

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:

Keleman, A., 2016. Geostatična analiza gradbene jame Tobačna mesto. Diplomaska naloga. Ljubljana, Univerza v Ljubljani, Fakulteta za gradbeništvo in geodezijo. (mentor Pulko, B.): 110 str.

Datum arhiviranja: 02-02-2016

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:

Keleman, A., 2016. Geostatična analiza gradbene jame Tobačna mesto. B.Sc. Thesis. Ljubljana, University of Ljubljani, Faculty of civil and geodetic engineering. (supervisor Pulko, B.): 110 pp.

Archiving Date: 02-02-2016

Univerza
v Ljubljani

Fakulteta za
*gradbeništvo in
geodezijo*



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

**UNIVERZITETNI ŠTUDIJSKI
PROGRAM GRADBENIŠTVO
KONSTRUKCIJSKA SMER**

Kandidatka:

ADRIANA KELEMAN

**GEOSTATIČNA ANALIZA GRADBENE JAME
TOBAČNA MESTO**

Diplomska naloga št.: 3455/KS

**GEOSTATIC ANALYSIS OF THE CONSTRUCTION PIT
TOBAČNA MESTO**

Graduation thesis No.: 3455/KS

Mentor:

doc. dr. Boštjan Pulko

Ljubljana, 26. 01. 2016

STRAN ZA POPRAVKE

Stran z napako

Vrstica z napako

Namesto

Naj bo

IZJAVE

Podpisana Adriana Keleman izjavljam, da sem avtorica diplomske naloge z naslovom »Geostatična analiza gradbene jame Tobačna mesto«.

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

Izjavljam, da dovoljujem objavo elektronske različice v digitalnem repozitoriju.

Ljubljana, 08.01.2016

Adriana Keleman

BIBLIOGRAFSKO – DOKUMENTACIJSKA STRAN IN IZVLEČEK

UDK:	624.131.5(043.2)
Avtor:	Adriana Keleman,
Mentor:	doc. dr. Boštjan Pulko
Naslov:	Geostatična analiza gradbene jame Tobačna mesto
Tip dokumenta:	Diplomska naloga – univerzitetni študij
Obseg in oprema:	110 str., 32 tab., 72 sl., 97 en.
Ključne besede:	Gradbena jama, diafragma, geostatika, togost zemljine, HS model, HSSMALL model, inklinometer

Izvleček:

V diplomski nalogi je na konkretnem primeru varovanja gradbene jame z debelostensko diafragmo, za katero obstajajo z inklinometrom izmerjeni pomiki, prikazano, da je v analizah geotehničnih objektov za natančnejšo napoved obnašanja le teh pomembno upoštevati togost tal pri majhnih deformacijah in nelinearen odnos med napetostmi in deformacijami.

V programskem orodju Plaxis 2D smo izvedli geostatične analize varovanja gradbene jame ob upoštevanju dveh različnih modelov. Upoštevali smo nelinearno elastični model z izotropnim utrjevanjem (Hardening Soil Model – HS model) in nelinearno elastičen model z izotropnim utrjevanjem in upoštevanjem togosti pri majhnih deformacijah (Hardening Soil Small Strain Model – HSSMALL Model). Pri analizah smo se omejili na primerjavo upogibnih momentov in horizontalnih pomikov diafragme. Rezultati analiz, ki upoštevajo HS model, so pokazali, da so upogibni momenti in horizontalni pomiki diafragme v primerjavi z inklinometerskimi meritvami horizontalnih pomikov diafragme precenjeni, medtem ko smo z uporabo HSSMALL modela veliko bližje izmerjenim vrednostim na terenu in je zato bolj primeren za analizo takšnih konstrukcij.

BIBLIOGRAPHIC – DOCUMENTALISTIC INFORMATION

UDC	624.131.5(043.2)
Author:	Adriana Keleman,
Supervisor:	Assist. Prof. Boštjan Pulko, Ph.D.
Title:	Geostatic analysis of the construction pit Tobačna mesto
Document type:	Graduation Thesis – University studies
Notes:	110 p., 32 tab., 72 fig., 97 eq.
Key words:	Construction pit, retaining diaphragm wall, geostatics, soil stiffness, HS model, HSSMALL model, inclinometer

Abstract:

The thesis deals with the stiffness of soils at small strains. The analysis of excavation supported by the retaining diaphragm wall, for which horizontal movements with inclinometers were measured during and after construction, shows that small strain stiffness and its nonlinear dependency on the strain amplitude should be properly taken into account to get reliable predictions of displacements.

Finite element numerical analyses with computer program Plaxis were carried out taking into account two different material models: The nonlinear elasto-plastic model with isotropic hardening (Hardening Soil Model – HS model) and nonlinear elasto-plastic model with isotropic hardening and small strain stiffness (Hardening Soil Small Model – HSSMALL Model). The analyses were limited to the comparison of bending moments and horizontal displacement of the diaphragm wall. The results of analyses, that consider HS model, show, that the bending moments and horizontal displacements are higher compared to inclinometer measured horizontal displacements. The HSSMALL model gives much better predictions as compared to the measured values of displacements and therefore is more convenient for the analyses of such constructions.

ZAHVALA

Iskreno se zahvaljujem mentorju doc. dr. Boštjanu Pulku za vse strokovne nasvete in pomoč pri izdelavi diplomske naloge.

Posebno zahvalo namenjam svoji družini, ki mi je omogočila študij in me spodbujala na tej poti.

KAZALO VSEBINE:

1	UVOD.....	1
1.1	Splošno.....	1
1.2	Pregled vsebine.....	2
2	TOGOST PRI MAJHNIH DEFORMACIJAH	4
2.1	Meritve in interpretacija togosti pri majhnih deformacijah G_0.....	4
2.1.1	Laboratorijski testi.....	5
2.1.2	Terenske preiskave	8
2.2	Parametri, ki vplivajo na togost pri majhnih deformacijah	12
2.2.1	Vpiv deformacij.....	12
2.2.2	Vpliv napetostnega stanja.....	13
2.2.3	Vpliv plastičnosti zemljine	14
2.2.4	Vpiv poroznosti zemljine.....	15
2.2.5	Vpliv faktorja prekonsolidacije <i>OCR</i> (ang. Over Consolidation Ratio).....	15
2.2.6	Vpiv diagenoze	17
2.2.7	Nekateri drugi faktorji, ki vplivajo na togost pri majhnih deformacijah	18
2.3	Empirične zveze za izračun togosti pri majhnih deformacijah	18
2.3.1	Zveza med togostjo G_0 in poroznostjo e , sferno napetostjo p' ter faktorjem prekonsolidacije <i>OCR</i>	18
2.3.2	Korelacijske zveze med G_0 na osnovi CPT in SPT testov ter nedrenirane strižne trdnosti c_u	19
2.3.3	Ocena G_0 iz konvencionalnih testov	19
2.3.4	Zmanjšanje togosti glede na velikost deformacije.....	20
3	MATERIALNI MODELI	21
3.1	Nelinearno elastoplastičen model z izotropnim utrjevanjem (Hardening Soil Model – HS Model).....	21
3.1.1	Konstitutivne enačbe HS modela pri dreniranem triosnem testu	21
3.1.2	Ploskve izotropnega utrjevanja (ploskve - "kapa" modela)	24
3.1.3	Parametri Hardening Soil Modela	26
3.2	Nelinearno elastični model z izotropnim utrjevanjem in upoštevanjem togosti pri majhnih deformacijah (Hardening Soil Small Model – HSSMALL)	26
3.2.1	Uporaba Hardin-Drnevich enačbe v HSSMALL modelu.....	26

