \text{ cm}$ za oporni zid in $\varnothing 10/12,5 \text{ cm}$ za podporni zid. Pri kontroli oziroma računu širine razpok smo ugotovili, da širina razpoke pri podpornem zidu presega dovoljeno širino razpoke. Razpoke smo omejili z dodano armaturo v natezni coni (dodatne armaturne palice $\varnothing 8$ med vzdolžnimi palicami mrežne armature).

VIRI

- ASTM D5731 – 02:2002 – Standard test method for determination of the point load strength index rock.
- Beg, D. (Ur.), Pogačnik, A. (ur.) 2009. Priročnik za projektiranje gradbenih konstrukcij po Evrokod standardih. Ljubljana, Inženirska zbornica Slovenije: 1077 str.
- Marinos, P., Fortsakis, P., Prountzopoulos, G. 2011. Estimation of geotechnical properties and classification of geotechnical behaviour in tunnelling for flysch rock masses. Athens, Proceedings of the 15th European Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering – Geotechnics of Hard Soils – Weak Rocks: 435–440.
- Marinos, P., Hoek, E. 2001. Estimating the geotechnical properties of heterogeneous rock masses such as Flysch. Bulletin of Engineering Geology and the Environment 60: 85–92.
- Ocepek, D. 2007. Pomen inženirske geologije pri načrtovanju in gradnji zahtevnih objektov v urbanih okoljih. Geologija 50,2: 361–392.
- Placer, L. 2005. Strukturne posebnosti severne Istre. Geologija 48,2: 245–251.
- Placer, L. 2008. Principles of the tectonic subdivision of Slovenia. Geologija 51,2: 205–217.
- Pleničar, M., Poljšak, A., Šikić, D. 1973. Osnovna geološka karta SFRJ 1 : 100.000. Tolmač lista Trst : L 33-88. Beograd, Zvezni geološki zavod: 109 str.
- Pleničar, M., Poljšak, A., Šikić, D. 1973. Osnovna geološka karta SFRJ 1 : 100.000. List Trst : L 33-88 [Kartografsko gradivo]. Beograd, Zvezni geološki zavod.
- Ribičič, M. 2002. Inženirska geologija II. Ljubljana, Univerza v Ljubljani, Naravoslovnotehniška fakulteta: 121 str.
- SIST-TS CEN ISO/TS 17892-1:2004 – Geotehnično preiskovanje in preskušanje – Laboratorijsko preskušanje zemljin – 1. Del: Ugotavljanje vlažnosti (ISO/TS 17892-1:2004).
- SIST EN 1992-1-1: 2005 – Evrokod 2: Projektiranje betonskih konstrukcij – 1-1. del: Splošna pravila in pravila za stavbe. Ljubljana, Slovenski inštitut za standardizacijo.

- SIST EN 1997-1: 2005 – Evrokod 7: Geotehnično projektiranje – 1. Del: Splošna previla, Ljubljana, Slovenski inštitut za standardizacijo.
- Zorn, M. 2008. Erozijski procesi v slovenski Istri. Ljubljana, Geografski inštitut Antona Melika ZRC SAZU: 423 str.

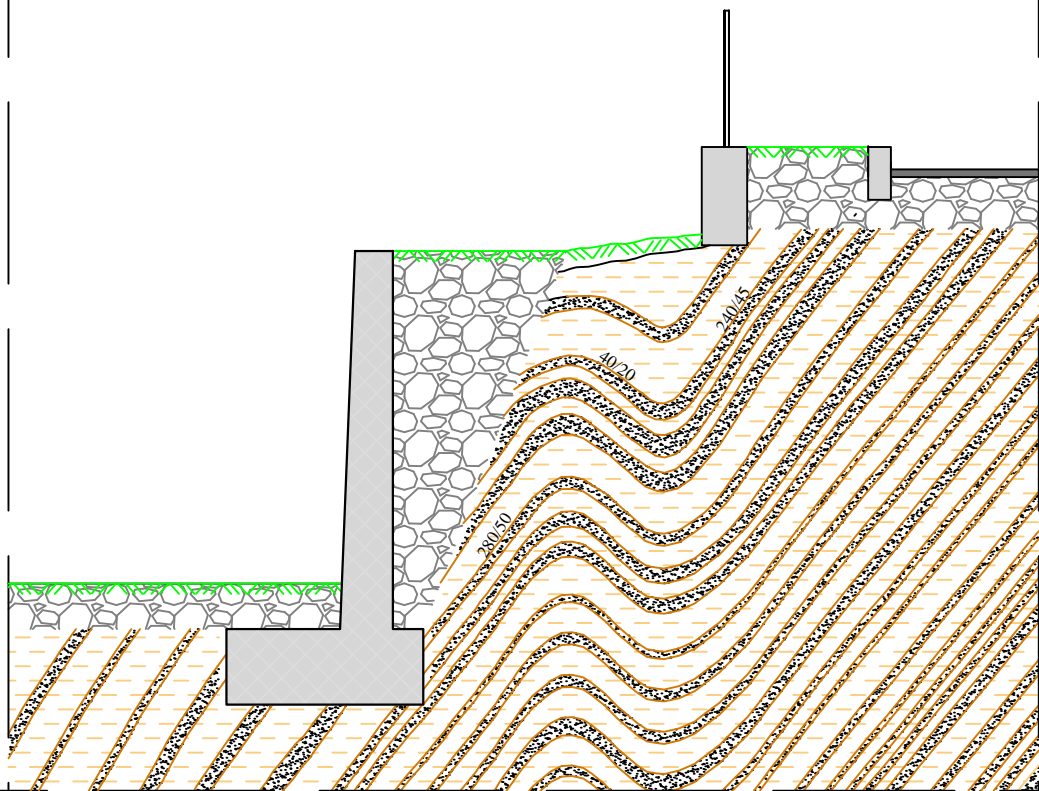


- Legenda:
- peščenjak
 - zasutje
 - laporovec
 - AB zid

| | | |
|---|---|--------------------|
| <p style="font-size: 8px; margin: 0;">Univerza v Ljubljani Fakulteta za gradbeništvo in geodezijo</p> | DIPLOMSKA NALOGA: | |
| | Geotehnično dimenzioniranje armiranobetonskega opornega in podpornega zidu. | |
| | NAČRT: Vzdolžni geološki profil. | |
| | MENTOR: izr. prof. dr. Janko Logar | |
| | SOMENTOR: izr. prof. dr. Jože Lopatič | |
| | IZDELAL: Kristjan Rojc | Datum: 29. 8. 2012 |
| MERILO: M = 1 : 50 | Št. lista: PRILOGA A | |

B

B'



Legenda:



peščenjak



zasutje



laporovec



AB zid

Univerza
v LjubljaniFakulteta
za gradbeništvo
in geodezijo

DIPLOMSKA NALOGA:

Geotehnično dimenzioniranje armiranobetonskega opornega in podpornega zidu.

NAČRT:

Prečni geološki profil armiranobetonskega opornega zidu.

MENTOR:

izr. prof. dr. Janko Logar

SOMENTOR:

izr. prof. dr. Jože Lopatič

IZDELAL:

Kristjan Rojc

Datum:

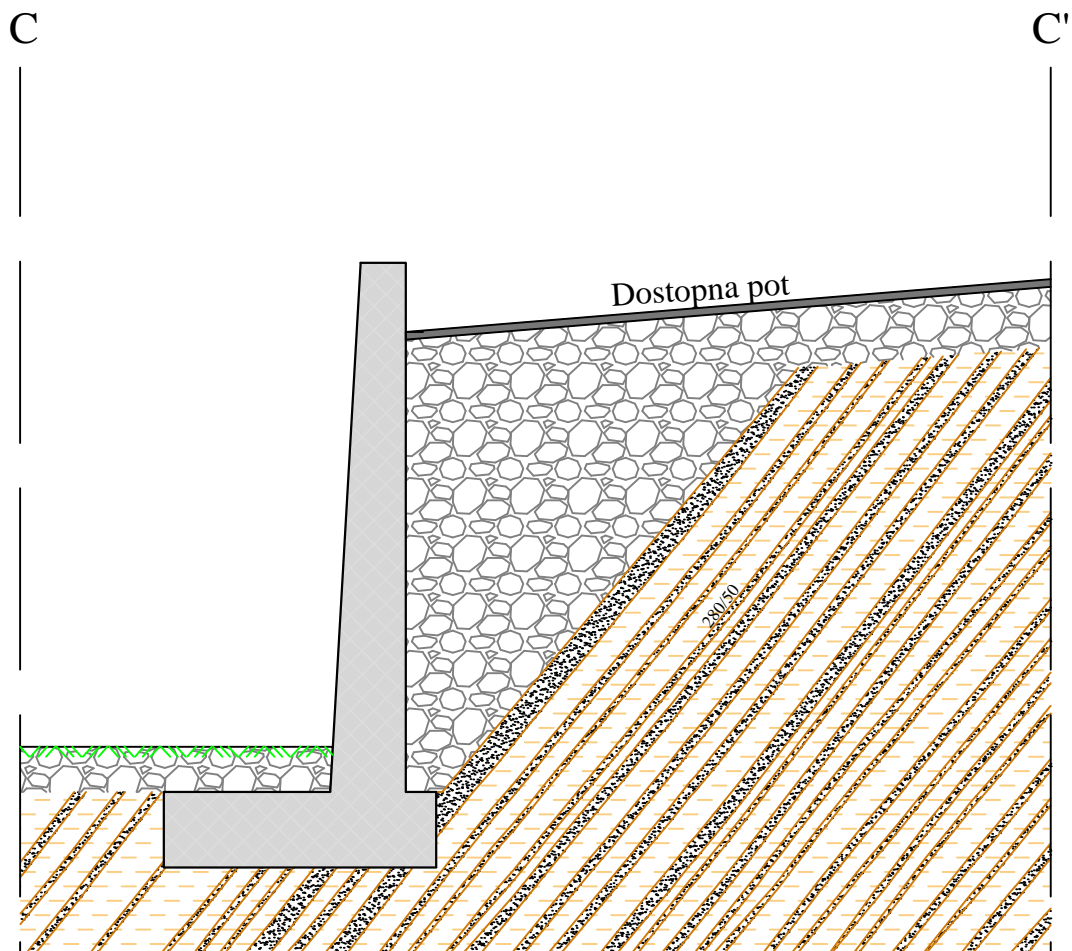
29. 8. 2012

MEROLO:

M = 1 : 50

Št. lista:

PRILOGA B



Legenda:

| | | | |
|---|-----------|--|---------|
|  | peščenjak |  | zasutje |
|  | laporovec |  | AB zid |

Univerza
v Ljubljani
Fakulteta
za gradbeništvo
in geodezijo



DIPLOMSKA NALOGA:

Geotehnično dimenzioniranje armiranobetonskega opornega in podpornega zidu.

