

Projektna organizacija :

IZS 1379

GEOING d.o.o.

Primorska ulica 10, 2000 MARIBOR

http://geoing.info/

e-mail: geoing.maribor@siol.net

ID za DDV: SI 13575783



30 let

GEOING

PODJETJE ZA GEOTEHNIČNI IN
GRADBENI INŽENIRING d.o.o.
Primorska ulica 10, 2000 MARIBOR
Tel.: 02/320 38 80, Fax.: 02/320 38 81
GSM: 041 618 638

2.4.1 NASLOVNA STRAN NAČRTA

OSNOVNI PODATKI O GRADNJI

naziv gradnje

Sanacija plazov in brežin »RUDNO« na cesti RT-911/1123 Rudno – Rovtarica, v km 5,900

kratek opis gradnje

Trajna zaščita predmetnega odseka ceste in brežine nad njo z izvedbo dveh opornih kamnito betonskih zložb (OZL-1 in OZL-2) in podporno-odvodnih kamnito betonskih reber (kontraforji). Pod cesto se izvede podporna sidrana pilotna stena. Obnovi se zgornji ustroj ceste in uredi odvodnjavanje ceste in konstrukcij.

VRSTE GRADNJE

REKONSTRUKCIJA

DOKUMENTACIJA

vrsta dokumentacije

PZI

številka projekta

20-III /19

PODATKI O NAČRTU

strokovno področje načrta

2.4 - SANACIJA PLAZU IN BREŽINE V KM 5,900 - PLAZ 3 – **PO RECENZIJ**

številka načrta

20.2B-III /19

datum izdelave

oktober 2019 / dopolnitev oktober 2021

PODATKI O IZDELOVALCU NAČRTA

ime in priimek pooblaščenega arhitekta,
pooblaščenega inženirja ali druge osebe

Stanislav Dokl, univ.dipl.inž.grad.

identifikacijska številka

G-1377

podpis pooblaščenega arhitekta,
pooblaščenega inženirja ali druge osebe

PODATKI O PROJEKTANTU

projektant (naziv družbe)

GEOING d.o.o.

sedež družbe

Primorska ulica 10, 2000 MARIBOR

vodja projekta

Stanislav Dokl, univ.dipl.inž.grad.

identifikacijska številka

G-1377

podpis vodje projekta

odgovorna oseba projektanta

Stanislav Dokl, univ.dipl.inž.grad.

podpis odgovorne osebe projektanta

STANISLAV DOKL
univ. dipl. inž. grad.
IZS G-1377

1123	0005.00	004.2162	S.1	
------	---------	----------	-----	--

PZI – Sanacija plazov in brežine »RUDNO« na cesti RT-911/1123

Rudno – Rovtarica, v km 5,900 – **NAČRT SANACIJE PLAZU 3**

2.4.2 KAZALO VSEBINE NAČRTA ŠT: 20.2B – III / 19

NAČRTI		PZI
2.4	Načrt gradbenih konstrukcij Sanacija plazov in brežin »RUDNO« na cesti RT-911/1123 Rudno-Rovtarica – PLAZ 3 v km 5,900	št. 20.2B–III/19
2.4.1	Naslovna stran načrta	
2.4.2	Kazalo vsebine načrta	
2.4.3	Dokumentacija o recenziji projekta	
2.4.4	Tehnično poročilo	
2.4.5	Geostatična analiza opornih in podporne konstrukcije, globalna stabilnost	
2.4.6	Projektantski popis del s predizmerami in oceno stroškov	
2.4.6.1	Projektantski popis del s predizmerami	
2.4.6.2	Predračun z rekapitulacijo stroškov	

1123	0005.00	004.2162	S.3.2	
-------------	----------------	-----------------	--------------	--

	2.4.7	Grafične priloge	
G.1	G.201	Pregledna situacija	M 1:500
G.2	G.202	Gradbena situacija	M 1:250
G.3	G.204	Situacija meteorne odvodnje	M 1:250
4	G.206	Zakoličbena situacija	M 1:250
5	G.220	Situacija delovnega platoja	
6	G.231.1	Karakteristični prečni prerez OZL-1	M 1:100
7	G.231.2	Karakteristični prečni prerez OZL-2	M 1:100
8	G.231.3	Karakteristični prečni prerez pilotne stene PS-3	M 1:100
9	G.240.1	Prečni prerezi P1-P4	M 1:100
10	G.240.2	Prečni prerezi P5-P8	M 1:100
11	G.240.3	Prečni prerezi P9, P10 in cestni prepust BC ϕ 120 cm	M 1:100
12	G.242.1	Vzdolžni prerez OZL-1 in OZL2	M 1:100
13	G.242.2	Vzdolžni prerez podporne sidrane pilotne stene PS-3	M 1:100
14	G.251	Detajl podporno odvodnega rebra	M 1:100
15	G.271.1	Armaturni načrt sidrane pilotne stene PS-3	M 1:25
16	G.271.2	Armaturni načrt vezne grede PS-3	M 1:25
17	P.271.3	Izvleček armature za PS-3	

1123	0005.00	004.2162	S.3.2	
-------------	----------------	-----------------	--------------	--

2.4.3 DOKUMENTACIJA O RECENZIJ PROJEKTA

1123	0005.00	004.2162	S.6	
-------------	----------------	-----------------	------------	--

BPI - Biro za projektiranje in inženiring d.o.o.

Znak: sm_506

Veza: 280

Mlinska ulica 32

2000 Maribor

Maribor, 20. 9. 2021

Zadeva: **RECENZIJSKO POROČILO o pregledu izvedbenega projekta
NAČRT SANACIJE PLAZU, proj. št. 20-III/19** Sanacija plazov in brežin
»RUDNO« v km 1,500, v km 3,350 in v km 5,900
1. Sanacija plazov in brežine v km 1,500 (plaz 1)
2. Sanacija plazov in brežine v km 3,350 (plaz 2)
3. Sanacija plazov in brežine v km 5,900 (plaz 3)

Recenzijsko poročilo je izdelano na osnovi naročila družbe BPI d.o.o., Mlinska ulica 32, 2000 Maribor, naročilnica št. 041447 z dne 25. 2. 2021 in ogleda lokacij.

Skupni terenski ogled lokacij je bil opravljen 11. 6. 2021.

Recenzijski pregled in podano poročilo se nanaša na projektno dokumentacijo:

Naziv načrta: 3.2 Načrt gradbenih konstrukcij – Sanacija plazov 1/2/3/
št.-20.1B-III/19 / št.-20.2B-III/19 / št.-20.3B-III/19

Investitor: Ministrstvo za infrastrukturo
Direkcija Republike Slovenije za infrastrukturo
Tržaška cesta 19, 1000 Ljubljana

Objekt: Sanacija plazov in brežin »RUDNO« na cesti RT-911/1123
Rudno – Rovtarica, v km 1500, v km 3,350 in km 5,900

Vrsta proj. dokumentacije:
in njena številka: Projekt za izvedbo – PZI, št. 20-III/19

Za gradnjo: nova gradnja (sanacija)

Projektant: Geoling d.o.o., Primorska ulica 10, 2000 Maribor

Odgovorni projektant: Stanislav Dokl, univ. dipl. inž. grad.; IZS G-1377

Odgovorni vodja projekta: Stanislav Dokl, univ. dipl. inž. grad.; IZS G-1377

Štev. projekta, kraj in datum: 20-III/19, Maribor marec 2019

Klasifikacija: 1123 0005.00 004.2161 S.1

1.0 UVOD

Pregledan načrt zajema tri samostojne načrte, ločene po lokacijah (plaz 1, plaz 2 in plaz 3). Posamezni načrt obsega po en zvezek primerljiv po vsebini: Splošni del, Tehnični del in Grafične priloge.

1. SPLOŠNI DEL

- Naslovna stran načrta
- Kazalo vsebine načrta
- Izjava odgovornega projektanta načrta

2. TEHNIČNI DEL

- Tehnično poročilo
- Geostatična analiza podporne konstrukcije in varovalnih mrež / globalne stabilnosti
- Projektantski popis del z oceno stroškov
- Projektantski popis del s predizmerami
- Predračun z rekapitulacijo stroškov

3. GRAFIČNE PRILOGE

- Pregledna situacija
- Gradbena situacija
- Situacija meteorne odvodnje
- Zakoličbena situacija
- Situacija delovnega platoja
- Karakteristični prerez podpornih in opornih konstrukcij, kamnitega rebra
- Prečni prerezi
- Vz dolžni prerez podporne sidrane / konzolne pilotne stene
- Detajl robnega venca / podporno odvodnega rebra
- Armaturni načrti pilotne stene, vezne grede, robnega venca
- Izvleček armature

2.0 PREDMET NAČRTA

Predmet pregleda je načrt konstrukcij sanacije splazitev, katera mora biti skladna z rezultati geološko geomehanskih raziskav, ki so sestavni del tega projekta. Načrtovani sanacijski ukrepi morajo biti ekonomsko in strokovno upravičeni, skladni z rezultatu geomehanskih raziskav ter geomehanskih presoj stabilnosti, usklajeni z načrtom ceste. Konstrukcija mora izpolnjevati bistvene zahteve mehanske odpornosti in stabilnosti, trajnosti, zaščite okolja in varnosti pri uporabi. Med gradnjo mora biti zagotovljena prevoznost ceste.

3.0 PREGLED NAČRTOV

Ugotovitve pregleda vseh načrtov so podane kot splošne ugotovitve in ugotovitve, ki se nanašajo na vsebine vezane na posamezni načrt oziroma obravnavan plaz.

Glede na zaključke terenskega ogleda, med katerimi je tudi opustitev podpornih ukrepov na lokaciji plazu 1, se le ta detajlno ni pregledoval.

Načrt za lokacijo plazu 2 pa je izdelan »na zalogo«.

3.1. SKUPNE UGOTOVITVE

3.1 Splošni del

Splošni del je opremljen z naslovnico ki ni skladna z veljavnim Pravilnikom o podrobnejši vsebini dokumentacije in obrazcih povezanih z graditvijo objektov. Z veljavno zakonodajo tudi ni skladno poimenovanje udeležencev pri izdelavi načrta.

Urediti skladno z veljavno regulativo.

Načrti so opremljeni po navodilih klasifikacijskega načrta DRSI.

Ugotovitev.

3.2 Tehnični del

Tehnično poročilo: Poglavje 3.2.4.1 Projektne osnove

1. V poglavju so povzeti podatki iz geološko geotehničnega elaborata. Pričakovala bi bolj selekcioniran in jedernat izbor vsebin ključnih za splošno informacijo, predvsem pa za projektiranje, npr. karakteristične vrednosti mehansko fizikalnih lastnosti za obravnavane sloje, namesto preglednice z razponom karakteristik,

Pojasniti in urediti.

Tehnično poročilo: Poglavje 3.2.4.2 Projektni pogoji

2. Navedeni so projektni pogoji in njihovi povzetki posameznih mnenjedajalcev in lokalne skupnosti.

Tehnično poročilo: Poglavje 3.2.4.3 Sanacijski ukrepi

3. Opisane so projektirane podporne in oporne konstrukcije in varovalni ukrepi, materiali in postopki gradnje. Mestoma se navedbe podvajajo, lahko so tudi različne za isto stvar ali namen (npr. zaščitni sloj pri pilotih) ali niso skladne z risbami.

Preveriti in urediti.

Grafične priloge

4. Manka prikaz faznosti izvedbe gradbenih del.

Dopolniti.

4.0 PREGLED PO POSAMEZNIH NAČRTIH

4.1 Plaz 2

4.1.1 Tehnični del

Tehnično poročilo: Poglavje 3.2.4.3 Sanacijski ukrepi

5. 3.2.4.3.1.2 Izdelava delovnega platoja za pilotno steno
Iz opisa se sklepa, da je kota delovnega platoja enaka koti obstoječe ceste, kar ni skladno nadaljnimi navedbami in risbami.
6. Predpiše se naj predhodna odstranitev asfalta, saj bo le tega težje odstraniti izpod armature pilotov.
7. Citirana je statična analiza začasne varovalne konstrukcije, ki v poglavju analiz manjka.

8. 3.2.4.3.1.3 Tehnologija izvedbe pilotov
Iz kakšnega materiala je parapetni zid in kako se ga izvede, skupaj z gredo ali ločeno.
9. Zaščitni sloj pilotov se navaja v različnih debelinah.
10. Ali je za zasip za pilotno gredo potreben tamponski material?
11. Glede na to, da gre za konstrukcijo na cesti, se naj nosilnost utrjenih slojev poda v vrednosti E_{v2} . Priporočam še vzporeditev na E_{vd} .
12. 3.2.4.3.2 (ni zaporedje). V poglavju Statična zasnova podporne konstrukcije so uporabljeni standardi (EUROCODE) navedeni preveč splošno. Navede se naj področni standard.
13. Ni razvidno kako je določen aktivni pritisk. Kje in kako je upoštevan vodostaj. Kako je s pasivnim pritiskom.
14. Skupaj z obtežbami se naj poda upoštevane delne faktorje za vplive in materiale in navede uporabljen projektni pristop.
15. 3.2.4.3.3 Kje so predvideni delovni odri.
16. 3.2.4.3.4 V poglavju Beton in armatura se navedbe podvojijo v dveh poglavjih.
17. 3.2.4.3.6 Varovanje brežine nad cesto s sidranimi mrežami se naj ponovno preveri, glede na stanje videno in zaključke po terenskem ogledu. V grafiki in popisu je predvidena rušitev obstoječega zidu, v tekstu ta ukrep ni nikjer omenjen.
18. Analiza sidranih mrež je izdelana s programom Ruvolum, v nadaljevanju pa se omenja še nadgradnjo v Exellu, ki ni prikazana. Pravzaprav ne razumem čemu je namenjena oziroma na kak način dopolnjuje osnovni izračun.
19. Izračun je potrebno prilagoditi naklonu in karakteristikam zemljine. Upoštevan je namreč naklon brežine 72° , karakteristike pa za pobočni grušč 32° .
20. Ali se pasivna sidra napenja ali je mišljen preizkus nosilnosti sidra?

Tehnično poročilo: Poglavje 3.2.4.4 Obnova vozišča po izvedeni sanaciji

21. 3.2.4.3.3 V skladu s projektno nalogo poglavje sodi v načrt obnove vozišča.

Poglavje 3.2.5 Geostatična analiza podp. konstrukcije in varovalnih mrež.

22. Izvedena je analiza dvojne pilotne stene povezane s pilotno gredo. Skica na izračunih je slabše vidna in modificirana. Računska dolžina pilotov je daljša od projektirane. Ali ima nesimetrična postavitve grede na pilote kakšen vpliv na izračunane statične količine.
23. Manjka skica s prikazom dimenzij in obtežb in dopisanimi komentarji ob izračunu.
24. Ne zasledim podatkov za strižno armaturo.
25. Razpoke niso analizirane.
26. Pilotna greda ni analizirana in dimenzionirana.
27. Manjkajo vsi podatki za parapetni zid.
28. Izdelana je analiza sidranih mrež v sistemu mreža – sidro. Dolžino sider je priporočljivo določiti oziroma preveriti s stabilnostno analizo.
29. Analiza začasne varovalne konstrukcije ni izdelana.

Poglavje 3.2.6 Projektantski popis s predizmerami

30. Odvoz zemljine III. kategorije na trajno deponijo je v eni postavki 5 v drugi pa 7 km.
31. Število pilotov v popisu (54) odstopa od ostalih podatkov načrta (69), v postavki vrtanja in sekanja glav.
32. Neskladno je tudi število dilatacij (8), dejansko pa 11.
33. V popisu je predvidena pozidava zaključka grede s kamnom v betonu, kar ni omenjeno nikjer drugje v poročilu.

34. Parapetni zid v popisu ni zajet.
35. V popisu so barbakane, ki jih v načrtu (tekst, vzdolžni prerez) ni (razen na armaturnem načrtu)?
36. Brežina zavarovana s sidranimi mrežami bo, zaradi kamnite zložbe, ki se po novih uskladitvah ohranja, se pa pri osnovni rešitvi poraja vprašanje ali je le ta ustrezna glede na to, da se poseka 1380 m² grmičevja in 168 dreves.
37. Izvleček armature se doda za armaturnimi načrti in ne za popisi del.

4.1.2 Grafične priloge

38. Na gradbeni situaciji se naj prikaže tudi pilotna greda.
39. Definira se naj stacionaža začetka odseka.
40. Na zakoličbeni situaciji je potrebno povečati tabelo s koordinatami. Te so v tiskani verziji nečitljive.
41. Na Karakterističnem prerezu KP-1 (v glavi KP-2) manjka precej podatkov. Morda je za karakteristični prerez tudi merilo neustrezno.
Dimenzije gred se običajno podajajo v zaporedju B/L/H. Ni pa običajno, da je prvi podatek višina.
Ali je zaključek grede obdelan v kamnu v betonu?
Manjkajo podatki za parapetni zid.
Kotirati je potrebno previs pilotne grede na zunanji strani.
Podbeton ni definiran.
Pri pilotih se naj poudari minimalno potrebno vpetost.
Opisati je potrebno drenažo in zasip.
Manjka podatek za delovni plato in končno ureditev; material in Ev₂.
Višina rastra sider ni podana.
42. V detajlnem načrtu robnega venca je potrebno označiti debelino zaščitnega sloja. Sicer pa je ta detajl bolj spominja na armaturni načrt in ni neobhodno potreben.
43. Manjka detajl pasivnega sidra in sidrane zaščitne mreže.
44. Armaturne načrte je potrebno ločiti za vsak element: pilote, gredo, parapetni zid, robni venec.
45. Spiralna armatura pilota je na dnu pilota predvidoma zgoščena.
46. Poenotiti je potrebno zaščitni sloj pilotov.
47. Armaturni načrt vezne grede spominja na detajlni načrt.
48. Ali so cevni izpusti potrebni, glede na to, da bo vozišče asfaltirano na zaledni strani pa imamo drenažo.
49. Seznam armature na armaturnem načrtu grede se nanaša na gredo dolžine 6,0 m, kar je potrebno navesti.

4.2 Plaz 3

4.2.1 Tehnični del

Za zaščito ceste in brežine nad njo je predvidena z izvedbo dveh opornih kamnito betonskih zložb (OZL-1 in OZL-2), treh podporno odvodnih reber (kontraforji) in podporno sidrano pilotno steno (PS-3).

Tehnično poročilo: Poglavje 3.2.4.3 Sanacijski ukrepi

50. 3.2.4.3.1 Oporne konstrukcije

Za oporne konstrukcije je predviden izkop v pobočje vertikalno, v naklonih $n = 3 : 1$ in $n = 2 : 1$. V načrtu se naj označi na katerih delih bo prišlo do izkopa v napovedanih naklon.

51. Predlagan zasip (po potrebi) se naj nadomesti z drenažnim betonom.

52. Namesto vertikalnega izkopa se naj raje navaja naklon $n = 10 : 1$ (je tudi v tekstu).
Omenjena je analiza začasne varovalne konstrukcije, ki v poglavju analiz manjka.
53. Glede na to, da gre za konstrukcijo na cesti, se naj nosilnost utrjenih slojev zasipa poda v vrednosti E_{v2} . Priporočam še vzporeditev na E_{vd} .
54. 3.2.4.3.3 Podporna sidrana pilotna stena (PS-3).
V tekstu so predvideni piloti dolžine 13-20 m, v KP pa 12-13 m.
V gredo se vgradi tulce z armaturo za sidra. Predpiše se naj še rezervna sidrišča.
Predvideti je potrebno testna sidra z dodatnim pramenom.
Drenažo se naj predvidi na nivoju podložnega betona pod gredo.
V tekstu manjkajo podatki za polnilo med piloti.
55. 3.2.4.3.1.2 Izdelava delovnega platoja za pilotno steno. Dolžina zagatnic ni skladna z dolžino v karakterističnem profilu.
56. Varovalne konstrukcije delovnega platoja niso računsko analizirane.
57. Zaščita proti cesti v karakterističnem profilu ni prikazana.
58. 324314 Izvedba trajnih geotehničnih sider. Kako je preverjena dolžina veznega dela sidra (10 m).
59. 3.2.4.3.2 V poglavju Statična zasnova podporne konstrukcije so uporabljeni standardi (EUROCODE) navedeni preveč splošno. Navede se naj področni standard.
Ni razvidno kako je določen aktivni pritisk. Kje in kako je upoštevan vodostaj. Kako je s pasivnim pritiskom.
Skupaj z obtežbami se naj poda upoštevane delne faktorje za vplive in materiale in navede uporabljen projektni pristop.
60. 3.2.4.3.3 Kje so predvideni delovni odri.

Tehnično poročilo: Poglavje 3.2.4.4 Analiza globalne stabilnosti

61. Poglavje je obravnavano v sklopu pregleda GG poročila, zato veljajo iste ugotovitve.

Tehnično poročilo: Poglavje 3.2.4.4 Obnova vozišča po izvedeni sanaciji

62. 3.2.4.3.3 V skladu s projektno nalogo poglavje sodi v načrt obnove vozišča.

Poglavje 3.2.5 Geostatična analiza in analiza globalne stabilnosti

V poglavju je analiziran en oporni zid in pilotna stena. Podatki oziroma izračuni globalne stabilnosti so izvzeti iz GG elaborata. Začasni ukrepi niso analizirani. Datumi izpisa izračunov so tri mesece mlajši, od datuma načrta.

63. Analiziran je oporni zid višine 4,70 m. Prikaže se naj razmerje med izračunano projektno napetostjo in odporom tal.
64. Predpisana minimalna globina temeljenja je 1,50 m na zračni strani. Kaj pomeni to za oporni zid glede prevrnitve?
65. Geostatična analiza pilotne stene PS-3 je narejena prav tako s programom PROCON z uvodnim komentarjem. Manjka poglavje analize obtežb.
66. Manka izračun za aktivni pritisk. Katera obtežba je upoštevana.
67. V analizi je upoštevan $M_{max} = 960 \text{ kN/1,5 m}^1$. Kje v programu je ta rezultat viden.
68. Od kod referenčni podatek $\varepsilon_a / \varepsilon_b$. Komentar.
69. Za izbrano armaturo se običajno doda tudi skica.
70. Manjka dokaz za prečno armaturo.
71. Za vezno gredo manjka dokaz skladno z EC2 in prav tako skica armature.
72. Manjkajo vhodni podatki s karakteristikami izbranega sidra.
73. Katero obtežbo predstavlja Load Case 1.
74. Podan izpis je nečitljiv (neustrezno merilo).
75. Prečne in osne sile niso podane.
76. V glavi je naslov: Oplotnica – zagatnice.
77. Na kaj se nanašajo podatki na zadnji strani izpisa pred dimenzioniranjem armature pilota.

78. Kolika je prečna sila v pilotu.
79. Manjka dokaz velikosti razpok in dokaz strižne armature.

Poglavje 3.2.6 Projektantski popis s predizmerami

80. Pri odvozu na trajno deponijo ni navedena razdalja.
81. Razmerje kamen – beton je drugačno kot v tekstu (OZL-1 in OZL-2, PS-1).
82. V postavki Odvodnje se v opisu navaja napačna konstrukcija (OZL-1 in OZL-2).
83. Podporne kamnite zložbe PZL-1 L ni v ostalih delih načrta.
84. Za popolni napenjalni preizkus se naj predvidi 5 vrvna sidra.

4.1.2 Grafične priloge

85. Na zakoličbeni situaciji je potrebno povečati tabelo s koordinatami. Te so v tiskani verziji nečitljive.
86. Na situaciji (in v popisih) ni prikazano varovanje delovnega platoja proti cesti.
87. Na karakterističnem profilu PS-3 se naj prikaže porušnica iz inklinacijskih meritev.
88. Manka prikaz ureditve terena pred pilotno steno, po zaključku del.
89. Poenotiti je potrebno zaščitni sloj pilotov.
90. Pri palicah Φ 25 je sorazmerna prečna armatura prereza med 12 in 16 mm (po Pržulju).
91. Spiralno armaturo pilota je na mestu največjih prečnih sil potrebno zgostiti.

5.0 ZAKLJUČNE UGOTOVITVE SKUPNEGA PREGLEDA

Za pregledane načrte je ugotovljeno, da so izbrane rešitve strokovne in tehnično primerne in so odraz znanja in izkušenj uveljavljenega geotehnilka. V nadaljevanju je računski del slabo dokumentiran, pomanjkljiv, predvsem na področju betonskih konstrukcij. Obdelava načrtov je primerna in se razlikuje med posamezni načrti, kar je verjetno posledica pomanjkanja časa (velja predvsem za plaz 2).

Pooblaščen inženir naj odgovori na podane ugotovitve ali utemeljeno oporeka, načrte pa popravi skladno z zaključki recenzijske razprave.

Odgovorna recenzentka:
Ksenija Štern, univ. dipl. inž. grad.



2.4.4 TEHNIČNO POROČILO

3.2.4.1 PROJEKTNE OSNOVE

T.1.1 Splošni opis

Po pogodbi DRSI št.: 2431-18-000173/0 smo na osnovi smernic iz projektne naloge izvedli terenske geotehnične raziskave in izdelali geološko-geotehnično poročilo o pogojih sanacije plazov in brežin »RUDNO« na odseku ceste RT-911/1123 Rudno-Rovtarica, v km 3,550 in v km 5,900.

Predmetna cesta poteka iz smeri Rudno proti križišču za Bohinjsko Bistrico in Petrovo Brdo.