3.2.2	Začetna obremenitev in razbremenitev ter ponovna obremenitev.....	27
3.2.3	Parametri HSSMALL modela.....	28
4	GRADBENA JAMA TOBAČNA MESTO	29
4.1	Preiskave tal	30
4.1.1	Terenske raziskave	30
4.1.2	Laboratorijske preiskave tal	38
4.2	Opis geološko-geomehanskih razmer in lastnosti tal.....	40
4.2.1	Geološka sestava tal	40
4.2.2	Hidrogeološke razmere	41
4.2.3	Seizmičnost terena.....	42
4.3	Zasnova varovanja gradbene jame s tehnologijo izvedbe.....	44
4.3.1	Zasnova zavarovalne konstrukcije	44
4.3.2	Tehnologija izvedbe	46
4.3.3	Vgradnja zaključnic in vgradnja armature	49
4.3.4	Priprava in vgradnja betona.....	50
4.3.5	Izvedba vezne grede AB diafragme	50
4.3.6	Sidranje	51
4.3.7	Monitoring.....	52
5	GEOMEHANSKI IZRAČUN	53
5.1	Projektiranje na podlagi računskih analiz po EUROCODE 7	53
5.1.1	Kontrola mejnega stanja nosilnosti (MSN).....	53
5.1.2	Kontrola mejnega stanja uporabnosti (MSU).....	56
5.1.3	Kontrola globalne stabilnosti.....	56
5.2	Izračun s programom Plaxis.....	57
5.2.1	Določitev računskega modela	59
5.2.2	Rezultati statične analize	64
6	MONITORING – MERITVE Z INKLINOMETRI.....	80
6.1	Interpretacija inklinometerskih meritev	81
6.1.1	Prerez ob železnici – inklinometer 9	82
6.1.2	Prerez ob Tobačni ulici – inklinometer 8	83
6.1.3	Prerez ob objektu 9 – inklinometer 1	84

6.2	Določitev upogibnega momenta zaščitne konstrukcije na podlagi izmerjenih horizontalnih pomikov zaščitne konstrukcije	84
6.3	Primerjava rezultatov numeričnega izračuna s programom Plaxis z inklinometerskimi meritvami.....	85
6.3.1	Primerjava horizontalnih pomikov diafragme	85
6.3.2	Primerjava upogibnih momentov diafragme	87
7	DIMENZIONIRANJE ZAŠČITNE KONSTRUKCIJE	91
7.1	Prerez ob železnici.....	91
7.1.1	Glavna armatura	92
7.1.2	Stremenska armatura	93
7.1.3	Sidrna sila	94
7.2	Prerez ob Tobačni ulici.....	94
7.2.1	Glavna armatura	95
7.2.2	Stremenska armatura	96
7.2.3	Sidrna sila	97
7.3	Prerez ob objektu.....	97
7.3.1	Glavna armatura	97
7.3.2	Stremenska armatura	98
7.3.3	Sidrna sila	99
7.4	Stroški armature	100
8	ZAKLJUČEK.....	101
VIRI	103

KAZALO TABEL:

Tabela 1: Omejitve in parametri za izračun strižnega modula celotne skupine zemljin (Benz, 2007, str. 33)	19
Tabela 2: Rezultati presiometerskih preiskav (INI d.o.o., 2007: Priloga št. 13)	33
Tabela 3: Rezultati izvedenih dilatometerskih preiskav (INI d.o.o., 2007: Priloga št. 12)	35
Tabela 4: Rezultati SPT preiskav (INI d.o.o., 2007: str. 5/13,1).....	36
Tabela 5: Rezultati laboratorijskih preizkav (INI d.o.o., 2007: Priloga 11).....	39
Tabela 6: Globine podzemne vode po posameznih vrtnah (INI d.o.o., 2007: str. 4/13)	42
Tabela 7: Tipi tal (EC8-1, str. 30)	42
Tabela 8: Vrednost parametrov, ki opisujejo elastični spekter odziva za uporabo v Sloveniji (SIST EN 1998-1:2005/A101:2006)	43
Tabela 9: Vrednosti delnih faktorjev za projektiranje podpornih konstrukcij po Evrokodu 7-1	54
Tabela 10: Vrednosti delnih faktorjev za vplive (Evrokod 7, Pr.7-6)	55
Tabela 11: Vrednosti delnih faktorjev za materiale (Evrokod 7, Pr.7-6)	55
Tabela 12: Vrednosti delnih faktorjev za določanje projektnih odporov (Evrokod 7, Pr.7-6).....	55
Tabela 13: Sestava temeljnih tal z globinami slojev	59
Tabela 14: Karakteristične vrednosti materialnih parametrov HS in HSSMALL modela	60
Tabela 15: Karakteristike nosilnih elementov	60
Tabela 16: Računske faze za prerez ob železnici	62
Tabela 17: Računske faze za prerez ob Tobačni ulici	63
Tabela 18: Računske faze za prerez ob objektu 9	64
Tabela 19: Horizontalni računski pomiki diafragme v fazi izkopa do dna gradbene jame	67
Tabela 20: Ovojnice prečnih sil in upogibnih momentov v diafragmi za HS in HSSMALL model	67
Tabela 21: Vrednosti sidrnih sil za HS in HSSMALL model	68
Tabela 22: Horizontalni računski pomiki diafragme v fazi izkopa do dna gradbene jame	72
Tabela 23: Ovojnice prečnih sil in upogibnih momentov v diafragmi za HS in HSSMALL model	72
Tabela 24: Vrednosti sidrnih sil za HS in HSSMALL model	73
Tabela 25: Horizontalni računski pomiki diafragme v fazi izkopa do dna gradbene jame	77
Tabela 26: Ovojnice prečnih sil in upogibnih momentov v diafragmi za HS in HSSMALL model	77
Tabela 27: Vrednosti sidrnih sil za HS in HSSMALL model	78
Tabela 28: Karakteristike prečnega prereza diafragme (enako za vse tri računске prereze).....	91
Tabela 29: Projektne vrednosti sidrnih sil in obremenitev diafragme.....	92
Tabela 30: Projektne vrednosti sidrnih sil in obremenitev diafragme.....	94
Tabela 31: Projektne vrednosti sidrnih sil in obremenitev diafragme.....	97
Tabela 32: Izračun stroškov potrebne armature	100

KAZALO SLIK:

Slika 1: S krivulja – zmanjšanje togosti z večanjem deformacij	2
Slika 2: Prikaz obravnavanih prerezov na tlorisni površini bodočega kompleksa Tobačna mesto	3
Slika 3: Prikaz obravnavanih prerezov na tlorisni površini gradbene jame Tobačna mesto	3
Slika 4: P in S valovanje (Benz, 2007, str.11)	5
Slika 5: Shematski prikaz dvostenske triosne celice (levo) in vzorca z vgrajenimi bender elementi (desno) (Likar in Bizjak, 2012, str.215)	6
Slika 6: Dinamični torzijski strižni aparat (ZAG, 2015)	7
Slika 7: Oprema in princip SDMT meritev (Monaco, Marchetti, 2007)	9
Slika 8: Nelinearna $G - \gamma$ krivulja (Monaco, Marchetti, 2007)	10
Slika 9: Tipična konfiguracija izvora in sprejemnikov pri SASW metodi	11
Slika 10: Izotropni kompresijski test prekinjen s cikli majhnih deformacij (Lade in Abelev, 2005)....	13
Slika 11: Eksponent m kot funkcija indeksa plastičnosti I_p (Viggiani in Attkinson, 1995).....	13
Slika 12: Eksponent m kot funkcija meje vlažnosti w_L (Hicher, 1996).....	14
Slika 13: Vpliv indeksa plastičnosti I_p na zmanjšanje togosti: krivulje zemljin z različnim indeksom plastičnosti I_p ; desno I_p diagram po Vučetić in Dobry (po Hsu in Vučetić (2002) in Vučetić in Dobry (1991))	14
Slika 14: Variacija togosti G_0 s faktorjem prekonsolidacije R_0 na vzorcih speswhite kaolin (Atkinson in Viggiani, 1995).....	16
Slika 15: Učinek cementacije na hitrost strižnega valovanja (Fernandez in Santamarina, 2001)	17
Slika 16: Korelacija med togostjo pri majhnih in togostjo pri velikih deformacijah določeno s kovencionalnimi laboratorijskimi testi ($10 \text{ kg/cm}^2 \approx 1 \text{ MPa}$) (Alpan, 1970).....	20
Slika 17: Odvisnost napetosti in deformacij pri dreniranem triosnem testu (Schanz et al., 1999, str. 3)	22
Slika 18: Linije strižnega utrjevanja za različne vrednosti parametra γ^{PS} pri $m = 0,5$ (Schanz et al., 1999, str. 4).....	23
Slika 19: Razvoj cap and cone type yield surfaces HS modela v p-q prostoru (Benz, 2007, str. 81)....	25
Slika 20: ploskve strižne porušitve in "kapa" ploskve HS modela nekohezivnih zemljin (Benz, 2007, str. 80).....	25
Slika 21: Cut-off pri tangentno-togostni degradacijski krivulji v HSSMALL modelu (Benz, 2007, str. 84).....	27
Slika 22: Zmanjševanje togosti pri primarni obremenitvi in ponovni obremenitvi (Benz, 2007, str.68)	28
Slika 23: Togostni parametri E_{50} , E_{ur} in $E_0 = 2G_0(1 + \nu_{ur})$ HSSMALL modela za triosni test.....	28
Slika 24: Tobačna mesto (Skyscrapercity, 2015)	29
Slika 25: Prikaz izvedenih geomehanskih raziskav na tlorisu gradbene jame Tobačna mesto (INI d.o.o., 2007).....	31
Slika 26: Jedra vrtine GJ-2 (INI d.o.o., 2007)	32
Slika 27: Shematski prikaz dilatometerskega preiskusa (Marchetti, 2015).....	34

