

Univerza
v Ljubljani

Fakulteta
*za gradbeništvo
in geodezijo*



Jamova cesta 2
1000 Ljubljana, Slovenija
<http://www3.fgg.uni-lj.si/>

DRUGG – Digitalni repozitorij UL FGG
<http://drugg.fgg.uni-lj.si/>

To je izvirna različica zaključnega dela.

Prosimo, da se pri navajanju sklicujete na bibliografske podatke, kot je navedeno:

Šuler, J., 2015. Dimenzioniranje in analiza mostnih opornikov iz armirane zemljine. Magistrsko delo. Ljubljana, Univerza v Ljubljani, Fakulteta za gradbeništvo in geodezijo. (mentor Logar, J., somentor Lenart, S.): 110 str.

Datum arhiviranja: 09-09-2015

University
of Ljubljana

Faculty of
*Civil and Geodetic
Engineering*



Jamova cesta 2
SI – 1000 Ljubljana, Slovenia
<http://www3.fgg.uni-lj.si/en/>

DRUGG – The Digital Repository
<http://drugg.fgg.uni-lj.si/>

This is original version of final thesis.

When citing, please refer to the publisher's bibliographic information as follows:

Šuler, J., 2015. Dimenzioniranje in analiza mostnih opornikov iz armirane zemljine. Master Thesis. Ljubljana, University of Ljubljani, Faculty of civil and geodetic engineering. (supervisor Logar, J., co-supervisor Lenart, S.): 110 p.

Archiving Date: 09-09-2015

Univerza
v Ljubljani

Fakulteta za
*gradbeništvo in
geodezijo*



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

**MAGISTRSKI ŠTUDIJSKI
PROGRAM DRUGE STOPNJE
GRADBENIŠTVO
GRADBENE KONSTRUKCIJE**

Kandidat:

JURE ŠULER

**DIMENZIONIRANJE IN ANALIZA MOSTNIH
OPORNIKOV IZ ARMIRANE ZEMLJINE**

Magistrsko delo št.: 11/II.GR

**DESIGN AND ANALYSIS OF GEOSYNTHETIC
REINFORCED SOIL BRIDGE ABUTMENTS**

Graduation – Master Thesis No.: 11/II.GR

Mentor:

izr. prof. dr. Janko Logar

Predsednik komisije:

izr. prof. dr. Janko Logar

Somentor:

dr. Stanislav Lenart

Član komisije:

Ljubljana, 04. 09. 2015

POPRAVKI, ERRATA

Stran z napako	Vrstica z napako	Namesto	Naj bo
-----------------------	-------------------------	----------------	---------------

IZJAVE

Podpisani **Jure Šuler** izjavljam, da sem avtor magistrskega dela z naslovom »**Dimenzioniranje in analiza mostnih opornikov iz armirane zemljine**«.

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

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

Ljubljana, 28. 8. 2015

Jure Šuler

BIBLIOGRAFSKO – DOKUMENTACIJSKA STRAN IN IZVLEČEK

UDK:	624.012.8:624.2/.8 :(043.3)
Avtor:	Jure Šuler
Mentor:	izr. prof. dr. Janko Logar
Somentor:	doc. dr. Stanislav Lenart
Naslov:	Dimenzioniranje in analiza mostnih opornikov iz armirane zemljine
Tip dokumenta:	Mag. d. - BII
Obseg in oprema:	110 str., 12 pregl., 8 graf., 54 sl., 130 en., 3 pril.
Ključne besede:	armirana zemljina, mostni oporniki, geosintetiki, geomreža, napetost, deformacija, kompozit, merilni lističi, laboratorijski test

Izvleček

Predmet obravnave magistrskega dela je dimenzioniranje in statična analiza mostnih opornikov iz armirane zemljine. Na podlagi podrobnega študija strokovne literature in upoštevanja priporočil nekaterih tehničnih smernic so v okviru magistrske naloge predstavljene teoretične podlage in računski postopki, ki so v največji možni meri aplicirani na pravila Evrokod standardov z ustreznim upoštevanjem mejnih stanj nosilnosti (MSN) in uporabnosti (MSU). Predstavljeni računski postopki so v nadaljevanju uporabljeni za dimenzioniranje prvega mostu z oporniki iz armirane zemljine v Sloveniji, ki je bil zgrajen v mesecih novembru in decembru 2014 v Žerovincih v občini Ormož. Z izvajanjem laboratorijskih preiskav za karakterizacijo temeljnih tal in kompozita armirane zemljine v Geomehanskem laboratoriju Zavoda za gradbeništvo Slovenije smo pridobili podatke o dejanskih vrednostih mehanskih in materialnih parametrov, ki so potrebni za izračun nosilnosti in stabilnosti mostnih opornikov. Tekom gradnje in po njej se je na dejanski lokaciji mostu izvajal tudi monitoring, rezultati meritev pa so služili za neposredno primerjavo z izračunanimi in z eksperimentom predvidenimi vrednostmi potrebnih nateznih sil v posameznih slojih geomrež. Ključnega pomena za pridobitev podatkov o napetostno-deformacijskih lastnostih tipičnega kompozita je nedvomno izvedba obremenilnega testa na laboratorijskem preizkušancu - ustreznem kompozitu armirnega geosintetika in nasipnega materiala, ki je identičen vgrajenemu na dejanski lokaciji. Predstavljeni računski postopki dimenzioniranja so z upoštevanjem ustrezne napetostno-deformacijske zveze tipičnega kompozita sicer splošno uporabni za dimenzioniranje v gradbeni praksi.

BIBLIOGRAPHIC-DOCUMENTALISTIC INFORMATION AND ABSTRACT

- UDC:** 624.012.8:624.2/.8 :(043.3)
- Author:** Jure Šuler
- Supervisor:** Assoc. Prof. Janko Logar, Ph.D.
- Co-supervisor:** Assist. Prof. Stanislav Lenart, Ph.D.
- Title:** Design and analysis of geosynthetic reinforced soil bridge abutments
- Document type:** M. Sc. Thesis - BII
- Scope and tools:** 110 p., 12 tab., 8 graph., 54 fig., 130 eq., 3 ann.
- Keywords:** Geosynthetic reinforced soil, GRS bridge abutments, geosynthetics, geogrid, stress, strain, composite, strain gauges, laboratory test

Abstract

Design and analysis of geosynthetic reinforced soil bridge abutments are being presented in the Master of science thesis. Considering recommendations from many scientific papers and technical specifications from the field of geosynthetic reinforced soil structures, some theoretical bases and design methods are being presented and properly applied to the Eurocode standards where possible, by taking into consideration ultimate (ULS) and serviceability limit states (SLS). In the second part of the thesis first bridge with geosynthetic reinforced soil bridge abutments in Slovenia, built in November and December 2014 in Žerovinci in municipality of Ormož, has been designed using methods and equations, presented in this thesis. Some laboratory tests have been previously evaluated at Geomechanical laboratory of Slovenian national building and civil engineering institute in order to obtain basic characteristics of foundation soil, building materials and their interaction, needed for the proper design of the abutments. Some field monitoring also took place during and after construction of the abutments in order to directly compare required tensile strength of the geosynthetic layers, considering laboratory test results, calculation results and results from field measurements. To obtain proper stress – strain relation for the typical reinforced soil it is of main importance to evaluate laboratory static load test on the specimen with exactly the same building materials – compacted sandy-gravel material and intermediate geosynthetic layers – as used at the construction site. Geosynthetic reinforced soil bridge abutments design method, presented in the master of science thesis, along with the laboratory static load test results for typical reinforced soil could be properly used in civil engineering design practice.

ZAHVALA

Iskreno se zahvaljujem prof. dr. Janku Logarju za mentorstvo in podporo v času nastajanja magistrskega dela.

Posebna zahvala gre somentorju doc. dr. Stanislavu Lenartu za odlično usmerjanje, celovito podporo in čas, ki si ga je vzel za odgovore na vsa nerešena vprašanja pri nastajanju magistrskega dela.

Zahvaljujem se tudi celotnemu kolektivu Geomehanskega laboratorija Zavoda za gradbeništvo Slovenije (ZAG), ki je omogočil izvedbo vseh laboratorijskih testov in terenskih meritev ter projektantskemu podjetju Lineal, d.o.o. za možnost celovitega dostopa do projektne dokumentacije načrtovanega mostu z oporniki iz armirane zemljine čez Pavlovski potok v Žerovincih.

Navsezadnje se zahvaljujem staršema, ki sta omogočila študij ter puncu Zali in ostalim domačim, ki so me podpirali in še dodatno spodbujali v času nastajanja magistrskega dela.

»Ta stran je namenoma prazna.«

KAZALO VSEBINE

POPRAVKI, ERRATA	I
IZJAVE	II
BIBLIOGRAFSKO – DOKUMENTACIJSKA STRAN IN IZVLEČEK	III
BIBLIOGRAPHIC-DOCUMENTALISTIC INFORMATION AND ABSTRACT	IV
ZAHVALA	V
KAZALO VSEBINE	VII
KAZALO PREGLEDNIC	XI
KAZALO GRAFIKONOV	XIII
KAZALO SLIK	XV
UPORABLJENE OZNAKE IN SIMBOLI	XVII
SLOVAR TUJIH STROKOVNIH IZRAZOV	XXI
1 UVOD	1
1.1 NAMEN MAGISTRSKEGA DELA	2
1.2 CILJI MAGISTRSKEGA DELA	2
1.3 METODE DE LA	2
1.4 OCENA DOSEDANJIH RAZISKOVANJ	3
2 MOSTOVI Z OPORNIKI IZ ARMIRANE ZEMLJINE	5
2.1 TEHNOLOGIJA ARMIRANJA ZEMLJIN	5
2.1.1 <i>Razvoj tehnologije armiranja zemljnin</i>	5
2.1.2 <i>Uporaba armirane zemljine v Sloveniji</i>	6
2.1.3 <i>Prednosti uporabe armirane zemljine</i>	7
2.1.4 <i>Uporaba armirane zemljine za izvedbo mostnih opornikov</i>	8
2.2 DIMENZIONIRANJE MOSTNIH OPORNIKOV IZ ARMIRANE ZEMLJINE	10
2.2.1 <i>Geotehnično projektiranje v skladu s standardom Evrokod 7</i>	10
2.2.1.1 Mejno stanje nosilnosti – MSN	11
2.2.1.1 Mejno stanje uporabnosti – MSU	13
2.2.2 <i>Geometrijska zasnova mostnih opornikov iz armirane zemljine</i>	14
2.2.2.1 Temelj opornika iz armirane zemljine	15
2.2.2.2 Osrednji del opornika iz armirane zemljine s čelno fasado	16
2.2.2.3 Integriran prehod z dostopnega nasipa na prekladno konstrukcijo	18
2.2.3 <i>Statična analiza mostnih opornikov iz armirane zemljine</i>	19
2.2.3.1 Obtežbe na opornik iz armirane zemljine	20
2.2.3.2 Račun horizontalnih zemeljskih pritiskov	32
2.2.4 <i>Mejno stanje nosilnosti</i>	34
2.2.4.1 Zunanja stabilnost opornikov iz armirane zemljine	34

2.2.4.2	Notranja stabilnost opornikov iz armirane zemljine	41
2.2.5	<i>Mejno stanje uporabnosti</i>	46
2.2.5.1	Račun posedkov temeljnih tal.....	46
3	EKSPERIMENTALNI DEL	47
3.1	OBSTOJEČI PODATKI O DEJANSKI LOKACIJI	47
3.2	LABORATORIJSKE PREISKAVE ZA KARAKTERIZACIJO TEMELJNIH TAL.....	50
3.2.1	<i>Edometrska preiskava</i>	50
3.2.1.1	Potek preiskave.....	50
3.2.1.2	Rezultati preiskave.....	51
3.2.2	<i>Direktna strižna preiskava v strižni celici</i>	53
3.2.2.1	Potek preiskave.....	53
3.2.2.2	Rezultati preiskave.....	54
3.3	LABORATORIJSKE PREISKAVE ZA KARAKTERIZACIJO KOMPOZITA ARMIRANE ZEMLJINE.....	55
3.3.1	<i>Osnovne preiskave</i>	55
3.3.1.1	Zrnavostna sestava zasipnega materiala.....	55
3.3.1.2	Modificirani Proctorjev preizkus (MPP).....	57
3.3.1.3	Natezni preizkus geomreže	59
3.3.2	<i>Obremenilni preizkus vzorca tipičnega kompozita armirane zemljine</i>	61
3.3.2.1	Potek preiskave.....	61
3.3.2.1	Rezultati preiskave.....	64
4	DIMENZIONIRANJE MOSTU ČEZ PAVLOVSKI POTOK V ŽEROVINCIIH	66
4.1	ZASNOVA MOSTU Z OPORNIKI IZ ARMIRANE ZEMLJINE ČEZ PAVLOVSKI POTOK	66
4.1.1	<i>Obtežni pogoji</i>	67
4.1.2	<i>Izbrana geometrija</i>	67
4.1.3	<i>Naleganje prekladne konstrukcije</i>	68
4.1.4	<i>Dimenzije tamponskega temelja opornika iz armirane zemljine</i>	68
4.1.5	<i>Višina opornika iz armirane zemljine</i>	68
4.1.6	<i>Lastnosti uporabljenih materialov in količniki aktivnih zemeljskih pritiskov</i>	69
4.1.6.1	Temeljna tla in zaledje.....	69
4.1.6.2	Zasipni material kompozita armirane zemljine.....	69
4.1.6.3	Temelj opornika in posteljica ceste.....	69
4.1.6.4	Količniki aktivnih zemeljskih pritiskov	69
4.2	OBTEŽBE NA OPORNIK IZ ARMIRANE ZEMLJINE V ŽEROVINCIIH	70
4.2.1	<i>Stalna obtežba</i>	70
4.2.1.1	Lastna teža in stalna obtežba prekladne konstrukcije	70
4.2.1.2	Stalna obtežba armiranega nasutja za prekladno konstrukcijo	70
4.2.2	<i>Koristna obtežba</i>	71
4.2.2.1	Kontaktne napetosti zaradi koristne obtežbe prometa na prekladni konstrukciji	71
4.2.2.2	Koristna obtežba zaledja.....	72
4.3	MEJNO STANJE NOSILNOSTI - MSN	73
4.3.1	<i>Zunanja stabilnost</i>	73

4.3.1.1	Kontrola odpora proti zdrs	74
4.3.1.2	Kontrola nosilnosti temeljnih tal	75
4.3.1.3	Globalna stabilnost	84
4.3.2	<i>Notranja stabilnost</i>	86
4.3.2.1	Mejna notranja vertikalna nosilnost	86
4.3.2.2	Notranje deformiranje opornika	87
4.4	MEJNO STANJE UPORABNOSTI – MSU	90
4.4.1	<i>Posedki temeljnih tal pod opornikom iz armirane zemljine v Žerovincih</i>	90
5	POSTOPEK GRADNJE OPORNIKOV IZ ARMIRANE ZEMLJINE V ŽEROVINCIH	92
5.1	IZVEDBA TEMELJA IZ GRAMOZNEGA NASUTJA	92
5.2	OSREDNJI DEL OPORNIKA IZ ARMIRANE ZEMLJINE	92
5.3	INTEGRIRAN ZVEZNI PREHOD Z DOSTOPNEGA NASIPA NA PREKLADNO KONSTRUKCIJO	96
5.4	EROZIJSKA ZAŠČITA OPORNIKOV IZ ARMIRANE ZEMLJINE	97
6	MONITORING IZVEDENEGA MOSTU V ŽEROVINCIH	98
6.1	MERITVE NA TERENU	98
6.2	REZULTATI MERITEV	100
6.2.1	<i>Posedalne plošče - kontrola posedkov in potrebno nadvišanje opornika</i>	100
6.2.2	<i>Deformacije v geomreži – izvedba statičnega obremenilnega testa</i>	100
7	ZAKLJUČEK	105
	VIRI	107
	PRILOGE	109

»Ta stran je namenoma prazna.«

KAZALO PREGLEDNIC

<i>Preglednica 1:</i> Priporočene vrednosti delnih faktorjev varnosti za projektiranje podpornih konstrukcij v skladu s standardom SIST EN 1997-1:2005 – dodatek A.....	13
<i>Preglednica 2:</i> Obtežni model 1 – karakteristične vrednosti (povzeto po SIST EN 1991-2:2004).....	22
<i>Preglednica 3:</i> Podatki o geološki sestavi tal železniškega mostu 50 m gorvodno (<i>Štern, 2010</i>).....	48
<i>Preglednica 4:</i> Izračun modula stisljivosti iz izmerjenih posedkov vzorca.....	52
<i>Preglednica 5:</i> Izračun modula stisljivosti iz količnika por.....	52
<i>Preglednica 6:</i> Rezultati Proctorjevega testa	58
<i>Preglednica 7:</i> Ekvivalentna višina nasutja za določitev koristne obtežbe zaledja, $L= 7,5\text{m}$	72
<i>Preglednica 8:</i> Vrednosti vertikalnih obtežb, ki delujejo na opornik iz armirane zemljine	73
<i>Preglednica 9:</i> Izračun potrebne natezne nosilnosti geomreže	89
<i>Preglednica 10:</i> Pregled rezultatov edometriške preiskave vzorca temeljnih tal.....	90
<i>Preglednica 11:</i> Rezultati izračuna pričakovane končne vrednosti posedka temeljnih tal	91
<i>Preglednica 12:</i> Primerjava rezultatov terenskih meritev, eksperimenta in postopka FHWA	103

»Ta stran je namenoma prazna.«

KAZALO GRAFIKONOV

<i>Grafikon 1:</i> Krivulja posedkov vzorca temeljnih tal v odvisnosti od efektivnih vertikalnih napetosti.	52
<i>Grafikon 2:</i> Odvisnost med strižno trdnostjo in efektivno vertikalno napetostjo vzorcev temeljnih tal	54
<i>Grafikon 3:</i> Rezultati modificiranega Proctorjevega testa	58
<i>Grafikon 4:</i> Zveza med natezno silo in osno deformacijo geomreže v vzdolžni smeri	60
<i>Grafikon 5:</i> Zveza med natezno silo in osno deformacijo geomreže v prečni smeri	60
<i>Grafikon 6:</i> Primerjava vrednosti nateznih sil v geomreži po različnih postopkih izračuna	102
<i>Grafikon 7:</i> Primerjava vrednosti nateznih sil v geomreži – rezultati terenskih meritev in eksperimenta	104

»Ta stran je namenoma prazna.«

KAZALO SLIK

<i>Slika 1:</i> Primer mostnega opornika iz armirane zemljine.....	14
<i>Slika 2:</i> Skica temelja mostnega opornika iz gramoznega nasutja.....	15
<i>Slika 3:</i> Vertikalne obtežbe na mostni opornik iz armirane zemljine in prikaz poteka horizontalnih napetosti, ki jih prikazane vertikalne obtežbe povzročajo	20
<i>Slika 4:</i> Obtežni model 1 (vir: prirejeno po EN 1991-2: 2004).....	21
<i>Slika 5:</i> Poenostavljen obtežni model za določitev koristne obtežbe zaledja (vir: prirejeno po Traffic Loads on Bridges, 2008)	23
<i>Slika 6:</i> Identifikacija geometrijskih parametrov v Boussinesq-ovi enačbi za horizontalne napetosti (vir: Bowles, 1996).....	24
<i>Slika 7:</i> Poenostavljen razpored horizontalnih napetosti po širini zaradi točkovne obtežbe (vir: Kim in Barker, 2002).....	25
<i>Slika 8:</i> Geometrijska shema za izračun vsote horizontalnih napetosti v poljubni točki širine opornika.	26
<i>Slika 9:</i> Primer razporeda horizontalnih napetosti za opornikom zaradi vseh tandemov točkovnih sil	26
<i>Slika 10:</i> Skica enakomerno porazdeljene prometne obtežbe vozišča (UDL) in oznake posameznih kotov.....	27
<i>Slika 11:</i> Model za določitev koristne obtežbe zaledja po teoriji elastičnosti (vir: prirejeno po Kim in Barker, 2002).....	29
<i>Slika 12:</i> Poenostavljen model za določitev koristne obtežbe zaledja (vir: prirejeno po Kim in Barker, 2002)	29
<i>Slika 13:</i> Geometrijska shema za račun dodatnih napetosti v tleh po Boussinesq-u.....	33
<i>Slika 14:</i> Račun dodatnih napetosti v tleh po Boussinesq-u v osi obtežbe.....	46
<i>Slika 15:</i> Most v Žerovincih pred rekonstrukcijo	47
<i>Slika 16:</i> Vzorec premera 50 mm in višine 20 mm, vgrajen v tog kovinski obroč edometerske celice..	50
<i>Slika 17:</i> Izvajanje edometerske preiskave	51
<i>Slika 18:</i> Shema izvajanja direktne strižne preiskave (vir: prirejeno po Determination of shear strength of soils, 2011).....	53
<i>Slika 19:</i> Strižna celica, vgrajena v direktni strižni aparat, preden je bil vzorec preplavljen.....	53
<i>Slika 20:</i> Stavek sit za izvedbo testa sejalne analize	55
<i>Slika 21:</i> Rezultati sejalne analize – zrnavostna sestava	56
<i>Slika 22:</i> Avtomatski Proctorjev aparat.....	57
<i>Slika 23:</i> Naprava za določanje natezne trdnosti geomreže po postopku standarda EN ISO 10319:1996	59
<i>Slika 24:</i> Pozicije in oznake trakov z merilnimi lističi za merjenje vertikalnih deformacij kompozita	62
<i>Slika 25:</i> Pozicije in oznake trakov z merilnimi lističi za merjenje horizontalnih deformacij kompozita	62

<i>Slika 26:</i> Laboratorijski preizkušanelec - tipičen kompozit armirane zemljine z nameščenimi merilniki deformacij.....	63
<i>Slika 27:</i> Zveze med vertikalnimi napetostmi in povprečnimi vertikalnimi deformacijami kompozita	64
<i>Slika 28:</i> Zveze med vertikalnimi napetostmi in povprečnimi horizontalnimi deformacijami kompozita	64
<i>Slika 29:</i> Zveza med vertikalno napetostjo in povprečno horizontalno deformacijo geomreže v kompozitu.....	65
<i>Slika 30:</i> Most čez Pavlovski potok v Žerovincih – tloris (vir: Kralj, 2014).....	67
<i>Slika 31:</i> Most čez Pavlovski potok v Žerovincih – vzdolžni prerez (vir:Kralj, 2014)	67
<i>Slika 32:</i> Dimenzije temelja iz gramoznega nasutja, ovitega v geosintetik.....	68
<i>Slika 33:</i> Kontaktne napetosti zaradi delovanja lastne in stalne obtežbe.....	70
<i>Slika 34:</i> Kontaktne napetosti zaradi delovanja koristne obtežbe prometa – obtežni model 1	71
<i>Slika 35:</i> Geometrija opornika iz armirane zemljine v Žerovincih.....	73
<i>Slika 36:</i> Rezultati SPT meritev za lokacijo bližnjega železniškega mostu (vir: Štern, 2010).....	76
<i>Slika 37:</i> Analiza globalne stabilnosti s programom Rockscience Slide 5.0.....	85
<i>Slika 38:</i> Določevanje mejne notranje vertikalne nosilnosti kompozita.....	86
<i>Slika 39:</i> Določevanje mejne notranje vertikalne nosilnosti preizkušanca.....	87
<i>Slika 40:</i> Zveza med vertikalno napetostjo in horizontalno deformacijo geomreže za tipičen kompozit	88
<i>Slika 41:</i> Izvedba temelja iz gramoznega nasutja v Žerovincih.....	92
<i>Slika 42:</i> Geometrijska shema izvedbe opornika iz armirane zemljine v Žerovincih (vir: Kralj, 2014)	93
<i>Slika 43:</i> Zgoščevanje izvedenega prvega sloja opornika iz armirane zemljine.....	93
<i>Slika 44:</i> Posamezne faze gradnje opornika iz armirane zemljine	94
<i>Slika 45:</i> Izvedba opaževanja in betonskih del.....	95
<i>Slika 46:</i> Območje naleganja prekladne konstrukcije pred in po izvedbi integriranega zveznega prehoda	96
<i>Slika 47:</i> Drenažni sistem opornika iz armirane zemljine	97
<i>Slika 48:</i> Struga vodotoka – kamen v betonu	97
<i>Slika 49:</i> Cev za izvajanje meritev s horizontalnim inklinometrom.....	98
<i>Slika 50:</i> Pozicije merilnih lističev na prvi geomreži (višina: 1,80 m nad temeljem)	99
<i>Slika 51:</i> Vgrajena geomreža z merilnimi lističi.....	99
<i>Slika 52:</i> Vgrajena armaturna mreža z merilnimi lističi	99
<i>Slika 53:</i> Vozila pri izvedbi obremenilnega testa, tovornjak (levo) in bager (desno).....	101
<i>Slika 54:</i> Določitev dodatnih vertikalnih napetosti po Boussinesq-u zaradi delovanja točkovne sile na površju temeljnih tal (vir: Majes, b.d.)	101

UPORABLJENE OZNAKE IN SIMBOLI

i_j	...koeficienti nagiba rezultante sil
s_j	...koeficienti oblike temelja
h_{eq}	...ekvivalentna višina nasutja za določitev koristne obtežbe zaledja
h_{rb}	...debelina posteljice ceste iz armirane zemljine
A_{inf}	...ploščina diagrama dodatnih vertikalnih napetosti
B'_{RSF}	...efektivna (reducirana) širina temelja
B_{RSF}	...celotna širina temelja iz gramoznega nasutja
B_{total}	...širina temelja iz gramoznega nasutja
C_d	...projektna vrednost odpornosti v mejnem stanju uporabnosti
D_{RSF}	...globina temelja iz gramoznega nasutja
D_v	...deformacija (notranji) posedek opornika
E_d	...projektna vrednost učinkov vplivov
E_k	...karakteristična vrednost učinkov vplivov
E_{oed}	...modul stisljivosti
$FS_{capacity}$...faktor varnosti pri določanju notranje vertikalne nosilnosti opornika
FS_{reinf}	...empirično določen varnostni faktor za geosintetike
F_f	...izmerjena maksimalna vrednost natezne sile v geomreži
F_{req}	...potrebna natezna nosilnost geosintetika
H_{abut}	...višina opornika brez upoštevanja dilatacije
H_b	...horizontalna sila zaradi vpliva zaledja
H_d	...projektna vrednost rezultante destabilizacijskih sil
$H_{dilatacije}$...višina dilatacije med vrhom čelne fasade in dnem prekladne konstrukcije mostu
H_{rb}	...horizontalna sila zaradi stalne obtežbe armirane posteljice ceste
H_t	...horizontalna sila zaradi prometu ekvivalentne koristne obtežbe
K_{ab}	...količnik aktivnega zemeljskega pritiska za zaledno zemljine
K_{ar}	...količnik aktivnega zemeljskega pritiska z upoštevanjem strižnega kota nasipnega
L_{razpon}	...dolžina razpona prekladne konstrukcije mostu
M_C	...ekvivalentni moment, ki povzroča z globino konstanten potek horizontalnih napetosti
M_E	...skupen moment zaradi dejanskih horizontalnih napetosti na opornik
N_c, N_q, N_γ	...brez dimenzijski koeficienti nosilnosti, odvisni od strižnega kota temeljnih tal
N_m	...najmanjše število nateznih elementov na širinskem metru geomreže
N_s	...število nateznih elementov na obravnavanem vzorcu geomreže
R_d	...projektna vrednost odpornosti
R_k	...karakteristična vrednost odpornosti
S_v	...vertikalni razmik med posameznimi sloji geosintetikov
T_{allow}	...projektna dopustna nosilnost geosintetika
$T_{f,\varepsilon=2\%}$...natezna nosilnost geosintetika pri 2 % natezne deformacije
T_f	...nominalna natezna trdnost geosintetika
T_{req}	...potrebna natezna nosilnost geosintetikov v smeri pravokotno na čelno ravnino

V'_d	... vertikalna obtežba, ki zagotavlja odpor proti zdrsu
$W_{1,i}$... vrsta točkovnih sil prometne obtežbe (TS) dlje od roba opornika
$W_{2,i}$... vrsta točkovnih sil prometne obtežbe (TS) bliže robu opornika
W_{RSF}	... lastna teža temelja iz gramoznega nasutja
W_{face}	... lastna teža čelne fasade
a_b	... neobremenjeno območje med AB oblogo in naleganjem preklade
a_{ob}	... debelina obloge – čelne fasade
b_j	... koeficienti nagiba temelja
$b_{rb,t}$... širina delovanja q_{rb} in q_t nad območjem širine temelja opornika
b_{reinf}	... minimalna potrebna dolžina geosintetikov v ojačani coni opornika
c'_d	... projektna vrednost kohezije
c_c	... koeficient zrnivosti
c_u	... nedrenirana strižna trdnost
c_u	... koeficient enakomernosti
d_{10}	... velikost sita, pri katerem vrednost presejka znaša 10 %
d_{30}	... velikost sita, pri katerem vrednost presejka znaša 30 %
d_{60}	... velikost sita, pri katerem vrednost presejka znaša 60 %
d_{face}	... debelina čelne fasade iz armiranega betona
d_i	... globina središča posameznega prirastka
d_{max}	... premer maksimalnega zrna
e_B	... ekscentričnost delovanja vertikalne obtežbe
e_α	... vrednost količnika por vzorca v edometriški celici na začetku bremenske stopnje
e_β	... vrednost količnika por vzorca v edometriški celici na koncu bremenske stopnje
$p_{allow,emp}$... največji dovoljen vertikalni pritisk na opornik
$p_{applied,emp}$... dejanski vertikalni pritisk na opornik
q_1	... enakomerno porazdeljena ploskovna obtežba na glavnem prometnem pasu
q_{LL}	... koristna prometna obtežba prekladne konstrukcije,
q_b	... lastna teža in stalna obtežba prekladne konstrukcije,
$q_{bridge,eq}$... ekvivalentna obtežba mostu
$q_{i>1}$... enakomerno porazdeljena ploskovna obtežba na ostalih navideznih prometnih
q_{rb}	... stalna obtežba armiranega nasutja za prekladno konstrukcijo,
q_t	... prometu ekvivalentna koristna obtežba za opornikom,
$q_{ult,emp}$... mejna notranja vertikalna nosilnost opornika
w_{opt}	... optimalna vlažnost
x_W	... ročica za račun momentov zaradi delovanja W
$x_{q_b,q_{LL}}$... ročica za račun momentov zaradi delovanja q_{LL} in q_b
$x_{rb,t}$... ročica za račun momentov zaradi delovanja q_{rb} in q_t
z_i	... globina, povečana za prirastek globine β
z_n	... končna globina v postopku integracije (višina opornika)
$\Delta\sigma_{zz}$... dodatne vertikalne napetosti v tleh po Boussinesq-u

$\alpha_{1,i}$... vrednost kota, ki za vsako točko širine prekladne konstrukcije x določa lego $W_{1,i}$
$\alpha_{2,i}$... vrednost kota, ki za vsako točko širine prekladne konstrukcije x določa lego $W_{2,i}$
α_f	... natezna trdnost vzorca geomreže
α_{qi}	... faktor za redukcijo točkovne obtežbe prometa (TS) na glavnem prometnem pasu
β_1	... geometrijski parameter za račun dodatnih napetosti v tleh po Boussinesq-u
β_2	... geometrijski parameter za račun dodatnih napetosti v tleh po Boussinesq-u
β_x	... prirastek širine prekladne konstrukcije
$\gamma_{G,inf}$... delni faktor za ugodni stalni vpliv
γ_G	... delni faktor za stalni vpliv
γ_Q	... delni faktor za spremenljivi vpliv
$\gamma_{R,h}$... delni faktor za zdrs
$\gamma_{R,e}$... delni faktor za pasivni zemeljski pritisk (odpornost zemljine)
$\gamma_{R,v}$... delni faktor za nosilnost tal
γ_b	... prostorninska teža temeljnih tal in zalednega materiala
γ_c	... delni faktor za kohezijo
γ_{cu}	... delni faktor za nedrenirano strižno trdnost
γ_r	... prostorninska teža zasipnega materiala
γ_{rb}	... prostorninska teža posteljice ceste iz armirane zemljine
γ_φ	... delni faktor za trenje
δ_k	... karakteristična vrednost kota trenja na drsni ploskvi
$\varepsilon_{h,geomreže}$... horizontalna deformacija v geomreži
ε_h	... horizontalna deformacija kompozita armirane zemljine
ε_v	... vertikalna deformacija kompozita armirane zemljine
$\rho_{d,98\%}$... suha prostorninska masa, ki ustreza 98% optimalne zgoščenosti
$\rho_{d,max}$... maksimalna suha prostorninska masa
ρ_α	... posedek vzorca v edometriški celici na začetku bremenske stopnje
ρ_β	... posedek vzorca v edometriški celici na koncu bremenske stopnje
$\sigma_{h,LL}$... potek horizontalnih napetosti zaradi koristne obtežbe prekladne konstrukcije,
$\sigma_{h,W}$... horizontalne napetosti, ki jih povzroča lastna teža kompozita armirane zemljine.
$\sigma_{h,b}$... potek horizontalnih napetosti, ki jih povzroča lastna teža zalednega materiala,
$\sigma_{h,bridge,eq}$... horizontalne napetosti zaradi ekvivalentne obtežbe mostu
$\sigma_{h,bridge}$... potek horizontalnih napetosti zaradi lastne in stalne obtežbe prekladne konstrukcije,
$\sigma_{h,rb}$... potek horizontalnih napetosti zaradi lastne teže armiranega nasutja,
$\sigma_{h,t}$... potek horizontalnih napetosti zaradi delovanja prometu ekvivalentne koristne
σ_h	... dodatne horizontalne napetosti po Boussinesq-u
σ_{TS}	... skupen povprečni vpliv horizontalnih napetosti zaradi delovanja tandema točkovnih
σ_{TS+UDL}	... vsota horizontalnih napetosti v fasadi zaradi celotne prometne obtežbe (TS+UDL)
$\sigma_{UDL,1}(z)$... vsota horizontalnih napetosti po celotni širini opornika zaradi delovanja q_1
$\sigma_{UDL,2}(z)$... vsota horizontalnih napetosti po celotni širini opornika zaradi delovanja $q_{i>1}$
σ_{UDL}	... skupen vpliv enakomerno porazdeljene obtežbe navideznih prometnih pasov (UDL)

$\sigma_{W1,x}$...vrednost horizontalne napetosti v točki x zaradi delovanja 2. vrste tandemov točkovnih sil
$\sigma_{W2,x}$...vrednost horizontalne napetosti v točki x zaradi delovanja 1. vrste tandemov točkovnih sil
σ_i	...skupen vpliv horizontalnih napetosti na izbrani globini z_i
$\sigma_{tot,W1}$...skupen vpliv horizontalnih napetosti zaradi delovanja 2. vrste tandemov točkovnih sil
$\sigma_{tot,W2}$...skupen vpliv horizontalnih napetosti zaradi delovanja 1. vrste tandemov točkovnih sil
$\sigma_{v,bridge,eq}$...vertikalne napetosti zaradi ekvivalentne obtežbe mostu
$\sigma_{v,d}$...projektna vrednost kontaktnih napetosti pod temeljem
σ_v	...vertikalna napetost kompozita armirane zemljine
σ_x	...horizontalna napetost v izbrani koordinatni smeri x
σ_y	...horizontalna napetost v izbrani koordinatni smeri y
σ_z	...vertikalna napetost v izbrani koordinatni smeri z
φ'_d	...projektna vrednost strižnega kota
φ_r'	...efektivni strižni kot zasipnega materiala (gramoznega nasutja)
2ε	...geometrijski parameter za račun dodatnih napetosti v tleh po Boussinesq-u
2ψ	...geometrijski parameter za račun dodatnih napetosti v tleh po Boussinesq-u
A	...velikost strižne ploskve
A'	...ploščina računske (reducirane) površine centrično obremenjenega temelja
B	...širina najnižje vgrajene plasti geosintetika brez upoštevanja debeline čelne fasade
H	...višina opornika iz armirane zemljine
L	...širina prekladne konstrukcije
L'	...reducirana dolžina temelja
N	...vertikalna sila pri izvedbi direktnega strižnega preizkusa
T	...strižna sila pri izvedbi direktnega strižnega preizkusa
W	...lastna teža opornika iz armirane zemljine
b	...nosilno območje naleganja prekladne konstrukcije
c'	...kohezija
k	...oddaljenost osi posameznih točkovnih sil prometne obtežbe od roba opornika
q	...navpični tlak ob temelju na globini temeljne ploskve
Δe	...sprememba vrednosti količnikov por
$\Delta \rho$...sprememba posedek med posameznimi stopnjami obremenjevanja
$\Delta \sigma'$...sprememba efektivnih napetosti
ΣM_D	...projektna vrednost vsote destabilizacijskih momentov
ΣM_R	...projektna vrednost vsote stabilizacijskih momentov
ΣV_d	...projektna vrednost vsote vertikalnih obtežb
β	...prirastek globine
γ	...specifična teža, uporabljena za izračun h_{eq}
ν	...Poissonov količnik
ρ	...posedek temeljnih tal
σ	...normalna napetost
τ	...strižna napetost

SLOVAR TUJIH STROKOVNIH IZRAZOV

Geosynthetic Reinforced Soil (GRS) – z geosintetiki armirana zemljina

Geosynthetic Reinforced Soil bridge abutment – mostni opornik iz armirane zemljine

Geosynthetic Reinforced Soil – Integrated Bridge System (GRS-IBS) je integriran sistem mostu, ki ga tvorijo oporniki iz zemljine, armirane z geosintetiki, v kombinaciji z jekleno ali armiranobetonsko izvedbo prekladne konstrukcije.

Reinforced Soil Foundation (RSF) – temelj opornika iz ustrezno zgoščenega gramoznega ali tamponskega materiala, ki je ovit v geosintetik.

Integrated approach – zvezni prehod iz dostopnega nasipa na prekladno konstrukcijo mostu

»Ta stran je namenoma prazna.«

1 UVOD

Tehnologijo armiranja zemljin so v različnih oblikah uporabljale že civilizacije v daljni preteklosti za gradnjo bivališč, podpornih konstrukcij in inženirskih objektov, saj so bili za gradnjo primorani uporabiti materiale, ki so jim bili na razpolago na dani lokaciji. S kombinacijo zbite zemljine in uporabo vejevja ter lesenih palic je bil zgrajen že znameniti Kitajski zid. Osnovni koncept tehnologije je skozi zgodovino ostal nespremenjen - s kombinacijo posameznih konstrukcijskih materialov z različnimi mehanskimi lastnostmi tvoriti kompozit, ki bo v izbranem okolju in pri predvideni obremenitvi optimalno opravljal zastavljeno funkcijo. Tehnologija armiranja zemljin je glede na uporabljen koncept zelo podobna tehnologiji armiranja betona, saj zgoščen zasipni material dobro prenaša tlačne obremenitve, vmesne plasti materialov pa s prevzemom nateznih obremenitev delujejo kot armatura. V današnjem času se tehnologija armiranja zemljin tako že več desetletij uporablja v inženirski praksi izdelave podpornih zidov in armiranja cestnih nasipov, s hitrim razvojem novih materialov z drugačnimi lastnostmi pa spekter možnosti uporabe konstantno narašča. Zadnjih nekaj let se tehnologija zaradi številnih prednosti uspešno uporablja celo za izdelavo mostnih opornikov mostov z enim samim razponom, pri čemer so detajli izvedbe posameznega objekta optimalno prilagojeni izbrani lokaciji mostu. Z relativno preprosto tehnologijo izvedbe, ki se odraža tudi v krajših časih izvedbe in nižjih stroških gradnje, ter ustrezno nosilnostjo se postavlja ob bok masivnim mostnim opornikom iz armiranega betona. S težnjo po znižanju stroškov in večji konkurenčnosti v času težke ekonomske situacije so investitorji prisiljeni iskati alternativne rešitve in prav tehnologija armiranja zemljin na podlagi rezultatov že izvedenih objektov v tujini kaže potencial za razširjeno uporabo, tudi v slovenski gradbeni praksi.

Predmet obravnave v magistrskem delu je prvi most na opornikih iz armirane zemljine v Sloveniji, zgrajen v mesecih novembru in decembru 2014 v Žerovincih v občini Ormož. Na podlagi podrobnega študija dostopne mednarodne literature in številnih tehničnih smernic smo v okviru magistrske naloge pripravili postopke za dimenzioniranje mostnih opornikov iz armirane zemljine. Izhodišče so predstavljali računski postopki po priporočilih ameriških tehničnih smernic, ki so v nadaljevanju aplicirani na pravila Evrokod standardov. Z izvedbo laboratorijskih preiskav za karakterizacijo temeljnih tal in kompozita armirane zemljine v Geomehanskem laboratoriju Zavoda za gradbeništvo Slovenije so pridobljeni podatki o dejanskih vrednostih materialnih in mehanskih parametrov. Ključnega pomena za pridobitev podatkov o napetostno-deformacijskih lastnostih tipičnega kompozita je izvedba obremenilnega testa na preizkušancu - ustreznem kompozitu armiranega geosintetika in nasipnega materiala, ki je identičen vgrajenemu na dejanski lokaciji. Na dejanski lokaciji je bil in se še izvaja tudi monitoring preko vgrajene posedalne plošče, horizontalnih inklinometrov in merilcev deformacij na geomrežah in armaturni mreži betonske fasade opornika. Pridobljeni podatki bodo služili za primerjavo izvedenega izračuna z dejanskim obnašanjem opornika na terenu.

1.1 Namen magistrskega dela

Glavni namen magistrskega dela je povezava teoretično pridobljenega znanja s področja konstrukcij iz armirane zemljine z dejanskimi postopki izvedbe v praksi, eksperimenti v laboratoriju in naknadnimi meritvami na terenu - monitoringom. Pravilna izvedba detajlov na terenu močno vpliva na nosilnost in stabilnost opornikov iz armirane zemljine in posledično tudi na življenjsko dobo omenjenih konstrukcij. Pripravljeni postopki za dimenzioniranje mostnih opornikov iz armirane zemljine obravnavajo tudi vse potrebne materialne in mehanske parametre posameznih komponent kompozita, ki so potrebni za izračun in se določijo iz rezultatov različnih laboratorijskih preiskav za karakterizacijo temeljih tal ali karakterizacijo kompozita armirane zemljine. Z izvajanjem terenskega monitoringa analiziramo odstopanje pripravljenih računskih modelov od dejanskega obnašanja opornikov iz armirane zemljine v naravi.

1.2 Cilji magistrskega dela

Uporaba tehnologije armiranja zemljin za izvedbo mostnih opornikov je v zadnjih letih nedvomno novost v inženirski gradbeni praksi doma in po svetu. Pri reševanju konkretnega problema dimenzioniranja opornikov so pripravljene računski postopki v največji možni meri aplicirani na pravila Evrokod standardov, vendar pa so za dobro razumevanje napetostno-deformacijskega obnašanja celotnega kompozita do nadaljnjega ključnega pomena izvedene laboratorijske preiskave za tipičen kompozit. Magistrsko delo kot inženirski izdelek služi kot priročnik za dimenzioniranje mostnih opornikov iz zemljine, armirane z geosintetiki, ter predstavlja dobro podlago za morebitno nadaljnje pisanje raziskovalnih poročil in strokovnih člankov.

1.3 Metode dela

Prvi del magistrske naloge temelji na pripravi teoretičnih podlag in ustreznih računskih postopkov za dimenzioniranje mostnih opornikov iz armirane zemljine v mejnem stanju nosilnosti (MSN) in mejnem stanju uporabnosti (MSU). Kontrole zunanje stabilnosti (zdrs, nosilnost temeljnih tal in globalna stabilnost) potekajo v skladu s pravili standarda SIST EN 1997-1 – Evrokod 7, kontrole notranje stabilnosti pa (tudi po priporočilih ameriških tehničnih smernic) v največji meri temeljijo na rezultatih izvedenih laboratorijskih testov za tipičen kompozit armirane zemljine, ki je praviloma identičen uporabljenemu kompozitu na dejanski lokaciji izvedbe. Predstavljeni izrazi so z upoštevanjem oziroma računanjem ustreznih vrednosti obtežb v največji možni meri aplicirani na pravila Evrokod standardov in so uporabni za dimenzioniranje mostnih opornikov iz armirane zemljine v praksi.

V drugem delu magistrske naloge smo z izvajanjem laboratorijskih preiskav pridobili vse potrebne materialne in mehanske parametre, ki so uporabljeni v predstavljenih računskih postopkih dimenzioniranja. Poleg standardiziranih preiskav za karakterizacijo temeljnih tal (edometska in

direktna strižna preiskava) in osnovnih komponent kompozita armirane zemljine (zrnavost, optimalna zgoščenost, natezna trdnost geomreže) je bil za določitev zveze med napetostjo in deformacijo celotnega kompozita ključnega pomena laboratorijski obremenilni test na primerljivem preizkušancu dimenzij 25x25x49 cm. Vgrajene plasti geomrež v kompozitu so bile opremljene z merilnimi lističi z namenom določitve vrednosti horizontalnih deformacij v geomreži v odvisnosti od izbrane vertikalne obtežbe, s katero je bil obremenjevan preizkušaneec. Laboratorijski obremenilni test je bil izveden pred samo izvedbo dejanskega objekta, pri njegovi pripravi pa so bili uporabljeni materiali, ki so bili predvideni za uporabo pri izdelavi objekta.

V nadaljevanju je bil izveden postopek dimenzioniranja opornikov iz armirane zemljine za dejanski most v Žerovincih, zgrajen v mesecih novembru in decembru 2014. Z uporabo iz laboratorijskega obremenilnega testa pridobljenih vrednosti materialnih in mehanskih parametrov smo z izračunom skušali najbolje opisati dejansko obnašanje opornikov iz armirane zemljine v naravi in preverili ustreznost s projektom predpisanih dimenzij glede na predvidene obremenitve. Dejansko obnašanje opornikov iz armirane zemljine v Žerovincih smo tekom gradnje in po njej spremljali z izvajanjem terenskih meritev preko vgrajenih posadnih plošč in horizontalnih inklinometrov, za potrebe določitve nateznih sil v geomrežah pa so bile posamezne plasti geomrež v dveh nivojih opremljene tudi z merilnimi lističi. Na podlagi dobljenih rezultatov meritev smo analizirali odstopanje z izračunom predvidenih in dejanskih vrednosti obremenitev.

1.4 Ocena dosedanjih raziskovanj

Tehnologija armiranja zemljin se je v prejšnjih dveh desetletjih tako v Sloveniji kot po svetu učinkovito uporabljala zlasti za gradnjo cestnih nasipov, zadnjih nekaj let pa se je z razvojem sodobnih polimernih geosintetikov razširila tudi na področje gradnje mostnih opornikov z enim samim razponom. Strokovnjaki po svetu so z izvajanjem številnih laboratorijskih in modelnih preiskav ugotovili, da tehnologija z geosintetiki armiranih zemljin omogoča hitro in relativno enostavno izvedbo z manjšim številom delavcev in zgolj osnovno gradbeno mehanizacijo. Zaradi reciklabilne narave ima manjši vpliv na okolje, kar še dodatno kaže velik potencial za masovno uporabo v inženirski gradbeni praksi. Za pravilno in zanesljivo dimenzioniranje konstrukcij iz armirane zemljine pa je zelo pomembno dobro razumevanje deformacijskega obnašanja takšnih konstrukcij, ki je močno odvisno od mehanskih lastnosti uporabljenih osnovnih materialov in kakovosti izvedbe na terenu. Potrebno je poudariti, da so splošni računski postopki za dimenzioniranje takšnih konstrukcij posledično na razpolago v zelo omejenem obsegu, dimenzioniranje pa v največji meri še vedno temelji na rezultatih laboratorijskih preiskav za tipičen kompozit – kombinacijo plasti zgoščenega nasipnega materiala in geosintetikov na ustreznih medsebojnih razmikih.

»Ta stran je namenoma prazna.«

2 MOSTOVI Z OPORNIKI IZ ARMIRANE ZEMLJINE

V inženirski praksi gradnje mostov prevladuje konvencionalna armiranobetonska izvedba, kjer prekladna konstrukcija v obliki mostnega nosilca ali plošče ter krajni in vmesni armiranobetonski oporniki s pomičnimi ali nepomičnimi ležišči v grobem tvorijo zaključeno celoto mostu. Takšna izvedba z ustrezno namestitvijo mehke in kabelske armature omogoča gradnjo mostov poljubnih dimenzij in krivin, kar je zelo ugodno pri premeščanju velikih razponov. Pri manjših mostovih z enim samim razponom (do 50 m) pa je glede na enostavno zasnovo konstrukcije (okvirni sistem ali prosto ležeč nosilec) tehnologija izvedbe armirano betonskih opornikov zaradi namestitve opažev, pozicioniranja armature in betoniranja relativno zahtevna, čas trajanja gradnje pa zaradi strjevanja betona do ustrezne trdnosti predolg. S težnjo po redukciji stroškov in optimizaciji časa gradnje se v zadnjih letih uveljavlja tehnologija, ki lahko enakovredno nadomesti opornike v armiranobetonski izvedbi. To je tehnologija gradnje opornikov iz armirane zemljine.

2.1 Tehnologija armiranja zemljin

Koncept tehnologije armiranja zemljin v principu spominja na tehnologijo armiranja betona. Osnovni material, ki ima zelo majhno ali nično natezno trdnost, vendar dobro prenaša tlačne in strižne napetosti, kombiniramo z materialom, ki dobro prenaša natezne obremenitve in posledično v kompozitu deluje kot armatura. Preko trenja in adhezije se omogoči prenos nateznih napetosti iz osnovnega materiala na armirni material (*Battelino in sod., 1981*).

2.1.1 Razvoj tehnologije armiranja zemljin

Že civilizacije v daljni preteklosti so bile za gradnjo bivališč in ostalih inženirskih objektov prisiljene uporabiti materiale, ki so jih takrat imeli na razpolago - zemljine. Zaradi njihove nizke natezne trdnosti so jih ojačali z naravnimi materiali (lesene palice, korenine, vejevje) in posledično močno povečali nosilnost in trajnost zgrajenih konstrukcij. Zaradi dobrega razumevanja osnovnega koncepta so se nekatere zelo stare konstrukcije ohranile do danes. Z uporabo zbite zemljine, ki so ji dodajali vejevje in kamenje, je bil že leta 200 p. n. š. zgrajen Kitajski zid (*Building the great wall of China, b.d.*). Na območju Anglije so v preteklosti z vejevjem in lesenimi palicami armirano zemljino uspešno uporabljali kot erozijsko zaščito in zaščito pred potencialnimi plazovi, v splošnem pa je bilo tovrstno armiranje primerno tudi za izvedbo rečnih nasipov (*FHWA, 2000*).

V sodobnem gradbeništvu začetek uporabe armirane zemljine predstavlja patent »La Terre Armee«, ki ga je leta 1963 na podlagi večletnih eksperimentalnih rezultatov predstavil francoski arhitekt Henri Vidal. Prva podporna konstrukcija po predstavljenem patentu je bila zgrajena v letih 1964-1965 v kraju Pragnier v Franciji. Zunanjo obliko podporne konstrukcije so tvorile obložne armiranobetonske plošče s pripetimi jeklenimi trakovi (*Terre Armee, b.d.*). Slednji so bili v različnih nivojih vgrajeni med zgoščen zasipni material z namenom prevzemanja nateznih obremenitev v zgrajenem kompozitu.

Z definiranjem konstrukcijskih načel in osnov za dimenzioniranje konstrukcij iz armirane zemljine je Vidal leta 1966 tehnologijo dokončno uveljavil v sodobnem gradbeništvu, leta 1968 pa je bilo na podlagi dobrih rezultatov številnih laboratorijskih in modelnih preiskav na Azurni obali izvedenih šest podpornih konstrukcij iz armirane zemljine z maksimalno višino 22 m (*Battelino, 1990*). S svojo zanesljivostjo so zgrajene konstrukcije dokazale številne prednosti uporabe te tehnologije, hitra in preprosta izvedba ter ekonomska upravičenost pa so bili glavni razlogi, da se je uporaba armirane zemljine v enem desetletju močno razširila po celem svetu.

Z nadaljnjim razvojem in težnjo po izboljšanju tehnologije armirane zemljine so strokovnjaki preučevali različne možnosti uporabe materialov z drugačnimi lastnostmi. Poleg profiliranega jekla, aluminija in pocinkane pločevine so za uporabo armiranih slojev kompozita preizkušali tudi obnašanje naravnih tkanin, sintetičnih smol, poliestrov in vlaknatega stekla (*Battelino in sod., 1981*). Razvoj sodobnih polimernih materialov – geosintetikov ter vse analitične in eksperimentalne študije v zadnjih tridesetih letih pa so bili podlaga za razvoj novih načinov gradnje z armirano zemljino (*Zornberg, 2007*). Sodobna tehnologija armiranja zemljin torej narekuje uporabo gradbenega kompozita iz zaporednih plasti ustrezno zgoščenega nasipnega materiala (zemljine ali peska) in horizontalno položenih plasti armiranih geosintetikov (geomrež, geotekstilov) v predvidenih medsebojnih razmikih za ustrezen prevzem nateznih obremenitev. Kakovostno izveden kompozit je notranje stabilen zaradi dobre interakcije med zemljino in geosintetikom ter visoke natezne trdnosti slednjega (*Lenart, 2012*). Uporaba geomrež je bolj primerna za nekoherentne, debelozrnate zemljine, tkani ali netkani geotekstili pa za koherentne, drobnozrnate zemljine (*Tatsuoka in sod., 1997*).

Tehnologija armirane zemljine se po celem svetu že več kot dve desetletji odlično uporablja v prometnicah v obliki podpornih konstrukcij, v zadnjih letih pa vse pogosteje tudi za gradnjo mostnih opornikov cest in železnic. Vizija prihodnosti je uporaba z geosintetiki armirane zemljine v enakem obsegu kot se v današnjem času uporablja armiran beton (*Heerten, 2007*).