NAČRT: Prečni geološki profil armiranobetonskega podpornega zidu.

MENTOR: izr. prof. dr. Janko Logar


SOMENTOR: izr. prof. dr. Jože Lopatič

IZDELAL: Kristjan Rojc

Datum: 29. 8. 2012

MERILO: M = 1 : 50

Št. lista: PRILOGA C

|  | | | PRILOGA D | | | | | |
|---|-------------|--------|-----------------------|--------|-----------|----------------------|------------|--------------------------|
| Indeks točkovne trdnosti | | | | | | | | |
| Vzorec: Laporovec | | | Lokacija: Playje (Kp) | | | Datum: 14.3.2012 | | |
| vzorec | vrsta testa | I [mm] | d [mm] | w [mm] | P [kN] | I _s [MPa] | F | I _{s(50)} [MPa] |
| 1 | I | 25 | 33 | 50 | 0,13 | 59 | 0,96 | 57 |
| 2 | I | 30 | 33 | 48 | 0,51 | 256 | 0,95 | 243 |
| 3 | I | 30 | 37 | 55 | 0,43 | 166 | 1,01 | 167 |
| 4 | I | 30 | 40 | 58 | 0,56 | 191 | 1,04 | 198 |
| 5 | I | 50 | 41 | 93 | 0,49 | 101 | 1,16 | 118 |
| 6 | I | 35 | 44 | 70 | 0,61 | 156 | 1,11 | 172 |
| 7 | I | 30 | 40 | 55 | 0,77 | 273 | 1,03 | 280 |
| 8 | I | 40 | 92 | 65 | 0,37 | 48 | 1,28 | 62 |
| 9 | I | 45 | 61 | 90 | 0,59 | 84 | 1,26 | 106 |
| 10 | I | 35 | 31 | 65 | 0,61 | 238 | 1,01 | 239 |
| 11 | I | 50 | 58 | 95 | 0,68 | 97 | 1,26 | 122 |
| 12 | I | 50 | 49 | 85 | 0,63 | 118 | 1,18 | 140 |
| 13 | I | 40 | 59 | 80 | 0,43 | 72 | 1,22 | 87 |
| 14 | B | 40 | 47 | 80 | 0,20 | 41 | 1,16 | 47 |
| 15 | B | 25 | 48 | 50 | 0,23 | 74 | 1,05 | 77 |
| 16 | B | 28 | 33 | 55 | 0,10 | 41 | 0,98 | 40 |
| 17 | B | 45 | 41 | 90 | 0,5 | 106 | 1,15 | 123 |
| 18 | B | 30 | 45 | 55 | 0,62 | 195 | 1,05 | 206 |
| 19 | B | 35 | 38 | 70 | 0,45 | 133 | 1,07 | 142 |
| 20 | B | 25 | 48 | 50 | 0,64 | 208 | 1,05 | 217 |
| Enoosna tlačna trdnost laporovec | | | | | qu | 3 | MPa | |

| Vzorec: Peščenjak (1,2) | | | Lokacija: Playje (Kp) | | | Datum: 14.3.2012 | | |
|-------------------------|-------------|--------|-----------------------|--------|--------|----------------------|-------|--------------------------|
| vzorec | vrsta testa | I [mm] | d [mm] | w [mm] | P [kN] | I _s [MPa] | F | I _{s(50)} [MPa] |
| 1 | I | 30 | 47 | 60 | 20,0 | 5,56 | 1,085 | 6027,8 |
| 2 | I | 30 | 41 | 50 | 19,4 | 7,43 | 1,010 | 7505,0 |
| 3 | I | 40 | 42 | 80 | 17,2 | 4,03 | 1,128 | 4547,6 |

| | | | | | | | | |
|--|---|----|----|----|-----------|-----------|------------|-----------------|
| 1 | I | 30 | 48 | 55 | 12,1 | 5,77 | 0,79 | 5552 |
| 2 | I | 45 | 36 | 90 | 10,7 | 2,59 | 0,95 | 2903 |
| 3 | I | 40 | 54 | 80 | 9,1 | 1,65 | 0,90 | 1965 |
| 4 | I | 54 | 30 | 60 | 8,7 | 3,80 | 1,04 | 3723 |
| 5 | I | 30 | 56 | 58 | 7,2 | 1,76 | 0,79 | 1963 |
| 6 | I | 50 | 51 | 95 | 2,8 | 0,45 | 1,00 | 556 |
| 7 | I | 45 | 76 | 78 | 2,1 | 0,28 | 0,95 | 359 |
| 8 | I | 40 | 52 | 80 | 4,1 | 0,76 | 0,90 | 905 |
| Enoosna tlačna trdnost peščenjaka | | | | | qu | 58 | MPa | |

Opomba: Pri izračunu upoštevamo 10 % peščenjaka (1) in 90 % peščenjaka z organskimi snovmi (2).

Izračun armiranobetonskega opornega zidu

1 PODATKI

1.1 Parametri zemljine

| | Temeljna tla | |
|-----------------------|--------------|--------------------------|
| efektivna kohezija | c'_k | 9 kPa |
| efektivni strižni kot | ϕ'_k | 27 ° |
| prostorninska teža | γ | 25 kN/m ³ |
| modul reakcije tal | K | 200000 kN/m ³ |

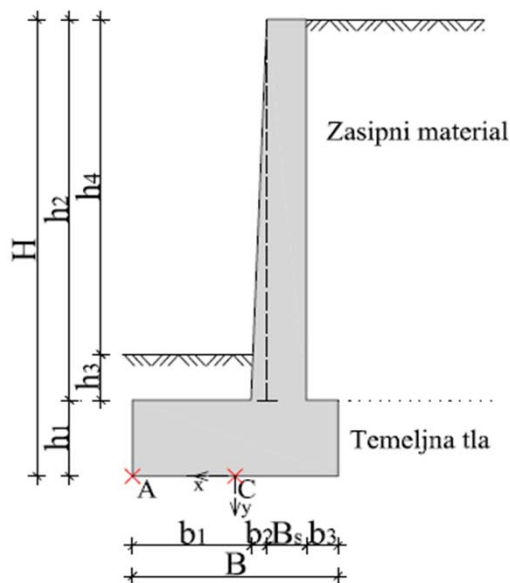
| Zasipni material | |
|------------------|----------------------|
| c'_k | 0 kPa |
| ϕ'_k | 38 ° |
| γ | 21 kN/m ³ |

1.2 Ostali podatki

| | | |
|---------------------------------|------------|------------------------|
| prostorninska teža betona | γ_B | 24,5 kN/m ³ |
| spremenljiva obtežba na zaledju | q_k | 0 kPa |

1.3 Geometrijski podatki AB opornega zidu

| | |
|---------|--------|
| h_1 | 0,5 m |
| h_2 | 2,5 m |
| H | 3 m |
| h_3 | 0,3 m |
| h_4 | 2,2 m |
| b_1 | 0,75 m |
| b_2 | 0,1 m |
| B_s | 0,25 m |
| b_3 | 0,2 m |
| B | 1,3 m |
| L | 8,7 m |
| β | 0 ° |

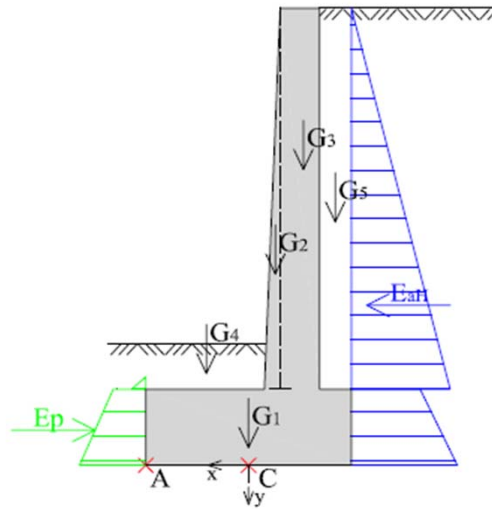


1.4 Karakteristične vertikalne sile in ročice (teža zidu, zmljine, obtežba)

| Oznaka | Sile |
|-----------|-----------|
| $G_{1;k}$ | 15,9 kN/m |
| $G_{2;k}$ | 3,06 kN/m |
| $G_{3;k}$ | 15,3 kN/m |
| $G_{4;k}$ | 4,73 kN/m |
| $G_{5;k}$ | 10,5 kN/m |
| G_{zid} | 34,3 kN/m |

| Oznaka | Sile |
|------------|------------|
| $E_{aH;k}$ | 21,1 kN/m |
| $E_{pH;k}$ | -15,3 kN/m |

| Ročice | | |
|------------|---------|---------|
| Oznaka | točka A | točka C |
| r_{G1} | 0,65 | 0 m |
| r_{G2} | 0,82 | -0,17 m |
| r_{G3} | 0,98 | -0,33 m |
| r_{G4} | 0,38 | 0,28 m |
| r_{G5} | 1,20 | -0,55 m |
| r_{Gzid} | 0,81 | -0,16 m |
| r_{EaH} | 1,05 | 1,05 m |
| r_{Ep} | 0,23 | 0,23 m |