Slika 28: Odpor proti penetraciji q_c [kg/cm ²] in odpor ob plašču f_s [kg/cm ²] po globini za sonde CPT1 (levo) in CPT2 (desno) (INI d.o.o., 2007: Priloga 14)	37
Slika 29: Karta pospeška tal za Slovenijo za povratno dobo 475 let (ARSO, 2015)	43
Slika 30: Situacija gradbene jame Tobačna mesto (ELEA iC, 2012)	44
Slika 31: Prerez ob železnici (ELEA iC, 2012).....	45
Slika 32: Prerez ob Tobačni ulici (ELEA iC, 2012).....	45
Slika 33: Prerez ob objektu 9 (ELEA iC, 2012).....	46
Slika 34: Bazeni za polimerno izplako (ELEA iC, 2014)	47
Slika 35: Vodilni kanal diafragme (ELEA iC, 2014).....	47
Slika 36: zaporedna izvedba posameznih lamel (Majes, 2015, str. 73)	48
Slika 37: Izmenična izvedba posameznih lamel (Majes, 2015, str. 74)	48
Slika 38: Bager z grabežno žlico za izkop AB diafragme (ELEA iC, 2014)	49
Slika 39: Vgradnja armaturnega koša (ELEA iC, 2014).....	50
Slika 40: Kontraktorsko betoniranje lamele diafragme (ELEA iC, 2014)	50
Slika 41: Shema geotehničnega sidra (Logar, 2015, str.2).....	51
Slika 42: Vrtanje sidrskih vrtnin na zgornjem nivoju (levo) in napenjanje 4 vrstnih začasnih geotehničnih sider (desno) (ELEA iC, 2014)	52
Slika 43: Sidranje na tretjem nivoju sider (ELEA iC, 2014).....	52
Slika 44: Prikaz izbire postopka »c-φ« redukcija v programu Plaxis	57
Slika 45: Prikaz določitve ΣM_{sf} s programom PLAXIS	58
Slika 46: Shema objekta s shematičnim raznosom obtežbe (ELEA iC, 2012)	61
Slika 47: Področja pomikov pri HS modelu.....	65
Slika 48: Področja pomikov za HSSMALL modelu	65
Slika 49: Področja vertikalnih pomikov pri HS modelu	66
Slika 50: Področja vertikalnih pomikov pri HSSMALL modelu.....	66
Slika 51: Primerjava izračunanih horizontalnih pomikov in notranjih statičnih količin diafragme za prerez ob železnici ob upoštevanju delnih varnostnih faktorjev za stanje MSU in MSN po projektnem pristopu PP1	68
Slika 52: Področja računskih pomikov pri HS modelu	70
Slika 53: Področja računskih pomikov za HSSMALL modelu	70
Slika 54: Področja vertikalnih računskih pomikov pri HS modelu.....	71
Slika 55: Področja vertikalnih računskih pomikov pri HSSMALL modelu	71
Slika 56: Primerjava izračunanih horizontalnih pomikov in notranjih statičnih količin diafragme za prerez ob Tobačni ulici ob upoštevanju delnih varnostnih faktorjev za stanje MSU in MSN po projektnem pristopu PP1	73
Slika 57: Področja računskih pomikov pri HS modelu	75
Slika 58: Področja računskih pomikov za HSSMALL modelu	75
Slika 59: Področja absolutnih pomikov pri HS modelu.....	76
Slika 60: Področja vertikalnih pomikov pri HSSMALL modelu.....	76
Slika 61: Primerjava izračunanih horizontalnih pomikov in notranjih statičnih količin diafragme za prerez ob objektu 9 ob upoštevanju delnih varnostnih faktorjev za stanje MSU in MSN po projektnem pristopu PP1	78

Slika 62: Prikaz inklinometrov na tlorisni površini gradbene jame Tobačna mesto (Geoinvest d.o.o., 2014).....	80
Slika 63: Elementi digitalnega biaksialnega MEMS inklinometra (RST INSTRUMENTS, 2015).....	81
Slika 64: Diagram pomikov inklinacijske cevi po globini v mm. Inklinometer je vgrajen v lamelo diafragme ob železnici.....	82
Slika 65: Diagram odklona inklinacijske cevi po globini v mm. Inklinometer je vgrajen v lamelo diafragme ob Tobačni ulici.....	83
Slika 66: Diagram odklona inklinacijske cevi po globini v mm. Inklinometer je vgrajen v lamelo diafragme ob objektu 9.....	84
Slika 67: Prikaz pomikov po globini diafragme za HS model, HSSMALL model ter pomikov izmerjenih z inklinometrom 9 za prerez ob železnici.....	85
Slika 68: Prikaz pomikov po globini diafragme za HS model, HSSMALL model ter pomikov izmerjenih z inklinometrom 8 za prerez ob Tobačni ulici.....	86
Slika 69: Prikaz pomikov po globini diafragme za HS model, HSSMALL model ter pomikov izmerjenih z inklinometrom 1 za prerez ob objektu 9.....	86
Slika 70: Primerjava upogibnih momentov zaščitne konstrukcije prereza ob železnici izračunanih s programom Plaxis s HS in HSSMALL modelom z upogibnimi momenti določenimi z enačbo upogibnice ob poznavanju inklinometerskih meritev odklona diafragme.....	87
Slika 71: Primerjava upogibnih momentov zaščitne konstrukcije prereza ob Tobačni ulici izračunanih s programom Plaxis s HS in HSSMALL modelom z upogibnimi momenti določenimi z enačbo upogibnice ob poznavanju inklinometerskih meritev odklona diafragme.....	88
Slika 72: Primerjava upogibnih momentov zaščitne konstrukcije prereza ob objektu 9 s programom Plaxis s HS in HSSMALL modelom z upogibnimi momenti določenimi z enačbo upogibnice ob poznavanju inklinometerskih meritev odklona diafragme.....	89