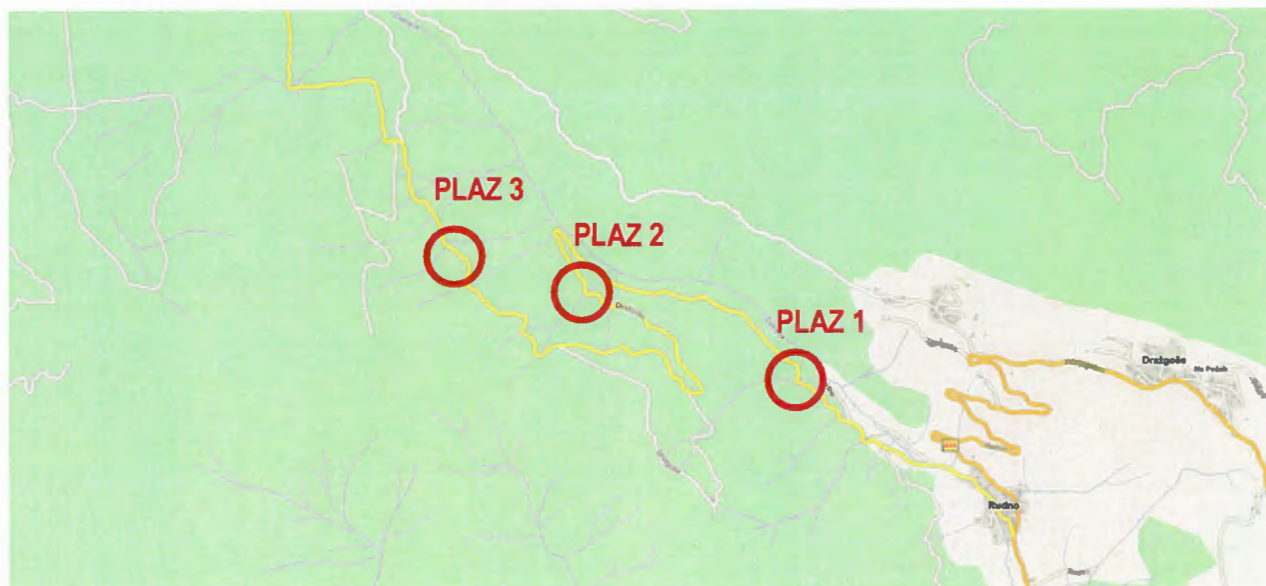
Cesto prištevamo med turistične in lokalno pomembne povezovalne maloprometne ceste. Ta povezuje širše območje Škofje Loke z območjem Bohinjske in Blejske kotline.

Značilno je ozko sorazmerno ozko makadamsko delno z asfaltno prevleko utrjeno vozišče.

Na odseku od km 1,500 do km 6,000 cesta poteka po hribovitem terenu skozi gozd, v mešanem profilu ter z vkopi in nizkimi nasipi prehaja v območja strmih brežin nad in pod cesto, ki so zaradi neugodne geološke zgradbe, strmega nagiba in padavin lokalno stabilnostno ogrožene.

Prometnica je voznikom neprijazna zlasti v km 1,500, v km 3,350 in v km 5,900, kjer prometno varnost ogrožajo splazitve pobočja pod cesto, ki se odražajo z odlomnimi robovi in posedki na vozišču.

Cesta je bila v svojem začetnem delu v okviru večjih vzdrževalnih del s preplastitvijo že delno sanirana, vendar poškodbe vozišča na obravnavanih lokacijah zaradi plazenja ne omogočajo nadaljevanja del ter zahtevajo večje konstrukcijske posege ter s temi povezano dodatno investicijo.



V tem poročilu obravnavamo plaz št. 3 v km 5,900

1123	0005.00	004.0301	T.1.1	
------	---------	----------	-------	--

Tukaj je aktiviran večji plaz, na dolžini cca. 100 m. V območju plazu je cestno telo poškodovano, premaknjeno in posedeno. Prevoznost ceste sproti zagotavljajo vzdrževalci z nasutji in izravnanimi posedkov vozišča. Na SZ koncu plazu je manjši hudourniški vodotok, ki s svojim erozijskim delovanjem ogroža stabilnost brežine nad in pod cesto. Na obravnavanem območju imamo opravka z večkratnimi kompleksnimi splazitvami. Zgornji odlomni rob plazu se nahaja na pobočju nad cesto, viden pa je tudi odlomni rob na brežini pod cesto, ki kaže na labilnost brežine nad globoko spodaj tekočim vodotokom Češnjica.

V območju plazu so locirani trije starejši cestni prepusti, ki jih bo potrebno nadomestiti z novimi. Iz njih se voda steka na pobočje pod cesto ter zamaka že tako nestabilen teren.

Visoki nivo vode je opazen tudi na pobočju nad cesto, tako, da aktiviranje splazitve v predmetnem območju ni presenetljivo.

Inženirsko-geološko smo pregledali brežine nad in pod cesto. Na osnovi vseh opažanj smo izdelali karakteristične geološko-geotehnične profile in predvideli potrebne sanacijske ukrepe.

Ceste v območju predvidene sanacije ne prečka noben podzemni vod.

V tem geotehničnem poročilu podajamo opis inženirsko geoloških značilnosti predmetnega območja, rezultate terenskih geotehničnih raziskav, opis oziroma model zemeljskega polprostora, stabilnostne analize in predlog sanacijskih ukrepov.

T.1.2. Uporabljena tehnična dokumentacija

Pri izdelavi tega elaborata smo uporabili:

- Projektno nalogo za izdelavo PZI: Sanacija plazov in brežin »Rudno« na cesti RT-911/1123 Rudno-Rovtarica, v km 1,500, v km 3,350 in v km 5,900, ki jo je 8.8. 2017 potrdila DRSI Ljubljana.
- Geodetski načrt, ki ga je izdelalo podjetje GEOMETRA d.o.o. iz Slov. Bistrice. Geodetski načrt je izdelan v merilu 1:500 in vpnet v državni koordinatni sistem ETRS89 (D96).
- Geološko-geotehnično poročilo o pogojih sanacije plazu in brežine »RUDNO« na cesti RT-911/1123 Rudno-Rovtarica, v km 5,900, št. 20.2C-III/19, ki ga je marca 2019 izdelalo podjetje GEOING d.o.o. iz Maribora.
- Projekt PZI –Sanacija plazu in brežin na cesti RT-911/1123 Rudno-Rovtarica, med km 3,320 in 3,400 ter km 5,825 in km 6,014, PZI št. 203/12, ki ga je izdelalo podjetje Cestni inženiring d.o.o. iz Maribora.

T.1.3 Inženirsko geološke razmere

T.1.3.2 Pregled inženirsko geoloških razmer

1. V deluvialno–fluvioglacialnem **glinasto meljastem do peščeno meljastem grušču** (GM/GCQ_{dm}) kvartarnega pokrova in situ geomehanskih meritev nismo izvajali, niti niso bili preiskani z geomehansko vrtino. Izkustveno ocenjujemo, glede na preiskave na ostalih dveh odsekih ceste št. 911, da se v kvartarnem pokrovu nahaja nekoherentna zemljina v srednje gostem do gostem gostotnem stanju s kotom notranjega trenja med $\phi=32-36^{\circ}$.

Ugotovili smo tudi, da so fluvioglacialni sedimenti erozijsko slabo odporni, ki pod vplivom atmosferskih padavin in podzemnih vodnih tokov kosi in bloki skrilave in meljasto peščene hribine hitro razpadajo v zaglinjen meljasto peščen grušč.

Na površju zaglinjenega meljastopeščenega gruščnatega kvartarnega pokrova (GM/GCQ_{dm}) smo opazili valovito površje, več odlomnih razpok in odlomnih robov visokih več kot 1 m. V območju roba police možne fluvioglacialne terase med nm.v. 895 in 900m, sledimo 1 do 2 m visok odlomni rob, ki sega tudi pod koreninsko osnovo dreves. Opaziti ga je bilo tudi navzdol po pobočju, do kote 880 m, na zahodnem robu preiskanega ozemlja.

Pod koto 875 m smo kartirali obsežnejši usad v kvartarnem glinasto meljastem grušču. Zdrsel je 1,5 do 2 m debel kvartarni pokrov v širini 10 m in dolžini 30 m, na srednje do zgornje triasni podlagi iz temno sivega do črnega glinastega skrilavca.

Številni odlomni robovi in valovito površje kvartarnega pokrova nakazujejo labilnost območja, ki ga prekrivajo deluvialno-fluvioglacialni sedimenti. Predvidevamo, da prihaja do drsenja znotraj kvartarnega pokrova. Vzrok drsenja je verjetno v hitrem preperevanju gruščnate zemljine, kjer kosi in bloki meljevca in peščenjaka razpadajo v melj in pesek, porni in strujni tlaki ob močnih padavinah pa povzročajo zdrse površja.

2. Preiskave z geomehanskimi vrtnami V7 in V8 so v območju km 5+884 in 5+899, pod cestiščem ugotovile močno tektoniziran temno siv in črn glinasti skrilavec in skrilav meljevec ($gsT_{2,3}$). Pokazalo se je tudi, da tektonizirana skrilava hribina globoko prepereva. Navrtali smo jo približno do globine 6 m.

Preperelo in tektonizirano hribino smo z vrtnama ugotovili do globine 14 m. Je v stanju gruščnate, nekoherentne zemljine v srednje gostem do gostem stanju (SPT, $N=14-38$). Preiskave so pokazale, da cestišče v poteka po tektonski coni večjega preloma, ki bodisi predstavlja regionalni Dražgoški prelom ali bodisi njemu vzporedni prelom

V strmejšem pobočju je v območju preiskanega dela cestišča, ki poteka po tektonski coni z labilno in slabo nosilno hribino z geomehanskimi lastnostmi glinasto meljastega grušča, prišlo do spalzitev trase in pobočja pod traso. Z vrtno V7 je bilo ugotovljeno, da je splazelo cestišče in brežina pod cestiščem, do globine 3 m pod obstoječo niveleto. V pobočju nad traso ceste smo v območju spalzitev kartirali 2 odlomna robova v triasnem glinastem skrilavcu 8 m in 25 m nad cesto. odlomna robova nakazujeta labilno brežino tudi nad cestiščem.

Glede na močno in globoko tektonizirano hribino ter nivoje vode v slabo propustni hribini skrilavca in meljevca na globini 12,6 m v vrtni V7, so možne tudi globlje drsne ploskve v območju preiskanega ozemlja. Vendar trenutno na površju ozemlja ni izrazitih znakov, ki bi nakazovali na obsežnejše globinsko drsenje terena. Trenutno bi bilo to možno ugotoviti le z geodetskim monitoringom v kombinaciji s spremljanjem inklinometerskih vrtn.

T.1.4 Hidrogeološke in hidrotehnične razmere

Predmetno območje je v času padavin pod močnim vplivom površinskih in precejnih vod, ki se stekajo iz pobočja nad cesto.

Vliv - nihanje podzemnih in občasnih precejnih ter erozija površinskih vod je v času padavin povečan, kar neugodno vpliva na stabilnostne razmere obravnavanega območja.

V hidrogeološkem smislu ima hribina razpoklinsko poroznost in je slabo prepustna. Preperela hribina je močnejše razpokana in mestoma razpada (medzrnska do razpoklinska poroznost).

Zaradi slabo vzdrževanih obstoječih elementov cestne odvodnje prihaja mestoma do pronicanja vode skozi zgornji ustroj. Pri prenovi ceste bo potrebno obnoviti obstoječe cestne prepuste ter izvesti kvalitetne zaledne drenaže, ki bodo preprečevale zamakanje cestnega telesa.

Obstoječi vtočni jaški in betonski cestni prepusti so na lokacijah:

Profil P4 (km 5,873) – cevni prepust iz BC ϕ 500 mm,

Profil P7 (km 5,909) – cevni prepust iz BC ϕ 500 mm,

Profil P10-4 m (km 5,956) – cevni prepust iz BC ϕ 1000 mm.

Iztok prepusta v P7 je na desnem robu ceste zaščiten s kamnito zložbo.

Pri prepustu P10-4 m je iztok vode speljan po nezaščitenem jarku proti vznožju pobočja pod cesto. Pri drugih dveh prepustih pa je voda speljana neposredno v labilni del pobočja pod cesto.

Hidrotehnične razmere smo privzeli iz obstoječega projekta PZI po recenziji št. 203/12, ki ga je izdelal Cestni inženiring iz Maribora.

Na SZ obrobju plazu (med profiloma P8 in P10) je neimenovani vodotok, ki teče po naravnem koritu, ki je zavarovano le lokalno, ob prepustu, sicer pa se brežine in dno nazavarovani.

Korito sestavlja zaglinjen grušč in posamezne večje skale, mestoma so manjše erozijske zajede, ko posledica lokalnih koncentriranih tokov.

Prispevno območje smo dodatno povečali, tako, da smo zajeli celotno območje plazu.

Za računanje pretoka vode pri Q100 je bilo izbrano eno prispevno območje, katerega skupna površina znaša 0,15 km².

V tabeli 1 so podani podatki o karakterističnih pretokih, povzeti iz hidrotehničnega izračuna.

Tabela: 1

	F (km ²)	Q5 (m ³ /s)	Q10 (m ³ /s)	Q50 (m ³ /s)	Q100 (m ³ /s)
Vodotok	0,15	1,327	2,169	4,384	5,404

Hidrotehnični izračun je bil izveden s programom Hydraflow, ki teče znotraj programskega paketa Autocad Civil 3d in podaja vrsto orodij za hidrotehnične izračune.

Prispevno območje je bilo določeno glede na terenske značilnosti, po predhodnem ogledu terena. Potem se je določila računska točka za preračun karakterističnih pretokov. Upoštevana količina padavin je privzeta iz podatkov ARSO iz merilne postaje Rut, ki je najbližje predmetnemu območju.

T.1.5 Geotehnični opis območja

V vrtinah V-7 in V-8, ki sta bili izvedeni na zunanjem (desnem) robu ceste smo ugotovili, da je obstoječi prodno peščen cestni nasip (tampon), debeline od 0,90 do 2,40 m vgrajen na zameljene in zaglinjene grušče, ti pa na preperelo hribino ter dobro nosilno in stabilno hribinsko podlago. Slednja se v območju plazu nahaja v globini od -9,70 m do -10,00 m pod koto zunanje bankine ceste.

T.1.5.1 Fizikalne karakteristike zemljin

Izvednoteni rezultati terenskih preiskav nam na raziskanem območju kažejo večslojni zemeljski polprostor, naslednjih geofizikalnih karakteristik:

Tabela: 2

Sestava sloja	prost.teža γ [kN/m ³]	strižni kot ϕ [°]	kohezija c [kN/m ²]	modul stisljivosti [kN/m ²]
Umetni nasip ceste (U.N.), srednje gostega sestava	20	32	0	15.000
Zaglinjen in zameljen grušč (GM), rahlega do srednje gostega sestava	20	23	1	11.000- 24.000
Preperela hribina, poltrdne do trdne konsistence	21	34-36	10	20.000
Osnovna hribina (skrilavec, meljevec), srednjo penetrabilnost	22	36	30	50.000

Glede na rezultate terenskih geotehničnih raziskav in rezultate povratnih stabilnostnih analiz zaključujemo, da se pri statičnih izračunih in dimenzioniranju sanacijskih ukrepov upoštevajo naslednje fizikalne karakteristike gruščev:

prostorninska teža: $\gamma = 20 \text{ kN/m}^3$
 kohezija: $c = 1 \text{ kN/m}^2$
 kot notranjega trenja: $\phi = 23^\circ$

T.1.5.2 Sistem in globina temeljenja opornih zložb

Oporni kamnito betonski zložbi v levem robu ceste je potrebno temeljiti v stabilno in dobro nosilno preperinsko podlago, tako, da znaša vpetost temelja vanjo na zunanji strani najmanj 0,60 m. Izbrali smo temeljenje na pasovnem temelju računskih dimenzij širina B x dolžina L = 2 x 8 m. Relativna globina temeljenja D = 1,0 m.

Projektna nosilnost temeljnih tal R/A'

Projektno nosilnost tal smo vrednotili po kriterijih loma tal pod temeljem po prirejenem obrazcu Brinch-Hansena (SIST EN 1997-1:2005, dodatek D):

$$R_d/A' = c \times N_c \times b_c \times s_c \times i_c + \gamma \times N_q \times b_q \times s_q \times i_q + 0,5 \times \gamma \times B' \times N_\gamma \times b_\gamma \times s_\gamma \times i_\gamma$$

in upoštevane geofizikalne karakteristike hribin iz tabele št. 2.

Za navedene parametre smo dobili s pomočjo programa PROKON naslednjo vrednost projektne nosilnosti polhribinskih temeljnih tal na pobočju $R/A' = 360 \text{ kN/m}^2$.

Pri izkoriščeni vrednosti se bodo aktivirali računski usedki velikosti do $U_{abs} =$ do 1 cm.

Izračun projektne nosilnosti temeljnih tal je viden v poglavju 2.4.5.

Dejanska $R/A' = 195 \text{ kN/m}^2$ je vidna v statičnem računu (mapa 3.2 – OZL).

T.2 PROJEKTNI POGOJI

T.2.1 Naravovarstveni pogoji

Naravovarstveno soglasje, št.: 35620-4300/2012-4 z dne 05.12.2012

Izdano je bilo naravovarstveno soglasje.

T.2.2 Informacija o pogojih gradnje, ki lahko vpliva na vodni režim ali stanje voda – Vodno soglasje

Projektne pogoji, št.: 35506-2974/2012-2 z dne 20.11.2012

- Upoštevati je potrebno vodno zemljišče in priobalni pas vodotokov 2. reda (neimenovana pritoka Češnjice) v širini 5 m. Gradnja je predvidena na vodnih in priobalnih zemljiščih. Iz projektne doku. mora biti razviden natančen potek trase ceste glede na strugo vodotokov v naravi.
- Gradnja objektov na vodnih in priobalnih zemljiščih ni dovoljena, razen izjem. Taka je gradnja objektov javne infrastrukture, komunalne in druge infrastrukture ter komunalnih priključkov na javno infrastrukturo na vodnih in priobalnih zemljiščih dopustna ob pogojih in soglasju pristojnega upravljavca, s katerim se kar najbolj zmanjša vpliv na vodni režim in stanje voda.
- Projektirana gradnja ne sme poslabšati stabilnosti brežin tako v fazi gradnje, kot v fazi uporabe. V kolikor je struga na odsekih, kjer je poseg predviden po priobalnem pasu, stabilnostno in erozijsko ogrožena, je potrebno predvideti in projektno obdelati rešitve za zavarovanje in stabilizacijo brežine struge.
- Vsa prečkanja vodotokov ali izvernih voda morajo biti v projektni dokumentaciji detajlno obdelana (opis križanja, pregledna situacija, prečni profil vodotoka v območju križanja, detajl zavarovanja struge v območju križanja).
- Vsi cestni prepusti naj bodo takšnih dimenzij, da bo zagotovljena prevodnost za visoke vode s stoletno povratno dobo z 0.5 m varnostne višine med gladino in temenom cevi oz. spodnjim robom voziščne konstrukcije ploščatega prepusta. Zaradi lažjega vzdrževanja in čiščenja se priporoča izvedba ploščatih prepustov.
- Odvajanje padavinskih voda je treba predvideti na tak način, da bo v čim večji meri zmanjšan hipni odtok padavinskih voda.
- Projektna rešitev odvajanja in čiščenja padavinskih in odpadnih komunalnih voda mora biti usklajena s Pravilnikom o nalogah, ki se izvajajo v okviru obvezne občinske gospodarske javne službe (Ur.I. RS, št.: 109/07).
- Projektna rešitev odvajanja in čiščenja padavinskih odpadnih voda z javnih cest mora biti usklajena z Uredbo o emisiji snovi pri odvajanju padavinske vode z javnih cest (Ur.I. RS, št.: 47/2005).

T.2.3 Projektne pogoji občine Železniki

Občina Železniki je podala izjavo, št.: 350-39/2012-002 z dne 30.11.2012, da na območju objekta »Sanacija plazu in brežin ob RT-911/1123 Rudno - Rovtarica, med km 3+320 in km 3+400 ter med km 5+825 in km 6+013 ni obstoječih občinskih komunalnih vodov.

T.2.4 Projektni pogoji Zavoda za gozdove Slovenije; območna enota Kranj

Zavod za gozdove Slovenije, Območna enota Kranj, je izdal projektne pogoje št.: 3407-12/13 z dne 6.3.2013. V nadaljevanju podajamo povzetek le teh:

1.) Da bi bilo glede na 18. člen Zakona o gozdovih zagotovljeno ohranjanje funkcij gozdov:

- morajo biti objekti ter pripadajoči prometna in zunanja ureditev zgrajeni, postavljeni oz. urejeni tako, da omogočajo gospodarjenje z gozdom in dostopanje do gozdnih zemljišč v zaledju pod enakimi pogoji kot doslej; v nasprotnem primeru morajo biti izdelane projektne rešitve za nadomestne dostope do gozdnega zaledja (na pare. s št. 152/58 v k. o. Dražgoše je v območju zadevnih posegov med km 5+834 in P8 gozdna vlaka, ki se Ue) steka(la) na zadevno cesto);
- v gozdnem prostoru je dopustno posegati le v obsegu, ki ga zahtevajo minimalni tehnični normativi za zadevne objekte in za izvedbo gradnje (delovni pas);
- je obstoječe priključke gozdnih vlak potrebno urediti tako, da elementi omogočajo traktorski privoz (priključek na cesto pod kotom 45 ° ali manj /Pravilnik o gozdnih prometnicah; Uradni list RS, št. 4/09/, minimalni radij zunanjega roba krivine 4 m, vzdolžni nagib do 15 %, urejeni odvodnjavanje, preglednost in po možnosti oz. ob soglasju lastnika zemljišča prostor za občasno skladiščenje gozdnih lesnih proizvodov);

POJASNILO PROJEKTANTA: Vzdolžni nagib priključka gozdne vlake v km 5+851 levo je cca. 30% in ga zaradi poteka obstoječe gozdne vlake in reliefnih značilnosti ni mogoče zmanjšati. Skladno z 28.členom Pravilnika o gozdnih prometnicah je največji dovoljeni podolžni sklon (odvisno od podlage) 40%.

Prevoznost merodajnega vozila (traktor) je omogočena in prikazana na gradbeni situaciji.

- morajo biti drevesa od zgornjega zaobljenega roba odkopnih brežin oddaljena najmanj 3 m;
- mora biti odvodnjavanje telesa zadevne prometnice urejeno tako, da ne bo povzročalo erozije v zaledju (utrjeni odtoki iztočnih glav, utrditev oz. ozelenitev brežin);
- mora izvajalec gradbenih del med gradnjo objektov zavarovati vegetacijo sosednjega gozda in telo prometnic v gozdnem prostoru pred poškodbami;
- je v gozdu prepovedano kuriti, razen na urejenih kuriščih (Uredba o varstvu pred požarom v naravnem okolju; Uradni list RS, št. 4/06);
- se morebitni odvečni odkopni ter gradbeni material, ki bi nastal pri gradnji, ne sme odlagati v gozd; ·
- za vegetacijsko ureditev objektov ni dopustno uporabiti tistih vrst drevnin, ki so prenašalke hruševega ožiga, in tujerodnih invazivnih vrst zeli, da bi se preprečilo širjenje hruševega ožiga in tujerodnih invazivnih vrst v naravno okolje.

2.) Investitor mora prevzeti odgovornost za poškodbe na njegovih objektih ter pripadajočih prometni in zunanji ureditvi, ki bi jih lahko povzročili normalno gospodarjenje s sosednjim gozdom ali tvarine sosednjega gozda ali ujme ter sanacija njihovih posledic, ter odgovornost za posedanje hribine, ki bi bilo posledica zadevnih posegov.

- 3.) Pred posegom v gozd oz. gozdni prostor mora investitor pridobiti soglasje k projektnim rešitvam, ki ga izda Zavod za gozdove Slovenije (21. člen Zakona o gozdovih).
- 4.) Drevje, ki ga bo potrebno posekati zaradi zadevnih posegov v gozdni prostor, se lahko poseka šele po pridobitvi ustreznega dovoljenja za gradnjo. Pred začetkom del se na podlagi dovoljenja za poseg v prostor na terenu jasno označi obseg posega. Drevje za posek označi in evidentira krajevno pristojni delavec Zavoda za gozdove Slovenije (7. odstavek 21. člena Zakona o gozdovih; 1. in 2. člen Pravilnika o izvajanju sečnje, ravnanju s sečnimi ostanki, spravilu in zlaganju gozdnih lesnih sortimentov; Uradni list RS, št. 55/94, 95/04 in 110/08, v nadaljevanju: Pravilnik). Pri poseku in spravilu lesa se mora upoštevati določila Pravilnika in Uredbe o varstvu pred požari v naravnem okolju .
- Pridobljeno je soglasje Zavoda za gozdove Slovenije, št.: 3407-12/13 z dne 12.02.2013.

T.3 SANACIJSKI UKREPI

Glede na rezultate geotehničnih raziskav, geomorfologijo, vrsto in obremenjenost ceste, smo izbrali za trajno zaščito predmetnega odseka ceste in brežine nad njo z izvedbo dveh opornih kamnito betonskih zložb (OZL-1 in OZL-2), dveh podpornih k.b. zložb (PZL-1) in treh podporno-odvodnih kamnito betonskih reber (kontraforji). Pod cesto se izvede podporna sidrana pilotna stena.

Prav tako se izvede zaledni zasip opornih in podporne konstrukcije s prodno peščenimi materiali ter zamenja zgornji ustroj ceste.

Uredi se tudi površinsko in podzemno odvodnjavanje zaledja opornih in podporne konstrukcije, ceste in brežin.

T.3.1 Oporne konstrukcije

V levem robu ceste se pod labilno brežino izvedeta dve oporni kamnito betonski zložbi OZL-1 in OZL-2.

Temeljni deli opornih konstrukcij morajo biti vkopani v preperinski material ali grušč, srednje gostega do gostega sestava, najmanj 1,5 m pod koto asfaltne berme. Dimenzije in kote temeljenja naj se po posameznih odsekih prilagajajo terenskim razmeram.

Izkopi za objekte se v hribini izvajajo vertikalno, v zaglinjenih gruščih pa v naklonu $n = 3:1$ in $2:1$. Izkopi naj se izvajajo in zaključujejo v odsekih (kampadah), dolžine največ po 4 m. Zložba se gradi direktno na zaledno izkopno ploskev, po potrebi pa se izvede zaledni zasip podporne zložbe z gruščnatimi ali prodno peščenimi materiali. Uredi se površinsko in podzemno odvodnjavanje zložbe, brežin in ceste.