2 ZEMELJSKI PRITISKI PO RANKINU (ravno zaledje)

2.1 Aktivni zemeljski pritiski

| z [m] | σ_v [kPa] | u [kPa] | σ_v' [kPa] | K_a | p_a [kPa] | E_a [kN/m] | r_{EaH} [m] |
|-------------------|------------------|-----------|-------------------|-------|-------------|--------------|---------------|
| 0 | 0 | 0 | 0 | 0,24 | 0,0 | 15,61 | 1,33 |
| 2,5 | 52,5 | 0 | 52,5 | 0,24 | 12,5 | | |
| 2,5 | 52,5 | 0 | 52,5 | 0,38 | 8,7 | 5,52 | 0,23 |
| 3 | 65 | 0 | 65 | 0,38 | 13,4 | | |
| $\Sigma E_{aH,k}$ | | | | | | 21,1 | kN/m |
| r_{EaH} | | | | | | 1,05 | m |

2.2 Pasivni zemeljski pritiski

| h_{ef} [m] | σ_v [kPa] | u [kPa] | σ_v' [kPa] | K_p | p_p [kPa] | E_p [kN/m] | r_{Ep} [m] |
|--------------|------------------|-----------|-------------------|-------|-------------|--------------|--------------|
| 0 | 0 | 0 | 0 | 4,20 | 0,0 | 0,28 | 0,53 |
| 0,08 | 1,68 | 0 | 1,68 | 4,20 | 7,1 | | |
| 0,08 | 1,68 | 0 | 1,68 | 2,66 | 33,8 | 25,2 | 0,22 |
| 0,5 | 14,2 | 0 | 14,2 | 2,66 | 67,1 | | |

Opomba: višino pasivnega odpora zmanjšamo za 10 %

Redukcija pasivnih pritiskov, ker ne pride do dovolj velikih premikov.

| | | | |
|----------------------|-------------|------|---------|
| ΣE_p | 25,5 | kN/m | |
| $\Sigma E_{p;k,MSN}$ | 15,3 | kN/m | MSN 60% |
| $\Sigma E_{p;k,MSU}$ | 12,8 | kN/m | MSU 50% |
| r_{Ep} [m] | 0,23 | m | |

3 MEJNO STANJE NOSILNOSTI - MSN

3.1 Vrednosti delnih faktorjev za projektni prisot 2 (PP2-I in PP2-II)

| Parameter | Opis | Ugoden vpliv teže (PP2-I) | Neugoden vpliv teže (PP2-II) |
|-----------------------------|----------------------|---------------------------|------------------------------|
| γ_G - neugoden vpliv | obtežni faktor | 1,35 | 1,35 |
| γ_G - ugoden vpliv | obtežni faktor | 1,0 | 1,0 |
| γ_Q - neugoden vpliv | obtežni faktor | 1,5 | 1,5 |
| γ_Q - ugoden vpliv | materialni faktor | 0,0 | 0,0 |
| γ_ϕ | materialni faktor | 1,0 | 1,0 |
| γ_c | materialni faktor | 1,0 | 1,0 |
| $\gamma_{R,v}$ | nosilnost tal | 1,4 | 1,4 |
| $\gamma_{R,h}$ | odpornost tal - zdrs | 1,1 | 1,1 |

3.2 Projektne vrednosti obtežb in pritiskov po PP2-I in PP2-II

| Obtežba (kN/m) | Karakteristična vrednost | | Delni faktor | | Projektne vrednosti | |
|---------------------------|--------------------------|------|--------------|----------|---------------------|--------|
| | | | ugodno | neugodno | PP2-I | PP2-II |
| lastna teža zidu | $G_{zid,k}$ | 34,3 | 1,0 | 1,35 | 34,3 | 46,3 |
| teža zasipa nad peto | $G_{4,k}$ | 4,73 | 1,0 | 1,35 | 4,73 | 6,38 |
| zasipa za zidom | $G_{5,k}$ | 10,5 | 1,0 | 1,35 | 10,5 | 14,2 |
| aktivni zemljski pritiski | $E_{aH,k}$ | 21,1 | 1,35 | 1,35 | 28,5 | |
| pasivni zemljski pritiski | $E_{pH,k}$ | 15,3 | 1,0 | 1,0 | 15,3 | |

3.3 Kontrola prevrnitve - EQU

| | | | |
|-------------|-------------|------|--------|
| Obremenitev | $M_{dst;d}$ | 24,3 | kNm/m' |
| Odpor | $M_{stb;d}$ | 41,1 | kNm/m' |

| Delni faktor | |
|----------------|-----|
| γ_{dst} | 1,1 |
| γ_{stb} | 0,9 |

Pogoj

| | | |
|-------------|--------|-------------|
| $M_{dst;d}$ | \leq | $M_{stb;d}$ |
| E_d | \leq | R_d |
| 24,3 | \leq | 41,1 |

3.4 Odpornost proti zdrsu - PP2

| | | PP2-I | PP2-II | |
|-------------|-----------|-------|--------|------|
| Obremenitev | $E_{a;d}$ | 38,5 | 38,5 | kN/m |
| Odpor | T_d | 33,6 | 41,6 | kN/m |
| | $E_{p;d}$ | 10,9 | 10,9 | kN/m |

| Delni faktor | |
|----------------|------|
| γ_G | 1,35 |
| $\gamma_{R,h}$ | 1,1 |
| $\gamma_{R,e}$ | 1,4 |

| | | | |
|-------|-----------|--------|-----------------|
| PP2-I | $E_{a;d}$ | \leq | $T_d + E_{p;d}$ |
| | 38,5 | \leq | 44,5 |

| | | | |
|--------|-----------|--------|-----------------|
| PP2-II | $E_{a;d}$ | \leq | $T_d + E_{p;d}$ |
| | 38,5 | \leq | 52,5 |

3.5 Nosilnost temeljnih tal (drenirani pogoji)

| Opis | Oznaka | Projektni pristop | | |
|--------------------------------|----------------|-------------------|-------------------|---------------------|
| | | PP2-I (ugodno) | PP2-II (neugodno) | PP2* |
| moment na točko C | $M_{d,k}^C$ | 16,41 | 12,92 | 8,67 kNm/m' |
| navpična obtežba | $V_{d,k}$ | 49,5 | 66,9 | 49,5 kN/m |
| horizontalna obtežba | $H_{d,k}$ | 13,2 | 13,2 | 5,8 kN/m |
| ekscentričnost | $e_{d,k}$ | 0,33 | 0,19 | 0,18 m |
| efek. širina temelja | B' | 0,64 | 0,91 | 0,95 m |
| dolžina temelja | L | 8,7 | 8,7 | 8,7 m |
| ploščina temelja | A' | 5,55 | 7,95 | 8,26 m ² |
| efek. nap. na temelj | q' | 14,2 | 14,2 | 14,2 kPa |
| nagnjenost temelja | α | 0,0 | 0,0 | 0,0 ° |
| faktorji nosilnosti tal | N_q | 13,2 | 13,2 | 13,2 |
| | N_c | 23,9 | 23,9 | 23,9 |
| | N_γ | 12,4 | 12,4 | 12,4 |
| faktor nagiba temeljne ploskve | b_q | 1 | 1 | 1 |
| | b_γ | 1 | 1 | 1 |
| | b_c | 1 | 1 | 1 |
| faktor oblike temeljev | s_q | 1,03 | 1,05 | 1,05 |
| | s_c | 1,04 | 1,05 | 1,05 |
| | s_γ | 0,98 | 0,97 | 0,97 |
| faktorji naklona obtežbe | i_c | 0,82 | 0,87 | 0,94 |
| | i_q | 0,83 | 0,88 | 0,94 |
| | i_γ | 0,76 | 0,83 | 0,92 |
| količnik | m | 1,93 | 1,90 | 1,90 |
| nosilnost temeljnih tal | $p_f=R/A'$ | 418 | 484 | 530 kPa |
| | R_d | 190 | 316 | 359 kN/m |
| proj.navpična obtežba | V_d | 50 | 67 | 50 kN/m |
| kontrola | $R_d \geq V_d$ | OK | OK | OK |

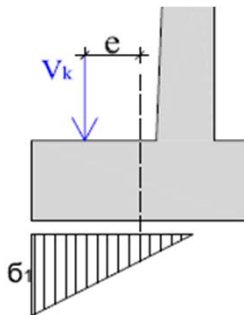
4 MEJNO STANJE UPORABNOSTI - MSU

4.1 Povprečje mejnih aktivnih in mirnih zemeljskih pritiskov

| z [m] | K_a | K_0 | $K_{a,h,k}$ | p_a [kPa] | E_a [kN/m] | e_a [m] |
|-----------------|-------|-------|-------------|-------------|--------------|-----------|
| 0 | 0,24 | 0,38 | 0,31 | 0,0 | 20,4 | 1,33 |
| 2,5 | 0,24 | 0,38 | 0,31 | 16,3 | | |
| 2,5 | 0,38 | 0,55 | 0,46 | 12,0 | 7,4 | 0,23 |
| 3 | 0,38 | 0,55 | 0,46 | 17,7 | | |
| ΣE_{aH} | | | | | 27,8 | kN/m |
| e_a | | | | | 1,04 | m |

4.2 Kontaktni tlaki

| Opis | Oznaka | Vrednost |
|---------------------------------|------------|-------------|
| karak. moment na točko C | M_k^C | 16,1 kNm/m' |
| vertikalna karakteristična sila | V_k | 49,5 kN/m |
| ekscentričnost | e_k | 0,33 m |
| jedro prereza | J | 0,22 m |
| VELIKA ekscentričnost | $e > J$ | |
| širina tlačne cone | B^* | 0,97 m |
| maksimalna robna napetost | σ_1 | 101,7 kPa |