1 UVOD

1.1 Splošno

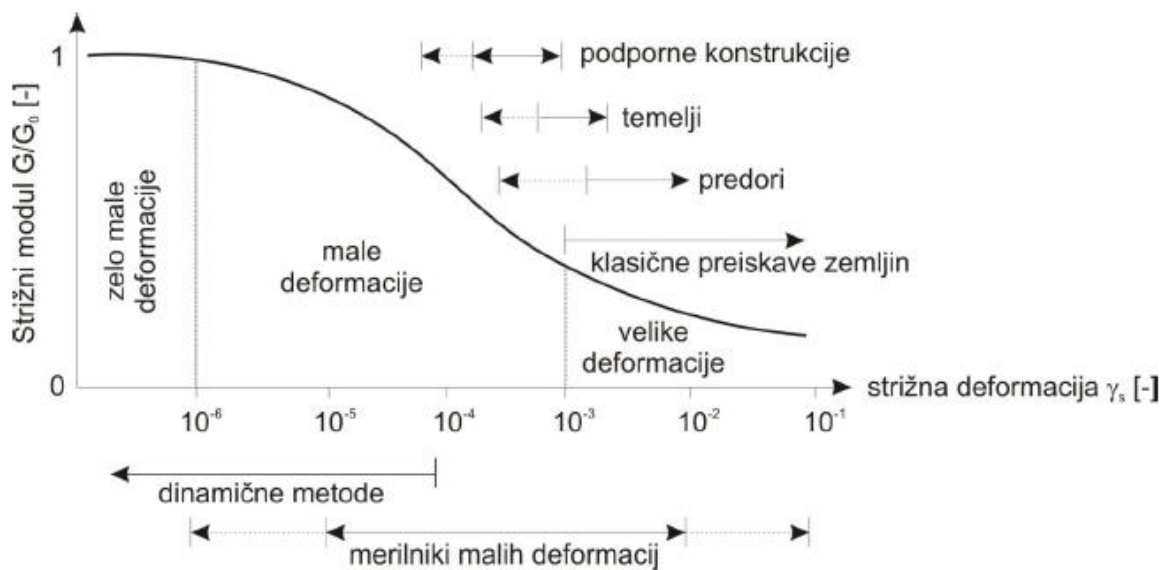
Pri geotehničnem projektiranju zaščitnih konstrukcij gradbenih jam so klasične metode izračuna v uporabi vse redkeje. Izkušnje kažejo, da so rezultati izračuna z uporabo klasičnih metod v primerjavi z merjenimi rezultati pogosto precenjeni. Pri sodobnem geotehničnem projektiranju se bolj pogosto uporabljajo različni računalniški programi. Med pomembnejšimi komercialnimi programi za analizo geotehničnih konstrukcij po metodi končnih elementov je program Plaxis 2D (Plaxis b.v., 2010). Za modeliranje grobozrnatih zemljin ter prekonsolidiranih drobozrnatih zemljin se pogosto uporabljata nelinearno elastična modela z izotropnim utrjevanjem Hardening Soil Model – HS model (Schanz et al., 1999) ter njegova razširjena verzija, ki upošteva togost tal pri majhnih deformacijah, Hardening Soil Small Model – HSSMALL model (Benz, 2007).

Danes se v številnih primerih že izvedene zaščitne konstrukcije gradbenih jam analizirajo s povratno analizo, zaključki pa se poskušajo prenesti na podobne primere v prihodnosti. Pogosto se že v začetnih fazah izvedbe izkopa opravljajo meritve, nato pa se izvede povratna analiza, katere cilj je uspešnejše predvidevanje obnašanja konstrukcije pri večjih globinah. Povratna analiza pomeni kalibracijo geotehničnega modela, tako da se obnašanje modela čim bolj ujema z meritvami ali opažanji na terenu.

V tej diplomski nalogi je predstavljena možnost, da se že v fazi projektiranja več pozornosti posveti ustreznemu izboru konstitutivnega modela. Prikazani so rezultati geostatičnih analiz na konkretnem primeru varovanja gradbene jame z debelostensko diafragmo za katerega obstajajo inklinometerske meritve pomikov. Pomembnost upoštevanja togosti tal pri majhnih deformacijah za predvidevanje obnašanja zaščitnih konstrukcij na osnovi rezultatov numeričnega modela globoke zaščitne konstrukcije je pokazano že v zgodnejših raziskavah (Whittle et al., 1994). V tej diplomski nalogi pa je to potrjeno na konkretnem primeru že izvedene zaščite gradbene jame s primerjavo rezultatov HS modela, HSSMALL modela in inklinometerskih meritev pomikov zaščitne konstrukcije.

Deformacije v okolici geotehničnih konstrukcij so običajno velikostnega reda od 0,01% do 0,1% (Simpson, 1992), pri modeliranju vplivov potresov pa velikostnega reda 0,001% (Ishihara, 1996). Zato je pomembno upoštevati, kako se togost materiala spreminja z deformacijami. V analizah, ki težijo k čim bolj natančni napovedi pomikov oziroma posedkov, je potrebno upoštevati togost zemljine pri zelo majhnih deformacijah (G_0) in nelinearno odvisnost glede na deformacije. Zmanjšanje togosti z večanjem deformacij je predstavljeno s tako imenovano S krivuljo, ki je prikazana na sliki 1.

Enostavni elasto-plastični modeli za zemljine ne upoštevajo zmanjšanja togosti in obravnavajo deformacije znotraj mejne ploskve popuščanja kot elastične kar običajno ne omogoča natančnejše napovedi deformacij. Bolj napredni modeli upoštevajo nelinearno obnašanje zemljine in zmanjšanje togosti (Vukadin, 2007).



Slika 1: S krivulja – zmanjšanje togosti z večanjem deformacij (Pulko in Robas, 2012, str. 164)

Na že izvedeni zaščitni konstrukciji gradbene jame, kjer so izmerjeni pomiki zaščitne konstrukcije, želimo pokazati, da lahko pravilen izbor konstitutivnega modela tal ter pravilno oblikovanje numeričnega modela, privede do uspešnega predvidevanja obnašanja konstrukcije.

1.2 Pregled vsebine

V nalogi smo obravnavali izračun zaščite gradbene jame Tobačna mesto s štirikrat sidrano armiranobetonsko diafragmo za tri prečne prereze: prerez ob železnici, prerez ob Tobačni ulici 8 (v nadaljevanju prerez ob Tobačni ulici) in prerez ob objektu na Tobačni ulici 5 (v nadaljevanju prerez ob objektu 9). Približne lokacije teh prerezov so prikazane na sliki 2 in sliki 3. V analizi omenjenih prerezov s programom Plaxis 2D AE smo za modeliranje tal upoštevali HS model in alternativno HSSMALL model.

V uvodnem delu diplomske naloge je predstavljeno teoretično ozadje omenjenega HS modela in HSSMALL modela. V poglavje 4 so predstavljeni osnovni podatki o lokaciji (geološke – geomehanske raziskave) ter podatki o zaščitni konstrukciji s tehnologijo izvedbe, ki so potrebni za oblikovanje geomehanskega računskega modela v programu Plaxis 2D AE. Poglavje 5 prikazuje postopek izvedbe geostatičnih analiz s programom Plaxis ob upoštevanju projektnih pristopov po EUROCODE 7, rezultate statičnih analiz ter primerjavo rezultatov ob upoštevanju HS in HSSMALL modela. V poglavju 6 so prikazane inklinometerske meritve horizontalnih pomikov diafragme. Na podlagi upogibne teorije smo iz meritev pomikov določili upogibne momente v konstrukciji. Horizontalne pomike izmerjene z inklinometrom ter upogibne momente določene iz enačbe upogibnice v nadaljevanju primerjamo z rezultati geostatičnih analiz s programom Plaxis. Sledi še dimenzioniranje armiranobetonske diafragme v poglavju 7 in zaključek z ugotovitvami v poglavju 8.