2.1.2 Uporaba armirane zemljine v Sloveniji

Kmalu po uveljavitvi tehnologije armirane zemljine v svetu se je njena uporaba razširila tudi v Sloveniji. Prva podporna konstrukcija z armiranobetonskimi obložnimi ploščami in armirnimi trakovi iz poliestrskega laminata, na najvišjem mestu visoka 5,5 m, je bila zgrajena leta 1980 na priključnem nasipu Podutik-Ljubljana na zahodni obvoznici. Zaradi slabih temeljnih tal bi moral biti 30 metrov dolg podporni zid v primeru armiranobetonske izvedbe zgrajen na pilotih dolžine 15 m, z uporabo armirane zemljine pa je bila mogoča izvedba neposredno na površini terena (*Battelino, 1990*). V naslednjem letu sta bili z uporabo enake tehnologije zgrajeni 3,5 m visoka podporna konstrukcija (nasip) na mejnem prehodu Šentilj ter 6 m visoka podporna konstrukcija na Pobreški cesti v Mariboru, kasneje pa še na Brdu (1984), mariborski obvoznici (1988) in drugod (*Battelino, 1990*).

Vzporedno z gradnjo novih podpornih konstrukcij iz armirane zemljine z uporabo armiranobetonskih obložnih plošč in trakov iz poliestrskega laminata so potekale številne laboratorijske in modelne preiskave (*Prokop in Battelino, 1993*), po končani izvedbi pa se je izvajal tudi monitoring na terenu.

Poleg omenjenega je zelo pomemben tudi drugačen način uporabe tehnologije armirane zemljine, primeren za gradnjo cestnih ali železniških nasipov, kjer so posamezne plasti zemljine ovite z geomrežami ali geosintetiki. S to tehnologijo je možno graditi nasipe do višine 20 m z vertikalnim pročeljem, z nadaljnjo uporabo nekonstrukcijske armature, ki omogoča lažjo izvedbo zunanje brežine, pa tudi višje. Prvi primer takšne uporabe v Sloveniji je nasip na gozdni poti k vstopnemu jašku Karavanškega predora, ki je bil zgrajen že leta 1979 in v višino meri 3 m (*Battelino, 1990*). Armirana zemljina se je v Sloveniji v zadnjem desetletju uporabljala predvsem za gradnjo nasipov na območjih slabo nosilnih tal in gradnjo protihrupnih nasipov (*Lenart in sod., 2012*).

2.1.3 Prednosti uporabe armirane zemljine

Uporaba tehnologije armiranja zemljin se v inženirski praksi uveljavlja predvsem zaradi večje ekonomičnosti v primerjavi s konvencionalnim, armiranobetonskim, načinom gradnje. S pravilnim pristopom in dobro logistiko so stroški gradnje bistveno nižji, čas trajanja del pa krajši. Vse večjo podporo tehnologija pridobiva zaradi številnih prednosti s tehničnega vidika – dobre zunanje podobe, zanesljivosti, preproste izvedbe in dobrega obnašanja v primeru potresov (*Zornberg in sod., 2001*), večje duktilnosti in fleksibilnosti zgrajenih konstrukcij ter večje prilagodljivosti tehnologije na uporabo lokalnih zasipnih materialov slabše kakovosti (*Wu, 1994*). Predvsem večja fleksibilnost naredi konstrukcijo manj občutljivo na diferenčne posedke, ki so pogosto težava pri podpornih konstrukcijah iz armiranega betona. Pomembna prednost je poleg omenjenega tudi uporaba na lokacijah, kjer je dostop težke mehanizacije otežen ali nemogoč (*Adams, 2008*). Zaradi manjšega števila delovnih procesov se zmanjša potreba po velikih delovnih skupinah, številu začasnih konstrukcij in uporabi težke gradbene mehanizacije (*Zornberg, 2007*). Možna je gradnja v fazah na omejenem območju, kar predstavlja manjšo obremenitev za okolje. Hkrati velja omeniti dejstvo, da je transport sodobnih geosintetikov (geomrež in geotekstilov) do gradbišča oziroma mesta vgradnje bistveno lažji kot transport gradbenih materialov v primeru izvedbe armiranobetonskih podpornih konstrukcij ali kot transport armiranih materialov, ki so se za armirano zemljino uporabljali v preteklosti (*Wu, 1994*). Konstrukcije iz armirane zemljine zaradi reciklabilne narave uporabljenih materialov predstavljajo ekonomično alternativo tudi pri gradnji začasnih opornih konstrukcij (*Adams, 2008*).

2.1.4 Uporaba armirane zemljine za izvedbo mostnih opornikov

V zadnjih dveh desetletjih so strokovnjaki tehnologijo armirane zemljine uspešno aplicirali tudi na gradnjo opornih konstrukcij cestnih in železniških mostov. Mostni oporniki so v principu zelo podobni običajnim podpornim konstrukcijam iz armirane zemljine, bistvena razlika pa je v načinu prevzema obtežbe, ki deluje na njih. Oporniki iz armirane zemljine so namreč med gradnjo (namestitve prekladne konstrukcije) in po njej (lastna teža mostu, promet, veter, temperaturne spremembe) izpostavljeni veliko večji površinski obtežbi, ki deluje v neposredni bližini čelne fasade opornika (*Helwany in sod., 2007*). Izvedba mostnih opornikov vključuje vse prednosti običajnih podpornih konstrukcij iz armirane zemljine. V primerjavi z armiranobetonsko izvedbo zato velja za hitrejšo in bolj ekonomično rešitev, saj tudi v primeru slabih temeljnih tal z uporabo armirane zemljine običajno ni potrebe po globokem temeljenju.

Pomembna prednost uporabe tehnologije armiranja zemljin pri gradnji mostnih opornikov je tudi možnost zagotovitve integriranega zveznega prehoda na območju stika med dostopnim nasipom in prekladno konstrukcijo (*Zornberg in sod., 2001*), kjer težave pri konvencionalnih načinih izvedbe nastopijo zaradi diferenčnih posedkov, ki nastanejo kot posledica uporabe različnih tipov temeljenja (*Zornberg, 2007*). Dostopni nasip na most je običajno zgrajen iz ustrezno zgoščenega nasipnega materiala na plitvih temeljih, krajni mostni oporniki pa so v primeru slabo nosilnih temeljnih tal izvedeni z globokim temeljenjem v obliki pilotov. Zvezen prehod na prekladno konstrukcijo in obratno se običajno zagotovi z namestitvijo prehodne plošče. Krajni armiranobetonski oporniki v statičnem smislu predstavljajo konstrukcijo konzolnega tipa, zato se zaradi zemeljskih pritiskov nearmiranega zaledja v njih pojavijo velike prečne sile in upogibni momenti. Velike koncentracije napetosti ob vpetju, morebitna slabo nosilna temeljna tla in občutljivost omenjenega tipa konstrukcij na diferenčne posedke navadno narekujejo uporabo močnih konstrukcij velike debeline in izvedbo globokih temeljev v obliki pilotov, s čimer se preprečijo kakršnikoli pomiki in posedki opornikov (*Tatsuoka in sod., 2007*). Eden od dodatnih razlogov za formiranje diferenčnih posedkov je lahko erozija zaledne zemljine tik za mostnim opornikom kot posledica odtekanja vode s površine prekladne konstrukcije, povzročajo pa jih tudi prometna in potresna obtežba ter temperaturne spremembe s krčenjem in raztezanjem prekladne konstrukcije (*Zornberg, 2007*).

Omenjene slabosti v primeru armiranobetonske izvedbe opornikov se posledično v največji meri odražajo v povišanih stroških gradnje in kasnejšega vzdrževanja objekta, zlasti prehodnih con. Težnja po trajni rabi materialov in izvedenih konstrukcij v kombinaciji s težko ekonomsko situacijo zato spodbuja razvoj novih in inovativnih metod, ki bi aktualnim potrebam pri gradnji prometnic zadostile s kakovostno izvedbo, krajšim časom gradnje in nižjimi stroški izvedbe (*Lenart in sod., 2012*). Kljub številnim prednostim uporabe tehnologije armirane zemljine za gradnjo mostnih opornikov se še vedno pojavljajo težave v zvezi z uporabo ležišč, ki ostajajo šibka mesta tovrstnih konstrukcij.

Različni avtorji posledično predlagajo različne rešitve, ki so optimalno prilagojene izbrani lokaciji in odpravljajo težave z ležišči. Na Japonskem z namenom zagotavljanja zadostne potresne odpornosti mostni nosilec povežejo s togo nosilno armiranobetonsko oblogo po celotni višini opornika iz armirane zmljine in na ta način zagotovijo integriran sistem mostu. Z uporabo japonskega pristopa se v primeru kakovostne izvedbe ohranijo vse prednosti integriranega sistema, odpravijo se težave na prehodu z dostopnega nasipa na prekladno konstrukcijo, hkrati pa je zagotovljeno odlično obnašanje v primeru potresov (*Tatsuoka in sod., 1997*). Slaba stran omenjenega tipa izvedbe je nekoliko višja cena. V nasprotju, ameriški pristop (*Adams, 1997*) omogoča cenejšo izvedbo in predlaga namestitev prekladne konstrukcije neposredno na opornik iz armirane zmljine. Čelna fasada, ki tvori zunanjo obliko opornikov, se v tem primeru praviloma izvede v obliki zidakov ali modularnih blokov brez mehanske povezave, zato se v statičnem izračunu obravnava kot nenosilni element. Z namenom preprečitve poškodb ali porušitve nenosilne čelne fasade je potrebno zagotoviti pravilno izvedbo detajlov. Obe metodi se že vrsto let odlično uporabljata v praksi.

Dimenzioniranje opornikov v naslednjem podpoglavju temelji na uporabi ameriškega pristopa in smernic v kombinaciji s patentno zaščitnim postopkom gradnje podpornih konstrukcij iz armirane zmljine brez uporabe začasnih podpornih ukrepov (*Lenart, 2014*), ki omogoča delno prednapetje armirane zmljine in na ta način povečuje njeno togost.

2.2 Dimenzioniranje mostnih opornikov iz armirane zemljine

Projektiranje konstrukcij iz armirane zemljine v standardu Evrokod 7 ni posebej obravnavano, zato se pri prikazu računskih postopkov dimenzioniranja mostnih opornikov v nadaljevanju poglavja opiramo na tujo literaturo. Poleg splošnih pravil projektiranja v skladu s standardom SIST EN 1997-1:2005 so pri podajanju enačb in delnih varnostnih faktorjev upoštevani računski postopki nemških tehničnih smernic za projektiranje konstrukcij iz armirane zemljine (*EBGEO 2010*), ki temeljijo na nemškem standardu DIN 1054:2005-01. Dimenzioniranje konstrukcij iz armirane zemljine v obliki mostnih opornikov ni predstavljeno v nobeni od omenjenih evropskih literatur, zato prikazani računski postopki temeljijo na uporabi ameriških tehničnih smernic za dimenzioniranje mostnih opornikov iz armirane zemljine (FHWA), ki so nastale na podlagi dolgoletnih praktičnih izkušenj in številnih laboratorijskih ter modelnih testov. Računski postopki ameriške metode so ustrezno aplicirani na dimenzioniranje po Evrokod standardih.

2.2.1 Geotehnično projektiranje v skladu s standardom Evrokod 7

Geotehnično projektiranje obravnava standard SIST EN 1997-1:2005 – Evrokod 7, ki temelji na uporabi metode mejnih stanj. Za vsako geotehnično projektno stanje je potrebno preveriti, da ne presega nobenega izmed mejnih stanj, določenih s standardom SIST EN 1990: 2005 – Osnove projektiranja:

- mejno stanje nosilnosti (MSN) ali ang. *Ultimate Limit State* (ULS),
- mejno stanje uporabnosti (MSU) ali ang. *Serviceability Limit State* (SLS).

Mejno stanje nosilnosti obravnava mejne situacije, ki so posledica odpovedi temeljnih tal ali odpovedi konstrukcije oziroma njenih delov, mejno stanje uporabnosti pa mejne situacije, kjer je uporabnost konstrukcije zaradi prekomernih deformacij temeljnih tal omejena. Slednje je pomembno predvsem za primere, kjer mejna nosilnost konstrukcije ali temeljnih tal ni dosežena, deformacije pa presegajo predpisane vrednosti. Metoda mejnih stanj temelji na uporabi delnih faktorjev varnosti, katerih vrednosti so za vsako mejno stanje predpisane s standardom.

Kratek pregled pravil in postopkov geotehničnega projektiranja, prikazanih v nadaljevanju, je povzet po standardu SIST EN 1997-1 in Priročniku za projektiranje gradbenih konstrukcij po Evrokod standardih (*Beg, D. in Pogačnik A., 2009*).

2.2.1.1 Mejno stanje nosilnosti – MSN

S preverjanjem mejnega stanja nosilnosti je potrebno določiti učinke vplivov in njihove projektne vrednosti z uporabo delnih faktorjev varnosti za vsak prečni prerez konstrukcije, zemljino ter za stik med zemljino in konstrukcijo. Projektne vrednosti učinkov vplivov (E_d) morajo biti manjše ali enake projektnim vrednostim odpornosti (R_d) za vsako analizirano mejno stanje posebej (enačba (1)).

$$E_d \leq R_d \quad (1)$$

V geotehničnem projektiranju se lahko delni faktorji varnosti uporabljajo na dva popolnoma različna načina:

- metoda reduciranih strižnih parametrov,
- metoda faktoriranih vplivov in odpornosti.

Pri metodi reduciranih strižnih parametrov je potrebno določiti projektne vrednosti strižnih parametrov z uporabo delnih faktorjev varnosti za trenje in kohezijo (enačbi (2) in (3)),

$$\tan \varphi'_d = \frac{\tan \varphi'_k}{\gamma_\varphi} \quad (2)$$

$$c'_d = \frac{c'_k}{\gamma_c} \quad (3)$$

pri metodi faktoriranih vplivov in odpornosti pa projektne vrednosti učinkov vplivov in odpornosti izračunamo iz karakterističnih vrednosti z uporabo delnih faktorjev varnosti za geotehnične učinke vplivov in odpornosti (enačbi (4) in (5)).

$$E_d = \gamma_E * E_k \quad (4)$$

$$R_d = \frac{R_k}{\gamma_R} \quad (5)$$

Evrokod 7 obravnava pet skupin mejnih stanj nosilnosti, ki jih je potrebno preveriti:

- EQU (izguba statičnega ravnovesja)
- **STR, GEO** (odpoved po materialu – konstrukcije ali tal)
- UPL (vzgon ali dvig)
- HYD (hidravlične porušitve)

Mejno stanje EQU obravnava izgubo statičnega ravnovesja konstrukcije ali tal kot togega telesa, pri čemer za preverjanje odpornosti trdnostne lastnosti materialov konstrukcije ali tal niso pomembne. UPL obravnava izgubo ravnotežja konstrukcije ali tal zaradi dviga, ki je lahko posledica vzgona ali drugih navpičnih vplivov, HYD pa hidravlični lom tal in notranjo erozijo kot posledico hidravličnih gradientov. Za opisana mejna stanja Evrokod 7 predvideva en sam način uporabe delnih faktorjev varnosti, razlikujejo se zgolj njihove vrednosti.

Mejni stanji STR in GEO obravnavata notranjo odpoved ali pretirano deformacijo konstrukcije (STR) oziroma zemljine (GEO), pri čemer je za zagotavljanje odpornosti pomembna trdnost uporabljenih materialov v konstrukciji (STR) oziroma trdnost zemljine ali kamnine (GEO). Za analizo opornih in podpornih konstrukcij Evrokod 7 zahteva preverjanje mejnih stanj STR in GEO, za ostale pa mora projektant na podlagi konkretnega primera oceniti, ali je kontrola potrebna. Zaradi različnih možnosti uporabe delnih faktorjev varnosti SIST EN 1997-1:2005 v točki 2.4.7.3.4. navaja tri možne metode za preverjanje geotehničnih mejnih stanj, ki so v standardu poimenovane kot projektni pristopi (PP) ali ang. »*design approaches*« (DA).

- Projektni pristop 1:
 - kombinacija delnih faktorjev A1 "+" M1 "+" R1,
 - kombinacija delnih faktorjev A2 "+" M2 "+" R1.
- Projektni pristop 2:
 - kombinacija delnih faktorjev A1 "+" M1 "+" R2,
 - kombinacija delnih faktorjev A2 "+" M1 ali M2 "+" R4 (piloti in sidra).
- Projektni pristop 3:
 - kombinacija delnih faktorjev A1 "+" M2 "+" R1 za konstrukcijske vplive,
 - kombinacija delnih faktorjev A2 "+" M2 "+" R1 za geotehnične vplive.

Opomba: V zgornjih izrazih simbol "+" pomeni » v kombinaciji z «.

Nabor delnih faktorjev z oznako A se uporablja za izračun projektnih vrednosti učinkov vplivov, nabor M za izračun projektnih vrednosti materialnih karakteristik in nabor R za izračun projektnih vrednosti odpornosti. V Sloveniji je za geotehnično projektiranje s standardom predpisan projektni pristop 2 (DA 2) z izjemo kontrole globalne stabilnosti, kjer je potrebno uporabiti projektni pristop 3 (DA 3).

Seznam mejnih stanj in potrebne računske kontrole, ki jih je potrebno preveriti v okviru dimenzioniranja konstrukcij iz armirane zemljine, so podani v nadaljevanju poglavja. Vrednosti in pomene posameznih delnih faktorjev za različne projektne pristope prikazuje *Preglednica 1*.

Preglednica 1: Priporočene vrednosti delnih faktorjev varnosti za projektiranje podpornih konstrukcij v skladu s standardom SIST EN 1997-1:2005 – dodatek A

Table 1: Recommended values of partial safety factors needed for the design of the retaining structures due to SIST EN 1997-1:2005 – annex A

Projektni pristop		Vplivi ali učinki vplivov		Odpornost tal
		iz konstrukcije (STR)	iz tal (GEO)	
PP 1 (DA 1)	Komb. 1	$\gamma_G = 1,35$	$\gamma_{G,inf} = 1,00$ $\gamma_Q = 1,50$	$\gamma_\varphi = \gamma_c = \gamma_{cu} = 1,00$ $\gamma_R = 1,00$
	Komb. 2	$\gamma_G = 1,00$	$\gamma_Q = 1,30$ $\gamma_\varphi = \gamma_c = 1,25$	$\gamma_{cu} = 1,40$ $\gamma_R = 1,00$
PP 2 (DA 2)		$\gamma_G = 1,35$ $\gamma_Q = 1,50$ $\gamma_{G,inf} = 1,00, \gamma_{Q,inf} = 0$		$\gamma_\varphi = \gamma_c = \gamma_{cu} = 1,00$ $\gamma_{R,e} = \gamma_{R,v} = 1,40$ $\gamma_{R,h} = 1,10$
PP 3 (DA 3)		$\gamma_G = 1,35$ $\gamma_{G,inf} = 1,00$ $\gamma_Q = 1,50$	$\gamma_G = 1,00$ $\gamma_{G,inf} = 1,00$ $\gamma_Q = 1,30$	$\gamma_\varphi = \gamma_c = 1,25$ $\gamma_{cu} = 1,40$ $\gamma_R = 1,00$

Oznake delnih faktorjev:

γ_G ...delni faktor za neugodni stalni vpliv

$\gamma_{G,inf}$...delni faktor za ugodni stalni vpliv

γ_Q ...delni faktor za spremenljivi vpliv

γ_φ ...delni faktor za trenje

γ_c ...delni faktor za kohezijo

γ_{cu} ...delni faktor za nedrenirano strižno trdnost

$\gamma_{R,v}$...delni faktor za nosilnost tal

$\gamma_{R,h}$...delni faktor za odpornost proti zdrsu

$\gamma_{R,e}$...delni faktor za pasivni zemeljski pritisk (odpornost zemljine)

2.2.1.1 Mejno stanje uporabnosti – MSU

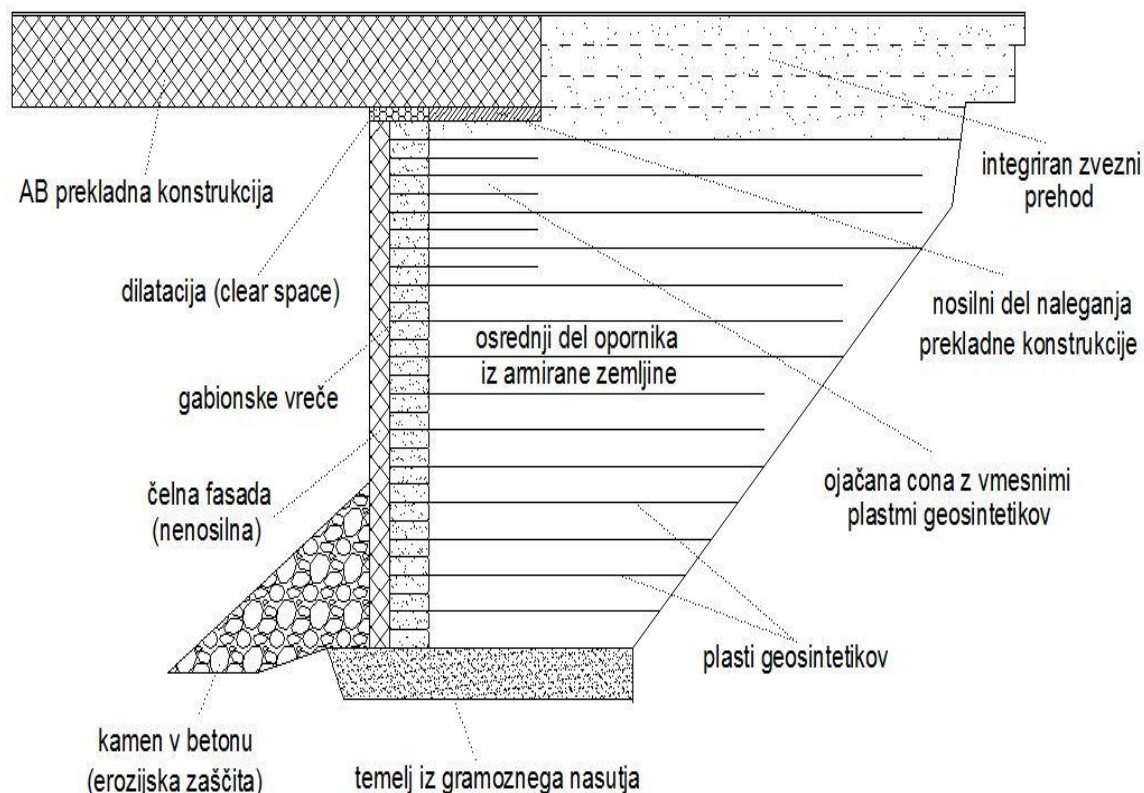
Pri projektiranju geotehničnih konstrukcij je potrebno preveriti tudi mejno stanje uporabnosti in zagotoviti, da bodo projektne vrednosti učinkov vplivov (E_d) na konstrukcijo ali tla (posedki, premiki, relativni posedki, zasuki ter razpoke) manjši od mejnih vrednosti učinkov vplivov, torej znotraj predpisanih mej (C_d), v skladu z enačbo (6).

$$E_d \leq C_d \quad (6)$$

Mejnemu stanju uporabnosti v nekaterih primerih zadostimo tudi z alternativnim dokazom, da je za omejitev deformacij mobiliziran dovolj majhen delež trdnosti tal ali konstrukcije. Vrednosti delnih faktorjev pri preverjanju mejnega stanja uporabnosti so praviloma enake 1,0.

2.2.2 Geometrijska zasnova mostnih opornikov iz armirane zemljine

V kombinaciji z jekleno ali armiranobetonsko izvedbo prekladne konstrukcije tvorijo oporniki, ki so zgrajeni iz armirane zemljine, zaključeno celoto – integriran sistem mostu (ang. *Geosynthetic Reinforced Soil - Integrated Bridge System* ali *GRS-IBS*), ki predstavlja ekonomično rešitev pospešene gradnje mostov z enim samim razponom. Shematski prikaz posameznih sestavnih delov opornika iz armirane zemljine, kot je bil uporabljen v tej nalogi, prikazuje *Slika 1*.



Slika 1: Primer mostnega opornika iz armirane zemljine
Figure 1: Geosynthetic reinforced soil bridge abutment example

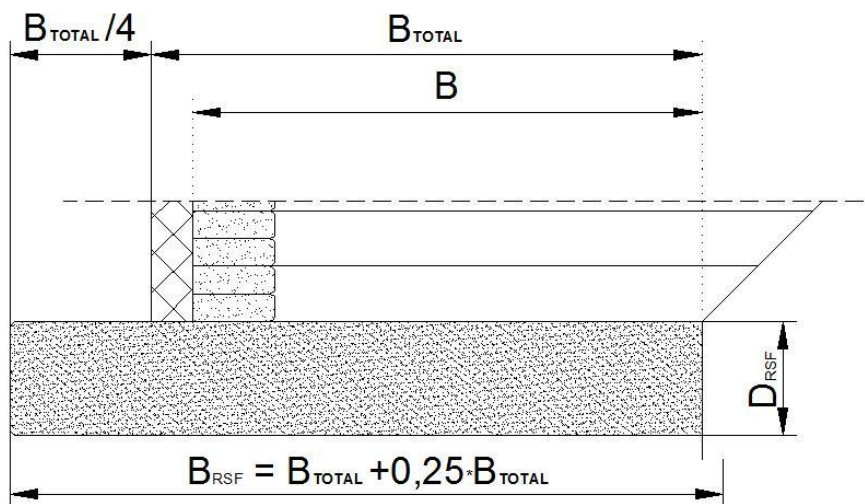
Vsak opornik sestavljajo trije glavni deli (*Adams, 2011*):

- temelj opornika iz armirane zemljine (ang. »*Reinforced Soil Foundation*« ali »*RSF*«),
- osrednji del opornika iz armirane zemljine (ang. »*Abutment*«) s čelno fasado in
- integriran zvezni prehod iz dostopnega nasipa na prekladno konstrukcijo (ang. »*Integrated Approach*«).

Uporabljeni izrazi za formiranje geometrijske zasnove opornika iz armirane zemljine, ki so prikazani v nadaljevanju, temeljijo na priporočilih ameriške literature (*Adams in sod., 2011*).

2.2.2.1 Temelj opornika iz armirane zemljine

Temelj opornika iz armirane zemljine je izveden iz ustrezno zgoščenega gramoznega materiala, ki je ovit v geosintetik (geotekstil). Zagotavlja podlago za osrednji del opornika, omogoča prenos vertikalne obtežbe s prekladne konstrukcije in zaledja na večje vplivno območje ter povečuje nosilnost opornika kot celote. Geosintetik preprečuje penetracijo finih zemeljskih frakcij iz temeljnih tal v temelj in posledično slabšanje mehanskih karakteristik temelja samega opornika iz armirane zemljine. Skico temelja iz gramoznega nasutja s pripadajočimi oznakami prikazuje *Slika 2*.



Slika 2: Skica temelja mostnega opornika iz gramoznega nasutja
Figure 2: Sketch of the gravel foundation of the abutment

Ameriške smernice podajajo začetne dimenzije temelja v odvisnosti od predvidene dolžine razpona prekladne konstrukcije mostu (L_{razpon}). Po izvedbi statičnega izračuna se vrednosti izbranih dimenzij popravijo, v kolikor je to potrebno. Začetna širina temelja iz gramoznega nasutja (B_{total}) se določi po enačbi (7) oziroma (8).

$$L_{razpon} < 7,5 \text{ m} \rightarrow B_{total} \geq 1,5 \text{ m} \quad (7)$$

$$L_{razpon} > 7,5 \text{ m} \rightarrow B_{total} \geq 1,8 \text{ m} \quad (8)$$

Dodaten izkop za temelj mora biti izveden v dolžini četrtnine izbrane širine temelja (B_{total}) pred predvideno ravnino čelne fasade (*Slika 2*). To omogoča lažjo in hitrejšo izvedbo preostalega dela opornika, hkrati pa večja širina temelja pripomore tudi k večji nosilnosti opornika kot celote. Skupna širina temelja (B_{RSF}) se določi po enačbi (9).

$$B_{RSF} = B_{total} + 0,25 * B_{total} \quad (9)$$

Priporočena vrednost začetne globine temelja iz gramoznega nasutja (D_{RSF}) je podana z enačbo (10). Inženir lahko po lastni presoji izbere globlji temelj, v kolikor se na podlagi lastnosti temeljnih tal ugotovi, da je to potrebno.

Za preprečevanje prekomernih posedkov opornikov na zelo slabo nosilnih temeljnih tleh je v nekaterih primerih pred izvedbo temelja smiselno izvesti tudi ukrepe za izboljšanje in utrditev temeljnih tal.

$$D_{RSF} = 0,25 * B_{total} \quad (10)$$

Razmerje med širino temelja (B_{TOTAL}) in višino opornika iz armirane zemljine (H) je z namenom zagotavljanja ustrezne stabilnosti navzdol omejeno. Zaradi majhnih medsebojnih razmikov posameznih plasti geosintetikov, ki zagotavljajo notranjo stabilnost opornika, je dovoljena relativno nizka vrednost količnika B/H , podana z enačbo (11).

$$\frac{B_{total}}{H} > 0,3 \quad (11)$$

2.2.2.2 Osrednji del opornika iz armirane zemljine s čelno fasado

Osrednji del opornika je zgrajen iz kompozita – zaporednih plasti ustrezno zgoščenega peščenega ali gramoznega nasutja in plasti armiranih geosintetikov na dovolj majhnih medsebojnih razmikih (30 cm ali manj). Kompozit armirane zemljine kot celota prevzema obremenitve prekladne konstrukcije, ki na koncih brez mehanske povezave nalega neposredno na opornika iz armirane zemljine.

Pri zasnovi osrednjega dela opornika je potrebno izbrati dolžine posameznih plasti armiranih geosintetikov, ki morajo biti v dovolj majhnih medsebojnih razmikih razporejeni med ustrezno zgoščen zasipni material po celotni višini opornika. Prvi sloj armirnega geosintetika mora segati preko celotne širine temelja iz gramoznega nasutja (B_{TOTAL}), razmerje širine najnižje vgrajene plasti geosintetika brez upoštevanja debeline čelne fasade (B) in celotne višine opornika (H) pa ne sme biti manjše od vrednosti 0,3 (enačba (12)).

$$\frac{B}{H} > 0,3 \quad (12)$$

Nadaljnji sloji geosintetikov se po priporočilih ameriških smernic vgrajujejo do roba izkopa do tiste višine opornika, kjer razmerje širine posamezne plasti geosintetika (B_i) in višine opornika (H) doseže vrednost 0,7 (enačba (13)).

$$\frac{B}{H} > 0,7 \quad (13)$$

Višje ležeči sloji se lahko postopoma podaljšujejo v smiselnem zaporedju (na primer na vsakih 60 cm višine), kot shematsko prikazuje *Slika 1*. S tem se zagotavlja bolj zvezen prehod iz dostopnega nasipa oziroma nanj že v nižjih slojih opornikov iz armirane zemljine. V primeru naklona izkopa manjšega od 1:1 je lahko dolžina posameznih slojev armiranih geosintetikov omejena z višino opornika (H).

- Čelna fasada

Zunanjo obliko opornika tvori čelna fasada, ki se v konstrukcijskem smislu obravnava kot nenosilni element. Za izvedbo le-te je mogoče uporabiti širok nabor materialov, na primer beton, les, kamen, zidake ali vreče, napolnjene z gramozom. Čelna fasada omogoča lažje zgoščanje zasipnega materiala v zaledju in kompozit armirane zemljine štiti pred zunanjimi vplivi.

- Nosilno območje naleganja prekladne konstrukcije

Prekladna konstrukcija je preko tanke plasti podložnega betona, ki skupaj z ojačano cono opornika na določen način opravlja funkcijo ležišča, nameščena neposredno na kompozit armirane zemljine. Pri določanju lege prekladne konstrukcije je zelo pomembno nosilno območje naleganja za čelno fasado, ki mora imeti poleg ustrezne širine za prevzem vertikalnih obremenitev tudi zadostno oddaljenost od roba čelne fasade. Priporočila ameriških tehničnih smernic za določanje nosilne širine naleganja prekladne konstrukcije (b) v odvisnosti od njenega razpona (L_{razpon}) prikazujeta enačbi (14) in (15).

$$L_{razpon} < 7,5 \text{ m} \rightarrow b \geq 0,60 \text{ m} \quad (14)$$

$$L_{razpon} > 7,5 \text{ m} \rightarrow b \geq 0,75 \text{ m} \quad (15)$$

Nosilni del naleganja prekladne konstrukcije mora biti, sodeč po rezultatih številnih laboratorijskih in terenskih preiskav, od notranjega roba čelne fasade oddaljen (a_b) v skladu z enačbo (16), torej vsaj za 20 cm. V primeru izvedbe fasade iz modularnih blokov ali zidakov je to lahko dodatna širina bloka oziroma zidaka ali pa širina z gramozom napolnjenih vreč, ki so nameščene neposredno za čelno fasado opornika v primeru izvedbe nenosilne armiranobetonske fasade majhne debeline, ki opravlja funkcijo erozijske zaščite. Z gramozom napolnjene vreče tekom gradnje tvorijo zunanjo obliko zidu ter omogočajo lažjo izvedbo in zgoščanje nasipnega materiala v neposredni bližini čelne fasade.

$$a_b \geq 20 \text{ cm} \quad (16)$$

- Ojačana cona opornika iz armirane zemljine

Na območju naleganja prekladne konstrukcije na opornik se v višje ležečih slojih kompozita armirane zemljine pojavljajo velike koncentracije napetosti. Z namenom ustreznega prevzema obremenitev se na omenjenem delu izvede ojačana cona opornika z dodatnimi (vmesnimi) plastmi geosintetikov, ki morajo biti vgrajeni vsaj s polovičnim razmikom. Priporočila določajo vgradnjo najmanj petih vmesnih plasti, dejansko potrebno število pa se izračuna na podlagi laboratorijskih rezultatov analize notranje stabilnosti opornika za enako kombinacijo zasipnega materiala in geosintetika kot pri izvedbi na terenu. Dodatni sloji geosintetikov v ojačani coni morajo segati v notranjost opornika vsaj do roba območja naleganja prekladne konstrukcije. Minimalna potrebna dolžina dodatnih slojev (b_{reinf}) v primeru izvedbe čelne fasade z modularnimi bloki ali zidaki je določena z enačbo (17).

Ustrezno apliciranje na potrebno dolžino vmesnih plasti geosintetikov v primeru armiranobetonske izvedbe nenosilne čelne fasade z gramozom napolnjenimi vrečami (gabioni) podaja enačba (18), kjer d_{face} pomeni debelino čelne fasade, a_b pa širino z gramozom napolnjenih vreč.

$$b_{reinf} = 2 * a_b + b \quad (17)$$

$$b_{reinf} = d_{face} + a_b + b \quad (18)$$

- Izvedba dilatacije med čelno fasado in prekladno konstrukcijo

Pri gradnji mostnih opornikov iz armirane zemljine z uporabo tehnologije GRS-IBS je zelo pomembna pravilna in kakovostna izvedba detajlov. Čelna fasada je v statičnem smislu nenosilni element opornika, ki ne prevzema obremenitev pri prenosu obtežbe s prekladne konstrukcije. Dno mostnega nosilca in vrh čelne fasade nista mehansko povezana, saj je na tem mestu izveden detajl v obliki dilatacije (ang. »clear space«), ki ga shematsko prikazuje *Slika 1*. Ustrezen razmik preprečuje, da bi se obtežba s prekladne konstrukcije v primeru izrednih obtežnih pogojev prenesla neposredno na čelno fasado in jo poškodovala ali porušila. Potrebna višina dilatacije je po priporočilih predstavljenih smernic določena z večjo izmed vrednosti med višino, ki je enaka 2 % višine celotnega opornika, in razdaljo 8 cm (enačba 19).

$$H_{dilatacije} = \max \left\{ \begin{array}{l} 8 \text{ cm} \\ 0,02 * H_{abut} \end{array} \right. \quad (19)$$

2.2.2.3 Integriran prehod z dostopnega nasipa na prekladno konstrukcijo

V zadnji fazi gradnje mostnih opornikov je potrebno zagotoviti ustrezno vozno površino v obliki integriranega zveznega prehoda s prekladne konstrukcije na dostopni nasip oziroma zaledje in obratno (*Slika 1*). Do višine prekladne konstrukcije se izvedejo dodatne plasti kompozita armirane zemljine, s čimer se tvori t. i. integracijska cona, število potrebnih plasti geosintetikov pa je odvisno od višine prekladne konstrukcije. Zelo pomembno je, da so plasti geosintetikov v integracijski coni vgrajene povsem do roba izkopa in v medsebojnih razmikih, manjših od 30 cm. S tem se ustrezno omeji nastanek nateznih razpok na stiku med robom izkopa in izvedenim kompozitom iz armirane zemljine. Detajli izvedbe so podrobneje predstavljeni v 5. poglavju.

2.2.3 Statična analiza mostnih opornikov iz armirane zemljine

Nemške smernice za dimenzioniranje konstrukcij iz armirane zemljine, ki temeljijo na uporabi nemškega standarda DIN 1054:2005-1, obravnavajo naslednja mejna stanja nosilnosti podpornih konstrukcij iz armirane zemljine (*EBGEO, 2011*):

- porušitev zaradi prevelike ekscentričnosti rezultante sil – prevrnitev konstrukcije (EQU),
- porušitev zaradi zdrsa konstrukcije (STR),
- porušitev zaradi prekoračitve nosilnosti temeljnih tal (STR),
- izguba globalne stabilnosti (GEO),
- porušitev zaradi pretrga geosintetikov (STR),
- porušitev zaradi izvleka geosintetikov (GEO),
- porušitev posameznih elementov čelne fasade (STR).

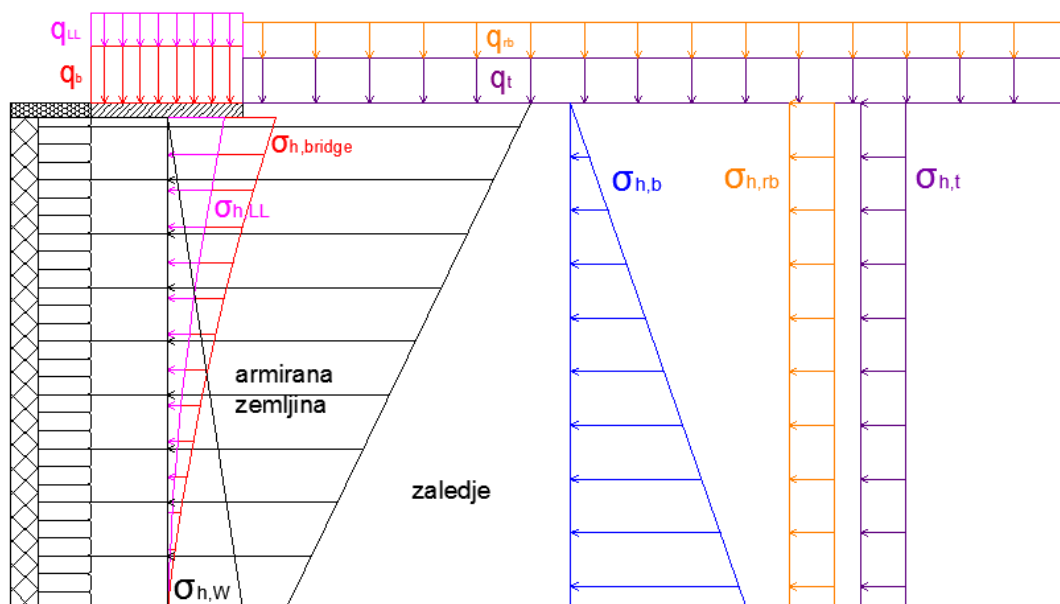
Potrebno je poudariti, da nemški standard DIN 1054 mejna stanja STR in GEO opredeljuje nekoliko drugače kot Evrokod 7, zato sta porušitev zaradi prekoračene nosilnosti temeljnih tal in porušitev zaradi zdrsa konstrukcije v smernicah opredeljeni z mejnim stanjem STR. Za oba omenjena načina porušitev se v Evrokodu uporablja izraz GEO.

Izmed predstavljenih mejnih stanj nosilnosti konstrukcij iz armirane zemljine se prevrnitev obravnava kot potencialno možen primer mejnega stanja (*EBGEO, 2011*), ki je mogoč zgolj v primeru zelo velike ekscentričnosti rezultante obtežbe. V nasprotnem primeru omenjeno mejno stanje ni relevantno, saj kompozit armirane zemljine v primerjavi s podpornimi konstrukcijami iz armiranega betona tvori bolj duktilno in fleksibilno konstrukcijo brez natezne trdnosti v vertikalni smeri. Posledično prevrnitev konstrukcije kot posledica delovanja zemeljskih pritiskov zaledja ali vertikalne obtežbe na vrhu ni mogoča (*Adams, 2011*). Ostale predstavljene kontrole mejnih stanj so v veliki meri uporabne tudi za dimenzioniranje mostnih opornikov iz armirane zemljine, vendar je zaradi nekaterih bistvenih razlik v načinu uporabljene tehnologije (GRS-IBS) potrebno upoštevati določene prilagoditve. Vse potrebne računske kontrole zunanje in notranje stabilnosti opornika iz armirane zemljine so prikazane v nadaljevanju poglavja.

Pred pričetkom dimenzioniranja je potrebno najprej opredeliti vse tipične vrste obtežb, ki delujejo na opornik iz armirane zemljine, in določiti njihove vrednosti.

2.2.3.1 Obtežbe na opornik iz armirane zemljine

Na mostni opornik iz armirane zemljine delujejo različni stalni in spremenljivi vplivi. Najbolj značilne vertikalne obtežbe (Adams, 2011) in horizontalne napetosti v temeljnih tleh, ki jih te obtežbe povzročajo in so potrebne za dimenzioniranje opornika, prikazuje Slika 3.



Slika 3: Vertikalne obtežbe na mostni opornik iz armirane zemljine in prikaz poteka horizontalnih napetosti, ki jih prikazane vertikalne obtežbe povzročajo

Figure 3: Applied vertical loads and corresponding horizontal earth pressures on the GRS abutment

Obtežbe, ki delujejo na opornik iz armirane zemljine:

q_b ... lastna teža in stalna obtežba prekladne konstrukcije,

q_{LL} ... koristna prometna obtežba prekladne konstrukcije,

q_{rb} ... stalna obtežba armiranega nasutja za prekladno konstrukcijo,

q_t ... prometu ekvivalentna koristna obtežba za opornikom,

$\sigma_{h,bridge}$... potek horizontalnih napetosti zaradi lastne in stalne obtežbe prekladne konstrukcije,

$\sigma_{h,LL}$... potek horizontalnih napetosti zaradi koristne obtežbe prekladne konstrukcije,

$\sigma_{h,rb}$... potek horizontalnih napetosti zaradi lastne teže armiranega nasutja,

$\sigma_{h,t}$... potek horizontalnih napetosti zaradi delovanja prometu ekvivalentne koristne obtežbe,

$\sigma_{h,b}$... potek horizontalnih napetosti, ki jih povzroča lastna teža zalednega materiala,

$\sigma_{h,W}$... horizontalne napetosti, ki jih povzroča lastna teža kompozita armirane zemljine.

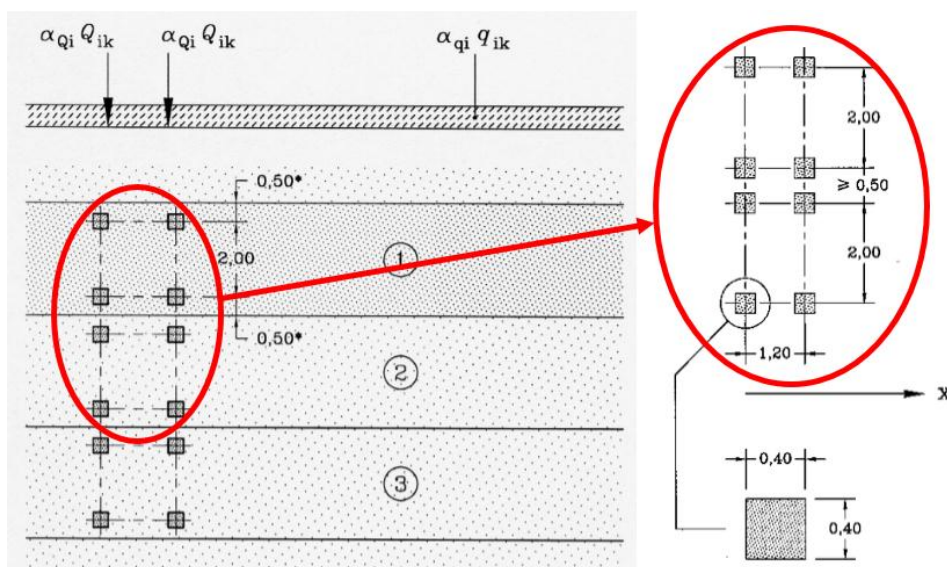
- **Lastna teža in stalna obtežba prekladne konstrukcije (q_b)**

Mostni nosilec ali plošča sta preko nosilnega območja naleganja (podložni beton) nameščena neposredno na opornika iz armirane zemljine. Lastna teža in stalna obtežba prekladne konstrukcije se preko kontaktnih napetosti preneseta na posamezen opornik iz armirane zemljine. Pri določitvi stalne obtežbe prekladne konstrukcije se upošteva:

- lastna teža plošče ali mostnega nosilca,
- teža hidroizolacije,
- teža robnega venca in ograje,
- teža asfalta.

- **Koristna prometna obtežba prekladne konstrukcije (q_{LL})**

Merodajna prometna obtežba za dimenzioniranje mostnih opornikov je določena s standardom SIST EN 1991-2: 2004: Osnove projektiranja in vplivi na konstrukcije - Prometna obtežba mostov. Pri obravnavi prometne obtežbe običajne intenzitete je merodajen obtežni model 1 (LM1). Dejansko vozišče se razdeli na določeno število navideznih prometnih pasov (širine 3 m) s predpisanim tipom in jakostjo obtežb. Enakomerno razporejena ploskovna obtežba posameznih navideznih prometnih pasov (*ang. Uniform Distributed Load* ali UDL) se kombinira z merodajnim dvoosnim vozilom (*ang. Tandem System* ali TS) tako, da so kontaktne napetosti na območju naleganja prekladne konstrukcije na opornik iz armirane zemljine maksimalne. V primeru, da so pričakovane prometne obremenitve manjše od intenzivnega mednarodnega prometa, je v skladu s členom 4.3.2(3) standarda SIST EN 1991-2:2004 dovoljena redukcija točkovne obtežbe v glavnem prometnem pasu za največ 20 %. Geometrijsko zasnovo obtežnega modela 1 (LM1) prikazuje *Slika 4*.



Slika 4: Obtežni model 1 (vir: prirejeno po EN 1991-2: 2004)
Figure 4: Load Model 1 (source: modified from EN 1991-2: 2004)

Merodajni prometni obtežni model (LM1) privzema, da najbolj neugodni vplivi delujejo na glavnem prometnem pasu, na ostalih pasovih pa so vrednosti vplivov ustrezno zmanjšane. Vrednosti obtežb posameznih pasov, podane s standardom SIST EN 1991-2:2004, prikazuje *Preglednica 2*.

Preglednica 2: Obtežni model 1 – karakteristične vrednosti (povzeto po SIST EN 1991-2:2004)

Table 2: Load Model 1 – Characteristic values (based on SIST EN 1991-2:2004)

Lega	Koncentrirana obtežba (TS)	Porazdeljena obtežba (UDL)
	Q_{ik} (kN)	q_{ik} (ali q_{rk}) (kN/m ²)
Pas 1	300	9
Pas 2	200	2,5
Pas 3	100	2,5
Ostali pasovi	0	2,5
Preostali del (q_{rk})	0	2,5

- **Stalna obtežba armiranega nasutja za prekladno konstrukcijo (q_{rb})**

Prekladna konstrukcija je na mestu naleganja na opornik objeta z armirano tamponsko posteljico s prostorninsko težo γ_{rb} neposredno do višine plošče oziroma mostnega nosilca (h_{rb}). Armirana posteljica z vmesnimi plastmi geosintetikov zagotavlja integriran zvezni prehod z dostopnega nasipa na prekladno konstrukcijo in obratno. Lastna teža posteljice zato predstavlja dodatno stalno vertikalno obtežbo na opornik iz armirane zemljine oziroma na zaledje, ki deluje na dovolj širokem območju, da z globino povzroča konstanten razpored napetosti (brezkrajna obtežba). Vrednost stalne obtežbe nasutja se določi po enačbi (20).

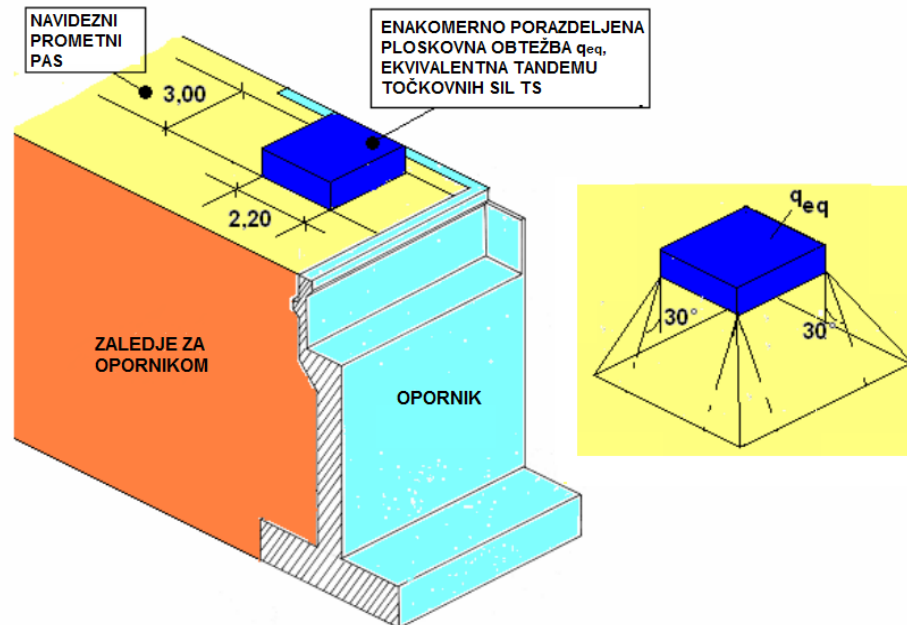
$$q_{rb} = \gamma_{rb} * h_{rb} \quad (20)$$

- **Prometu ekvivalentna koristna obtežba (q_t)**

V postopkih dimenzioniranja mostnih opornikov se upošteva tudi prometu ekvivalentna koristna obtežba za opornikom, ki ponazarja prometno obremenitev pri prehodu s prekladne konstrukcije na mostni opornik ter zaledje in obratno. Različni predpisi to obtežbo podajajo na različne načine, ki so predstavljeni v nadaljevanju. Za potrebe dimenzioniranja bo prometu ekvivalentna koristna obtežba zaledja določena oziroma ustrezno aplicirana na postopke Evrokod standardov.

Evrokod standard EN 1991-2 v točki 4.9 na poenostavljen način obravnava prometne obtežne modele za mostne opornike in podporne zidove. Priporočena je uporaba istega obtežnega modela kot pri določanju maksimalne vrednosti koristne obtežbe prekladne konstrukcije (LM1), vendar standard za poenostavitev izračuna omogoča zamenjavo dvoosnega vozila v obliki točkovnih sil z ekvivalentno enakomerno porazdeljeno ploskovno obtežbo, katere tlorske dimenzije so odvisne od raznosa delujoče vertikalne obtežbe po globini zalednega materiala.

Slika 5 prikazuje poenostavljen obtežni model za določitev prometu ekvivalentne koristne obtežbe za opornikom ob predpostavki, da je zaledni material ustrezno zgoščen oziroma konsolidiran. V takem primeru se v skladu s standardom EN 1991-2 lahko upošteva poenostavljen raznos vertikalnih napetosti z globino pod kotom 30° glede na vertikalo (naklon 1:2).



Slika 5: Poenostavljen obtežni model za določitev koristne obtežbe zaledja
(vir: prirejeno po *Traffic Loads on Bridges*, 2008)

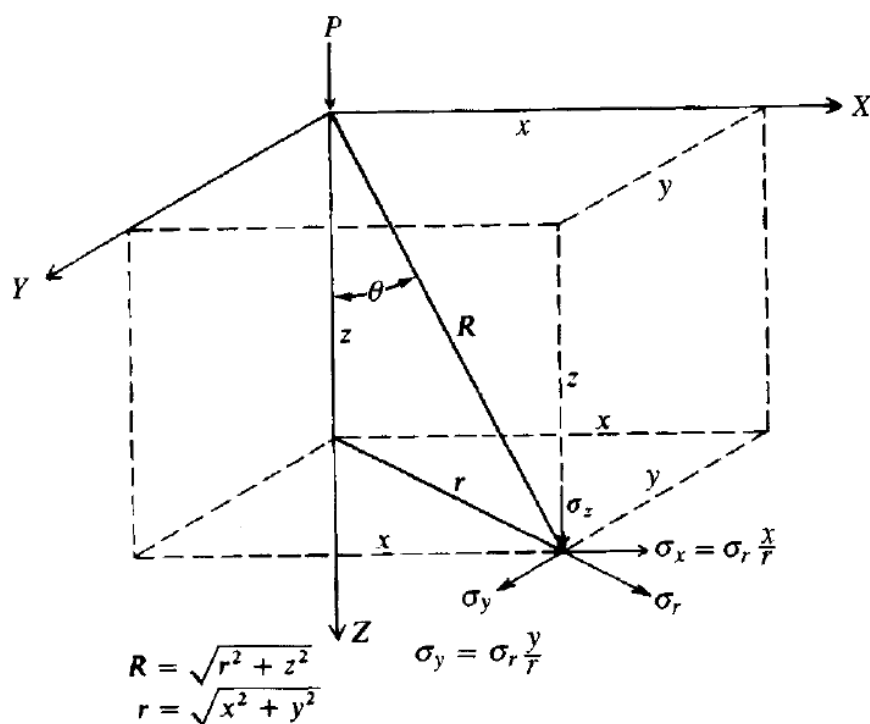
Figure 5: Simplified load model for the carriageway behind abutments
(source: modified from *Traffic Loads on Bridges*, 2008)

V okviru dimenzioniranja je namesto predstavljenega postopka mogoče upoštevati tudi drugačen razpored horizontalnih napetosti z globino. Številni postopki in izrazi različnih avtorjev so podani v tuji in domači strokovni literaturi.