4.3 Maksimalen posedek temelja

| Opis | Oznaka | Vrednost |
|---------|---------------|-----------|
| posedek | ρ_{\max} | 0,00051 m |
| | | 0,051 cm |

4.4 Zasuk

| Opis | Oznaka | Vrednost |
|-------|-------------|----------|
| zasuk | ϑ | 0,0005 |
| | | 0,05 % |

4.5 Horizontalni premik vrha zidu

| Opis | Oznaka | Vrednost |
|---------------------|--------------|----------|
| horizontalni premik | $u_{h,\max}$ | 0,0016 m |
| | | 0,16 cm |

5 DIMENZIONIRANJE AB OPORNEGA ZIDU

5.1 Material

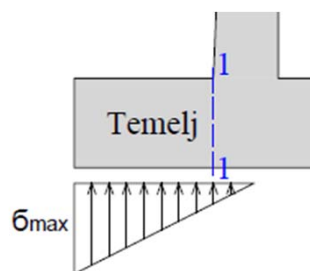
| Beton C25/30 | | |
|--------------|------|--------------------|
| f_{ck} | 25 | MPa |
| f_{cd} | 1,67 | kN/cm ² |
| f_{ctm} | 2,6 | MPa |

| Jeklo S500 | | |
|------------|------|--------------------|
| f_{yd} | 43,5 | kN/cm ² |
| f_{yk} | 500 | MPa |

5.2 Pasovni temelj

5.2.1 Obremenitve in statične količine pasovnega temelja

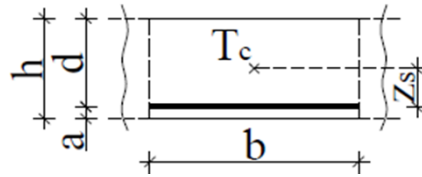
| Opis | Oznaka | MSN | | MSU |
|---|-----------------|----------------|-------------------|--------------|
| | | PP2-I (ugodno) | PP2-II (neugodno) | |
| moment na točko C | M_d^C | 16,41 | 12,92 | 21,75 kNm/m' |
| navpična obtežba | V_d | 49,5 | 66,9 | 66,9 kN/m |
| ekscentričnost | e | 0,33 | 0,19 | 0,33 m |
| jedro prereza | J | 0,22 | 0,22 | 0,22 m |
| velika ekscentričnost | $e > I$ | | | |
| vrednost zemljine | $q_{z4,d}$ | 6,3 | 8,5 | 8,5 kPa |
| vrednost zemljine | $q_{z5,d}$ | 52,5 | 70,9 | 70,9 kPa |
| vrednost temelja | $q_{B,d}$ | 12,3 | 16,5 | 16,5 kPa |
| širina tlačne cone | B^* | 1,0 | 1,4 | 1,0 m |
| max robna napetost | σ_{max} | 103,6 | 97,6 | 137,3 kPa |
| prerez 1-1 | σ_{1-1} | 22,3 | 44,2 | 31,6 kPa |
| obtežba na temelj levi rob | $q_{neto,gmax}$ | 91,3 | 81,0 | 120,8 kPa |
| obtežba na temelj prerez 1-1 | $q_{neto,1-1}$ | 10,1 | 27,6 | 15,0 kPa |
| Prerez 1-1: stik temelja in zidu | | | | |
| prečna sila -trapez | V_{Ed}^{1-1} | 38,0 | 40,8 | 50,9 kN/m |
| težišče trapeza | y_T | 0,27 | 0,31 | 0,28 m |
| moment | M_{Ed}^{1-1} | 10,5 | 12,8 | 14,1 kNm/m' |



5.2.2 Dimenzioniranje pasovnega temelja

5.2.2.1 Račun armature v prerezu 1-1

| | | |
|-------|------|----|
| a | 5,7 | cm |
| d | 44,3 | cm |
| b | 100 | cm |
| z_s | 19,3 | cm |
| h | 50 | cm |



Dimenzioniranje potrebne armature po postopku brezdimenzijskih koeficientov

| | | |
|-----------|------|---------|
| $M_{u;d}$ | 1414 | kNcm/m' |
|-----------|------|---------|

| | | | | |
|-------|----------|---|-------|-------|
| k_d | 0,004323 | → | k_s | 1,033 |
|-------|----------|---|-------|-------|

| | | | |
|-------------------|-------|-------|--------------------|
| potrebna armatura | A_s | 0,758 | cm ² /m |
|-------------------|-------|-------|--------------------|

| | | | |
|---|-------------|------|--------------------|
| minimalna potrebna armatura za cel prerez temelja | $A_{s,min}$ | 5,99 | cm ² /m |
| | $A_{s,min}$ | 5,76 | cm ² /m |
| maksimalna armatura | $A_{s,max}$ | 200 | cm ² /m |

| | | | |
|-------------------|------------------|-------------|--------------------|
| potrebna armatura | $A_{s,potrebna}$ | 5,99 | cm ² /m |
|-------------------|------------------|-------------|--------------------|

| | | | | | |
|-----------------|-------------|-------------|--------------------|---|-------------|
| prečna armatura | $A_{s,dej}$ | 6,28 | cm ² /m | → | Ø10/12,5 cm |
|-----------------|-------------|-------------|--------------------|---|-------------|

| | | | | | |
|---------------------------------|-------------|-------------|--------------------|---|----------|
| vzdolžna armatura (20 % prečne) | A_s | 1,26 | cm ² /m | → | Ø8/25 cm |
| | $A_{s,dej}$ | 1,51 | cm ² /m | | |

| | | | | | |
|------------|-------------|-------------|--------------------|---|-----------|
| U stremena | $A_{s,dej}$ | 4,02 | cm ² /m | → | Ø12/25 cm |
|------------|-------------|-------------|--------------------|---|-----------|

5.2.2.2 Račun strižne armature

| | | |
|----------------|--------|-------------------|
| $V_{RD,C}$ | 136 | kN |
| $C_{Rd,C}$ | 0,12 | |
| k | 1,67 | < 2,0 |
| ρ_l | 0,0014 | < 0,02 |
| $\bar{\sigma}$ | 0 | N/mm ² |

| | | |
|------------|---|-------------|
| $V_{RD,C}$ | > | V_{Ed} |
| 136 | > | 50,9 |

Strižna armatura ni potrebna.

5.3 AB Zid

5.3.1 Obremenitve in statične količine AB zidu

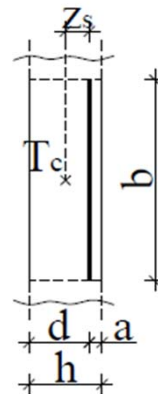
| | | | | |
|--------------|-------------------|------------|------|------|
| Obremenitev: | zemeljski pritisk | $E_{aH,d}$ | 27,6 | kN/m |
|--------------|-------------------|------------|------|------|

| | | | |
|-------------|----------|------|--------|
| moment | M_{Ed} | 28,7 | kNm/m' |
| prečna sila | V_{Ed} | 34,5 | kN/m |
| osna sila | N_{Ed} | 18,4 | kN/m |

5.3.2 Dimenzioniranje AB zidu

5.3.2.1 Račun upogibne armature

| | | |
|-------|------|----|
| a | 5,70 | cm |
| d | 29,3 | cm |
| b | 100 | cm |
| z_s | 11,8 | cm |
| h | 35 | cm |



Dimenzioniranje potrebne armature po postopku brezdimenzijskih koeficientov

| | | |
|-----------|------|--------|
| M_{eds} | 3088 | kNcm/m |
|-----------|------|--------|

| | | | | |
|-------|----------|---|-------|-------|
| k_d | 0,021581 | → | k_s | 1,033 |
|-------|----------|---|-------|-------|

| | | | |
|-----------------------------|-------------|-------|-----------------|
| potrebna armatura | A_s | 2,081 | cm ² |
| minimalna potrebna armatura | $A_{s,min}$ | 3,96 | cm ² |
| | $A_{s,min}$ | 3,81 | cm ² |
| maksimalna armatura | $A_{s,max}$ | 140 | cm ² |

| | | | |
|-------------------|------------------|-------------|-----------------|
| potrebna armatura | $A_{s,potrebna}$ | 3,96 | cm ² |
|-------------------|------------------|-------------|-----------------|

| | | | | | |
|------------------|-------------|-------------|-----------------|---|--------------|
| Izberem armaturo | $A_{s,dej}$ | 4,02 | cm ² | → | R 402 |
|------------------|-------------|-------------|-----------------|---|--------------|

| | |
|----------|------------------|
| mreža | R 402 |
| U streme | Ø12/25 cm |
| mreža | Q 157 |

5.3.2.2 Račun strižne armature

| | | |
|---------------------|--------|-------------------|
| $V_{RD,C}$ | 99 | kN |
| $C_{RD,C}$ | 0,12 | |
| k | 1,83 | < 2,0 |
| ρ_l | 0,0014 | < 0,02 |
| $\bar{\sigma}_{CP}$ | 0,0525 | N/mm ² |

| | | |
|------------|---|-------------|
| $V_{RD,C}$ | > | V_{Ed} |
| 99 | > | 34,5 |

Strižna armatura ni potrebna.