Slika 2: Prikaz obravnavanih prereзов na tlorisni površini bodočega kompleksa Tobačna mesto



Slika 3: Prikaz obravnavanih prereзов na tlorisni površini gradbene jame Tobačna mesto

2 TOGOST PRI MAJHNIH DEFORMACIJAH

Obnašanje zemljin pri specifičnih deformacijah od 0,1% do porušitve je relativno dobro poznano in v literaturi dobro obdelano. Obnašanje zemljin pri deformacijah med 0,1% in 0,0001% pa določa področje, kjer je bil v zadnjih letih v raziskovalnem smislu narejen največji napredek. Strižno togost izmerjeno v območju zelo majhnih deformacij ($< 10^{-6}$) v literaturi imenujemo G_0 in jo lahko smatramo kot elastično konstanto, deformacije te velikosti pa kot reverzibilne ali elastične. Z večanjem deformacij nastopi hitro zmanjšanje togosti, ki ga opiše značilna S krivulja (slika 1) (Vukadin, 2007).

Najmanjša strižna deformacija, ki jo lahko še zanesljivo izmerimo s konvencionalnimi testi, kot sta na primer edometer in triosna naprava, je 10^{-3} . Po definiciji Atkinsona (2000) imenujemo deformacije zemljin, ki so manjše od mejnih deformacij klasičnih laboratorijskih testov majhne deformacije, medtem ko deformacije večje kot 10^{-3} imenujemo velike deformacije.

Kot je že omenjeno, so deformacije v okolici podpornih konstrukcij običajno velikostnega reda od 0,01% do 0,1% (Simpson, 1992). Zato je v analizah, ki težijo k čim bolj natančni napovedi pomikov oziroma posedkov, potrebno upoštevati togost zemljine pri zelo majhnih deformacijah (G_0) in nelinearno odvisnost glede na deformacije.

V nadaljevanju so predstavljeni načini določanja strižnega modula ter parametri, ki vplivajo na togost tal pri majhnih deformacijah.

2.1 Meritve in interpretacija togosti pri majhnih deformacijah G_0

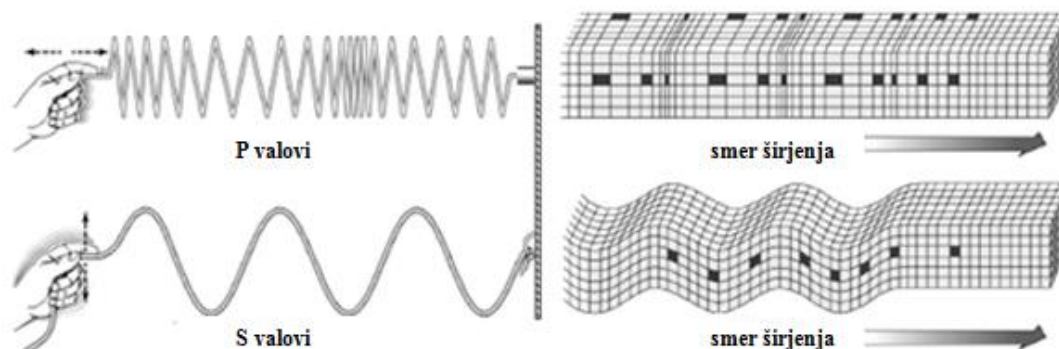
Togost pri majhnih deformacijah lahko izmerimo tako v laboratoriju kot na terenu (in-situ testi). V laboratoriju lahko vrednosti G_0 izmerimo s triosnimi testi z lokalnimi merilnimi instrumenti, resonančnimi preiskavami (ang. resonant column test) ali z nekaterimi dinamičnimi metodami, ki so zasnovane na širjenju strižnih valov skozi vzorec. Najpogostejše terenske oziroma in-situ preiskave za posredno določitev G_0 temeljijo na geofizikalnih metodah, kot so down-hole test, med katerega uvrščamo SDMT - seizmični ploskovni dilatometer in SCPT – seizmični konusni penetrometer, cross-hole test in SASW – spektralna analiza površinskih valov. Refleksijska in refrakcijska geoseizmična metoda se dandanes le redko uporabljata za pridobitev podatkov o togosti pri zelo majhnih deformacijah, zgodovinsko pa sta bili to prvi geofizikalni metodi, ki so jih inženirji in geologi uporabljali za karakterizacijo temeljnih tal (Benz, 2007).

Vsi terenski ter nekateri laboratorijski testi so posredne metode za določitev G_0 . To pomeni, da testi ne merijo želene oziroma iskane količine (v našem primer G_0). Seizmične metode kot indirektno metode merijo hitrost širjenja valov v tleh. Ob predpostavki linearno elastičnega obnašanja je zveza med hitrostjo širjenja valov in elastično togostjo naslednja:

$$v_p = \sqrt{\frac{\lambda_0 + 2G_0}{\rho}} \quad (1)$$

$$v_s = \sqrt{\frac{G_0}{\rho}} \quad (2)$$

v_p predstavlja hitrost širjenja primarnih ali kompresijskih valov (P valov), v_s pa sekundarnih ali strižnih valov (S valov) skozi vzorec (slika 4).



Slika 4: P in S valovanje (Benz, 2007, str.11)

λ in G sta Laméjevi konstanti (G je strižni modul). Laméjeve konstante lahko izrazimo tudi z Youngovim modulom E in Poissonovim številom ν :

$$G = \frac{E}{2(1 + \nu)} \quad (3)$$

$$\lambda = \frac{\nu E}{(1 + \nu)(1 - 2\nu)} \quad (4)$$

V nadaljevanju je bolj podrobno predstavljenih nekaj laboratorijskih in in-situ preiskav za določitev materialnih lastnosti tal pri majhnih deformacijah.

2.1.1 Laboratorijski testi

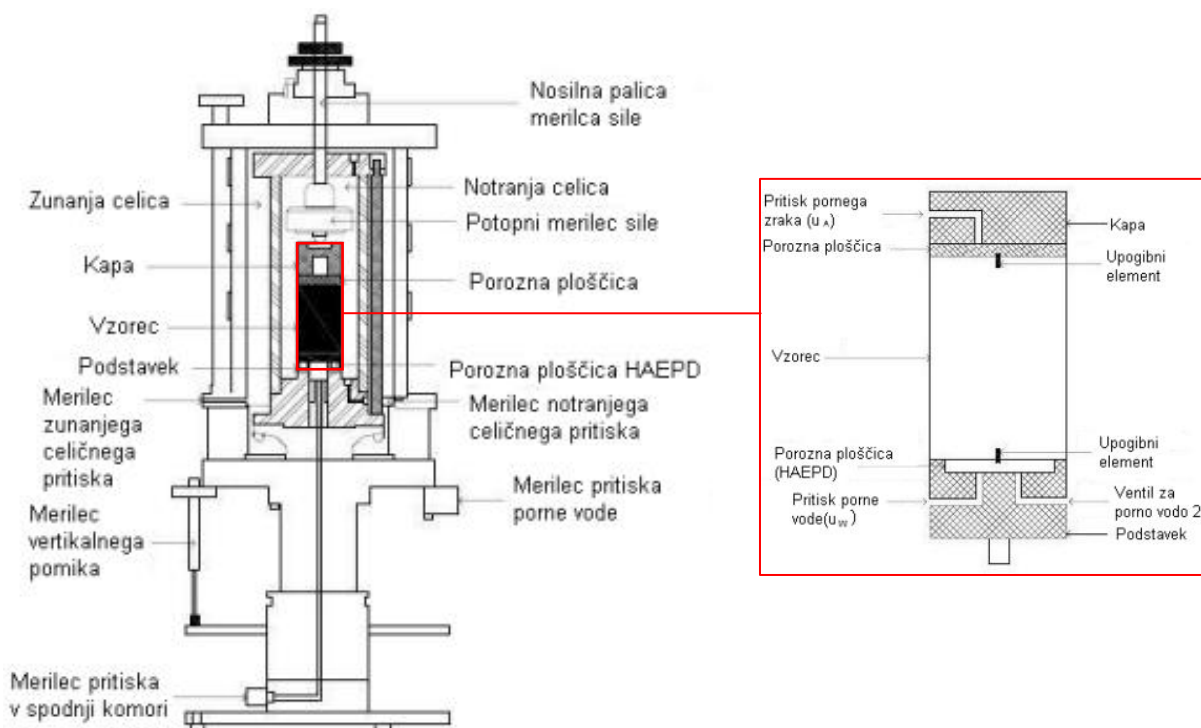
2.1.1.1 Upogibni element (ang. Bender element)