Potek horizontalnih napetosti z globino zaradi vpliva prometu ekvivalentne koristne obtežbe ni linearen, zato se skupni vpliv (rezultanta) najlažje določi z integracijo. Zaradi narave podane prometne obtežbe (enakomerno porazdeljena obtežba in točkovna obtežba vozil za vsak navidezni prometni pas) je potek horizontalnih napetosti z globino praktično nemogoče določiti analitično v obliki funkcije, pri preverjanju zunanje stabilnosti opornikov iz armirane zemljine pa izračun še dodatno oteži postopek določanja ročic, na katerih rezultante posameznih horizontalnih napetosti povzročajo momentne obremenitve. Za potrebe dimenzioniranja zato v nadaljevanju magistrskega dela podajamo drugačen, bolj inovativen pristop (*Kim in Barker, 2002*) za določitev koristne obtežbe zaledja, kjer obtežbo prometa ponazorimo z ekvivalentno višino dodatnega nasutja zalednega materiala, ki bi z lastno težo in konstantnim razporedom dodatnih napetosti z globino na opornik v prečni smeri povzročal enak vpliv kot koristna obtežba prometa na prekladni konstrukciji.

Postopek temelji na metodi ekvivalentnih momentov, kjer s prostorsko numerično integracijo horizontalnih napetosti za vsak prirastek globine opornika (β) določimo skupen vpliv horizontalnih napetosti po celotni širini prekladne konstrukcije, nato pa dobljene vrednosti seštejemo za vsako obravnavano globino. Momentno obremenitev na najnižjo točko opornika zaradi nelinearnega poteka napetosti po teoriji elastičnosti nato enačimo z navidezno momentno obremenitvijo, ki bi jo povzročil z globino konstanten potek horizontalnih napetosti zaradi lastne teže dodatnega nasutja ekvivalentne višine. Neznanka v enačbi je ekvivalentna višina nasutja, ki jo je v odvisnosti od različnih kombinacij parametrov (višina opornika, širina prekladne konstrukcije, Poissonov količnik, oddaljenost točkovne obtežbe od roba opornika, ...) mogoče prikazati tabelarično.

Prometna obtežba v skladu z Evrokod standardi je sestavljena iz tandema štirih točkovnih sil (TS), ki delujejo na kvadratni ploskvi s stranico 40 cm, in enakomerno porazdeljene ploskovne obtežbe (UDL), kot prikazuje *Slika 4*. Napetosti zaradi tandemov točkovnih sil smo izračunali z uporabo Boussinesq-ove enačbe za izračun dodatnih napetosti v polprostoru pri delovanju točkovne sile na površju temeljnih tal, ki temelji na predpostavki o homogenem in izotropnem materialu v neskončno globokem in širokem elastičnem polprostoru. Enačbi (21) (*Kim in Barker, 2002*) in (22) (*Bowles, 1996*) določata vrednosti horizontalnih napetosti po Boussinesq-u v smeri izbrane koordinatne osi x (*Slika 6*) v pravokotnem koordinatnem sistemu, enačbi (23) in (24) pa vrednosti geometrijskih parametrov R in r .



Slika 6: Identifikacija geometrijskih parametrov v Boussinesq-ovi enačbi za horizontalne napetosti (vir: Bowles, 1996)
Figure 6: Identification of terms used in the Boussinesq equation for lateral pressure (source: Bowles, 1996)

$$\sigma_x = \frac{P}{2\pi} * \left[\frac{3zx^2}{R^5} - (1 - 2\nu) * \left(\frac{z}{R^3} - \frac{1}{R * (R + z)} + \frac{(2R + z) * x^2}{R^3 * (R + z)^2} \right) \right] \quad (21)$$

$$\sigma_x = \frac{P}{2\pi} * \left(\frac{3r^2z}{R^5} - \frac{1 - 2\nu}{R * (R + z)} \right) * \frac{x}{r} \quad (22)$$

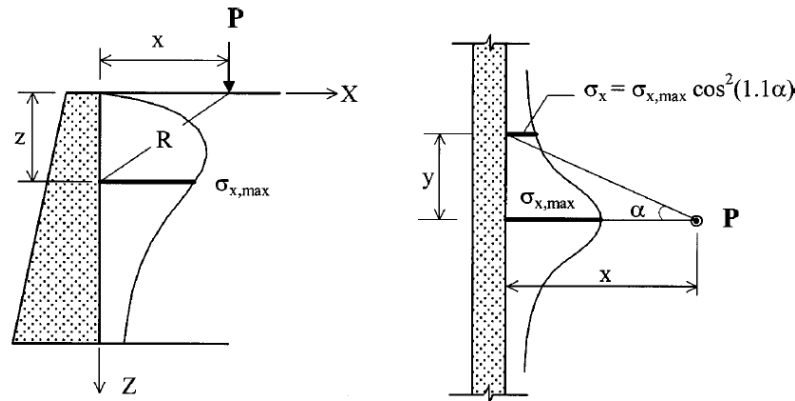
$$R^2 = x^2 + y^2 + z^2 \quad (23)$$

$$r^2 = x^2 + y^2 \quad (24)$$

Vrednosti največjih horizontalnih napetosti se v primeru delovanja tandemov točkovnih sil, ki se kontinuirno premika preko prekladne konstrukcije mostu na opornik in obratno (smer x), pojavijo direktno v osi vertikalne obtežbe na koordinatni osi x , torej v primeru, ko je vrednost koordinate $y = 0$. Vrednosti napetosti σ_x v prečni smeri zaradi točkovnih sil so simetrične glede na os x in z oddaljevanjem od nje hitro upadajo. V literaturi (U.S. Army, 1989) je mogoče najti poenostavljen izraz za določitev razporeda horizontalnih napetosti v smeri čelne ravnine opornika (smeri osi y), ki je podan z enačbo (25).

$$\sigma_x(x) = \sigma_{x,max} * \cos^2(1.1 * \alpha) \quad (25)$$

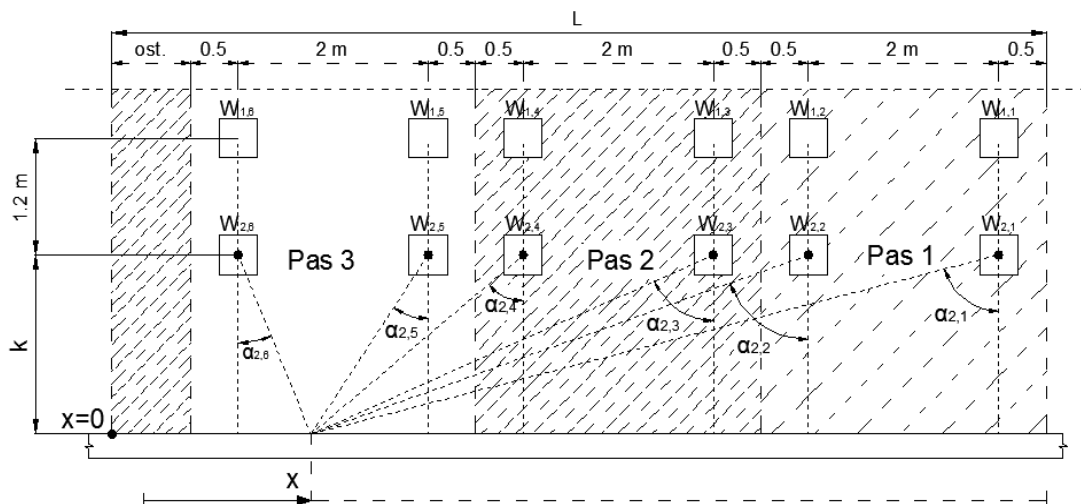
Razpored horizontalnih napetosti je odvisen od maksimalne vrednosti horizontalnih napetosti na izbrani globini z ter pozicije točkovne obtežbe (x, y, α) glede na rob opornika, kot prikazuje *Slika 7*.



Slika 7: Poenostavljen razpored horizontalnih napetosti po širini zaradi točkovne obtežbe (vir: Kim in Barker, 2002)
Figure 7: Simplified expression of Boussinesq solution (source: Kim and Barker, 2002)

Skupen vpliv (ploščino) horizontalnih napetosti na izbrani globini z zaradi tandemov točkovnih sil na vseh navideznih prometnih pasovih določimo z numeričnim integriranjem po korakih. Vrednosti napetosti izračunamo v končno mnogo točkah n , ki so med seboj oddaljene za izbran prirastek β_x . V izračunu je za vrednost β_x upoštevana vrednost 0,05 m. Z uporabo kotnih funkcij za vsako obravnavano točko določimo vrednost kotov $\alpha_{2,i}$ in $\alpha_{1,i}$ za sprednjo ($W_{2,i}$) in zadnjo ($W_{1,i}$) vrsto točkovnih sil (*Slika 8*) pri različnih oddaljenostih sil od roba opornika (k). Končne vrednosti napetosti v vsaki točki določimo kot vsoto prispevkov napetosti posameznih točkovnih sil po enačbi (26).

Zaradi preglednosti *Slika 8* prikazuje zgolj kote prve vrste točkovnih sil, za drugo vrsto pa je postopek izračuna analogen.

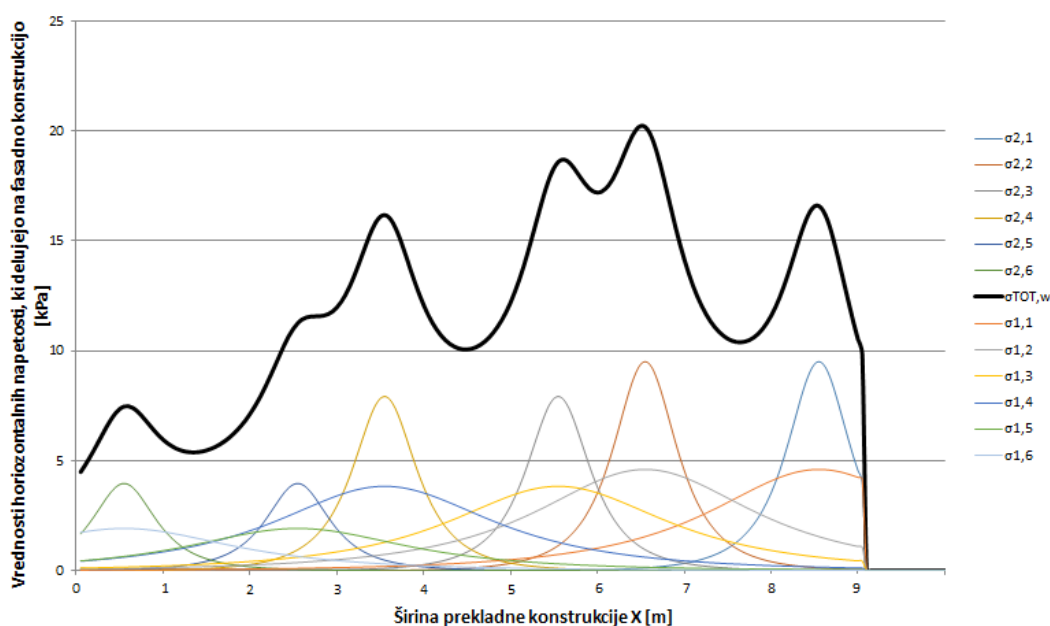


Slika 8: Geometrijska shema za izračun vsote horizontalnih napetosti v poljubni točki širine opornika.

Figure 8: Geometrical scheme used for calculation of horizontal stresses in specific point of the abutment width

Razpored horizontalnih napetosti po širini čelne ravnine opornika z upoštevanjem treh prometnih pasov in ustreznih tandemov točkovnih sil (*Slika 4*, *Slika 8*) shematsko prikazuje *Slika 9*. Tandem prve vrste točkovnih sil (bliže robu opornika) povzroča napetosti z bolj koničastim potekom, tandem druge vrste točkovnih sil pa napetosti z manjšo maksimalno vrednostjo in večjo razpršenostjo. Vsota horizontalnih napetosti v vsaki obravnavani točki x_i in v poljubni globini z zaradi delovanja točkovnih sil je shematsko prikazana s polno črno črto.

Shematski prikaz poteka horizontalnih napetosti, ki delujejo na čelno fasado opornika zaradi delovanja tandemov točkovnih sil TS
Izbrana globina: $z=1$ m, širina prekladne konstrukcije: $L=9$ m
oddaljenost prve vrste točkovnih sil od fasade: $k=0,50$ m



Slika 9: Primer razporeda horizontalnih napetosti za opornikom zaradi vseh tandemov točkovnih sil
Figure 9: Example of the lateral pressure distribution behind abutment due to tandem system (TS) loads

Vrednosti horizontalnih napetosti v vsaki točki zaradi delovanja točkovnih sil določimo po enačbah (26) in (27), skupen vpliv (ploščino) horizontalnih napetosti zaradi delovanja tandemov prve in druge vrste točkovnih sil pa z uporabo enačb (28) in (29). Skupen vpliv enakomerno razporedimo po celotni širini opornika, kot določa enačba (30). V nadaljevanju za vsak prirastek globine z upoštevamo ekvivalenten konstanten potek horizontalnih napetosti po celotni širini območja opornika.

$$\sigma_{W2,x} = \sum_{j=1}^{4 < n < 6} \sigma_{max,2j} * \cos^2(1.1 * \alpha_{2,j}) \quad (26)$$

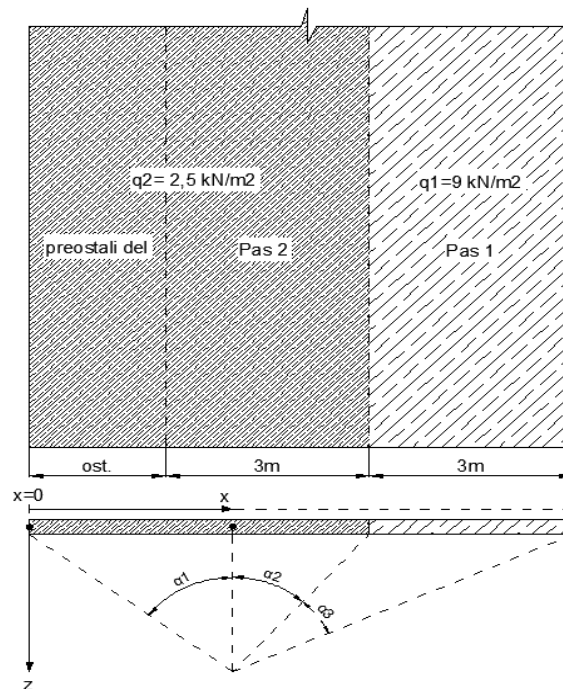
$$\sigma_{W1,x} = \sum_{j=1}^{4 < n < 6} \sigma_{max,1j} * \cos^2(1.1 * \alpha_{1,j}) \quad (27)$$

$$\sigma_{tot,W2} = \int_0^L \sigma_{W2,x} dx \cong \beta_x * \sum_{i=1}^n \sigma_{W2,xi} \quad (28)$$

$$\sigma_{tot,W1} = \int_0^L \sigma_{W1,x} dx \cong \beta_x * \sum_{i=1}^n \sigma_{W1,xi} \quad (29)$$

$$\sigma_{TS} = \sigma_{avg,W1} + \sigma_{avg,W2} = \beta_x * \left(\sum_{i=1}^n \sigma_{W1,xi} + \sum_{i=1}^n \sigma_{W2,xi} \right) / L \quad (30)$$

Vrednostim horizontalnih napetosti zaradi tandemov točkovnih sil je potrebno prišteti tudi vrednosti horizontalnih napetosti zaradi enakomerno porazdeljene ploskovne obtežbe posameznih prometnih pasov (UDL). Število navideznih prometnih pasov širine 3 m je odvisno od dejanske širine vozišča. Prvi prometni pas je obremenjen s ploskovno obtežbo $q_1 = 9 \text{ kN/m}^2$, ostali prometni pasovi skupaj s preostalim delom vozišča pa s ploskovno obtežbo $q_{i>1} = 2,5 \text{ kN/m}^2$, kot prikazuje Slika 10.



Slika 10: Skica enakomerno porazdeljene prometne obtežbe vozišča (UDL) in oznake posameznih kotov
Figure 10: Uniformly distributed part of traffic load (UDL) and values of corresponding angles

Vsoto horizontalnih napetosti za celotno širino vozišča lahko določimo z integriranjem. Z uporabo enačb (31), (32) in (33) najprej izrazimo vrednosti posameznih kotov α_i (Slika 10), nato pa z upoštevanjem Boussinesq-ove enačbe (34) za trakasto obtežbo zapišemo še vsoto horizontalnih napetosti po celotni širini opornika zaradi obtežbe posameznih prometnih pasov (enačbi (35) in (36)).

$$\alpha_1 = \text{Arctan} \left(\frac{x}{z} \right) \quad (31)$$

$$\alpha_2 = \text{Arctan} \left(\frac{3 + o - x}{z} \right) \quad (32)$$

$$\alpha_3 = \text{Arctan} \left(\frac{6 + o - x}{z} \right) - \text{Arctan} \left(\frac{3 + o - x}{z} \right) \quad (33)$$

$$\sigma_x = \frac{2 * v * q * \alpha}{\pi} \quad (34)$$

$$\sigma_{UDL,1}(z) = \frac{2 q_1 v}{\pi} * \int_0^{6+o} \left(\text{Arctan} \left(\frac{6 + o - x}{z} \right) - \text{Arctan} \left(\frac{3 + o - x}{z} \right) \right) dx \quad (35)$$

$$\sigma_{UDL,2}(z) = \frac{2 q_2 v}{\pi} * \int_0^{6+o} \left(\text{Arctan} \left(\frac{3 + o - x}{z} \right) + \text{Arctan} \left(\frac{x}{z} \right) \right) dx \quad (36)$$

Vrednosti zapisanih integralov v enačbah (35) in (36) smo izračunali z uporabo ustreznih programskih orodij (Wolfram Mathematica), zato v enačbah (37) in (38) podajamo samo končni rešitvi integralov I_1 in I_2 .

$$I_1 = \frac{1}{2} * \left(6 \text{Arctan} \left(\frac{3}{z} \right) - 2 * (3 + o) * \text{Arctan} \left(\frac{3 + o}{z} \right) + 2 * (6 + o) * \text{Arctan} \left(\frac{6 + o}{z} \right) + \right. \\ \left. + z * (\ln[z^2] - \ln[9 + z^2] + \ln[(3 + o)^2 + z^2] - \ln[(6 + o)^2 + z^2]) \right) \quad (37)$$

$$I_2 = \frac{1}{2} * \left(-6 \text{Arctan} \left(\frac{3}{z} \right) + 2 * (3 + o) * \text{Arctan} \left(\frac{3 + o}{z} \right) + 2 * (6 + o) * \text{Arctan} \left(\frac{6 + o}{z} \right) + \right. \\ \left. + z * (\ln[z^2] + \ln[9 + z^2] - \ln[(3 + o)^2 + z^2] - \ln[(6 + o)^2 + z^2]) \right) \quad (38)$$

Vpliv zaradi enakomerno porazdeljene prometne obtežbe pasov (UDL) določimo z enačbo (39), celoten vpliv zaradi kombinacije točkovnih sil (TS) in enakomerne obtežbe pa z uporabo enačbe (40).

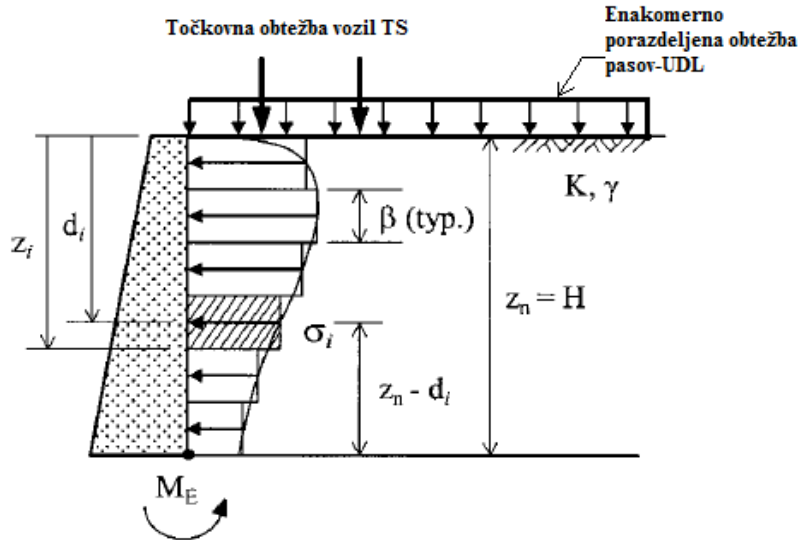
$$\sigma_{UDL} = \sigma_{UDL,1} + \sigma_{UDL,2} \quad (39)$$

$$\sigma_{TS+UDL} = \sigma_{TS} + \sigma_{UDL} \quad (40)$$

Skupni moment zaradi horizontalnih napetosti na opornik dobimo tako, da za vsako globino z_i izračunamo skupen vpliv horizontalnih napetosti σ_i na tej globini, nato pa vrednosti seštejemo po enačbi (41) do končne globine z_n , ki je enaka višini opornika H . Z manjšanjem prirastka globine se manjša tudi odstopanje od končne rešitve po teoriji elastičnosti kot posledica numeričnega integriranja po korakih. Za ustrezno natančnost rezultatov smo pri pripravi tabel v nadaljevanju za prirastek globine β upoštevali vrednost 0,05 m.

Geometrijsko shemo za izračun momenta prikazuje *Slika 11*.

$$M_E = z_n * \sum_{i=1}^n (\beta * \sigma_i) - \sum_{i=1}^n (d_i * \beta * \sigma_i) \quad (41)$$

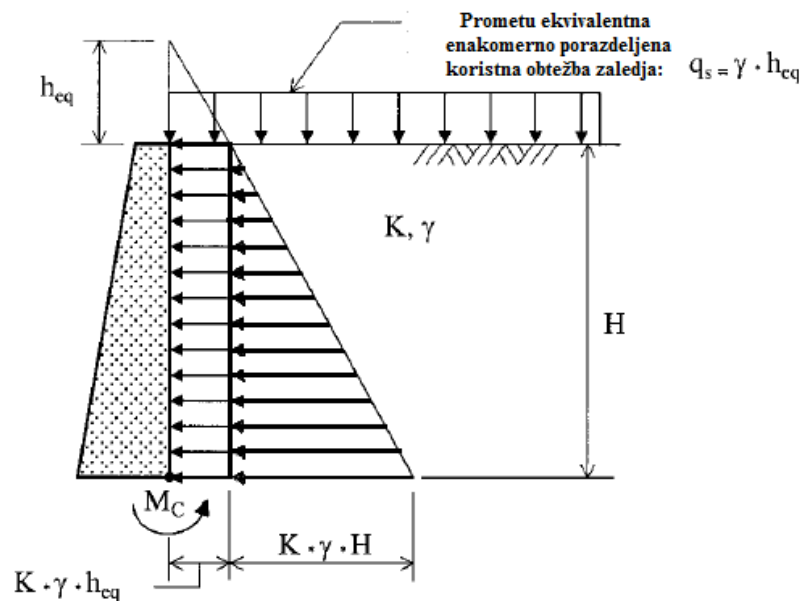


Slika 11: Model za določitev koristne obtežbe zaledja po teoriji elastičnosti (vir: prirejeno po Kim in Barker, 2002)

Figure 11: Load model for the carriageway behind abutments (source: modified from Kim and Barker, 2002)

Ekvivalentni moment M_C , ki ga na najnižjo točko opornika povzroča z globino konstanten potek horizontalnih napetosti (*Slika 12*) zaradi lastne teže ekvivalentne višine dodatnega nasutja z izbrano specifično težo γ , se določi po enačbi (42).

$$M_C = \frac{1}{2} * K * \gamma * h_{eq} * H^2 \quad (42)$$



Slika 12: Poenostavljen model za določitev koristne obtežbe zaledja (vir: prirejeno po Kim in Barker, 2002)

Figure 12: Simplified load model for the carriageway behind abutments

(source: modified from Kim and Barker, 2002)

Z izenačitvijo vrednosti izračunanih upogibnih momentov po predstavljenih postopkih je mogoče izraziti ekvivalentno višino nasutja za različne vrednosti višine opornika H , specifične teže zalednega materiala γ in koeficienta zemeljskega pritiska K po enačbi (43).

$$h_{eq} = \frac{2 * M_E}{K * \gamma * H^2} = \frac{2 * \beta}{K * \gamma * H^2} * \left(z_n * \sum_{i=1}^n \sigma_i - \sum_{i=1}^n d_i * \sigma_i \right) \quad (43)$$

V enačbi (43) so za določitev vrednosti količnika zemeljskega pritiska uporabljene enačbe splošne mehanike in mehanike tal, predstavljene v nadaljevanju. Enačba (44) določa zvezo med vertikalnimi in horizontalnimi zemeljskimi pritiski. Ob predpostavki, da na konstrukcijo deluje mirni zemeljski pritisk, je vrednost horizontalne deformacije v smeri koordinatne smeri x tik za opornikom enaka 0 (*Kim in Barker, 2002*). Z nadaljnjim upoštevanjem Hookovega zakona (enačba (45)) in zveze v enačbi (44), lahko količnik zemeljskega pritiska neposredno izrazimo z vrednostjo Poissonovega količnika ν , kot določa enačba (46).

$$\sigma_x = \sigma_y = K * \sigma_z \quad (44)$$

$$\varepsilon_x = \frac{(\sigma_x - \nu * \sigma_y - \nu * \sigma_z)}{E_s} = 0 \quad (45)$$

$$K = \frac{\nu}{1 - \nu} \quad (46)$$

Pri pripravi tabel z vrednostmi ekvivalentne višine nasutja smo uporabili programsko orodje MS Excel z dodatki VBA programiranja. Obtežbe zaradi tandemov točkovnih sil (TS), ki delujejo na kvadratni ploskvi s stranico $a = 40$ cm, smo v izračunu ponazorili s stotimi (10×10) točkovnimi silami na pripadajočih kvadratnih ploskvah s stranico $\Delta a = 4$ cm in izračunali skupen vpliv vseh točkovnih sil glede na trenutno obravnavano točko. Za vrednost specifične teže zalednega materiala smo upoštevali vrednost $\gamma = 20$ kN/m³. Predpostavili smo dvoslojna temeljna tla z različnimi kombinacijami vrednosti Poissonovih količnikov. Prvi sloj tal neposredno za prekladno konstrukcijo mostu (izbrana globina 0,5 m) je navadno sestavljen iz tamponskega materiala z nižjim Poissonovim količnikom v primerjavi z bolj koherentnim zalednim materialom (zemljino). V izračunu smo upoštevali različne možne globine opornikov ($1,5 \text{ m} < H < 15 \text{ m}$) ter širine prekladne konstrukcije oziroma čelne ravnine opornika ($6,5 \text{ m} < L < 10 \text{ m}$), ključnega pomena pa je tudi oddaljenost osi točkovnih sil (TS) od roba opornika (k). Rezultate v obliki tabel za različne kombinacije posameznih parametrov, ki jih je mogoče uporabiti za določitev prometu ekvivalentne koristne obtežbe zaledja, prikazuje *Priloga A*.

Zaradi dejstva, da je tehnologija armiranja zemljin bolj primerna za gradnjo opornikov mostov manjših razponov, so pričakovane prometne obremenitve na lokalnih in regionalnih cestah bistveno manjše od obremenitev intenzivnega mednarodnega tovornega prometa na avtocestnih mostovih. Točkovno obtežbo (TS) glavnega prometnega pasu merodajnega obtežnega modela (LM1) je zato v takšnem primeru smiselno reducirati v skladu s predpisi standarda in sicer za največjo dovoljeno vrednost 20 odstotkov ($\alpha_{qi} = 0,8$).

Potrebno je upoštevati tudi dejstvo, da so z izvajanjem eksperimentov v preteklosti (*Spangler, 1936* v *Bowles, 1996*) preverjali ujemanje poteka horizontalnih napetosti zaradi delovanja točkovnih sil po Boussinesq-u (teorija elastičnosti) in dejanskega poteka horizontalnih napetosti zaradi obremenitve z izbranim tovornim vozilom, kjer so vpliv posameznih koles ponazorili z ekvivalentno točkovno obtežbo. Spangler je ugotovil, da so vrednosti dejanskih horizontalnih napetosti zaradi delovanja točkovne obtežbe vozila za opornikom približno dvakrat večje, zato se v inženirski praksi vrednosti napetosti po enačbah (21) in (22) v primeru klasičnih armiranobetonskih podpornih konstrukcij dodatno povečajo s faktorjem 2. Pomembno je poudariti, da je bil v okviru omenjenega eksperimenta z namenom zagotavljanja najbolj neugodnega scenarija gramozni zasipni material za podporno konstrukcijo zgolj nasut, ne pa tudi ustrezno zgoščen. Vrednosti horizontalnih napetosti so že v primeru uporabe gramoznih zasipnih materialov nekoliko večje kot v primeru drobnozrnatih materialov, brez ustrezne zgoščenosti pa se vrednosti napetosti v takšnem primeru še dodatno povečajo (*Rehman in Broms, 1974* v *Bowles, 1996*). V okviru analize opornikov iz armirane zemljine po tehnologiji GRS-IBS je ustrezno zgoščanje zasipnega materiala ključnega pomena za zagotovitev zunanje in notranje stabilnosti opornikov, zato omenjen proces nikakor ne sme biti izpuščen. Temu primerno so vrednosti dodatnih horizontalnih napetosti manjše.

V konkretnem primeru smo z upoštevanjem faktorja 2 dobili precej konzervativne vrednosti ekvivalentnih višin nasutja in posledično tudi zelo velike vrednosti obtežb. Za inženirsko smiselni in ekonomsko upravičen pristop smo zaradi predstavljenih dejstev namesto faktorja 2 v enačbah (21) oziroma (22) posledično upoštevali faktor 1,5. Prometu ekvivalentna koristna obtežba zaledja se z uporabo pripravljenih tabel ekvivalentnih višin nasutja v odvisnosti od geometrije opornika in ostalih izbranih parametrov z upoštevanjem prostorninske teže zalednega materiala γ_b določi po enačbi (47).

$$q_t = \gamma_b * h_{eq} \quad (47)$$

2.2.3.2 Račun horizontalnih zemeljskih pritiskov

Pri dimenzioniranju opornikov iz armirane zemljine je potrebno upoštevati vse stalne in spremenljive vplive, ki so predstavljeni v prejšnjem podpoglavju. Vsaka izmed predstavljenih vertikalnih obtežb poleg dodatnih vertikalnih napetosti v tleh povzroča tudi različen razpored dodatnih horizontalnih napetosti, ki jih je potrebno upoštevati v statični analizi. Dodatne vertikalne napetosti v oporniku iz armirane zemljine in v temeljnih tleh se za posamezno obtežbo izračunajo po splošni teoriji mehanike tal, njihova razporeditev pa se lahko razlikuje glede na izbran postopek posameznih avtorjev.

Horizontalne napetosti zaradi delovanja posameznih vertikalnih obtežb se izračunajo z uporabo ustreznega koeficienta aktivnega zemeljskega pritiska. Ob predpostavki, da je zaledje za opornikom ravno, se z upoštevanjem Rankinove teorije aktivni zemeljski pritisk izračuna z uporabo enačbe (48),

$$K_a = \frac{1 - \sin\varphi}{1 + \sin\varphi} = \tan^2\left(45^\circ - \frac{\varphi}{2}\right) \quad (48)$$

pri čemer se za vrednost φ uporabi vrednost strižnega kota obravnavanega medija. V primeru računa horizontalnih pritiskov v kompozitu armirane zemljine je to vrednost strižnega kota gramoznega nasutja, v nasprotnem primeru pa vrednost strižnega kota zaledne zemljine.

- **Horizontalne napetosti zaradi lastne teže kompozita armirane zemljine**

Razpored horizontalnih napetosti zaradi lastne teže gramoznega nasutja v kompozitu armirane zemljine je z globino (z) linearen in se izračuna po enačbi (49).

$$\sigma_{h,w} = \gamma_r * z * K_{ar} \quad (49)$$

Za vrednost γ_r se upošteva specifična teža gramoznega nasutja, za vrednost K_{ar} pa aktivni zemeljski pritisk z upoštevanjem strižnega kota gramoznega nasutja φ_r .

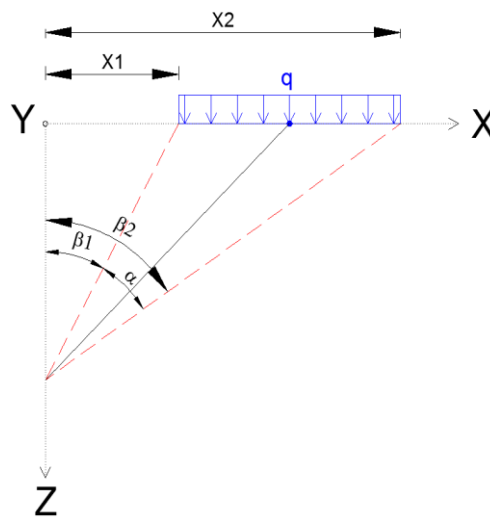
- **Horizontalne napetosti zaradi lastne teže armiranega nasutja (posteljice)**

Razpored horizontalnih napetosti zaradi lastne teže armiranega nasutja nad opornikom q_{rb} je z globino konstanten, saj za omenjeno vertikalno obtežbo velja, da poteka kontinuirno preko opornika in zaledne zemljine. Vrednost horizontalnih napetosti se izračuna po enačbi (50).

$$\sigma_{h,rb} = q_{rb} * K_{ar} \quad (50)$$

• **Horizontalne napetosti zaradi stalne in koristne obtežbe prekladne konstrukcije**

Lastna in stalna obtežba q_b ter koristna obtežba prometa na prekladni konstrukciji q_{LL} se na opornik iz armirane zemljine prenašata preko omejenega območja nosilnega naleganja s predpisano širino in dolžino. Z upoštevanjem Boussinesq-ove teorije se lahko razpored dodatnih vertikalnih in horizontalnih napetosti izračuna za različne lege obtežbe glede na obravnavano območje. Največje vrednosti napetosti se pojavijo neposredno v osi pasovne obtežbe. Geometrijsko shemo za izvedbo izračuna dodatnih napetosti po Boussinesq-u prikazuje *Slika 13*.



Slika 13: Geometrijska shema za račun dodatnih napetosti v tleh po Boussinesq-u.

Figure 13: Geometrical scheme for calculation of the additional horizontal stresses due to Boussinesq

Račun geometrijskih količin poteka z uporabo enačb (51) – (53).

$$\tan \beta_1 = \frac{x_1}{Z} \quad , \quad \tan \beta_2 = \frac{x_2}{Z} \quad (51)$$

$$2\varepsilon = \beta_2 - \beta_1 = \alpha \quad (52)$$

$$2\psi = \beta_2 + \beta_1 = 0 \quad (53)$$

Dodatne horizontalne napetosti so največje na območju naleganja prekladne konstrukcije in z globino upadajo, kot shematsko prikazuje *Slika 3*. S tem namenom se v zgornjem delu opornika iz armirane zemljine za ustrezen prevzem napetosti izvede ojačana cona opornika. Razpored dodatnih horizontalnih napetosti po Boussinesq-u se izračuna z uporabo enačbe (54).

$$\sigma_h = \frac{q}{\pi} * (2\varepsilon + \sin 2\varepsilon * \cos 2\psi) * K_{ar} \quad (54)$$

Razpored horizontalnih napetosti se lahko določi tudi po postopkih drugih avtorjev, vendar Boussinesq-ov pristop podaja večje vrednosti napetosti, zato je izračun na varni strani.

2.2.4 Mejno stanje nosilnosti

2.2.4.1 Zunanja stabilnost opornikov iz armirane zemljine

Pri preverjanju zunanje stabilnosti opornikov je potrebno zagotoviti ustrezno odpornost proti zdrsu, zadostno vertikalno nosilnost temeljnih tal in globalno stabilnost. Prevrnitev konstrukcije poleg njene narave še dodatno preprečujeta ojačana cona zgornjega dela opornika z vmesnimi plastmi geosintetikov in prekladna konstrukcija mostu, ki je nameščena neposredno na opornike iz armirane zemljine in skupaj z njimi tvori integriran okvirni sistem (Adams, 2011).

- **Kontrola odpora proti zdrsu**

Evrokod 7 pri kontroli odpora proti zdrsu zahteva, da je projektna vrednost rezultante vseh aktivnih horizontalnih zemeljskih sil manjša od projektne vrednosti strižnega odpora, kot določa enačba (55).

$$H_d \leq R_d \quad (55)$$

Lastna in stalna obtežba prekladne konstrukcije q_b imata stabilizacijski učinek. Tudi koristna obtežba prometa na prekladni konstrukciji q_{LL} ima stabilizacijski učinek (isto območje delovanje kot q_b), zato v izračunu ni upoštevana. Stalna obtežba armiranega nasutja (tamponske posteljice) q_{rb} je upoštevana na strani stabilizacijskih in destabilizacijskih sil, medtem ko za prometu ekvivalentno koristno obtežbo q_t velja predpostavka, da deluje samo na zaledno zemljino in je upoštevana zgolj na strani destabilizacijskih sil (najmanj ugoden primer). V izračunu je upoštevana najbolj verjetna drsna ploskev, ki je na stiku vrha temelja iz gramoznega nasutja in kompozita armirane zemljine.

- Rezultanta destabilizacijskih sil (H_d)

Med destabilizacijske sile spadajo horizontalna sila zaradi vpliva zaledja H_b , horizontalna sila zaradi stalne obtežbe armirane posteljice ceste H_{rb} in horizontalna sila zaradi prometu ekvivalentne koristne obtežbe H_t . Vse destabilizacijske sile delujejo v zaledju, zato je pri izračunu horizontalnih sil uporabljen količnik aktivnega zemeljskega pritiska za zaledno zemljino K_{ab} . Izračun karakterističnih vrednosti horizontalnih sil se izvede z integracijo horizontalnih napetosti posameznih obtežb po enačbah (56)-(58). Oznaka H pomeni višino opornika.

$$H_{b,k} = \frac{1}{2} * \gamma_b * K_{ab} * H^2 \quad (56)$$

$$H_{rb,k} = q_{rb} * K_{ab} * H \quad (57)$$

$$H_{t,k} = q_t * K_{ab} * H \quad (58)$$

Projektna vrednost rezultante horizontalnih zemeljskih pritiskov se določi z upoštevanjem ustreznih varnostnih faktorjev za stalne in spremenljive vplive po enačbi (59).

$$H_d = \gamma_G * (H_{b,k} + H_{rb,k}) + \gamma_Q * H_{t,k} \quad (59)$$

- Projektna vrednost strižnega odpora (R_d)

Projektna vrednost odpornosti proti zdrs se v dreniranih pogojih določi kot produkt celotne vertikalne obtežbe, ki zagotavlja odpor (V'_d) ter tangensa karakteristične vrednosti kota trenja na drsni ploskvi (δ_k) in je podana z enačbo (60).

$$R_d = \frac{V'_d * \tan \delta_k}{\gamma_{R,h}} \quad (60)$$

Velja predpostavka, da do zdrsa opornika pride na stiku med temeljem in gramoznim nasutjem (armirano zemljino). Ker je temelj iz gramoznega nasutja ovit v geosintetik, je merodajen koeficient trenja na stiku med geosintetikom in kompozitom armirane zemljine. Vrednost strižnega kota se določi na podlagi rezultatov strižnega testa kompozita armirane zemljine za ustrezno kombinacijo nasipnega materiala in geosintetika.

Standard SIST EN 1997-1:2005 karakteristično vrednost kota trenja med temeljem in tlemi δ_k podaja samo za betonske temelje. Za temelje, betonirane na mestu, privzema projektno vrednost efektivnega strižnega kota pri kritičnem stanju po enačbi (61), za gladke prefabricirane temelje pa 2/3 te vrednosti, (enačba (62)). V konkretnem primeru obravnavamo stik med geosintetikom in zasipnim materialom. V skladu s priporočili FHWA se v primeru, ko omenjen podatek ni na voljo za obravnavan geosintetik, za vrednost strižnega kota lahko privzame vrednost dveh tretjin tangensa strižnega kota zasipnega materiala (enačba (63)). Dobljena vrednost po enačbi (63) da podoben rezultat kot enačba (62).

$$\delta_k = \varphi'_{cv,d} \quad (61)$$

$$\delta_k = \frac{2}{3} * \varphi'_{cv,d} \quad (62)$$

$$\tan \delta_k = \frac{2}{3} * \tan \varphi_r' \quad (63)$$

Celotna vertikalna obtežba, ki zagotavlja odpor, se določi z uporabo enačbe (64). V prvem projektne izračunu (PP2-I) upoštevamo ugoden vpliv vertikalnih sil, v drugem projektne izračunu (PP2-II) pa neugoden vpliv vertikalnih sil. Merodajen je rezultat, ki daje manjše vrednosti odpora proti zdrs. W_k predstavlja karakteristično vrednost lastne teže opornika iz armirane zemljine nad območjem temelja iz gramoznega nasutja in se določi po enačbi (65), $b_{rb,t}$ pa območje delovanja stalne obtežbe armiranega nasutja ter prometu ekvivalentne koristne obtežbe nad območjem širine temelja opornika in se določi po enačbi (66).

$$V'_d = \gamma_G * (W_k + q_b * b + q_{rb} * b_{rb,t}) + \gamma_Q * (q_{LL} * b + q_t * b_{rb,t}) \quad (64)$$

$$W_k = \gamma_r * H * B \quad (65)$$

$$b_{rb,t} = B_{TOTAL} - a_{ob} - a_b - b \quad (66)$$

V primeru, da pogoj po enačbi (55) ni izpolnjen, je potrebno povečati širino temelja in posledično podaljšati dolžino spodnjih plasti geosintetikov.

- **Nosilnost temeljnih tal**

Projektna vertikalna obremenitev temeljnih tal (V_d) v skladu z geotehničnim projektiranjem po standardu EN 1997 ne sme presegati projektne vertikalne nosilnosti temeljnih tal (R_d), kot je razvidno iz enačbe (67).

$$V_d \leq R_d \quad (67)$$

Tudi pri računu nosilnosti temeljnih tal je v skladu s projektnim pristopom 2 (PP2) potrebno izvršiti dva računa in ugotoviti, kateri je merodajen za dimenzioniranje. V projektnem izračunu PP2-I upoštevamo ugoden vpliv vertikalnih sil z upoštevanjem delnih varnostnih faktorjev $\gamma_{G,inf}$ in $\gamma_{Q,inf}$, v projektnem izračunu PP2-II pa neugoden vpliv vertikalnih sil z upoštevanjem vrednosti delnih varnostnih faktorjev γ_G in γ_Q . Vrednosti delnih faktorjev varnosti podaja *Preglednica 1*.

- Projektna vertikalna obremenitev temeljnih tal (ΣV_d)

Pri računu vertikalnih obremenitev temeljnih tal se obravnavajo ugodni in neugodni vplivi. Poleg že predstavljenih obtežb se pri analizi mostnih opornikov iz armirane zemljine dodatno upoštevajo še naslednje obtežbe (lastne teže):

W ... lastna teža opornika iz armirane zemljine,

W_{RSF} ... lastna teža temelja iz gramoznega nasutja,

W_{face} ... lastna teža čelne fasade.

Karakteristične vrednosti teh obtežb se izračunajo z uporabo enačb (68)-(70), kjer se za vrednost γ_r uporabi specifična teža zasipnega materiala v kompozitu armirane zemljine in za vrednost γ_{rb} specifična teža gramoznega nasutja temelja.

$$W_k = \gamma_r * H * B \quad (68)$$

$$W_{RSF,k} = \gamma_{rb} * D_{RSF} * B_{RSF} \quad (69)$$

$$W_{face,k} = \gamma_{AB} * a_{ob} * H_{abut} \quad (70)$$

Skupna projektna vertikalna obtežba na opornik iz armirane zemljine se določi z uporabo enačbe (71).

$$\begin{aligned} \Sigma V_d = & \gamma_G * (W_k + W_{face,k} + W_{RSF,k} + b * q_b + b_{rb,t} * q_{rb}) \\ & + \gamma_Q * (b * q_{LL} + b_{rb,t} * q_t) \end{aligned} \quad (71)$$

- Projektne vrednosti horizontalnih sil (ΣH_d)

Pri računu projektnih vrednosti horizontalnih sil upoštevamo rezultanto sil H_d v skladu z enačbo (59) z upoštevanjem ustreznih vrednosti delnih varnostnih faktorjev za ugodno (PP2-I) oziroma neugodno (PP2-II) kombinacijo vplivov.

• Projektna ekscentričnost rezultante sil glede na temeljno ploskev

V nadaljnjem izračunu je potrebno določiti reducirano širino temelja (B'_{RSF}) in na ta način v izračunu nosilnosti temeljnih tal ustrezno upoštevati ekscentričnost delovanja rezultante na temeljno ploskev ter s tem vpliv momentnih obremenitev na temelj. Z navideznim premikom vertikalne obtežbe se zanemari del širine temelja, preostali del pa se v nadaljevanju izračuna obravnava kot centrično obremenjen temelj. Reducirana širina temelja se določi z uporabo enačbe (72).

$$B'_{RSF} = B_{RSF} - 2e_B \quad (72)$$

Ekscentričnost delovanja vertikalne obtežbe (e_B) se v skladu s projektnim pristopom 2 (PP2) računa s projektnimi vrednostmi obtežb in se določi po enačbi (73), kjer ΣM_D pomeni vsoto destabilizacijskih momentov, ΣM_R pa vsoto stabilizacijskih momentov vseh projektnih sil glede na središče dna temelja.

$$e_B = \frac{\Sigma M_D - \Sigma M_R}{\Sigma V_d} \quad (73)$$

V primeru, da je izračunana ekscentričnost rezultante vertikalnih obremenitev negativna, bi v skladu z enačbo (72) širino temelja povečali namesto reducirali. Posledično se v takšnem primeru za vrednost $2e_B$ v enačbi (72) privzame vrednost 0.

Destabilizacijske momente (ΣM_D) povzročajo horizontalne sile, ki so že bile izračunane pri kontroli odpora proti zdrs. To so horizontalna sila zaradi lastne teže zaledja (H_b), horizontalna sila zaradi stalne obtežbe armiranega nasutja nad opornikom (H_{rb}) in horizontalna sila zaradi prometu ekvivalentne koristne obtežbe (H_t). Vsota destabilizacijskih momentov se izračuna po enačbi (74).

$$\Sigma M_D = \gamma_G * (H_{b,k} * r_b + H_{rb,k} * r_{rb,t}) + \gamma_Q * H_{t,k} * r_{rb,t} \quad (74)$$

Stabilizacijske momente (ΣM_R) v nasprotju povzročajo vertikalne obtežbe - lastna teža opornika iz armirane zemljine (W), stalna in koristna obtežba prekladne konstrukcije (q_b in q_{LL}), stalna obtežba nasutja nad opornikom (q_{rb}) in prometu ekvivalentna koristna obtežba (q_t). Vsota stabilizacijskih momentov se izračuna z upoštevanjem splošnih pravil statike po enačbi (75).

$$\begin{aligned} \Sigma M_R = & \gamma_G * (q_b * b * x_{qb,qLL} + q_{rb} * b_{rb,t} * x_{rb,t} + W * x_W) + \\ & + \gamma_Q * (q_{LL} * b * x_{qb,qLL} + q_t * b_{rb,t} * x_{rb,t}) \end{aligned} \quad (75)$$

Projektno vertikalno obtežbo v nadaljevanju lahko uporabimo za izračun kontaktnih napetosti pod temeljem iz gramoznega nasutja. Kontaktna napetosti morajo biti manjše od izračunane projektne nosilnosti temeljnih tal. Izračun se izvede z uporabo enačbe (76).

$$\sigma_{v,d} = \frac{\Sigma V_d}{B'_{RSF}} \quad (76)$$

- Vertikalna nosilnost temeljnih tal v nedreniranih pogojih

V skladu s standardom SIST EN 1997-1:2005 se karakteristična nosilnost temeljnih tal R v nedreniranih pogojih določi po enačbi (77).

$$\frac{R}{A'} = (\pi + 2) * c_u * b_c * s_c * i_c + q \quad (77)$$

A' ... ploščina računске (reducirane) površine centrično obremenjenega temelja

c_u ... nedrenirana strižna trdnost

q ... navpični tlak ob temelju na globini temeljne ploskve

b_j, s_j, i_j ... koeficienti nagiba in oblike temelja ter nagiba rezultante sil (po enačbah (78) - (81))

$$b_c = 1 - \frac{2\alpha}{(\pi + 2)} \quad (78)$$

$$s_c = 1 + 0,2 \left(\frac{B'}{L'} \right) \quad \text{za } B' < L' \quad (79)$$

$$s_c = 1,2 \quad \text{za kvadraten ali okrogel temelj} \quad (80)$$

$$i_c = \frac{1}{2} * \left(1 + \sqrt{1 - \frac{H}{A' * c_u}} \right), \quad H \leq A' * c_u \quad (81)$$

- Vertikalna nosilnost temeljnih tal v dreniranih pogojih

V skladu s standardom SIST EN 1997-1:2005 se karakteristična nosilnost temeljnih tal v dreniranih pogojih določi po enačbi (82).

$$\frac{R}{A'} = c' * N_c * b_c * s_c * i_c + q' * N_q * b_q * s_q * i_q + \frac{1}{2} * \gamma' * B' * N_\gamma * b_\gamma * s_\gamma * i_\gamma \quad (82)$$

Posamezne količine, potrebne za izračun vertikalne nosilnosti temeljnih tal pod pravokotnim temeljem ($B' < L'$) in za delovanje horizontalne obtežbe v smeri širine temelja (B'), se izračunajo z uporabo enačb (83) - (96).

A' ... ploščina računске (reducirane) površine centrično obremenjenega temelja

c' ... efektivna kohezija

q' ... efektivni navpični tlak ob temelju na globini temeljne ploskve

N_c, N_q, N_γ ... koeficienti nosilnosti, odvisni od strižnega kota temeljnih tal

b_j, s_j, i_j ... koeficienti nagiba in oblike temelja ter nagiba rezultante sil

$$A' = B' * L' \quad (83)$$

$$q' = D * \gamma - D_w * \gamma_w \quad (84)$$

$$N_q = e^{\pi \tan \varphi'} * \tan^2 \left(45^\circ + \frac{\varphi'}{2} \right) \quad (85)$$

$$N_c = (N_q - 1) * \cot \varphi' \quad (86)$$

$$N_\gamma = 2 * (N_q - 1) * \tan \varphi' \quad (87)$$

$$b_c = b_q - \frac{1 - b_q}{N_c} * \tan \varphi' \quad (88)$$

$$b_q = b_\gamma = (1 - \alpha * \tan \varphi')^2 \quad (89)$$

$$s_q = 1 + \left(\frac{B'}{L'} \right) * \sin \varphi' \quad (90)$$

$$s_\gamma = 1 - 0,3 * \left(\frac{B'}{L'} \right) \quad (91)$$

$$s_c = \frac{s_q * N_q - 1}{N_q - 1} \quad (92)$$

$$i_c = i_q - \frac{1 - i_q}{N_c} * \tan \varphi' \quad (93)$$

$$i_q = \left[1 - \frac{H}{V + A' * c' * \cot \varphi'} \right]^m \quad (94)$$

$$i_\gamma = \left[1 - \frac{H}{V + A' * c' * \cot \varphi'} \right]^{m+1} \quad (95)$$

$$m = m_B = \frac{\left(2 + \frac{B'}{L'} \right)}{\left(1 + \frac{B'}{L'} \right)} \quad (96)$$

Projektna vertikalna nosilnost temeljnih tal

Projektna vertikalna nosilnost temeljnih tal v nedreniranih ali dreniranih pogojih se izračuna po enačbi (97) tako, da izračunano karakteristično nosilnost temeljnih tal reduciramo z ustreznim delnim faktorjem varnosti (*Preglednica 1*).

$$R_d = \left(\frac{R}{A'} \right) * A' * \frac{1}{\gamma_{R,v}} \quad (97)$$

- **Globalna stabilnost**

Globalna stabilnost opornikov iz armirane zemljine se preverja z izvedbo globalne analize s predpostavko krožne ali poligonalne oblike porušnice. V skladu s standardom SIST EN 1997-1 se za analizo globalne stabilnosti v Sloveniji uporablja Projektni pristop 3 (DA 3), pri katerem delne faktorje varnosti v primeru mejnega stanja, ki izhaja iz temeljnih tal (GEO), upoštevamo na strani materialnih parametrov in spremenljivega dela obtežbe. Delni faktorji varnosti za stalne vplive in odpornosti so v izračunu globalne stabilnosti enaki 1,0. Vrednosti posameznih varnostnih faktorjev prikazuje *Preglednica 1*. Za primerjavo, po priporočilih ameriških tehničnih smernic mora faktor varnosti pri analizi globalne stabilnosti opornika iz armirane zemljine znašati vsaj 1,5.

Za zagotovitev čim večje zanesljivosti rezultatov so pri analizi globalne stabilnosti bistvenega pomena točne vrednosti mehanskih lastnosti in parametrov strižne trdnosti zemljin, ki omogočajo izdelavo takšnega računskega modela, ki najbolje opiše dejansko stanje v naravi. V današnjem času se analiza globalne stabilnosti v večini primerov izvaja z uporabo naprednih računalniških programov (na primer Plaxis, Rocscience Slide, ReSSa), ki računajo po metodi končnih elementov ali po računskih postopkih analize globalne stabilnosti različnih avtorjev. Posledično je predstavitev analitičnih postopkov analize globalne stabilnosti zunaj okvirov magistrske naloge. Pri analizi mostnih opornikov iz armirane zemljine vsak od naštetih programov uporabniku poleg geometrije, obtežbe in mehanskih lastnosti zemljin omogoča tudi natančno opredelitev lastnosti uporabljenih geosintetikov.