6 MEJNO STANJE UPORABNOSTI - MSU

6.1 Omejitev širine razpok

Podatki za steno

| | | |
|------------|------|-----------------|
| a | 5,70 | cm |
| d | 29,3 | cm |
| b | 100 | cm |
| h | 35 | cm |
| M_{Ed} | 2127 | kNcm |
| A_s | 4,02 | cm ² |
| $A_{s'}$ | 1,57 | cm ² |
| α_e | 6,45 | |

Višina tlačne cone

| | | |
|-----|------|----|
| x | 3,70 | cm |
|-----|------|----|

Napetost v natezni armaturi

| | | |
|------------|------|--------------------|
| σ_s | 18,8 | kN/cm ² |
|------------|------|--------------------|

Tlačna napetost betona

| | | |
|------------|-----|--------------------|
| σ_c | 0,4 | kN/cm ² |
|------------|-----|--------------------|

Širina razpoke

| | | |
|------------|------|----|
| ω_k | 0,29 | mm |
|------------|------|----|

Beton: C25/30

Armatura : S500

| | | |
|----------------|---------|--------------------|
| f_{cd} | 1,67 | kN/cm ² |
| f_{ctm} | 0,260 | kN/cm ² |
| f_{yd} | 43,5 | kN/cm ² |
| E_{cm} | 3100 | kN/cm ² |
| E_s | 20000 | kN/cm ² |
| $h_{c,eff}$ | 10,4 | cm |
| $A_{c,eff}$ | 1043 | cm ² |
| $\rho_{p,eff}$ | 0,00385 | |
| k_t | 0,4 | |
| $f_{ct,eff}$ | 0,26 | |

| | | | |
|-----------------------------------|-----------|---|---------|
| $(\epsilon_{sm} - \epsilon_{cm})$ | -4,45E-04 | > | 0,00056 |
|-----------------------------------|-----------|---|---------|

| | | |
|-------------|------|----|
| c | 50,0 | mm |
| k_1 | 0,8 | |
| k_2 | 0,5 | |
| \emptyset | 8 | mm |

| | | |
|-------------|-------|----|
| $S_{r,max}$ | 523,0 | mm |
|-------------|-------|----|

$$w_k = 0,29 \text{ mm} < w_{max} = 0,3 \text{ mm}$$

Izračun armiranobetonskega podpornega zidu

1 PODATKI

1.1 Parametri zemljine

| Temeljna tla | | | |
|-----------------------|--------------|--------|-------------------|
| efektivna kohezija | c'_k | 9 | kPa |
| efektivni strižni kot | φ'_k | 27 | ° |
| prostorninska teža | γ | 25 | kN/m ³ |
| modul reakcije tal | K | 200000 | kN/m ³ |

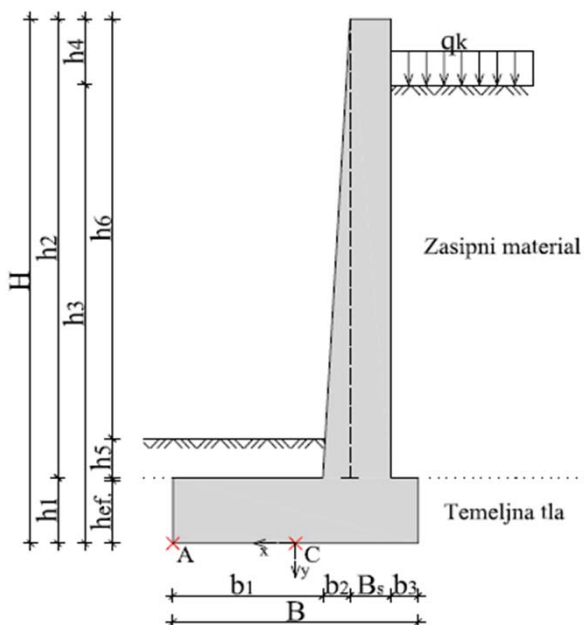
| Zasipni material | | |
|------------------|----|-------------------|
| c'_k | 0 | kPa |
| φ'_k | 38 | ° |
| γ | 21 | kN/m ³ |

1.2 Ostali podatki

| | | | |
|---------------------------------|------------|------|-------------------|
| prostorninska teža betona | γ_B | 24,5 | kN/m ³ |
| spremenljiva obtežba na zaledju | q_k | 10 | kPa |

1.3 Geometrijski podatki AB podpornega zidu

| | | |
|-----------|------|---|
| h_1 | 0,5 | m |
| h_2 | 3,5 | m |
| H | 4 | m |
| $h_{ef.}$ | 0,48 | m |
| h_3 | 3,5 | m |
| h_4 | 0,5 | m |
| h_5 | 0,3 | m |
| h_6 | 3,2 | m |
| b_1 | 1,1 | m |
| b_2 | 0,2 | m |
| B_s | 0,3 | m |
| b_3 | 0,2 | m |
| B | 1,8 | m |
| L | 6 | m |

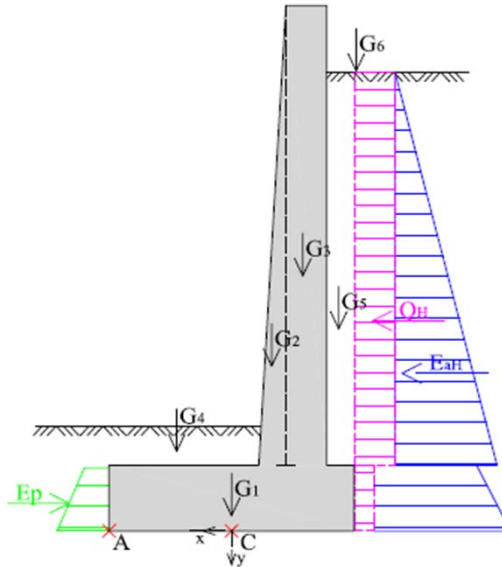


1.4 Karakteristične sile in ročice sil

| Oznaka | Sile |
|-----------|-----------|
| $G_{1;k}$ | 22,1 kN/m |
| $G_{2;k}$ | 8,6 kN/m |
| $G_{3;k}$ | 25,7 kN/m |
| $G_{4;k}$ | 6,93 kN/m |
| $G_{5;k}$ | 12,6 kN/m |
| $G_{6;k}$ | 2,00 kN/m |
| G_{zid} | 56,4 kN/m |

| Oznaka | Sile |
|------------|-------------|
| $E_{aH;k}$ | 30,0 kN/m |
| $E_{pH;k}$ | -13,06 kN/m |
| $Q_{H;k}$ | 9,0 kN/m |

| Oznaka | Ročice | |
|------------|---------|---------|
| | točka A | točka C |
| r_{G1} | 0,9 | 0 m |
| r_{G2} | 1,2 | -0,33 m |
| r_{G3} | 1,45 | -0,55 m |
| r_{G4} | 0,55 | 0,35 m |
| r_{G5} | 1,7 | -0,8 m |
| r_{G6} | 1,7 | -0,8 m |
| r_{Gzid} | 1,20 | -0,30 m |
| r_{EaH} | 1,2 | 1,2 m |
| r_{Ep} | 0,21 | 0,21 m |
| r_{Qh} | 1,6 | 1,6 m |



2 ZEMELJSKI PRITISKI PO RANKINU (ravno zaledje)

2.1 Aktivni zemeljski pritiski

| h [m] | σ_v [kPa] | u [kPa] | σ_v' [kPa] | K_a | p_a [kPa] | E_{aH} [kN/m] | r_{EaH} [m] |
|-------------------|------------------|-----------|-------------------|-------|-------------|-----------------|---------------|
| 0 | 0 | 0 | 0 | 0,238 | 0,0 | 22,5 | 1,5 |
| 3 | 63,0 | 0 | 63,0 | 0,238 | 15,0 | | |
| 3 | 63,0 | 0 | 63,0 | 0,376 | 12,6 | 7,49 | 0,2 |
| 3,5 | 75,5 | 0 | 75,5 | 0,376 | 17,3 | | |
| $\Sigma E_{aH;k}$ | | | | | | 30,0 | kN/m |
| r_{EaH} | | | | | | 1,2 | m |

2.2 Pasivni zemeljski pritiski

| h_{ef} [m] | σ_v [kPa] | u [kPa] | σ_v' [kPa] | K_p | p_p [kPa] | E_p [kN/m] | r_{Ep} [m] | | |
|--|------------------|-----------|-------------------|-------|-------------|----------------------|--------------|------|---------|
| 0 | 0 | 0 | 0 | 2,66 | 29,4 | 21,8 | 0,21 | | |
| 0,48 | 12 | 0 | 12 | 2,66 | 61,3 | | | | |
| Opomba: višino pasivnega odpora zmanjšamo za 10 % | | | | | | $\Sigma E_{p;k,MSN}$ | 13,1 | kN/m | MSN 60% |
| Redukcija pasivnih pritiskov, ker ne pride do dovolj velikih premikov. | | | | | | $\Sigma E_{p;k,MSU}$ | 10,9 | kN/m | MSU 50% |

2.4 Obtežna na zaledju

| z [m] | q [kPa] | K_{ah} | $Q_{H;k}$ [kN/m] | r_{QH} [m] |
|------------------|-----------|----------|------------------|--------------|
| 3 | 10 | 0,238 | 7,1 | 2 |
| 0,5 | 10 | 0,376 | 1,88 | 0,25 |
| $\Sigma Q_{H;k}$ | | | 9,0 | kN/m |
| r_{Qh} | | | 1,6 | m |

3 MEJNO STANJE NOSILNOSTI - MSN

3.1 Vrednosti delnih faktorjev za projektni prisot 2 (PP2-I in PP2-II)

| Parameter | Opis | Ugoden vpliv teže (PP2-I) | Neugoden vpliv teže (PP2-II) |
|-----------------------------|----------------------|---------------------------|------------------------------|
| γ_G - neugoden vpliv | obtežni faktor | 1,35 | 1,35 |
| γ_G - ugoden vpliv | obtežni faktor | 1,0 | 1,0 |
| γ_Q - neugoden vpliv | obtežni faktor | 1,5 | 1,5 |
| γ_Q - ugoden vpliv | materialni faktor | 0,0 | 0,0 |
| γ_ϕ | materialni faktor | 1,0 | 1,0 |
| γ_c | materialni faktor | 1,0 | 1,0 |
| $\gamma_{R,v}$ | nosilnost tal | 1,4 | 1,4 |
| $\gamma_{R,h}$ | odpornost tal - zdrs | 1,1 | 1,1 |