Zaščita brežin nad cesto je predvidena z opornimi konstrukcijami na sledečih odsekih:

Tabela: 3

Oporna KB zložba	Stacionaža [km]	Dolžina [m]	Celotna višina [m]	Kota temeljenja [m]
OZL-1	5,820-5,840	21,0	2,16-3,66	904,35 - 906,01
OZL-2	5.860-5.956	108,0	2,16-4,68	906,29 - 912,43

T.3.1.1 Opis tehnologije izvajanja oporne kamnito betonskih zložb (OZL-1 in OZL-2)

Oporne zložbe se bodo lahko izvajale s ceste, zato ni potrebno izvajati delovnega platoja.

Na noranjo ploskev izkopa v naklonu 10:1 se zložba polaga intaktno, zunanje lice pa je pod naklonom 3:1.

Temeljenje se izvede v dobro nosilne in stabilne sloje pobočja, temeljna tla obvezno prevzame geomehanik. Temeljna ploskev je v naklonu 1:10 nagnjena v pobočje.

Dimenzije in kote temeljenja naj se po posameznih zložbah prilagajajo terenskim razmeram.

Pogoj je tudi, da je temeljni del zložbe na zunanji strani (proti cesti) min. 1,50 m globoko pod koto asfaltne koritnice, oziroma min. 0,20 m pod dnom cestne drenaže.

Zaščito temeljnih tal izvedemo z betonom C 16/20 v debelini 20 cm. Vzдолžna drenaža v zaledju zložbe se izvaja istočasno z gradnjo zložbe. Izkop vsake naslednje kampade za temeljni del zložbe se lahko izvaja šele po izvedbi predhodne kampade.

Težnostna kamnito-betonska zložba se izvaja strojno in ročno iz kvalitetnega obstojnega lomljenca (npr. apnenec) premera 30 do 60 cm. Kamni se medsebojno zaklinijo in povežejo z betonom C 20/25. Razmerje kamen:beton je 60 : 40%.

Na čelni strani zložbe se med gradnjo izvedejo fuge iz zglajenega betona.

V oporne zložbe se izvedejo izcednice iz PVC cevi ϕ 80 mm na razdalji 2 m.

V zaledni del zložbe se v dno vgradi drenažna cev DN 160 mm, ki je zaščitena z geotekstilom 120 g/m² in obsipana s filterskim materialom iz enozrnatega drenažnega betona 16 mm.

Iztok drenaže je v revizijski jašek, ki se izvede na nižjem koncu zložbe.

Po doseženi trdnosti zložbe in izvedbi odvodnih elementov se pred in za zložbo po potrebi vgradi nasip iz gruščnatega materiala, katerega se zgosti na nosilnost modula $E_{v2} = 50\text{MPa}$.

T.3.1.2 Podporna kamnito betonska zložba PZL-1

Izvede se nad in pod cestnim prepustom ϕ 120 cm, v km 5,953 (med prečnima profiloma P9 in P10). Dolžini zložb sta 9,60 in 6,80 m.

Uporabljeni materiali pri konstrukcijah OZL-1, OZL-2 in PZL-1

- podložni beton C16/20, debeline 20 cm, XC0
- beton kvalitete C20/25 - 40% betona za povezavo kamnov zložbe, XC4, XD1.
- zmrzlinško odporen lomljenec založbe (60%), premera 30-60 cm.

T.3.2 Podzemno odvodnjavanje brežine nad cesto

V območju labilne brežine nad cesto (med profiloma P4 in P8) je kotanja, kjer se ob večjih nalivih akumulira voda. To povzroča občasno lokalno zamočvirjenost terena, prelivanje vode na cesto in plazenje terena. Nad cesto je viden odlomni rob plazju, v vznožju brežine, v levem robu ceste pa so vidni narivi delno splazelih mas.

Za sanacijo tega območja smo izbrali izvedbo podzemnega odvodnjavanja (drenažni sistem), s katerim bi preusmerili podzemne vode iz območja labilne povrhnjice ter s tem tudi zvišali fizikalne karakteristike labilnega polprostoru.

Izvede se drenažni sistem z izvedbo naslednjih odvodnih vej in elementov:

T.3.2.1 Tri podporno odvodna kamnito-betonska rebra (kontraforji)

- med točkami 1-2, 3-4 in 5-6, v dolžinah 17,78, 9,34 in 17,78 m.

Globina vkopa jarka je od 3,6 do 5,0 m pod koto terena.

V neprepustno dno jarka se položijo drenažne cevi DN 200 mm.

T.3.2.2 Betonski revizijski jaški in odvodnja drenažnih vej

V točkah 1, 3 in 5 se izvedejo revizijski jaški (RJ) iz obbetoniranih betonskih cevi premera 80 cm, z betonskim pokrovom. Višina revizijskih jaškov je 5,0 m. Iz RJ se vode speljejo v cestno odvodnjo.

T.3.2.3 Opis tehnologije izvajanja podporno-odvodnega drenažnega rebra

Pred pričetkom izkopov drenažnih jarkov je potrebno teren izravnati in mestoma odstraniti narinjeni material. Kjer je globina vkopov do in nad 2,5 m je potrebno v prvi fazi izvesti široki odziv zemlje, v širini največ 4 m (na koti terena); izkopne brežine se izvedejo v naklonu 2:1 in 6:1. Vkop drenažnega jarka sega min. 30 cm v neprepustno hribino. Na izravnano dno dren. jarka se v projektiranem padcu položi drenažna cev ustreznega tipa in zaščiti z geotekstilom 200 g/m².

Na geotekstil se vgradi enozrnat drenažni beton granulacije 16 mm, v višini 70 cm nad teme drenažne cevi.

Na tako zaščiteno drenažno cev se izvede kamnito rebro z ročnim in strojnim polaganjem lomljenega kamna premera 20 do 40 cm. Kamni naj se medsebojno povežejo z enozrnatim drenažnim betonom 16 mm.

V rebro se 80% kamna v drenažnem betonu (20%) zloži do višine 2,00 m nad drenažnim betonom, preostala višina se do višine 0,15 m pod koto terena zapolni s kvalitetnim in utrjenim materialom iz izkopa (preperela hribina). Zadnjih 0,15 m se zaplanira s humusom.

Stiki med drenažnimi cevmi se izvedejo s tipskimi spojkami, koleni in revizijskimi jaški.

Tehnologija izvedbe izkopov, kamnitih reber in revizijskih jaškov mora biti organizirana tako, da se izkopi izvajajo in vgrajujejo v dnevno zaključenih odsekih.

Vkopne brežine jarkov je potrebno razpirati. V odprtih, nezaščitene izkopih se delavci ne smejo zadrževati.

Vsa zemeljska dela je potrebno izvajati v točno določenih mejah posega. Obrobja vkopanih jarkov se ne smejo obremenjevati z materialom iz izkopa.

V času gradnje naj se uredi začasna deponija izkopanega materiala, po končani gradnji pa se višek materiala odpelje na urejeno trajno deponijo.

Po izvedenem drenažnem sistemu se celotno obdelovalno območje izravna v naklonih pred nastankom deformacij in zatravi.

Za zasipni material drenažnih jarkov naj se uporabi kvalitetni material iz izkopa (preperela hribina). Kvaliteta mora v vseh pogledih ustrezati veljavnim tehničnim prepisom in standardom.

Vgrajevanje zemljin nasipa naj se vrši po plasteh debeline 30 cm, s tem, da se nosilnost in gostota vsakega vgrajenega sloja preverja s krožno dinamično ploščo in izotopno sondo.

Zasipne zemljine drenažnih jarkov morajo dosegati nosilnost $M_s = 30$ MPa oziroma gostoto 95%

T.3.3 Podporna sidrana pilotna stena (PS-3)

Pri podporni sidrani pilotni steni PS-3 je potrebno smiselno upoštevati TSC 07.202 (Geotehnična sidra).

Podporna konstrukcija je zamišljena kot povezan sistem sidranih AB pilotov premera 1000 mm. V glavah so povezani z AB gredo, širine 120 cm in višine 120 cm. Pilotna stena se izvede pod desnim (SV) robom ceste, od km 5.837,76 do km 5.943. Njena os je 5,50 m oddaljena od osi ceste. Pilotna stena je dolžine 112,0 m, sestavlja jo 70 pilotov premera 1000 mm; izvedeni so v eni ukrivljeni vrsti, medosna razdalja med piloti je 1,6 m.

Dolžina pilotov od dna grede je od 12,0 do 13,0 m, od tega so 3,0 m vpeti v hribino.

Piloti se zabetonirajo 50 cm višje od dna grede, pred izvedbo grede se teh 50 cm odbije, zaradi zamuljenosti betona v glavi pilota.

Glave pilotov se povežejo z AB gredo, v katero se za sidra pod kotom 30° vgradijo PVC cevi premera 160 mm.

V gredo se izvede osem dilatacij s trikotnim strižnim zobom, v dilatacijsko rego se vgradi stiropor debeline 1,5 cm, ki se zaščiti s plastičnim kitom.

Po celotni dolžini grede se pod kotom 30° izvede 30 trajnih geotehničnih sider iz 4 vrvi po 0,6", na medsebojni razdalji 4,0 m, z oznakami S1 do S30.

V gredo naj se na vsaki dilataciji izvedeta dve rezervni sidrišči. Prav tako se po celi gredi predvidijo tri testna sidra z dodatnim pramenom (5 vrvi po 0,6").

T.3.1.1 Faznost izvajanja del za pilotno steno

Sanacija se naj izvaja po naslednjem vrstnem redu:

- Izdelava delovnega platoja in njegova zaščita z zagatnicami, oziroma jeklenimi profili;
- Izdelava pilotov;
- Izkop pod delovni plato pilotov, sekanje glav pilotov, izdelava podbetona pod gredo,
- opažanje, armiranje in betoniranje grede;
- Vgradnja drenaže pod gredo in zasip grede s prodno peščenimi materiali;
- Vgradnja geotehničnih sider;
- Odvodnjavanje in sanacija vozišča;
- Rekultivacija prizadetih površin.

T.3.1.2 Izdelava delovnega platoja za pilotno steno

Delovni plato se izvede na mestu predvidene pilotne stene, v mešanem profilu; njegova širina je 7 m, dolžina pa skupaj z uvoznima rampama 128 m. Za zagotovitev stabilne širine delovnega platoja (nasip) se na zunanjem robu zabijejo zagatnice ali jekleni profili IPE200, dolžine 6 - 9 m, za njimi se založijo močnejši plohi. Po potrebi se na enak način izvede varovanje vkopne brežine proti cesti.

Medosna razdalja med profili zaščite proti cesti je 1 m, za zaščito delovnega platoja pa je 0,5 m. Statični račun varovanja delovnega platoja je viden v poglavju 2.4.5. Geostatična analiza.

Dostop na delovni plato je preko ramp v krajnih prečnih profilih. Delovni plato se izvede na višini, ki je razvidna iz profilov sanacije, vsekakor pa mora biti kota delovnega platoja pilotov 10 cm nad vrhom armaturnih košev.

Delovni plato se stabilizira z vgraditvijo gruščnatega sloja v debelini 0,40 m, uvaljanega na nosilnost modula $E_{v2} = 60$ MPa. Po izvedbi delovnega platoja se izvede točkovna zakoličba pilotov.

Izkopani material iz vrtin za pilote je potrebno deponirati tako, da ne ogroža že tako slabe stabilnosti brežine.

Po izvedbi grede preko pilotov je potrebno izvesti delovni plato za izvedbo sider. Ta se v širini 3,50 m izvede nekoliko nižje od delovnega platoja za pilote.

Po izvedbi sidranja se nasip delovnega platoja odstrani in izvede rekultivacija brežine pod pilotno steno.

T.3.1.3 Tehnologija izvedbe pilotov in vezne grede

Piloti se izvedejo iz betona C30/37; XC2; armirani so z armaturo B500B.

Zaščitni sloj betona pri gredi je 5 cm, pri pilotih pa 9 cm.

Piloti so vpeti v osnovno hribino min. 3,0 m; točno koto dna pilota določi geotehnični nadzor.

Izkope naj spremlja geotehnik in poda točne globine ter s tem omogoči smotrno naročanje armaturnih košev.

Po izkopu vrtine se vgradi armaturni koš, nato se pilot zabetonira s kontraktorjem.

Po izdelavi pilotov se delovni plato zniža na plato za izdelavo grede. Nato se glave pilotov odsekajo in položi podbeton C16/20 v debelini 5 cm. Na podložni beton se veže armatura in postavi opaz za gredo in parapetni zid.

Za sidra se pod kotom 30° v gredo vgradijo PVC cevi premera 160 mm.

Dilatacijski stik (9 dilatacij) med kampadami se izvede s trikotnim strižnim zobom. Greda in parapetni zid se zabetonirata s črpalko z betonom C30/37;XD3;XF4.

Na obeh koncih vezne grede naj se za boljšo vklopitev v teren izvede kamnito - betonska pozidava (60% kamna/40% betona). Večji kosi kamna naj se vgradijo tudi med pilote-proti cesti, od kote spodnjega roba grede do globine najmanj 1 m (da preprečimo prehod zalednih zemljin skozi pilotno steno).

Po zabetoniranju in dosežni trdnosti betona grede se vgradi zaledni zasip iz prodno peščenega materiala. Vgrajevanje in komprimacija se izvaja po plasteh debeline 30 cm; zemljine zasipa naj bodo zgoščene na vrednost modula $E_{v2} = 50$ MPa.

T.3.1.4 Izvedba trajnih geotehničnih sider

Po celotni dolžini grede se pod kotom 30° izvede 36 trajnih geotehničnih sider iz 4 vrvi po 0,6", na medsebojni razdalji 3,0 m, z oznakami S1 do S30.

Proste dolžine sider so od 12,00 do 13,00 m, vezni del sidra $L_v = 10,0$ m.

Sidra se zaklinijo pri sili prednapenjanja $P_o = 330$ kN (31% mejne sile $P_{tk} = 1062$ kN).

Dolžine posameznih sider so vidne v tabeli na vzdolžnem prerezu PS-3 (priloga št. 13).

Projektirane dolžine sider so torej naslednje:

* sidra S1 do S30 so dolžine 21,0 in 22,0 m + 1 m za napenjanje.

Pri vseh sidrih je vezni del dolžine $L_v = 10,0$ m.

Potrebna kakovost jekla $\sigma = 1570/1770$ MPa.

Sidra morajo ustrezati zahtevam SIA 191/195.

Vrvi so v prostem delu zaščitene z antikorozijsko mastjo in oblečene s PE cevjo. V veznem delu so vrvi gole in niso namaščene.

Za injektiranje in odzračevanje posebej veznega in posebej prostega dela sidra se uporabijo gladke PE cevke.

Injekcijsko maso sestavljajo:

- Cement PC 45,
- Voda – vodocement faktor 0,45 in
- Dodatek za nabrekanje (ikaton ali drugo) – 0,3 % na količino cementa.

Injekcijska masa mora po 28 dneh doseči srednjo vrednost tlačne trdnosti C30/37.

- **Sidrišče**; sestavljajo ga:
 - Betonska konstrukcija C30/37,
 - Armatura za prevzem cepilnih sil (sestavni del sidra),
 - Jeklena podložna plošča, ki se vgradi med podložno sidrno ploščo in pločevino konusa, ki je sestavni del protikorozijske zaščite,
 - Jeklena zaščitna kapa z protikorozijsko mastjo. Vmesni prostor med konusom in jekleno cevjo, kot tudi območje sidrne glave, je treba v celoti napolniti z injekcijsko maso.
 - **Napenjanje in preizkušanje sider**; izvajalec mora preveriti nosilnost sider s celovitim preizkusom napenjanja na številu, ki je enako vsaj 10 % vseh sider.
- Preostala sidra morajo biti preverjena z enostavnim preizkusom napenjanja.
- Na konstrukciji se izvedejo minimalno 3 kontrolne meritve.

Napenjanje sider izvaja po ustreznem elaboratu strokovno usposobljena ustanova z atestiranimi sredstvi in materiali.

K napenjanju sider se lahko pristopi 8 dni po vgradnji (75% trdnosti), oziroma 20 dni po betoniranju grede.

- **Vzdrževanje sider**; za vsak sidrani objekt je potrebno na osnovi varnostnega plana in plana uporabe, kot tudi na osnovi spoznanj, dobljenih med izvedbo, v skladu s Priporočilom SIA 169 pripraviti naslednje dokumente: navodila za uporabo, plan kontrole, plan vzdrževanja. Ti dokumenti spadajo skupaj z ostalimi k tistim aktom, ki jih je potrebno predati lastniku objekta.
- **Plan vzdrževanja sider mora upoštevati:**
določila iz Priporočil SIA 169,
k navedenim priporočilom spada tudi vzdrževanje merilnih naprav,
obnavljanje antikorozijske zaščite glav sider, vključno s sidrnimi ploščami, obnavljanje tesnil in zaščitnih premazov na kapah.

Podrobnejši opis vzdrževanja sider je viden v poglavju 2.4.5. Geostatična analiza.

V gredo naj se na vsako dilatacijo izvedeta dve rezervni sidrišči. Prav tako se po celi gredi predvidijo tri testna sidra z dodatnim pramenom (5 vrvi po 0,6").

Uporabljeni materiali pri sidrani pilotni steni PS-3

- podložni beton vezno gredo C16/20, debeline 5 cm, XC0.
- črpn beton pilotov kvalitete C30/37. Razred izpostavljenosti je skladno s EN 206-1: XC2.
- črpn beton grede C30/37, XC4, XD3, XF4.
- armatura pilotov in grede B500B.
- sidra 30 kosov dolžine 21 in 22 m + dolžina za napenjanje.
- injekcijska masa C30/37 + 0,3% dodatka za nabrekanje.

T.3.2 Statični račun podporne in opornih konstrukcij

Načrti in statični računi so izdelani na podlagi pravil EN 1992 - EC2 in EC3.

Pri dimenzioniranju konstrukcij je bila poleg lastne in stalne teže konstrukcije upoštevana prometna obtežba po SIST EN 1991-2-2004, obtežni primer LM 1 (po DIN SLW 600).

Pri statičnih računih so upoštevane geofizikalne karakteristike iz tabele št. 1 in iz povratnih stabilnostnih analiz. Statični račun za sidrano pilotno steno je izdelan s programom PLAXIS 2D, za oporne zložbe pa s programom GEO5. Vhodni podatki in rezultati so vidni v poglavju 2.4.5 – Geostatična analiza.

Analizirali smo tudi stabilnost varovalne konstrukcije za delovni plato za izvedbo pilotov.

Geostatični račun je izveden za stanje pri odmikanju dela pobočja pod cesto oziroma pilotno steno (Glej izračun s PLAXIS–om na strani 7).

Obtežbe:

Podporna konstrukcija

- Lastna teža konstrukcije: 25 kN/m³.
- Vpliv zaledne zemljine - aktivni pritisk (zasipni material $\phi = 34^\circ$, $\gamma = 20$ kN/m³).
- Prometna obtežba:
- vertikalna obtežba pas širine 3,0 m 33,33 kN/m²
- horizontalna točkovna obtežba (udarec vozila – 100 kN/45°, upoštevani raznos na dolžino ene kampade dolžine 5,0 m) = 7,5 kNm/m + 10 kN/m

T.3.3 Opaži

Za AB konstrukcije je potrebno uporabiti ustrezne dvostranske vezane opaže.

Vse vidne površine je izvajati z gladkimi in kvalitetnimi predfabriciranimi opaži, ki zagotavljajo estetski izgled konstrukcije. Opaž je potrebno ustrezno pritrditi, tako, da ne pride do deformacij med betoniranjem in vibriranjem.

Pred betoniranjem je potrebno vgraditi potrebne elemente sidrišča in razcepnno armaturo.

Na mestih za sidra se med armaturo grede vgradijo kovinski ali PVC konusi.

Robovi betonskih konstrukcij morajo biti posneti pod kotom 45 stopinj (3 cm).

Pri višjih konstrukcijah si potrebne delovne odrede prilagodi izvajalec del.

T.3.4 Beton in armatura

Betonska dela so razdeljena v naslednje faze:

- podložni beton C16/20, debeline 5 cm pod gredo pilotne stene.
- črpni beton pilotov je kvalitete 30/37, XC2.
- črpni beton grede je kvalitete C30/37. Razred izpostavljenosti je skladno s SIST EN 1992-1-1 XD3 in XF4.

Pilotna stena je armirana z B500B, zaščitni sloj betona znaša 9 cm (piloti) in 5 cm (greda).

Pri betoniranju ene kampade (med dilatacijami) ne sme biti prekinitev.

T.3.5 Zemeljska dela in zasipi konstrukcij

Vsa zemeljska dela je potrebno izvajati v točno določenih mejah posega. V času gradnje je potrebno urediti začasno deponijo izkopnega materiala, po končani gradnji pa se višek materiala odpelje na urejeno trajno deponijo. V času gradnje je poskrbeti za sprotno odvažanje zemljinskih materialov.

Po doseženi trdnosti podpornih in opornih konstrukcij ter vgraditvi elementov odvodnje se lahko vgradi zaledni zasip.

Za zasipni material se lahko uporabljajo prodno peščeni ali lomljeni materiali (grušč), katerih kvaliteta mora v vseh pogledih ustrezati veljavnim tehničnim predpisom in standardom.

Vgrajevanje zemljin zasipa naj se vrši po plasteh debeline 30 cm, s tem, da se nosilnost in gostota vsakega vgrajenega sloja preverja s krožno ploščo in izotopno sondo.

Zasipni materiali za zidovi mora biti utrjen na vrednost modula $E_{v2} = 50$ MPa.

Po izvršenih podpornih in opornih konstrukcijah je potrebno delovne platoje odstraniti, brežine pa ustrezno splanirati, utrditi, humusirati in zatraviti.

T.4 ANALIZA GLOBALNE STABILNOSTI SANACIJE (Povzeto iz GG poročila)

V Geološko geotehničnem št. 20-2C-III/19 je bila preverjena globalna stabilnost saniranega stanja plazu. V obdelanem kritičnem profilu plazu P-6 je upoštevana stabilizacija z oporno kamnito - betonsko zložbo v notranjem (levem) robu ceste in s sidrano pilotno steno pod desnim robom ceste.

Tabela 4: Stabilnost saniranega stanjaProfil P-6

Profil	F	Strižni kot [°]	VODA	DRSINA
P-6	4,11	23	DA	pod oporno zložbo
P-6	3,58	23	DA	nad oporno zložbo
P-6	3,72	23	DA	globalna stabilnost
P-6	1,88	23	DA	nad oporno zložbo
P-6	1,82	23	DA	globalna stabilnost
P-6	1,34	23	DA	globalna stabilnost
P-6	2,07	23	DA	globalna stabilnost
P-6	1,30	23	DA	nad in pod oporno zložbo

Rezultati stabilnostnih analiz:

Globalna stabilnost omočenega stanja $F = 3,72$.

T.5 OBNOVA VOZIŠČA PO IZVEDENI SANACIJI PLAZU

Iz Načrta obnove vozišča (2.2 Načrt obnove vozišča št. 20.2A-III/19) povzemamo:

T.5.1 Elementi osi v prečnem profilu**- normalni prečni profil:**

- vozišče 2 x 2,00 m	= 4,00 m
- asf. koritnica desno	= 0,50 m
- asf. koritnica levo	= 0,50 m
- berma levo	= 0,65 m
- robni venec	= 0,90 m

SKUPAJ	= 6,55 m
--------	----------

Normalni prečni profil je 6,55 m, z razširitvami v krivini za srečanje dveh osebnih vozil, s pregledno bermo pod notranjo brežino.

Srednja prometna obremenitev: $T_{20} = 2,9 \times 10^5$ prehodov NOO 100 kN.

Voziščna konstrukcija je zgrajena iz naslednjih plasti materialov:

Vrsta materiala	Debelina plasti (h) [cm]	Faktor ekvivalentnosti materiala (a)	Debelinski indeks (d) [cm]
bitumenski beton AC11surf B 70/100 A4Z2	$h_1 = 4 \text{ cm}$	$a_1 = 0.42$	$d_1 = 1.68 \text{ cm}$
bituminiziran drobljenec AC22 base B70/100 A4	$h_2 = 7.0 \text{ cm}$	$a_2 = 0.35$	$d_2 = 2.10 \text{ cm}$
TD 0 – 32	$h_3 = 30.0 \text{ cm}$	$a_3 = 0.14$	$d_3 = 4.20 \text{ cm}$
KG 0 – 63	$h_4 = 50.0 \text{ cm}$		
Geotekstil 400 g/m ²			
SKUPAJ	$h = 90 \text{ cm}$		$D = 7.98 \text{ cm}$ ($D_{\text{potr}} = 6.98 \text{ cm}$)

T.5.2 Ureditev prometa, tehnologija in pogoji gradnje

Dela se bodo odvijala pri popolni zaporu ceste (obvoz). Na osnovi ustreznega elaborata je potrebno urediti ustrezno prometno signalizacijo. Izvajalec del je dolžan v največji možni meri dela izvajati mehanizirano, izbor mehanizacije pa podrediti tehnološkim in kvalitnim zahtevam ter terenskim zmožnostim.

T.5.3 Obstoječi komunalni vodi:

Ceste v območju predvidenega posega ne prečka noben podzemni vod.

T.5.4 Rušitve

V okviru projekta so načrtovane rušitve obstoječih vtočnih jaškov in prepustov. Odstrani se tudi obstoječi zgornji ustroj ceste.

T.5.5 Poseg na zemljiško pravne zadeve

Je opisan v KATASTRSKEM ELABORATU.

T.6 ZAKLJUČKI

Lega in opis vseh objektov zaščite in sanacije je vidna v grafičnih prilogah.

Predlagamo, da se zaradi zagotovitve boljše prevoznosti v prvi fazi izvedejo sanacijska dela na levi brežini nad cesto.

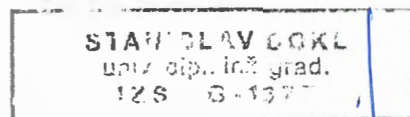
V drugi fazi zemeljskih del se lahko prične z izvedbo podporne konstrukcije.

Vsa dela morajo izvajati strokovno usposobljene in pooblašene osebe z upoštevanjem vseh varnostnih predpisov. Med gradnjo je zagotoviti varno odvijanje prometa.