Računski primer analize globalne stabilnosti v nadaljevanju magistrske naloge je izveden s programom Rocscience Slide 5.0.

2.2.4.2 Notranja stabilnost opornikov iz armirane zemljine

Kontrole notranje stabilnosti, ki jih za običajne podporne konstrukcije iz armirane zemljine navaja EBGEO (porušitev zaradi pretrga geosintetikov, porušitev zaradi izvleka geosintetikov in porušitev posameznih elementov fasadne konstrukcije), niso neposredno uporabljene pri dimenzioniranju mostnih opornikov iz armirane zemljine v sklopu integriranega sistema mostu (GRS-IBS), saj je obnašanje takšnih konstrukcij nekoliko drugačno.

Z majhnim medsebojnim razmikom plasti geosintetikov in ustrezno zgoščenostjo nasipnega materiala se namreč doseže odlična interakcija med obema komponentama kompozita, zato se kontroli izvleka in pretrga geosintetikov ne izvedeta na enak način kot pri uporabi nemških tehničnih smernic (EBGEO). Armirni geosintetiki s prevzemom nateznih napetosti kompozita, ki so posledica delovanja vertikalne obtežbe na opornik, preprečujejo prečne deformacije zgoščenega materiala in na neposreden način zmanjšujejo horizontalni pritisk na čelno fasado opornika (*Adams in sod., 2011*). Posledično se pri dimenzioniranju lahko privzame, da je horizontalni pritisk na fasado relativno majhen in z globino konstanten.

V sklopu kontrole notranje stabilnosti opornika se preverjajo oz. določajo (*Adams in sod., 2011*):

- mejna notranja vertikalna nosilnost opornika,
- deformiranje opornika v vertikalni in horizontalni smeri zaradi delovanja obtežbe,
- potrebna natezna trdnost uporabljenega geosintetika.

Omenjene kontrole notranje stabilnosti, ki jih obravnavajo ameriške tehnične smernice, temeljijo na uporabi metode dopustnih napetosti (ang. *Allowable Stress Design* ali *ASD*), pripadajoči celostni varnostni faktorji, ki jim je potrebno zadostiti, pa so določeni izključno empirično na podlagi rezultatov številnih laboratorijskih in modelnih preiskav. Statistično obdelana velika količina podatkov, na katerih temeljijo delni faktorji varnosti za učinke vplivov in odpornosti v okviru Evrokod standardov, za mostne opornike iz armirane zemljine trenutno še ni na razpolago. Metodo je po navodilih ameriških smernic sicer mogoče smiselno aplicirati na metodo mejnih stanj, vendar so v izračunu uporabljeni delni varnostni faktorji prilagojeni tako, da je končni rezultat isti kot v primeru izračuna po metodi dopustnih napetosti.

Glede na stanje znanja in izkušenj z dimenzioniranjem podpornih konstrukcij iz armiranih zemljin v Sloveniji, se zdi za inženirsko prakso smiselno, da dimenzioniranje mostnih opornikov iz armirane zemljine temelji na rezultatih laboratorijskih eksperimentov. Z njimi pridobimo podatke o dejanskem deformacijskem obnašanju tipičnega kompozita armirane zemljine (zvezo med napetostjo in deformacijo). Računski postopki, prikazani v nadaljevanju, zato temeljijo na uporabi karakterističnih rezultatov laboratorijskih preiskav, izvedenih na tipičnem kompozitu armirane zemljine.

- **Mejna notranja vertikalna nosilnost opornika iz armirane zemljine**

Mejna nosilnost se določa empirično v laboratoriju z uporabo ustreznega kompozita ali alternativno analitično z uporabo v naprej podanih enačb. Mejna nosilnost opornika iz armirane zemljine je na podlagi priporočil ameriških smernic z enačbo (98) določena kot napetost, pri kateri je vertikalna deformacija celotne mase kompozita armirane zemljine enaka 5%.

$$q_{ult,emp} = \sigma_v(\varepsilon_v = 5 \%) \quad (98)$$

Največji dovoljen vertikalni pritisk na opornik iz armirane zemljine $p_{allow,emp}$ se določi po enačbi (99) z upoštevanjem ustrezne vrednosti faktorja varnosti $FS_{capacity}$.

$$p_{allow,emp} = \frac{q_{ult,emp}}{FS_{capacity}} = \frac{q_{ult,emp}}{3,5} \quad (99)$$

Dejanski vertikalni pritisk na opornik iz armirane zemljine $p_{applied}$ se določi kot vsota lastne in stalne ter koristne obtežbe prekladne konstrukcije po enačbi (100) in ne sme presežati empirično določene maksimalne dovoljene vrednosti, kot določa enačba (101).

$$p_{applied} = q_b + q_{LL} \quad (100)$$

$$p_{applied} \leq p_{allow,emp} \quad (101)$$

V okviru določanja mejne notranje vertikalne nosilnosti tipičnega kompozita se ravnamo po priporočilih ameriških tehničnih smernic, saj so pripadajoči faktorji varnosti določeni izkustveno na podlagi rezultatov velikega števila eksperimentov. Zelo pomembno je, da se pri določanju nosilnosti upošteva napetostno-deformacijska zveza kompozita armirane zemljine za ustrezno kombinacijo geosintetika in zasipnega materiala, ki ju nameravamo uporabiti na dejanski lokaciji izvedbe. Z omenjenim pristopom se izveden izračun najboljše približa dejanskemu obnašanju konstrukcije.

V izračunu je pogojno mogoče upoštevati tudi napetostno-deformacijski diagram primerljivega kompozita iz morebitnih predhodnih laboratorijskih raziskav. V kolikor se predvidene vrednosti dejanskega vertikalnega pritiska na opornik približajo mejnim vrednostim nosilnosti, je pred izvedbo na terenu nujno potrebno laboratorijsko preizkusiti dejanski kompozit armirane zemljine.

- **Vertikalno deformiranje (notranji posedek) opornika iz armirane zemljine**

Opornik iz armirane zemljine je navadno zgrajen iz nekoherentnega materiala, zato se večji del posedka opornika izvrši neposredno po izvedbi prekladne konstrukcije, torej pred odprtjem mostu za promet. Vertikalno deformacijo na napetostno-deformacijskem diagramu (σ - ε) posledično določimo pri vrednosti največje vertikalne napetosti, ki jo povzročata lastna in stalna obtežba prekladne konstrukcije q_b . Vertikalna deformacija je po priporočilih ameriških smernic omejena na 0,5 %, kot določa enačba (102). Enako vrednost privzemamo tudi v okviru te magistrske naloge.

Posedek celotne mase opornika iz armirane zemljine se izračuna kot produkt vertikalne deformacije (pri predvideni lastni in stalni obtežbi prekladne konstrukcije) in višine opornika po enačbi (102).

$$\varepsilon_v(\sigma = q_b) < 0,5 \% \quad (102)$$

$$D_v = \varepsilon_v(q_b) * H \quad (103)$$

- **Deformiranje opornika v prečni (horizontalni) smeri**

V kolikor ima opornik iz armirane zemljine po celotni višini nenosilno čelno fasado iz armiranega betona, ki se zaradi majhne debeline lahko upošteva zgolj kot erozijska zaščita, je deformiranje opornika v prečni smeri zaradi delovanja vertikalne obtežbe zanemarljivo. Kljub vsemu je priporočljivo z izračunom dokazati, da konstrukcijsko nameščena armatura v čelni fasadi zadostuje za prevzem minimalnih obremenitev, ki v primeru tehnologije gradnje GRS-IBS delujejo na fasado.

- **Potrebna natezna nosilnost geosintetikov (geomreže)**

Pri določitvi potrebne natezne trdnosti geosintetikov v okviru nadaljnjega dimenzioniranja informativno izhajamo iz empiričnih računskih postopkov iz ameriških smernic. Izkazalo se je, da ti postopki temeljijo na velikem številu predpostavk in imajo posledično vključene precejšnje varnostne faktorje. Zato smo v okviru magistrske naloge predpostavili drugačen način določitve potrebne natezne trdnosti armiranih geosintetikov, ki temelji na rezultatih izvedenega laboratorijskega testa za tipičen kompozit armirane zemljine. S tem postopkom smo dosegli opazno boljše ujemanje predpostavljenih in izmerjenih vrednosti natezних sil v armirnem geosintetiku. V nadaljevanju z namenom predstavitve ključnih razlik podajamo oba računski postopka.

- Določanje potrebne natezne nosilnosti v skladu s priporočili FHWA

V skladu s priporočili ameriških smernic mora biti potrebna natezna nosilnost geosintetikov v smeri pravokotno na čelno ravnino zidu (T_{req}) izračunana za vsak nivo geosintetikov posebej. Pri tem je potrebno predhodno izračunati skupen vpliv horizontalnih napetosti σ_h na predvideni globini in mestu delovanja. Potrebna natezna nosilnost armiranih geosintetikov se izračuna po enačbi (104), ki smiselno upošteva tudi velikost maksimalnega zrna zasipnega materiala (d_{max}) in vertikalni razmik med posameznimi sloji armiranih geosintetikov (S_v).

$$T_{req} = \left[\frac{\sigma_h}{0,7 \left(\frac{S_v}{6 * d_{max}} \right)} \right] S_v \quad (104)$$

Skupen vpliv horizontalnih napetosti se izračuna po enačbi (105) in sicer kot vsota posameznih horizontalnih napetosti na izbrani globini opornika iz armirane zemljine.

$$\sigma_h = \sigma_{h,W} + \sigma_{h,bridge,eq} + \sigma_{h,rb} + \sigma_{h,t} \quad (105)$$

Za poenostavitev izračuna skupnega vpliva vertikalnih napetosti velja predpostavka, da stalna obtežba armiranega nasutja q_{rb} in prometu ekvivalentna koristna obtežba q_t delujeta na veliki širini opornika iz armirane zemljine in po globini povzročata konstantne vrednosti dodatnih napetosti v tleh (brezkrajna obtežba). Pri računu ekvivalentne obtežbe mostu $q_{bridge,eq}$ zato nista še enkrat upoštevani, ampak je vertikalna obremenitev zmanjšana za njuno vsoto (enačba (106)).

$$q_{bridge,eq} = (q_b + q_{LL}) - (q_{rb} + q_t) \quad (106)$$

Horizontalne napetosti zaradi ekvivalentne obtežbe mostu se s predhodnim upoštevanjem enačb (51) – (53) izračunajo po enačbi (107).

$$\sigma_{h,bridge,eq} = \frac{q_{bridge,eq}}{\pi} * (2\varepsilon + \sin 2\varepsilon * \cos 2\psi) * K_{ar} \quad (107)$$

Izračunana potrebna nosilnost geosintetikov T_{req} po enačbi (105) mora biti manjša od projektne dopustne nosilnosti T_{allow} , kot določa enačba (108). Dopustno nosilnost geosintetikov izračunamo po enačbi (109), kjer se vrednost nominalne natezne trdnosti uporabljenega geosintetika T_f , podana s strani proizvajalca, v skladu s priporočili ameriških tehničnih smernic reducira z upoštevanjem empirično določenega varnostnega faktorja za geosintetike FS_{reinf} .

$$T_{req} < T_{allow} \quad (108)$$

$$T_{allow} = \frac{T_f}{FS_{reinf}} = \frac{T_f}{3,5} \quad (109)$$

Potrebna nosilnost posameznih plasti geosintetikov po priporočilih FHWA hkrati ne sme presežati nosilnosti geomreže pri 2 % natezne deformacije ($T_{f,\varepsilon=2\%}$), kot določa enačba (110).

$$F_{req} < T_{f,\varepsilon=2\%} \quad (110)$$

Razvoj sodobnih polimernih materialov v zadnjih letih je omogočil, da so geosintetiki sposobni prevzeti tudi bistveno večje natezne deformacije, zato lahko karakteristična deformacija pri nominalni trdnosti v primeru uporabe nekaterih geosintetikov znaša tudi okrog 10 %. Potrebno pa je poudariti da je takšen velikostni red deformacij sicer sprejemljiv za material (geosintetik), ne pa tudi za zgrajen inženirski objekt v celoti.

V primeru, da potrebna nosilnost geomreže presega dopustno nosilnost ali nosilnost pri deformaciji 2 %, je razdaljo med posameznimi nivoji geosintetikov potrebno vsaj razpoloviti do tiste globine, kjer sta pogoja ponovno izpolnjena. Ta globina je določena kot globina ojačane cone opornika iz armirane zemljine. Zaradi boljšega raznosa napetosti je potrebno namestiti vsaj 5 vmesnih plasti geosintetikov, četudi glede na izračun ojačana cona morebiti ni potrebna.

· Določanje potrebne natezne nosilnosti iz rezultatov laboratorijskega testa

Na podlagi rezultatov izvedenega laboratorijskega testa za tipičen kompozit, kjer vzorec obremenjujemo z vertikalno obtežbo do porušitve, pridobimo podatke o napetostno-deformacijskem obnašanju celotnega kompozita armirane zemljine. Vrednosti vertikalnih in horizontalnih deformacij (kompozita in geomreže) pri tem merimo s predhodno ustrezno in smiselno nameščenimi merilniki deformacij. Izvedba eksperimenta je podrobno opisana v 3. poglavju magistrske naloge. Na podlagi rezultatov meritev pridobimo podatke o zvezi med vertikalno napetostjo σ_v in povprečno vertikalno deformacijo celotnega kompozita ε_v ter povprečno horizontalno deformacijo kompozita ε_h ali geomreže $\varepsilon_{h,geomreže}$. V izračunu je upoštevana predpostavka, da so horizontalne vrednosti deformacij geomreže in zasipnega materiala približno enake, kar je mogoče opaziti tudi iz rezultatov preiskav. Z namenom določitve potrebne natezne nosilnosti posameznih slojev geomreže v opornikih iz armirane zemljine upoštevamo tudi predpostavko, da so dodatne vertikalne napetosti zaradi delovanja lastne teže in stalne ter koristne obtežbe prekladne konstrukcije razporejene v skladu z Boussinesq-ovo teorijo napetosti v temeljnih tleh (*Slika 13*). Skupen vpliv vertikalnih napetosti se nato izračuna kot vsota posameznih vrednosti vertikalnih napetosti na izbrani globini opornika po enačbi (111).

$$\sigma_v = \sigma_W + \sigma_{v,bridge,eq} + q_{rb} + q_t \quad (111)$$

Vrednosti dodatnih vertikalnih napetosti v predvidenem oporniku zaradi ekvivalentne obtežbe mostu ($\sigma_{v,bridge,eq}$), se izračunajo z upoštevanjem Boussinesq-ove teorije po enačbi (112).

$$\sigma_{v,bridge,eq} = \frac{q_{bridge,eq}}{\pi} * (2\varepsilon + \sin 2\varepsilon * \cos 2\psi) \quad (112)$$

V nadaljevanju lahko iz zveze med vertikalno napetostjo (obremenitvijo kompozita), σ_v in horizontalno deformacijo geomreže, ($\varepsilon_{h,geomreže}$) za vsako izračunano vrednost vertikalnih napetosti na izbrani globini z določimo pripadajočo horizontalno deformacijo v geomreži z upoštevanjem enačbe (113). Pomembno je, da na posameznih globinah upoštevamo napetostno-deformacijsko zvezo za kompozit z enakimi medsebojnimi razmiki med posameznimi plastmi geomrež, kot so predvideni pri realnem objektu. Glede na dejstvo, da so medsebojni razmiki med plastmi geosintetikov v ojačani coni opornika manjši, je potrebno izvesti vsaj dva laboratorijska testa.

$$\varepsilon_H(z) = \varepsilon_H(\sigma_v(z)) \quad (113)$$

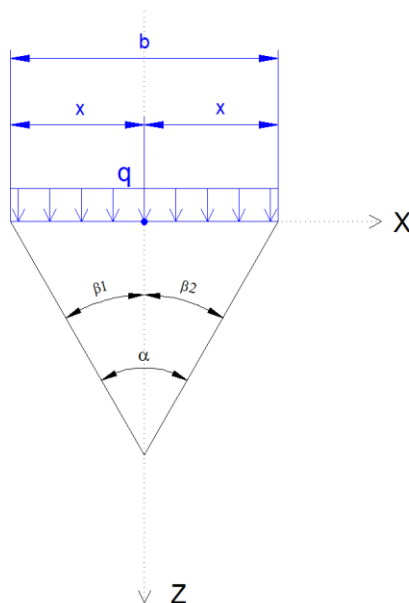
Iz rezultatov testa za določitev natezne nosilnosti geomreže pridobimo tudi podatke o elastičnem modulu oziroma sekantni togosti geomreže (zvezo med horizontalno silo in pripadajočo horizontalno deformacijo). Z upoštevanjem enačbe (114) iz omenjene zveze določimo potrebno natezno nosilnost v posamezni plasti geomreže pri pripadajoči vrednosti horizontalne deformacije, ki smo jo predhodno določili pri izračunani vrednosti vertikalne napetosti.

$$F_{H,req.}(z) = F_{H,req.}(\varepsilon_H(\sigma_v(z))) \quad (114)$$

2.2.5 Mejno stanje uporabnosti

2.2.5.1 Račun posedkov temeljnih tal

Končni posedek temeljnih tal pod opornikom iz armirane zemljine zaradi delovanja vertikalne obtežbe je izračunan kot količnik ploščine diagrama dodatnih vertikalnih napetosti in modula stisljivosti temeljnih tal. Razpored dodatnih vertikalnih napetosti po globini je določen z upoštevanjem Boussinesq-ove teorije direktno v osi obtežbe (Slika 14). Ustrezne geometrijske količine se določijo z uporabo že predstavljenih enačb (51) – (53), dodatne vertikalne napetosti po enačbi (115), končni posedek temeljnih tal pa po enačbi (116). Ploščina diagrama dodatnih vertikalnih napetosti, ki je potrebna za izračun končnega posedka temeljnih tal, se lahko izračuna z numerično integracijo po korakih z upoštevanjem dovolj majhnega prirastka globine z . Vrednost modula stisljivosti temeljnih tal se določi iz rezultatov edometriškega preizkusa v laboratoriju.



Slika 14: Račun dodatnih napetosti v tleh po Boussinesq-u v osi obtežbe.

Figure 14: Calculation of the additional stresses according to Boussinesq directly beneath the center of the load

- Geometrijske količine:

$$2\varepsilon = \beta_2 - \beta_1 = \alpha \qquad 2\psi = \beta_2 + \beta_1 = 0$$

$$\tan \beta_1 = \frac{x_1}{z} \qquad \tan \beta_2 = \frac{x_2}{z}$$

- Dodatne vertikalne napetosti v tleh po globini (splošno):

$$\Delta\sigma_{zz} = \frac{q}{\pi} * (2\varepsilon + \sin 2\varepsilon * \cos 2\psi) \qquad (115)$$

- Posedek temeljnih tal

$$\rho = \frac{A_{inf}}{E_{oed}} \qquad (116)$$

3 EKSPERIMENTALNI DEL

3.1 Obstoječi podatki o dejanski lokaciji

Uporaba tehnologije armiranja zemljin za izvedbo mostnih opornikov je nedvomno novost v inženirski praksi gradnje mostov, tako v Sloveniji, kot tudi drugod po svetu. S težnjo po čim večji redukciji stroškov izvedbe in skrajšanja časa gradnje se je izkazala kot odlična alternativa klasični armiranobetonski izvedbi mostnih opornikov, vendar zaradi narave konstrukcij po tehnologiji GRS-IBS postopka dimenzioniranja ni mogoče izvesti v skladu z dosedanjimi standardi in predpisi, ki v večini primerov obravnavajo podporne konstrukcije in mostne opornike iz armiranega betona. Ti standardi in predpisi temeljijo na dovolj velikem številu izvedenih laboratorijskih in modelnih preiskav in na podlagi podrobne statistične analize zagotavljajo dovolj majhno verjetnost, da bo nosilnost ali uporabnost obravnavane konstrukcije presežena. Za konstrukcije in zlasti mostne opornike iz armirane zemljine, takšna baza podatkov žal ni voljo, zato imajo pri dimenzioniranju ključno vlogo eksperimentalne laboratorijske preiskave z uporabo enakih osnovnih materialov in kompozitov, kot so predvideni za izvedbo na terenu. Z omenjenim pristopom je mogoče najbolj realno ponazoriti obnašanje dejansko izvedenih konstrukcij v naravi, kar tudi v okviru magistrske naloge posledično predstavlja glavni motiv izvajanja laboratorijskih preiskav - eksperimentalnega dela.

V okviru magistrske naloge obravnavamo realni primer mostu na opornikih iz armirane zemljine, izvedenem v mesecu novembru in decembru 2014 v Žerovincih v občini Ormož. Obstoječi most v obliki škatlastega prepusta v primeru visokih voda ni imel zadostne prepustnosti, zato je prihajalo do zaježitve oziroma prelivanja potoka čez cesto. *Slika 15* prikazuje obstoječe stanje pred rekonstrukcijo.



Slika 15: Most v Žerovincih pred rekonstrukcijo
Figure 15: Existing bridge in Žerovinci before reconstruction

Poleg izjemno kratkih časovnih rokov za izvedbo je bila rekonstrukcija obstoječega mostu dodatno otežena zaradi debelega sloja slabih temeljnih tal. Predhodnih geološko-geomehanskih preiskav za predviden objekt ni bilo izvedenih, na razpolago pa so bili geološki podatki za lokacijo bližnjega železniškega mostu (*Preglednica 3*) in podatki iz sondažnih vrtin za isti objekt (*Štern, 2010*), kjer je bilo zaradi izjemno slabih lastnosti temeljnih tal potrebno globoko temeljenje v obliki pilotov. S temi podatki in ob predpostavljenih karakteristikah kompozita armirane zemljine se je izvedlo projektno dimenzioniranje opornikov iz armirane zemljine za novi most.

Preglednica 3: Podatki o geološki sestavi tal železniškega mostu 50 m gorvodno (Štern, 2010)

Table 3: Geological data, evaluated from an investigation for a 50 m upstream bridge (Štern, 2010)

Globina [m]	Opis	Lastnosti temeljnih tal
0.0 – 0.5	peščeni prod	
0.5 – 3.0	peščena glina z vložki peska in proda	$(N_1)_{60}=6$, $q_u=75$ kN/m ²
3.0 – 5.0	pesek z vložki gline in melja	$(N_1)_{60}=8$, $c'=1,6$ kPa, $\varphi'=25,7^\circ$, $q_u=112,5$ kN/m ²
5.0 – 8.0	peščeni melj	$(N_1)_{60}=12$, $w=29,1\%$, $I_p=10,4\%$, $q_u=150$ kN/m ²
8.0 – 11.0	preperina slojevitega laporja	$(N_1)_{60}=24$
11.0 – 17.0	peščeni lapor	$(N_1)_{60}=36$
17.0 – 23.3	peščeno meljna glina, sgk	$(N_1)_{60}=32$
23.3 – 26.3	peščeni lapor, kompakten	

Globina talne vode: 2.7 m

V fazi izvajanja projekta so bili v sklopu kontrole kakovosti na konkretni lokaciji odvzeti dejanski vzorci temeljnih tal na območjih pod predvidenima opornikoma iz armirane zemljine ter vzorci zasipnega materiala in geomreže.

Z namenom zagotovitve čim večje natančnosti rezultatov izračuna po predstavljenih postopkih dimenzioniranja v 2. poglavju smo potrebne mehanske karakteristike ter deformacijske lastnosti uporabljenih materialov (zemljin, geomrež, kompozita armirane zemljine) določili po standardnih postopkih laboratorijskih preiskav v Geomehanskem laboratoriju Zavoda za gradbeništvo Slovenije.

Prva skupina laboratorijskih preiskav je bila namenjena karakterizaciji lastnosti temeljnih tal. Del teh preiskav je bil izveden že v sklopu priprave projekta (*Štern, 2010*), njihovi rezultati pa so bili uporabljeni za projektno dimenzioniranje. V okviru izdelave te magistrske naloge so bili vzorci odvzeti na dejanski lokaciji in ponovljene preiskave. Modul stisljivosti, potreben za izračun končnega posedka temeljnih tal pod opornikom iz armirane zemljine, smo pridobili iz rezultatov edometrijske preiskave, strižne karakteristike temeljnih tal, potrebne za kontrolo vseh mejnih stanj nosilnosti, pa iz rezultatov direktne strižne preiskave na preplavljenem vzorcu. Podatke o strukturi temeljnih tal in posameznih karakterističnih slojih do nosilne podlage smo pridobili iz podatkov o preiskavah tal za lokacijo bližnjega mostu.

V okviru dimenzioniranja opornikov iz armirane zemljine je potrebno poznati tudi materialne in mehanske lastnosti tipičnega kompozita armirane zemljine in materialov, ki ga sestavljajo. V drugem sklopu laboratorijskih preiskav, ki so bile prav tako izvedene že v fazi projektiranja objekta smo za izbrano vrsto materialov najprej določili zrnovostno sestavo prodno-peščenega zasipnega materiala, ki je vgrajen v kompozit armirane zemljine, območje vlažnosti, znotraj katerega lahko dosežemo optimalno zgoščenost zasipnega materiala (Proctor-jev test) ter napetostno-deformacijske lastnosti uporabljene geomreže (določitev natezne trdnosti in togosti). Napetostno-deformacijsko zvezo celotnega kompozita armirane zemljine zaradi vertikalne obtežbe, ki je potrebna za določanje notranje stabilnosti kompozita, smo izvedli na podlagi rezultatov laboratorijskega testa na preizkušancu dimenzij 250 x 250 x 500 cm. Vzorec smo s postopnim dodajanjem vertikalne obtežbe obremenjevali do porušitve.

Dobljene vrednosti mehanskih karakteristik in parametrov smo uporabili za določitev mejne notranje stabilnosti opornikov iz armirane zemljine v Žerovincih ter za izdelavo ustreznega računskega modela v sklopu kontrole globalne stabilnosti. Z uporabo dejanskih materialnih in trdnostnih parametrov želimo čim boljše opisati dejansko obnašanje opornika v naravnem stanju. Na tem mestu je potrebno izpostaviti, da so bile v fazi projektiranja objekta omenjene preiskave izvedene na materialih, predvidenih za izvedbo. V fazi izvedbe objekta je izvajalec uporabil drugo vrsto geomreže, kot tudi zasipnega materiala.

3.2 Laboratorijske preiskave za karakterizacijo temeljnih tal

V okviru pridobivanja ustreznih podatkov za karakterizacijo temeljnih tal smo izvedli oziroma upoštevali rezultate naslednjih laboratorijskih preiskav:

- edometrsko preiskava,
- direktna strižna preiskava v strižni celici,
- terenske in laboratorijske preiskave opisane v Poročilu o preiskavah tal in geotehničnem projektu (*Štern, 2010*)

3.2.1 Edometrsko preiskava

Z edometrsko preiskavo ali edometrom (iz grščine oideuma = nabrekanje) v laboratoriju preiskujemo obnašanje zemljine pri enodimenzijskem obremenjevanju ali razbremenjevanju v vertikalni smeri (smeri posedanja tal) po postopku standarda SIST-TS CEN ISO/TS 17892-5. Preiskava vzorca temeljnih tal, ki je bil vzeta na dejanski lokaciji mostu v Žerovincih, je bila izvedena v edometru z mehanskim obremenjevanjem po stopnjah in z omejenim bočnim širjenjem, v celici premera 50 mm in višine 20 mm v naravnem stanju dostavljenega vzorca. Na edometer je bil nameščen elektronski merilec posedkov, ki je rezultate sproti beležil na računalniku.

3.2.1.1 Potek preiskave

Vzorec zemljine cilindrične oblike smo vstavili v tog kovinski obroč in ga vgradili v edometrski aparat med dve porozni ploščici. Po vgradnji je bil vzorec izpostavljen seriji naraščajočih vertikalnih obremenitev v rednih časovnih intervalih (24 ur). Prirastki vertikalne obtežbe so se na vzorec nanašali ročno z dvakratnim faktorjem vrednosti obtežbe glede na predhodno stopnjo obremenjevanja (50, 100, 200, 400, 800 kPa) do končne vrednosti obtežbe, ki jo določajo z izračunom predvidene napetosti v temeljnih tleh na dejanski lokaciji pred in po obremenitvi z obtežbo. *Slika 16* prikazuje vzorec zemljine vgrajen v kovinski obroč edometrskе celice.



Slika 16: Vzorec temeljnih tal, premera 50 mm in višine 20 mm, vgrajen v tog kovinski obroč edometrskе celice
Figure 16: Foundation soil sample (diameter 50 mm, height 20 mm), put into Oedometer ring

Izvajanje edometrske preiskave (namestitvev edometrske celice v edometrski aparat in obremenjevanje vzorca z določeno bremensko stopnjo) prikazuje *Slika 17*.



Slika 17: Izvajanje edometrske preiskave na vzorcu temeljnih tal
Figure 17: Oedometer test performance on foundation soil sample

Po končani konsolidaciji vzorca pri zadnji bremenski stopnji smo vertikalno obtežbo zmanjšali v dveh korakih do popolne razbremenitve. Pri vsaki bremenski stopnji smo z elektronskim merilcem posedkov merili dvižke vzorca v odvisnosti od časa, po razbremenitvi pa določili končno višino in vlažnost vzorca. Iz spremembe višine vzorca v vsaki bremenski stopnji smo določili stisljivost vzorca v odvisnosti od vrednosti vertikalne obtežbe in modul stisljivosti E_{oed} , ki je potreben za izračun posedkov temeljnih tal.

3.2.1.2 Rezultati preiskave

Izmerjene posedke vzorca pri posamezni bremenski stopnji smo zbrali v tabeli in prikazali na grafu v odvisnosti od efektivnih vertikalnih napetosti. Z uporabo splošnih enačb mehanike tal smo nato izračunali pripadajoče vrednosti modulov stisljivosti E_{oed} . Enačba (117) omogoča izračun iz vrednosti izmerjenih posedkov, enačba (118) pa z uporabo količnika por v vzorcu zemljine.

$$E_{oed} = \frac{\Delta\sigma'}{\Delta\varepsilon_1} = \frac{\Delta\sigma'}{\Delta\rho} * h_\alpha \quad (117)$$

$$E_{oed} = -\frac{\Delta\sigma'}{\Delta e} * (1 + e_\alpha) \quad (118)$$

V zgornjih enačbah je $\Delta\sigma'$ razlika med končno vertikalno efektivno napetostjo (σ'_β) in začetno vertikalno efektivno napetostjo (σ'_α), $\Delta\rho$ razlika med končnim (ρ_β) in začetnim (ρ_α) posedkom, h_α pa začetna višina vzorca pri vrednosti efektivne vertikalne napetosti σ'_α . Vrednost Δe predstavlja razliko količnikov por, e_α pa količnik por pri začetni vrednosti napetosti σ'_α . Vrednosti količnikov por za vsako bremensko stopnjo se določijo z uporabo volumskih in utežnih razmerij po končanem tehtanju vzorca pred in po preiskavi.

Rezultate izračuna po obeh enačbah prikazujeta *Preglednica 4* in *Preglednica 5*.

Preglednica 4: Izračun modula stisljivosti iz izmerjenih posedkov vzorca

Table 4: Oedometer modulus calculation from the measured settlements of the sample

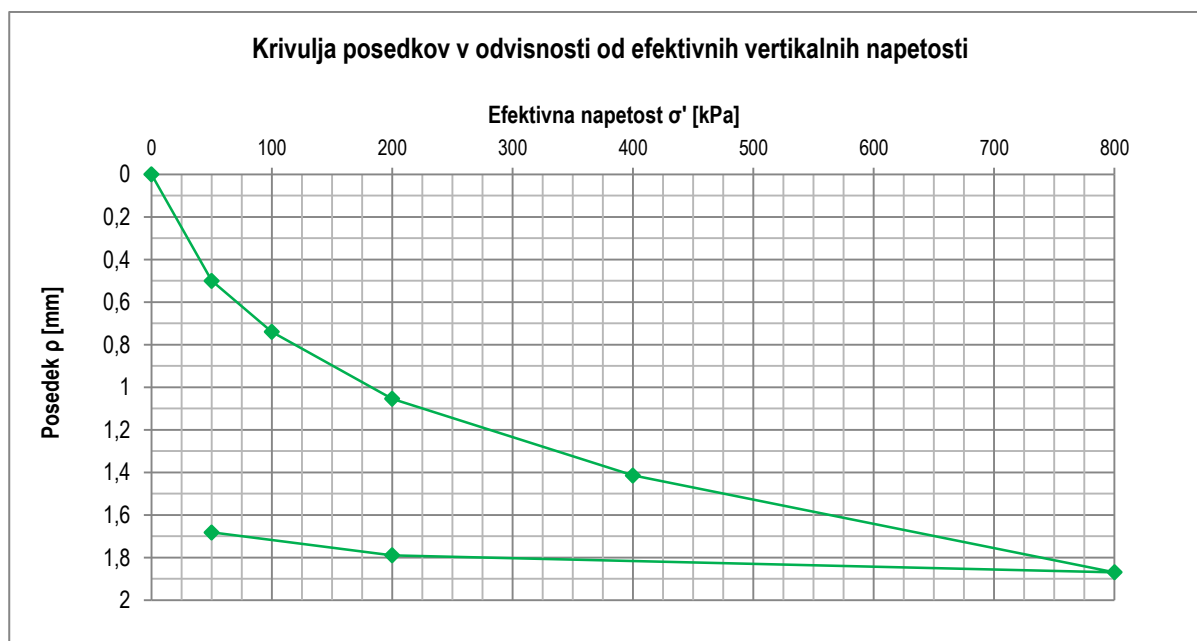
σ'_α [kPa]	σ'_β [kPa]	$\Delta\sigma' = \sigma'_\beta - \sigma'_\alpha$ [kPa]	ρ_α [cm]	ρ_β [cm]	$\Delta\rho = \rho_\beta - \rho_\alpha$ [cm]	$h_\alpha = h_0 - \rho_\alpha$ [cm]	E_{oed} [kPa]
0	50	50	0	0,050	0,050	2	1998
50	100	50	0,050	0,074	0,024	1,9499485	4067
100	200	100	0,074	0,105	0,031	1,925975	6126
200	400	200	0,105	0,141	0,036	1,894535	10538
400	800	400	0,141	0,187	0,046	1,85858	16324
800	200	-600	0,187	0,179	-0,008	1,813037	136148
200	50	-150	0,179	0,168	-0,011	1,821027	25324

Preglednica 5: Izračun modula stisljivosti iz količnika por

Table 5: Oedometer modulus calculation from the void ratio values

σ'_α [kPa]	σ'_β [kPa]	$\Delta\sigma' = \sigma'_\beta - \sigma'_\alpha$ [kPa]	e_α [cm]	e_β [cm]	$\Delta e = e_\beta - e_\alpha$ [cm]	E_{oed} [kPa]
0	50	50	0,690	0,648	-0,042	1998
50	100	50	0,648	0,628	-0,020	4067
100	200	100	0,628	0,601	-0,027	6126
200	400	200	0,601	0,571	-0,030	10538
400	800	400	0,571	0,532	-0,038	16324
800	200	-600	0,532	0,539	0,007	136148
200	50	-150	0,539	0,548	0,009	25324

Grafikon 1 prikazuje krivuljo vrednosti posedkov oz. dvižkov obravnavanega vzorca temeljnih tal pri različnih vrednostih efektivnih vertikalnih napetosti pri obremenjevanju oz. razbremenjevanju.



Grafikon 1: Krivulja posedkov vzorca temeljnih tal v odvisnosti od efektivnih vertikalnih napetosti

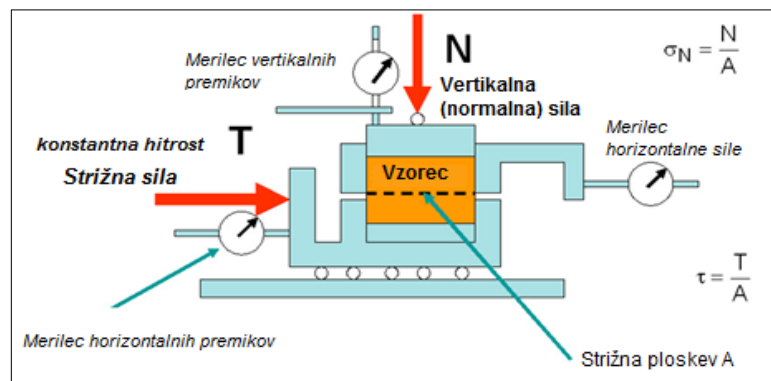
Graph 1: Settlement – effective stresses curve, considering foundation soil sample

3.2.2 Direktna strižna preiskava v strižni celici

Za določanje parametrov strižne trdnosti zemljin (kohezije c' in strižnega kota ϕ'), ki sta potrebna za ustrezno izvedbo kontrole mejnih stanj, uporabljamo direktne strižne preiskave (translatorna in obročna strižna preiskava) in triosne strižne preiskave (CU ali CD test). V konkretnem primeru smo za vzorec temeljnih tal z dejanske lokacije predvidenega mostu v Žerovincih opravili direktno strižno preiskavo po postopku standarda SIST-TS CEN ISO/TS 17892-10, na treh neporušenih preplavljenih preizkušancih v celicah za dimenzije preizkušancev 60 x 60 x 20 mm.

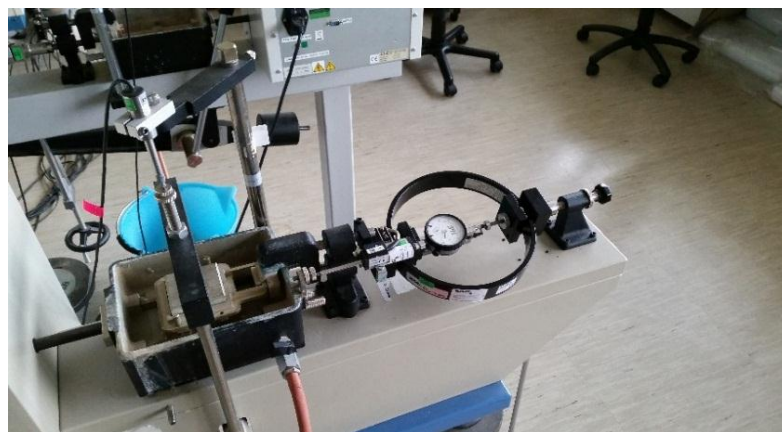
3.2.2.1 Potek preiskave

Preiskavo posameznega vzorca smo izvedli v strižni celici, ki je horizontalno razdeljena na dva dela. Zgornja polovica je fiksna, spodnja polovica pa premična v horizontalni smeri. Po namestitvi strižnih celic v direktni strižni aparat smo vzorce preko togega bata obremenili s tremi različnimi normalnimi tlaki in jih preplavili z vodo. Po končani konsolidaciji smo vzorec pričeli strižno obremenjevati s konstantno hitrostjo premikanja pomične polovice celice do prestriga vzorca. Med izvajanjem preiskave smo z nameščenimi merilci preko računalnika merili strižno silo ter horizontalni in vertikalni premik vzorca. Shema direktne strižne preiskave prikazuje *Slika 18*, izvajanje v laboratoriju pa *Slika 19*.



Slika 18: Shema izvajanja direktne strižne preiskave (vir: prirejeno po Determination of shear strength of soils, 2011)

Figure 18: Principles of direct shear test (source: modified from Determination of shear strength of soils, 2011)



Slika 19: Strižna celica, vgrajena v direktni strižni aparat, preden je bil vzorec preplavljen

Figure 19: Shear cell positioned in direct shear test apparatus before specimen was overflowed

3.2.2.2 Rezultati preiskave

Iz grafa strižne napetosti v odvisnosti od horizontalnega premika (zdrska) smo določili strižno trdnost vzorca zemljine τ_f pri znani vrednosti efektivne normalne napetosti σ' . Za izvrednotenje strižnega kota in kohezije je privzet kriterij največje zabeležene strižne napetosti ob porušitvi. Vrednosti strižnih parametrov zemljine, z upoštevanjem Mohr-Coulombovega kriterija porušitve (enačba (119)) in Terzaghijeve teorije o efektivnih napetostih (enačba (120)), se določijo po enačbi (121).

$$\tau_f = c + \sigma * \tan\varphi \quad (119)$$

$$\sigma' = \sigma - u \quad (120)$$

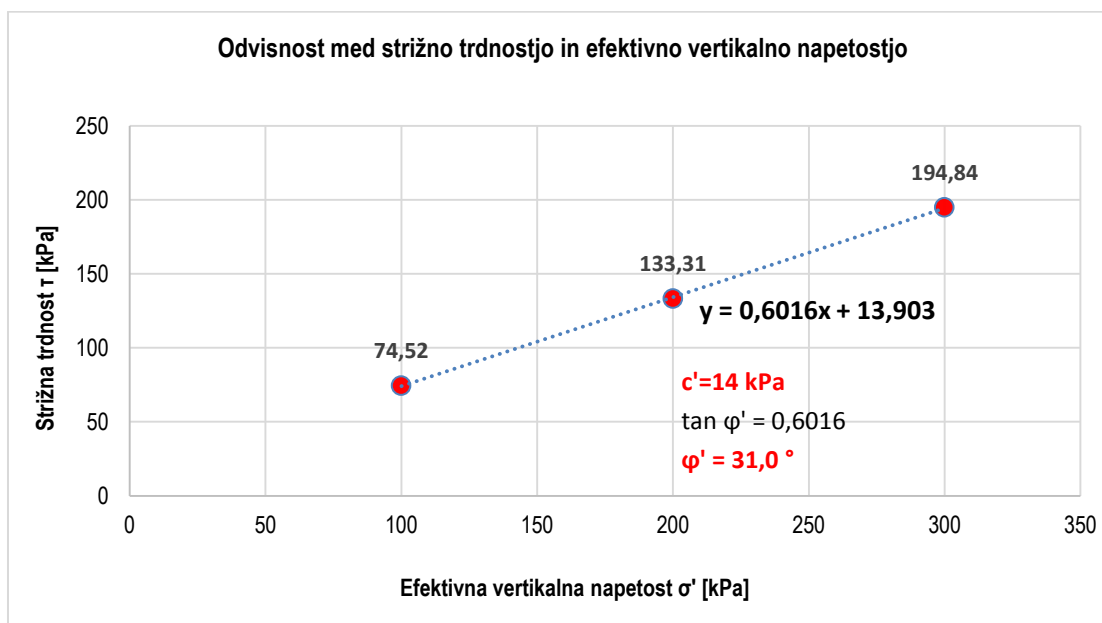
$$\tau_f = c' + \sigma' * \tan\varphi' \quad (121)$$

Potrebujemo odvisnost med strižno trdnostjo in vsaj tremi različnimi vrednostmi normalnih efektivnih napetosti, zato smo direktno strižno preiskavo izvedli na treh vzorcih pri različnih vertikalnih obremenitvah. Normalno in strižno napetost na vsiljeni horizontalni porušni ploskvi dobimo tako, da vertikalno in strižno silo delimo z velikostjo strižne ploskve vzorca po enačbah (122) in (123).

$$\sigma = \frac{N}{A} \quad (122)$$

$$\tau = \frac{T}{A} \quad (123)$$

Izračunane vrednosti normalnih in strižnih napetosti ter njihovo medsebojno linearno odvisnost prikazuje *Grafikon 2*. Skozi dobljene točke smo narisali premico, dobljeno enačbo premice aplicirali na enačbo (122) in določili vrednosti kohezije in strižnega kota vzorcev temeljnih tal.



Grafikon 2: Odvisnost med strižno trdnostjo in efektivno vertikalno napetostjo vzorcev temeljnih tal

Graph 2: Correlation between maximum shear strength and effective vertical stress of foundation soil samples

3.3 Laboratorijske preiskave za karakterizacijo kompozita armirane zemljine

3.3.1 Osnovne preiskave

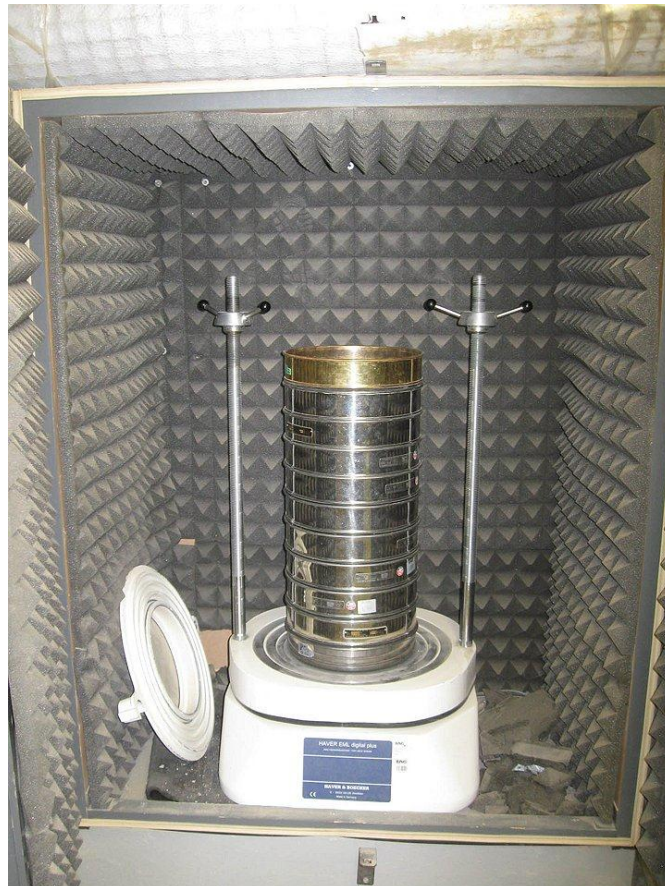
Opisane preiskave so bile izvedene na projektno predvidenih materialih v fazi projektiranja objekta.

3.3.1.1 Zrnavostna sestava zasipnega materiala

Zrnavost je stalna, značilna in nespremenljiva lastnost zemljin, ki se uporablja za klasifikacijo debelozrnatih ter mešanih zemljin in se določa v laboratoriju s sejanjem na sitih in aerometriranjem. V konkretnem primeru smo obravnavali vzorec pretežno gramoznega zasipnega materiala z zelo majhno vsebnostjo finih delcev, zato postopek aerometriranja ni prišel v poštev.

· Potek preiskave

V okviru postopka sejanja na sitih smo maso zemljine postavili v stavek sit in sejali v sejalnem stroju toliko časa, da so vsa zrna posamezne frakcije, manjše od odprtine sita, šla skozi to sito. Glede na vizualno oceno materiala smo izbrali stavek sit z odprtinami od 0,063 mm do 31,5 mm. V nadaljevanju smo s tehtanjem določili mase frakcij materiala, ki so ostale na posameznem situ. *Slika 20* prikazuje stavek sit na sejalnem stroju, ki smo ga uporabili za izvedbo testa.



Slika 20: Stavek sit za izvedbo testa sejalne analize
Figure 20: Sieving test apparatus

Rezultati preiskave

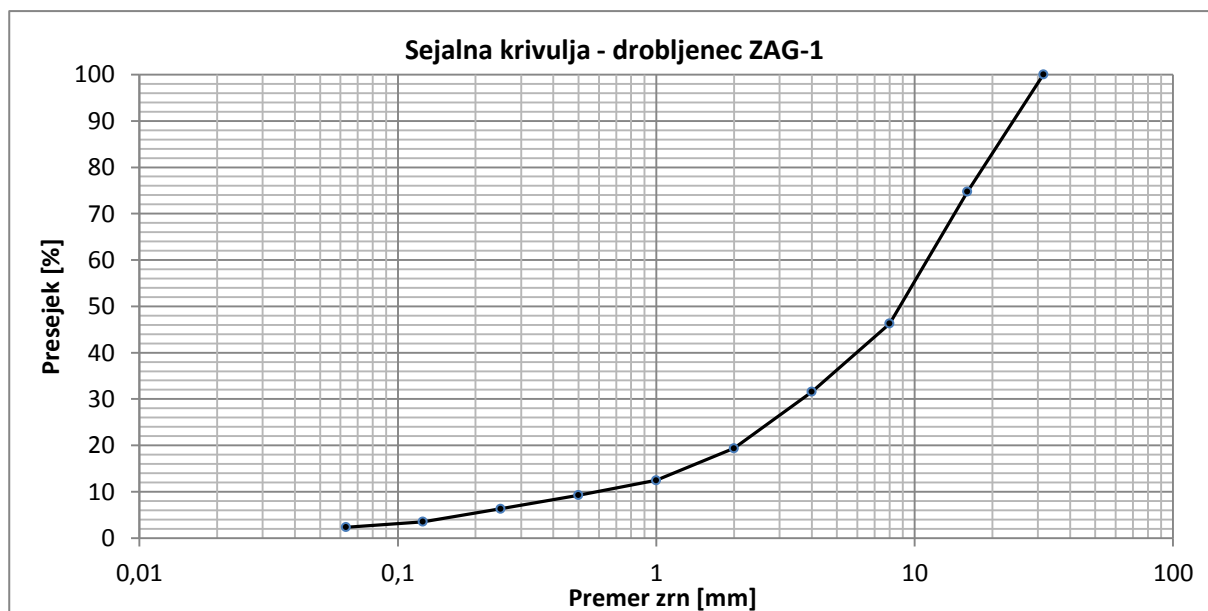
Rezultat analize zrnivosti je krivulja zrnivosti, iz katere navadno izračunamo še koeficient enakomernosti c_u in koeficient zrnivosti c_c . Slika 21 prikazuje številčne vrednosti presejkov skozi posamezna sita in krivuljo zrnivosti za obravnavan vzorec gramoznega zasipnega materiala, ki je pogojno primerljiv z zasipnim materialom pri izvedbi opornika iz armirane zemljine v Žerovincih. Postopek izračuna koeficienta enakomernosti in koeficienta zrnivosti poteka po enačbah (124) in (125). Vrednosti d_i v enačbah označujejo premer zrna d pri posamezni vrednosti presejka i in se izračunajo po enačbi (126). Vrednosti x_{i+1} , y_{i+1} , x_{i-1} in y_{i-1} označujejo koordinate točk, med katerimi se na diagramu sejalne krivulje nahaja točka z iskano vrednostjo presejka.

$$c_u = \frac{d_{60}}{d_{10}} \quad (124)$$

$$c_c = \frac{d_{30}^2}{d_{60} * d_{10}} \quad (125)$$

$$d_i = \frac{y_i - y_{i-1}}{y_{i+1} - y_{i-1}} * (x_{i+1} - x_{i-1}) + x_{i-1} \quad (126)$$

Premer zrn [mm]	31,5	16	8	4	2	1	0,5	0,25	0,125	0,063
Presejek [%]	100,00	74,73	46,27	31,58	19,38	12,46	9,25	6,32	3,50	2,33



Slika 21: Rezultati sejalne analize – zrnovostna sestava zasipnega materiala, ki je bil predviden za vgradnjo v opornik
Figure 21: Sieving test results – granularity of the backfill material of the abutment

$$d_{60} = 11,86 \text{ mm} \quad d_{30} = 3,74 \text{ mm} \quad d_{10} = 0,62 \text{ mm}$$

$$c_u = 19,263 \quad c_c = 1,915$$

3.3.1.2 Modificirani Proctorjev preizkus (MPP)

Modificiran Proctorjev preizkus v laboratoriju izvajamo z namenom določitve optimalne vlažnosti zemljine w_{opt} , pri kateri je material mogoče najbolj zgostiti. Z ustreznim zgoščevanjem zemljin zmanjšamo volumen z zrakom zapoljenih por in posledično dosežemo večjo strižno trdnost, manjšo deformabilnost ter manjšo poroznost materiala (*Logar, b.d.*). Mero za zgoščenost pri izvedbi Proctorjevega preizkusa podajamo v obliki suhe prostorninske teže γ_d oziroma suhe prostorninske gostote ρ_d . Rezultati Proctorjevega testa so osnova za kakovostno vgradnjo materialov v zemeljske objekte.

· Potek preiskave

Obravnavan gramozni zasipni material smo pri izbrani vlažnosti nabili v standardiziran kovinski kalup premera 15 cm in višine 12,5 cm. Vzorec smo zgoščevali v petih plasteh s predpisano standardno energijo zgoščevanja ($2,56 - 2,80 \text{ MJ/m}^3 = 59$ udarcev bata s težo 45 N z višine 45 cm). Po končanem procesu zgoščanja smo kalup stehali, določili vlažnost in izračunali suho prostorninsko težo pri izbrani vlažnosti $\gamma_D = \gamma_D(w)$. V nadaljevanju smo povečevali oziroma zmanjševali vlažnost vzorca in za vsako izbrano vrednost ponovili opisan postopek zgoščevanja. Izmerjene suhe prostorninske teže pri izračunanih vlažnostih smo v obliki točk prikazali na diagramu in jih povezali s t. i. krivuljo zgoščanja. Iz dobljenega diagrama smo odčitali največjo suho prostorninsko težo in optimalno vlago. *Slika 22* prikazuje avtomatski Proctorjev aparat za izvedbo preizkusa.