Meritve z upogibnimi elementi sta razvila Shirley and Hampton (1977), v triosnem aparatu pa so jih prvi uporabili Schulteiss (1982) in Dyvik ter Madshus (1985). Poleg resonančne preiskave predstavlja najbolj pogosto metodo za določitev strižnega elastičnega modula v zemljinah pri zelo majhnih deformacijah. Prednost metode upogibnih elementov je, da v povezavi s triosnim aparatom omogoča poljubno število nedestruktivnih meritev G_0 . Metoda določitve strižnega modula z upogibnimi elementi je tako kot večina laboratorijskih testov posredna metoda. G_0 se določi na podlagi izmerjenih hitrosti strižnih valov v_s v vzorcu zemljine po naslednji enačbi:

$$G_0 = \rho \times v_s^2 \quad (5)$$

kjer ρ predstavlja gostoto vzorca zemljine. Največja pomanjkljivost metode določitve G_0 z bender elementi je v tem, da ne moremo meriti togost v odvisnosti od deformacije. Tudi geofizikalna narava posredno določene togosti je včasih lahko težavna, saj je, predvsem zaradi razmerja nizkega signala in šuma, določitev časa prihoda prvega vala predmet interpretacije. Bender metoda zahteva izkušenega preiskovalca z dobrim poznavanjem metode in teoretičnega ozadja. Za določitev strižnega modula G_0 , bi bilo najbolj idealno poznavanje hitrosti tako P kot S valov, ki so lahko izmerjeni z bender-extender elementom (Lings in Greening, 2001).

Slika 5 prikazuje dvostensko triosno celico za izvajanje triosnih preiskav in meritve z upogibnimi elementi. Komplet upogibnih elementov je vgrajen na sredini podstavka in kape, ki sta v stiku z vzorcem. Upogibni element, ki je vgrajen na sredino podstavka v keramični porozni ploščici, imenujemo izvir, saj z vibracijami oddaja valove, ki se širijo v smeri višine vzorca. Na kapi vgrajen upogibni element imenujemo sprejemnik, saj oddane valove sprejme kot vsiljene vibracije. Oddane in sprejete vibracije upogibni elementi spremenijo v napetost, ki se preko računalniške programske opreme pretvori v hitrost strižnih valov v_s (Likar in Bizjak, 2012).



Slika 5: Shematski prikaz dvostenske triosne celice (levo) in vzorca z vgrajenimi bender elementi (desno) (Likar in Bizjak, 2012, str.215)

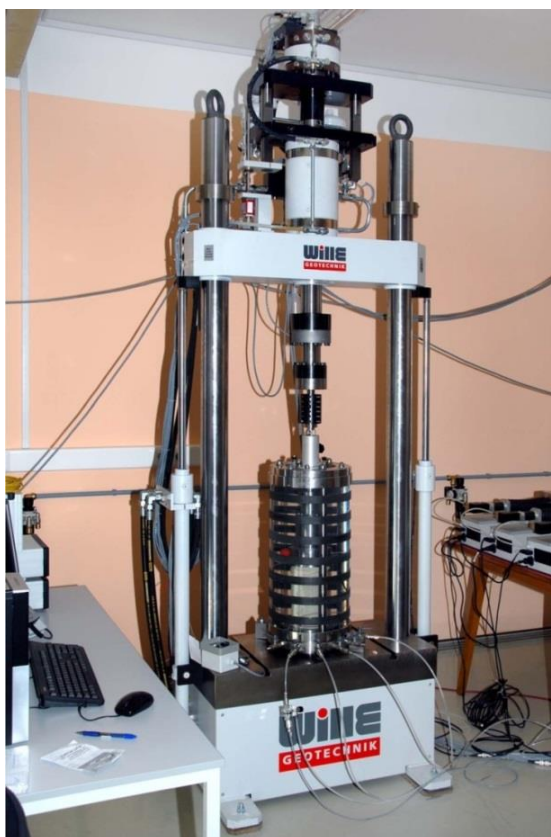
2.1.1.2 Resonančna in torzijska strižna preiskava

Resonančna preiskava in torzijska strižna triosna naprava (slika 6) lahko obremenita vzorec zemljine tako triosno kot torzijsko. Bistvena razlika resonančnega aparata in torzijskega strižnega aparata je v frekvenci in velikosti obtežbe. Torzijski strižni testi so statični ali kvazi-statični ciklični testi, kjer se osno omejen cilindrični vzorec striže z rotiranjem ene od plošč naprave. Bistvena prednost torzijskega

strižnega testa v primerjavi s triosnim testom je ta, da ima stik elementa in zemljine minimalni vpliv na rezultate testa. Resonančne preiskave so ciklične preiskave, pri katerih se osno omejen cilindrični vzorec na enem od njegovih koncev obremeni z vibracijami kot posledica torzijskega ali longitudinalnega vnosa energije. Ko je vzpostavljeno resonančno stanje (frekvenca vsiljenega nihanja je enaka lastni frekvenci), lahko iz izmerjene resonančne frekvence na podlagi teoretičnih elastičnih rešitev dobimo togost. Rezultati so v območju zelo majhnih deformacij zelo zanesljivi (Benz, 2007).

Dodatno izboljšanje omenjenih preiskav predstavlja uporaba torzijskega triosnega aparata za votle vzorce, ki omogoča vzpostavljanje želenega napetostnega stanja v celici v štirih smereh. Tako je preizkušane obremenjen z vertikalnim pritiskom (p_V izračunanim iz vertikalne sile W), torzijsko strižno obremenitvijo (τ izračunano iz torzije M_T) ter horizontalnim pritiskom (notranjim p_i in zunanjim celičnim tlakom p_0). To predstavlja tudi glavno prednost v primerjavi s preiskavo na polnih vzorcih, ki omogoča kontroliranje zgolj treh napetosti – celičnega tlaka, vertikalne napetosti ter torzije (Likar, 2010).

Resonančna in torzijska strižna preiskava za razliko od upogibnih elementov omogočata določitev strižnega modula pri zelo majhnih deformacijah kot tudi zmanjšanja togosti v odvisnosti od deformacij in dušenja. Omenjeni preiskavi sta zelo dragi in se zato le redko uporabljata pri projektiranju običajnih inženirskih konstrukcij.



Slika 6: Dinamični torzijski strižni aparat (ZAG, 2015)

2.1.2 Terenske preiskave

2.1.2.1 Cross hole test

Za izvedbo cross hole testa sta potrebni najmanj dve vertikalni vrtini. V eno od vrtin je na ciljno globino vstavljen izvor energije, v sosednjo oziroma sosednje vrtine pa je položen najmanj en sprejemnik, in sicer na isto globino kot izvor energije. Metoda meri hitrost horizontalnega širjenja valov, ki se določi na podlagi potovanja signala od izvora energije do sprejemne naprave. Tako kot pri upogibnih elementih na podlagi izmerjene hitrosti valov izračunamo togost zemljine, vendar pogosto ob nepoznavanju točne gostote zemljine. Cross hole test omogoča določitev hitrosti po idealno horizontalnih plasteh zemljine, in sicer s postavitvijo izvorov energije ter sprejemnikov na različne globine. Standardni cross hole seizmični test je danes zamenjala cross hole tomografija. Cross hole tomografija uporabi namesto enega sprejemnika niz večih sprejemnikov ter s tem zazna več poti žarkov z eno samo izvorno napravo. Dodatno zaznane informacije se nato s tehniko tomografije pretvorijo v hitrosti in togosti profilov. Cross hole test je ena bolj zanesljivih in situ preiskav za določanje togosti pri majhnih deformacijah, a je hkrati tudi najdražja. Izvori strižnega valovanja v vrtinah generirajo premalo energije, da bi obdržali ekonomične oddaljenosti med vrtinami, poleg tega pa moramo poznati natančne oddaljenosti med vrtinami, kar navadno zahteva meritve z inklinometri v vsaki vrtini (Benz, 2007).