Vsa dela je izvajati ob stalnem strokovnem in geotehničnem nadzoru, v primeru nejasnosti ali odstopanj od projekta je obvestiti nadzornega inženirja ali projektanta.

Sestavil:

Stanislav Dokl, univ.dipl.inž.grad.



2.4.5 GEOSTATIČNA ANALIZA

1123	0005.00	004.2162	T.1.2	
-------------	----------------	-----------------	--------------	--

2.4.5.1 STATIČNI RAČUN SIDRANE PILOTNE STENE

Za namen preveritve predlagane rešitve je bil izveden kontrolni izračun izvedbe enkrat sidrane pilotne stene v P6, piloti imajo premer 1,0 m, na medosnem razmiku 1,6 m, štiri vrvna sidra so na medosnem razmiku 4,0 m, prednapeta na silo $P_0 = 330$ kN. Trajna geotehnična sidra so kvalitete $f_{tk} = 1770$ MPa.

V preglednicah 1 do 4 so podani vhodni podatki za elemente v uporabljenem programu Plaxis2D. Za zemljine in hribine je bil upoštevan Mohr-Coulombov material, za pilote elastični element plate.

Preglednica 5 podaja notranje statične količine v pilotih in sidrih, preglednica 6 pa podatke o sidrih.

Na slikah od 1 do 8 pa podajamo nekatere rezultate elastoplastičnih analiz.

Upoštevana prometna obtežba:

za cesto $300 \text{ kN}/(6,0 \text{ m} \times 3,0 \text{ m}) = 16.667 \text{ kPa}$ ($\times (1.5/1.35)$) [$p = 18,52 \text{ kPa}$]

Preglednica 1: Geomehanski parametri za zemljine in hribine.

ID	Name	Type	γ_{unsat}	γ_{sat}	k_x	k_y	ν	E_{ref}
			[kN/m ³]	[kN/m ³]	[m/day]	[m/day]	[-]	[kPa]
1	Grušč 1	Drained	21	21	0	0	0,3	15000
2	Hribina	Drained	22	22	0	0	0,2	70000
3	Grušč 2	Drained	21	21	0	0	0,3	15000
4	Grušč 3	Drained	21	21	0	0	0,3	15000
5	Grušč 0	Drained	21	21	0	0	0,3	15000
6	Grušč -1	Drained	21	21	0	0	0,3	15000

Preglednica 1 (nadaljevanje): Geomehanski parametri za zemljine in hribine.

ID	Name	Type	c_{ref}	ϕ	ψ	E_{incr}	c_{incr}	y_{ref}	T_{strength}	R_{inter}
			[kPa]	[°]	[°]	[kN/m ³]	[kN/m ³]	[m]	[kPa]	[-]
1	Grušč 1	Drained	1	23	0	0	0	0	0	1
2	Hribina	Drained	30	36	0	0	0	0	0	1
3	Grušč 2	Drained	1	24	0	0	0	0	0	1
4	Grušč 3	Drained	1	25	0	0	0	0	0	1
5	Grušč 0	Drained	1	22	0	0	0	0	0	1
6	Grušč -1	Drained	0,1	22	0	0	0	0	0	1

Preglednica 2: Parametri za pilot - plate.

ID	Name	Type	EA	EI	w	ν	M_p	N_p
			[kN/m]	[kNm ² /m]	[kN/m ²]	[-]	[kNm/m]	[kN/m]
1	Pilot fi100	Elastic	16198837	1012427	4	0,2	1,00E+15	1,00E+15

Preglednica 3: Parametri za sidro - geogrid.

ID	Name	EA	$ F_{\text{max,comp}} $	$ F_{\text{max,tens}} $
		[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]
1	prosti del sidra	30000	2,00E+14	2,00E+14

Preglednica 4: Parametri za sidro - anchor.

ID	Name	Type	EA	Np
			[kN/m]	[kN/m]
1	vezni del sidra	Elastic	30000	1,00E+10

Preglednica 5: Notranje statične količine v podpornem zidu in pilotih v P6.

Izračun / piloti	Mmax [kNm/m]	Vmax [kNm/m]	Mmax [kNm/pilot]	Vmax [kN/pilot]	Amax [kN]	umax [mm]
PP2 MSU (F = 1,0)	61,57	64,01	98,51	102,42	329,92	2,35
PP2 MSN (* 1,35)	83,12	86,41	132,99	138,26	445,39	-
PP3 (mobilizirane vrednosti karakteristik - c'-φ' redukcija, γ = 1,25)	534,51	429,91	855,22	687,86	455,60	23,72
PP2 MSU (F = 1,0) - odmik zemljine pred pilotno steno	723,33	435,61	1157,33	696,98	586,40	37,88

* Izračun stabilnosti pod steno

Izbrana upogibna armatura je 20 Ø 26, $A_{s,dej} = 106,19 \text{ cm}^2$. $> A_{s,pot} = 100,70 \text{ cm}^2$:
 $m_{dej} = 1,35 \%$

Izbrana strižna armatura je Ø 10 na 10 cm, $A_{sw,dej} = 1,571 \text{ cm}^2 > A_{sw,pot} = 1,231 \text{ cm}^2$

Preglednica 6: Parametri za sidra.

f _{0,1k}	f _{tk}	1 vrv	vrvi	A	P _{0,1k}	P _{tk}	P _{0min} 0,3×P _{tk}	P _{0max} 0,6×P _{tk}	P _{p max} 0,65×P _{tk}	P _{p max} 0,75×P _{tk}	P _{pv max} 0,85×P _{tk}
[MPa]	[MPa]	[mm ²]	[kos]	[mm ²]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]
1570	1770	150	4	600	942	1062	283	565	612	707	801
1570	1770	150	5	750	1178	1328	353	707	765	883	1001

$A_{max} = 586,40 \text{ kN} < P_{max} = 690 \text{ kN}$

Upogibna in strižna nosilnost krožnih prereзовPozicija: P6, piloti ϕ 100 cm / e = 1.60 m

Notranje statične količine:

			N_d [kN]	0,0	Cylinder/cube	τ_{Rd} [MPa]	f_{ct} [MPa]
	ϕ [cm]	100	M_d [kNm]	1157,3	C12/15	0,18	12
Δ [cm] =	ϕ' [cm]	80	V_{sd} [kN]	697,0	C16/20	0,22	16
	A_c' [cm ²]	5027	beton		C20/25	0,26	20
	A_c' [m ²]	0,503	f_{ct} [MPa]	30	C25/30	0,30	25
	$2/3 A$ [m ²]	0,335	τ_{Rd} [MPa]	0,34	C30/37	0,34	30
	a [m]	0,579	jeklo - vzdolžna arm.		C35/45	0,37	35
			f_y [MPa]	500	C40/50	0,41	40
			jeklo - spirale		C45/55	0,44	45
			f_{yw} [MPa]	500	C50/60	0,48	50

$\delta=a/d=0.10$	$A_{s,potr}$ [cm ²]	100,70	20 fi 26, e=13cm	$A_{s,dej}$ [cm ²]	106,19
	$A_{sw,potr}$ [cm ²]	1,23	fi 10 / 10 cm	$A_{sw,dej}$ [cm ²]	1,57

	N = 0 !!!	$\alpha =$	0,85	
	UPOGIB		25,6	
γ_c	1,5 f_{cd} [MPa]	17,00		f_{ct} [MPa]
γ_s	1,15 f_{yd} [MPa]	434,78		f_y [MPa]
	$\delta=a/d$	0,10		
	izračunana n_u	0,000		
	m_u	0,169		
	odčitani μ_{opr}	0,512	enačba za N=0 !!!	
	izračunani μ	2,00%		
max	33 kosov	20		
pri ϕ	26 ϕ [mm]	26		e=13cm

$$n_u = \frac{N_d}{A_c \cdot f_{cd}}$$

$$m_u = \frac{M_d}{A_c \cdot d \cdot f_{cd}}$$

$$\mu = \mu_o \cdot \frac{f_{cd}}{f_y}$$

STRIG	
f_{ywd} [MPa]	434,78
s [m]	0,100
ϕ_s [mm]	10
$A_{sw,dej}$ [cm ²]	1,571
izračunani $A_{sw,potr}$ [cm ²]	1,231

$$v = 0.7 - \frac{f_{ct}}{200} \geq 0.5$$

$$A_{sw} = \frac{V_{Rd3} \cdot s}{z \cdot f_{ywd} \cdot \cot \Theta} \geq \frac{V_{sd} \cdot s}{0.9 \cdot z \cdot f_{ywd} \cdot \cot \Theta}$$

$$k = |1.6 - d| \geq 1$$

$$\rho_1 = \frac{A_{s1}}{b_w \cdot d} \leq 0.02$$

$$V_{Rd1} = [\tau_{Rd} \cdot k \cdot (1.2 + 40 \cdot \rho_1) + 0.15 \cdot \sigma_{cp}] \cdot b_w \cdot d$$

$$V_{Rd2} = 0.5 \cdot v \cdot f_{ct} \cdot b_w \cdot z$$

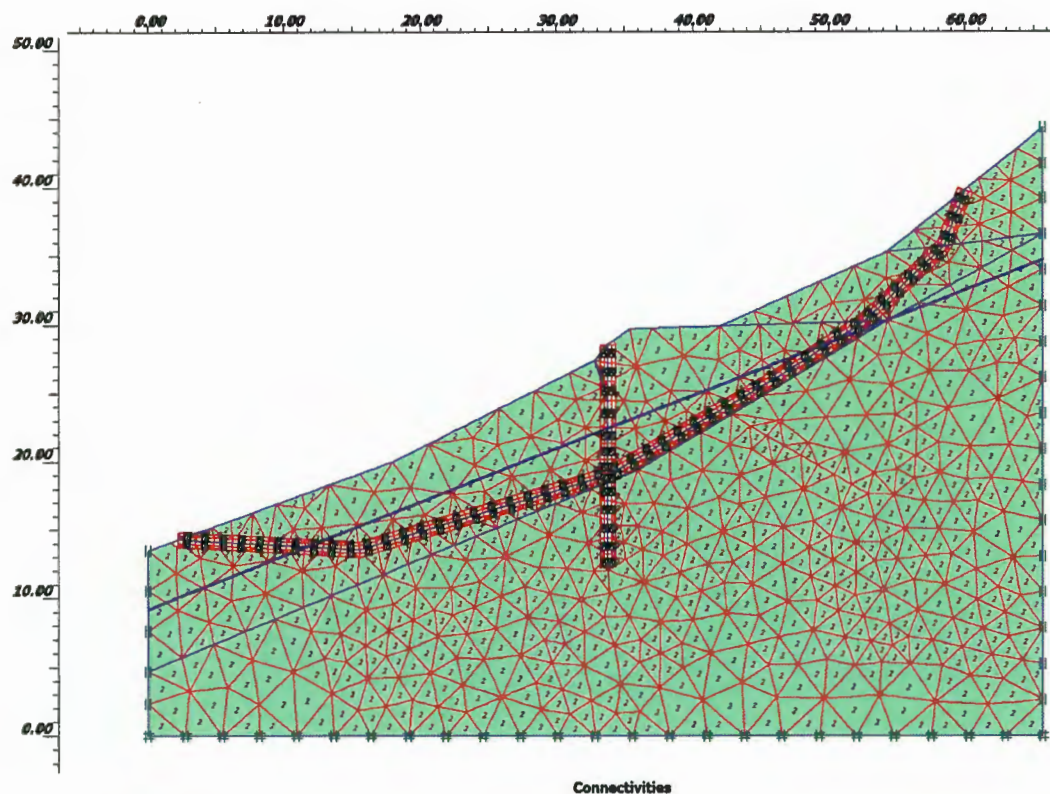
$$V_{Rd2} = \frac{b_w \cdot z \cdot v \cdot f_{ct}}{\cot \Theta + \tan \Theta}$$

$V_{sd} >$	V_{Rd1} [kN]	224 beton in vzd.arm.
$V_{sd} = <$	V_{Rd2} [kN]	1462 ni loma po betonu
$V_{sd} = <$	V_{Rd3} [kN]	699 strižna armatura

$$V_{Rd3} = \alpha_k \cdot \frac{A_{sw}}{s} \cdot z \cdot f_{ywd} \cdot \cot \Theta$$

$$T_d = \frac{|M_{sd}|}{z} + \frac{1}{2} |V_{sd}| (\cot \Theta - \cot \alpha)$$

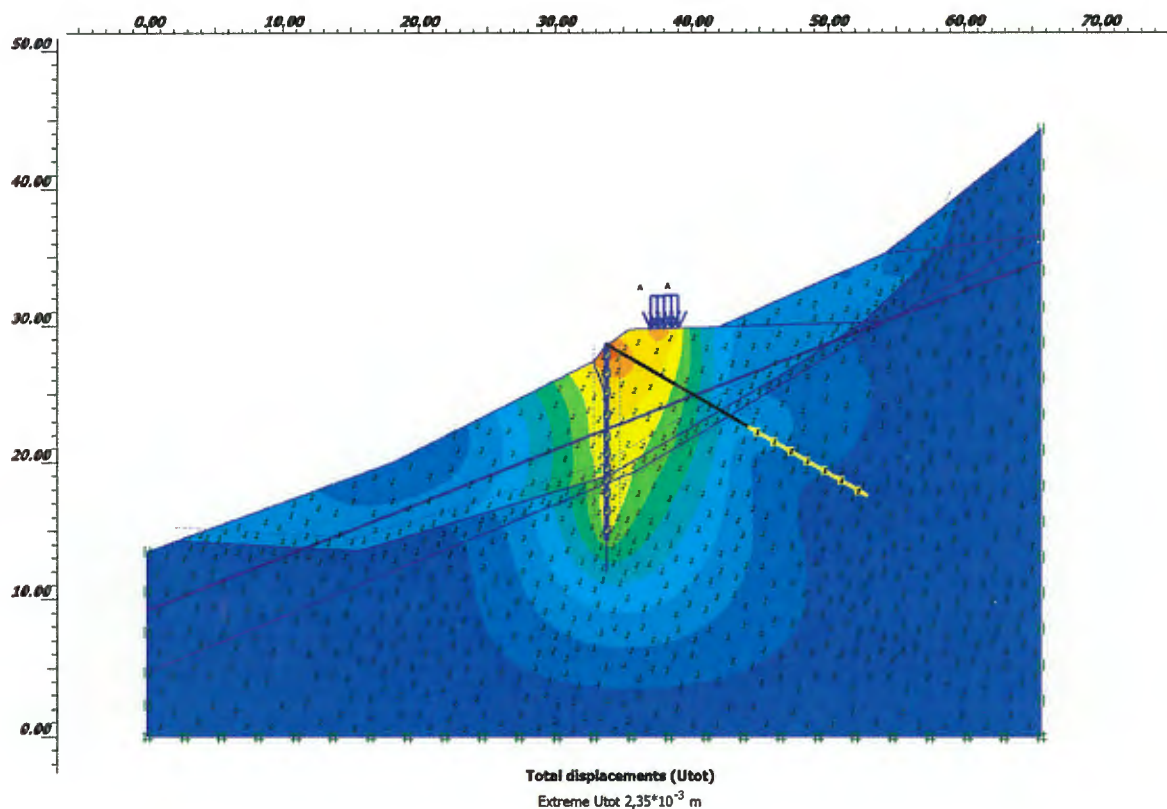
	$\alpha_{k,min}$ [-]	
T_d [kN]	3093	
$T_{d,dej}$ [kN]	4617	



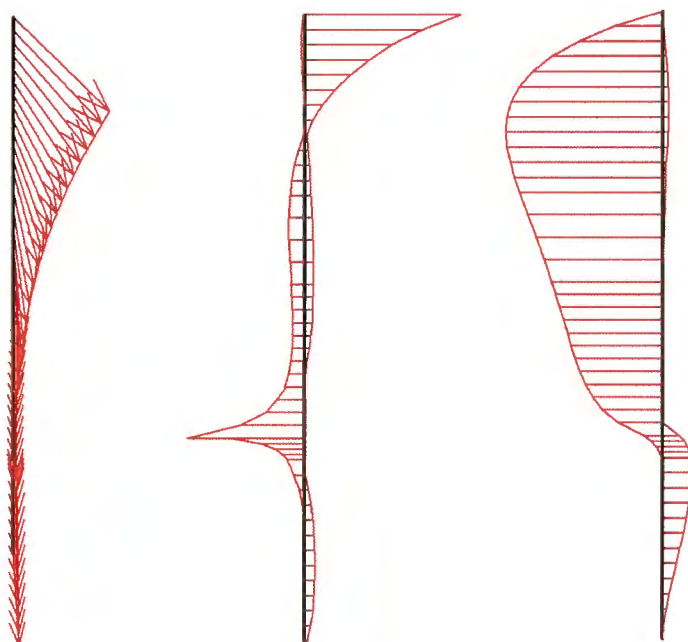
Slika 1: Mreža končnih elementov z materiali za P6.

Identification	Phase no.	Start from	Calculation	Loading input	Time	Water	Fir
Initial phase	0	0	N/A	N/A	0,00 ...	0	0
✓ Začetno stanje	1	0	Plastic analysis	Staged construction	0,00 ...	0	1
✓ Aktivacija drsine	2	1	Plastic analysis	Staged construction	0,00 ...	2	49
✓ $gM=1,09$	3	2	Phi/c reduction	Incremental multipliers	0,00 ...	2	59
✓ Dvig vode za 1.0 m	4	2	Plastic analysis	Staged construction	0,00 ...	4	40
✓ $gM=1,05$	5	4	Phi/c reduction	Incremental multipliers	0,00 ...	4	41
✓ Piloti in sidra	6	4	Plastic analysis	Staged construction	0,00 ...	6	51
✓ Sidra $P0=330$ kN	7	6	Plastic analysis	Staged construction	0,00 ...	7	51
✓ $p=18,52$ kPa	8	7	Plastic analysis	Total multipliers	0,00 ...	7	51
✗ $gM=1,28$	9	8	Phi/c reduction	Incremental multipliers	0,00 ...	7	51
✓ Odstranitev pod steno	10	8	Plastic analysis	Staged construction	0,00 ...	10	54

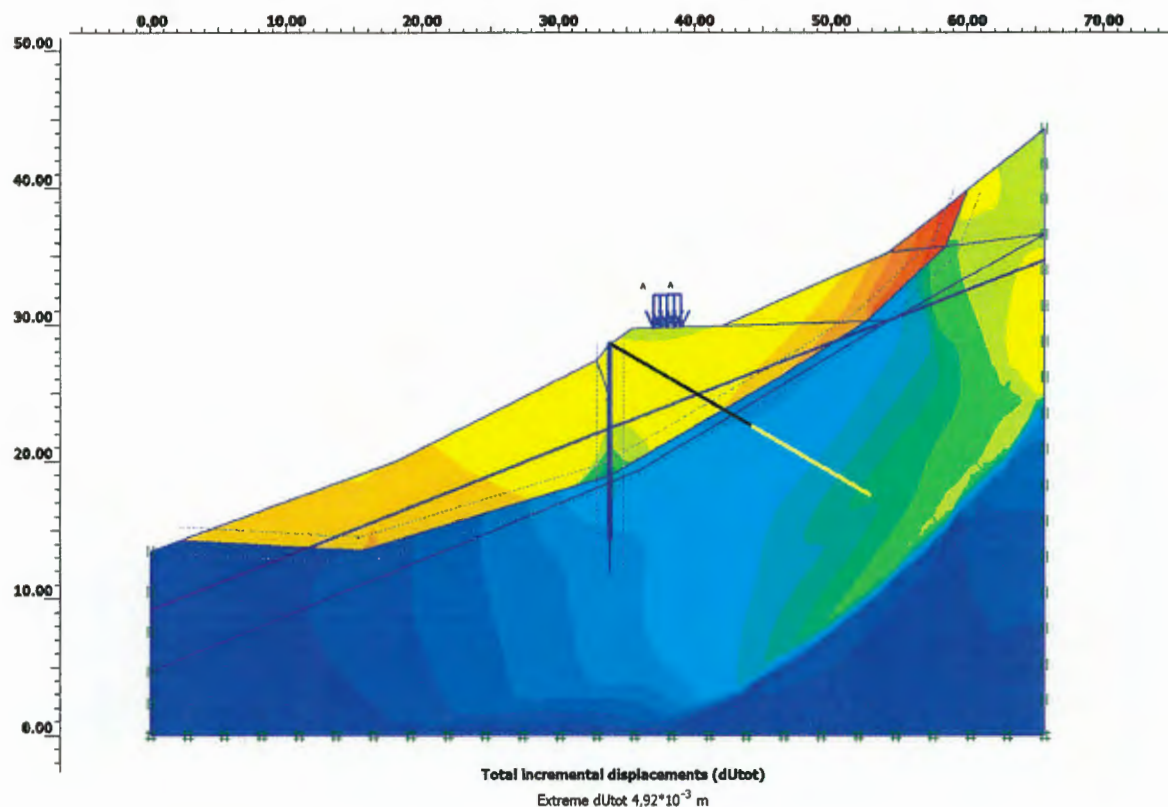
Slika 2: Računske faze za P6.



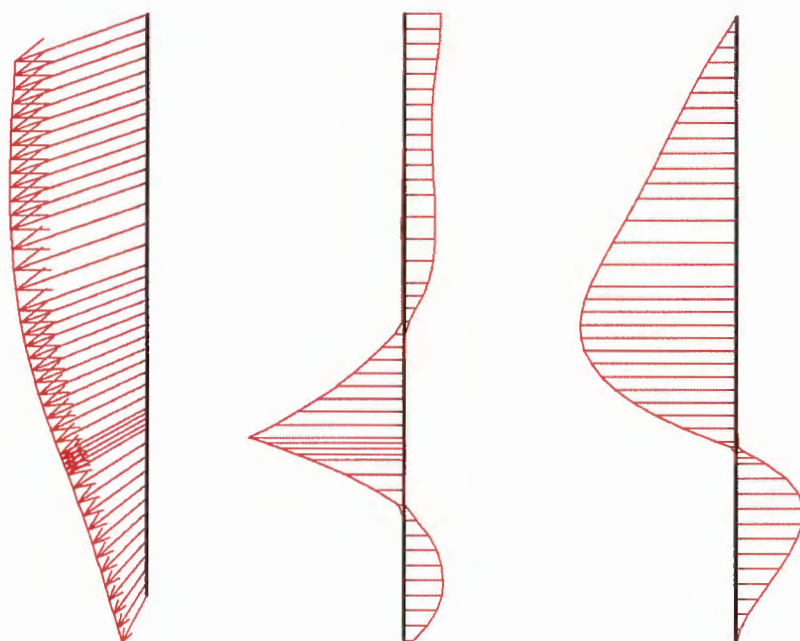
Slika 3: Pomiki po končani izvedbi podporne konstrukcije in upoštevanju prometne obtežbe. Maksimalni pomik podporne konstrukcije je enak $u_{max} = 2,35 \text{ mm}$.



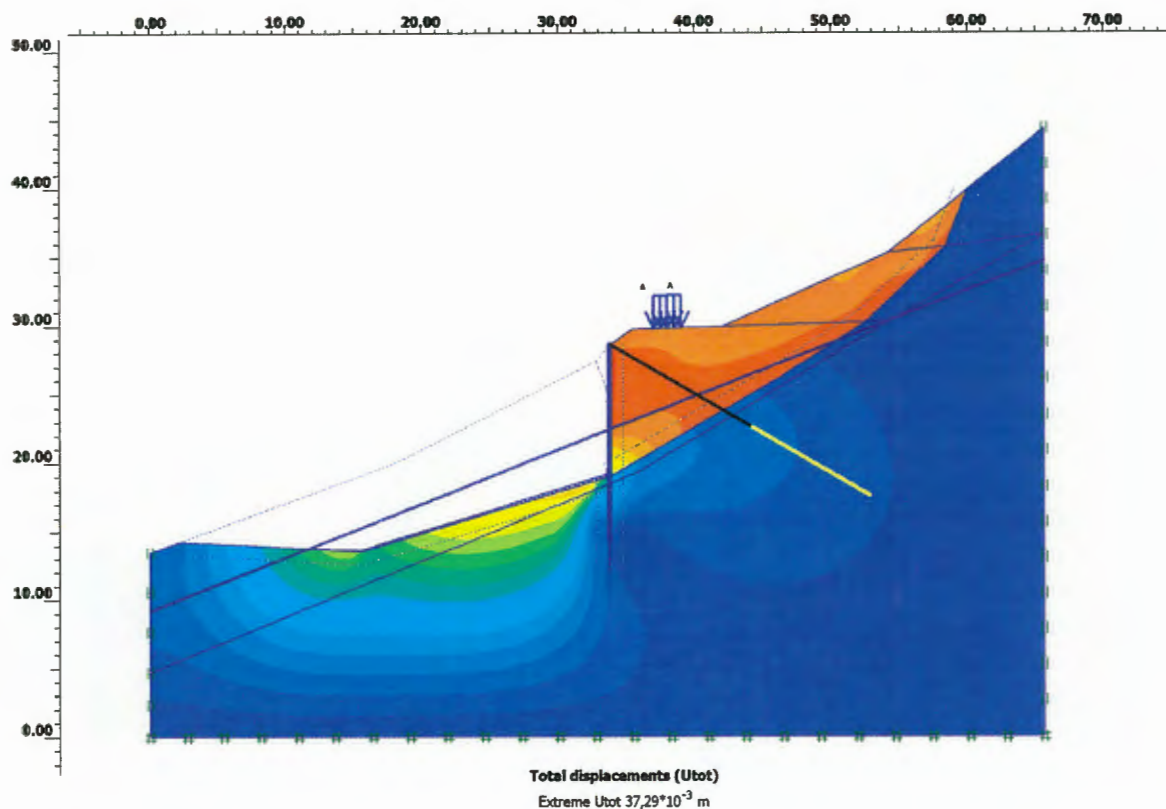
Slika 4: Piloti: pomiki ($u_{max} = 2,35 \text{ mm}$), prečne sile ($V_{max} = 138,26 \text{ kN/pilot}$) in upogibni momenti ($M_{max} = 132,99 \text{ kNm/pilot}$), osna sila v sidru ($A_{max} = 445,39 \text{ kN/sidro}$) po končani izvedbi podporne konstrukcije in obremenitvijo s prometom. Vrednosti NSK že upoštevajo $\gamma_M = 1,35$ (MSU)



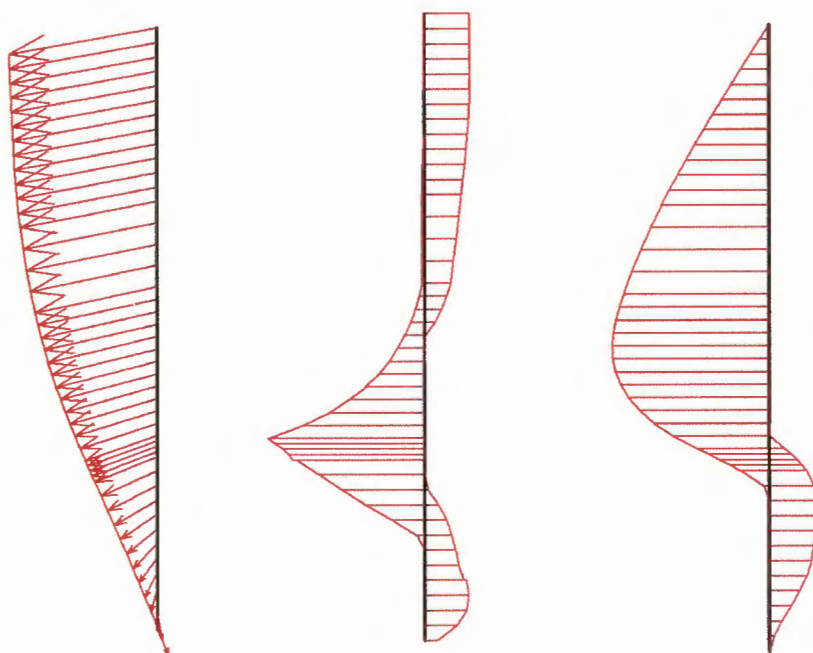
Slika 5: Skupni fazni pomiki po končani izvedbi podporne konstrukcije in upoštevanju prometne obtežbe, za varnost 1,28. Maksimalni pomik podporne konstrukcije je enak $u_{max} = 23,72$ mm.