Slika 22: Avtomatski Proctorjev aparat

Figure 22: Mechanical Proctor apparatus

Rezultati preiskave

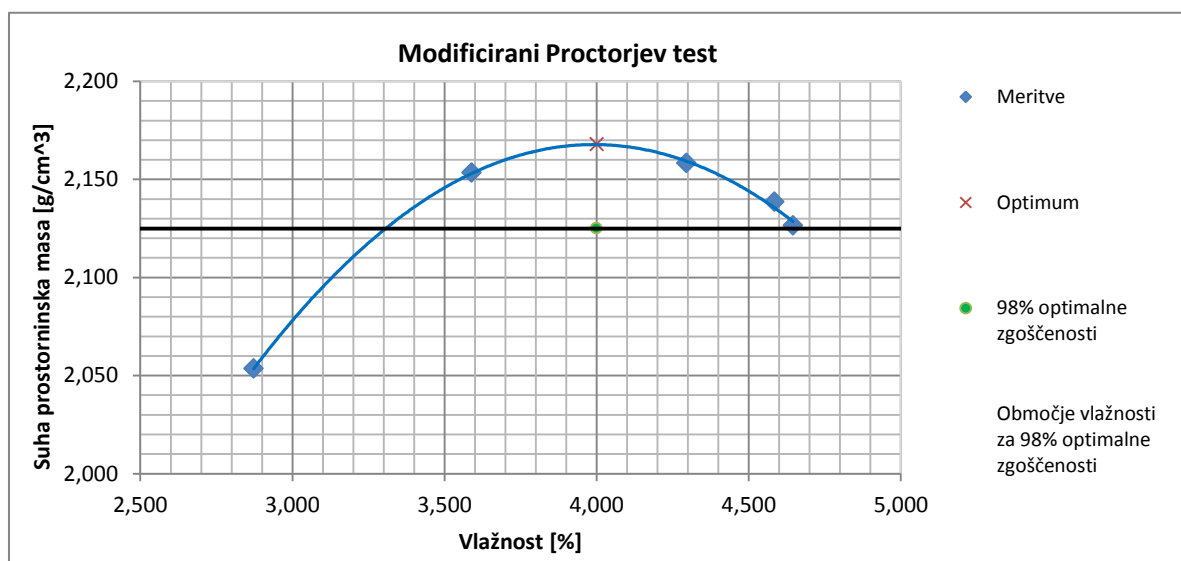
Preglednica 6 prikazuje rezultate izračuna vlažnosti ter suhih prostorninskih mas obravnavanih vzorcev na podlagi izvedbe Proctorjevega testa. Grafikon 3 prikazuje izrisano krivuljo zgoščenosti.

Preglednica 6: Rezultati Proctorjevega testa

Table 6: Proctor test results

Premer vzorcev: 14,95 cm
Višina vzorcev: 12,48 cm
Volumen vzorcev: 2190,7 cm³

Mase [g]	Oznaka	Preizkus					Optimum
		1	2	3	4	5	
kalup	m ₀	15068,1	15077,1	15078,9	15077,3	15073,2	
kalup+vzorec	m _{0+v}	19999,3	19963,8	19706,7	19976,9	19948	
vzorec	m _v	4931,2	4886,7	4627,8	4899,6	4874,8	
pladenj	m _p	196,5	281,2	282	196,8	156,2	
pladenj + moker vzorec	m _{p+m}	5113,8	4731,2	4579,2	4893,6	4778,5	
moker vzorec	m _m	4917,3	4450	4297,2	4696,8	4622,3	
pladenj + suh vzorec	m _{p+s}	4911,3	4577	4459,2	4687,7	4573,3	
suh vzorec	m _s	4714,8	4295,8	4177,2	4490,9	4417,1	
Ciljna vlažnost [%]	w ₀	3,7	3,2	2,7	4,2	4,7	Optimum
Vlažnost [%]:	w	4,295	3,590	2,873	4,585	4,646	4
Suha gostota [g/cm³]:	ρ _d	2,158	2,153	2,053	2,138	2,126	2,168



Grafikon 3: Rezultati modificiranega Proctorjevega testa

Graph 3: Modified Proctor compaction test results

Pri vgrajevanju materiala v zemeljske objekte je zaradi številnih dejavnikov zelo težko doseči optimalno vlažnost za maksimalno zgoščenost. Posledično v praksi navadno velja zahteva, da se doseže zgolj določen odstotek maksimalne suhe prostorninske teže (95% –98%). To pomeni, da lahko ima material pri vgradnji manjšo ali večjo vlažnost od optimalne. Obe mejni vrednosti vlažnosti določimo na presečiščih izrisane krivulje in horizontale pri zahtevani stopnji zgoščenosti (Grafikon 3).

$$\rho_{d,max} = 2,168 \frac{g}{cm^3} \quad (w_{opt} = 4,0 \%)$$

$$\rho_{d,98\%} = 2,125 \frac{g}{cm^3} \quad (w_1 = 3,3 \%, w_2 = 4,65 \%)$$

3.3.1.3 Natezni preizkus geomreže

Natezni preizkus geomreže smo izvedli v skladu s standardiziranim postopkom določanja natezne trdnosti geosintetikov po standardu EN ISO 10319:1996. V sklopu izvedbe testa se na podlagi meritev pridobi podatke o zvezi med natezno silo in pripadajočim raztezkom (deformacijo) geomreže v smeri delovanja sile. Standard podaja izraze za izračun sekantne togosti, maksimalne natezne nosilnosti geomreže na enoto širine in deformacije pri maksimalni obremenitvi.

· Potek preiskave

Vzorec izbrane geomreže (SECUGRID 40/40) je bil analiziran v obliki posameznih trakov vzdolžnih in prečnih smeri (trije testi za vsako smer). Na posamezne trakove smo namestili lokalne merilce deformacij in vzorec z enakomernim povečevanjem natezne sile obremenjevali do porušitve, pri čemer so se napetostno-deformacijske karakteristike merile na podlagi direktne povezave z računalnikom. Z lokalnim merilnikom deformacij smo merili spremembo razdalje med dvema referenčnima točkama geomreže v srednjih tretjinah traku. Iz izmerjenih nosilnosti posameznih trakov smo z upoštevanjem celotne širine geomreže izračunali njeno natezno trdnost v vzdolžni in prečni smeri na enoto dolžine. *Slika 23* prikazuje vgrajen vzorec posameznega traku v čeljusti naprave za določanje natezne trdnosti.



Slika 23: Naprava za določanje natezne trdnosti geomreže po postopku standarda EN ISO 10319:1996

Figure 23: Geogrid tensile strength testing machine according to EN ISO 10319:1996

Rezultati preiskave

Natezno trdnost vzorca smo v nadaljevanju določili po enačbi (127), kjer je F_f izmerjena maksimalna vrednost natezne sile v geomreži, c pa razmerje med najmanjšim številom nateznih elementov na širinskem metru geomreže N_m in številom nateznih elementov na obravnavanem vzorcu N_s (v konkretnem primeru en sam natezni element – trak), določeno z enačbo (128).

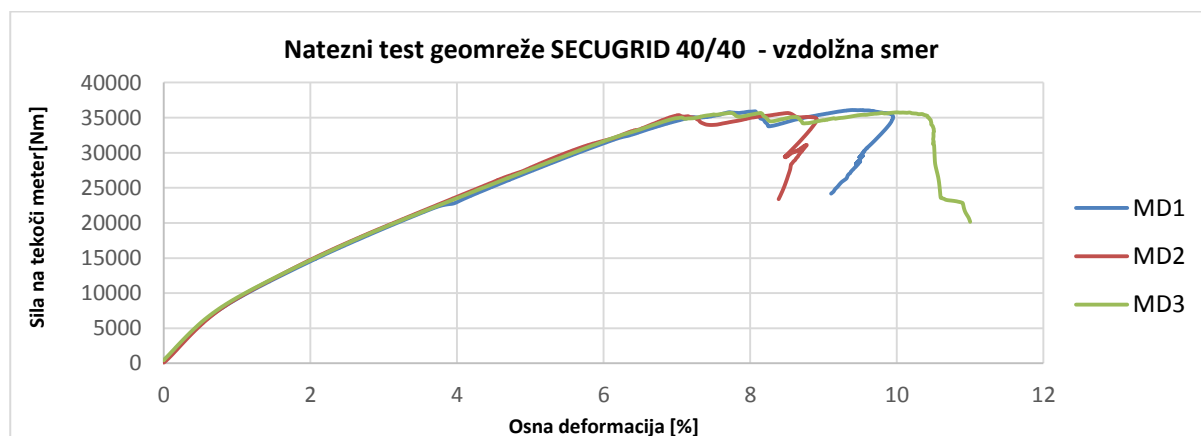
$$\alpha_f = F_f * c \quad (127)$$

$$c = \frac{N_m}{N_s} \quad (128)$$

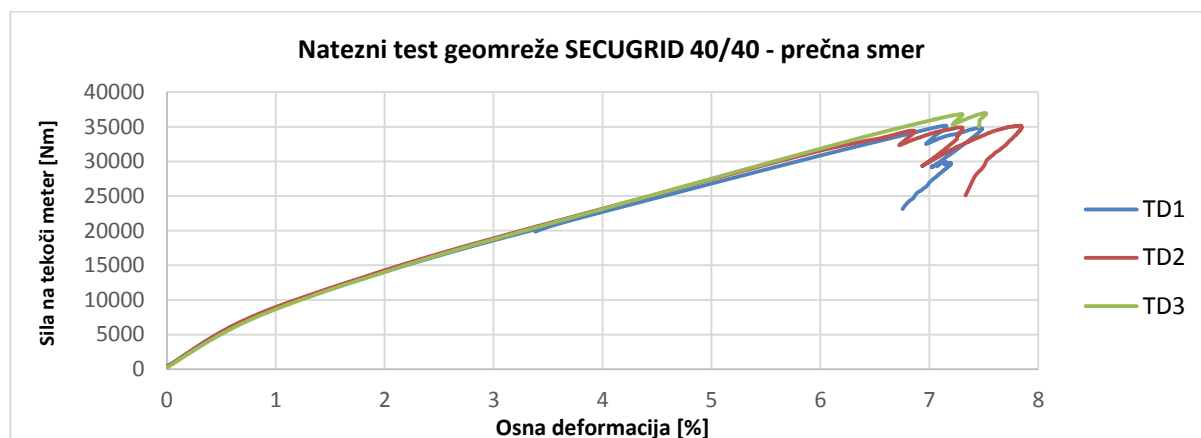
Tipičen rezultat natezne preiskave je sekantna togost J_{sec} , določena kot vrednost sile pri izbrani vrednosti deformacije. Izračuna se po enačbi (139).

$$J_{sec} = \frac{F_c}{\varepsilon} * 100 \quad (129)$$

Za nadaljnje dimenzioniranje je ključnega pomena diagram zveze med natezno trdnostjo in pripadajočo osno deformacijo v vzdolžni (*Grafikon 4*) in prečni smeri (*Grafikon 5*).



Grafikon 4: Zveza med natezno silo in osno deformacijo geomreže v vzdolžni smeri
Graph 4: Correlation between tensile force and axial strain of geogrid in longitudinal direction



Grafikon 5: Zveza med natezno silo in osno deformacijo geomreže v prečni smeri
Graph 5: Correlation between tensile force and axial strain of geogrid in transversal direction

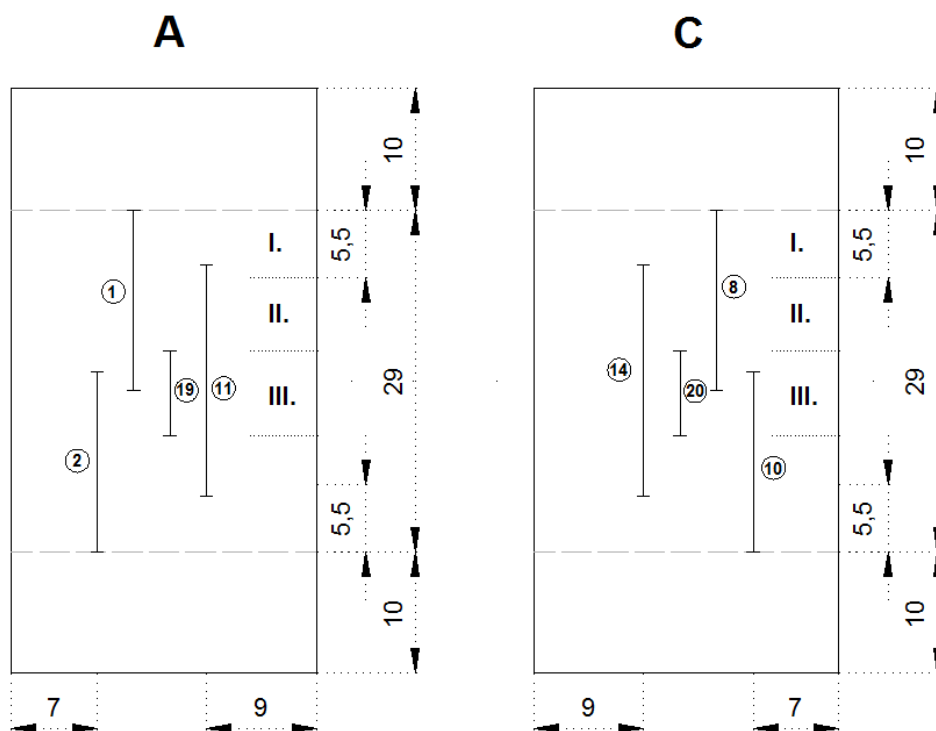
3.3.2 Obremenilni preizkus vzorca tipičnega kompozita armirane zemljine

Napetostno-deformacijsko obnašanje konstrukcije iz armirane zemljine v naravi je močno odvisno od karakteristik osnovnih materialov (zasipnega materiala in geomreže), ki sestavljajo kompozit in njihove medsebojne interakcije pri različnih vrednostih delujočih obremenitev. Z namenom pridobitve ključnih podatkov za dimenzioniranje obravnavanega opornika iz armirane zemljine smo v Geomehanskem laboratoriju Zavoda za gradbeništvo izvedli obremenilni preizkus z monotonim povečevanjem vertikalne obtežbe na tipičnem vzorcu kompozita armirane zemljine.

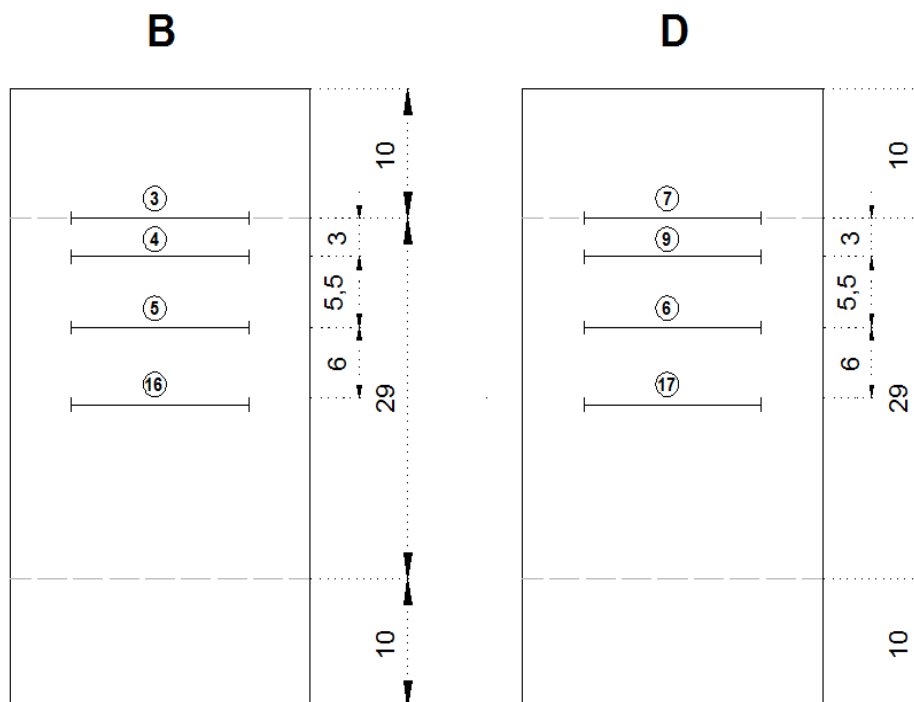
3.3.2.1 Potek preiskave

Izveden je bil obremenilni preizkus na primerljivem vzorcu kompozita armirane zemljine (gruščnatega materiala v slojih armiranega z geomrežo) v obliki prizme, tlorisnih dimenzij 25 cm x 25 cm in višine 49 cm. Vzorec je bil zgrajen na togi plošči enakih tlorisnih dimenzij, na katero se je kot začasni podporni ukrep pritrtil štiristranski opaž iz aluminija s predhodno pripravljenimi odprtini za namestitev vakuumskih cevk. Na notranjo stran izdelanega opaža smo napeli polimerno membrano, ki smo jo pritrčili na spodnjo ploščo in preko vakuumskih cevk v območju med notranjo stranjo opaža in polimerne membrane vzpostavili zračni podtlak v vrednosti 25 kPa. Membrana je zaradi izsesanega zraka privzela obliko opaža, na ta način pa smo imeli pripravljen ustrezen kalup za izvedbo kompozita. V celoten vzorec višine 49 cm smo vgradili ustrezno zgoščen gramozni zasipni material (96,4 % MPP) ter dve plasti geomreže s primerljivim medsebojnim razmikom (29 cm), kot je predviden za izvedbo na terenu (30 cm). Z ustreznim zgoščevanjem posameznih plasti smo zagotovili notranjo stabilnost vzorca. Vseeno smo po izvedbi na vzorec pritrčili tudi gornjo ploščo, nanjo pritrčili membrano in vzpostavili znotraj vzorca parcialni vakuum 10 kPa (kot nadomestek celičnega pritiska). Nato smo začasni opaž odstranili. Na vertikalne ploskve vzorca z izbranimi oznakami A, B, C in D smo namestili merilne trakove z merilnimi lističi. Na ploskvah A in C so bili merilni trakovi zrcalno nameščeni v vertikalni smeri (merjenje vertikalnih deformacij kompozita), na ploskvah B in D pa zrcalno v horizontalni smeri (merjenje horizontalnih deformacij kompozita). Z merilnimi lističi za merjenje horizontalnih osnih deformacij v smeri ravnin A-C in B-D je bila opremljena tudi gornja plast geomreže. *Slika 24* in *Slika 25* prikazujeta pozicije merilnih trakov za merjenje vertikalnih (A-C) oziroma horizontalnih deformacij (B-D) obravnavanega kompozita armirane zemljine. Po vzpostavitvi merilnega sistema smo vzorec obremenili z vertikalno obtežbo preko toge kovinske plošče, priključene na hidravlični bat. Med monotonim povečevanjem obtežbe smo vzorec v območju majhnih deformacij nekajkrat delno razbremenili in opazovali spremembe v napetostno-deformacijskem obnašanju kompozita. V nadaljevanju smo monotonno obtežbo povečevali do porušitve vzorca. Glavni namen obremenilnega preizkusa je bil pridobiti podatke glede značilnosti napetostno-deformacijskega odnosa za armirane zemljine. Pri tem smo posebno pozornost posvetili spremljanju togosti pri malih deformacijah, maksimalni strižni trdnosti, začetni krivulji

obremenjevanja in togosti pri ponovni obremenitvi (ob predhodni delni razbremenitvi). Vse to so lastnosti, ki bistveno vplivajo na uporabo tega materiala na mestu mostnih opornikov.

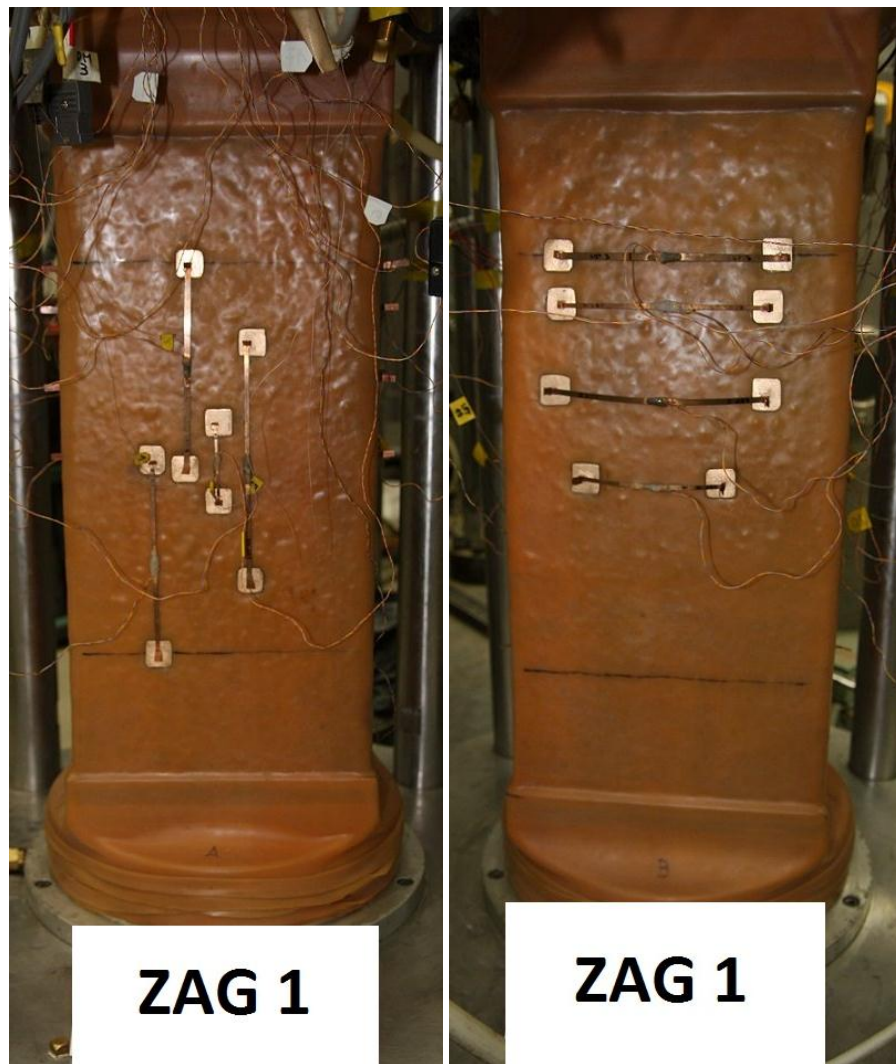


Slika 24: Pozicije in oznake trakov z merilnimi lističi za merjenje vertikalnih deformacij kompozita
Figure 24: Stripes with strain gauges for composite vertical strains measurement



Slika 25: Pozicije in oznake trakov z merilnimi lističi za merjenje horizontalnih deformacij kompozita
Figure 25: Stripes with strain gauges for composite horizontal strains measurement

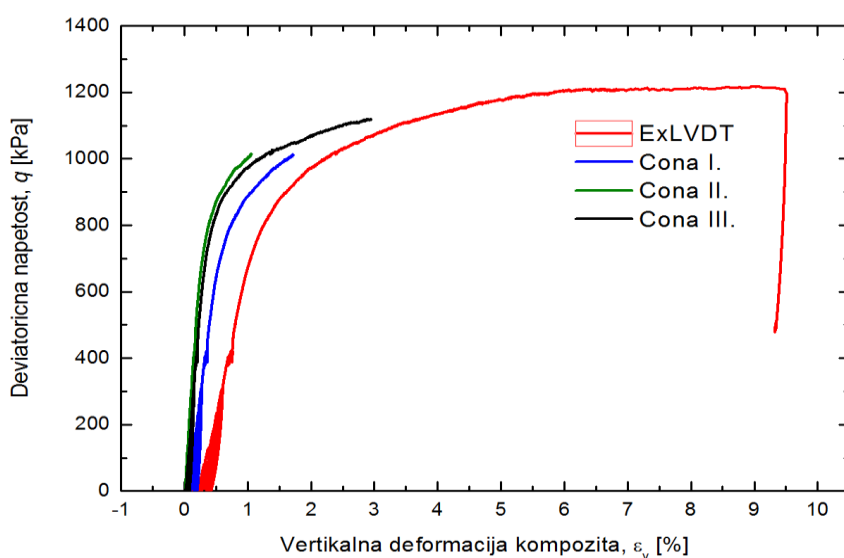
Preizkušane z nameščenimi merilniki pred izvedbo testa prikazuje *Slika 26*.



Slika 26: Laboratorijski preizkušaneec - tipičen kompozit armirane zemljine z nameščenimi merilniki deformacij
Figure 26: Laboratory specimen – typical reinforced soil, equipped with LDTs

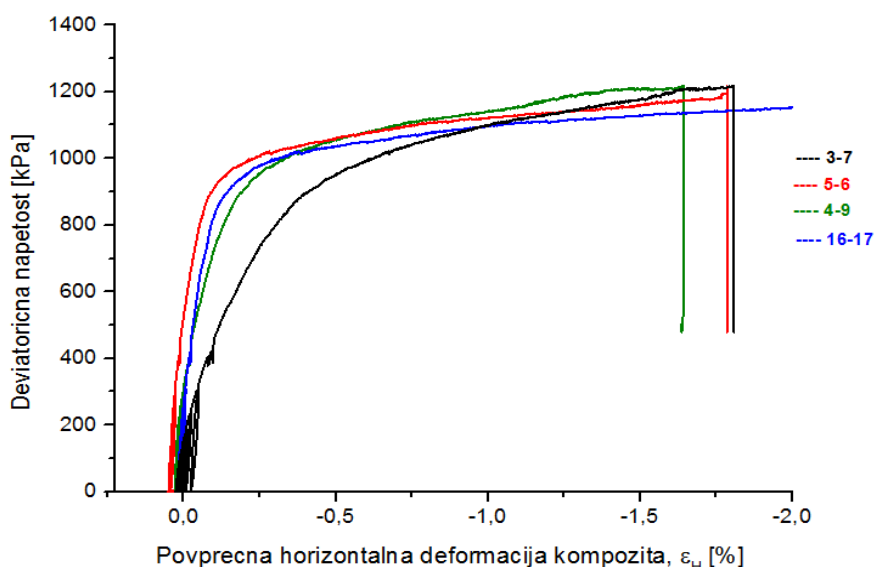
3.3.2.1 Rezultati preiskave

Z uporabo lokalnih merilnikov deformacij (LDT) smo med obremenjevanjem merili razvoj deformacij na vertikalnih ravninah vzorca. Za vsako obravnavano vertikalno (1-8, 2-10, 11-14, 19-20) in horizontalno (3-7, 4-9, 5-6, 16-17) ravnino, na kateri smo imeli nameščene merilnike deformacij, smo iz rezultatov meritev dobili zvezo med napetostjo ter horizontalno oziroma vertikalno deformacijo. Posamezne rezultate smo v nadaljevanju glede na obravnavano mesto v vzorcu smiselno združili v skupne diagrame povprečnih vrednosti. *Slika 27* in *Slika 28* prikazujeta razmerje med vertikalno napetostjo in pripadajočimi povprečnimi vrednostmi vertikalnih oziroma horizontalnih deformacij posameznih območij vzorca.



Slika 27: Zveze med vertikalnimi napetostmi in povprečnimi vertikalnimi deformacijami kompozita

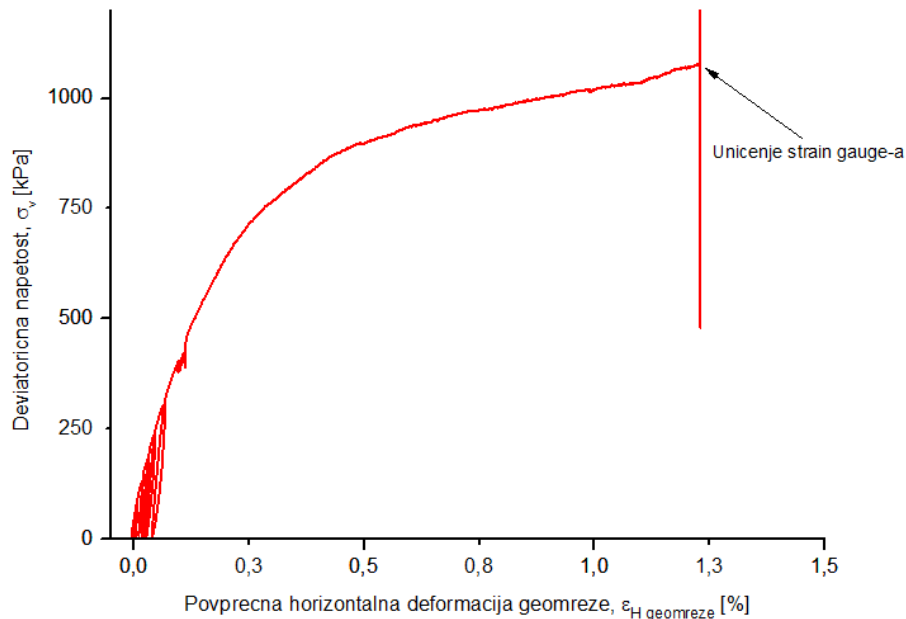
Figure 27: Vertical stress – average vertical strain relations for typical composite



Slika 28: Zveze med vertikalnimi napetostmi in povprečnimi horizontalnimi deformacijami kompozita

Figure 28: Vertical stress – average horizontal strain relations for typical composite

Prikazano zvezo med napetostjo in vertikalno deformacijo kompozita smo uporabili pri določanju mejne notranje vertikalne nosilnosti in izračunu predvidenega notranjega posedka opornika iz armirane zemljine v Žerovincih. Za določitev potrebne natezne nosilnosti posameznih plasti geomrež pa smo uporabili izmerjeno zvezo med vertikalno napetostjo in povprečno horizontalno deformacijo v vzorcu geomreže. Zvezo med vertikalno napetostjo in pripadajočo povprečno vrednostjo horizontalne deformacije v geomreži kompozita prikazuje *Slika 29*.



Slika 29: Zveza med vertikalno napetostjo in povprečno horizontalno deformacijo geomreže v kompozitu
Figure 29: Vertical stress – average horizontal strain relation of the geogrid inside composite

Na podlagi rezultatov vseh izvedenih laboratorijskih preiskav za karakterizacijo temeljnih tal in karakterizacijo kompozita armirane zemljine imamo na razpolago vse potrebne podatke za ustrezno dimenzioniranje opornikov iz armirane zemljine v Žerovincih. Zaradi upoštevanja dejanskih materialnih in mehanskih parametrov se z rezultati izračuna v največji meri približamo obnašanju konstrukcije v naravi. Pridobljeni rezultati izvedenih eksperimentov bodo v okviru magistrske naloge ustrezno upoštevani tudi v 6. poglavju, ki opisuje terenski monitoring objekta. Sklepamo, da bodo izračunane vrednosti deformacij geomreže pod znano obremenitvijo mostu, če bomo v izračunu uporabili rezultate izvedenega eksperimenta, kot je to opisano v poglavju kontrole notranje stabilnosti - določanja potrebne natezne nosilnosti geomreže, bistveno bolj primerljive z izmerjenimi vrednosti deformacij, kot če za izračun uporabimo uveljavljene empirične zveze iz literature. Slednje so namreč z namenom zagotovitve zadostne zanesljivosti konstrukcij v večini primerov precej konzervativne.

4 DIMENZIONIRANJE MOSTU ČEZ PAVLOVSKI POTOK V ŽEROVINCIIH

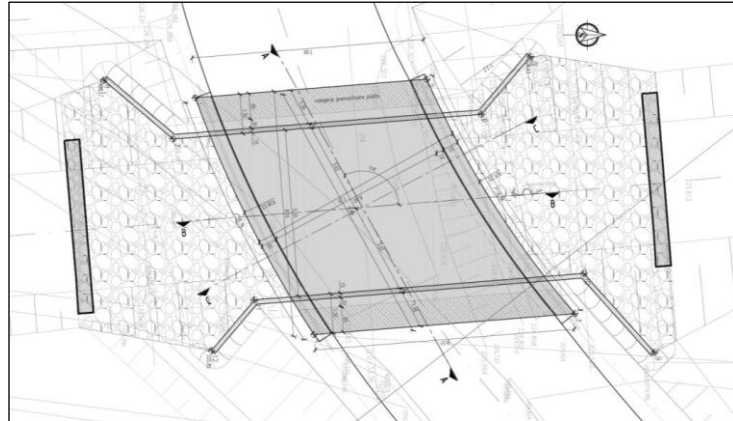
V okviru poglavja dimenzioniranja v magistrski nalogi z dovoljenjem in sodelovanjem Zavoda za gradbeništvo Slovenije (ZAG Ljubljana) in projektantskega podjetja Lineal, d.o.o. obravnavamo dejanski projekt iz inženirske gradbene prakse – prvi most na opornikih iz armirane zemljine v Sloveniji čez Pavlovski potok v Žerovincih. V sklopu predhodnih raziskav za izvedbo mostnih opornikov iz armirane zemljine, za katere je Lineal, d.o.o. pridobil sredstva na javnem razpisu Ministrstva za izobraževanje, znanost, kulturo in šport (Javni razpis »Raziskovalni vavčer«), so bile na Zavodu za gradbeništvo Slovenije z namenom določitve dejanskih materialnih karakteristik in deformacijskih lastnosti kompozita armirane zemljine izvedene laboratorijske preiskave uporabljenih osnovnih materialov (gramoza in geomreže) ter njunih kompozitov.

Na podlagi izvedenih laboratorijskih preiskav in podrobnega študija literature smo pripravili postopek za načrtovanje in dimenzioniranje mostnih opornikov iz armirane zemljine (2. poglavje). S tem postopkom smo ob uporabi napetostno deformacijske zveze preizkušanca ZAG-1 računsko preverili nosilnost opornikov dejansko izvedenega mostu čez Pavlovski potok v Žerovincih. Kompozit geomreže in drobljenca, ki je bil uporabljen za pripravo preizkušanca ZAG-1, je bil s strani projektanta predviden za izvedbo opornikov iz armirane zemljine mostu čez Pavlovski potok. Zaradi lastnih ekonomskih razlogov je izvajalec ob izvedbi objekta uporabil druge vrste materialov (geomreža Miragrid GX 80/80 in gramozni nasipni material). V času oddajanja te magistrske naloge nam ni uspelo ponoviti eksperimenta na teh dejansko uporabljenih materialih.

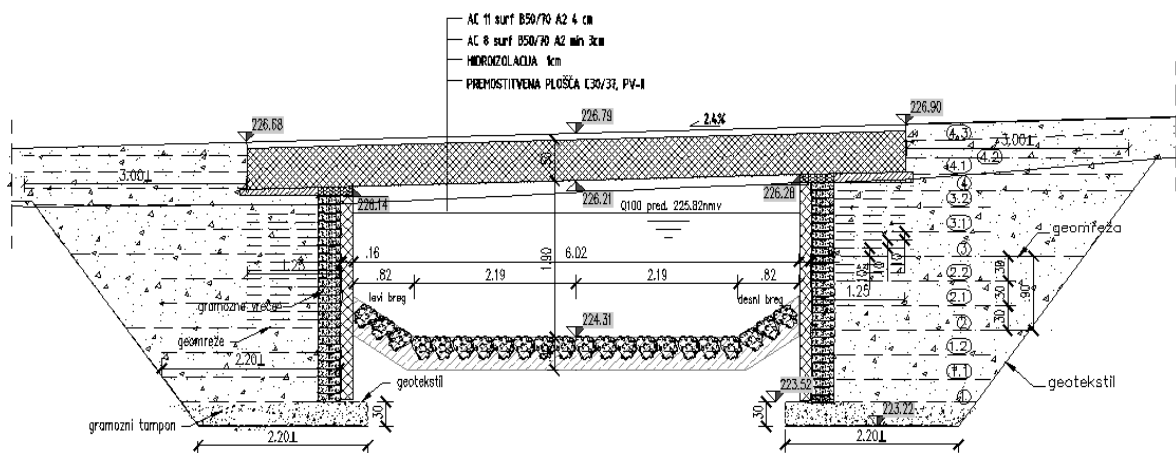
Izračun je izveden z upoštevanjem Evrokod standardov z izjemo postopkov za določitev notranje stabilnosti opornikov po tehnologiji GRS-IBS, kjer ustrezna baza statistično obdelanih podatkov za določitev splošnih vrednosti varnostnih faktorjev po metodi mejnih stanj še ni na voljo.

4.1 Zasnova mostu z oporniki iz armirane zemljine čez Pavlovski potok

V mesecu novembru 2014 je ZAG s strani projektanta pridobil podatke o načrtovanem cestnem mostu čez Pavlovski potok v Žerovincih, ki je bil namenjen za praktični preizkus razvitih mostnih opornikov iz armirane zemljine. Obstoječ objekt v obliki škatlastega prepusta v primeru visokih voda ni imel zadostne vodoprepustnosti, zato se je potok zelo pogosto razlival čez cesto. Omenjen objekt je bil v celoti odstranjen in zamenjan z novim. Projektant je zasnoval armirano betonsko prekladno konstrukcijo mostu, ki v skladu z izvedbenim načrtom na konceh nalega na opornika iz armirane zemljine. Os prekladne konstrukcije in smer toka Pavlovskega potoka nista pravokotni, zato ima prekladna konstrukcija obliko paralelograma (*Slika 30*). *Slika 31* prikazuje vzdolžni prerez mostu čez Pavlovski potok. Pred rekonstrukcijo ni bilo na voljo podatkov o morebitni eroziji lokalnih območjih opornikov. S tem namenom je v okviru rekonstrukcije predvidena zgolj preventivna erozijska zaščita v obliki betonske struge vodotoka (kamen v betonu), ki sega dodatnih 5 m od obeh robov opornikov.



Slika 30: Most čez Pavlovski potok v Žerovincih – tloris (vir: Kralj, 2014)
Figure 30: Bridge over the stream Pavlovski potok – plan view (source: Kralj, 2014)



Slika 31: Most čez Pavlovski potok v Žerovincih – vzdolžni prerez (vir: Kralj, 2014)
Figure 31: Bridge over the stream Pavlovski potok – longitudinal cross section (source: Kralj, 2014)

V skladu s priporočili ameriških tehničnih smernic (FHWA) so bile izbrane začetne dimenzije tamponskega temelja in opornika, oblika opornika ter območje naleganja prekladne konstrukcije.

4.1.1 Obtežni pogoji

- Lastna in stalna obtežba konstrukcije (q_b): prekladna konstrukcija s pripadajočimi komponentami
- Koristna obtežba konstrukcije (q_{LL}): prometna obtežba vozil (LMI)
- Stalna obtežba zaledja (q_{rb}): armirana posteljica, ki zagotavlja integriran zvezni prehod
- Koristna obtežba zaledja (q_t): prometna obtežba v obliki ekvivalentne višine nasutja
- Potresna obtežba: ni merodajna
- Obtežba zaradi morebitnih sosednjih objektov: ni merodajna

4.1.2 Izbrana geometrija

- Višina opornika (H_{abut}): 2,65 m
- Širina opornika (L_{abut}): 10,20 m
- Širina prekladne konstrukcije (L): 7,30 m

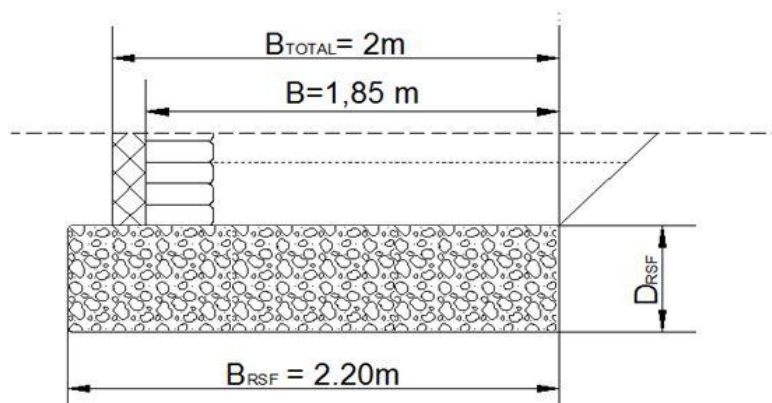
4.1.3 Naleganje prekladne konstrukcije

$b = 85 \text{ cm}$... izbran nosilni del naleganja preklade
$a_b = 30 \text{ cm}$... neobremenjeno območje med oblogo in naleganjem preklade
$a_{ob} = 15 \text{ cm}$... debelina armirano betonske obloge

4.1.4 Dimenzije tamponskega temelja opornika iz armirane zemljine

$B_{TOTAL} = 2 \text{ m}$... širina temelja do zunanega roba betonske obloge
$B = B_{TOTAL} - a_{ob} = 1,85 \text{ m}$... širina temelja do notranjega roba betonske obloge
$B_{RSF} = 2,2 \text{ m}$... celotna širina temelja opornika iz armirane zemljine
$D_{RSF} = 0,8 \text{ m}$... globina temelja opornika iz armirane zemljine

Skico opornika s pripadajočimi dimenzijami prikazuje *Slika 32*.



Slika 32: Dimenzije temelja iz gramoznega nasutja, ovitega v geosintetik
Figure 32: Geosynthetic reinforced soil foundation dimensions

4.1.5 Višina opornika iz armirane zemljine

$H_{abut} = 2,65 \text{ m}$... višina opornika iz armirane zemljine
-----------------------------	------------------------------------------

$$H_{dilatacije} = \max \left\{ \begin{array}{l} 8 \text{ cm} \\ 0,02 * H_{abut} = 5,5 \text{ cm} \end{array} \right. = 8 \text{ cm}$$

$H = H_{abut} + H_{dil.} = 2,73 \text{ m}$... skupna višina opornika
--------------------------------------------	----------------------------

$$\text{Zahteva: } \frac{B}{H} \geq 0,3 \rightarrow H \leq \frac{B}{0,3} = \frac{1,85 \text{ m}}{0,3} = 6,17 \text{ m} \quad \checkmark$$

4.1.6 Lastnosti uporabljenih materialov in količniki aktivnih zemeljskih pritiskov

Vse mehanske in materialne lastnosti temeljnih tal ter zalednega in zasipnega materiala smo pridobili iz podatkov o lastnostih in strukturi temeljnih tal za bližnji železniški most ter iz izvedenih laboratorijskih preiskav vzorcev iz dejanske lokacije. Rezultati so podrobno predstavljeni v 3. poglavju. Vrednosti parametrov, potrebnih za dimenzioniranje, so povzete v nadaljevanju.

4.1.6.1 Temeljna tla in zaledje

$$\rho_b = 20 \text{ kN/m}^3 \quad \dots \text{prostorninska teža temeljnih tal}$$

$$c'_b = 14 \text{ kPa} \quad \dots \text{kohezija temeljnih tal}$$

$$\varphi'_b = 31^\circ \quad \dots \text{strižni kot temeljnih tal}$$

4.1.6.2 Zasipni material kompozita armirane zemljine

Uporabljen je zmrzlinško odporen material z maksimalnim premerom zrna $d_{max} = 63\text{mm}$. Prostorninska teža je določena izkustveno. Uporabljen material mora biti ustrezno skomprimiran na zgoščenost min. 98 % MPP.

$$\rho_r = 22 \text{ kN/m}^3 \quad \dots \text{prostorninska teža komprimiranega zasutja}$$

$$c'_r = 0 \text{ kPa} \quad \dots \text{kohezija komprimiranega zasutja}$$

$$\varphi'_r \geq 40^\circ \quad \dots \text{strižni kot komprimiranega zasutja}$$

$$d_{max} = 63 \text{ mm} \quad \dots \text{maksimalni premer zrna}$$

4.1.6.3 Temelj opornika in posteljica ceste

Pri izvedbi tamponskega temelja opornika iz gramoznega nasutja in posteljice ceste, ki se navezuje na AB prekladno konstrukcijo na mestu naleganja na opornik, je uporabljen isti (tamponski) material.

$$\rho_{rb} = 22 \text{ kN/m}^3 \quad \dots \text{prostorninska teža tamponskega temelja in posteljice ceste}$$

$$c'_{rb} = 0 \text{ kPa} \quad \dots \text{kohezija tamponskega temelja in posteljice ceste}$$

$$\varphi'_{rb} \geq 40^\circ \quad \dots \text{strižni kot tamponskega temelja in posteljice ceste}$$

4.1.6.4 Količniki aktivnih zemeljskih pritiskov

Količniki zemeljskih pritiskov so potrebni za izračun horizontalnih obremenitev v nadaljevanju.

$$K_{ab} = \tan^2 \left(45^\circ - \frac{\varphi'_b}{2} \right) = \tan^2 \left(45^\circ - \frac{31^\circ}{2} \right) = 0,320 \quad \dots \text{aktivni zemeljski pritisk zaledja}$$

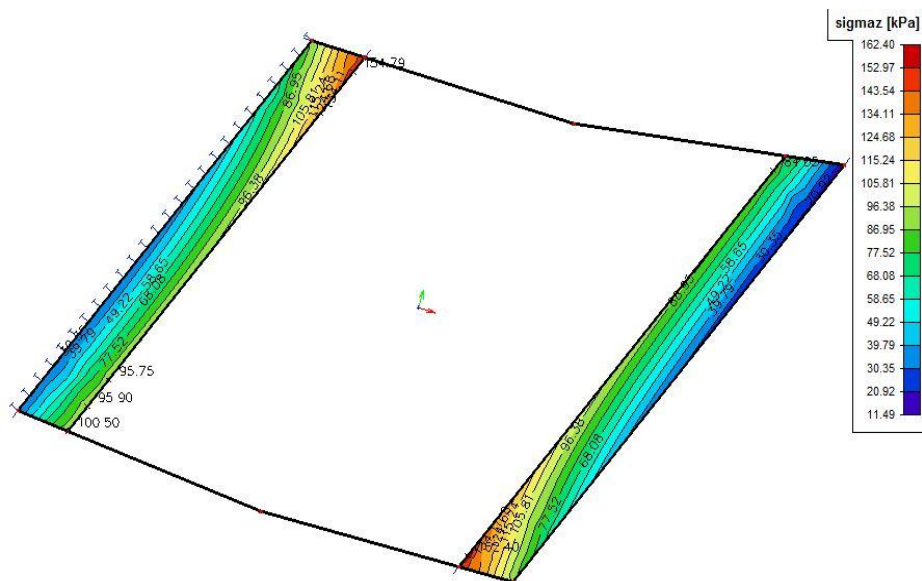
$$K_{ar} = \tan^2 \left(45^\circ - \frac{\varphi'_r}{2} \right) = \tan^2 \left(45^\circ - \frac{40^\circ}{2} \right) = 0,217 \quad \dots \text{aktivni zemeljski pritisk zasutja}$$

4.2 Obtežbe na opornik iz armirane zemljine v Žerovincih

4.2.1 Stalna obtežba

4.2.1.1 Lastna teža in stalna obtežba prekladne konstrukcije

Lastno in stalno obtežbo smo določili z analizo po metodi končnih elementov s programom Scia Engineer. Slika 33 shematsko prikazuje območji kontaktnih napetosti na mestu naleganja prekladne konstrukcije na opornika iz armirane zemljine.



Slika 33: Kontaktna napetosti zaradi delovanja lastne in stalne obtežbe
Figure 33: Contact stresses due to self weight and permanent loads

Velike konice napetosti, ki se lokalno pojavijo izključno v vogalih prekladne konstrukcije, lahko prevzamemo s pravilno izvedbo detajlov, v nadaljnjem postopku dimenzioniranja opornikov pa inženirsko smiselno upoštevamo nekoliko manjšo vrednost kontaktnih napetosti zaradi delovanja lastne teže in stalne obtežbe prekladne konstrukcije.

$$q_b = 125 \text{ kPa}$$

4.2.1.2 Stalna obtežba armiranega nasutja za prekladno konstrukcijo

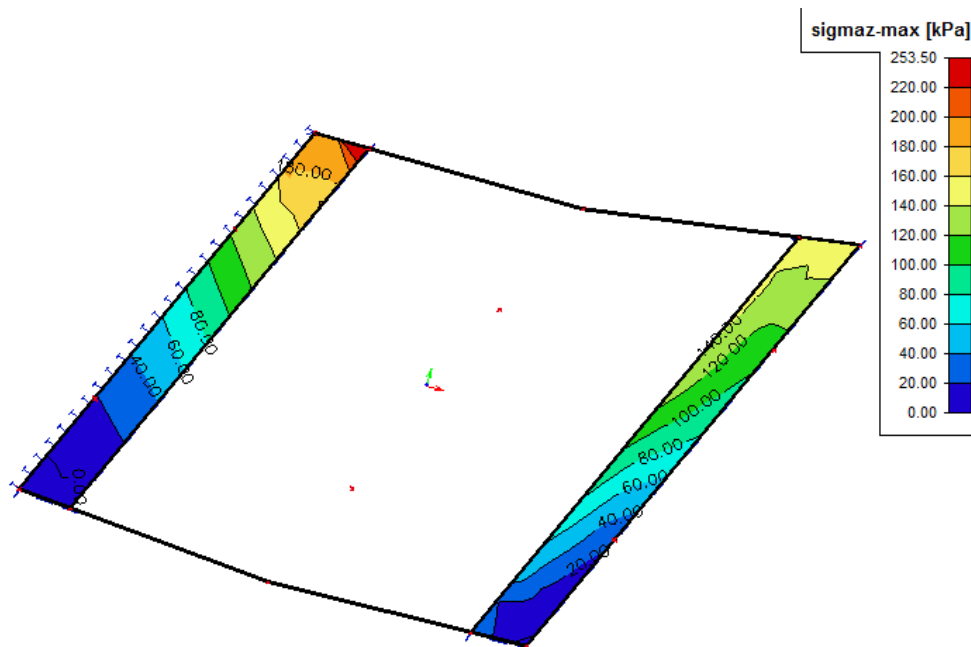
Prekladna konstrukcija je na mestu naleganja na podpornik objeta z ojačano tamponsko posteljico do vrha AB plošče ($h_{rb} = 0,5\text{m}$). Teža posteljice za prekladno konstrukcijo predstavlja dodatno stalno obtežbo na opornik iz armirane zemljine.

$$q_{rb} = \gamma_{rb} * h_{rb} = 22 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3} * 0,5 \text{ m} = 11 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} = 11 \text{ kPa}$$

4.2.2 Koristna obtežba

4.2.2.1 Kontaktne napetosti zaradi koristne obtežbe prometa na prekladni konstrukciji

Koristno obtežbo prometa smo določili v skladu z SIST EN 1991-2 z upoštevanjem ustreznega obtežnega modela (LM1). Glede na določeno širino prekladne konstrukcije smo celotno vozišče razdelili na dva navidezna prometna pasova. Uporabljene vrednosti prometnih obtežb na posameznem pasu (enakomerno razporejena ploskovna obtežba - UDL in tandemi točkovnih sil - TS) prikazuje *Preglednica 2*. Izračun smo izvedli z analizo po metodi končnih elementov s programom Scia Engineer. Najbolj neugodno lego tandemov točkovnih sil za posamezen prometni pas smo določili z direktnim upoštevanjem vrste obtežbe (pomična prometna obtežba), vse možne kombinacije pa z namenom določitve najbolj neugodnega vpliva na koncu združili v ovojnico sil. *Slika 34* shematsko prikazuje območji kontaktnih napetosti na mestu naleganja prekladne konstrukcije na opornika.



Slika 34: Kontaktne napetosti zaradi delovanja koristne obtežbe prometa – obtežni model 1

Figure 34: Contact stresses due to traffic loads – load model 1

Tudi v tem primeru se pojavijo velike konice napetosti izključno v vogalih prekladne konstrukcije, na ostalih območjih pa so vrednosti teh napetosti bistveno nižje. V nadaljnjem postopku dimenzioniranja opornikov posledično upoštevamo manjše, inženirsko smiselne vrednosti kontaktnih napetosti zaradi delovanja prometne obtežbe na prekladni konstrukciji obravnavanega mostu v Žerovincih.

$$q_{LL} = 180 \text{ kPa}$$

4.2.2.2 Koristna obtežba zaledja

Koristno obtežbo zaledja, ki ponazarja prometno obremenitev pri prehodu iz opornika na prekladno konstrukcijo upoštevamo v obliki ekvivalentne višine nasutja, ki na opornik v prečni (horizontalni) smeri povzroča enak vpliv kot koristna obtežba prometa na prekladni konstrukciji. Vrednosti ekvivalentnih višin nasutja za širino prekladne konstrukcije $L=7,5\text{m}$ v odvisnosti od višine opornika, oddaljenosti obtežbe od roba opornika ter izbranih vrednosti Poissonovih količnikov dveh slojev zasipnega materiala določa *Preglednica 7*. Za izbrano višino opornika (H) poiščemo maksimalno vrednost ekvivalentne višine nasutja pri pripadajoči oddaljenosti od roba opornika (k). Predpostavljen je pravi kot med smerjo prekladne konstrukcije in čelno ravnino opornika iz armirane zemljine. Uporabljena je linearna interpolacija.

Tabele za vrednosti ekvivalentnih višin nasutja v odvisnosti od drugačnih kombinacij parametrov so razvidne iz *Priloge 1*.