3.2 Projektne vrednosti obtežb in pritiskov po PP2-I in PP2-II

| Obtežba (kN/m) | Karakteristična vrednost | | Delni faktor | | Projektne vrednosti | |
|---------------------------|--------------------------|------|--------------|----------|---------------------|--------|
| | | | ugodno | neugodno | PP2-I | PP2-II |
| lastna teža zidu | $G_{zid,k}$ | 56,4 | 1,0 | 1,35 | 56,4 | 76 |
| teža zasipa nad peto | $G_{4,k}$ | 6,93 | 1,0 | 1,35 | 6,93 | 9,36 |
| zasipa za zidom | $G_{5,k}$ | 12,6 | 1,0 | 1,35 | 12,6 | 17,0 |
| obtežba za zidom nad peto | $G_{6,k}$ | 2,0 | 0,0 | 1,5 | 0,0 | 3,0 |
| aktivni zemljski pritiski | $E_{aH,k}$ | 30,0 | 1,35 | 1,35 | 40,5 | |
| pasivni zemljski pritiski | $E_{pH,k}$ | 13,1 | 1,0 | 1,0 | 13,1 | |
| obtežba na zaledju | $Q_{H,k}$ | 9,0 | 1,5 | 1,5 | 13,5 | |

3.3 Kontrola prevrnitve - EQU

| | | | |
|-------------|-------------|------|--------|
| Obremenitev | $M_{dst;d}$ | 55,3 | kNm/m' |
| Odpor | $M_{stb;d}$ | 89,2 | kNm/m' |

| Delni faktor | |
|----------------|-----|
| γ_{dst} | 1,1 |
| γ_{stb} | 0,9 |

| | |
|-------|----------------------------|
| Pogoj | $M_{dst;d} \leq M_{stb;d}$ |
| | $E_d \leq R_d$ |
| | 55,3 ≤ 89,2 |

3.4 Odpornost proti zdrsu - PP2

| | | PP2-I | PP2-II | |
|-------------|-----------|-------|--------|------|
| Obremenitev | $E_{a;d}$ | 54,0 | 54,0 | kN/m |
| Odpor | T_d | 49,9 | 63,6 | kN/m |
| | $E_{p;d}$ | 9,3 | 9,3 | kN/m |

| Delni faktor | |
|----------------|------|
| γ_G | 1,35 |
| $\gamma_{R,h}$ | 1,1 |
| $\gamma_{R,e}$ | 1,4 |

| | |
|-------|------------------------------|
| PP2-I | $E_{a;d} \leq T_d + E_{p;d}$ |
| | 54,0 ≤ 59,2 |

| | |
|--------|------------------------------|
| PP2-II | $E_{a;d} \leq T_d + E_{p;d}$ |
| | 54,0 ≤ 72,9 |

3.5 Nosilnost temeljnih tal (drenirani pogoji)

| Opis | Oznaka | Projektni pristop | | |
|--------------------------------|----------------|-------------------|-------------------|---------------------|
| | | PP2-I (ugodno) | PP2-II (neugodno) | PP2* |
| moment na točko C | $M_{d;k}^C$ | 42,6 | 31,6 | 21,2 kNm/m' |
| navpična obtežba | $V_{d;k}$ | 76 | 105 | 78 kN/m |
| horizontalna obtežba | $H_{d;k}$ | 40,9 | 40,9 | 25,9 kN/m |
| ekscentričnost | $e_{d;k}$ | 0,56 | 0,30 | 0,27 m |
| efek. širina temelja | B' | 0,68 | 1,20 | 1,26 m |
| dolžina temelja | L | 6,00 | 6,00 | 6,00 m |
| ploščina temelja | A' | 4,06 | 7,21 | 7,53 m ² |
| efek. nap. na temelj | q' | 12,0 | 12,0 | 12,0 kPa |
| nagnjenost temelja | α | 0,0 | 0,0 | 0,0 ° |
| faktorji nosilnosti tal | N_q | 13,2 | 13,2 | 13,2 |
| | N_c | 23,9 | 23,9 | 23,9 |
| | N_γ | 12,4 | 12,4 | 12,4 |
| faktor nagiba temeljne ploskve | b_q | 1 | 1 | 1 |
| | b_γ | 1 | 1 | 1 |
| | b_c | 1 | 1 | 1 |
| faktor oblike temeljev | s_q | 1,05 | 1,09 | 1,09 |
| | s_c | 1,06 | 1,10 | 1,10 |
| | s_γ | 0,97 | 0,94 | 0,94 |
| faktorji naklona obtežbe | i_c | 0,50 | 0,68 | 0,77 |
| | i_q | 0,54 | 0,70 | 0,79 |
| | i_γ | 0,39 | 0,58 | 0,69 |
| količnik | m | 1,90 | 1,83 | 1,83 |
| nosilnost temeljnih tal | $p_f = R/A'$ | 244 | 383 | 446 kPa |
| | R_d | 118 | 329 | 400 kN/m |
| proj.navpična obtežba | V_d | 76 | 105 | 78 kN/m |
| kontrola | $R_d \geq V_d$ | OK | OK | OK |

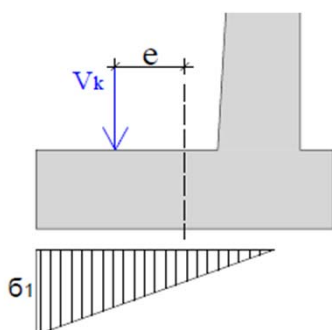
4 MEJNO STANJE UPORABNOSTI - MSU

4.1 Povprečje mejnih aktivnih in mirnih zemeljskih pritiskov

| z [m] | K_a | K_0 | $K_{a;k}$ | p_a [kPa] | E_{aV} [kN/m] | e_a [m] |
|-------------------|-------|-------|-----------|-------------|-----------------|-----------|
| 0 | 0,238 | 0,384 | 0,311 | 0 | 29,4 | 1,5 |
| 3 | 0,238 | 0,384 | 0,311 | 19,6 | | |
| 3 | 0,376 | 0,546 | 0,461 | 16,8 | 9,84 | 0,2 |
| 3,5 | 0,376 | 0,546 | 0,461 | 22,6 | | |
| $\Sigma E_{aH;k}$ | | | | | 39,2 | kN/m |
| r_{EaH} | | | | | 1,2 | m |

4.1 Kontaktni tlaki

| Opis | Oznaka | Vrednost |
|---------------------------------|------------|-------------|
| karak. moment na točko C | M_k^C | 32,6 kNm/m' |
| vertikalna karakteristična sila | V_k | 78 kN/m |
| ekscentričnost | e_k | 0,42 m |
| jedro prereza | J | 0,30 m |
| VELIKA ekscentričnost | $e > J$ | |
| širina tlačne cone | B^* | 1,44 m |
| maksimalna robna napetost | σ_1 | 107,9 kPa |



4.2 Maksimalen posedek temelja

| Opis | Oznaka | Vrednost |
|---------|--------------|-----------|
| posedek | ρ_{max} | 0,00054 m |
| | | 0,054 cm |

4.2 Zasuk

| Opis | Oznaka | Vrednost |
|-------|-------------|----------|
| zasuk | ϑ | 0,0004 |
| | | 0,04 % |

4.2 Horizontalni premik vrha zidu

| Opis | Oznaka | Vrednost |
|---------------------|-------------|----------|
| horizontalni premik | $u_{h,max}$ | 0,0015 m |
| | | 0,15 cm |

5 DIMENZIONIRANJE PASOVNEGA TEMELJA

5.1 Material

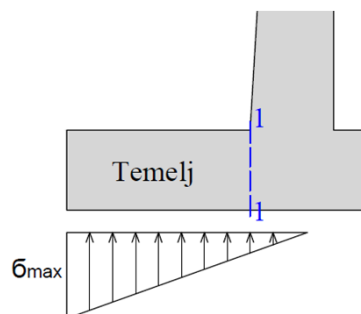
| Beton C25/30 | | |
|--------------|------|--------------------|
| f_{ck} | 25 | MPa |
| f_{cd} | 1,67 | kN/cm ² |
| f_{ctm} | 2,6 | MPa |

| Jeklo S500 | | |
|------------|------|--------------------|
| f_{yd} | 43,5 | kN/cm ² |
| f_{yk} | 500 | MPa |

5.2 Pasovni temelj

5.2.1 Obremenitve in statične količine pasovnega temelja

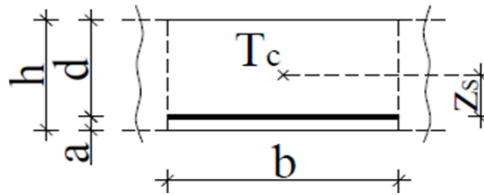
| Opis | Oznaka | MSN | | MSU |
|---|-------------------------|----------------|-------------------|--------------|
| | | PP2-I (ugodno) | PP2-II (neugodno) | |
| moment na točko C | M_d^C | 42,6 | 31,6 | 44,03 kNm/m' |
| navpična obtežba | V_d | 75,9 | 105 | 105 kN/m |
| ekscentričnost | e | 0,56 | 0,30 | 0,42 m |
| jedro prereza | J | 0,30 | 0,30 | 0,30 m |
| velika ekscentričnost | $e > I$ | | | |
| vrednost zemljine | $q_{z4,d}$ | 6,3 | 8,5 | 8,5 kPa |
| vrednost zemljine | $q_{z5,d}$ | 63 | 85,1 | 85,1 kPa |
| vrednost temelja | $q_{B,d}$ | 12,3 | 16,5 | 16,5 kPa |
| širina tlačne cone | B^* | 1,0 | 1,8 | 1,4 m |
| max robna napetost | σ_{max} | 149,4 | 117,0 | 145,7 kPa |
| prerez 1-1 | σ_{1-1} | -12,4 | 45,6 | 34,7 kPa |
| obtežba na temelj levi rob | $q_{neto,\sigma_{max}}$ | 137,2 | 100,5 | 129,1 kPa |
| obtežba na temelj prerez 1-1 | $q_{neto,1-1}$ | -24,7 | 29,0 | 18,1 kPa |
| Prerez 1-1: stik temelja in zidu | | | | |
| prečna sila -trapez | V_{Ed}^{1-1} | 61,9 | 71,3 | 81,0 kN/m |
| težišče trapeza | y_T | 0,29 | 0,45 | 0,41 m |
| moment | M_{Ed}^{1-1} | 17,7 | 32,0 | 33,4 kNm/m' |