Slika 6: Piloti: pomiki ($u_{max} = 23,72$ mm), prečne sile ($V_{max} = 687,86$ kN/pilot) in upogibni momenti ($M_{max} = 855,22$ kNm/pilot), osna sila v sidru ($A_{max} = 455,60$ kN/sidro) po končani izvedbi podporne konstrukcije in obremenitvijo s prometom. ($\gamma_M = 1,28$) (MSN)



Slika 7: Pomiki po končani izvedbi podporne konstrukcije in upoštevanju prometne obtežbe ter odstranitvijo zemljine pod steno (MSN). Maksimalni pomik podporne konstrukcije je enak $u_{max} = 37,29 \text{ mm}$.

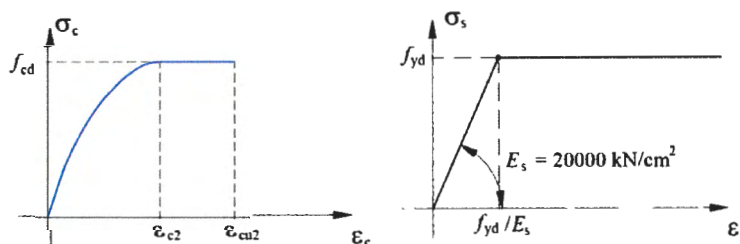


Slika 8: Piloti: pomiki ($u_{max} = 37,29 \text{ mm}$), prečne sile ($V_{max} = 696,98 \text{ kN/pilot}$) in upogibni momenti ($M_{max} = 1157,33 \text{ kNm/pilot}$), osna sila v sidru ($A_{max} = 586,40 \text{ kN/sidro}$) po končani izvedbi podporne konstrukcije in obremenitvijo s prometom ter odstranitvijo zemljine pod steno (MSN)

Dimenzioniranje grede

$$b / h = 120 \text{ cm} / 120 \text{ cm}$$

$$d = 110 \text{ cm}$$



Uporabljeni materiali:

Beton C25/30:

$$f_{ck} = 2,5 \text{ kN/cm}^2, f_{ctm} = 0,26 \text{ kN/cm}^2; f_{cd} = f_{ck} / \gamma_c = 1,67 \text{ kN/cm}^2; \epsilon_{c2} = 2,0 \text{ ‰};$$

$$\epsilon_{cu2} = 3,5 \text{ ‰}$$

Armatura B500B (rebraste armaturne palice):

$$f_{yk} = 50 \text{ kN/cm}^2, E_s = 20000 \text{ kN/cm}^2; f_{yd} = f_{yk} / \gamma_s = 43,5 \text{ kN/cm}^2$$

Minimalna armatura

$$A_{s,min} = 0,26 \cdot b \cdot d \cdot f_{ctm} / f_{yk} = 0,6 \cdot 120 \cdot 92 \cdot 2,9 / 500 = 16,65 \text{ cm}^2 - \text{merodajno}$$

$$A_{s,min} = 0,0013 \cdot b \cdot d = 0,0013 \cdot 120 \cdot 92 = 14,35 \text{ cm}^2$$

Maksimalna armatura

$$A_{s,max} = 0,04 \cdot b \cdot d = 0,04 \cdot 120 \cdot 92 = 441,6 \text{ cm}^2 - \text{merodajno}$$

Projektne vrednosti notranjih statičnih količin:

Maksimalna osna sila $P_{max} = 1001 \text{ kN}$

$$\text{Poprečna obtežba za gredo: } q_{max} = \frac{P_{max}}{h \cdot e} = \frac{1001}{1,2 \cdot 4,0} = 208,54 \text{ kN/m}^2$$

$$\text{Projektni upogibni moment: } M_{Ed} = \frac{q_{max} \cdot e^2}{10} = \frac{208,54 \cdot 4,0^2}{10} = 333,67 \text{ kNm}$$

$$\text{Projektna prečna sila: } V_{Ed} = \frac{2 \cdot q_{max} \cdot e}{3} = \frac{2 \cdot 208,54 \cdot 4,0}{3} = 667,33 \text{ kN}$$

Uporabimo tabelo za dimenzioniranje pravokotnega prečnega prereza na osno-upogibno obremenitev:

$$k_h = \frac{M_{Ed}}{f_{cd} \cdot b \cdot h^2} = \frac{33367}{1,67 \cdot 120 \cdot 85^2} = 0,023$$

$$A_s = k_s \cdot \frac{M_{Ed}}{h \cdot f_{cd}} + \frac{N_{Ed}}{f_{cd}} = 1,033 \cdot \frac{33367}{85 \cdot 1,67} = 9,32 \text{ cm}^2 < A_{s,min} = 16,65 \text{ cm}^2$$

Izbrana upogibna armatura je 6 Ø 20, $A_{s,dej} = 18,18 \text{ cm}^2 > A_{s,pot} = 16,65 \text{ cm}^2$

Strižna armatura

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

$$V_{Rd,c} = 1462,06 \text{ kN} > V_{Ed} = 667,33 \text{ kN}$$

$$\rho_{w,min} = 0,08 \cdot \frac{\sqrt{f_{ck}}}{f_{yd}} = 0,08 \cdot \frac{\sqrt{25}}{500} = 0,0008 \rightarrow A_{s,min} = 0,96 \text{ cm}^2$$

Izbrana strižna armatura je Ø 14 na 20 cm, $A_{sw,dej} = 3,079 \text{ cm}^2 > A_{sw,min} = 0,96 \text{ cm}^2$

Razpoke:**Dimenzioniranje na mejno stanje uporabnosti**

Izračun razpok PILOT

	$M_{max} =$	1157,328 kNm
	$N_{prip} =$	0 kN
$E_c =$	30,5 GPa	$f_{ck} =$ 25 MPa
$\alpha =$	0,85	$f_{ctm} =$ 2,9 MPa
$E_s =$	200 GPa	$f_{yk} =$ 500 MPa
$\gamma_c =$	1,5	$f_{cd} =$ 14,17 MPa
$\gamma_s =$	1,15	$f_{yd} =$ 434,78 MPa
	$h =$	100 cm
	$d =$	90 cm
	$b =$	100 cm
	$I_y =$	4908738,5 cm ⁴
Dejanska armatura:	kosov	20
	$\phi =$	26 mm
	$A_{s,dej} =$	106,19 cm ²
Računska širina razpoke:	$W_k =$	0,1233 mm
	$\beta =$	1,7
Srednja dilatacija za ustrezno kombinacijo obremenitve:	$\varepsilon_{sm} =$	
	$\beta_2 =$	0,5
	$\beta_1 =$	1
Čisti upogib, faza I:	$\varepsilon_{sm} =$	0,000652
Dejanska napetost v tegnjeni armaturi:	$\sigma_s =$	13,46 kN/cm ²
Odpornost zgornjega vlakna:	$W_c =$	98174,77 cm ³
Moment v trenutku nastanka prve razpoke:	$M_I =$	284,71 kNm
Površina tegnjene cone betona:	$A_{ct,ef} =$	2500 cm ²
Odstotek armiranja (glede na tegnjeno cono betona):	$\rho_r =$	0,042
	$k_1 =$	0,8
	$k_2 =$	0,5
Srednja razdalja med razpokami:	$s_{rm} =$	111,21 mm

Dimenzioniranje na mejno stanje uporabnosti

Izračun razpok GREDA

	$M_{\max} =$	289,25 kNm
	$N_{\text{prip}} =$	0 kN
$E_c =$	30,5 GPa	$f_{ct} =$ 25 MPa
$\alpha =$	0,85	$f_{ctm} =$ 2,9 MPa
$E_s =$	200 GPa	$f_{yk} =$ 500 MPa
$\gamma_c =$	1,5	$f_{cd} =$ 14,17 MPa
$\gamma_s =$	1,15	$f_{yd} =$ 434,78 MPa
	$h =$	92 cm
	$d =$	85 cm
	$b =$	120 cm
	$I_y =$	7786880 cm ⁴
Dejanska armatura:	kosov	12
	$\phi =$	20 mm
	$A_{s,dej} =$	37,70 cm ²
Računska širina razpoke:	$W_k =$	-0,0606 mm
	$\beta =$	1,7
Srednja dilatacija za ustrezno kombinacijo obremenitve:	$\varepsilon_{sm} =$	
	$\beta_2 =$	0,5
	$\beta_1 =$	1
Čisti upogib, faza I:	$\varepsilon_{sm} =$	-0,000221
Dejanska napetost v tegnjeni armaturi:	$\sigma_s =$	10,03 kN/cm ²
Odpornost zgornjega vlakna:	$W_c =$	169280,00 cm ³
Moment v trenutku nastanka prve razpoke:	$M_I =$	490,91 kNm
Površina tegnjene cone betona:	$A_{ct,ef} =$	2100 cm ²
Odstotek armiranja (glede na tegnjeno cono betona):	$\rho_r =$	0,018
	$k_1 =$	0,8
	$k_2 =$	0,5
Srednja razdalja med razpokami:	$s_{rm} =$	161,41 mm

Gravity wall analysis

Input data

Project

Task : Rudno 3
 Part : P-1
 Description : OZL-1
 Customer : RS MI
 Author : GEOING d.o.o.
 Date : 10/11/2021

Settings

Slovenia - EN 1997

Materials and standards

Concrete structures : EN 1992-1-1 (EC2)
 Coefficients EN 1992-1-1 : standard
 Masonry (stone) wall : EN 1996-1-1 (EC6)

Wall analysis

Active earth pressure calculation : Coulomb
 Passive earth pressure calculation : Caquot-Kerisel
 Earthquake analysis : Mononobe-Okabe
 Shape of earth wedge : Calculate as skew
 Allowable eccentricity : 0,333
 Verification methodology : according to EN 1997
 Design approach : 2 - reduction of actions and resistances

Partial factors on actions (A)			
Permanent design situation			
		Unfavourable	Favourable
Permanent actions :	$\gamma_G =$	1,35 [-]	1,00 [-]
Variable actions :	$\gamma_Q =$	1,50 [-]	0,00 [-]
Water load :	$\gamma_w =$	1,35 [-]	

Partial factors for resistances (R)			
Permanent design situation			
Partial factor on overturning :	$\gamma_{Rv} =$	1,40 [-]	
Partial factor on sliding resistance :	$\gamma_{Rh} =$	1,10 [-]	
Partial factor on bearing capacity :	$\gamma_{Re} =$	1,40 [-]	

Partial factors for variable actions			
Permanent design situation			
Factor for combination value :	$\psi_0 =$	0,70 [-]	
Factor for frequent value :	$\psi_1 =$	0,50 [-]	
Factor for quasi-permanent value :	$\psi_2 =$	0,30 [-]	

Material of structure

Unit weight $\gamma = 23,00 \text{ kN/m}^3$
 Masonry : Category I
 Mortar origin : Prescribed mortar
 Masonry strength $f_b = 2,00 \text{ MPa}$
 Mortar strength $f_m = 2,50 \text{ MPa}$

ParametersCompressive strength $f_k = 0,96$ MPaShear strength $f_{vko} = 0,10$ MPaFlexural tensile strength $f_{xk} = 0,05$ MPaPartial factor $\gamma_M = 2,20$ **Geometry of structure**

No.	Coordinate X [m]	Depth Z [m]
1	0,00	0,00
2	0,00	0,05
3	-0,48	3,91
4	-2,15	3,70
5	-2,15	3,50
6	-0,80	0,00

The origin [0,0] is located at the most upper right point of the wall.

Wall section area = 4,93 m².**Basic soil parameters**

No.	Name	Pattern	φ_{ef} [°]	c_{ef} [kPa]	γ [kN/m ³]	γ_{su} [kN/m ³]	δ [°]
1	Grušč		23,00	1,00	20,00	10,00	23,00

All soils are considered as cohesionless for at rest pressure analysis.

Soil parameters**Grušč**Unit weight : $\gamma = 20,00$ kN/m³

Stress-state : effective

Angle of internal friction : $\varphi_{ef} = 23,00$ °Cohesion of soil : $c_{ef} = 1,00$ kPaAngle of friction struc.-soil : $\delta = 23,00$ °

Soil : cohesionless

Saturated unit weight : $\gamma_{sat} = 20,00$ kN/m³**Geological profile and assigned soils**

No.	Thickness of layer t [m]	Depth z [m]	Assigned soil	Pattern
1		- 0,00 .. ∞	Grušč	

Foundation

Type of foundation : soil from geological profile

Terrain profile

Terrain behind construction has the slope 1: 2,90 (slope angle is 19,00 °).

Water influence

Ground water table is located below the structure.

Resistance on front face of the structure

Resistance on front face of the structure: at rest

Soil on front face of the structure - Grušč

Soil thickness in front of structure $h = 1,70$ m

Terrain in front of structure is flat.

Settings of the stage of construction

Design situation : permanent

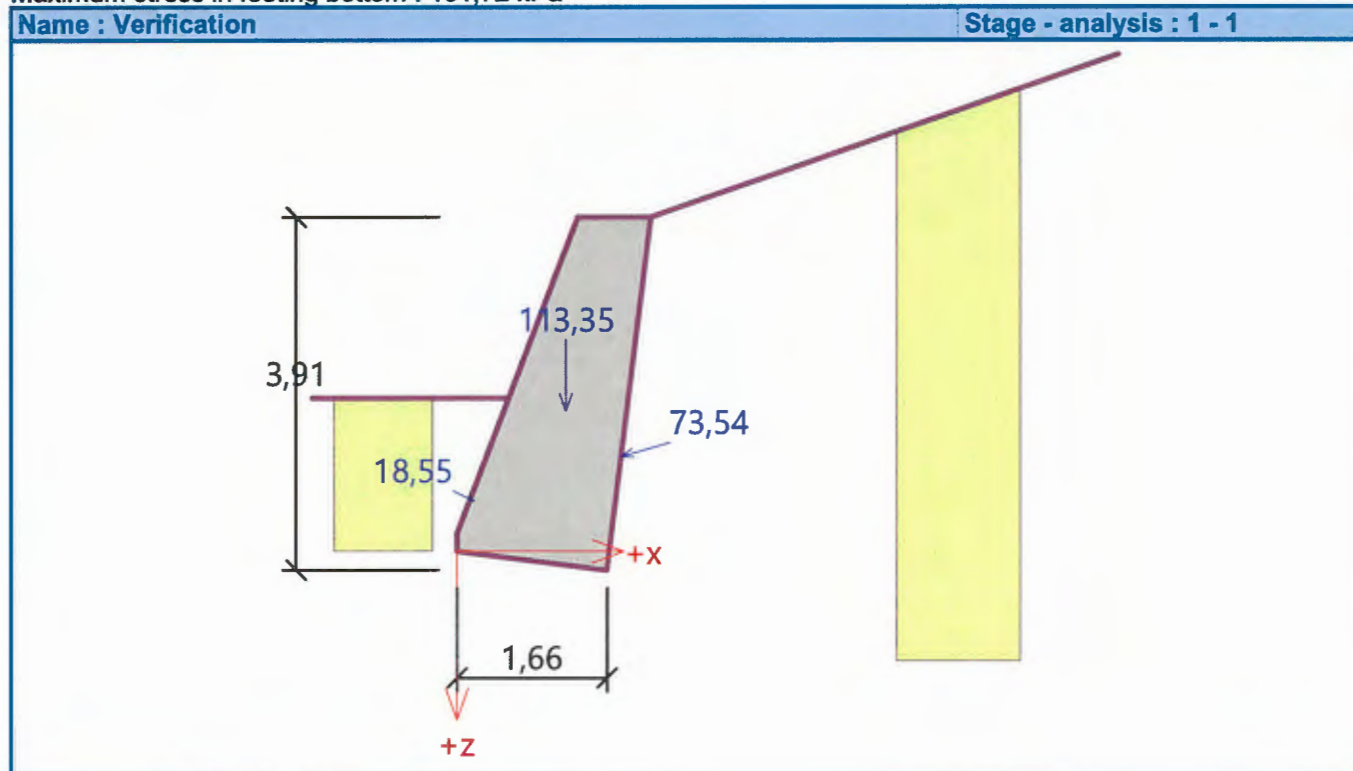
The wall is free to move. Active earth pressure is therefore assumed.

Verification No. 1**Forces acting on construction**

Name	F_{hor} [kN/m]	App.Pt. z [m]	F_{vert} [kN/m]	App.Pt. x [m]	Coeff. overturn.	Coeff. sliding	Coeff. stress
Weight - wall	0,00	-1,56	113,35	1,22	1,000	1,000	1,350
FF resistance	-16,69	-0,56	8,08	0,19	1,000	1,000	1,350
Active pressure	70,74	-1,05	20,12	1,82	1,350	1,350	1,350

Verification of complete wall**Check for overturning stability**Resisting moment $M_{res} = 135,02$ kNm/mOverturning moment $M_{ovr} = 91,34$ kNm/m**Wall for overturning is SATISFACTORY****Check for slip**Resisting horizontal force $H_{res} = 61,79$ kN/mActive horizontal force $H_{act} = 59,77$ kN/m**Wall for slip is SATISFACTORY****Overall check - WALL is SATISFACTORY**

Maximum stress in footing bottom : 131,72 kPa

**Bearing capacity of foundation soil**

Design load acting at the center of footing bottom

No.	Moment [kNm/m]	Norm. force [kN/m]	Shear Force [kN/m]	Eccentricity [-]	Stress [kPa]
1	16,76	198,65	47,76	0,051	131,72
2	34,12	157,21	58,70	0,130	126,50

Service load acting at the center of footing bottom

No.	Moment [kNm/m]	Norm. force [kN/m]	Shear Force [kN/m]
1	12,41	147,15	35,38

Verification of foundation soil

Stress in the footing bottom : trapezoid

Eccentricity verification

Max. eccentricity of normal force $e = 0,130$

Maximum allowable eccentricity $e_{alw} = 0,333$

Eccentricity of the normal force is SATISFACTORY

Verification of bearing capacity

Bearing capacity of foundation soil $R = 300,00 \text{ kPa}$

Partial factor on bearing capacity $\gamma_{Rv} = 1,40$

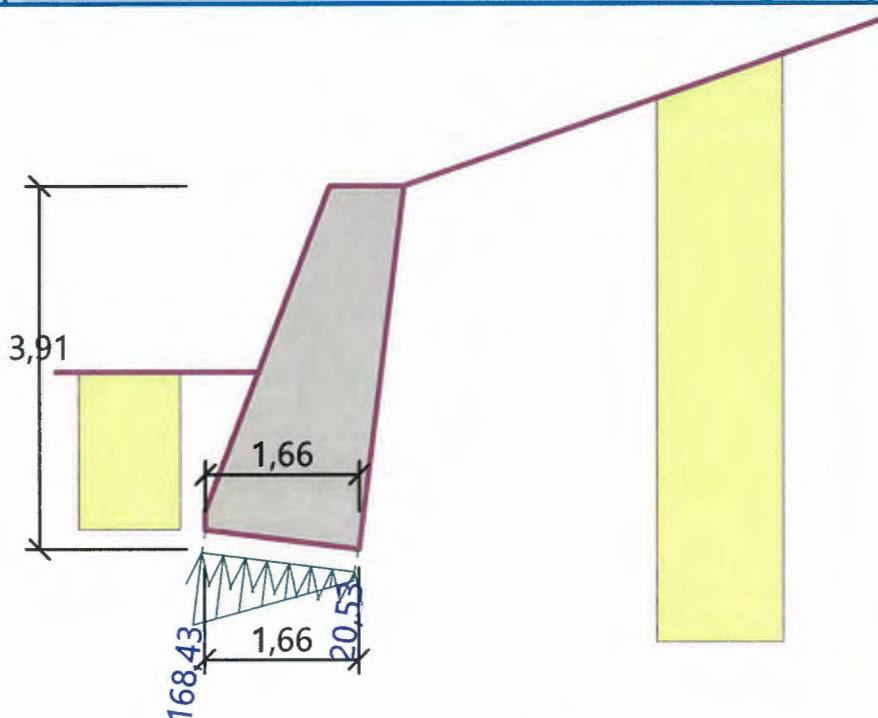
Max. stress at footing bottom $\sigma = 168,43 \text{ kPa}$

Bearing capacity of foundation soil $R_d = 214,29 \text{ kPa}$

Bearing capacity of foundation soil is SATISFACTORY

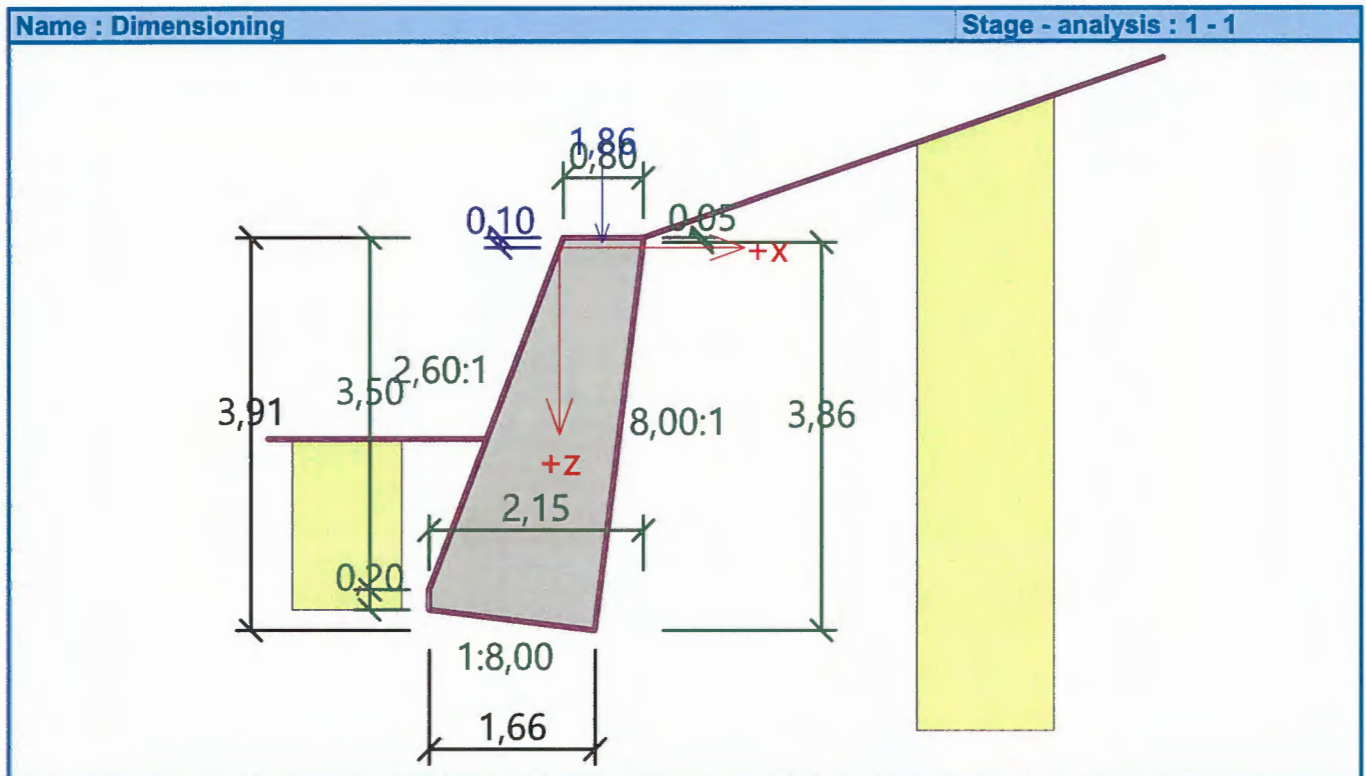
Overall verification - bearing capacity of found. soil is SATISFACTORY

Name : Bearing cap. Stage - analysis : 1 - -1



Dimensioning No. 1**Forces acting on construction**

Name	F_{hor} [kN/m]	App.Pt. z [m]	F_{vert} [kN/m]	App.Pt. x [m]	Coeff. moment	Coeff. norm.force	Coeff. shear for.
Weight - wall	0,00	-0,05	1,86	0,43	1,000	1,000	1,000
Active pressure	0,00	-0,10	0,00	0,84	1,000	1,000	1,000

Wall check at the construction joint 0,10 m from the wall crestCross-section depth $h = 0,83$ mUltimate compressive force $N_{Rd} = 353,63$ kN/m $> 1,86$ kN/m $= N_{Ed}$ Ultimate moment $M_{Rd} = 0,77$ kNm/m $> 0,02$ kNm/m $= M_{Ed}$ **Cross-section bearing capacity is SATISFACTORY**

Gravity wall analysis

Input data

Project

Task : Rudno 3
 Part : P-5
 Description : OZL-2
 Customer : RS MI
 Author : GEOING d.o.o.
 Date : 10/11/2021

Settings

Slovenia - EN 1997

Materials and standards

Concrete structures : EN 1992-1-1 (EC2)
 Coefficients EN 1992-1-1 : standard
 Masonry (stone) wall : EN 1996-1-1 (EC6)

Wall analysis

Active earth pressure calculation : Coulomb
 Passive earth pressure calculation : Caquot-Kerisel
 Earthquake analysis : Mononobe-Okabe
 Shape of earth wedge : Calculate as skew
 Allowable eccentricity : 0,333
 Verification methodology : according to EN 1997
 Design approach : 2 - reduction of actions and resistances

Partial factors on actions (A)			
Permanent design situation			
		Unfavourable	Favourable
Permanent actions :	$\gamma_G =$	1,35 [-]	1,00 [-]
Variable actions :	$\gamma_Q =$	1,50 [-]	0,00 [-]
Water load :	$\gamma_w =$	1,35 [-]	

Partial factors for resistances (R)			
Permanent design situation			
Partial factor on overturning :	$\gamma_{Rv} =$	1,40 [-]	
Partial factor on sliding resistance :	$\gamma_{Rh} =$	1,10 [-]	
Partial factor on bearing capacity :	$\gamma_{Re} =$	1,40 [-]	

Partial factors for variable actions			
Permanent design situation			
Factor for combination value :	$\psi_0 =$	0,70 [-]	
Factor for frequent value :	$\psi_1 =$	0,50 [-]	
Factor for quasi-permanent value :	$\psi_2 =$	0,30 [-]	

Material of structure

Unit weight $\gamma = 23,00 \text{ kN/m}^3$
 Masonry : Category I
 Mortar origin : Prescribed mortar
 Masonry strength $f_b = 2,00 \text{ MPa}$
 Mortar strength $f_m = 2,50 \text{ MPa}$

Parameters

Compressive strength $f_k = 0,96$ MPa
 Shear strength $f_{vko} = 0,10$ MPa
 Flexural tensile strength $f_{xk} = 0,05$ MPa
 Partial factor $\gamma_M = 2,20$

Geometry of structure

No.	Coordinate X [m]	Depth Z [m]
1	0,00	0,00
2	0,00	3,60
3	-0,01	4,70
4	-2,05	4,50
5	-2,05	3,60
6	-2,00	3,60
7	-0,80	0,00

The origin [0,0] is located at the most upper right point of the wall.