Preglednica 7: Ekvivalentna višina nasutja za določitev koristne obtežbe zaledja, $L=7,5\text{m}$

Table 7: Equivalent height of soil for the calculation of the live load surcharge, $L=7,5\text{m}$

L	v1=0,2 v2=0,4																	
	heq [m] v odvisnosti od višine opornika H [m] in oddaljenosti osi obtežbe od roba opornika k [m]																	
7,5m	H [m]																	
k [m]	1,5	2,0	2,5	3,0	3,5	4,0	4,5	5,0	6,0	7,0	8,0	9,0	10,0	11,0	12,0	13,0	14,0	15,0
0,20	1,55	1,35	1,21	1,10	1,01	0,94	0,88	0,82	0,73	0,66	0,61	0,56	0,52	0,48	0,45	0,43	0,41	0,39
0,25	1,74	1,50	1,34	1,22	1,12	1,03	0,96	0,90	0,80	0,72	0,66	0,60	0,56	0,52	0,49	0,46	0,44	0,41
0,30	1,75	1,53	1,37	1,25	1,15	1,06	0,99	0,93	0,82	0,74	0,68	0,62	0,58	0,54	0,50	0,47	0,45	0,43
0,35	1,73	1,54	1,38	1,26	1,16	1,08	1,01	0,94	0,84	0,76	0,69	0,63	0,59	0,55	0,51	0,48	0,46	0,43
0,40	1,71	1,53	1,39	1,28	1,18	1,09	1,02	0,96	0,85	0,77	0,70	0,64	0,60	0,56	0,52	0,49	0,46	0,44
0,45	1,68	1,53	1,40	1,28	1,19	1,10	1,03	0,97	0,86	0,78	0,71	0,65	0,61	0,56	0,53	0,50	0,47	0,45
0,50	1,64	1,52	1,40	1,29	1,20	1,11	1,04	0,98	0,87	0,79	0,72	0,66	0,61	0,57	0,54	0,51	0,48	0,45
0,55	1,61	1,50	1,39	1,29	1,20	1,12	1,05	0,99	0,88	0,80	0,73	0,67	0,62	0,58	0,54	0,51	0,48	0,46
0,60	1,56	1,48	1,39	1,29	1,20	1,13	1,06	0,99	0,89	0,80	0,73	0,68	0,63	0,58	0,55	0,52	0,49	0,46
0,65	1,52	1,46	1,38	1,29	1,20	1,13	1,06	1,00	0,89	0,81	0,74	0,68	0,63	0,59	0,55	0,52	0,49	0,47
0,70	1,48	1,44	1,37	1,28	1,20	1,13	1,06	1,00	0,90	0,81	0,74	0,69	0,64	0,59	0,56	0,52	0,50	0,47
0,75	1,44	1,42	1,36	1,28	1,20	1,13	1,07	1,01	0,90	0,82	0,75	0,69	0,64	0,60	0,56	0,53	0,50	0,47
0,80	1,40	1,40	1,35	1,28	1,20	1,13	1,07	1,01	0,91	0,82	0,75	0,69	0,64	0,60	0,56	0,53	0,50	0,48
0,85	1,36	1,38	1,33	1,27	1,20	1,13	1,07	1,01	0,91	0,83	0,76	0,70	0,65	0,61	0,57	0,54	0,51	0,48
0,90	1,32	1,36	1,32	1,26	1,20	1,13	1,07	1,01	0,91	0,83	0,76	0,70	0,65	0,61	0,57	0,54	0,51	0,48
0,95	1,28	1,33	1,31	1,26	1,19	1,13	1,07	1,01	0,92	0,83	0,76	0,70	0,65	0,61	0,57	0,54	0,51	0,49

- Višina opornika: $H_{abut} = 2,65\text{m}$
- Postopek linearne interpolacije:

$$\frac{(3\text{m} - 2,65\text{m})}{1,29\text{m} - x} = \frac{(3\text{m} - 1,5\text{m})}{1,29\text{m} - 1,40\text{m}}$$

- Ekvivalentna višina nasutja:

$$h_{eq} = 1,29 - \frac{(0,35)}{(1,5)} * (-0,11) = 1,31\text{ m}$$

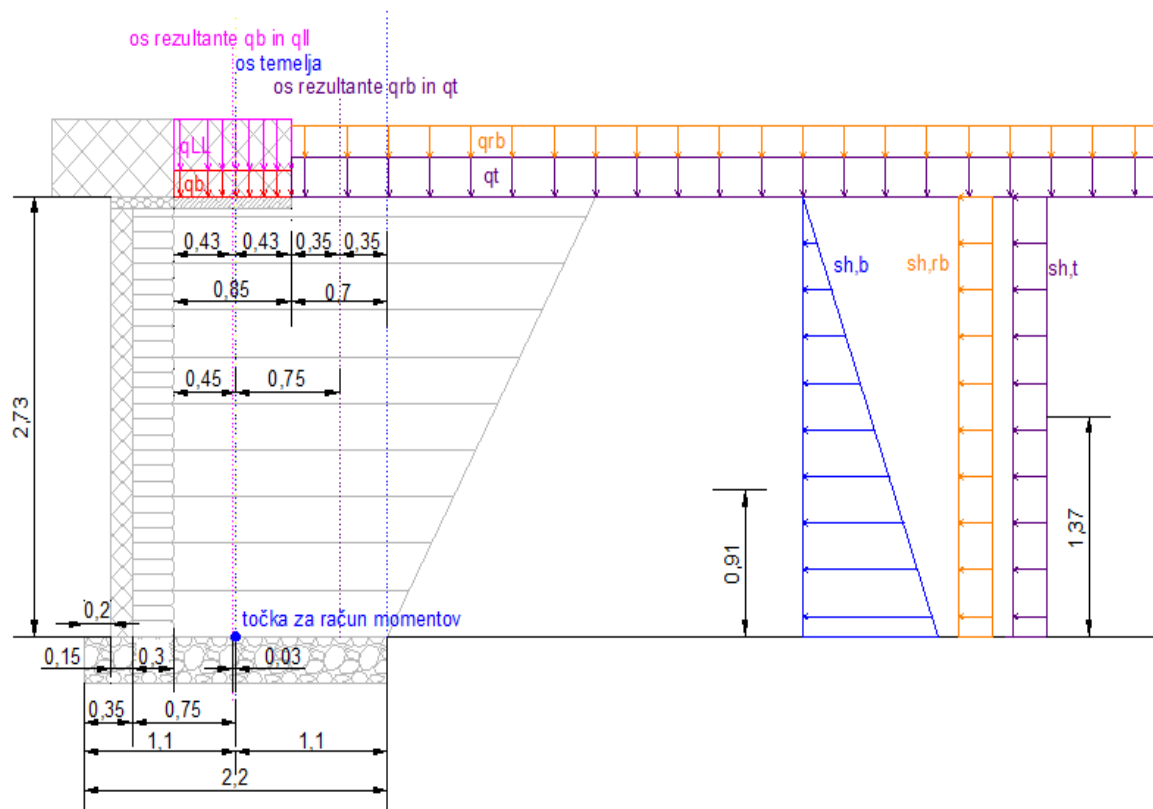
- Prometu ekvivalentna koristna obtežba zaledja:

$$q_t = h_{eq} * \gamma_b = 1,31 * 20 \cong 26\text{ kPa}$$

4.3 Mejno stanje nosilnosti - MSN

4.3.1 Zunanja stabilnost

V sklopu kontrole zdrs in nosilnosti temeljnih tal opornika imajo zelo pomembno vlogo geometrija opornika ter pozicije delovanja vertikalnih obtežb. Slika 35 prikazuje celotno geometrijo opornika iz armirane zemljine v Žerovincih, ki je potrebna za nadaljnje dimenzioniranje, Preglednica 8 pa vse izračunane vrednosti zunanjih vertikalnih obtežb, ki so uporabljene v postopkih dimenzioniranja v nadaljevanju.



Slika 35: Geometrija opornika iz armirane zemljine v Žerovincih
Figure 35: Geometry of the GRS bridge abutment in Žerovinci

Preglednica 8: Vrednosti vertikalnih obtežb, ki delujejo na opornik iz armirane zemljine
Table 8: Values of vertical loads, applied on GRS abutment

Količina	Oznaka	Vrednost	Enota
Lastna in stalna obtežba prekladne konstrukcije	q_b	125	kPa
Stalna obtežba posteljice ceste	q_{rb}	11	kPa
Koristna obtežba prometa na prekladni konstrukciji	q_{LL}	180	kPa
Koristna obtežba zaledja	q_t	26	kPa

4.3.1.1 Kontrola odpora proti zdrs

- Destabilizacijske sile:

$$H_{b,k} = \frac{1}{2} * \gamma_b * K_{ab} * H^2 = \frac{1}{2} * 20 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3} * 0,320 * (2,73\text{m})^2 = 24 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$H_{rb,k} = q_{rb} * K_{ab} * H = 11 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} * 0,320 * 2,73 \text{ m} = 10 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$H_{t,k} = q_t * K_{ab} * H = 26 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} * 0,320 * 2,73 \text{ m} = 23 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$H_d = \gamma_G * (H_{b,k} + H_{rb,k}) + \gamma_Q * H_{t,k} = 1,35 * (24 + 10) + 1,5 * 23 = 80,4 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

- Odpor proti zdrs:

$$R_d = \frac{V'_d * \tan \delta_k}{\gamma_{R,h}}$$

$$V'_d = \gamma_G * (W_k + q_b * b + q_{rb} * b_{rb,t}) + \gamma_Q * (q_{LL} * b + q_t * b_{rb,t})$$

$$\delta_k = \frac{2}{3} * \varphi'_{cv,d} = \frac{2}{3} * \varphi'_r = \frac{2}{3} * 40^\circ = 26,67^\circ$$

$$W_k = \gamma_r * H * B = 22 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3} * 2,73 \text{ m} * 1,85 \text{ m} = 111 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$b_{rb,t} = B_{TOTAL} - a_{ob} - a_b - b = 2\text{m} - 0,15\text{m} - 0,3\text{m} - 0,85\text{m} = 0,70\text{m}$$

PP2-I:

$$\begin{aligned} V'_d &= \gamma_G * (W_k + q_b * b + q_{rb} * b_{rb,t}) + \gamma_Q * (q_{LL} * b + q_t * b_{rb,t}) = \\ &= 1,0 * (111 + 125 * 0,85 + 11 * 0,70) + 0,0 * (180 * 0,85 + 26 * 0,70) = \\ &= 225 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$R_d = \frac{V'_d * \tan \delta_k}{\gamma_{R,h}} = \frac{225 \frac{\text{kN}}{\text{m}} * \tan 26,67^\circ}{1,1} = 103 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$H_d = 80,4 \frac{\text{kN}}{\text{m}} \leq R_d = 103 \frac{\text{kN}}{\text{m}} \quad \checkmark \checkmark$$

PP2-II:

$$\begin{aligned} V'_d &= \gamma_G * (W_k + q_b * b + q_{rb} * b_{rb,t}) + \gamma_Q * (q_{LL} * b + q_t * b_{rb,t}) = \\ &= 1,35 * (111 + 125 * 0,85 + 11 * 0,70) + 1,5 * (180 * 0,85 + 26 * 0,70) = \\ &= 560 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$R_d = \frac{V'_d * \tan \delta_k}{\gamma_{R,h}} = \frac{560 \frac{\text{kN}}{\text{m}} * \tan 26,67^\circ}{1,1} = 256 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$H_d = 80,4 \frac{\text{kN}}{\text{m}} \leq R_d = 256 \frac{\text{kN}}{\text{m}} \quad \checkmark \checkmark$$

4.3.1.2 Kontrola nosilnosti temeljnih tal

V okviru kontrole nosilnosti temeljnih tal v nadaljevanju izvedemo dva projektna izračuna, PP2-I in PP2-II. V prvem primeru upoštevamo ugoden, v drugem primeru pa neugoden vpliv vertikalnih sil.

- Lastne teže konstrukcijskih elementov, upoštevane v izračunu:

$$W_k = \gamma_r * H * B = 111 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$W_{RSF,k} = \gamma_{rb} * D_{RSF} * B_{RSF} = 22 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3} * 0,8 \text{ m} * 2,20 \text{ m} = 38,7 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$W_{face,k} = \gamma_{AB} * a_{ob} * H_{abut} = 25 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3} * 0,15 \text{ m} * 2,65 \text{ m} = 10 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

- Efektivna širina temelja (B'_{RSF})

Račun destabilizacijskih in stabilizacijskih momentov je potreben za določitev ekscentričnosti rezultante sil glede na srednjo os temelja iz gramoznega nasutja (os rotacije). Destabilizacijske momente v primeru korektnega upoštevanja smernic pri določanju dimenzij temelja opornika povzročajo horizontalna sila zaledja H_b , horizontalna sila zaradi stalne obtežbe nasutja H_{rb} in horizontalna sila zaradi prometu ekvivalentne koristne obtežbe H_t , ki so bile izračunane že pri kontroli zdrsa. V konkretnem primeru destabilizacijski moment povzročata tudi obtežbi q_b in q_{LL} , katerih rezultanta ima prijemališče levo od osi rotacije ($x_{qb,qLL} = 0,025\text{m}$), kar prikazuje *Slika 35*. H_b je rezultanta trikotnega razporeda napetosti ($r_b = H/3$), H_{rb} in H_t pa sta rezultanti napetosti, ki so zaradi predpostavljene velike širine delovanja obtežbe na površju po globini konstantne ($r_{rb,t} = H/2$).

$$B'_{RSF} = B_{RSF} - 2e_B$$

$$e_B = \frac{\Sigma M_D - \Sigma M_R}{\Sigma V_d}$$

$$\Sigma M_D = \gamma_G * (H_{b,k} * r_b + H_{rb,k} * r_{rb,t} + q_b * b * x_{qb,qLL}) + \gamma_Q * (H_{t,k} * r_{rb,t} + q_{LL} * b * x_{qb,qLL})$$

$$\Sigma M_R = \gamma_G * (q_{rb} * b_{rb,t} * x_{rb,t} + W * x_W) + \gamma_Q * (q_t * b_{rb,t} * x_{rb,t})$$

$$\Sigma V_d = \gamma_G * (W_k + W_{face,k} + W_{RSF,k} + b * q_b + b_{rb,t} * q_{rb}) + \gamma_Q * (b * q_{LL} + b_{rb,t} * q_t)$$

$$x_{rb,t} = \left(\frac{B_{RSF}}{2} - \frac{b_{rb,t}}{2} \right) = \left(\frac{2,20}{2} - \frac{0,7}{2} \right) = 0,75 \text{ m}$$

$$x_W = \left(\frac{B_{RSF}}{2} - \frac{B}{2} \right) = \left(\frac{2,20}{2} - \frac{1,85}{2} \right) = 0,175 \text{ m}$$

$$b_{rb,t} = B_{TOTAL} - a_{ob} - a_b - b = 2 \text{ m} - 0,15 \text{ m} - 0,3 \text{ m} - 0,85 \text{ m} = 0,70 \text{ m}$$

- Vertikalna nosilnost temeljnih tal v dreniranih pogojih

Vertikalno nosilnost v dreniranih pogojih v nadaljevanju računamo z upoštevanjem ugodnega (PP2-I) in neugodnega (PP2-II) delovanja vertikalnih sil.

$$\frac{R}{A'} = c' * N_c * b_c * s_c * i_c + q' * N_q * b_q * s_q * i_q + \frac{1}{2} * \gamma' * B' * N_\gamma * b_\gamma * s_\gamma * i_\gamma$$

Drenirane karakteristike: $c' = 14 \text{ kPa}$ $\varphi' = 31^\circ$ $\gamma' = \gamma_b - \gamma_w = 10 \text{ kN/m}^3$

Efektivni tlak: $q' = D_f * \gamma_f - D_w * \gamma_w = D_{RSF} * (\gamma_b - \gamma_w) = 0,8 \text{ m} * (20 - 10) = 8 \text{ kPa}$

- Vertikalna nosilnost temeljnih tal v nedreniranih pogojih

$$\frac{R}{A'} = (\pi + 2) * c_u * b_c * s_c * i_c + q$$

Po podatkih o geološki sestavi tal za lokacijo bližnjega železniškega mostu (Štern, 2010) se nivo talne vode nahaja na globini 2,70 m, kar pomeni približno na polovici višine temelja iz gramoznega nasutja. Ker dimenzioniramo premostitveni objekt čez vodotok, gladino talne vode upoštevamo na višini predvidene struge vodotoka, to je na višini 1,50 m nad zgornjo ravnino temelja (globina 1,05 m).

Zaradi novogradnje nosilnost temeljnih tal preverjamo tudi v nedreniranih pogojih. Podatke o nedrenirani strižni trdnosti temeljnih tal smo posredno pridobili iz rezultatov standardnega penetracijskega preizkusa (SPT) – iz podatka o enoosni tlačni trdnosti q_u , ki je bil izveden v sklopu izvajanja preiskav tal za bližnji železniški most. Rezultate izvedenih SPT meritev prikazuje Slika 36.

Vrtina	Globina preiskave (m)	N Št. ud. /30,5 cm	N_{kor60}	$(N_1)_{60}$	D_R %	Stanje gostote	q_u (kN/m^2)	φ ($^\circ$)	AC klasifikacija
EO-18	2,00	5	4	6	32	srednje gnetno	75		Si-saCl
	4,00	8	7	9	40	težko gnetno	112,5		Si-saCl
	6,00	10	9	12	44	težko gnetno	150		saSi-saCl
	8,00	23	22	24	63	srednje gsto		36	saGr
	10,00	40	40	39	81	gsto		40	siSa
	12,00	54	53	50	91	trdno	>200		Cl
	14,00	42	42	36	78	gsto		39	CSa
	16,00	5cm/60 ud				trdno			lapor
	18,00	45	45	35	76	gsto		39	siSa
	20,00	7cm/60 ud				trdno			lapor
22,00	45	45	32	73	poltrdno		38	preperel lapor	

Slika 36: Rezultati SPT meritev za lokacijo bližnjega železniškega mostu (vir: Štern, 2010)

Figure 36: SPT results for the location of nearby railway bridge (source: Štern, 2010)

Enoosna tlačna trdnost: $q_u = 75 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$

Nedrenirane karakteristike temeljnih tal: $c_u = 0,5 * q_u = 0,5 * 75 = 37,5 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$ $\varphi_u = 0^\circ$

Ugoden vpliv vertikalnih obremenitev (PP2-I):

- Projektna vertikalna obremenitev temeljnih tal

$$\begin{aligned}\Sigma V_d &= \gamma_{G,inf} * (W_k + W_{face,k} + W_{RSF,k} + b * q_b + b_{rb,t} * q_{rb}) + \gamma_{Q,inf} * (b * q_{LL} + b_{rb,t} * q_t) = \\ &= 1,0 * (111 + 10 + 38,7 + 0,85 * 125 + 0,70 * 11) + 0,0 * (0,85 * 180 + 0,70 * 26) = \\ &= 274 \text{ kN/m}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\Sigma M_D &= \gamma_{G,inf} * \left(H_b * \frac{H}{3} + H_{rb} * \frac{H}{2} + q_b * b * x_{qb,qLL} \right) + \gamma_{Q,inf} * (q_{LL} * b * x_{qb,qLL}) + \gamma_Q * \left(H_t * \frac{H}{2} \right) = \\ &= 1 * \left(24 * \frac{2,73}{3} + 10 * \frac{2,73}{2} + 125 * 0,85 * 0,025 \right) + 0 * 180 * 0,85 * 0,025 + 1,5 * 23 * \frac{2,73}{2} = \\ &= 85,2 \text{ kNm/m}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\Sigma M_R &= \gamma_{G,inf} * (q_{rb} * b_{rb,t} * x_{rb,t} + W * x_W) + \gamma_{Q,inf} * (q_t * b_{rb,t} * x_{rb,t}) = \\ &= 1,0 * (11 * 0,70 * 0,75 + 111 * 0,175) + 0,0 * (26 * 0,70 * 0,75) = \\ &= 25,2 \text{ kNm/m}\end{aligned}$$

- Ekscentričnost rezultante sil (e_B)

$$e_B = \frac{\Sigma M_D - \Sigma M_R}{\Sigma V_d} = \frac{85,2 \text{ kNm/m} - 25,2 \text{ kNm/m}}{274 \text{ kN/m}} = 0,22 \text{ m}$$

- Efektivna širina temelja (B'_{RSF})

$$B'_{RSF} = B_{RSF} - 2e_B = 2,20 \text{ m} - 2 * 0,22 \text{ m} = 1,76 \text{ m}$$

- Kontaktne napetosti pod temeljem ($\sigma_{v,d}$)

$$\sigma_{v,d} = \frac{\Sigma V_d}{B'_{RSF}} = \frac{274 \text{ kN/m}}{1,76 \text{ m}} = 156 \text{ kPa}$$

- Vertikalna nosilnost temeljnih tal v dreniranih pogojih

$$A' = B_{RSF}' * L_{abut} = 1,76 \text{ m} * 10,20 \text{ m} = 17,95 \text{ m}^2$$

$$N_c = (N_q - 1) * \cot \varphi' = (20,6 - 1) * \cot 31^\circ = 32,7$$

$$N_q = e^{\pi \tan \varphi'} * \tan^2 \left(45^\circ + \frac{\varphi'}{2} \right) = e^{\pi \tan 31^\circ} * \tan^2 \left(45^\circ + \frac{31^\circ}{2} \right) = 20,6$$

$$N_\gamma = 2 * (N_q - 1) * \tan \varphi' = 2 * (20,6 - 1) * \tan 31^\circ = 23,6$$

$$s_c = \frac{s_q * N_q - 1}{N_q - 1} = \frac{1,089 * 20,6 - 1}{20,6 - 1} = 1,093$$

$$s_q = 1 + \left(\frac{B_{RSF'}}{L_{abut}} \right) * \sin \varphi' = 1 + \left(\frac{1,76 \text{ m}}{10,20 \text{ m}} \right) * \sin 31^\circ = 1,089$$

$$s_\gamma = 1 - 0,3 * \left(\frac{B_{RSF'}}{L_{abut}} \right) = 1 - 0,3 * \left(\frac{1,76 \text{ m}}{10,20 \text{ m}} \right) = 0,948$$

Korekcijski faktorji zaradi nagiba temeljne ploskve b_j so enaki 1,0.

$$b_q = b_\gamma = b_c = 1,0$$

Projektna horizontalna sila za izračun korekcijskih faktorjev zaradi naklona obtežbe:

$$H_d = \gamma_G * (H_{b,k} + H_{rb,k}) + \gamma_Q * H_{t,k} = 1,35 * (24 + 10) + 1,5 * 23 = 80,4 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$i_c = i_q - \frac{1 - i_q}{N_c} * \tan \varphi' = 0,678 - \frac{1 - 0,678}{32,7} * \tan 31^\circ = 0,672$$

$$i_q = \left[1 - \frac{H_d}{V_d + A' * c' * \cot \varphi'} \right]^m = \left[1 - \frac{80,4}{274 + 17,95 * 14 * \cot 31^\circ} \right]^{1,853} = 0,678$$

$$i_\gamma = \left[1 - \frac{H_d}{V_d + A' * c' * \cot \varphi'} \right]^{m+1} = \left[1 - \frac{80,4}{274 + 17,95 * 14 * \cot 31^\circ} \right]^{1,853+1} = 0,550$$

$$m = m_B = \frac{\left(2 + \frac{B'}{L'} \right)}{\left(1 + \frac{B'}{L'} \right)} = \frac{\left(2 + \frac{1,76}{10,20} \right)}{\left(1 + \frac{1,76}{10,20} \right)} = 1,853$$

$$\begin{aligned} \frac{R}{A'} &= c' * N_c * b_c * s_c * i_c + q' * N_q * b_q * s_q * i_q + \frac{1}{2} * \gamma' * B' * N_\gamma * b_\gamma * s_\gamma * i_\gamma = \\ &= 14 * 32,7 * 1 * 1,093 * 0,672 + 8 * 20,6 * 1 * 1,089 * 0,678 + \\ &\quad + \frac{1}{2} * 10 * 1,76 * 23,6 * 1 * 0,948 * 0,550 = \\ &= 566 \text{ kPa} \end{aligned}$$

- Projektna vertikalna nosilnost temeljnih tal v dreniranih pogojih

$$R_d = \left(\frac{R}{A'} \right) * A' * \frac{1}{\gamma_{R,v}} = 566 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} * 17,95 \text{ m}^2 * \frac{1}{1,4} = 7260 \text{ kN}$$

- Kontrola:

$$E V_d = 274 \frac{\text{kN}}{\text{m}} * 10,20 \text{ m} = 2795 \text{ kN} \leq R_d = 7260 \text{ kN} \quad \checkmark \checkmark$$

$$\sigma_{v,d} = 156 \text{ kPa} \leq \frac{7260 \text{ kN}}{17,95 \text{ m}^2} = 404 \text{ kPa} \quad \checkmark \checkmark$$

Projektna vertikalna nosilnost temeljnih tal v dreniranih pogojih z upoštevanjem ugodnega vpliva vertikalne obtežbe (PP2-I) je zadostna.

- Projektna vertikalna nosilnost temeljnih tal v nedreniranih pogojih

$$A' = B_{RSF}' * L_{abut} = 1,76 \text{ m} * 10,20 \text{ m} = 17,95 \text{ m}^2$$

Korekcijski faktor zaradi nagiba temeljne ploskve b_c je enak 1,0.

$$b_c = 1,0$$

$$s_c = 1 + 0,2 \left(\frac{B_{RSF}'}{L_{abut}} \right) = 1 + 0,2 \left(\frac{1,76}{10,20} \right) = 1,003$$

Projektna horizontalna sila za izračun korekcijskih faktorjev zaradi naklona obtežbe:

$$H_d = \gamma_G * (H_{b,k} + H_{rb,k}) + \gamma_Q * H_{t,k} = 1,35 * (24 + 10) + 1,5 * 23 = 80,4 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$H_d = 80,4 \frac{\text{kN}}{\text{m}} \leq A' * c_u = 17,95 * 37,5 = 673 \text{ kN} \checkmark$$

$$i_c = \frac{1}{2} * \left(1 + \sqrt{1 - \frac{H_d}{A' * c_u}} \right) = \frac{1}{2} * \left(1 + \sqrt{1 - \frac{80,4}{17,95 * 37,5}} \right) = 0,969$$

$$q = D * \gamma = D_{RSF} * \gamma_b = 0,8 * 20 = 16 \text{ kPa}$$

- Nosilnost temeljnih tal v nedreniranih pogojih:

$$\frac{R}{A'} = (\pi + 2) * c_u * b_c * s_c * i_c + q = (\pi + 2) * 37,5 * 1 * 1,003 * 0,969 + 16 = 203 \text{ kPa}$$

- Kontrola:

$$\sigma_v = 156 \text{ kPa} \leq \frac{R}{A'} * \frac{1}{\gamma_{cu}} = 203 * \frac{1}{1,40} = 145 \text{ kPa} \times$$

Komentar:

Kontrola nosilnosti temeljnih tal v nedreniranih pogojih z upoštevanjem ugodnega vpliva vertikalne obtežbe (PP2-I) ni izpolnjena. Kljub temu pri izvedbi na terenu ni prišlo do kakršnihkoli težav, kar se odraža kot posledica postopnega obremenjevanja temeljnih tal. Betoniranje prekladne konstrukcije mostu je potekalo skoraj mesec dni po začetku gradnje opornikov iz armirane zemljine, ki so bili izvedeni v desetih delovnih dneh. V izračunu nosilnosti temeljnih tal smo obremenitev konzervativno upoštevali kot hipno, kar ne ustreza dejanskemu stanju v času izvedbe.

Neugoden vpliv vertikalnih obremenitev (PP2-II):

- Projektna vertikalna obremenitev temeljnih tal

$$\begin{aligned}\Sigma V_d &= \gamma_G * (W_k + W_{face,k} + W_{RSF,k} + b * q_b + b_{rb,t} * q_{rb}) + \gamma_Q * (b * q_{LL} + b_{rb,t} * q_t) = \\ &= 1,35 * (111 + 10 + 38,7 + 0,85 * 125 + 0,70 * 11) + 1,5 * (0,85 * 180 + 0,70 * 26) = \\ &= 626 \text{ kN/m}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\Sigma M_D &= \gamma_G * \left(H_{b,k} * \frac{H}{3} + H_{rb,k} * \frac{H}{2} + q_b * b * x_{qb,qLL} \right) + \gamma_Q * \left(H_{t,k} * \frac{H}{2} + q_{LL} * b * x_{qb,qLL} \right) = \\ &= 1,35 * \left(24 * \frac{2,73}{3} + 10 * \frac{2,73}{2} + 125 * 0,85 * 0,025 \right) + 1,5 * \left(23 * \frac{2,73}{2} + 180 * 0,85 * 0,025 \right) = \\ &= 104,3 \text{ kNm/m}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\Sigma M_R &= \gamma_G * (q_{rb} * b_{rb,t} * x_{rb,t} + W * x_W) + \gamma_Q * (q_t * b_{rb,t} * x_{rb,t}) = \\ &= 1,35 * (11 * 0,70 * 0,75 + 111 * 0,175) + 1,5 * (26 * 0,70 * 0,75) = \\ &= 54,5 \text{ kNm/m}\end{aligned}$$

- Ekscentričnost rezultante sil (e_B)

$$e_B = \frac{\Sigma M_D - \Sigma M_R}{\Sigma V_d} = \frac{104,3 \text{ kNm/m} - 54,5 \text{ kNm/m}}{626 \text{ kN/m}} = 0,08 \text{ m}$$

- Efektivna širina temelja (B'_{RSF})

$$B'_{RSF} = B_{RSF} - 2e_B = 2,20 \text{ m} - 2 * 0,08 \text{ m} = 2,04 \text{ m}$$

- Kontaktne napetosti pod temeljem ($\sigma_{v,d}$)

$$\sigma_{v,d} = \frac{\Sigma V_d}{B'_{RSF}} = \frac{626 \text{ kN/m}}{2,04 \text{ m}} = 307 \text{ kPa}$$

- Vertikalna nosilnost temeljnih tal v dreniranih pogojih

$$A' = B_{RSF}' * L_{abut} = 2,04 \text{ m} * 10,20 \text{ m} = 20,8 \text{ m}^2$$

$$N_c = (N_q - 1) * \cot \varphi' = (20,6 - 1) * \cot 31^\circ = 32,7$$

$$N_q = e^{\pi \tan \varphi'} * \tan^2 \left(45^\circ + \frac{\varphi'}{2} \right) = e^{\pi \tan 31^\circ} * \tan^2 \left(45^\circ + \frac{31^\circ}{2} \right) = 20,6$$

$$N_\gamma = 2 * (N_q - 1) * \tan \varphi' = 2 * (20,6 - 1) * \tan 31^\circ = 23,6$$

$$s_c = \frac{s_q * N_q - 1}{N_q - 1} = \frac{1,103 * 20,6 - 1}{20,6 - 1} = 1,108$$

$$s_q = 1 + \left(\frac{B_{RSF}'}{L_{abut}} \right) * \sin \varphi' = 1 + \left(\frac{2,04 \text{ m}}{10,20 \text{ m}} \right) * \sin 31^\circ = 1,103$$

$$s_\gamma = 1 - 0,3 * \left(\frac{B_{RSF}'}{L_{abut}} \right) = 1 - 0,3 * \left(\frac{2,04 \text{ m}}{10,20 \text{ m}} \right) = 0,94$$

Korekcijski faktorji zaradi nagiba temeljne ploskve b_j so enaki 1,0.

$$b_q = b_\gamma = b_c = 1,0$$

Projektna horizontalna sila za izračun korekcijskih faktorjev zaradi naklona obtežbe:

$$H_d = \gamma_G * (H_{b,k} + H_{rb,k}) + \gamma_Q * H_{t,k} = 1,35 * (24 + 10) + 1,5 * 23 = 80,4 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$i_c = i_q - \frac{1 - i_q}{N_c} * \tan \varphi' = 0,871 - \frac{1 - 0,871}{32,7} * \tan 31^\circ = 0,869$$

$$i_q = \left[1 - \frac{H_d}{V_d + A' * c' * \cot \varphi'} \right]^m = \left[1 - \frac{80,4}{626 + 20,8 * 14 * \cot 31^\circ} \right]^{1,833} = 0,871$$

$$i_\gamma = \left[1 - \frac{H_d}{V_d + A' * c' * \cot \varphi'} \right]^{m+1} = \left[1 - \frac{80,4}{626 + 20,8 * 14 * \cot 31^\circ} \right]^{1,833+1} = 0,808$$

$$m = m_B = \frac{\left(2 + \frac{B'}{L'} \right)}{\left(1 + \frac{B'}{L'} \right)} = \frac{\left(2 + \frac{2,04}{10,20} \right)}{\left(1 + \frac{2,04}{10,20} \right)} = 1,833$$

$$\begin{aligned} \frac{R}{A'} &= c' * N_c * b_c * s_c * i_c + q' * N_q * b_q * s_q * i_q + \frac{1}{2} * \gamma' * B' * N_\gamma * b_\gamma * s_\gamma * i_\gamma = \\ &= 14 * 32,7 * 1 * 1,108 * 0,869 + 8 * 20,6 * 1 * 1,103 * 0,871 + \\ &\quad + \frac{1}{2} * 10 * 2,04 * 23,6 * 1 * 0,94 * 0,808 = \\ &= 782 \text{ kPa} \end{aligned}$$

- Projektna vertikalna nosilnost temeljnih tal v dreniranih pogojih

$$R_d = \left(\frac{R}{A'} \right) * A' * \frac{1}{\gamma_{R,v}} = 782 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} * 20,8 \text{ m}^2 * \frac{1}{1,4} = 11623 \text{ kN}$$

- Kontrola:

$$\Sigma V_d = 626 \frac{\text{kN}}{\text{m}} * 10,20 \text{ m} = 6385 \text{ kN} \leq R_d = 11623 \text{ kN} \quad \checkmark \checkmark$$

$$\sigma_{v,d} = 307 \text{ kPa} \leq \frac{11623 \text{ kN}}{20,8 \text{ m}^2} = 559 \text{ kPa} \quad \checkmark \checkmark$$

Projektna vertikalna nosilnost temeljnih tal v dreniranih pogojih z upoštevanjem neugodnega vpliva vertikalne obtežbe (PP2-II) je zadostna.

- Projektna vertikalna nosilnost temeljnih tal v nedreniranih pogojih

Nosilnost temeljnih tal v nedreniranih pogojih z upoštevanjem neugodnega vpliva vertikalne obtežbe obravnavamo za stanje, preden je most odprt za promet. Gradnja opornikov in namestitvev prekladne konstrukcije potekata relativno hitro v dveh ločenih fazah, zato lahko stanje vsake faze obravnavamo kot hipno obremenitev nedreniranih temeljnih tal. Preden se most odpre za promet, se v temeljnih tleh pod lastno težo opornika ter lastno in stalno obtežbo prekladne konstrukcije že izvrši določen delež konsolidacije, temeljna tla pa postopoma postajajo sposobna prevzeti vedno večji del obtežbe. V dreniranem stanju je nosilnost temeljnih tal pri maksimalni predvideni obremenitvi zadostna.

- Projektna vertikalna obremenitev temeljnih tal brez koristne obtežbe prometa

$$\begin{aligned}\Sigma V_d &= \gamma_G * (W_k + W_{f_{ace,k}} + W_{RSF,k} + b * q_b + b_{rb,t} * q_{rb}) = \\ &= 1,35 * (111 + 10 + 38,7 + 0,85 * 125 + 0,70 * 11) = \\ &= 369 \text{ kN/m}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\Sigma M_D &= \gamma_G * \left(H_{b,k} * \frac{H}{3} + H_{rb,k} * \frac{H}{2} + q_b * b * x_{qb,qLL} \right) = \\ &= 1,35 * \left(24 * \frac{2,73}{3} + 10 * \frac{2,73}{2} + 125 * 0,85 * 0,025 \right) = \\ &= 51,5 \text{ kNm/m}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\Sigma M_R &= \gamma_G * (q_{rb} * b_{rb,t} * x_{rb,t} + W * x_W) = \\ &= 1,35 * (11 * 0,70 * 0,75 + 111 * 0,175) = \\ &= 34,0 \text{ kNm/m}\end{aligned}$$

- Ekscentričnost rezultante sil (e_B)

$$e_B = \frac{\Sigma M_D - \Sigma M_R}{\Sigma V_d} = \frac{51,5 \text{ kNm/m} - 34,0 \text{ kNm/m}}{369 \text{ kN/m}} = 0,05 \text{ m}$$

- Efektivna širina temelja (B'_{RSF})

$$B'_{RSF} = B_{RSF} - 2e_B = 2,20 \text{ m} - 2 * 0,05 \text{ m} = 2,10 \text{ m}$$

- Kontaktne napetosti pod temeljem ($\sigma_{v,d}$)

$$\sigma_{v,d} = \frac{\Sigma V_d}{B'_{RSF}} = \frac{369 \text{ kN/m}}{2,10 \text{ m}} = 176 \text{ kPa}$$

Račun reducirane površine temelja:

$$A' = B_{RSF}' * L_{abut} = 2,04 \text{ m} * 10,20 \text{ m} = 20,8 \text{ m}^2$$

Korekcijski faktor zaradi nagiba temeljne ploskve b_c je enak 1,0.

$$b_c = 1,0$$

$$s_c = 1 + 0,2 \left(\frac{B_{RSF}'}{L_{abut}} \right) = 1 + 0,2 \left(\frac{2,10}{10,20} \right) = 1,04$$

Projektna horizontalna sila za izračun korekcijskih faktorjev zaradi naklona obtežbe:

$$H_d = \gamma_G * (H_{b,k} + H_{r,b,k}) = 1,35 * (24 + 10) = 45,9 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$H_d = 45,9 \frac{\text{kN}}{\text{m}} \leq A' * c_u = 20,8 * 37,5 = 780 \text{ kN} \checkmark$$

$$i_c = \frac{1}{2} * \left(1 + \sqrt{1 - \frac{H_d}{A' * c_u}} \right) = \frac{1}{2} * \left(1 + \sqrt{1 - \frac{45,9}{20,8 * 37,5}} \right) = 0,985$$

$$q = D * \gamma = D_{RSF} * \gamma_b = 0,8 * 20 = 16 \text{ kPa}$$

- Nosilnost temeljnih tal v nedreniranih pogojih:

$$\frac{R}{A'} = (\pi + 2) * c_u * b_c * s_c * i_c + q = (\pi + 2) * 37,5 * 1 * 1,04 * 0,985 + 16 = 213 \text{ kPa}$$

- Kontrola:

$$\sigma_v = 176 \text{ kPa} \leq \frac{R}{A'} * \frac{1}{\gamma_{cu}} = 213 * \frac{1}{1,40} = 152 \text{ kPa} \times$$

Komentar:

Kontrola nosilnosti temeljnih tal v nedreniranih pogojih z upoštevanjem neugodnega vpliva vertikalne obtežbe (PP2-II) tudi v tem primeru ni izpolnjena. Kljub temu pri izvedbi na terenu ni prišlo do kakršnihkoli težav, kar se odraža kot posledica postopnega obremenjevanja temeljnih tal. Betoniranje prekladne konstrukcije mostu je potekalo skoraj mesec dni po začetku gradnje opornikov iz armirane zemljine, ki so bili izvedeni v desetih delovnih dneh. V izračunu nosilnosti temeljnih tal smo obremenitev konzervativno upoštevali kot hipno, kar ne odraža dejanskega stanja na terenu.

4.3.1.3 Globalna stabilnost

Globalno stabilnost opornikov iz armirane zemljine v Žerovincih smo preverili z uporabo programskega orodja za kontrolo stabilnosti geotehničnih konstrukcij, Rocscience Slide 5.0. V skladu s standardom SIST EN 1997-1 se v Sloveniji za kontrolo globalne stabilnosti uporablja projektni pristop 3 (DA3) z upoštevanjem delnih faktorjev varnosti na strani materialnih parametrov (nedrenirane karakteristike) in spremenljivega dela obtežbe, kot prikazuje *Preglednica 1*.

Pri modeliranju opornika iz armirane zemljine smo upoštevali dejanske vrednosti materialnih in mehanskih karakteristik ter enake karakteristične vrednosti obtežb kot pri kontroli zdrsa in nosilnosti temeljnih tal. Lastno in stalno (q_b) ter koristno (q_{LL}) obtežbo prekladne konstrukcije smo upoštevali v obliki enakomerno porazdeljenih obtežb na širini nosilnega območja naleganja premostitvene plošče na opornik, pri čemer je vrednost koristne obtežbe dodatno povečana za faktor 1,30. Tamponsko posteljico (armirano nasutje) ceste za območjem naleganja plošče smo upoštevali v obliki obtežbe, ki jo na opornik iz armirane zemljine povzroča s svojo lastno težo (q_{rb}). Prometu ekvivalentna koristna obtežba zaledja (q_t) ima podobno kot v primeru kontrole zdrsa stabilizacijski učinek, zato je njeno delovanje predpostavljeno samo na strani zalednega materiala z upoštevanjem dodatnega varnostnega faktorja za koristno obtežbo 1,30. Vrednosti dejanskih materialnih parametrov so v izračunu globalne stabilnosti v nedreniranih pogojih reducirane z upoštevanjem ustreznega faktorja varnosti 1,40. Faktor varnosti, določen na podlagi predstavljene analize globalne stabilnosti, mora biti večji od 1,0.

V okviru izvedene analize globalne stabilnosti v nadaljevanju upoštevamo naslednje projektne vrednosti obtežb in materialnih parametrov:

- Lastna teža premostitvene plošče in stalna obtežba tamponske posteljice

$$q_b = 125 \text{ kPa}$$

$$q_{rb} = 11 \text{ kPa}$$

- Projektne vrednosti koristne obtežbe prometa na prekladni konstrukciji in zaledju

$$q_{LL} = 1,30 * 180 \text{ kPa} = 234 \text{ kPa}$$

$$q_t = 1,30 * 25 \text{ kPa} = 32,5 \text{ kPa}$$

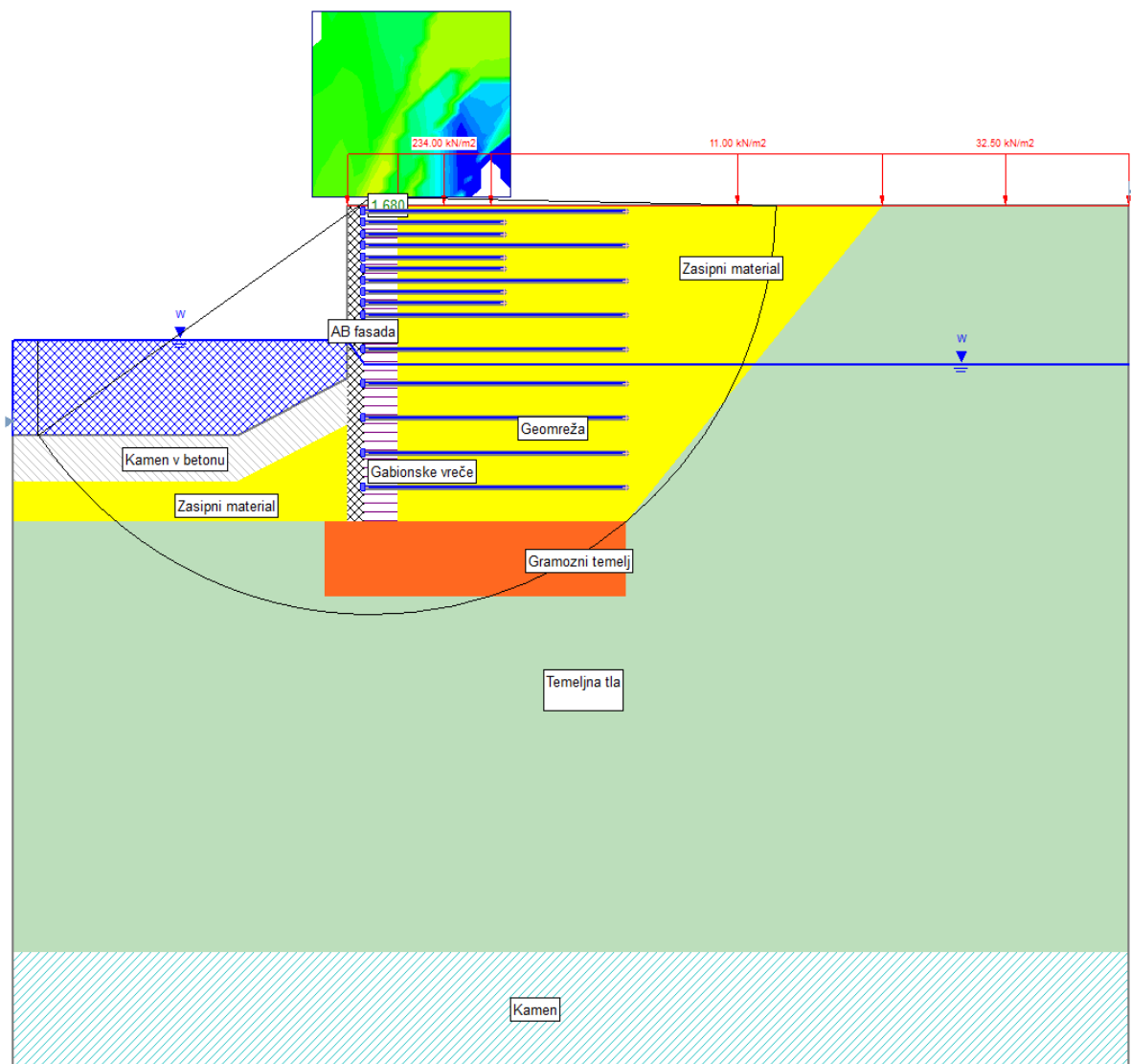
- Projektne vrednosti nedreniranih karakteristik temeljnih tal

$$c_{u,d} = \frac{c_u}{1,4} = \frac{37,5 \text{ kPa}}{1,4} = 26,8 \text{ kPa}$$

$$\varphi_{c_{u,d}} = 0^\circ$$

Kontrola globalne stabilnosti s programom Rocscience Slide 5.0

Analizo globalne stabilnosti s programom Slide smo izvedli s predpostavko o krožni porušnici z upoštevanjem poenostavljenih metod Bishopa in Janbuja v nedreniranih pogojih. Slika 37 prikazuje obravnavan računski model opornika iz armirane zemljine s pripadajočimi sestavnimi deli in izračunanim faktorjem varnosti z upoštevanjem dejanskih materialnih parametrov, ki so na razpolago. Nivo podtalnice se po podatkih o raziskavah tal za lokacijo bližnjega železniškega mostu (Štern, 2010) glede na obstoječ teren nahaja na globini 2,70 m, kar pomeni približno na polovici višine temelja iz gramoznega nasutja.



Slika 37: Analiza globalne stabilnosti s programom Rockscience Slide 5.0

Figure 37: Global stability analysis results using Rockscience Slide 5.0

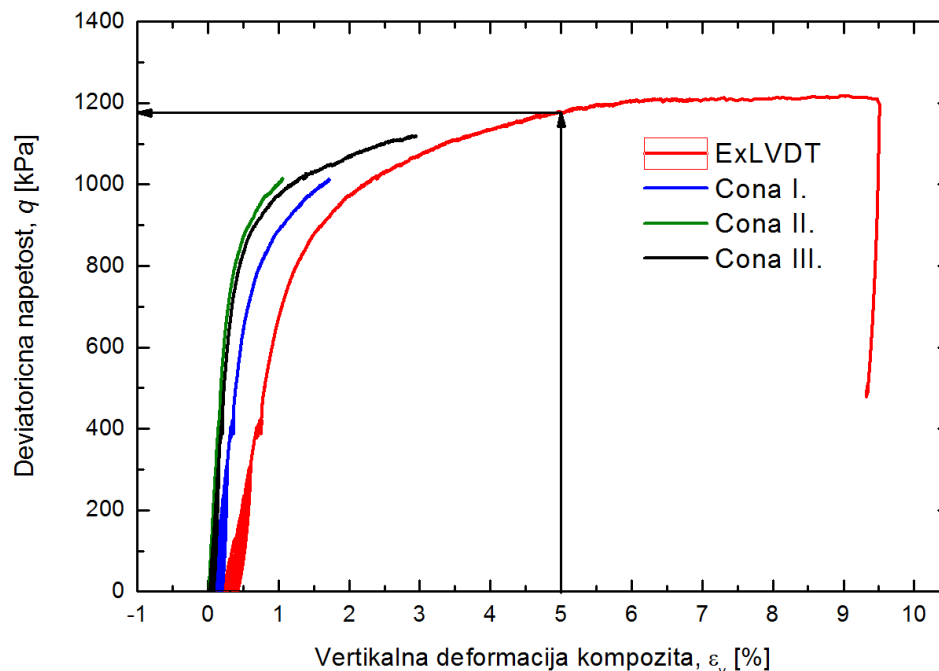
Najnižja vrednost faktorja varnosti znaša 1,68, kar s precej rezerve presega minimalno potrebno vrednost 1,0. Iz rezultatov analize posledično sklepamo, da globalna stabilnost opornika iz armirane zemljine v Žerovincih z upoštevanjem Projektne pristopa 3 (DA3) ni problematična.

4.3.2 Notranja stabilnost

Kontrola notranje stabilnosti tipičnega opornika iz armirane zemljine v Žerovincih je v osnovi izvedena z upoštevanjem postopkov ameriških tehniških smernic, ki temeljijo na velikem številu laboratorijskih in modelnih preiskav ter rezultatov monitoringa uspešno izvedenih projektov v praksi. Ključnega pomena pri takšnem dimenzioniranju je poznavanje napetostno-deformacijske zveze tipičnega kompozita oziroma kompozita s primerljivimi materialnimi in mehanskimi lastnostmi, zato v okviru izračuna izhajamo iz rezultatov vseh izvedenih laboratorijskih preiskav z upoštevanjem dejanskih lastnosti uporabljenih materialov. Za potrebe izračuna je bil v laboratoriju Zavoda za gradbeništvo Slovenije izveden laboratorijski obremenilni test na preizkušancu dimenzij 25x25x50 cm, ki je podrobno predstavljen v 3. poglavju. Z upoštevanjem dejanskih lastnosti tipičnega kompozita uporabljeni izrazi, na podlagi dosedanjih raziskovanj strokovnjakov po svetu, zagotavljajo zadostno mero zanesljivosti glede notranje stabilnosti in nosilnosti zgrajene konstrukcije.

4.3.2.1 Mejna notranja vertikalna nosilnost

Mejna notranja nosilnost opornika je določena kot napetost pri 5 % vertikalni deformaciji tipičnega kompozita. *Slika 38* prikazuje napetostno-deformacijsko zvezo laboratorijskega preizkušanca pri vertikalnem obremenjevanju do porušitve.



Slika 38: Določevanje mejne notranje vertikalne nosilnosti kompozita

Figure 38: GRS specimen ultimate capacity design

$$q_{ult,emp} = \sigma(\epsilon_v = 5\%) \cong 1180 \text{ kPa}$$

- Največji dovoljen vertikalni pritisk na opornik iz armirane zemljine

$$V_{allow,emp} = \frac{q_{ult,emp}}{FS_{capacity}} = \frac{q_{ult,emp}}{3,5} = \frac{1180 \text{ kPa}}{3,5} = 337 \text{ kPa}$$

- Dejanski vertikalni pritisk na opornik iz armirane zemljine

$$V_{applied} = q_b + q_{LL} = 125 + 180 = 305 \text{ kPa}$$

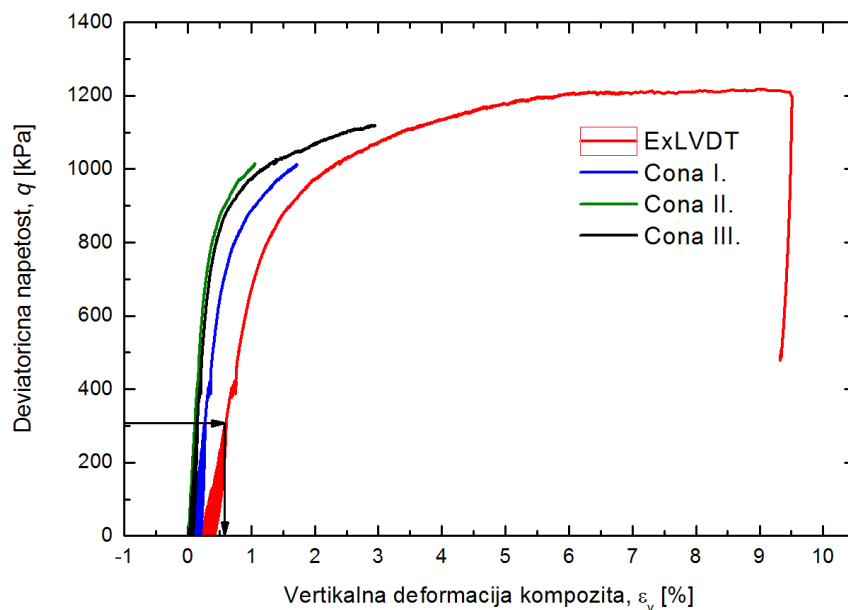
- Kontrola

$$V_{applied} = 305 \text{ kPa} \leq V_{allow,emp} = 311 \text{ kPa} \quad \checkmark \checkmark$$

4.3.2.2 Notranje deformiranje opornika

- **Vertikalno deformiranje opornika iz armirane zemljine**

Vrednost vertikalne deformacije pri predvideni stalni vertikalni obtežbi se določi empirično iz napetostno-deformacijske zveze tipičnega kompozita σ - ε_v (Slika 39).



Slika 39: Določevanje mejne notranje vertikalne nosilnosti preizkušanca
Figure 39: Vertical strain of the GRS laboratory specimen – design procedure

- Kontrola:

$$\varepsilon_v(\sigma = q_b) = 0,57 \% > 0,5 \% \quad \times$$

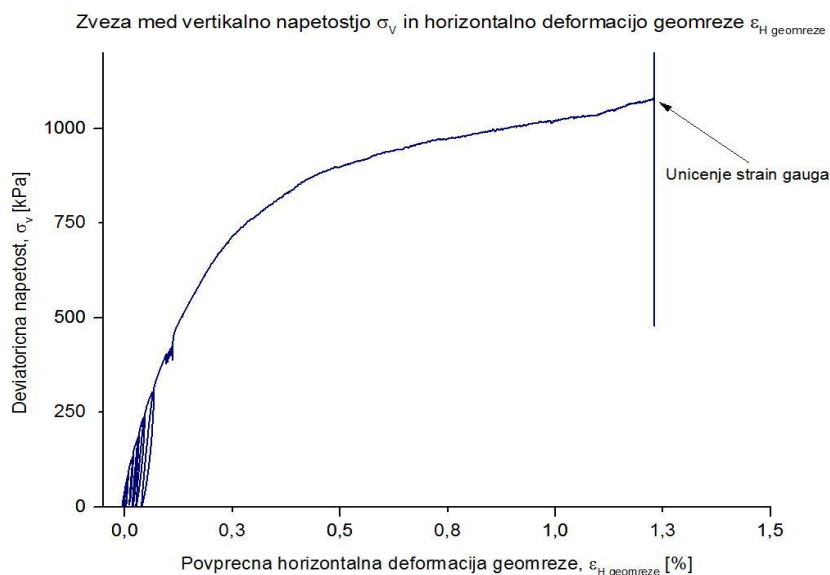
Kontrola ni izpolnjena, vendar lahko na podlagi zveze σ - ε_v opazimo, da mejna vertikalna deformacija kompozita presega celo 9 %. Posledično sklepamo, da zaradi velikega faktorja varnosti vrednost deformacije 0,57 % pri predpostavljani maksimalni lastni in stalni obtežbi 125 kPa ni problematična.

- Notranji posedek opornika:

$$D_v = \varepsilon_v(q_b) * H = 0,0057 * 2,73 \text{ m} = 0,016 \text{ m} = 1,60 \text{ cm}$$

• Potrebna natezna nosilnost geosintetikov (geomreže)

Določanje potrebne natezne nosilnosti geomreže temelji na podlagi rezultatov izvedenih laboratorijskih eksperimentov, predstavljenih v 3. poglavju magistrske naloge. Ključnega pomena sta zveza med vertikalno napetostjo in pripadajočo horizontalno deformacijo geomreže za tipičen kompozit (Slika 40) ter zveza med natezno trdnostjo in pripadajočo horizontalno deformacijo izbrane geomreže. Slednjo lahko pridobimo neposredno iz rezultatov nateznega testa ali iz tehničnega lista proizvajalca. Napetostno-deformacijsko zvezo uporabljene geomreže SECUGRID 40/40 prikazuje Grafikon 4.