5.2.2 Dimenzioniranje pasovnega temelja

5.2.2.1 Račun armature v prerezu 1-1

| | | |
|-------|------|----|
| a | 5,7 | mm |
| d | 44,3 | cm |
| b | 100 | cm |
| z_s | 19,3 | cm |
| h | 50 | cm |



Dimenzioniranje potrebne armature po postopku brezdimenzijskih koeficientov

| | | |
|-----------|------|---------|
| $M_{u;d}$ | 3335 | kNcm/m' |
|-----------|------|---------|

| | | | | |
|-------|--------|---|-------|-------|
| k_h | 0,0102 | → | k_s | 1,033 |
|-------|--------|---|-------|-------|

| | | | |
|-----------------------------|-------------|-------|-----------------|
| potrebna armatura | A_s | 1,789 | cm ² |
| minimalna potrebna armatura | $A_{s,min}$ | 5,99 | cm ² |
| | $A_{s,min}$ | 5,76 | cm ² |
| maksimalna armatura | $A_{s,max}$ | 200 | cm ² |

| | | | |
|-------------------|------------------|-------------|-----------------|
| potrebna armatura | $A_{s,potrebna}$ | 5,99 | cm ² |
|-------------------|------------------|-------------|-----------------|

| | | | | | |
|------------------|-------------|-------------|-----------------|---|-------------|
| izbrana armatura | $A_{s,dej}$ | 6,28 | cm ² | → | Ø10/12,5 cm |
|------------------|-------------|-------------|-----------------|---|-------------|

| | | | | | |
|------------------------------------|-------------|------|--------------------|---|----------|
| vzdolžna armatura (20 % prečne) | A_s | 1,26 | cm ² /m | → | Ø8/25 cm |
| | $A_{s,dej}$ | 1,51 | cm ² /m | | |

| | | | | | |
|------------|-------------|-------------|--------------------|---|-------------|
| U stremena | $A_{s,dej}$ | 6,28 | cm ² /m | → | Ø10/12,5 cm |
|------------|-------------|-------------|--------------------|---|-------------|

5.2.2.2 Račun strižne armature

| | | |
|------------|--------|--------------------|
| $V_{RD,C}$ | 136 | kN/cm ² |
| $C_{Rd,C}$ | 0,12 | |
| k | 1,67 | < 2,0 |
| ρ_1 | 0,0014 | < 0,02 |
| σ | 0 | N/mm ² |

| | | |
|------------|---|-------------|
| $V_{RD,C}$ | > | V_{Ed} |
| 136 | > | 81,0 |

Strižna armatura ni potrebna.

5.3 AB Zid

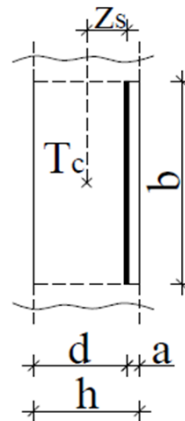
5.3.1 Obremenitve in statične količine AB zidu

| | | | | |
|--------------|--------------------|------------|-------|--------|
| Obremenitev: | zemeljski pritisk | $E_{aH,d}$ | 39,7 | kN/m |
| | obtežna na zaledju | $Q_{H,d}$ | 10,7 | kN/m |
| moment | | M_{Ed} | 107,7 | kNm/m' |
| prečna sila | | V_{Ed} | 91,6 | kN/m |
| osna sila | | N_{Ed} | 34,3 | kN/m |

3.1.2 Dimenzioniranje AB zidu

3.1.2.1 Račun upogibne armature

| | | |
|-------|------|----|
| a | 5,7 | cm |
| d | 44,3 | cm |
| b | 100 | cm |
| z_s | 19,3 | cm |
| h | 50 | cm |



Dimenzioniranje potrebne armature po postopku brezdimenzijskih koeficientov

| | | |
|-----------|-------|--------|
| M_{eds} | 12539 | kNcm/m |
|-----------|-------|--------|

| | | | | |
|-------|---------|---|-------|-------|
| k_h | 0,03834 | → | k_s | 1,041 |
|-------|---------|---|-------|-------|

| | | | |
|-----------------------------|-------------|-------|-----------------|
| potrebna armatura | A_s | 5,988 | cm ² |
| minimalna potrebna armatura | $A_{s,min}$ | 5,99 | cm ² |
| | $A_{s,min}$ | 5,759 | cm ² |
| maksimalna armatura | $A_{s,max}$ | 200 | cm ² |

| | | | |
|-------------------|------------------|-------------|-----------------|
| potrebna armatura | $A_{s,potrebna}$ | 5,99 | cm ² |
|-------------------|------------------|-------------|-----------------|

| | | | | | |
|------------------|-------------|-------------|-----------------|---|--------------|
| Izberem armaturo | $A_{s,dej}$ | 6,28 | cm ² | → | R 628 |
|------------------|-------------|-------------|-----------------|---|--------------|

| | |
|----------|--------------------|
| mreža | R 628 |
| U streme | Ø10/12,5 cm |
| mreža | Q 157 |

3.1.2.2 Račun strižne armature

| | | |
|---------------------|--------|--------------------|
| $V_{RD,C}$ | 140 | kN/cm ² |
| $C_{Rd,C}$ | 0,12 | |
| k | 1,67 | < 2,0 |
| ρ_l | 0,0014 | < 0,02 |
| $\bar{\sigma}_{CP}$ | 0,0686 | N/mm ² |

| | | |
|------------|---|-------------|
| $V_{RD,C}$ | > | V_{Ed} |
| 140 | > | 91,6 |

Strižna armatura ni potrebna.

6 MEJNO STANJE UPORABNOSTI - MSU

6.1 Omejitev širine razpok

Podatki za steno

| | | |
|------------|------|-----------------|
| a | 5,7 | cm |
| d | 44,3 | cm |
| b | 100 | cm |
| h | 50 | cm |
| M_{Ed} | 7621 | kNcm |
| A_s | 8,29 | cm ² |
| $A_{s'}$ | 1,57 | cm ² |
| α_e | 6,45 | |

Višina tlačne cone

| | | |
|-----|------|----|
| x | 6,36 | cm |
|-----|------|----|

Napetost v natezni armaturi

| | | |
|------------|------|--------------------|
| σ_s | 21,8 | kN/cm ² |
|------------|------|--------------------|

Tlačna napetost betona

| | | |
|------------|-----|--------------------|
| σ_c | 0,6 | kN/cm ² |
|------------|-----|--------------------|

Širina razpoke

| | | |
|------------|------|----|
| ω_k | 0,29 | mm |
|------------|------|----|

Beton: C25/30
Armatura : S500

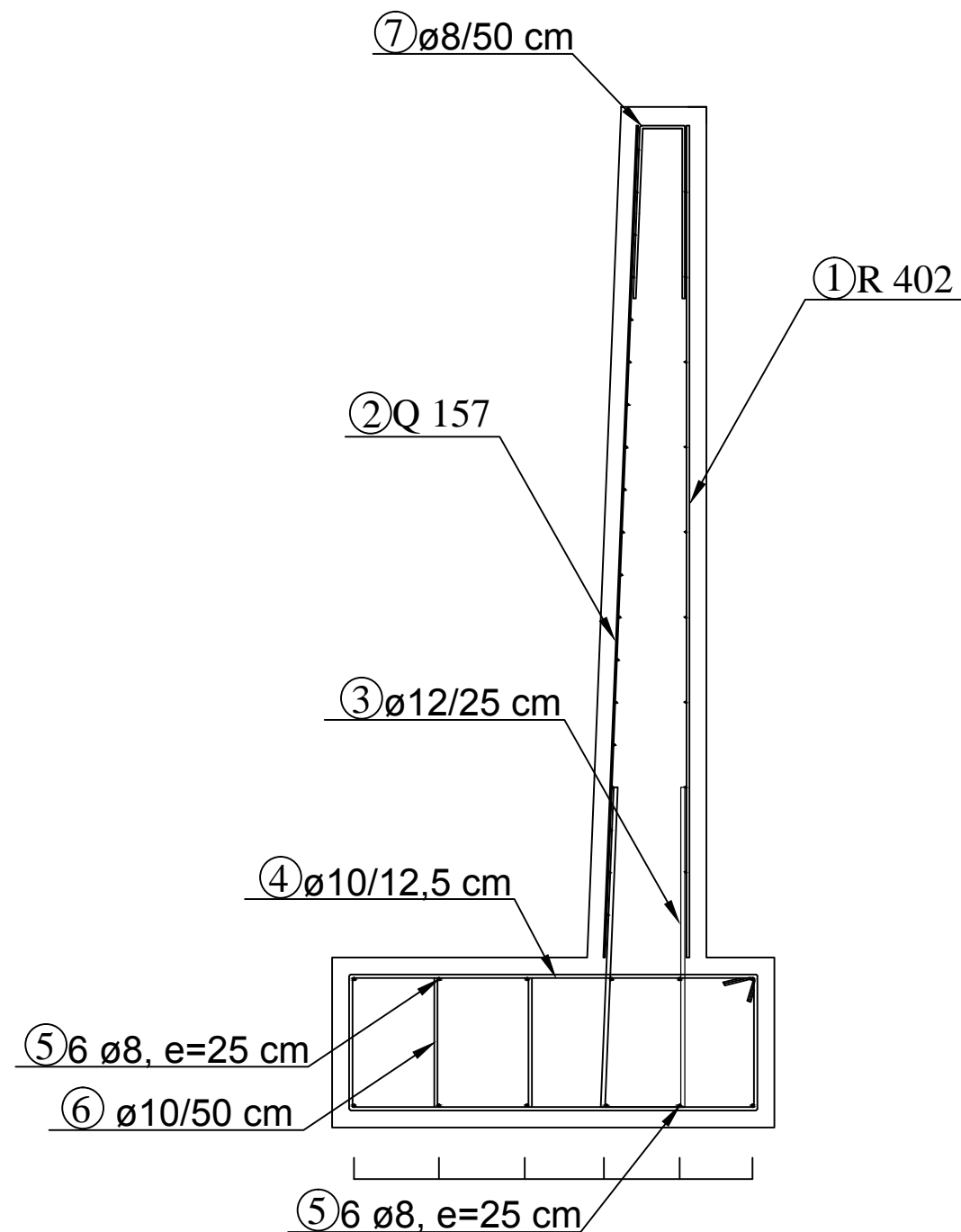
| | | |
|----------------|---------|--------------------|
| f_{cd} | 1,67 | kN/cm ² |
| f_{ctm} | 0,260 | kN/cm ² |
| f_{yd} | 43,5 | kN/cm ² |
| E_{cm} | 3100 | kN/cm ² |
| E_s | 20000 | kN/cm ² |
| $h_{c,eff}$ | 14,3 | cm |
| $A_{c,eff}$ | 1425 | cm |
| $\rho_{p,eff}$ | 0,00582 | |
| k_1 | 0,4 | |
| $f_{ct,eff}$ | 0,26 | |