Wall section area = 7,09 m².

Basic soil parameters

No.	Name	Pattern	φ_{ef} [°]	c_{ef} [kPa]	γ [kN/m ³]	γ_{su} [kN/m ³]	δ [°]
1	Grušč		23,00	1,00	20,00	10,00	23,00

All soils are considered as cohesionless for at rest pressure analysis.

Soil parameters**Grušč**

Unit weight : $\gamma = 20,00$ kN/m³
 Stress-state : effective
 Angle of internal friction : $\varphi_{ef} = 23,00$ °
 Cohesion of soil : $c_{ef} = 1,00$ kPa
 Angle of friction struc.-soil : $\delta = 23,00$ °
 Soil : cohesionless
 Saturated unit weight : $\gamma_{sat} = 20,00$ kN/m³

Geological profile and assigned soils

No.	Thickness of layer t [m]	Depth z [m]	Assigned soil	Pattern
1		- 0,00 .. ∞	Grušč	

Foundation

Type of foundation : soil from geological profile

Terrain profile

Terrain behind construction has the slope 1: 2,90 (slope angle is 19,00 °).

Water influence

Ground water table is located below the structure.

Resistance on front face of the structure

Resistance on front face of the structure: at rest

Soil on front face of the structure - Grušč

Soil thickness in front of structure $h = 2,50$ m

Terrain in front of structure is flat.

Settings of the stage of construction

Design situation : permanent

The wall is free to move. Active earth pressure is therefore assumed.

Verification No. 1

Forces acting on construction

Name	F_{hor} [kN/m]	App.Pt. z [m]	F_{vert} [kN/m]	App.Pt. x [m]	Coeff. overtur.	Coeff. sliding	Coeff. stress
Weight - wall	0,00	-1,85	163,05	1,23	1,000	1,000	1,350
FF resistance	-37,26	-0,82	8,14	0,23	1,000	1,000	1,350
Active pressure	116,35	-1,33	48,81	2,05	1,350	1,350	1,350

Verification of complete wall

Check for overturning stability

Resisting moment $M_{res} = 241,51$ kNm/m

Overturning moment $M_{ovr} = 179,04$ kNm/m

Wall for overturning is **SATISFACTORY**

Check for slip

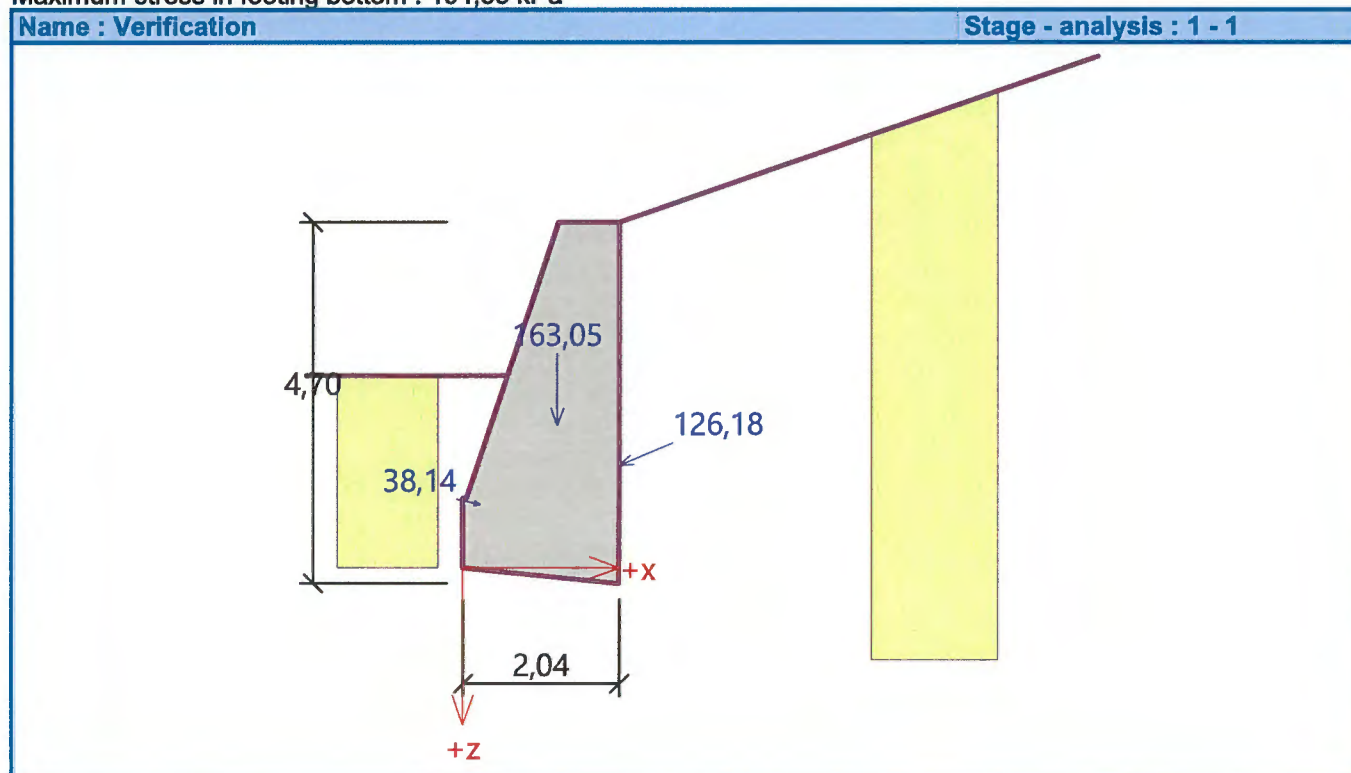
Resisting horizontal force $H_{res} = 96,80$ kN/m

Active horizontal force $H_{act} = 95,63$ kN/m

Wall for slip is **SATISFACTORY**

Overall check - **WALL is SATISFACTORY**

Maximum stress in footing bottom : 194,55 kPa



Bearing capacity of foundation soil

Design load acting at the center of footing bottom

No.	Moment [kNm/m]	Norm. force [kN/m]	Shear Force [kN/m]	Eccentricity [-]	Stress [kPa]
1	72,78	306,15	75,78	0,117	194,55
2	94,84	247,83	94,56	0,188	193,05

Service load acting at the center of footing bottom

No.	Moment [kNm/m]	Norm. force [kN/m]	Shear Force [kN/m]
1	53,91	226,78	56,14

Verification of foundation soil

Stress in the footing bottom : trapezoid

Eccentricity verification

Max. eccentricity of normal force $e = 0,188$

Maximum allowable eccentricity $e_{alw} = 0,333$

Eccentricity of the normal force is SATISFACTORY

Verification of bearing capacity

Bearing capacity of foundation soil $R = 370,00 \text{ kPa}$

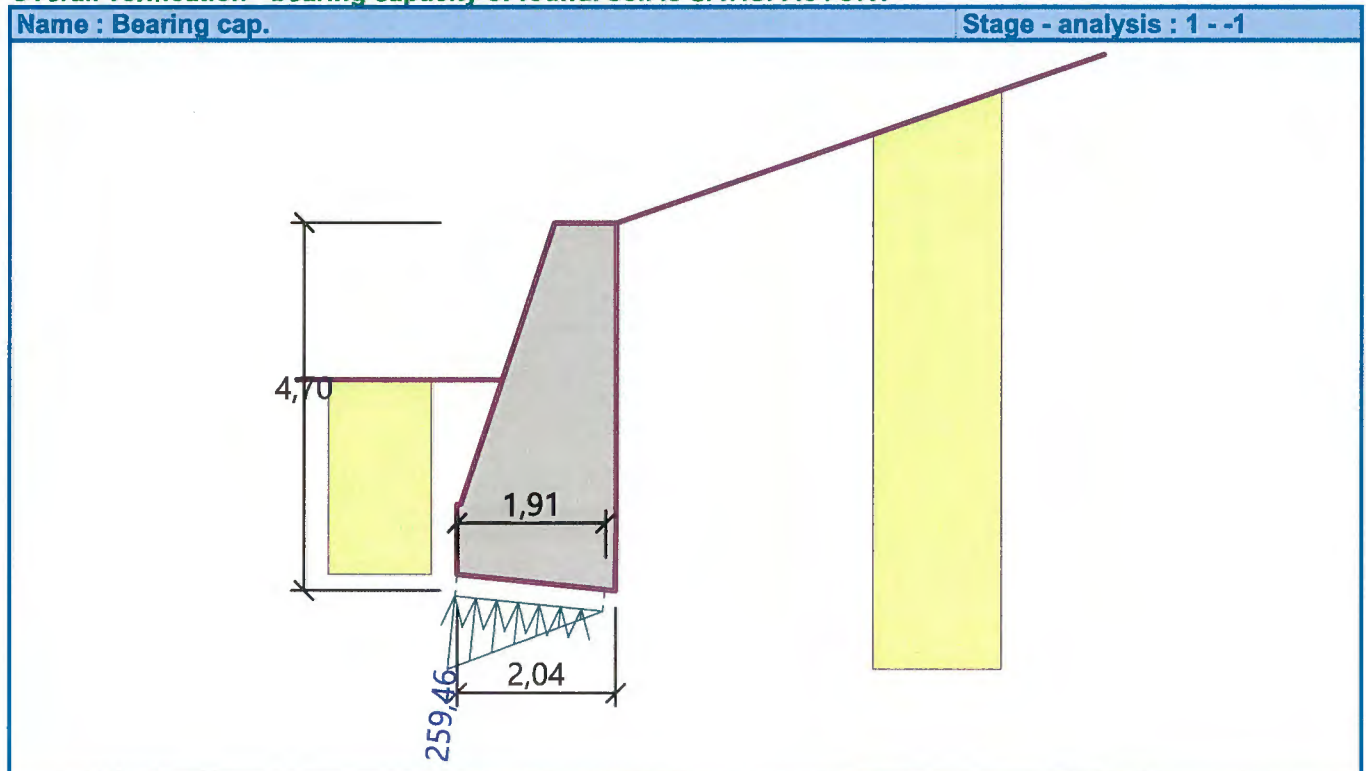
Partial factor on bearing capacity $\gamma_{Rv} = 1,40$

Max. stress at footing bottom $\sigma = 259,46 \text{ kPa}$

Bearing capacity of foundation soil $R_d = 264,29 \text{ kPa}$

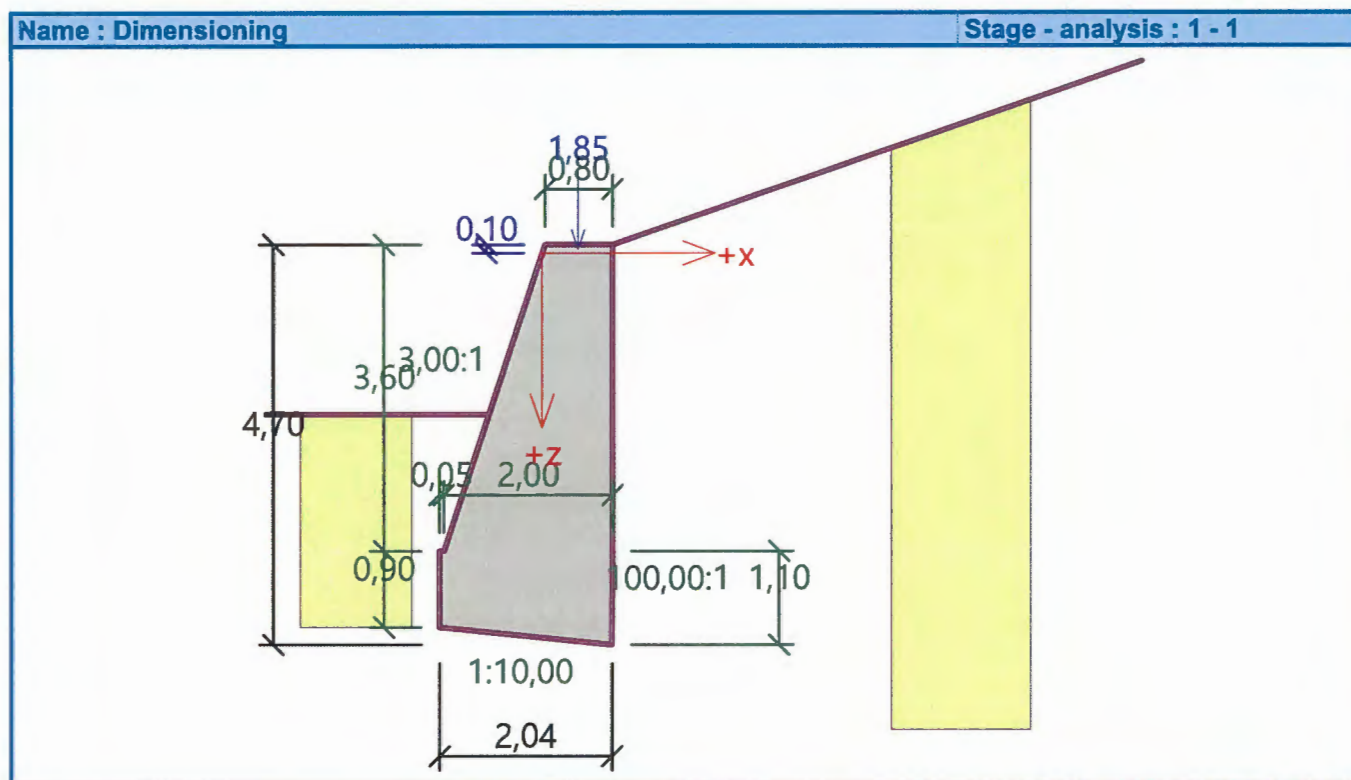
Bearing capacity of foundation soil is SATISFACTORY

Overall verification - bearing capacity of found. soil is SATISFACTORY



Dimensioning No. 1**Forces acting on construction**

Name	F _{hor} [kN/m]	App.Pt. z [m]	F _{vert} [kN/m]	App.Pt. x [m]	Coeff. moment	Coeff. norm.force	Coeff. shear for.
Weight - wall	0,00	-0,05	1,85	0,42	1,000	1,000	1,000
Active pressure	0,00	-0,10	0,00	0,83	1,000	1,000	1,000

Wall check at the construction joint 0,10 m from the wall crestCross-section depth $h = 0,83$ mUltimate compressive force $N_{Rd} = 357,18$ kN/m $> 1,85$ kN/m $= N_{Ed}$ Ultimate moment $M_{Rd} = 0,77$ kNm/m $> 0,02$ kNm/m $= M_{Ed}$ **Cross-section bearing capacity is SATISFACTORY**

Analysis of anti-slide pile

Input data

Project

Task : Sanacija cestišča Rudno-Rovtarica
 Part : Plaz 3
 Description : Delovni plato (h=7.0 m)
 Customer : RS MI DRSI
 Author : Geoing d.o.o.
 Date : 20.10.2021

Settings

(input for current task)

Materials and standards

Concrete structures : EN 1992-1-1 (EC2)
 Coefficients EN 1992-1-1 : standard
 Steel structures : EN 1993-1-1 (EC3)
 Partial factor on bearing capacity of steel cross section : $\gamma_{M0} = 1,00$

Pressure analysis

Active earth pressure calculation : Coulomb
 Passive earth pressure calculation : Caquot-Kerisel
 Earthquake analysis : Mononobe-Okabe
 Modulus of subsoil reaction : standard
 Consider reduction of the modulus of subsoil reaction for a braced sheeting
 Verification methodology : Safety factors (ASD)

Anchors

Verification methodology : Limit states (LSD)

Reduction coefficients			
Reduction. coeff of steel strength :	$\gamma_s =$	1,35	[-]
Reduction coefficient of pull out resistance (soil) :	$\gamma_e =$	1,35	[-]
Reduction coefficient of pull out resistance (grouting) :	$\gamma_c =$	1,35	[-]

Geometry of structure

Structure length = 7,00 m

Cross-section name : I-cross-section : I(IPN) 200; a = 1,00 m
 Computed coefficient of pressure reduction below the ditch = 0,64
 Area of cross-section A = 3,34E-03 m²/m
 Moment of inertia I = 2,14E-05 m⁴/m
 Elastic modulus E = 210000,00 MPa
 Shear modulus G = 81000,00 MPa
 Sectional modulus W = 2,132E-04 m³/m
 Plastic sectional modulus $W_{pl} = 2,481E-04$ m³/m

Input pressure acting on structure

Depth of slip surface $h_{s1} = 2,90$ m

Active horizontal force T = 0,00 kN/m
 Passive horizontal force P = 0,00 kN/m
 Distribution of active force : triangle
 Distribution of passive force : as active force

Material of structure

Structural steel: EN 10025 : Fe 360

Yield strength $f_y = 235,00 \text{ MPa}$
 Elasticity modulus $E = 210000,00 \text{ MPa}$
 Shear modulus $G = 81000,00 \text{ MPa}$

Modulus of reaction

Modulus of subsoil reaction is computed by method Schmitt.

Basic soil parameters

No.	Name	Pattern	φ_{ef} [°]	c_{ef} [kPa]	γ [kN/m ³]	γ_{su} [kN/m ³]	δ [°]
1	Grušč		23,00	1,00	20,00	10,00	23,00

All soils are considered as cohesionless for at rest pressure analysis.

Parameters of soils to compute modulus of subsoil reaction (Schmitt)

No.	Name	Pattern	ν [-]	E_{oed} [MPa]	E_{def} [MPa]
1	Grušč		0,30	10,00	-

Soil parameters**Grušč**

Unit weight : $\gamma = 20,00 \text{ kN/m}^3$
 Stress-state : effective
 Angle of internal friction : $\varphi_{ef} = 23,00^\circ$
 Cohesion of soil : $c_{ef} = 1,00 \text{ kPa}$
 Angle of friction struc.-soil : $\delta = 23,00^\circ$
 Soil : cohesionless
 Oedometric modulus : $E_{oed} = 10,00 \text{ MPa}$
 Saturated unit weight : $\gamma_{sat} = 20,00 \text{ kN/m}^3$

Geological profile and assigned soils

No.	Thickness of layer t [m]	Depth z [m]	Assigned soil	Pattern
1	-	0,00 .. ∞	Grušč	

Excavation

Soil in front of wall is excavated to a depth of 3,00 m.
 Soil slope in front of structure $\beta = -22,00^\circ$

Terrain profile

Terrain behind the structure is flat.

Water influence

Ground water table is located below the structure.

Input surface surcharges

No.	Surcharge new	change	Action	Mag.1 [kN/m ²]	Mag.2 [kN/m ²]	Ord.x x [m]	Length l [m]	Depth z [m]
1	Yes		permanent	11,00		0,50	4,00	on terrain

Global settings

Number of FEs to discretize wall = 40

Minimum dimensioning pressure is considered as $\sigma_{a,min} = 0,20\sigma_z$ **Settings of the stage of construction**

Design situation : permanent

Analysis results**Pressure above the slip surface**

Depth [m]	Passive pressure [kPa]	Active pressure [kPa]
0	0,00	0,00
3,00	0,00	0,00
3,00	0,00	0,00
2,90	0,00	0,00

Distribution of pressures acting on the structure (in front and behind the wall)

Depth [m]	Ta,p [kPa]	Tk,p [kPa]	Tp,p [kPa]	Ta,z [kPa]	Tk,z [kPa]	Tp,z [kPa]
0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
0.14	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
0.21	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
0.27	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
0.54	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
0.81	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
1.08	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
1.35	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
1.62	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
1.88	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
2.15	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
2.42	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
2.69	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
2.90	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
2.91	0.00	0.00	0.00	2.36	6.46	21.22
2.96	0.00	0.00	0.00	14.55	39.77	130.61
3.00	0.00	0.00	0.00	23.64	40.19	212.22
3.00	0.00	-0.00	-1.49	15.01	25.52	134.78
3.15	0.00	-0.95	-4.35	15.67	26.55	141.44
3.23	-0.27	-1.45	-5.86	16.02	27.10	144.96
3.50	-1.20	-3.13	-10.96	17.20	28.96	156.85
3.77	-2.12	-4.82	-16.07	18.37	30.85	168.75
4.04	-3.04	-6.50	-21.17	19.55	32.77	180.64
4.31	-3.96	-8.19	-26.27	20.72	34.70	192.53
4.58	-4.89	-9.88	-31.37	21.90	36.64	204.42
4.85	-5.81	-11.56	-36.47	23.08	38.61	216.31
5.12	-6.73	-13.25	-41.58	24.25	40.58	228.20
5.38	-7.65	-14.93	-46.68	25.43	42.57	240.09
5.44	-7.85	-15.29	-47.75	25.68	42.99	242.59

Depth [m]	Ta,p [kPa]	Tk,p [kPa]	Tp,p [kPa]	Ta,z [kPa]	Tk,z [kPa]	Tp,z [kPa]
5.44	-7.85	-15.29	-47.75	23.67	42.99	242.59
5.65	-8.58	-16.62	-51.78	24.61	44.57	251.98
5.92	-9.50	-18.31	-56.88	25.82	46.58	263.87
6.19	-10.42	-19.99	-61.99	27.02	48.59	275.76
6.46	-11.35	-21.68	-67.09	28.22	50.62	287.65
6.73	-12.27	-23.36	-72.19	29.42	52.65	299.55
7.00	-13.19	-25.05	-77.29	30.62	54.68	311.44

Distributions of the modulus of subsoil reaction and internal forces on the structure

Depth [m]	kh,p [MN/m ³]	kh,z [MN/m ³]	Displacement [mm]	Pressure [kPa]	Shear Force [kN/m]	Moment [kNm/m]
0.00	0.00	0.00	-21.98	0.00	-0.00	-0.00
0.17	0.00	0.00	-21.22	0.00	-0.00	0.00
0.35	0.00	0.00	-20.46	0.00	-0.00	-0.00
0.53	0.00	0.00	-19.69	0.00	-0.00	-0.00
0.70	0.00	0.00	-18.93	0.00	-0.00	0.00
0.88	0.00	0.00	-18.17	0.00	-0.00	0.00
1.05	0.00	0.00	-17.40	0.00	-0.00	0.00
1.23	0.00	0.00	-16.64	0.00	-0.00	0.00
1.40	0.00	0.00	-15.88	0.00	-0.00	0.00
1.57	0.00	0.00	-15.12	0.00	-0.00	0.00
1.75	0.00	0.00	-14.35	0.00	-0.00	0.00
1.93	0.00	0.00	-13.59	0.00	-0.00	0.00
2.10	0.00	0.00	-12.83	0.00	-0.00	0.00
2.27	0.00	0.00	-12.06	0.00	-0.00	0.00
2.45	0.00	0.00	-11.30	0.00	-0.00	0.00
2.63	0.00	0.00	-10.54	0.00	-0.00	0.00
2.80	0.00	0.00	-9.78	0.00	-0.00	0.00
2.90	0.00	0.00	-9.33	0.47	-0.02	0.00
2.92	0.00	0.00	-9.26	4.26	-0.06	0.00
2.98	0.00	0.00	-9.01	17.73	-0.69	0.02
3.01	0.00	0.00	-8.87	13.41	-1.31	0.05
3.15	0.00	0.00	-8.25	11.34	-3.06	0.37
3.33	0.00	0.00	-7.49	8.78	-4.82	1.06
3.50	0.00	0.00	-6.74	6.23	-6.14	2.03
3.67	0.00	0.00	-6.00	3.68	-7.00	3.18
3.85	0.00	0.00	-5.28	1.13	-7.43	4.45
4.03	0.00	0.00	-4.60	-1.42	-7.40	5.76
4.20	0.00	0.00	-3.95	-3.98	-6.93	7.02
4.38	0.00	0.00	-3.35	-6.53	-6.01	8.16
4.55	0.00	0.00	-2.81	-9.08	-4.64	9.09
4.72	0.00	0.00	-2.32	-11.63	-2.83	9.75
4.90	0.00	0.00	-1.91	-14.18	-0.57	10.06
5.08	17.41	0.00	-1.56	-16.09	2.33	9.80
5.25	17.41	0.00	-1.28	-11.53	4.73	9.17
5.42	17.41	0.00	-1.06	-8.06	6.43	8.18
5.60	17.41	17.41	-0.90	-3.40	7.54	6.88