2.1.2.2 Down hole test

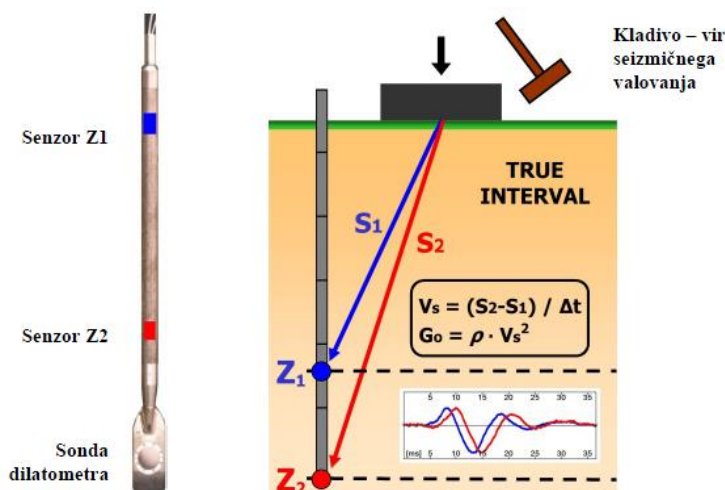
Za izvedbo down hole testa potrebujemo le eno vrtino v katero vstavimo niz sprejemnikov. Izvor energije je postavljen na površje. S tem se, v primerjavi s cross hole testom, izognemo problematiki izvora v vrtini ter potrebi po več vrtinah. Glavna pomanjkljivost down hole testa so skoraj popolnoma vertikalne in zelo dolge poti včasih dodatno lomljenih valov. Down hole test lahko torej obravnavamo kot zvezno meritev po različnih plasteh zemljine, kljub temu pa lahko začetno togost preračunamo nazaj po posameznih slojih zemljine, in sicer iz odčitkov na sprejemnikih, ki so postavljeni v različnih globinah (Benz, 2007).

Dve zelo pogosti preiskavi, ki sodita med down hole preiskave, sta seizmični dilatometer (SDMT) in seizmični konusni penetracijski test (SCPT).

Seizmični dilatometer (SDMT)

Marchettijev seizmični dilatometer (SDMT) je kombinacija standardnega ploščatega dilatometra (DMT) z dodano seizmično enoto. Seizmično enoto predstavlja drog opremljen z dvema senzorjema na razdalji 0.5 m, ki se nahaja neposredno nad dilatometersko sondo. Z njim merimo hitrosti strižnih valov v_s , na osnovi katerih lahko izračunamo strižni modul G_0 pri zelo majhnih deformacijah (enačba (5)). SDMT omogoča določitev profila v_s z globino na zelo hiter, natančen, enostaven in na varčen način (ugotovljena odstopanja pri ponovitvah meritev znašajo 1 - 2%) (Pulko in Robas, 2012).

Hitrost strižnega valovanja v_s dobimo kot razmerje med razlikama razdalj med izvorom seizmičnega valovanja in obema sprejemnikoma ter časovnim zamikom med prihodom valovanja do prvega in drugega sprejemnika. Časovni zamik se dobi preko algoritma, ki ugotavlja najboljše ujemanje obeh merjenih signalov (slika 7).

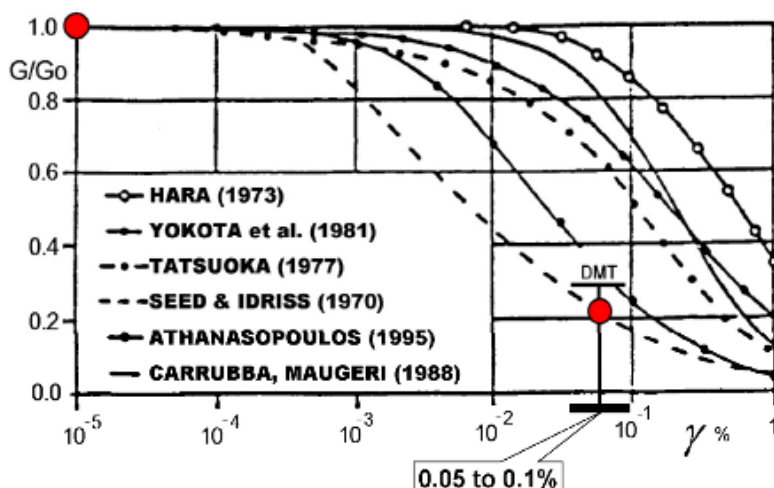


Slika 7: Oprema in princip SDMT meritev (Monaco, Marchetti, 2007)

Celotno opremo potrebno za izvedbo meritev predstavljajo:

- seizmična enota z dvema sprejemnikoma na medsebojni razdalji 0.5 m, potrebno elektroniko ter fiksnim električnim kablom,
- konica, oziroma v primeru, ko poleg seizmičnih meritev izvajamo tudi dilatometerske meritve, ploščata sonda dimenzij 95*225*15 mm s pločevinasto membrano premera 60 mm in debelino 0.2 mm,
- izvor strižnih valov – nihajno kladivo,
- kontrolna enota dilatometra in kontrolna enota seizmičnega dilatometra,
- električni kabel za prenos izmerjenih signalov,
- prenosni osebni računalnik,
- izvor tlaka (jeklenka s plinom),
- cevka za dovod plina iz kontrolne enote do sonde, ki vsebuje tudi električni kabel.

Strižno valovanje običajno povzročimo z nihajnim kladivom na površju tal (slika 7). SDMT meritve potekajo kontinuirno z globino. Konica se z vsako poglobitvijo 50-ih cm ustavi, nato sledi udarec s kladivom s katerim sprožimo seizmično valovanje. Preko računalnika se zažene postopek zajema podatkov. Sprejeti seizmični signal se ojača in digitalizira v sondi, obdela pa na računalniku. Za kontrolo odstopanja se meritve na vsaki globini ponovi vsaj trikrat. Izmerjen profil hitrosti strižnih valov v_s omogoča izračun referenčnega strižnega modula pri majhnih deformacijah (G_0) in oceno strižnega modula v odvisnosti od strižne deformacije za določeno zemljinu (slika 8) (Pulko in Robas, 2012).

Slika 8: Nelinearna $G - \gamma$ krivulja (Monaco, Marchetti, 2007)

Seizmični konusni penetracijski test SCPT

Seizmični konusni penetracijski test SCPT (Robertson et. al. 1985) je posebna vrsta down hole testa, kjer so sprejemniki, bodisi geofoni ali akcelorometri, nameščeni na standardizirani konici, ki se jo korak za korakom v intervalih od 0.5 m do 1 m vtiska v zemljino s klasično opremo statičnega konusnega penetrometra CPT, izvor pa je postavljen na površju. Obstajajo različni penetracijski sistemi od majhnih enot potiskanja do velikih tovornih vozil. Seizmični izvor tvorita jekleni nosilec in kladivo. Horizontalni udarec s kladivom na površino jeklenega nosilca, ki je vzporedna z osjo potiskanja, povzroči valovanje, kjer prevladujejo strižni S valovi, vertikalni udarec po vrhu jeklenega nosilca pa povzroči valovanje s prevladujočim kompresijskimi P valovi. Na posameznih globinah izvor generira s sprejemnikom izmerjeno seizmično valovanje, na osnovi katerega lahko določimo strižni modul G_0 .

SCPT test vključuje naslednje komponente:

- električni penetrometer,
- hidravlika za vtiskanje drogova in drogovje,
- kabli ali oddajne naprave,
- globinski snemalnik,
- izvor,
- elektronika za krmiljenje preiskave in zajem rezultatov.