| | | | |
|-----------------------------------|-----------|---|-----------|
| $(\epsilon_{sm} - \epsilon_{cm})$ | 0,0001627 | > | 0,0006541 |
|-----------------------------------|-----------|---|-----------|

| | | |
|-------------|------|----|
| c | 50,0 | mm |
| k_1 | 0,8 | |
| k_2 | 0,5 | |
| \emptyset | 10 | mm |

| | | |
|-------------|-------|----|
| $S_{r,max}$ | 462,2 | mm |
|-------------|-------|----|

$$w_k = 0,29 \text{ mm} < w_{max} = 0,3 \text{ mm}$$



| SPISEK ARMATURNIH MREŽ ZA ARMIRANOBETONSKI OPORNI ZID | | | | | |
|---|-----------|-------|----------------------|------------------|-------|
| št. poz. | tip mreže | kosov | teža na kos [kg/kom] | skupna teža [kg] | SKICA |
| 1 | R 402 | 3 | 50,8 | 152,4 | |
| 2 | Q 157 | 3 | 27,4 | 82,2 | |

| SPISEK ARMATURNIH PALIC ZA ARMIRANOBETONSKI OPORNI ZID | | | | | | |
|--|--------|-----------|--------------|-------------|-------------|-------|
| št. poz. | Ø [mm] | št. kosov | dolžina [cm] | teža | | SKICA |
| | | | | posam. [kg] | skupno [kg] | |
| 3 | 12 | 35 | 202 | 0,92 | 65,0 | |
| 4 | 10 | 24 | 320 | 0,649 | 49,8 | |
| 5 | 8 | 24 | 450 | 0,409 | 44,2 | |
| 6 | 10 | 18 | 130 | 0,649 | 15,2 | |
| 7 | 8 | 18 | 114 | 0,409 | 8,4 | |
| SKUPAJ MASA 417,2 kg | | | | | | |



DIPLOMSKA NALOGA:

Geotehnično dimenzioniranje armiranobetonskega opornega in podpornega zidu.

NAČRT: Prikaz in izpis armature v opornem armiranobetonskem zidu.

MENTOR: izr. prof. dr. Janko Logar

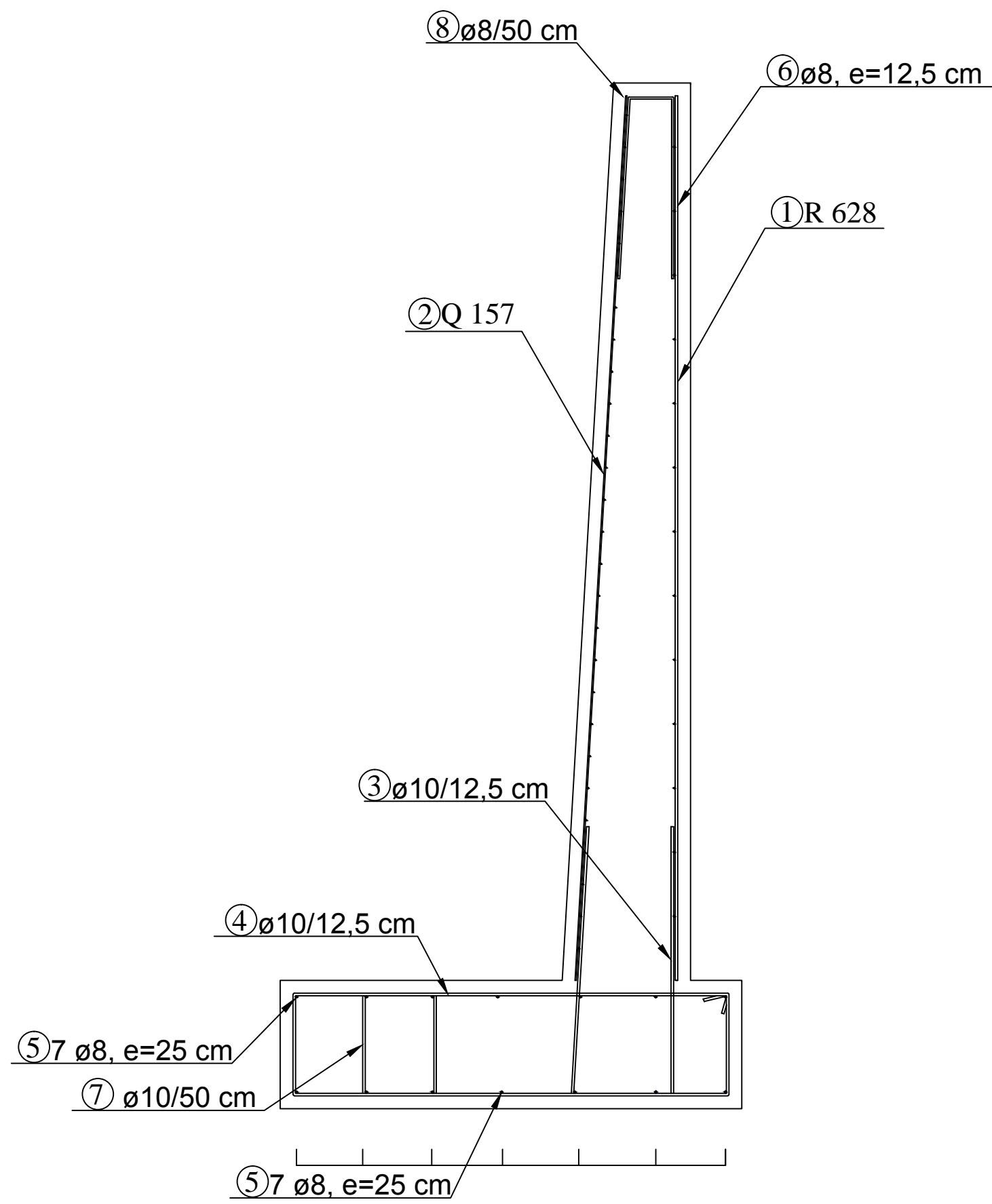
SOMENTOR: izr. prof. dr. Jože Lopatič

IZDELAL: Kristjan Rojc

Datum: 29. 8. 2012

MERIL: M = 1 : 20

Št. lista: PRILOGA G



| SPISEK ARMATURNIH MREŽ ZA ARMIRANOBETONSKI PODPORNİ ZID | | | | | |
|---|-----------|-------|----------------------|------------------|-------|
| št. poz. | tip mreže | kosov | teža na kos [kg/kom] | skupna teža [kg] | SKICA |
| 1 | R 628 | 4 | 78,4 | 313,6 | |
| 2 | Q 157 | 4 | 27,4 | 109,6 | |

| SPISEK ARMATURNIH PALIC ZA ARMIRANOBETONSKI PODPORNİ ZID | | | | | | |
|--|--------|-----------|--------------|-------------|-------------|-------|
| št. poz. | ø [mm] | št. kosov | dolžina [cm] | teža | | SKICA |
| | | | | posam. [kg] | skupno [kg] | |
| 3 | 10 | 64 | 240 | 0,649 | 99,7 | |
| 4 | 10 | 64 | 420 | 0,649 | 174,5 | |
| 5 | 8 | 24 | 450 | 0,409 | 44,2 | |
| 6 | 8 | 64 | 345 | 0,409 | 90,3 | |
| 7 | 10 | 16 | 130 | 0,649 | 13,5 | |
| 8 | 8 | 16 | 160 | 0,409 | 10,5 | |
| SKUPAJ MASA 855,8 kg | | | | | | |



| | |
|---|--|
| DIPLOMSKA NALOGA: | |
| Geotehnično dimenzioniranje armiranobetonskega opornega in podpornega zidu. | |
| NAČRT: | Prikaz in izpis armature v podpornem armiranobetonskem zidu. |
| MENTOR: | izr. prof. dr. Janko Logar |
| SOMENTOR: | izr. prof. dr. Jože Lopatič |
| IZDELAL: | Kristjan Rojc |
| MERIL: | M = 1 : 20 |
| Datum: | 29. 8. 2012 |
| Št. lista: | PRILOGA H |