Slika 40: Zveza med vertikalno napetostjo in horizontalno deformacijo geomreže za tipičen kompozit

Figure 40: Applied stress-geogrid horizontal strain relation for typical reinforced soil

- Napetosti zaradi ekvivalentne obtežbe mostu:

$$q_{bridge,eq} = (q_b + q_{LL}) - (q_{rb} + q_t) = (125 + 180) - (11 + 25) = 269 \text{ kPa}$$

$$\sigma_{v,bridge,eq} = \frac{q_{bridge,eq}}{\pi} * (2\varepsilon + \sin 2\varepsilon * \cos 2\psi)$$

- Skupen vpliv vertikalnih napetosti:

$$\sigma_v = \sigma_W + \sigma_{v,bridge,eq} + q_{rb} + q_t$$

- Kontrole natezne nosilnosti geomreže:

$$\varepsilon_H(z) = \varepsilon_H(\sigma_v(z)) \quad \rightarrow \quad F_{H,req}(z) = F_{H,req}(\varepsilon_H(\sigma_v(z)))$$

$$F_{allow} = \frac{T_f}{FS_{reinf}} = \frac{T_f}{3,5}$$

$$F_{req} < F_{allow}$$

$$F_{req} < T_{f,\varepsilon=2\%}$$

Napetosti zaradi ekvivalentne obtežbe mostu potrebujemo za izračun skupnega vpliva vertikalnih napetosti za vsak posamezni nivo geomreže po predstavljenih enačbah. Za vsako vrednost izračunane vertikalne napetosti odčitamo pripadajočo vrednost horizontalne deformacije v geomreži (Slika 40), nato pa za vsako odčitano vrednost horizontalne deformacije iz napetostno-deformacijske zveze geomreže (Grafikon 4) še pripadajočo silo v geomreži. Potrebno nosilnost geomreže nato preverimo v skladu s predstavljenimi izrazi. Rezultate izračuna s programom MS Excel v celoti prikazuje Preglednica 9.

Preglednica 9: Izračun potrebne natezne nosilnosti geomreže

Table 9: Required geogrid tensile strength calculation

Tallow 11,4 kN/m					EKSPERIMENT		FHWA POSTOPEK			
z [m]	Habut [m]	σ_v [kPa]	$\sigma_v, \text{bridge, eq}$ [kPa]	σ_v [kPa]	$\epsilon_H (\sigma_v)$ [%]	Treq (ϵ_H) [kN/m]	σ_H [kPa]	Treq [kN/m]	Tallow [kN/m]	$T_{\epsilon=2\%}$ [kN/m]
0	2,65	0	269,00	305,00	0,06551		66,32			
0,05	2,6	1,100	268,82	305,92	0,06551	0,52408	61,66	6,8	OK	OK
0,15	2,5	3,300	264,64	303,94	0,06551	0,52408	61,21	6,7	OK	OK
0,25	2,4	5,500	252,78	294,28	0,06272	0,50176	59,09	6,5	OK	OK
0,35	2,3	7,700	235,06	278,76	0,05436	0,43488	55,69	6,1	OK	OK
0,45	2,2	9,900	215,09	260,99	0,04901	0,39208	51,80	5,7	OK	OK
0,55	2,1	12,100	195,52	243,62	0,04552	0,36416	48,00	5,3	OK	OK
0,65	2	14,300	177,61	227,91	0,04319	0,34552	44,57	4,9	OK	OK
0,75	1,9	16,500	161,74	214,24	0,04118	0,32944	41,57	4,6	OK	OK
0,85	1,8	18,700	147,90	202,60	0,03384	0,27072	39,02	4,3	OK	OK
0,95	1,7	20,900	135,88	192,78	0,03233	0,25864	36,86	4,1	OK	OK
1,05	1,6	23,100	125,42	184,52	0,03132	0,25056	35,05	3,9	OK	OK
1,15	1,5	25,300	116,31	177,61	0,03078	0,24624	33,52	3,7	OK	OK
1,45	1,2	31,900	95,05	162,95	0,02853	0,22824	30,27	12,1	X	OK
1,75	0,9	38,500	80,07	154,57	0,02797	0,22376	28,38	11,3	OK	OK
2,05	0,6	45,100	69,05	150,15	0,02753	0,22024	27,35	10,9	OK	OK
2,35	0,3	51,700	60,63	148,33	0,02729	0,21832	26,89	10,7	OK	OK
2,65	0,0	58,300	54,01	148,31	0,02729		26,82			

Na podlagi rezultatov izračuna opazimo, da so vrednosti potrebnih nateznih nosilnosti geomrež z upoštevanjem napetostno – deformacijske zveze $\sigma_v - \epsilon_{H, \text{geomreže}}$ iz ekperimenta bistveno nižje kot v primeru izračuna po empirični enačbi ameriških tehničnih smernic. Sklepamo, da bo velikostni razred potrebnih nateznih nosilnosti bolj primerljiv z rezultati meritev na terenu, ki so predstavljene v okviru poglavja monitoringa objekta. Do nadaljnjega (dokler ne bo na voljo ustrezna baza podatkov iz rezultatov večjega števila laboratorijskih preiskav) je v okviru določanja potrebne natezne nosilnosti geomreže vzporedno smiselno upoštevati empirični izraz po priporočilih ameriških tehničnih smernic, ki z opazno mero konzervativnosti zagotavlja zadostno zanesljivost izračuna.

4.4 Mejno stanje uporabnosti – MSU

4.4.1 Posedki temeljnih tal pod opornikom iz armirane zemljine v Žerovincih

Končni posedek temeljnih tal pod opornikom iz armirane zemljine je izračunan kot količnik ploščine diagrama dodatnih vertikalnih napetosti in modula stisljivosti temeljnih tal. Ploščina diagrama dodatnih vertikalnih napetosti je izračunana z numerično integracijo po korakih, pri čemer je upoštevan prirastek globine 5 cm. Dodatno obremenitev temeljnih tal glede na intaktno stanje predstavlja zamenjava izkopanega materiala z armirano zemljino, kar je v računu tudi ustrezno upoštevano. Vrednost modula stisljivosti je izvedena na podlagi izvedenega edometričnega preizkusa in uporabo splošno znanih enačb geomehanike. Rezultati edometrične preiskave so podrobno predstavljeni v 3. poglavju, na kratko pa jih povzema tudi *Preglednica 10*.

Preglednica 10: Pregled rezultatov edometrične preiskave vzorca temeljnih tal

Table 10: Oedometer test results overview (foundation soil sample)

#	Obremenitev [kPa]		Posedek [mm]		Količnik por	Eoed,ρ [kPa]	Eoed,e [kPa]	mv [Mpa ⁻¹]		
	začetna	končna	rel.	abs.	[-]					
	0		0		0,690	posedek	količnik por			
1	0	50	0,501	0,501	0,648	1998	1998	0,501		
2	50	100	0,240	0,740	0,628	4067	4067	0,246		
3	100	200	0,314	1,055	0,601	6126	6126	0,163		
4	200	400	0,360	1,414	0,571	10538	10538	0,095		
5	400	800	0,455	1,870	0,532	16324	16324	0,061		
6	800	200	-0,080	1,790	0,539	136148	136148	0,007		
7	200	50	-0,108	1,682	0,548	25324	25324	0,039		
q	311	kPa	ρ	1,255	mm	e	0,584	Eoed,ρ	10427	kPa
q_{sp}	200	kPa	ρ_{sp}	1,055	mm	e_{sp}	0,601	Eoed,e	10427	kPa
q_{zg}	400	kPa	ρ_{zg}	1,414	mm	e_{zg}	0,571	Eoed	OK	kPa

- Ekvivalentna obtežba mostu zaradi zunanje vertikalne obtežbe

$$q_1 = q_b + q_{LL} = 125 + 180 = 305 \text{ kPa}$$

- Ekvivalentna obtežba mostu zaradi menjave materiala (izkop/zasip)

$$q_2 = (H_{abut} + D_{RSF}) * (\gamma_r - \gamma_b) = (2,63 + 0,5) \text{ m} * (22 - 20) \frac{\text{kN}}{\text{m}^3} = 6,30 \text{ kPa}$$

- Skupna ekvivalentna obtežba mostu za račun posedkov

$$q = q_1 + q_2 = 305 + 6,30 = 311 \text{ kPa}$$

Numerična integracija po korakih za izračun ploščine diagrama dodatnih vertikalnih napetosti v temeljnih tleh je izvedena v programskem orodju MS Excel. Rezultate izračuna končne vrednosti posedka z upoštevanjem Boussinesq-ove teorije razporeda napetosti prikazuje *Preglednica 11*.

5 POSTOPEK GRADNJE OPORNIKOV IZ ARMIRANE ZEMLJINE V ŽEROVINCIH

Prvi most na opornikih iz armirane zemljine čez Pavlovski potok v Žerovincih je bil zgrajen v mesecih novembru in decembru 2014. S težnjo po hitrejši in bolj ekonomični izvedbi je tehnologija armiranja zemljin nadomestila konvencionalno armiranobetonsko izvedbo in se tudi v praksi izkazala kot hitra in ekonomična rešitev gradnje mostov z enim samim razponom. Pri gradnji opornikov iz armirane zemljine je zelo pomembna izvedba detajlov, s katero se zagotovi ustrezen prenos obtežbe s prekladne konstrukcije na nosilne in nenosilne elemente opornikov. V nadaljevanju so posledično predstavljeni postopki izvedbe glavnih sestavnih delov opornikov iz armirane zemljine ter posameznih detajlov.

5.1 Izvedba temelja iz gramoznega nasutja

Pred izvedbo izkopa za temelj je bila potrebna prestavitev struge vodotoka za nadaljnji nemoten potek del. Izvedel se je izkop gradbene jame z naklonom 1:1,5 ter s širino dna (temelja) 2,20 m in širino vrha (v eno smer) približno 6 m. Na planum temeljnih tal in celotno površino izkopa v naklonu se je položil ločilni geotekstil, ki preprečuje penetracijo finih delcev iz temeljnih tal v notranjost temelja opornika. Po izvedbi in ustreznem zgoščevanju je bil gramozni temelj debeline 80 cm v celoti ovit v ločilni geosintetik. Na ta način je bila pripravljena površina za izvedbo osrednjega dela opornika. *Slika 41* prikazuje izvedbo temelja iz gramoznega nasutja na dejanski lokaciji.

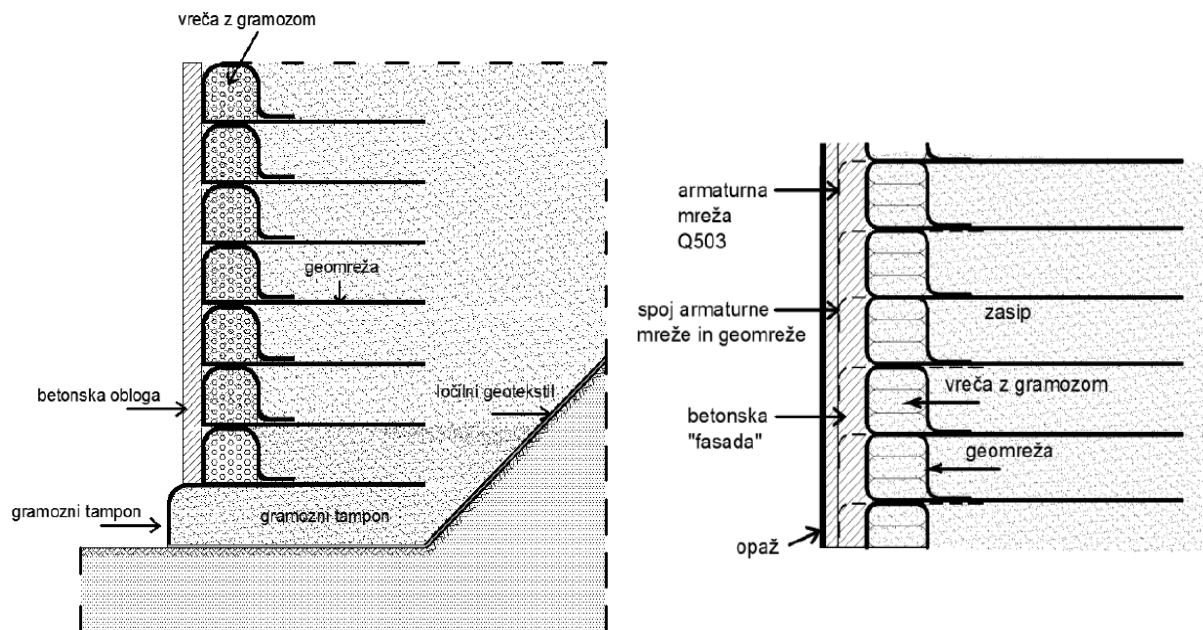


Slika 41: Izvedba temelja iz gramoznega nasutja v Žerovincih
Figure 41: Construction of the reinforced soil foundation in Žerovinci

5.2 Osrednji del opornika iz armirane zemljine

Na utrjenem tamponskem sloju iz gramozna, ovitega v geotekstil, se je izvedel osrednji del opornika iz kompozita armirane zemljine. Zaradi enake natezne nosilnosti geomreže v obeh smereh (Miragrid GX 80/80) smer polaganja ni bila ključnega pomena, sicer pa bi morala geomreža biti vedno položena tako, da je nosilna smer pravokotna na fasado opornika (oziroma. krilni zid). Konci geomrež so se ovili okoli vreč napolnjenih z gramozom, nato pa se je izvedel ustrezno zgoščen zasip po slojih debeline 30 cm. Uporabljen je bil tamponski zasipni material 0/63 (max 10 % zrn manjših od 2 mm) strižne trdnosti $\varphi \geq 40^\circ$, $c=0$.

Zaradi vodotoka na dejanski lokaciji mostu obstaja potencialna nevarnost za erozijo notranjosti opornika iz armirane zemljine, zato se je celotna zunanja stran opornika zaščitila s fasadno oblogo iz armiranega betona debeline 15,0 cm. V oblogo se je v skladu s projektom (PZI) vgradilo mrežno armaturo Q503. Položene geomreže so bile ustrezno spojene z armaturnimi mrežami v fasadni oblogi preko dodatnih trakov geomreže (širine 50 cm), sidranih v armaturne mreže vsakih 30 cm. Med njimi je bil puščen prostor za naknadno vibriranje betona. Betonska obloga je bila izdelana s podprtim enostranskim opažem. *Slika 42* prikazuje glavne sestavne dele opornika iz armirane zemljine v Žerovincih, *Slika 43* zgoščevanje izvedenega prvega sloja opornika iz armirane zemljine (30 cm) in *Slika 44* posamezne faze gradnje opornika.



Slika 42: Geometrijska shema izvedbe opornika iz armirane zemljine v Žerovincih (vir: Kralj, 2014)
Figure 42: Geometry for the implementation of GRS abutments in Žerovinci (source: Kralj, 2014)



Slika 43: Zgoščevanje izvedenega prvega sloja opornika iz armirane zemljine
Figure 43: Compacting first layer of the GRS abutment



Slika 44: Posamezne faze gradnje opornika iz armirane zemljine
Figure 44: Some construction phases of the GRS abutment

Slika 45 prikazuje izvedbo opaženja in betoniranja ter izveden detajl naleganja prekladne konstrukcije na čelno fasado opornika z dodano izolacijo (dilatacija) za preprečevanje direktnega kontakta premostitvene plošče in fasadnih konstrukcij opornikov.



Slika 45: Izvedba opaževanja in betonskih del
Figure 45: Formwork construction and concrete works

5.3 Integriran zvezni prehod z dostopnega nasipa na prekladno konstrukcijo

Območje prehoda s prekladne konstrukcije na dostopni nasip oziroma zaledje in obratno je bilo izvedeno brez betonske prehodne plošče, kar pomeni, da armiranobetonska prekladna konstrukcija leži neposredno na opornikih iz armirane zemljine. Po izvedbi betoniranja je območje naleganja prekladne konstrukcije na opornik z boka in z zadnje strani objeto z dodatnimi plastmi kompozita armirane zemljine do višine izvedene premostitvene plošče, kar zagotavlja ustrezno povezavo plošče z opornikom in zaledjem ter omogoča, da celoten most deluje kot integriran sistem. Z namenom zagotovitve zveznega prehoda in zmanjšanja morebitnih diferenčnih posedkov je območje posteljice ceste v dolžini 3 m za prekladno konstrukcijo armirano z enakimi geomrežami kot posamezni sloji opornika iz armirane zemljine. *Slika 46* prikazuje območje za prekladno konstrukcijo pred in po izvedbi tamponske posteljice ceste.



Slika 46: Območje naleganja prekladne konstrukcije pred in po izvedbi integriranega zveznega prehoda
Figure 46: Bridge superstructure ,positioned on abutment, before and after construction of the integrated approach

5.4 Erozijska zaščita opornikov iz armirane zemljine

Poleg fasadne konstrukcije opornikov, ki se v procesu dimenzioniranja obravnava kot nenosilni element v obliki erozijske zaščite za notranji del opornika - kompozit armirane zemljine, potencialno izpodjedanje in erozijo materiala pod fasadno konstrukcijo preprečuje tudi izdelana struga vodotoka – kamen v betonu (*ang. rip-rap*). Izdelana struga vodotoka je razširjena za več kot 5 m na vsako stran krilnih zidov opornikov iz armirane zemljine, kar preprečuje kakršnokoli zamakanje notranjosti opornikov. Za odvajanje zaledne vode iz notranjosti opornikov direktno v strugo vodotoka so nad izvedeno konstrukcijo iz kamna v betonu na vsak meter širine nameščene ustrezne drenažne cevi premera 10 cm (barbakane). *Slika 47* prikazuje nameščene drenažne cevi v enem izmed mostnih opornikov pred izvedbo betonske struge vodotoka, *Slika 48* pa končan most z izdelano strugo vodotoka, ki hkrati deluje tudi kot dodatna erozijska zaščita za opornike iz armirane zemljine.



Slika 47: Drenažni sistem opornika iz armirane zemljine
Figure 47: GRS abutment drainage system



Slika 48: Struga vodotoka – kamen v betonu
Figure 48: Stream culvert – rip rap structure

6 MONITORING IZVEDENEGA MOSTU V ŽEROVINCIIH

Na dejanski lokaciji mostu čez Pavlovski potok v Žerovincih se je tekom celotne gradnje in po njej z namenom pridobitve čim večje količine podatkov o obnašanju konstrukcij iz armirane zemljine v naravi izvajal monitoring objekta. Na tem mestu velja še enkrat opozoriti, da je izvajalec pri gradnji opornikov iz armirane zemljine uporabil drugačni vrsti zasipnega materiala in armirnega geosintetika kot sta bili uporabljeni v eksperimentu za začetno dimenzioniranje. Iz tega razloga bi bila za natančno vrednotenje deformacij izmerjenih med obremenilno preizkušnjo potrebna ponovitev preiskav deformacijskih lastnosti uporabljenega kompozita armirane zemljine.

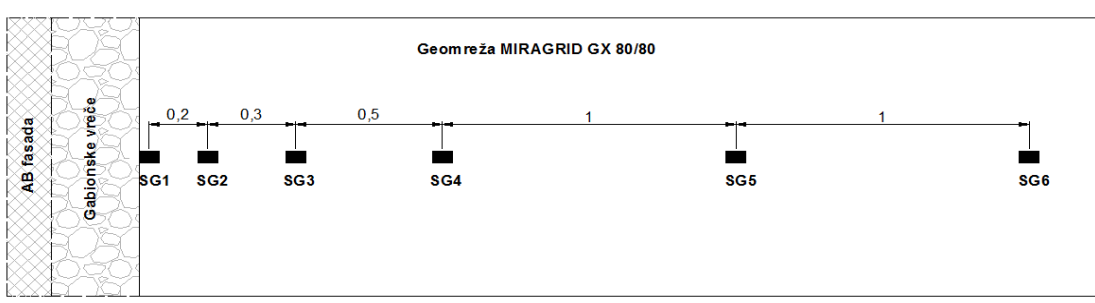
6.1 Meritve na terenu

Za potrebe spremljave razvoja posedkov med gradnjo in korigiranja potrebnega nadvišanja objekta sta bili vgrajeni dve posedalni plošči na nivoju, po ena na vsakem oporniku, neposredno nad tamponskim temeljem. Z namenom nadaljnjega razvoja opornikov iz armirane zemljine in optimizacije njihove gradnje sta vgrajena dva horizontalna inklinometra za spremljavo razvoja vertikalne deformacije v osi opornikov iz armirane zemljine v dolžini približno 5 m, to je do roba izvedenega izkopa. Izvajanje meritev v horizontalnih inklinometrih je predvideno v daljšem časovnem obdobju (6 mesecev, 1 leto) po predaji objekta v uporabo, vendar do obdobja izdelave magistrske naloge ni bilo opaziti nobenih znakov diferenčnega posedanja mase opornika. Na podlagi njihovih rezultatov se vrednoti uspešnost koncepta uporabe opornikov iz armiranih zemljin v odnosu do nastanka diferenčnih posedkov, ki se običajno razvijejo na mestu stika priključnega nasipa z objektom. Vgrajeno cev (sive barve) v desnem oporniku za izvajanje meritev s horizontalnim inklinometrom prikazuje *Slika 49*.



Slika 49: Cev za izvajanje meritev s horizontalnim inklinometrom
Figure 49: Pipe for horizontal inclinometer measurements

Iz istega razloga kot horizontalni inklinometri so plasti armaturne geomreže v dveh nivojih opremljene z merilnimi lističi, ki omogočajo spremljanje razvoja deformacij v geomreži mostnega opornika iz armirane zemljine. Prva plast geomreže z merilnimi lističi je vgrajena na višini 1,80 m nad temeljem opornika in je opremljena s šestimi merilnimi lističi (SG1 – SG6), druga pa na višini 1,90 m nad temeljem, opremljena s petimi merilnimi lističi (SG7 – SG11). *Slika 50* prikazuje pozicijo merilnih lističev SG1 – SG6 glede na lego gabionskih vreč, *Slika 51* pa vgrajeno plast geomreže v osi opornika. Pred izvedbo čelne obloge iz armiranega betona je bila tudi armaturna mreža v osi desnega opornika na višini 2,20 m opremljena z dvema merilnima lističema, kar prikazuje *Slika 52*.



Slika 50: Pozicije merilnih lističev na prvi geomreži (višina: 1,80 m nad temeljem)
Figure 50: Strain gauges, positioned on geogrid layer (height: 1,80 m above foundation)



Slika 51: Vgrajena geomreža z merilnimi lističi
Figure 51: Built-in geogrid, equipped with strain gauges



Slika 52: Vgrajena armaturna mreža z merilnimi lističi
Figure 52: Facing structure reinforcement, equipped with strain gauges

6.2 Rezultati meritev

6.2.1 Posedalne plošče - kontrola posedkov in potrebno nadvišanje opornika

Posedke v času gradnje smo merili z nameščenimi posedalnimi ploščami z namenom primerjave dejanskih in izračunanih vrednosti posedkov. Računsko določen končni posedek temeljnih tal po končani primarni konsolidaciji znaša 4,1 cm. Upoštevati je potrebno tudi notranje deformiranje samega opornika v vertikalni smeri, ki na podlagi izračuna v 4. poglavju znaša 1,8 cm. Vsota obeh predstavlja potrebno višino nadvišanja opornikov.

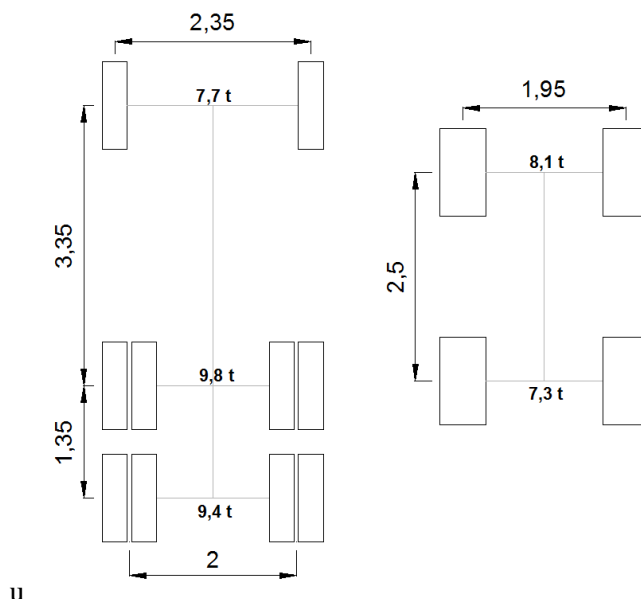
- Posedek temeljnih tal: 4,1 cm
- Deformiranje opornika v vertikalni smeri: 1,55 cm
- Nadvišanje opornika: 4,1 cm + 1,55 cm = 5,7 cm

Oba opornika iz armirane zemljine je potrebno nadvišati za 5,7 cm. Potrebno je poudariti, da se je več kot 1/3 (1,5 cm) pričakovane končne vrednosti posedka izvršilo že tekom gradnje oz. v nekaj tednih po izvedbi armiranobetonske prekladne konstrukcije mostu.

6.2.2 Deformacije v geomreži – izvedba statičnega obremenilnega testa

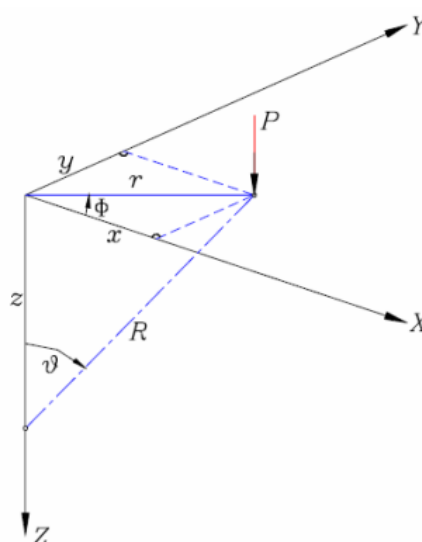
Vrednosti deformacij v geomreži so se spremljale s pomočjo na geomrežo nameščenih merilnih lističev. Merili smo deformacije po vgradnji v opornik in po končani izvedbi opornika ter namestitvi prekladne konstrukcije. Z namenom kontrole izračuna potrebnih nateznih nosilnosti vgrajenih geomrež pri predvideni maksimalni prometni obremenitvi smo na dejanski lokaciji mostu v sklopu monitoringa izvedli statični obremenilni test s kamionom, polnim materiala in bagrom.

Vsako izmed vozil smo pred izvedbo obremenilnega testa stehali neposredno na lokaciji in s tem pridobili podatke o obtežbi posameznega vozila. Medosne razdalje in osne obremenitve vozil, uporabljenih pri izvedbi testa, prikazuje *Slika 53*. Vsako izmed vozil je na most pripeljalo vzvratno iz smeri dostopnega nasipa proti desnemu oporniku, v katerem so vgrajene mreže z merilnimi lističi. Izhodiščni položaj je predstavljalo območje 10 m oddaljeno od lokacije prvega merilnega lističa oziroma lokacije notranje strani gabionskih vreč. Vsako od vozil se je po korakih dolžine 1 m premikalo v smeri proti prekladni konstrukciji do območja, horizontalno oddaljenega 4 m od lokacije prvega merilnega lističa. V preostalem območju, ki se nahaja neposredno nad posameznimi merilnimi lističi, smo zaradi pričakovanih večjih sprememb v vrednostih merjenih deformacij geomreže velikost koraka premikanja vozil zmanjšali na 0,5 m. Statični obremenilni test smo po opisanem postopku izvedli s polnim tovornjakom, bagrom in obema voziloma hkrati, pri tem pa za vsako pozicijo vozil sproti beležili spreminjanje deformacij v obeh nivojih geomrež. Rezultate meritev smo z upoštevanjem dejanskega diagrama natezne trdnosti geomreže uporabili za izračun nateznih sil v obeh geomrežah in za primerjavo s pričakovanimi vrednostmi nateznih sil, izračunanih (odčitanih) na podlagi rezultatov laboratorijskega eksperimenta.



Slika 53: Vozila pri izvedbi obremenilnega testa, tovornjak (levo) in bager (desno)
Figure 53: Vehicles used for static load test evaluation, truck (left) and excavator (right)

Za oba nivoja geomreže, opremljena z merilnimi lističi, smo izračunali vrednosti dodatnih vertikalnih napetosti zaradi delovanja točkovnih sil vozil. Upoštevali smo predpostavko, da so napetosti porazdeljene v skladu z Boussinesq-ovo teorijo za delovanje točkovne sile na površju temeljnih tal (Slika 54). Vertikalne napetosti zaradi delovanja točkovne obtežbe se določijo po enačbi (131).

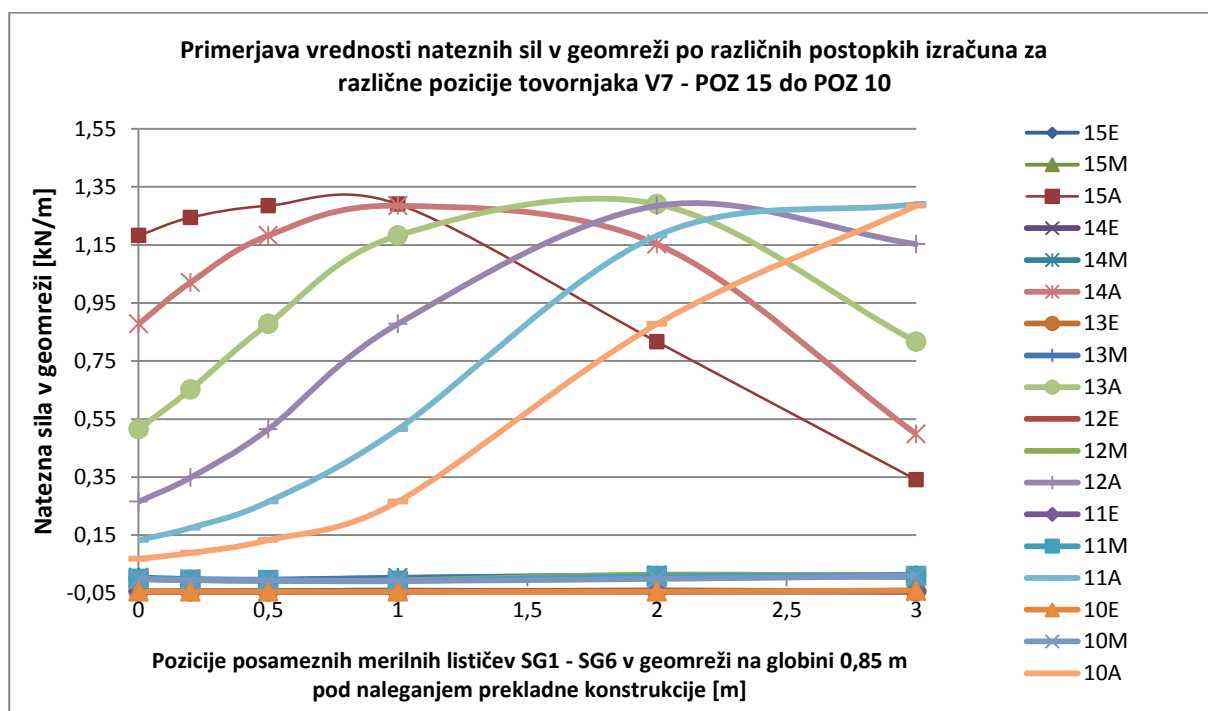


Slika 54: Določitev dodatnih vertikalnih napetosti po Boussinesq-u zaradi delovanja točkovne sile na površju temeljnih tal
(vir: Majes, b.d.)

Figure 54: Vehicles used for static load test evaluation, truck (left) and excavator (right)
(source: Majes, b.d.)

$$\Delta\sigma_z = \frac{3P}{2\pi R^2} * \cos^3 \vartheta \quad (130)$$

Preglednica 12 prikazuje rezultate izračuna sile v geomreži na globini 0,85 m pod območjem naleganja prekladne konstrukcije. Vrednosti deformacij v geomreži opornika, ki jih merimo z nameščenimi merilnimi lističi (SG1 – SG6), so bile pred izvedbo obremenilnega testa ustrezno zabeležene, v nadaljevanju pa smo v okviru meritev spremljali samo spremembe zaradi vožnje tovornjaka. Izmerjene vrednosti deformacij smo uporabili neposredno za izračun natezних sil v geomreži na posameznih lokacijah merilnih lističev, rezultate pa v nadaljevanju primerjali z vrednostmi po dveh računskih postopkih. Najprej smo izračunali vrednosti dodatnih vertikalnih napetosti za ustrezne lokacije in globine merilnih lističev SG1-SG6 glede na vse možne lokacije tovornjaka, pri čemer smo upoštevali Boussinesq-ovo rešitev za delovanje točkovne sile na površju temeljnih tal. Obtežba posameznih osi tovornjaka v obliki točkovnih sil ne deluje neposredno v osi geomreže z merilnimi lističi, zato so izračunane vrednosti dodatnih napetosti relativno majhne. Iz rezultatov laboratorijskega testa (zveze med vertikalno napetostjo in horizontalno deformacijo geomreže) smo za izračunane vrednosti dodatnih napetosti zaradi obtežbe vozil za vsako pozicijo delovanja tovornjaka (POZ 1 – POZ 15) odčitali pripadajoče vrednosti deformacij v geomreži. Z upoštevanjem sekantne togosti (natezne sile pri izbrani vrednosti deformacije) smo izračunali silo v geomreži. Tretji postopek določitve natezних sil v geomreži je temeljil na empiričnem izrazu po priporočilih ameriških tehničnih smernic FHWA. Grafično primerjavo izračunanih vrednosti po vseh treh postopkih (E – eksperiment, M – meritev, A – ameriški postopek) in za vseh 15 možnih pozicij tovornjaka prikazuje *Grafikon 6*.



Grafikon 6: Primerjava vrednosti natezних sil v geomreži po različnih postopkih izračuna

Graph 6: Comparison of the geogrid tensile force results, due to different calculation approaches

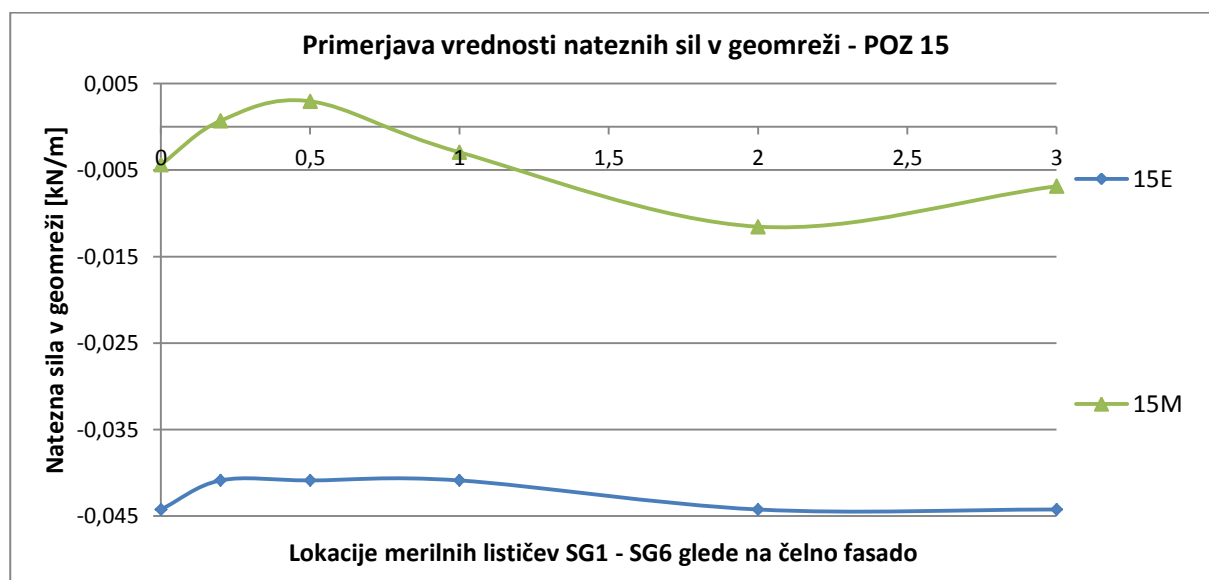
Preglednica 12: Primerjava rezultatov terenskih meritev, eksperimenta in postopka FHWA

Table 12: Comparison of the field monitoring, laboratory testing and FHWA results

POZ	σv, LOK.T [kPa]	EKSPERIMENT		MERITEV NA TERENU		FHWA POSTOPEK		POZ TOV.
		εH (σv) [%]	Treq [kN/m]	εh [%]	Treq [kN/m]	σh [kPa]	Treq [kN/m]	
SG1	10,7543275	-0,00553	-0,04424	5,46E-04	0,00437	2,34	1,2	15E
SG2	11,32013996	-0,00511	-0,04088	-8,73E-05	-0,00070	2,46	1,2	
SG3	11,68889705	-0,00511	-0,04088	-3,69E-04	-0,00295	2,54	1,3	15M
SG4	11,74290135	-0,00511	-0,04088	3,68E-04	0,00294	2,55	1,3	
SG5	7,426665036	-0,00553	-0,04424	1,44E-03	0,01155	1,61	0,8	15A
SG6	3	-0,00553	-0,04424	8,58E-04	0,00686	0,67	0,3	
SG1	7,98235461	-0,00553	-0,04424	5,58E-04	0,00446	1,74	0,9	14E
SG2	9,281383775	-0,00553	-0,04424	-1,29E-04	-0,00103	2,02	1,0	
SG3	10,7543275	-0,00553	-0,04424	-3,76E-04	-0,00301	2,34	1,2	14M
SG4	11,68889705	-0,00511	-0,04088	3,89E-04	0,00311	2,54	1,3	
SG5	10,48816482	-0,00553	-0,04424	1,43E-03	0,01144	2,28	1,2	14A
SG6	4,535610775	-0,00553	-0,04424	8,63E-04	0,00690	0,99	0,5	
SG1	4,681144871	-0,00553	-0,04424	1,86E-04	0,00149	1,02	0,5	13E
SG2	5,926748434	-0,00553	-0,04424	-4,32E-04	-0,00345	1,29	0,7	
SG3	7,98235461	-0,00553	-0,04424	-7,23E-04	-0,00578	1,74	0,9	13M
SG4	10,7543275	-0,00553	-0,04424	3,19E-04	0,00256	2,34	1,2	
SG5	11,74290135	-0,00511	-0,04088	1,21E-03	0,00966	2,55	1,3	13A
SG6	7,426665036	-0,00553	-0,04424	1,62E-03	0,01292	1,61	0,8	
SG1	2,412104328	-0,00559	-0,04472	-7,38E-05	-0,00059	0,52	0,3	12E
SG2	3,169993456	-0,00553	-0,04424	-6,28E-04	-0,00502	0,69	0,3	
SG3	4,681144871	-0,00553	-0,04424	-9,04E-04	-0,00723	1,02	0,5	12M
SG4	7,98235461	-0,00553	-0,04424	-7,18E-04	-0,00575	1,74	0,9	
SG5	11,68889705	-0,00511	-0,04088	1,71E-03	0,01369	2,54	1,3	12A
SG6	10,48816482	-0,00553	-0,04424	1,16E-03	0,00924	2,28	1,2	
SG1	1,208314965	-0,00559	-0,04472	-1,36E-04	-0,00109	0,26	0,1	11E
SG2	1,591494242	-0,00559	-0,04472	-5,60E-04	-0,00448	0,35	0,2	
SG3	2,412104328	-0,00559	-0,04472	-7,63E-04	-0,00610	0,52	0,3	11M
SG4	4,681144871	-0,00553	-0,04424	-1,03E-03	-0,00828	1,02	0,5	
SG5	10,7543275	-0,00553	-0,04424	1,06E-03	0,00846	2,34	1,2	11A
SG6	11,74290135	-0,00511	-0,04088	1,07E-03	0,00859	2,55	1,3	
SG1	0,621296552	-0,00559	-0,04472	-1,60E-04	-0,00128	0,14	0,1	10E
SG2	0,806657141	-0,00559	-0,04472	-4,60E-04	-0,00368	0,18	0,1	
SG3	1,208314965	-0,00559	-0,04472	-6,35E-04	-0,00508	0,26	0,1	10M
SG4	2,412104328	-0,00559	-0,04472	-9,63E-04	-0,00770	0,52	0,3	
SG5	7,98235461	-0,00553	-0,04424	-9,17E-05	-0,00073	1,74	0,9	10A
SG6	11,68889705	-0,00511	-0,04088	1,14E-03	0,00912	2,54	1,3	

Opazimo zelo veliko odstopanje rezultatov po postopkih ameriških tehničnih smernic FHWA, medtem ko so rezultati terenskih meritev in izračuna na podlagi upoštevanja zveze med vertikalno napetostjo in horizontalno deformacijo geomreže za tipičen kompozit bližje skupaj. Med posameznimi vrednostmi terenskih meritev in izračuna na podlagi eksperimenta je sicer še vedno mogoče opaziti določeno odstopanje, ki pa je glede na velikostni razred izračunanih vrednosti po postopku FHWA zanemarljivo majhno. Sklepamo, da se odstopanje odraža zlasti kot posledica uporabe drugačnih osnovnih materialov pri izvedbi laboratorijskega preizkušanca (drobljenca in geomreže) v primerjavi z dejansko

uporabljenimi materiali na lokaciji gradnje, na rezultate pa lahko do neke mere vplivata tudi odstopanje linije vožnje tovornjaka od dejansko optimalno predvidene in pa predpostavka o poteku dodatnih napetosti v skladu s teorijo Boussinesq-a. *Grafikon 7* prikazuje primerjavo vrednosti natezних sil v geomreži med izračunanimi z upoštevanjem napetostno-deformacijske zveze tipičnega kompozita in izračunanimi na podlagi dejansko izmerjenih deformacij za pozicijo 15, v kateri je bil tovornjak z zadnjo osjo postavljen v vertikalni ravnini merilnega lističa SG1 (na prekladni konstrukciji).



Grafikon 7: Primerjava vrednosti natezних sil v geomreži – rezultati terenskih meritev in eksperimenta

Graph 7: Comparison of the geogrid tensile force results – field monitoring and lab test results

Ugotovitve:

Napetostno in deformacijsko stanje v zgrajeni konstrukciji lahko z izvajanjem meritev natančno določimo zgolj lokalno za izbrano mesto opornika, z izvedenim izračunom pa se skušamo najbolj približati realnim vrednostim. Po primerjavi rezultatov opazimo, da so računski postopki po priporočilih ameriških smernic močno na varni strani glede na eksperimentalno dobljene rezultate v okviru magistrske naloge, ki se med seboj praktično dobro ujemajo. Z novim predlaganim pristopom za določitev natezne nosilnosti geomrež na podlagi rezultatov laboratorijskega testa na tipičnem kompozitu, smo izračunane vrednosti potrebnih natezних sil v geosintetiki znatno približali dejansko izmerjenim na terenu, kar kaže na potencial računskega postopka za nadaljnjo uporabo v okviru dimenzioniranja. Kljub vsemu do nadaljnjega, ko bo eksperimentalno preizkušenih več vzorcev tipičnih kompozitov, predlagamo, da pri dimenzioniranju opornikov iz armirane zemljine izhajamo iz rezultatov predhodno izvedenega laboratorijskega testa za kompozit z enakimi lastnostmi materialov kot jih nameravamo uporabiti v naravi, vendar pa ostanemo v okvirih računskih kontrol za določanje potrebne nosilnosti geomrež po priporočilih FHWA. S precejšnjo mero konzervativnosti omenjene kontrole zagotavljajo ustrezno zanesljivost zgrajenih mostnih opornikov iz armirane zemljine.

7 ZAKLJUČEK

Tehnologija armiranja zemljin za gradnjo mostnih opornikov se v zadnjih letih zaradi številnih prednosti močno uveljavlja v inženirski gradbeni praksi, vendar se večina odgovornih projektantov zaradi slabega poznavanja tehnologije pri projektiranju še vedno nagiba h konvencionalni zasnovi opornikov iz armiranega betona. V principu je tehnologija armiranja zemljin podobna armiranju betona, saj v kompozitu zgoščen zasipni material dobro prenaša tlačne obremenitve, vgrajene plasti geosintetikov na dovolj majhnih medsebojnih razmikih pa delujejo kot armatura. Poleg relativno preproste tehnologije izvedbe z majhnim vplivom na okolje, ki se posledično odraža v krajšem času gradnje in večji ekonomiki zgrajenega objekta, so glavne prednosti opornikov iz armirane zemljine njihova nosilnost, uporabnost, trajnost in reciklabilnost. Zaradi večje podajnosti v primerjavi s podpornimi konstrukcijami iz armiranega betona se prepreči oziroma v veliki meri omeji formiranje diferenčnih posedkov, saj se opornik iz armirane zemljine in priključni nasip posedata skladno.

V okviru magistrske naloge je na podlagi predhodnega podrobnega študija literature predstavljen postopek dimenzioniranja mostnih opornikov realnega projekta - prvega mostu z oporniki iz armirane zemljine v Sloveniji. Poznavanje obnašanja konstrukcij iz armirane zemljine pri delovanju različnih tipov obtežb je ključnega pomena za uspešno in zanesljivo dimenzioniranje. V sklopu statične analize so zato predstavljene tipične obtežbe, ki jih je potrebno upoštevati pri dimenzioniranju po tehnologiji gradnje integriranega sistema mostu GRS-IBS. Obravnavane so potrebne računske kontrole mejnega stanja nosilnosti in mejnega stanja uporabnosti. Priprava postopkov temelji na uporabi priporočil ameriških tehničnih smernic, v okviru magistrske naloge pa so posamezni postopki v največji možni meri tudi ustrezno aplicirani na uporabo Evrokod standardov. Novost tehnologije armiranja zemljin posledično pomeni tudi pomanjkljivo bazo statističnih podatkov o obnašanju morebitnih predhodno zgrajenih konstrukcij, na podlagi katerih bi bilo posamezne kontrole nosilnosti in stabilnosti možno izvesti po ustaljenih splošnih postopkih. Zaradi predstavljenega dejstva je izvajanje laboratorijskih in modelnih preiskav z namenom določitve napetostno-deformacijskih lastnosti tipičnega kompozita ključnega pomena za dimenzioniranje mostnih opornikov iz armirane zemljine.

Z izvajanjem laboratorijskih preiskav za karakterizacijo temeljnih tal in kompozita armirane zemljine smo pridobili vse potrebne vrednosti materialnih in mehanskih parametrov, ki so bile ustrezno uporabljene pri dimenzioniranju opornikov iz armirane zemljine v Žerovincih. Po končani izvedbi na terenu smo nadaljnji razvoj opornikov spremljali v sklopu izvajanja terenskih meritev preko vgrajenih aparatov – inklinometrov, posedalnih plošč in merilnih lističev na geomrežah. Na podlagi primerjave rezultatov terenskih meritev, rezultatov izračuna iz podatkov laboratorijskih preiskav in rezultatov izračuna ob uporabi empiričnih izrazov iz literature lahko sklepamo, da je obnašanje opornikov iz armiranih zemljin še vedno v največji meri odvisno od napetostno-deformacijskega obnašanja kombinacije kompozita - uporabljenih osnovnih materialov in kakovosti izvedbe. Sklepamo, da so predstavljeni postopki dimenzioniranja ustrezni in splošno uporabni za dimenzioniranje v praksi.

»Ta stran je namenoma prazna.«

VIRI

- Adams, M. 1997. Performance of a pre-strained geosynthetic reinforced soil bridge pier, Int. Symp. On Mechanically Stabilized Backfill, T.H.Wu (ed.), 35-53.
- Adams, M.T. 2008. "The Bridge of Defiance County." *Geosynthetics*, 26 (2), pp. 14–16, 18, 20–21, Industrial Fabrics Association International.
- Adams, M., Nicks, J, Stabile T., Wu, J., Schlatter, W., Hartmann, J. 2011. Geosynthetic Reinforced Soil Integrated Bridge System Interim Implementation Guide, Federal Highway Administration-HRT-11-026.
- Adams, M., Nicks, J, Stabile T., Wu, J., Schlatter, W., Hartmann, J. 2011. Geosynthetic Reinforced Soil Integrated Bridge System Interim Implementation Guide, Federal Highway Administration-HRT-11-027.
- Battelino, D. 1990. 10 let podpornih konstrukcij iz armirane zemljine v Sloveniji. *Gradb. vestn.*, 39, št. 9/10/11, str. 261-270.
- Battelino, D., Vilhar, M., Žmavc, J. 1981. *Armiranje zemljin*. Ljubljana: Fakulteta za arhitekturo, gradbeništvo in geodezijo: Republiška skupnost za ceste, strokovna služba: Slovenija ceste tehnika: KOTO - KOTRADE; Brestanica: Novoles - Sigmat; Mengeš: Tekstil - Filc, 31 str.
- Beg, D. (ur.), Pogačnik A. (ur.) 2009. Priročnik za projektiranje gradbenih konstrukcij po evrokod standardih. Ljubljana, Inženirska zbornica Slovenije: loč. pag.
- Bowles, J. E. 1996. "Foundation analysis and design", 5th edition, McGraw-Hill, New York, N.Y., U.S.A., 1175 pp.
- FHWA 2000. Mechanically Stabilized Earth Walls and Reinforced Soil Slopes Design and Construction Guidelines, Federal Highway Administration, FHWA-NHI-00-043.
- German Geotechnical Society. 2011. Recommendations for Design and Analysis of Earth Structures using Geosynthetic reinforcements (EBGEO). Essen: Ernst&Sohn GmbH & Co. KG., 2011.
- Heerten, G. 2007. Improving the Bearing Capacity of Soils with Geosynthetics. Improvement of Soil Properties, June 4 – 5, Bratislava, pp. 37-55.
Pridobljeno s: http://www.svf.stuba.sk/docs/sjce/2007/2007_3/file3.pdf (14.11.2014)
- Helwany, S., Wu, J., and Kitsabunnarat, A. 2007. "Simulating the Behavior of GRS Bridge Abutments." *J. Geotech. Geoenviron. Eng.*, 133(10), 1229–1240.
- Kim, J. S., Barker, R.M. 2002. "Effect of Live Load Surcharge on Retaining Walls and Abutments," *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, Vol. 128, No. 10, pp. 803-813.
- Kralj, M. 2014. Ureditev križanja JP 802501 in Pavlovskega potoka v Žerovincih. Projekt za izvedbo (PZI) – št. 1073-D2.
- Lenart, S., Tatsuoka, F., Medved, S.P., Kralj, M. 2012. "Premostitveni objekti z oporniki iz armirane zemljin." 11. slovenski kongres o cestah in prometu, DRC, Družba za raziskave v cestni in prometni stroki Slovenije (2012).
- Lenart, S. 2014. Gradnja oporne konstrukcije iz armirane zemljine brez uporabe začasnih ali trajnih podpornih ukrepov, *patent SI 24321A*
- Logar, J. (b.d.). Gradnja nasipov. Študijsko gradivo (B-UNI-GR). Ljubljana, Fakulteta za gradbeništvo in geodezijo: 10 str.
- Majes, B. (b.d.). Napetosti v temeljnih tleh. Študijsko gradivo (B-UNI-GR). Ljubljana, Fakulteta za gradbeništvo in geodezijo: 56 str.
- Prokop, B., Battelino, D. 1993. Modelna preiskava armirane zemljine, Razprave prvega posvetovanja slovenskih geoteknikov, Bled 93, str.107-114. Ljubljana, Slovensko geotehnično društvo: 129 str.
Pridobljeno s: <http://www.sloged.si/wp-content/uploads/2014/08/5-1.pdf> (18.12.2014)

Štern, K. 2010. *Poročilo o preiskavah tal in geotehničnem projektu*. PGD, Geoinženiring, 9/31 (GMM 6683-10/10) (2010).

Tatsuoka, F., Tateyama, M., Uchimura, T. and Koseki, J. 1997, "Geosynthetic-Reinforced Soil Retaining Walls as Important Permanent Structures", The 1996-1997 Mercer Lecture, Proc. of First European Geosynthetic Conference and Exhibition (Euro-Geo), Maastricht, the Netherlands (De Groot et al., eds), Balkema, pp.3-24.

Tatsuoka, F., Hirakawa, D., Nojiri, M. & Aizawa, H., Tateyama, M. and Watanabe, K. 2007. "A New Type Integral Bridge Comprising of Geosynthetic-Reinforced Soil Walls," Proc. of 5th Int. Sym. on Earth Reinforcement (IS Kyushu 2007), pp. 803-809.

U.S. Army Corps of Engineers - Corps of Engineers. 1989. "Engineering and design retaining and flood walls." *Manual EM No. 1110-2-2502*, U.S. Army, Washington, D.C.

Wu, J.T.H. 1994. Design and Construction of Low Cost Retaining Walls: The Next Generation in Technology, Report No. CTI-UCD-1-94, Colorado Transportation Institute, Denver, CO.

Zornberg, J.G., Abu-Hejleh, N., and Wang, T. 2001. "Geosynthetic-Reinforced Soil Bridge Abutments." Geotechnical Fabrics Report, Vol. 19, No. 2, March, pp. 52-55.

Pridobljeno s:

http://www.caee.utexas.edu/prof/zornberg/pdfs/NR/Zornberg_AbuHejleh_Wang_2001.pdf (13.12.2014)

Zornberg, J.G. 2005. "Advances in Reinforced Soil Technology." Proceedings of the International Symposium on Geosynthetic Applications for Ground Reinforcement and Improvement, July 6-7, Busan, South Korea, pp. 155-196.

Pridobljeno s: http://www.caee.utexas.edu/prof/zornberg/pdfs/NR/Zornberg_2005c.pdf (16.11.2014)

Zornberg, J.G. 2007. "New Horizons in Reinforced Soil Technology." Proceedings of the Fifth International Symposium on Earth Reinforcement (IS Kyushu 2007), Keynote Lecture, Otani, Miyata, and Mukunoki (eds.), Fukuoka, Japan, 14-16 November, Vol. 1, pp. 25-44.