Depth [m]	kh,p [MN/m ³]	kh,z [MN/m ³]	Displacement [mm]	Pressure [kPa]	Shear Force [kN/m]	Moment [kNm/m]
5.78	17.41	17.41	-0.78	0.83	7.74	5.54
5.95	17.41	17.41	-0.71	3.72	7.33	4.21
6.13	17.41	17.41	-0.66	5.61	6.50	3.00
6.30	17.41	17.41	-0.63	6.76	5.41	1.95
6.47	17.41	17.41	-0.62	7.43	4.16	1.11
6.65	17.41	17.41	-0.61	7.82	2.82	0.50
6.83	17.41	17.41	-0.61	8.07	1.43	0.13
7.00	17.41	17.41	-0.61	8.27	0.00	0.00

Maximum shear force = 7,74 kN/m
 Maximum moment = 10,06 kNm/m
 Maximum displacement = 22,0 mm
 Displacement in the depth of slip surface = 9,3 mm

Terrain settlement behind the structure

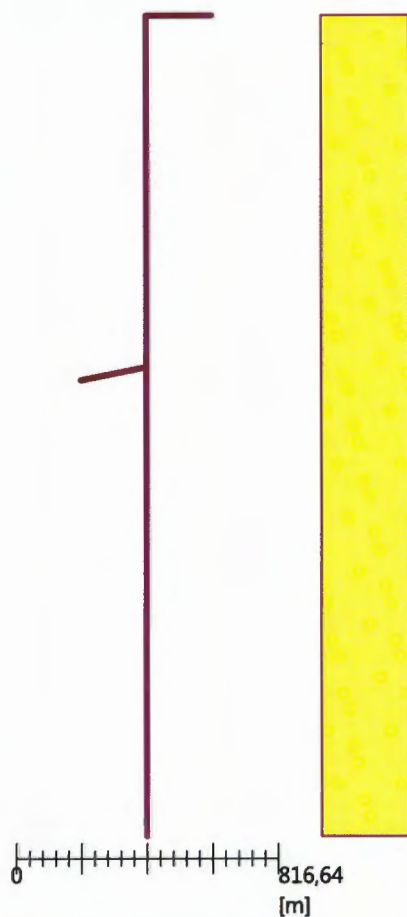
Terrain settlement $\delta_{\max} = 16,6$ mm

	Coordinate x [m]	Settlement z [mm]
1	0,00	11,3
2	0,46	16,1
3	0,93	19,6
4	1,39	21,8
5	1,85	22,7
6	2,32	22,2
7	2,78	20,4
8	3,24	17,3
9	3,71	12,9
10	4,17	7,1
11	4,63	0,0
12	4,63	0,0

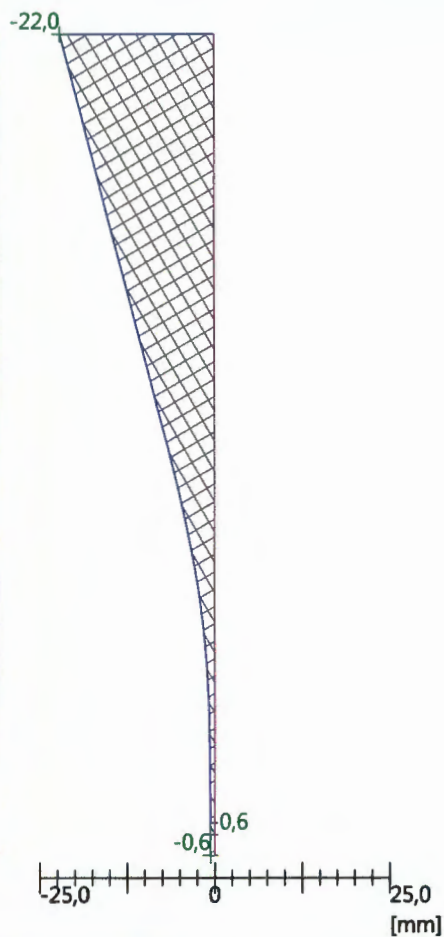
Name : Analysis

Stage - analysis : 1 - -1

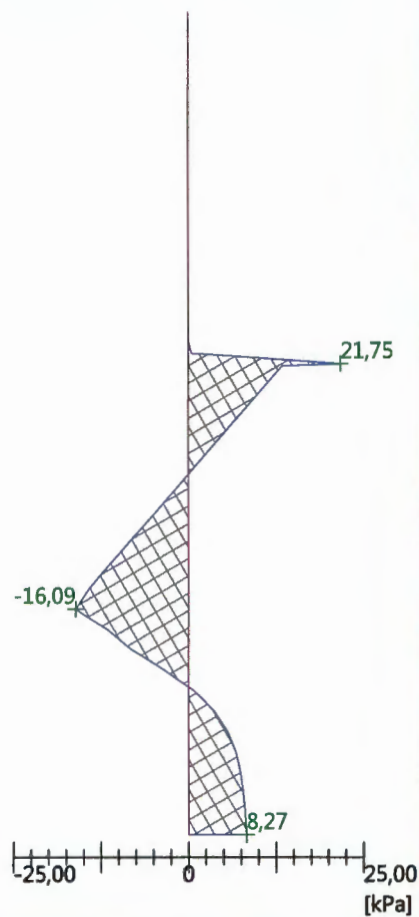
Geometry of structure
Length of structure = 7,00m



Displacement of structure
Max. disp. = 22,0 mm



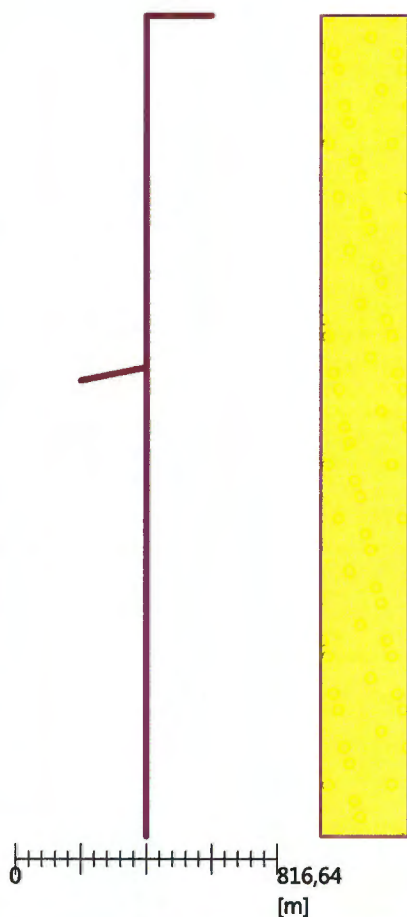
Pressure acting on structure
Max. pressure = 21,75 kPa



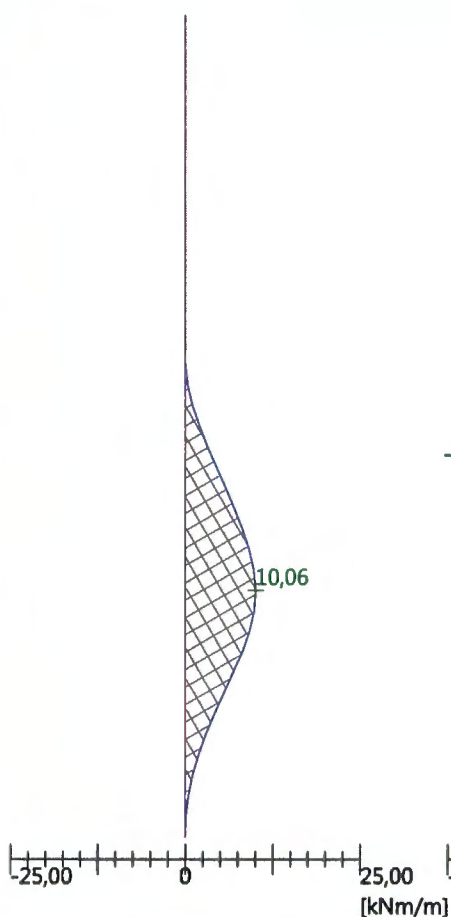
Name : Analysis

Stage - analysis : 1 - -1

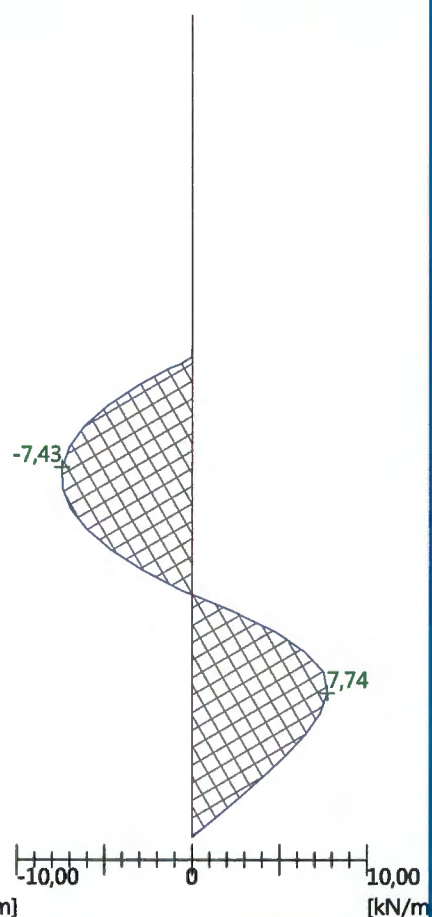
Geometry of structure
Length of structure = 7,00m



Bending moment
Max. M = 10,06 kNm/m

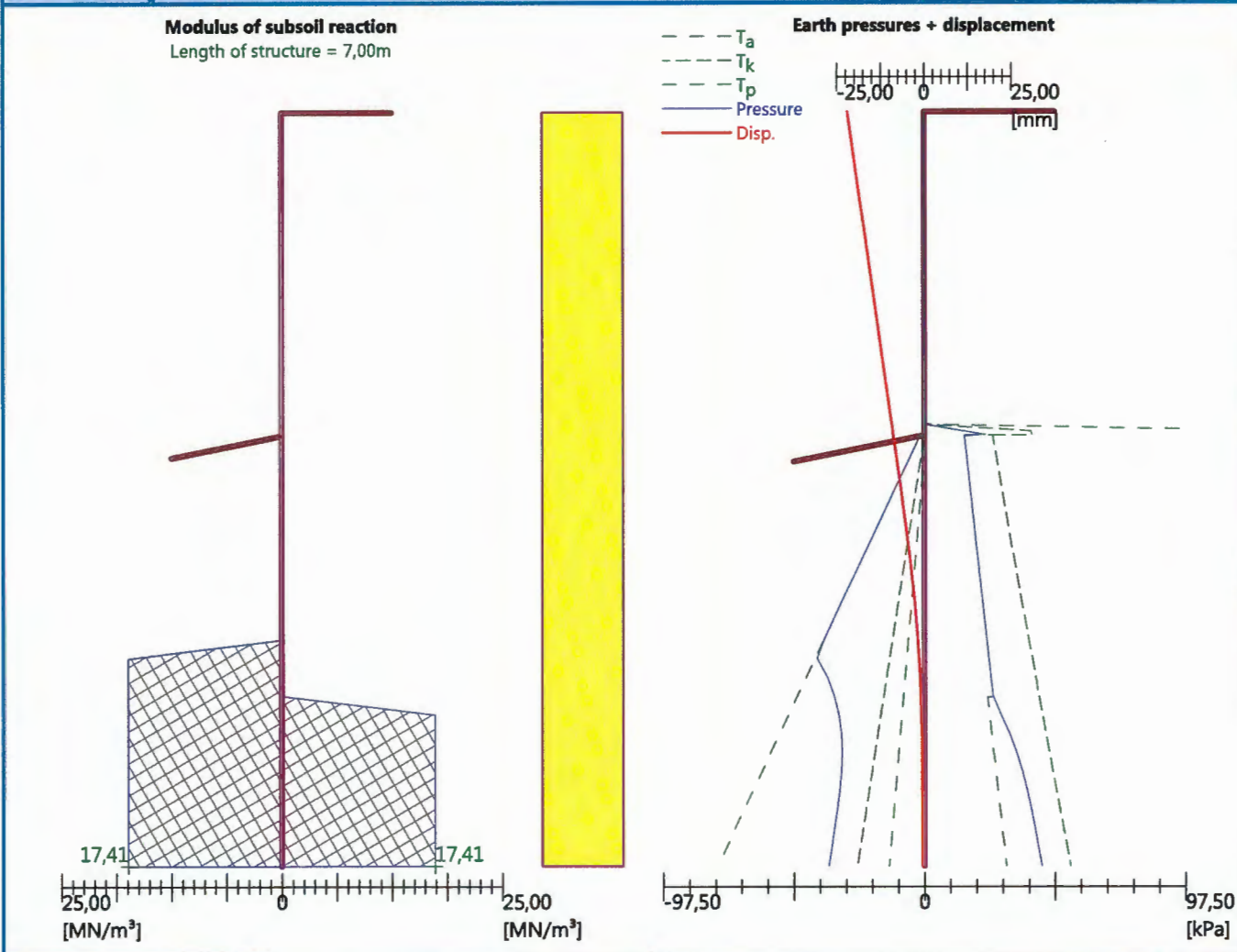


Shear force
Max. Q = 7,74 kN/m



Name : Analysis

Stage - analysis : 1 - -1



Dimensioning No. 1

	Disp. min [mm]	Disp. max [mm]	Shear force min. [kN/m]	Shear force max [kN/m]	Moment min. [kNm/m]	Moment max. [kNm/m]
0.00	-21.98	-21.98	-0.00	-0.00	-0.00	-0.00
0.17	-21.22	-21.22	-0.00	-0.00	0.00	0.00
0.35	-20.46	-20.46	-0.00	-0.00	-0.00	-0.00
0.53	-19.69	-19.69	-0.00	-0.00	-0.00	-0.00
0.70	-18.93	-18.93	-0.00	-0.00	0.00	0.00
0.88	-18.17	-18.17	-0.00	-0.00	0.00	0.00
1.05	-17.40	-17.40	-0.00	-0.00	0.00	0.00
1.23	-16.64	-16.64	-0.00	-0.00	0.00	0.00
1.40	-15.88	-15.88	-0.00	-0.00	0.00	0.00
1.57	-15.12	-15.12	-0.00	-0.00	0.00	0.00
1.75	-14.35	-14.35	-0.00	-0.00	0.00	0.00
1.93	-13.59	-13.59	-0.00	-0.00	0.00	0.00
2.10	-12.83	-12.83	-0.00	-0.00	0.00	0.00
2.27	-12.06	-12.06	-0.00	-0.00	0.00	0.00
2.45	-11.30	-11.30	-0.00	-0.00	0.00	0.00

	Disp. min [mm]	Disp. max [mm]	Shear force min. [kN/m]	Shear force max [kN/m]	Moment min. [kNm/m]	Moment max. [kNm/m]
2.63	-10.54	-10.54	-0.00	-0.00	0.00	0.00
2.80	-9.78	-9.78	-0.00	-0.00	0.00	0.00
2.90	-9.33	-9.33	-0.02	-0.02	0.00	0.00
2.92	-9.26	-9.26	-0.06	-0.06	0.00	0.00
2.98	-9.01	-9.01	-0.69	-0.69	0.02	0.02
2.99	-8.94	-8.94	-1.02	-1.02	0.03	0.03
3.01	-8.87	-8.87	-1.31	-1.31	0.05	0.05
3.15	-8.25	-8.25	-3.06	-3.06	0.37	0.37
3.33	-7.49	-7.49	-4.82	-4.82	1.06	1.06
3.50	-6.74	-6.74	-6.14	-6.14	2.03	2.03
3.67	-6.00	-6.00	-7.00	-7.00	3.18	3.18
3.85	-5.28	-5.28	-7.43	-7.43	4.45	4.45
4.03	-4.60	-4.60	-7.40	-7.40	5.76	5.76
4.20	-3.95	-3.95	-6.93	-6.93	7.02	7.02
4.38	-3.35	-3.35	-6.01	-6.01	8.16	8.16
4.55	-2.81	-2.81	-4.64	-4.64	9.09	9.09
4.72	-2.32	-2.32	-2.83	-2.83	9.75	9.75
4.90	-1.91	-1.91	-0.57	-0.57	10.06	10.06
5.08	-1.56	-1.56	2.33	2.33	9.80	9.80
5.25	-1.28	-1.28	4.73	4.73	9.17	9.17
5.42	-1.06	-1.06	6.43	6.43	8.18	8.18
5.60	-0.90	-0.90	7.54	7.54	6.88	6.88
5.78	-0.78	-0.78	7.74	7.74	5.54	5.54
5.95	-0.71	-0.71	7.33	7.33	4.21	4.21
6.13	-0.66	-0.66	6.50	6.50	3.00	3.00
6.30	-0.63	-0.63	5.41	5.41	1.95	1.95
6.47	-0.62	-0.62	4.16	4.16	1.11	1.11
6.65	-0.61	-0.61	2.82	2.82	0.50	0.50
6.83	-0.61	-0.61	1.43	1.43	0.13	0.13
7.00	-0.61	-0.61	0.00	0.00	0.00	0.00

Maximum values of internal forces

Maximum displacement = -22,0 mm
 Minimum displacement = -0,6 mm
 Maximum bending moment = 10,06 kNm/m
 Minimum bending moment = 0,00 kNm/m
 Maximum shear force = 7,74 kN/m

Verification of steel section according to EN 1993-1-1

All construction stages are taken into the analysis.
 Reduct. coefficient of bearing capacity = 1,00

Internal forces per 1 I-profile

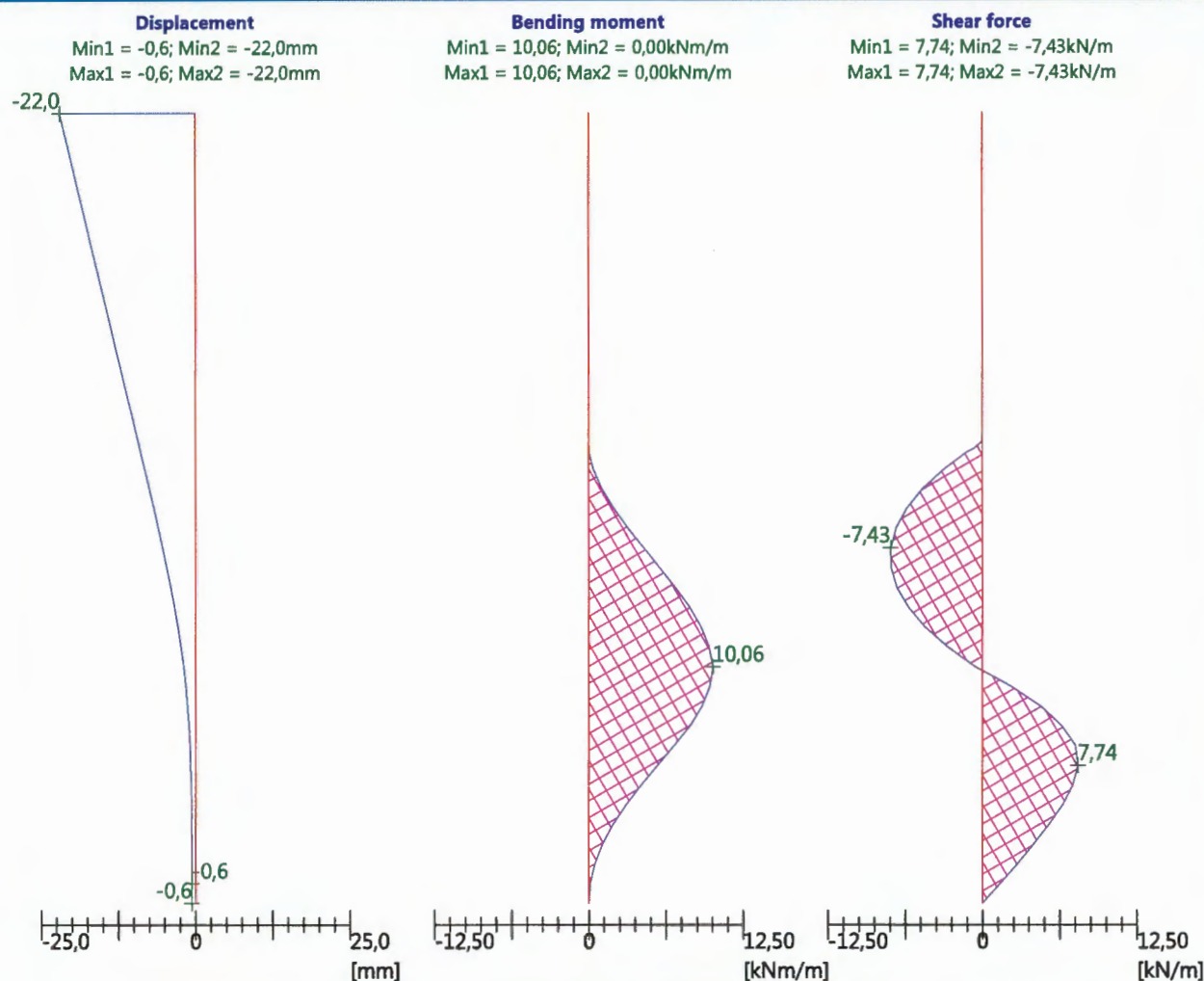
$M_{\max} = 10,06 \text{ kNm}; \quad Q = 0,57 \text{ kN}$
 $Q_{\max} = 7,74 \text{ kN}; \quad M = 5,54 \text{ kNm}$

Verification of max. moment $M_{\max} + Q$:**Verification of bending:**

$M_{\max}/M_{c,Rd} = 0,201 \leq 1$ **Is satisfied**

Verification of shear:

$Q/V_{c,Rd} = 0,003 \leq 1$ **Is satisfied**

Verification of plane state of stress:Normal stress $\sigma_{x,Ed} = 41,69 \text{ MPa}$ Shear stress $\tau_{Ed} = 0,34 \text{ MPa}$ Verification: $(\sigma_{x,Ed}/(f_y/\gamma_{M0}))^2 + 3*(\tau_{Ed}/(f_y/\gamma_{M0}))^2 = 0,031 \leq 1$ **Is satisfied****Verification of max. shear force $Q_{max} + M$:****Verification of bending:** $M/M_{c,Rd} = 0,110 \leq 1$ **Is satisfied****Verification of shear:** $Q_{max}/V_{c,Rd} = 0,044 \leq 1$ **Is satisfied****Verification of plane state of stress:**Normal stress $\sigma_{x,Ed} = 22,95 \text{ MPa}$ Shear stress $\tau_{Ed} = 4,63 \text{ MPa}$ Verification: $(\sigma_{x,Ed}/(f_y/\gamma_{M0}))^2 + 3*(\tau_{Ed}/(f_y/\gamma_{M0}))^2 = 0,011 \leq 1$ **Is satisfied****Cross section is SATISFACTORY****Name : Dimensioning****Stage - analysis : 1 - 1**

Analysis of anti-slide pile

Input data

Project

Task : Sanacija cestišča Rudno-Rovtarica
 Part : Plaz 3
 Description : Delovni plato
 Customer : RS MI DRSI
 Author : Geoing d.o.o.
 Date : 20.10.2021

Settings

(input for current task)

Materials and standards

Concrete structures : EN 1992-1-1 (EC2)
 Coefficients EN 1992-1-1 : standard
 Steel structures : EN 1993-1-1 (EC3)
 Partial factor on bearing capacity of steel cross section : $\gamma_{M0} = 1,00$

Pressure analysis

Active earth pressure calculation : Coulomb
 Passive earth pressure calculation : Caquot-Kerisel
 Earthquake analysis : Mononobe-Okabe
 Modulus of subsoil reaction : standard
 Consider reduction of the modulus of subsoil reaction for a braced sheeting
 Verification methodology : Safety factors (ASD)

Anchors

Verification methodology : Limit states (LSD)

Reduction coefficients			
Reduction. coeff of steel strength :	$\gamma_s =$	1,35	[-]
Reduction coefficient of pull out resistance (soil) :	$\gamma_e =$	1,35	[-]
Reduction coefficient of pull out resistance (grouting) :	$\gamma_c =$	1,35	[-]

Geometry of structure

Structure length = 9,00 m

Cross-section name : I-cross-section : I(IPN) 200; a = 1,00 m
 Computed coefficient of pressure reduction below the ditch = 0,64
 Area of cross-section A = 3,34E-03 m²/m
 Moment of inertia I = 2,14E-05 m⁴/m
 Elastic modulus E = 210000,00 MPa
 Shear modulus G = 81000,00 MPa
 Sectional modulus W = 2,132E-04 m³/m
 Plastic sectional modulus $W_{pl} = 2,481E-04$ m³/m

Input pressure acting on structure

Depth of slip surface $h_{s1} = 4,40$ m

Active horizontal force T = 0,00 kN/m
 Passive horizontal force P = 0,00 kN/m
 Distribution of active force : triangle
 Distribution of passive force : as active force

Material of structure

Structural steel: EN 10025 : Fe 360

Yield strength $f_y = 235,00 \text{ MPa}$
 Elasticity modulus $E = 210000,00 \text{ MPa}$
 Shear modulus $G = 81000,00 \text{ MPa}$

Modulus of reaction

Modulus of subsoil reaction is computed by method Schmitt.

Basic soil parameters

No.	Name	Pattern	φ_{ef} [°]	c_{ef} [kPa]	γ [kN/m ³]	γ_{su} [kN/m ³]	δ [°]
1	Grušč		23,00	1,00	20,00	10,00	23,00

All soils are considered as cohesionless for at rest pressure analysis.

Parameters of soils to compute modulus of subsoil reaction (Schmitt)

No.	Name	Pattern	ν [-]	E_{oed} [MPa]	E_{def} [MPa]
1	Grušč		0,30	10,00	-

Soil parameters**Grušč**

Unit weight : $\gamma = 20,00 \text{ kN/m}^3$
 Stress-state : effective
 Angle of internal friction : $\varphi_{ef} = 23,00^\circ$
 Cohesion of soil : $c_{ef} = 1,00 \text{ kPa}$
 Angle of friction struc.-soil : $\delta = 23,00^\circ$
 Soil : cohesionless
 Oedometric modulus : $E_{oed} = 10,00 \text{ MPa}$
 Saturated unit weight : $\gamma_{sat} = 20,00 \text{ kN/m}^3$

Geological profile and assigned soils

No.	Thickness of layer t [m]	Depth z [m]	Assigned soil	Pattern
1		- 0,00 .. ∞	Grušč	

Excavation

Soil in front of wall is excavated to a depth of 4,50 m.
 Soil slope in front of structure $\beta = -10,00^\circ$

Terrain profile

Terrain behind the structure is flat.

Water influence

Ground water table is located below the structure.

Input surface surcharges

No.	Surcharge new	change	Action	Mag.1 [kN/m ²]	Mag.2 [kN/m ²]	Ord.x x [m]	Length l [m]	Depth z [m]
1	Yes		permanent	11,00		0,50	4,00	on terrain

Global settings

Number of FEs to discretize wall = 40

Minimum dimensioning pressure is considered as $\sigma_{a,min} = 0,20\sigma_z$ **Settings of the stage of construction**

Design situation : permanent

Analysis results**Pressure above the slip surface**

Depth [m]	Passive pressure [kPa]	Active pressure [kPa]
0	0,00	0,00
4,50	0,00	0,00
4,50	0,00	0,00
4,40	0,00	0,00

Distribution of pressures acting on the structure (in front and behind the wall)

Depth [m]	Ta,p [kPa]	Tk,p [kPa]	Tp,p [kPa]	Ta,z [kPa]	Tk,z [kPa]	Tp,z [kPa]
0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
0.14	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
0.21	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
0.35	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
0.69	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
1.04	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
1.38	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
1.73	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
2.08	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
2.42	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
2.77	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
3.12	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
3.46	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
3.81	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
4.15	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
4.40	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
4.41	0.00	0.00	0.00	3.40	5.68	31.66
4.50	0.00	0.00	0.00	33.95	56.82	316.54
4.50	0.00	-0.00	-1.85	21.56	36.09	201.03
4.65	0.00	-1.03	-6.16	22.21	37.16	207.55
4.85	-0.78	-2.41	-11.94	23.08	38.61	216.31
5.19	-2.13	-4.83	-22.03	24.59	41.15	231.60
5.43	-3.07	-6.50	-29.00	25.63	42.92	242.15
5.43	-3.07	-6.50	-29.00	23.62	42.92	242.15
5.54	-3.49	-7.24	-32.12	24.10	43.71	246.89
5.88	-4.84	-9.66	-42.21	25.64	46.29	262.17
6.23	-6.20	-12.07	-52.30	27.19	48.88	277.46
6.58	-7.56	-14.49	-62.39	28.74	51.48	292.75
6.92	-8.91	-16.90	-72.49	30.28	54.10	308.04

Depth [m]	Ta,p [kPa]	Tk,p [kPa]	Tp,p [kPa]	Ta,z [kPa]	Tk,z [kPa]	Tp,z [kPa]
7.27	-10.27	-19.31	-82.58	31.83	56.72	323.33
7.62	-11.62	-21.73	-92.67	33.37	59.35	338.62
7.96	-12.98	-24.14	-102.76	34.92	61.99	353.90
8.31	-14.34	-26.56	-112.85	36.46	64.63	369.19
8.65	-15.69	-28.97	-122.94	38.01	67.27	384.48
9.00	-17.05	-31.39	-133.03	39.55	69.92	399.77

Distributions of the modulus of subsoil reaction and internal forces on the structure

Depth [m]	kh,p [MN/m ³]	kh,z [MN/m ³]	Displacement [mm]	Pressure [kPa]	Shear Force [kN/m]	Moment [kNm/m]
0.00	0.00	0.00	-26.86	0.00	-0.00	-0.00
0.23	0.00	0.00	-25.91	0.00	-0.00	0.00
0.45	0.00	0.00	-24.96	0.00	0.00	0.00
0.68	0.00	0.00	-24.01	0.00	0.00	-0.00
0.90	0.00	0.00	-23.06	0.00	0.00	-0.00
1.13	0.00	0.00	-22.11	0.00	0.00	-0.00
1.35	0.00	0.00	-21.16	0.00	0.00	-0.00
1.57	0.00	0.00	-20.21	0.00	0.00	-0.00
1.80	0.00	0.00	-19.26	0.00	0.00	-0.00
2.02	0.00	0.00	-18.31	0.00	0.00	-0.00
2.25	0.00	0.00	-17.36	0.00	0.00	-0.00
2.48	0.00	0.00	-16.41	0.00	0.00	-0.00
2.70	0.00	0.00	-15.46	0.00	0.00	-0.00
2.92	0.00	0.00	-14.51	0.00	0.00	-0.00
3.15	0.00	0.00	-13.56	0.00	0.00	-0.00
3.38	0.00	0.00	-12.61	0.00	0.00	-0.00
3.60	0.00	0.00	-11.66	0.00	0.00	-0.00
3.83	0.00	0.00	-10.71	0.00	0.00	-0.00
4.05	0.00	0.00	-9.76	0.00	0.00	-0.00
4.28	0.00	0.00	-8.81	0.00	0.00	-0.00
4.40	0.00	0.00	-8.27	0.68	-0.04	0.00
4.42	0.00	0.00	-8.20	6.11	-0.10	0.00
4.49	0.00	0.00	-7.89	31.24	-1.48	0.05
4.51	0.00	0.00	-7.82	19.52	-1.95	0.08
4.72	0.00	0.00	-6.91	14.14	-5.61	0.92
4.95	0.00	0.00	-5.97	8.56	-8.16	2.49
5.17	0.00	0.00	-5.06	2.99	-9.46	4.50
5.40	0.00	0.00	-4.20	-2.59	-9.51	6.65
5.63	0.00	0.00	-3.42	-10.16	-8.07	8.66
5.85	0.00	0.00	-2.73	-15.71	-5.16	10.18
6.08	0.00	0.00	-2.16	-21.27	-1.00	10.89
6.30	17.41	0.00	-1.71	-14.82	3.48	10.37
6.53	17.41	0.00	-1.38	-9.56	6.19	9.26
6.75	17.41	17.41	-1.15	-2.78	7.75	7.52
6.97	17.41	17.41	-1.00	2.35	7.75	5.76
7.20	17.41	17.41	-0.92	5.16	6.87	4.10
7.42	17.41	17.41	-0.90	6.30	5.55	2.70

Depth [m]	kh,p [MN/m ³]	kh,z [MN/m ³]	Displacement [mm]	Pressure [kPa]	Shear Force [kN/m]	Moment [kNm/m]
7.65	17.41	17.41	-0.90	6.31	4.12	1.61
7.88	17.41	17.41	-0.92	5.62	2.77	0.84
8.10	17.41	17.41	-0.96	4.53	1.62	0.35
8.32	17.41	17.41	-1.00	3.24	0.74	0.09
8.55	17.41	17.41	-1.05	1.84	0.17	-0.01
8.78	17.41	17.41	-1.09	0.39	-0.08	-0.02
9.00	17.41	17.41	-1.14	-1.12	-0.00	0.00

Maximum shear force = 9,51 kN/m
 Maximum moment = 10,89 kNm/m
 Maximum displacement = 26,9 mm
 Displacement in the depth of slip surface = 8,3 mm

Terrain settlement behind the structure

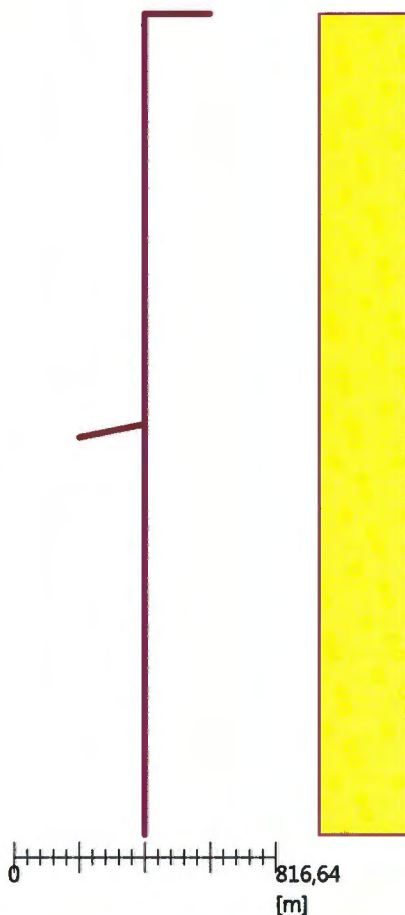
Terrain settlement $\delta_{\max} = 19,7$ mm

	Coordinate x [m]	Settlement z [mm]
1	0,00	14,0
2	0,60	19,7
3	1,19	23,8
4	1,79	26,3
5	2,38	27,3
6	2,98	26,7
7	3,57	24,5
8	4,17	20,7
9	4,77	15,4
10	5,36	8,5
11	5,96	0,0
12	5,96	0,0

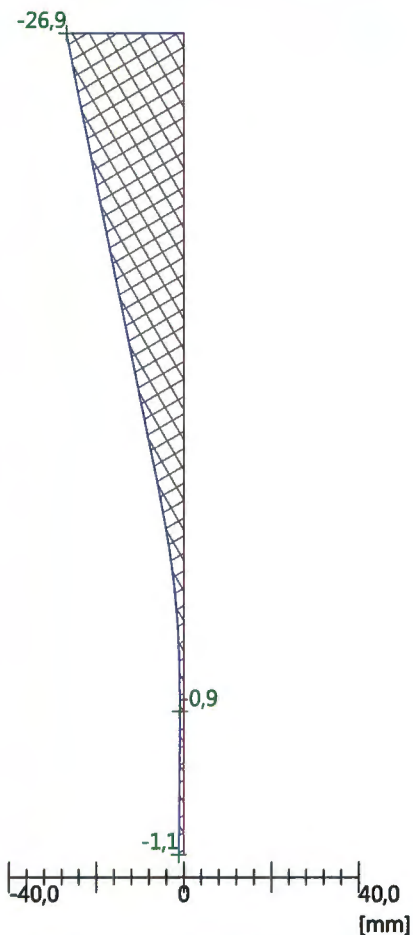
Name : Analysis

Stage - analysis : 1 - -1

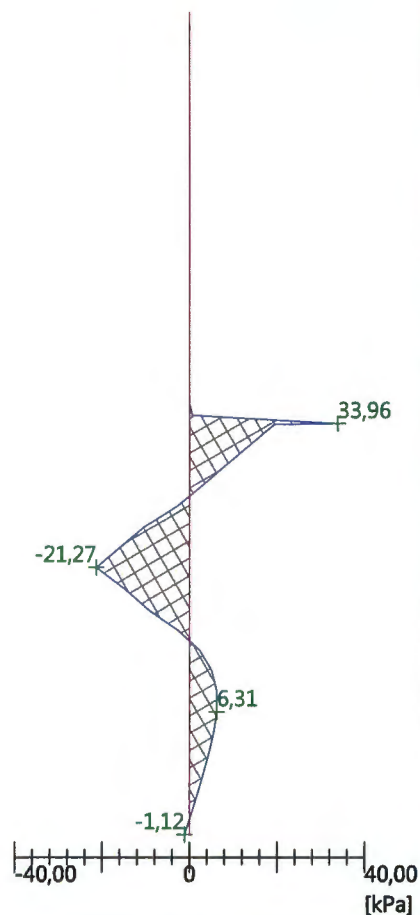
Geometry of structure
Length of structure = 9,00m



Displacement of structure
Max. disp. = 26,9 mm



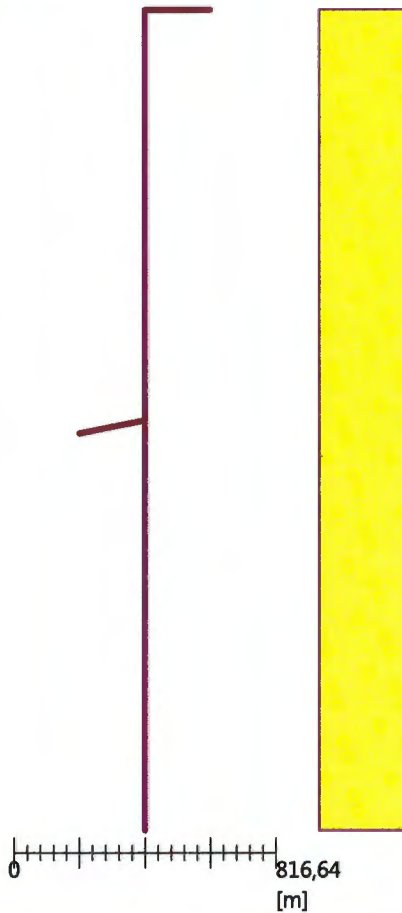
Pressure acting on structure
Max. pressure = 33,96 kPa



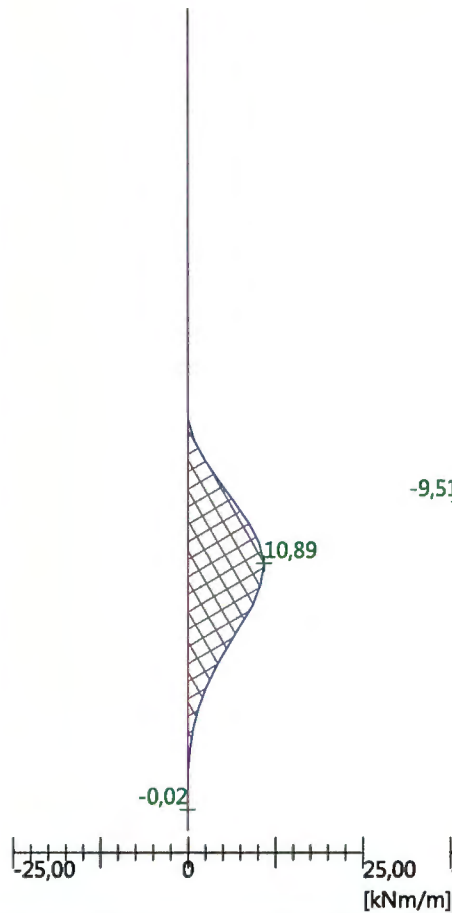
Name : Analysis

Stage - analysis : 1 - -1

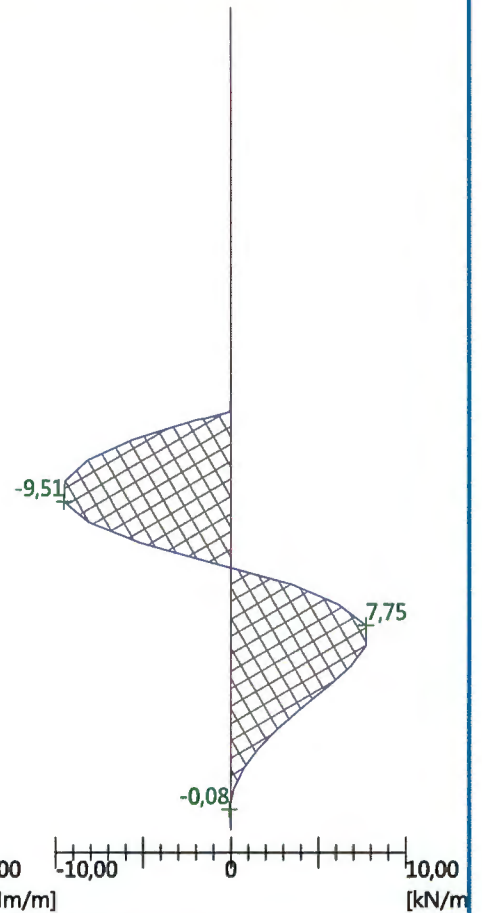
Geometry of structure
Length of structure = 9,00m



Bending moment
Max. M = 10,89 kNm/m

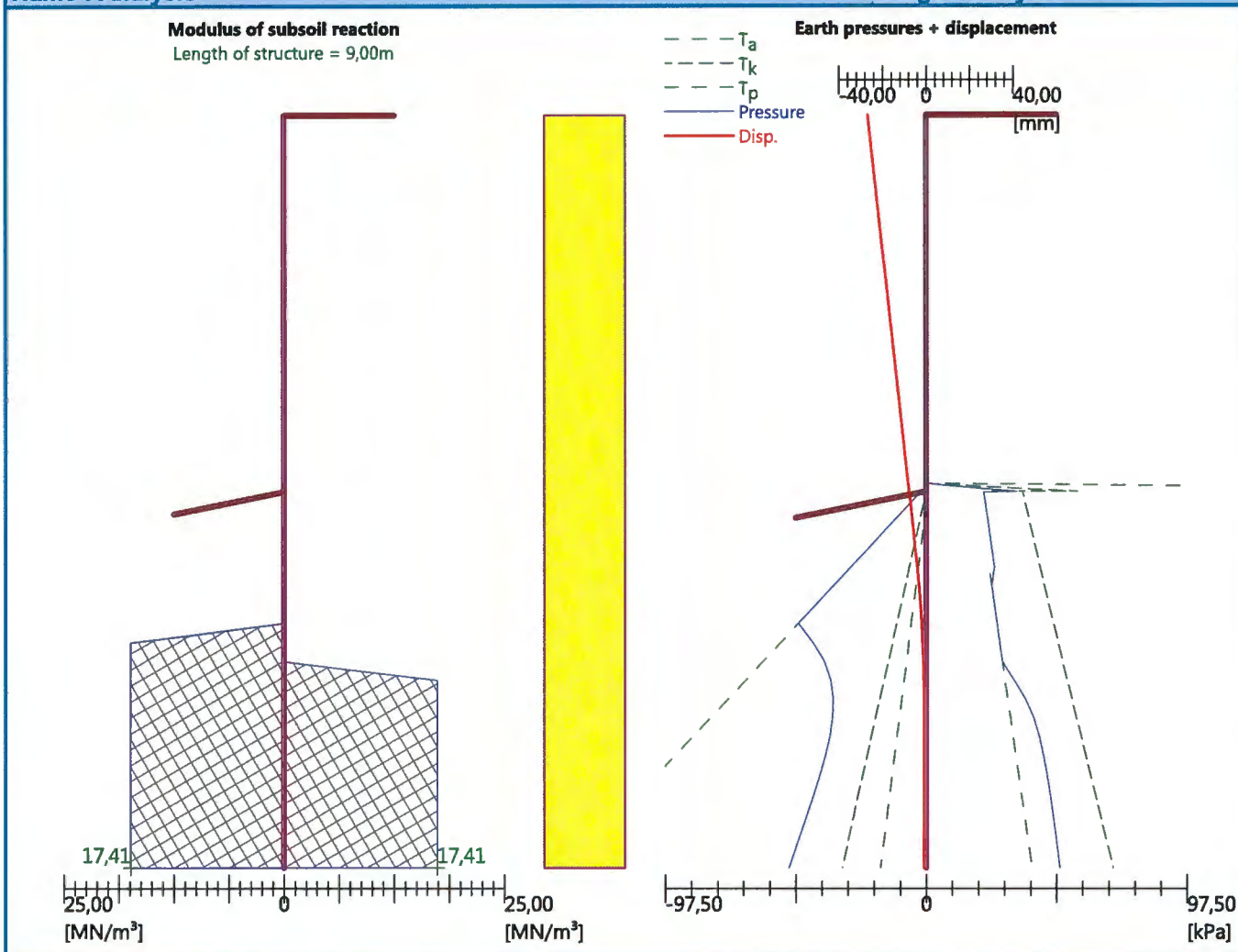


Shear force
Max. Q = 9,51 kN/m



Name : Analysis

Stage - analysis : 1 - -1



Dimensioning No. 1

	Disp. min [mm]	Disp. max [mm]	Shear force min. [kN/m]	Shear force max [kN/m]	Moment min. [kNm/m]	Moment max. [kNm/m]
0.00	-26.86	-26.86	-0.00	-0.00	-0.00	-0.00
0.23	-25.91	-25.91	-0.00	-0.00	0.00	0.00
0.45	-24.96	-24.96	0.00	0.00	0.00	0.00
0.68	-24.01	-24.01	0.00	0.00	-0.00	-0.00
0.90	-23.06	-23.06	0.00	0.00	-0.00	-0.00
1.13	-22.11	-22.11	0.00	0.00	-0.00	-0.00
1.35	-21.16	-21.16	0.00	0.00	-0.00	-0.00
1.57	-20.21	-20.21	0.00	0.00	-0.00	-0.00
1.80	-19.26	-19.26	0.00	0.00	-0.00	-0.00
2.02	-18.31	-18.31	0.00	0.00	-0.00	-0.00
2.25	-17.36	-17.36	0.00	0.00	-0.00	-0.00
2.48	-16.41	-16.41	0.00	0.00	-0.00	-0.00
2.70	-15.46	-15.46	0.00	0.00	-0.00	-0.00
2.92	-14.51	-14.51	0.00	0.00	-0.00	-0.00
3.15	-13.56	-13.56	0.00	0.00	-0.00	-0.00

	Disp. min [mm]	Disp. max [mm]	Shear force min. [kN/m]	Shear force max [kN/m]	Moment min. [kNm/m]	Moment max. [kNm/m]
3.38	-12.61	-12.61	0.00	0.00	-0.00	-0.00
3.60	-11.66	-11.66	0.00	0.00	-0.00	-0.00
3.83	-10.71	-10.71	0.00	0.00	-0.00	-0.00
4.05	-9.76	-9.76	0.00	0.00	-0.00	-0.00
4.28	-8.81	-8.81	0.00	0.00	-0.00	-0.00
4.40	-8.27	-8.27	-0.04	-0.04	0.00	0.00
4.42	-8.20	-8.20	-0.10	-0.10	0.00	0.00
4.49	-7.89	-7.89	-1.48	-1.48	0.05	0.05
4.50	-7.86	-7.86	-1.74	-1.74	0.06	0.06
4.51	-7.82	-7.82	-1.95	-1.95	0.08	0.08
4.72	-6.91	-6.91	-5.61	-5.61	0.92	0.92
4.95	-5.97	-5.97	-8.16	-8.16	2.49	2.49
5.17	-5.06	-5.06	-9.46	-9.46	4.50	4.50
5.40	-4.20	-4.20	-9.51	-9.51	6.65	6.65
5.63	-3.42	-3.42	-8.07	-8.07	8.66	8.66
5.85	-2.73	-2.73	-5.16	-5.16	10.18	10.18
6.08	-2.16	-2.16	-1.00	-1.00	10.89	10.89
6.30	-1.71	-1.71	3.48	3.48	10.37	10.37
6.53	-1.38	-1.38	6.19	6.19	9.26	9.26
6.75	-1.15	-1.15	7.75	7.75	7.52	7.52
6.97	-1.00	-1.00	7.75	7.75	5.76	5.76
7.20	-0.92	-0.92	6.87	6.87	4.10	4.10
7.42	-0.90	-0.90	5.55	5.55	2.70	2.70
7.65	-0.90	-0.90	4.12	4.12	1.61	1.61
7.88	-0.92	-0.92	2.77	2.77	0.84	0.84
8.10	-0.96	-0.96	1.62	1.62	0.35	0.35
8.32	-1.00	-1.00	0.74	0.74	0.09	0.09
8.55	-1.05	-1.05	0.17	0.17	-0.01	-0.01
8.78	-1.09	-1.09	-0.08	-0.08	-0.02	-0.02
9.00	-1.14	-1.14	-0.00	-0.00	0.00	0.00

Maximum values of internal forces

Maximum displacement = -26,9 mm
 Minimum displacement = -0,9 mm
 Maximum bending moment = 10,89 kNm/m
 Minimum bending moment = -0,02 kNm/m
 Maximum shear force = 7,75 kN/m

Verification of steel section according to EN 1993-1-1

All construction stages are taken into the analysis.
 Reduct. coefficient of bearing capacity = 1,00

Internal forces per 1 I-profile

$M_{\max} = 10,89 \text{ kNm}; \quad Q = 1,00 \text{ kN}$
 $Q_{\max} = 9,51 \text{ kN}; \quad M = 6,65 \text{ kNm}$

Verification of max. moment $M_{\max} + Q$:**Verification of bending:**

$M_{\max}/M_{c,Rd} = 0,217 \leq 1$ **Is satisfied**

Verification of shear:

$Q/V_{c,Rd} = 0,006 \leq 1$ **Is satisfied**

Verification of plane state of stress:Normal stress $\sigma_{x,Ed} = 45,15 \text{ MPa}$ Shear stress $\tau_{Ed} = 0,60 \text{ MPa}$ Verification: $(\sigma_{x,Ed}/(f_y/\gamma_{M0}))^2 + 3*(\tau_{Ed}/(f_y/\gamma_{M0}))^2 = 0,037 \leq 1$ **Is satisfied****Verification of max. shear force Q_{max} + M:****Verification of bending:** $M/M_{c,Rd} = 0,133 \leq 1$ **Is satisfied****Verification of shear:** $Q_{max}/V_{c,Rd} = 0,054 \leq 1$ **Is satisfied****Verification of plane state of stress:**Normal stress $\sigma_{x,Ed} = 27,58 \text{ MPa}$ Shear stress $\tau_{Ed} = 5,68 \text{ MPa}$ Verification: $(\sigma_{x,Ed}/(f_y/\gamma_{M0}))^2 + 3*(\tau_{Ed}/(f_y/\gamma_{M0}))^2 = 0,016 \leq 1$ **Is satisfied****Cross section is SATISFACTORY****Name : Dimensioning****Stage - analysis : 1 - 1**