Pridobljeno s: http://www.caee.utexas.edu/prof/zornberg/pdfs/CP/Zornberg_2007b.pdf (23.11.2014)

Spletne strani:

Terre Armee home page (2015).

Pridobljeno s: <http://www.terre-armee.com> (23.11.2014)

Great wall of China home page (2015).

Pridobljeno s: <http://www.great-wall-of-china.com> (27.11.2014)

Determination of shear strength of soils, 2011.

Pridobljeno s: <http://goo.gl/5ZkD5i> (15.3.2015)

Standardi:

SIST EN 1990: 2005: Evrokod – Osnove projektiranja konstrukcij

EN 1991-2: 2003: Eurocode 1: Actions on structures – Part 2: Traffic Loads on bridges

SIST EN 1997-1:2005: Evrokod 7 – Geotehnično projektiranje – 1. Del: Splošna pravila

SIST EN 1997-1:2005/A101: Evrokod 7 – Geotehnično projektiranje – 1. Del: Splošna pravila – Nacionalni dodatek

PRILOGE

Priloga A: Tabele ekvivalentnih višin nasutja h_{eq} za določitev prometu ekvivalentne koristne obtežbe zaledja q_t za kombinacijo parametrov $\nu_1 = 0,2$ in $\nu_2 = 0,4$

A.1: Širina prekladne konstrukcije: $L = 6,5\text{ m}$, $L = 7\text{ m}$, $L = 7,5\text{ m}$

A.2: Širina prekladne konstrukcije: $L = 8\text{ m}$, $L = 8,5\text{ m}$, $L = 9\text{ m}$

A.3: Širina prekladne konstrukcije: $L = 9,5\text{ m}$, $L = 10\text{ m}$

Priloga B: Tabele ekvivalentnih višin nasutja h_{eq} za določitev prometu ekvivalentne koristne obtežbe zaledja q_t za kombinacijo parametrov $\nu_1 = 0,2$ in $\nu_2 = 0,5$

B.1: Širina prekladne konstrukcije: $L = 6,5\text{ m}$, $L = 7\text{ m}$, $L = 7,5\text{ m}$

B.2: Širina prekladne konstrukcije: $L = 8\text{ m}$, $L = 8,5\text{ m}$, $L = 9\text{ m}$

B.3: Širina prekladne konstrukcije: $L = 9,5\text{ m}$, $L = 10\text{ m}$

Priloga C: Tabele ekvivalentnih višin nasutja h_{eq} za določitev prometu ekvivalentne koristne obtežbe zaledja q_t za kombinacijo parametrov $\nu_1 = 0,3$ in $\nu_2 = 0,4$

C.1: Širina prekladne konstrukcije: $L = 6,5\text{ m}$, $L = 7\text{ m}$, $L = 7,5\text{ m}$

C.2: Širina prekladne konstrukcije: $L = 8\text{ m}$, $L = 8,5\text{ m}$, $L = 9\text{ m}$

C.3: Širina prekladne konstrukcije: $L = 9,5\text{ m}$, $L = 10\text{ m}$

»Ta stran je namenoma prazna.«

A.1 Ekvivalentna višina nasutja za kombinacije parametrov $v_1 = 0,2$ in $v_2 = 0,4$

Širina prekladne konstrukcije: L=6,5 m

L 6,5 m	heq [m] v odvisnosti od višine opornika H [m] in oddaljenosti osi obtežbe od roba opornika k [m]																	
	H [m]																	
k [m]	1,5	2,0	2,5	3,0	3,5	4,0	4,5	5,0	6,0	7,0	8,0	9,0	10,0	11,0	12,0	13,0	14,0	15,0
0,20	1,76	1,52	1,36	1,23	1,13	1,05	0,98	0,92	0,81	0,73	0,67	0,61	0,57	0,53	0,50	0,47	0,44	0,42
0,25	1,97	1,70	1,51	1,37	1,25	1,16	1,07	1,00	0,89	0,80	0,73	0,67	0,62	0,57	0,54	0,51	0,48	0,45
0,30	1,98	1,73	1,54	1,40	1,28	1,19	1,10	1,03	0,91	0,82	0,75	0,68	0,63	0,59	0,55	0,52	0,49	0,46
0,35	1,96	1,73	1,56	1,42	1,30	1,20	1,12	1,05	0,93	0,84	0,76	0,70	0,65	0,60	0,56	0,53	0,50	0,47
0,40	1,93	1,73	1,56	1,43	1,31	1,22	1,14	1,06	0,94	0,85	0,77	0,71	0,66	0,61	0,57	0,54	0,51	0,48
0,45	1,89	1,72	1,56	1,43	1,32	1,23	1,15	1,07	0,96	0,86	0,78	0,72	0,67	0,62	0,58	0,55	0,51	0,49
0,50	1,85	1,70	1,56	1,44	1,33	1,24	1,16	1,08	0,97	0,87	0,79	0,73	0,67	0,63	0,59	0,55	0,52	0,49
0,55	1,80	1,68	1,55	1,44	1,33	1,24	1,16	1,09	0,97	0,88	0,80	0,73	0,68	0,63	0,59	0,56	0,53	0,50
0,60	1,75	1,66	1,54	1,43	1,33	1,25	1,17	1,10	0,98	0,88	0,80	0,74	0,69	0,64	0,60	0,56	0,53	0,50
0,65	1,70	1,63	1,53	1,43	1,33	1,25	1,17	1,10	0,98	0,89	0,81	0,74	0,69	0,64	0,60	0,57	0,53	0,51
0,70	1,65	1,60	1,52	1,42	1,33	1,25	1,17	1,10	0,99	0,89	0,81	0,75	0,69	0,65	0,61	0,57	0,54	0,51
0,75	1,60	1,58	1,50	1,42	1,33	1,25	1,17	1,11	0,99	0,90	0,82	0,75	0,70	0,65	0,61	0,57	0,54	0,51
0,80	1,55	1,55	1,49	1,41	1,32	1,25	1,17	1,11	0,99	0,90	0,82	0,76	0,70	0,65	0,61	0,58	0,55	0,52
0,85	1,51	1,52	1,47	1,40	1,32	1,24	1,17	1,11	1,00	0,90	0,83	0,76	0,70	0,66	0,62	0,58	0,55	0,52
0,90	1,46	1,50	1,45	1,39	1,31	1,24	1,17	1,11	1,00	0,90	0,83	0,76	0,71	0,66	0,62	0,58	0,55	0,52
0,95	1,42	1,47	1,44	1,38	1,31	1,24	1,17	1,11	1,00	0,91	0,83	0,77	0,71	0,66	0,62	0,58	0,55	0,52

Širina prekladne konstrukcije: L=7 m

L 7 m	heq [m] v odvisnosti od višine opornika H [m] in oddaljenosti osi obtežbe od roba opornika k [m]																	
	H [m]																	
k [m]	1,5	2,0	2,5	3,0	3,5	4,0	4,5	5,0	6,0	7,0	8,0	9,0	10,0	11,0	12,0	13,0	14,0	15,0
0,20	1,65	1,43	1,28	1,16	1,07	0,99	0,93	0,87	0,77	0,70	0,64	0,59	0,54	0,51	0,48	0,45	0,42	0,40
0,25	1,85	1,60	1,42	1,29	1,18	1,09	1,02	0,95	0,84	0,76	0,69	0,63	0,59	0,55	0,51	0,48	0,46	0,43
0,30	1,86	1,62	1,45	1,32	1,21	1,12	1,04	0,98	0,87	0,78	0,71	0,65	0,60	0,56	0,53	0,50	0,47	0,44
0,35	1,84	1,63	1,47	1,34	1,23	1,14	1,06	0,99	0,88	0,80	0,72	0,67	0,62	0,57	0,54	0,51	0,48	0,45
0,40	1,81	1,63	1,47	1,35	1,24	1,15	1,08	1,01	0,90	0,81	0,74	0,68	0,63	0,58	0,55	0,51	0,49	0,46
0,45	1,78	1,62	1,48	1,36	1,25	1,17	1,09	1,02	0,91	0,82	0,75	0,69	0,64	0,59	0,55	0,52	0,49	0,47
0,50	1,75	1,61	1,48	1,36	1,26	1,18	1,10	1,03	0,92	0,83	0,76	0,69	0,64	0,60	0,56	0,53	0,50	0,47
0,55	1,70	1,59	1,47	1,36	1,27	1,18	1,11	1,04	0,93	0,84	0,76	0,70	0,65	0,61	0,57	0,53	0,50	0,48
0,60	1,66	1,57	1,46	1,36	1,27	1,19	1,11	1,04	0,93	0,84	0,77	0,71	0,66	0,61	0,57	0,54	0,51	0,48
0,65	1,61	1,55	1,45	1,36	1,27	1,19	1,11	1,05	0,94	0,85	0,77	0,71	0,66	0,62	0,58	0,54	0,51	0,49
0,70	1,57	1,52	1,44	1,35	1,27	1,19	1,12	1,05	0,94	0,85	0,78	0,72	0,67	0,62	0,58	0,55	0,52	0,49
0,75	1,52	1,50	1,43	1,35	1,27	1,19	1,12	1,06	0,95	0,86	0,78	0,72	0,67	0,62	0,59	0,55	0,52	0,49
0,80	1,48	1,48	1,42	1,34	1,26	1,19	1,12	1,06	0,95	0,86	0,79	0,73	0,67	0,63	0,59	0,55	0,52	0,50
0,85	1,43	1,45	1,40	1,33	1,26	1,19	1,12	1,06	0,95	0,87	0,79	0,73	0,68	0,63	0,59	0,56	0,53	0,50
0,90	1,39	1,43	1,39	1,33	1,26	1,19	1,12	1,06	0,96	0,87	0,79	0,73	0,68	0,63	0,60	0,56	0,53	0,50
0,95	1,35	1,40	1,37	1,32	1,25	1,19	1,12	1,06	0,96	0,87	0,80	0,74	0,68	0,64	0,60	0,56	0,53	0,51

Širina prekladne konstrukcije: L=7,5 m

L 7,5 m	heq [m] v odvisnosti od višine opornika H [m] in oddaljenosti osi obtežbe od roba opornika k [m]																	
	H [m]																	
k [m]	1,5	2,0	2,5	3,0	3,5	4,0	4,5	5,0	6,0	7,0	8,0	9,0	10,0	11,0	12,0	13,0	14,0	15,0
0,20	1,55	1,35	1,21	1,10	1,01	0,94	0,88	0,82	0,73	0,66	0,61	0,56	0,52	0,48	0,45	0,43	0,41	0,39
0,25	1,74	1,50	1,34	1,22	1,12	1,03	0,96	0,90	0,80	0,72	0,66	0,60	0,56	0,52	0,49	0,46	0,44	0,41
0,30	1,75	1,53	1,37	1,25	1,15	1,06	0,99	0,93	0,82	0,74	0,68	0,62	0,58	0,54	0,50	0,47	0,45	0,43
0,35	1,73	1,54	1,38	1,26	1,16	1,08	1,01	0,94	0,84	0,76	0,69	0,63	0,59	0,55	0,51	0,48	0,46	0,43
0,40	1,71	1,53	1,39	1,28	1,18	1,09	1,02	0,96	0,85	0,77	0,70	0,64	0,60	0,56	0,52	0,49	0,46	0,44
0,45	1,68	1,53	1,40	1,28	1,19	1,10	1,03	0,97	0,86	0,78	0,71	0,65	0,61	0,56	0,53	0,50	0,47	0,45
0,50	1,64	1,52	1,40	1,29	1,20	1,11	1,04	0,98	0,87	0,79	0,72	0,66	0,61	0,57	0,54	0,51	0,48	0,45
0,55	1,61	1,50	1,39	1,29	1,20	1,12	1,05	0,99	0,88	0,80	0,73	0,67	0,62	0,58	0,54	0,51	0,48	0,46
0,60	1,56	1,48	1,39	1,29	1,20	1,13	1,06	0,99	0,89	0,80	0,73	0,68	0,63	0,58	0,55	0,52	0,49	0,46
0,65	1,52	1,46	1,38	1,29	1,20	1,13	1,06	1,00	0,89	0,81	0,74	0,68	0,63	0,59	0,55	0,52	0,49	0,47
0,70	1,48	1,44	1,37	1,28	1,20	1,13	1,06	1,00	0,90	0,81	0,74	0,69	0,64	0,59	0,56	0,52	0,50	0,47
0,75	1,44	1,42	1,36	1,28	1,20	1,13	1,07	1,01	0,90	0,82	0,75	0,69	0,64	0,60	0,56	0,53	0,50	0,47
0,80	1,40	1,40	1,35	1,28	1,20	1,13	1,07	1,01	0,91	0,82	0,75	0,69	0,64	0,60	0,56	0,53	0,50	0,48
0,85	1,36	1,38	1,33	1,27	1,20	1,13	1,07	1,01	0,91	0,83	0,76	0,70	0,65	0,61	0,57	0,54	0,51	0,48
0,90	1,32	1,36	1,32	1,26	1,20	1,13	1,07	1,01	0,91	0,83	0,76	0,70	0,65	0,61	0,57	0,54	0,51	0,48
0,95	1,28	1,33	1,31	1,26	1,19	1,13	1,07	1,01	0,92	0,83	0,76	0,70	0,65	0,61	0,57	0,54	0,51	0,49

»Ta stran je namenoma prazna.«

»Ta stran je namenoma prazna.«

A.3 Ekvivalentna višina nasutja za kombinacije parametrov $v_1 = 0,2$ in $v_2 = 0,4$

Širina prekladne konstrukcije: $L=9,5$ m

L 9,5 m	heq [m] v odvisnosti od višine opornika H [m] in oddaljenosti osi obtežbe od roba opornika k [m]																	
	H [m]																	
k [m]	1,5	2,0	2,5	3,0	3,5	4,0	4,5	5,0	6,0	7,0	8,0	9,0	10,0	11,0	12,0	13,0	14,0	15,0
0,20	1,50	1,30	1,17	1,06	0,98	0,91	0,85	0,80	0,71	0,65	0,59	0,54	0,51	0,47	0,44	0,42	0,40	0,38
0,25	1,68	1,46	1,30	1,18	1,08	1,00	0,93	0,87	0,78	0,70	0,64	0,59	0,55	0,51	0,48	0,45	0,43	0,41
0,30	1,69	1,48	1,33	1,21	1,11	1,03	0,96	0,90	0,80	0,72	0,66	0,61	0,56	0,52	0,49	0,46	0,44	0,42
0,35	1,68	1,49	1,34	1,23	1,13	1,05	0,98	0,92	0,82	0,74	0,67	0,62	0,57	0,54	0,50	0,47	0,45	0,43
0,40	1,62	1,46	1,33	1,22	1,13	1,05	0,98	0,92	0,82	0,74	0,68	0,63	0,58	0,54	0,51	0,48	0,45	0,43
0,45	1,66	1,51	1,38	1,26	1,17	1,09	1,02	0,95	0,85	0,77	0,70	0,65	0,60	0,56	0,52	0,49	0,47	0,44
0,50	1,60	1,47	1,36	1,26	1,16	1,09	1,02	0,96	0,85	0,77	0,70	0,65	0,60	0,56	0,53	0,50	0,47	0,45
0,55	1,56	1,46	1,36	1,26	1,17	1,09	1,02	0,96	0,86	0,78	0,71	0,66	0,61	0,57	0,53	0,50	0,48	0,45
0,60	1,52	1,44	1,35	1,26	1,17	1,10	1,03	0,97	0,87	0,79	0,72	0,66	0,62	0,57	0,54	0,51	0,48	0,46
0,65	1,48	1,43	1,34	1,26	1,18	1,10	1,04	0,98	0,88	0,79	0,73	0,67	0,62	0,58	0,54	0,51	0,49	0,46
0,70	1,44	1,41	1,34	1,26	1,18	1,11	1,04	0,98	0,88	0,80	0,73	0,67	0,63	0,58	0,55	0,52	0,49	0,47
0,75	1,40	1,39	1,33	1,25	1,18	1,11	1,05	0,99	0,89	0,80	0,74	0,68	0,63	0,59	0,55	0,52	0,49	0,47
0,80	1,37	1,37	1,32	1,25	1,18	1,11	1,05	0,99	0,89	0,81	0,74	0,68	0,64	0,59	0,56	0,53	0,50	0,47
0,85	1,33	1,35	1,31	1,24	1,18	1,11	1,05	0,99	0,90	0,81	0,75	0,69	0,64	0,60	0,56	0,53	0,50	0,48
0,90	1,29	1,33	1,30	1,24	1,18	1,11	1,05	1,00	0,90	0,82	0,75	0,69	0,64	0,60	0,57	0,53	0,50	0,48
0,95	1,26	1,31	1,28	1,23	1,17	1,11	1,05	1,00	0,90	0,82	0,75	0,70	0,65	0,61	0,57	0,54	0,51	0,48

Širina prekladne konstrukcije: $L=10$ m

L 10 m	heq [m] v odvisnosti od višine opornika H [m] in oddaljenosti osi obtežbe od roba opornika k [m]																	
	H [m]																	
k [m]	1,5	2,0	2,5	3,0	3,5	4,0	4,5	5,0	6,0	7,0	8,0	9,0	10,0	11,0	12,0	13,0	14,0	15,0
0,20	1,43	1,25	1,12	1,02	0,94	0,87	0,82	0,77	0,69	0,62	0,57	0,53	0,49	0,46	0,43	0,41	0,39	0,37
0,25	1,60	1,39	1,24	1,13	1,04	0,96	0,90	0,84	0,75	0,68	0,62	0,57	0,53	0,49	0,46	0,44	0,41	0,39
0,30	1,61	1,42	1,27	1,16	1,07	0,99	0,92	0,86	0,77	0,70	0,63	0,58	0,54	0,51	0,48	0,45	0,43	0,40
0,35	1,60	1,42	1,29	1,18	1,08	1,01	0,94	0,88	0,79	0,71	0,65	0,60	0,55	0,52	0,49	0,46	0,43	0,41
0,40	1,55	1,40	1,28	1,17	1,09	1,01	0,95	0,89	0,79	0,72	0,65	0,60	0,56	0,52	0,49	0,46	0,44	0,42
0,45	1,59	1,44	1,32	1,21	1,12	1,05	0,98	0,92	0,82	0,74	0,68	0,62	0,58	0,54	0,51	0,48	0,45	0,43
0,50	1,53	1,41	1,30	1,21	1,12	1,04	0,98	0,92	0,82	0,74	0,68	0,63	0,58	0,54	0,51	0,48	0,46	0,43
0,55	1,49	1,40	1,30	1,21	1,13	1,05	0,99	0,93	0,83	0,75	0,69	0,63	0,59	0,55	0,52	0,49	0,46	0,44
0,60	1,46	1,39	1,30	1,21	1,13	1,06	0,99	0,94	0,84	0,76	0,69	0,64	0,59	0,56	0,52	0,49	0,47	0,44
0,65	1,42	1,37	1,29	1,21	1,13	1,06	1,00	0,94	0,84	0,77	0,70	0,65	0,60	0,56	0,53	0,50	0,47	0,45
0,70	1,38	1,35	1,28	1,21	1,13	1,07	1,00	0,95	0,85	0,77	0,71	0,65	0,61	0,57	0,53	0,50	0,47	0,45
0,75	1,35	1,33	1,28	1,21	1,14	1,07	1,01	0,95	0,86	0,78	0,71	0,66	0,61	0,57	0,54	0,51	0,48	0,46
0,80	1,31	1,32	1,27	1,20	1,14	1,07	1,01	0,96	0,86	0,78	0,72	0,66	0,62	0,58	0,54	0,51	0,48	0,46
0,85	1,28	1,30	1,26	1,20	1,14	1,07	1,01	0,96	0,87	0,79	0,72	0,67	0,62	0,58	0,54	0,51	0,49	0,46
0,90	1,24	1,28	1,25	1,19	1,13	1,07	1,02	0,96	0,87	0,79	0,73	0,67	0,62	0,58	0,55	0,52	0,49	0,47
0,95	1,21	1,26	1,24	1,19	1,13	1,07	1,02	0,97	0,87	0,80	0,73	0,67	0,63	0,59	0,55	0,52	0,49	0,47

»Ta stran je namenoma prazna.«

»Ta stran je namenoma prazna.«

»Ta stran je namenoma prazna.«

B.3 Ekvivalentna višina nasutja za kombinacije parametrov $\nu_1 = 0,2$ in $\nu_2 = 0,5$

Širina prekladne konstrukcije: L=9,5 m

L		heq [m] v odvisnosti od višine opornika H [m] in oddaljenosti osi obtežbe od roba opornika k [m]																	
9,5 m		H [m]																	
k [m]		1,5	2,0	2,5	3,0	3,5	4,0	4,5	5,0	6,0	7,0	8,0	9,0	10,0	11,0	12,0	13,0	14,0	15,0
0,20	1,06	0,94	0,85	0,78	0,72	0,67	0,63	0,60	0,53	0,49	0,45	0,41	0,39	0,36	0,34	0,32	0,31	0,29	
0,25	1,19	1,05	0,94	0,86	0,80	0,74	0,69	0,65	0,58	0,53	0,48	0,45	0,42	0,39	0,37	0,35	0,33	0,31	
0,30	1,20	1,07	0,97	0,89	0,82	0,76	0,71	0,67	0,60	0,54	0,50	0,46	0,43	0,40	0,38	0,36	0,34	0,32	
0,35	1,20	1,08	0,98	0,90	0,84	0,78	0,73	0,69	0,62	0,56	0,51	0,47	0,44	0,41	0,39	0,36	0,35	0,33	
0,40	1,17	1,07	0,98	0,91	0,84	0,79	0,74	0,69	0,62	0,56	0,52	0,48	0,44	0,42	0,39	0,37	0,35	0,33	
0,45	1,20	1,10	1,01	0,94	0,87	0,81	0,76	0,72	0,64	0,58	0,53	0,49	0,46	0,43	0,40	0,38	0,36	0,34	
0,50	1,15	1,08	1,00	0,93	0,87	0,82	0,77	0,72	0,65	0,59	0,54	0,50	0,46	0,43	0,41	0,38	0,36	0,35	
0,55	1,13	1,07	1,01	0,94	0,88	0,82	0,77	0,73	0,66	0,60	0,55	0,50	0,47	0,44	0,41	0,39	0,37	0,35	
0,60	1,11	1,07	1,00	0,94	0,88	0,83	0,78	0,74	0,66	0,60	0,55	0,51	0,47	0,44	0,42	0,39	0,37	0,36	
0,65	1,08	1,05	1,00	0,94	0,89	0,83	0,79	0,74	0,67	0,61	0,56	0,52	0,48	0,45	0,42	0,40	0,38	0,36	
0,70	1,06	1,04	1,00	0,94	0,89	0,84	0,79	0,75	0,67	0,61	0,56	0,52	0,48	0,45	0,43	0,40	0,38	0,36	
0,75	1,03	1,03	0,99	0,94	0,89	0,84	0,79	0,75	0,68	0,62	0,57	0,53	0,49	0,46	0,43	0,41	0,39	0,37	
0,80	1,01	1,02	0,99	0,94	0,89	0,84	0,80	0,76	0,68	0,62	0,57	0,53	0,49	0,46	0,43	0,41	0,39	0,37	
0,85	0,98	1,01	0,98	0,94	0,89	0,85	0,80	0,76	0,69	0,63	0,58	0,53	0,50	0,47	0,44	0,41	0,39	0,37	
0,90	0,96	1,00	0,98	0,94	0,89	0,85	0,80	0,76	0,69	0,63	0,58	0,54	0,50	0,47	0,44	0,42	0,39	0,38	
0,95	0,94	0,98	0,97	0,94	0,89	0,85	0,81	0,77	0,69	0,63	0,58	0,54	0,50	0,47	0,44	0,42	0,40	0,38	

Širina prekladne konstrukcije: L=10 m

L		heq [m] v odvisnosti od višine opornika H [m] in oddaljenosti osi obtežbe od roba opornika k [m]																	
10 m		H [m]																	
k [m]		1,5	2,0	2,5	3,0	3,5	4,0	4,5	5,0	6,0	7,0	8,0	9,0	10,0	11,0	12,0	13,0	14,0	15,0
0,20	1,01	0,90	0,81	0,75	0,69	0,65	0,61	0,57	0,52	0,47	0,43	0,40	0,37	0,35	0,33	0,31	0,30	0,28	
0,25	1,14	1,00	0,90	0,83	0,76	0,71	0,67	0,63	0,56	0,51	0,47	0,43	0,40	0,38	0,35	0,33	0,32	0,30	
0,30	1,15	1,02	0,93	0,85	0,79	0,73	0,69	0,65	0,58	0,52	0,48	0,44	0,41	0,39	0,36	0,34	0,33	0,31	
0,35	1,15	1,03	0,94	0,87	0,80	0,75	0,70	0,66	0,59	0,54	0,49	0,46	0,42	0,40	0,37	0,35	0,33	0,32	
0,40	1,12	1,02	0,94	0,87	0,81	0,76	0,71	0,67	0,60	0,54	0,50	0,46	0,43	0,40	0,38	0,36	0,34	0,32	
0,45	1,14	1,05	0,97	0,90	0,84	0,78	0,73	0,69	0,62	0,56	0,52	0,48	0,44	0,41	0,39	0,37	0,35	0,33	
0,50	1,11	1,04	0,96	0,90	0,84	0,78	0,74	0,70	0,62	0,57	0,52	0,48	0,45	0,42	0,39	0,37	0,35	0,34	
0,55	1,08	1,03	0,97	0,90	0,84	0,79	0,74	0,70	0,63	0,57	0,53	0,49	0,45	0,42	0,40	0,38	0,36	0,34	
0,60	1,06	1,02	0,96	0,90	0,85	0,80	0,75	0,71	0,64	0,58	0,53	0,49	0,46	0,43	0,40	0,38	0,36	0,34	
0,65	1,04	1,01	0,96	0,91	0,85	0,80	0,76	0,72	0,65	0,59	0,54	0,50	0,46	0,43	0,41	0,39	0,37	0,35	
0,70	1,02	1,00	0,96	0,91	0,86	0,81	0,76	0,72	0,65	0,59	0,54	0,50	0,47	0,44	0,41	0,39	0,37	0,35	
0,75	0,99	0,99	0,96	0,91	0,86	0,81	0,77	0,73	0,66	0,60	0,55	0,51	0,47	0,44	0,42	0,39	0,37	0,36	
0,80	0,97	0,98	0,95	0,91	0,86	0,81	0,77	0,73	0,66	0,60	0,55	0,51	0,48	0,45	0,42	0,40	0,38	0,36	
0,85	0,95	0,97	0,95	0,91	0,86	0,82	0,77	0,73	0,66	0,61	0,56	0,52	0,48	0,45	0,42	0,40	0,38	0,36	
0,90	0,92	0,96	0,94	0,90	0,86	0,82	0,78	0,74	0,67	0,61	0,56	0,52	0,49	0,45	0,43	0,40	0,38	0,36	
0,95	0,90	0,95	0,93	0,90	0,86	0,82	0,78	0,74	0,67	0,61	0,57	0,52	0,49	0,46	0,43	0,41	0,39	0,37	

»Ta stran je namenoma prazna.«

C.1 Ekvivalentna višina nasutja za kombinacije parametrov $v_1 = 0,3$ in $v_2 = 0,4$

Širina prekladne konstrukcije: L=6,5 m

L 6,5 m	heq [m] v odvisnosti od višine opornika H [m] in oddaljenosti osi obtežbe od roba opornika k [m]																	
	H [m]																	
k [m]	1,5	2,0	2,5	3,0	3,5	4,0	4,5	5,0	6,0	7,0	8,0	9,0	10,0	11,0	12,0	13,0	14,0	15,0
0,20	1,58	1,36	1,21	1,10	1,01	0,93	0,87	0,81	0,72	0,65	0,60	0,55	0,51	0,48	0,45	0,42	0,40	0,38
0,25	1,70	1,47	1,30	1,18	1,08	1,00	0,93	0,87	0,77	0,70	0,63	0,58	0,54	0,51	0,47	0,45	0,42	0,40
0,30	1,67	1,46	1,31	1,19	1,09	1,01	0,94	0,88	0,78	0,71	0,64	0,59	0,55	0,51	0,48	0,45	0,43	0,41
0,35	1,63	1,44	1,30	1,19	1,10	1,02	0,95	0,89	0,79	0,71	0,65	0,60	0,56	0,52	0,49	0,46	0,44	0,41
0,40	1,56	1,41	1,28	1,18	1,09	1,01	0,95	0,89	0,79	0,72	0,65	0,60	0,56	0,52	0,49	0,46	0,44	0,42
0,45	1,59	1,44	1,32	1,21	1,12	1,04	0,97	0,91	0,82	0,74	0,67	0,62	0,57	0,54	0,50	0,47	0,45	0,43
0,50	1,52	1,41	1,30	1,20	1,11	1,04	0,97	0,91	0,82	0,74	0,67	0,62	0,58	0,54	0,51	0,48	0,45	0,43
0,55	1,48	1,39	1,29	1,20	1,12	1,04	0,98	0,92	0,82	0,74	0,68	0,63	0,58	0,54	0,51	0,48	0,46	0,43
0,60	1,44	1,37	1,28	1,20	1,12	1,05	0,98	0,92	0,83	0,75	0,69	0,63	0,59	0,55	0,52	0,49	0,46	0,44
0,65	1,40	1,35	1,28	1,19	1,12	1,05	0,99	0,93	0,83	0,76	0,69	0,64	0,59	0,55	0,52	0,49	0,46	0,44
0,70	1,37	1,33	1,27	1,19	1,12	1,05	0,99	0,93	0,84	0,76	0,70	0,64	0,60	0,56	0,52	0,50	0,47	0,45
0,75	1,33	1,32	1,26	1,19	1,12	1,05	0,99	0,94	0,84	0,77	0,70	0,65	0,60	0,56	0,53	0,50	0,47	0,45
0,80	1,29	1,30	1,25	1,19	1,12	1,06	1,00	0,94	0,85	0,77	0,71	0,65	0,61	0,57	0,53	0,50	0,48	0,45
0,85	1,26	1,28	1,24	1,18	1,12	1,06	1,00	0,95	0,85	0,78	0,71	0,66	0,61	0,57	0,54	0,51	0,48	0,46
0,90	1,22	1,26	1,23	1,18	1,12	1,06	1,00	0,95	0,86	0,78	0,72	0,66	0,62	0,58	0,54	0,51	0,48	0,46
0,95	1,19	1,24	1,22	1,17	1,12	1,06	1,00	0,95	0,86	0,78	0,72	0,67	0,62	0,58	0,54	0,51	0,49	0,46

Širina prekladne konstrukcije: L=7 m

L 7 m	heq [m] v odvisnosti od višine opornika H [m] in oddaljenosti osi obtežbe od roba opornika k [m]																	
	H [m]																	
k [m]	1,5	2,0	2,5	3,0	3,5	4,0	4,5	5,0	6,0	7,0	8,0	9,0	10,0	11,0	12,0	13,0	14,0	15,0
0,20	1,71	1,48	1,32	1,19	1,10	1,01	0,94	0,88	0,79	0,71	0,65	0,59	0,55	0,51	0,48	0,45	0,43	0,41
0,25	1,88	1,62	1,44	1,30	1,19	1,10	1,02	0,96	0,85	0,76	0,69	0,64	0,59	0,55	0,51	0,48	0,46	0,43
0,30	1,86	1,63	1,45	1,32	1,21	1,12	1,04	0,97	0,86	0,78	0,71	0,65	0,60	0,56	0,52	0,49	0,47	0,44
0,35	1,84	1,62	1,46	1,33	1,22	1,13	1,05	0,99	0,88	0,79	0,72	0,66	0,61	0,57	0,53	0,50	0,47	0,45
0,40	1,80	1,61	1,46	1,34	1,23	1,14	1,07	1,00	0,89	0,80	0,73	0,67	0,62	0,58	0,54	0,51	0,48	0,46
0,45	1,76	1,60	1,46	1,34	1,24	1,15	1,08	1,01	0,90	0,81	0,74	0,68	0,63	0,58	0,55	0,52	0,49	0,46
0,50	1,73	1,59	1,46	1,35	1,25	1,16	1,09	1,02	0,91	0,82	0,75	0,69	0,64	0,59	0,55	0,52	0,49	0,47
0,55	1,68	1,57	1,45	1,35	1,25	1,17	1,09	1,03	0,91	0,83	0,75	0,69	0,64	0,60	0,56	0,53	0,50	0,47
0,60	1,64	1,55	1,44	1,34	1,25	1,17	1,10	1,03	0,92	0,83	0,76	0,70	0,65	0,60	0,56	0,53	0,50	0,48
0,65	1,59	1,53	1,43	1,34	1,25	1,17	1,10	1,04	0,93	0,84	0,76	0,70	0,65	0,61	0,57	0,54	0,51	0,48
0,70	1,54	1,50	1,42	1,34	1,25	1,17	1,10	1,04	0,93	0,84	0,77	0,71	0,66	0,61	0,57	0,54	0,51	0,48
0,75	1,50	1,48	1,41	1,33	1,25	1,17	1,10	1,04	0,93	0,85	0,77	0,71	0,66	0,62	0,58	0,54	0,51	0,49
0,80	1,46	1,46	1,40	1,32	1,25	1,17	1,11	1,04	0,94	0,85	0,78	0,72	0,66	0,62	0,58	0,55	0,52	0,49
0,85	1,42	1,43	1,38	1,32	1,24	1,17	1,11	1,05	0,94	0,85	0,78	0,72	0,67	0,62	0,58	0,55	0,52	0,49
0,90	1,37	1,41	1,37	1,31	1,24	1,17	1,11	1,05	0,94	0,86	0,78	0,72	0,67	0,63	0,59	0,55	0,52	0,50
0,95	1,33	1,38	1,36	1,30	1,23	1,17	1,11	1,05	0,94	0,86	0,79	0,73	0,67	0,63	0,59	0,56	0,53	0,50

Širina prekladne konstrukcije: L=7,5 m

L 7,5 m	heq [m] v odvisnosti od višine opornika H [m] in oddaljenosti osi obtežbe od roba opornika k [m]																	
	H [m]																	
k [m]	1,5	2,0	2,5	3,0	3,5	4,0	4,5	5,0	6,0	7,0	8,0	9,0	10,0	11,0	12,0	13,0	14,0	15,0
0,20	1,62	1,40	1,25	1,14	1,04	0,97	0,90	0,84	0,75	0,68	0,62	0,57	0,53	0,49	0,46	0,44	0,41	0,39
0,25	1,77	1,53	1,36	1,23	1,13	1,04	0,97	0,91	0,81	0,73	0,66	0,61	0,56	0,53	0,49	0,46	0,44	0,42
0,30	1,76	1,54	1,38	1,25	1,15	1,06	0,99	0,93	0,82	0,74	0,67	0,62	0,57	0,54	0,50	0,47	0,45	0,42
0,35	1,73	1,53	1,38	1,26	1,16	1,07	1,00	0,94	0,83	0,75	0,68	0,63	0,58	0,54	0,51	0,48	0,45	0,43
0,40	1,70	1,52	1,38	1,27	1,17	1,08	1,01	0,95	0,84	0,76	0,69	0,64	0,59	0,55	0,52	0,49	0,46	0,44
0,45	1,66	1,51	1,38	1,27	1,18	1,09	1,02	0,96	0,85	0,77	0,70	0,65	0,60	0,56	0,52	0,49	0,47	0,44
0,50	1,63	1,50	1,38	1,27	1,18	1,10	1,03	0,97	0,86	0,78	0,71	0,65	0,61	0,57	0,53	0,50	0,47	0,45
0,55	1,59	1,48	1,38	1,28	1,19	1,11	1,04	0,97	0,87	0,79	0,72	0,66	0,61	0,57	0,54	0,50	0,48	0,45
0,60	1,54	1,46	1,37	1,27	1,19	1,11	1,04	0,98	0,88	0,79	0,72	0,67	0,62	0,58	0,54	0,51	0,48	0,46
0,65	1,50	1,44	1,36	1,27	1,19	1,11	1,05	0,98	0,88	0,80	0,73	0,67	0,62	0,58	0,55	0,51	0,49	0,46
0,70	1,46	1,42	1,35	1,27	1,19	1,12	1,05	0,99	0,89	0,80	0,73	0,68	0,63	0,59	0,55	0,52	0,49	0,46
0,75	1,42	1,40	1,34	1,26	1,19	1,12	1,05	0,99	0,89	0,81	0,74	0,68	0,63	0,59	0,55	0,52	0,49	0,47
0,80	1,38	1,38	1,33	1,26	1,19	1,12	1,05	1,00	0,89	0,81	0,74	0,69	0,64	0,59	0,56	0,52	0,50	0,47
0,85	1,34	1,36	1,32	1,25	1,18	1,12	1,06	1,00	0,90	0,82	0,75	0,69	0,64	0,60	0,56	0,53	0,50	0,47
0,90	1,30	1,34	1,30	1,25	1,18	1,12	1,06	1,00	0,90	0,82	0,75	0,69	0,64	0,60	0,56	0,53	0,50	0,48
0,95	1,27	1,32	1,29	1,24	1,18	1,12	1,06	1,00	0,90	0,82	0,75	0,70	0,65	0,60	0,57	0,53	0,50	0,48

»Ta stran je namenoma prazna.«

C.2 Ekvivalentna višina nasutja za kombinacije parametrov $v_1 = 0,3$ in $v_2 = 0,4$

Širina prekladne konstrukcije: L=8 m

L 8 m	heq [m] v odvisnosti od višine opornika H [m] in oddaljenosti osi obtežbe od roba opornika k [m]																	
	H [m]																	
k [m]	1,5	2,0	2,5	3,0	3,5	4,0	4,5	5,0	6,0	7,0	8,0	9,0	10,0	11,0	12,0	13,0	14,0	15,0
0,20	1,57	1,26	1,07	0,93	0,83	0,75	0,69	0,64	0,56	0,50	0,45	0,42	0,39	0,36	0,34	0,32	0,30	0,29
0,25	1,76	1,42	1,20	1,05	0,93	0,84	0,77	0,71	0,62	0,55	0,50	0,46	0,42	0,40	0,37	0,35	0,33	0,31
0,30	1,76	1,44	1,22	1,07	0,95	0,86	0,79	0,73	0,64	0,57	0,51	0,47	0,43	0,40	0,38	0,36	0,34	0,32
0,35	1,73	1,43	1,22	1,07	0,96	0,87	0,79	0,73	0,64	0,57	0,52	0,47	0,44	0,41	0,38	0,36	0,34	0,32
0,40	1,68	1,40	1,21	1,06	0,95	0,87	0,79	0,74	0,64	0,57	0,52	0,48	0,44	0,41	0,39	0,36	0,34	0,33
0,45	1,62	1,38	1,19	1,05	0,95	0,86	0,79	0,73	0,64	0,57	0,52	0,48	0,44	0,41	0,39	0,36	0,34	0,33
0,50	1,57	1,35	1,17	1,04	0,94	0,86	0,79	0,73	0,64	0,57	0,52	0,48	0,44	0,41	0,39	0,36	0,34	0,33
0,55	1,51	1,31	1,15	1,03	0,93	0,85	0,78	0,73	0,64	0,57	0,52	0,48	0,44	0,41	0,39	0,36	0,34	0,33
0,60	1,46	1,28	1,13	1,02	0,92	0,84	0,78	0,72	0,64	0,57	0,52	0,48	0,44	0,41	0,39	0,36	0,34	0,33
0,65	1,40	1,25	1,11	1,00	0,91	0,83	0,77	0,72	0,63	0,57	0,52	0,47	0,44	0,41	0,39	0,36	0,34	0,33
0,70	1,35	1,22	1,09	0,99	0,90	0,83	0,76	0,71	0,63	0,57	0,51	0,47	0,44	0,41	0,38	0,36	0,34	0,33
0,75	1,30	1,18	1,07	0,97	0,89	0,82	0,76	0,71	0,63	0,56	0,51	0,47	0,44	0,41	0,38	0,36	0,34	0,33
0,80	1,25	1,15	1,05	0,95	0,88	0,81	0,75	0,70	0,62	0,56	0,51	0,47	0,44	0,41	0,38	0,36	0,34	0,33
0,85	1,20	1,12	1,02	0,94	0,86	0,80	0,74	0,70	0,62	0,56	0,51	0,47	0,43	0,41	0,38	0,36	0,34	0,33
0,90	1,15	1,09	1,00	0,92	0,85	0,79	0,74	0,69	0,61	0,55	0,51	0,47	0,43	0,40	0,38	0,36	0,34	0,32
0,95	1,10	1,05	0,98	0,91	0,84	0,78	0,73	0,68	0,61	0,55	0,50	0,46	0,43	0,40	0,38	0,36	0,34	0,32

Širina prekladne konstrukcije: L=8,5 m

L 8,5 m	heq [m] v odvisnosti od višine opornika H [m] in oddaljenosti osi obtežbe od roba opornika k [m]																	
	H [m]																	
k [m]	1,5	2,0	2,5	3,0	3,5	4,0	4,5	5,0	6,0	7,0	8,0	9,0	10,0	11,0	12,0	13,0	14,0	15,0
0,20	1,48	1,20	1,02	0,89	0,79	0,72	0,66	0,61	0,53	0,48	0,43	0,40	0,37	0,35	0,33	0,31	0,29	0,28
0,25	1,66	1,35	1,14	1,00	0,89	0,80	0,73	0,68	0,59	0,53	0,48	0,44	0,41	0,38	0,36	0,34	0,32	0,30
0,30	1,66	1,36	1,16	1,01	0,91	0,82	0,75	0,69	0,61	0,54	0,49	0,45	0,42	0,39	0,36	0,34	0,33	0,31
0,35	1,63	1,35	1,16	1,02	0,91	0,82	0,76	0,70	0,61	0,55	0,50	0,45	0,42	0,39	0,37	0,35	0,33	0,31
0,40	1,59	1,33	1,15	1,01	0,91	0,82	0,76	0,70	0,61	0,55	0,50	0,46	0,42	0,39	0,37	0,35	0,33	0,31
0,45	1,54	1,30	1,13	1,00	0,90	0,82	0,75	0,70	0,61	0,55	0,50	0,46	0,42	0,40	0,37	0,35	0,33	0,31
0,50	1,48	1,27	1,11	0,99	0,89	0,81	0,75	0,70	0,61	0,55	0,50	0,46	0,42	0,40	0,37	0,35	0,33	0,32
0,55	1,43	1,25	1,09	0,98	0,88	0,81	0,74	0,69	0,61	0,55	0,50	0,46	0,42	0,40	0,37	0,35	0,33	0,32
0,60	1,38	1,22	1,08	0,96	0,87	0,80	0,74	0,69	0,61	0,55	0,50	0,46	0,42	0,40	0,37	0,35	0,33	0,32
0,65	1,33	1,18	1,06	0,95	0,87	0,79	0,73	0,68	0,60	0,54	0,49	0,46	0,42	0,39	0,37	0,35	0,33	0,32
0,70	1,28	1,15	1,04	0,94	0,85	0,79	0,73	0,68	0,60	0,54	0,49	0,45	0,42	0,39	0,37	0,35	0,33	0,32
0,75	1,23	1,12	1,02	0,92	0,84	0,78	0,72	0,67	0,60	0,54	0,49	0,45	0,42	0,39	0,37	0,35	0,33	0,31
0,80	1,18	1,09	0,99	0,91	0,83	0,77	0,72	0,67	0,59	0,54	0,49	0,45	0,42	0,39	0,37	0,35	0,33	0,31
0,85	1,13	1,06	0,97	0,89	0,82	0,76	0,71	0,66	0,59	0,53	0,49	0,45	0,42	0,39	0,37	0,35	0,33	0,31
0,90	1,09	1,03	0,95	0,88	0,81	0,75	0,70	0,66	0,59	0,53	0,48	0,45	0,42	0,39	0,37	0,35	0,33	0,31
0,95	1,05	1,00	0,93	0,86	0,80	0,74	0,69	0,65	0,58	0,53	0,48	0,45	0,41	0,39	0,37	0,35	0,33	0,31

Širina prekladne konstrukcije: L=9 m

L 9 m	heq [m] v odvisnosti od višine opornika H [m] in oddaljenosti osi obtežbe od roba opornika k [m]																	
	H [m]																	
k [m]	1,5	2,0	2,5	3,0	3,5	4,0	4,5	5,0	6,0	7,0	8,0	9,0	10,0	11,0	12,0	13,0	14,0	15,0
0,20	1,62	1,31	1,11	0,96	0,86	0,77	0,71	0,66	0,57	0,51	0,46	0,43	0,39	0,37	0,35	0,33	0,31	0,29
0,25	1,83	1,48	1,25	1,09	0,96	0,87	0,80	0,73	0,64	0,57	0,52	0,47	0,44	0,41	0,38	0,36	0,34	0,32
0,30	1,83	1,49	1,27	1,11	0,98	0,89	0,81	0,75	0,66	0,58	0,53	0,48	0,45	0,42	0,39	0,37	0,35	0,33
0,35	1,79	1,48	1,27	1,11	0,99	0,90	0,82	0,76	0,66	0,59	0,53	0,49	0,45	0,42	0,39	0,37	0,35	0,33
0,40	1,71	1,44	1,24	1,09	0,97	0,88	0,81	0,75	0,66	0,59	0,53	0,49	0,45	0,42	0,39	0,37	0,35	0,33
0,45	1,72	1,46	1,26	1,11	0,99	0,90	0,83	0,77	0,67	0,60	0,54	0,50	0,46	0,43	0,40	0,38	0,36	0,34
0,50	1,63	1,40	1,22	1,08	0,97	0,89	0,82	0,76	0,66	0,59	0,54	0,49	0,46	0,42	0,40	0,38	0,36	0,34
0,55	1,57	1,37	1,20	1,07	0,96	0,88	0,81	0,75	0,66	0,59	0,54	0,49	0,46	0,42	0,40	0,38	0,36	0,34
0,60	1,52	1,33	1,18	1,06	0,96	0,87	0,81	0,75	0,66	0,59	0,54	0,49	0,46	0,42	0,40	0,38	0,36	0,34
0,65	1,46	1,30	1,16	1,04	0,94	0,87	0,80	0,74	0,66	0,59	0,53	0,49	0,45	0,42	0,40	0,38	0,36	0,34
0,70	1,40	1,27	1,14	1,03	0,93	0,86	0,79	0,74	0,65	0,59	0,53	0,49	0,45	0,42	0,40	0,38	0,36	0,34
0,75	1,35	1,23	1,11	1,01	0,92	0,85	0,79	0,73	0,65	0,58	0,53	0,49	0,45	0,42	0,40	0,37	0,35	0,34
0,80	1,29	1,20	1,09	0,99	0,91	0,84	0,78	0,73	0,64	0,58	0,53	0,49	0,45	0,42	0,40	0,37	0,35	0,34
0,85	1,24	1,16	1,07	0,98	0,90	0,83	0,77	0,72	0,64	0,58	0,53	0,48	0,45	0,42	0,40	0,37	0,35	0,34
0,90	1,19	1,13	1,04	0,96	0,89	0,82	0,76	0,72	0,64	0,57	0,52	0,48	0,45	0,42	0,39	0,37	0,35	0,34
0,95	1,14	1,10	1,02	0,94	0,87	0,81	0,76	0,71	0,63	0,57	0,52	0,48	0,45	0,42	0,39	0,37	0,35	0,33

»Ta stran je namenoma prazna.«

C.3 Ekvivalentna višina nasutja za kombinacije parametrov $v_1 = 0,3$ in $v_2 = 0,4$

Širina prekladne konstrukcije: $L=9,5$ m

L 9,5 m	heq [m] v odvisnosti od višine opornika H [m] in oddaljenosti osi obtežbe od roba opornika k [m]																	
	H [m]																	
k [m]	1,5	2,0	2,5	3,0	3,5	4,0	4,5	5,0	6,0	7,0	8,0	9,0	10,0	11,0	12,0	13,0	14,0	15,0
0,20	1,55	1,25	1,06	0,92	0,82	0,74	0,68	0,63	0,55	0,49	0,45	0,41	0,38	0,36	0,33	0,32	0,30	0,29
0,25	1,74	1,41	1,19	1,04	0,92	0,83	0,76	0,71	0,61	0,55	0,50	0,46	0,42	0,39	0,37	0,35	0,33	0,31
0,30	1,75	1,43	1,21	1,06	0,94	0,85	0,78	0,72	0,63	0,56	0,51	0,47	0,43	0,40	0,38	0,36	0,34	0,32
0,35	1,72	1,42	1,21	1,06	0,95	0,86	0,79	0,73	0,64	0,57	0,51	0,47	0,44	0,41	0,38	0,36	0,34	0,32
0,40	1,64	1,38	1,18	1,04	0,94	0,85	0,78	0,72	0,63	0,56	0,51	0,47	0,43	0,41	0,38	0,36	0,34	0,32
0,45	1,65	1,40	1,21	1,07	0,96	0,87	0,80	0,74	0,65	0,58	0,52	0,48	0,45	0,42	0,39	0,37	0,35	0,33
0,50	1,57	1,34	1,17	1,04	0,94	0,85	0,79	0,73	0,64	0,57	0,52	0,48	0,44	0,41	0,39	0,36	0,35	0,33
0,55	1,51	1,31	1,15	1,03	0,93	0,85	0,78	0,73	0,64	0,57	0,52	0,48	0,44	0,41	0,39	0,36	0,35	0,33
0,60	1,46	1,28	1,13	1,02	0,92	0,84	0,78	0,72	0,64	0,57	0,52	0,48	0,44	0,41	0,39	0,37	0,35	0,33
0,65	1,40	1,25	1,11	1,00	0,91	0,84	0,77	0,72	0,63	0,57	0,52	0,48	0,44	0,41	0,39	0,37	0,35	0,33
0,70	1,35	1,22	1,09	0,99	0,90	0,83	0,77	0,71	0,63	0,57	0,52	0,47	0,44	0,41	0,39	0,36	0,35	0,33
0,75	1,30	1,19	1,07	0,97	0,89	0,82	0,76	0,71	0,63	0,56	0,51	0,47	0,44	0,41	0,39	0,36	0,35	0,33
0,80	1,25	1,15	1,05	0,96	0,88	0,81	0,75	0,70	0,62	0,56	0,51	0,47	0,44	0,41	0,39	0,36	0,35	0,33
0,85	1,20	1,12	1,03	0,94	0,87	0,80	0,75	0,70	0,62	0,56	0,51	0,47	0,44	0,41	0,38	0,36	0,34	0,33
0,90	1,15	1,09	1,01	0,93	0,86	0,79	0,74	0,69	0,62	0,56	0,51	0,47	0,44	0,41	0,38	0,36	0,34	0,33
0,95	1,10	1,06	0,99	0,91	0,84	0,78	0,73	0,69	0,61	0,55	0,51	0,47	0,43	0,41	0,38	0,36	0,34	0,33

Širina prekladne konstrukcije: $L=10$ m

L 10 m	heq [m] v odvisnosti od višine opornika H [m] in oddaljenosti osi obtežbe od roba opornika k [m]																	
	H [m]																	
k [m]	1,5	2,0	2,5	3,0	3,5	4,0	4,5	5,0	6,0	7,0	8,0	9,0	10,0	11,0	12,0	13,0	14,0	15,0
0,20	1,48	1,19	1,01	0,88	0,79	0,71	0,65	0,60	0,53	0,47	0,43	0,40	0,37	0,35	0,32	0,31	0,29	0,28
0,25	1,66	1,35	1,14	0,99	0,88	0,80	0,73	0,68	0,59	0,53	0,48	0,44	0,41	0,38	0,36	0,34	0,32	0,30
0,30	1,67	1,36	1,16	1,01	0,90	0,82	0,75	0,69	0,61	0,54	0,49	0,45	0,42	0,39	0,36	0,34	0,33	0,31
0,35	1,64	1,36	1,16	1,02	0,91	0,82	0,76	0,70	0,61	0,55	0,50	0,46	0,42	0,39	0,37	0,35	0,33	0,31
0,40	1,57	1,31	1,13	1,00	0,90	0,81	0,75	0,69	0,61	0,54	0,49	0,45	0,42	0,39	0,37	0,35	0,33	0,31
0,45	1,58	1,34	1,16	1,02	0,92	0,83	0,77	0,71	0,62	0,56	0,51	0,46	0,43	0,40	0,38	0,36	0,34	0,32
0,50	1,50	1,29	1,12	1,00	0,90	0,82	0,75	0,70	0,62	0,55	0,50	0,46	0,43	0,40	0,37	0,35	0,33	0,32
0,55	1,45	1,26	1,11	0,99	0,89	0,81	0,75	0,70	0,61	0,55	0,50	0,46	0,43	0,40	0,37	0,35	0,34	0,32
0,60	1,40	1,23	1,09	0,98	0,88	0,81	0,75	0,70	0,61	0,55	0,50	0,46	0,43	0,40	0,38	0,35	0,34	0,32
0,65	1,34	1,20	1,07	0,96	0,88	0,80	0,74	0,69	0,61	0,55	0,50	0,46	0,43	0,40	0,38	0,35	0,34	0,32
0,70	1,29	1,17	1,05	0,95	0,87	0,80	0,74	0,69	0,61	0,55	0,50	0,46	0,43	0,40	0,37	0,35	0,34	0,32
0,75	1,24	1,14	1,03	0,94	0,86	0,79	0,73	0,68	0,61	0,55	0,50	0,46	0,43	0,40	0,37	0,35	0,34	0,32
0,80	1,20	1,11	1,01	0,92	0,85	0,78	0,73	0,68	0,60	0,54	0,50	0,46	0,42	0,40	0,37	0,35	0,34	0,32
0,85	1,15	1,08	0,99	0,91	0,83	0,77	0,72	0,67	0,60	0,54	0,49	0,46	0,42	0,40	0,37	0,35	0,33	0,32
0,90	1,10	1,05	0,97	0,89	0,82	0,76	0,71	0,67	0,60	0,54	0,49	0,45	0,42	0,40	0,37	0,35	0,33	0,32
0,95	1,06	1,02	0,95	0,88	0,81	0,76	0,71	0,66	0,59	0,54	0,49	0,45	0,42	0,39	0,37	0,35	0,33	0,32

»Ta stran je namenoma prazna.«