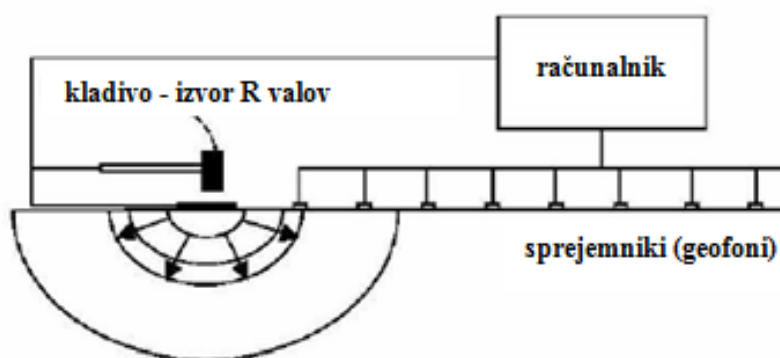
Metoda SCPT združuje meritve klasičnega CPT testa (odpor konice q_c , trenje ob plašču f_s , penetracijski porni tlak u) ter meritve seizmičnih valov v isti zemljini. Ker za izvedbo testa ni potrebna vrtina, je metoda SCPT v primerjavi s klasičnim down hole testom cenejša.

2.1.2.3 SASW (Spectral Analysis of Surface Waves)

Ta metoda se je razvila iz tehnike kontinuirnih terenskih merenj strižnega modula in je namenjena detajlnemu profiliranju s površine terena na osnovi izmerjenih Rayleighovih R valov (Luna in Jadi, 2000). Izvor Rayleighovih R valov je lahko oscilator z rotirajočo maso ali nek drugi izvor dinamičnega udarca (slika 9), ki izzove oscilacije frekvenc manjše od 30 Hz. Pri majhnih deformacijah je hitrost Reyleighovega R vala približno enaka hitrosti strižnega S vala. To dejstvo se uporabi za določitev hitrosti strižnih valov na osnovi valovnih dolžin R valov in frekvence izvora. Sprejemniki, ki zaznajo val, so postavljeni na površju terena. Analiza širjenja R valov se izvaja z merjenjem motenj na več poljubno izbranih oddaljenosti med izvorom in najpogosteje dvema sprejemnikoma. Seizmične motnje, ki jih registrirajo sprejemniki, se s Fourierjevo analizo iz časovne domene transformirajo v frekvenčno domeno. Fazna razlika med dvema signaloma istega sprejemnika se prikaže kot funkcija frekvence, čas prihoda vala pa je v frekvenčni domeni enak razmerju med vrednostjo faznega zamika in krožne frekvence (Skejić, 2015).

Hitrost R valov se lahko izrazi kot razmerje oddaljenosti med dvema sprejemnikoma in razliki časovnega prihoda vala, oziroma kot produkt valovne dolžine in frekvence vala. Hitrost in valovna dolžina se določita za vsako naneseno frekvenco izvora. S tem lahko oblikujemo diagram disperznih krivulj (diagram odvisnosti frekvence in hitrosti R vala), ki je specifičen za opazovan geomedij. Iz disperznih krivulj lahko z uporabo inverzne analize oblikujemo profil vrednosti strižnih hitrosti, in sicer z iterativnim procesom tako, da se na osnovi rešitve 2D valovne enačbe v elastičnem mediju, predpostavi hitrost S valov v profilu in teoretična disperzija krivulj. Rezultat je predpostavljen profil, ki se potem modificira in procesira, dokler se ne doseže zadovoljiva podobnost teoretičnih in merjenih krivulj. Za sprejete vrednosti hitrosti se nato preračuna ustrezna vrednost strižnega modula (Skejić, 2015).

Zaradi enostavnosti in hitrosti izvedbe SASW merjenja na terenu skupaj z avtomatičnim procesiranjem podatkov je SASW ena najbolj učinkovitih in-situ preiskav za določanje togosti tal pri majhnih deformacijah.



Slika 9: Tipična konfiguracija izvora in sprejemnikov pri SASW metodi

2.2 Parametri, ki vplivajo na togost pri majhnih deformacijah

Za opis zmanjšanja togosti zemljin glede na deformacije je potrebno vpeljati dva dodatna deformacijska parametra (Benz, 2007):

- maksimalni strižni modul pri zelo majhnih deformacijah G_0 in Youngov elastični modul E_0
- strižno deformacijo $\gamma_{0.7}$, pri kateri se vrednost sekantnega strižnega modula G_s zmanjša na 70% vrednosti G_0

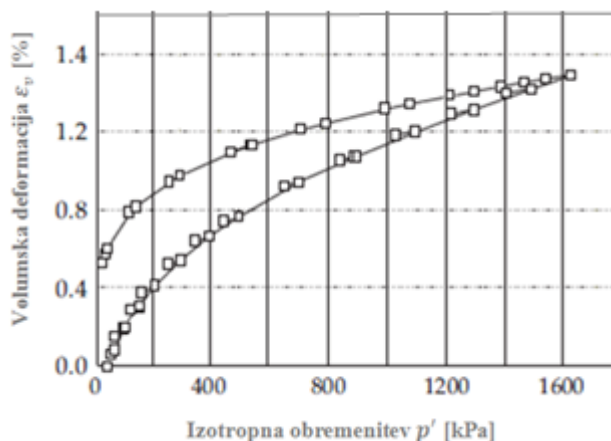
Točki $(G_0, 0)$ in $(G_{0.7}, \gamma_{0.7})$ se nahajata na krivulji, ki predstavlja odvisnost togosti od deformacij. Celotno degradacijsko krivuljo lahko zadovoljivo ekstrapoliramo iz omenjenih dveh točk, na primer z enačbo Hardin-Drnevich (1972), ki je prikazana kasneje v poglavju (enačba (23)). V dinamiki zemljin je zmanjšanje togosti pri majhnih deformacijah pogosto ovrednoteno kot dušenje. Dušenje je mera za disipacijo energije v zaprtih obtežnih ciklih. Hardin in Drnevich (1972) sta strižno deformacijo $\gamma_{0.7}$ povezala z dušenjem. Večja kot je vrednost $\gamma_{0.7}$ manjše je dušenje. Referenčna vrednost 70% je izbrana na podlagi priporočil Santos in Correia (2001).

Velikost deformacije, poroznost, struktura zemljine, napetostno stanje v preteklosti, stopnja saturacije in temperatura sodijo med dejavnike, ki vplivajo na togost zemljine pri majhnih deformacijah.

2.2.1 Vpiv deformacij

Kot je razvidno iz S krivulje (slika 1) obdrži zemljina začetno togost G_0 le pri zelo majhnih deformacijah, z večanjem deformacij, pa togost zemljine nelinearno pada. Pri deviatorični obremenitvi je dušenje v območju majhnih deformacij v procesu razbremenitve in ponovne obremenitve manjše kot pri primarni obremenitvi, a še vedno istega velikostnega reda. Pri izotropni obremenitvi pa je dušenje v procesu razbremenitve in ponovne obremenitve veliko manjše kot pri primarni obremenitvi (Benz, 2007). Strižne deformacije imajo torej večji vpliv na zmanjšanje togosti kot volumske deformacije.

Lade in Abelev (2005) sta raziskala volumsko napetostno – deformacijsko obnašanje Nevada peska z izotropnim kompresijskim testom (slika 10). Primerjala sta kompresijski modul pridobljen z izotropno obremenitvijo in razbremenitvijo ter kompresijski modul pridobljen s prekinitvijo kontinuirnega obremenjevanja z majhnimi obtežnimi cikli. Ugotovila sta, da je pri primarni obremenitvi togost zemljine pri cikličnem obremenjevanju večja kot togost zemljine pri kontinuirnem obremenjevanju. Po drugi strani pa med razbremenjevanjem cikli niso pokazali pomembnejšega naraščaja togosti. To je prav tako v skladu z ugotovitvami Zdravković in Jardine (1997).



Slika 10: Iztropni kompresijski test prekinjen s cikli majhnih deformacij (Lade in Abelev, 2005)

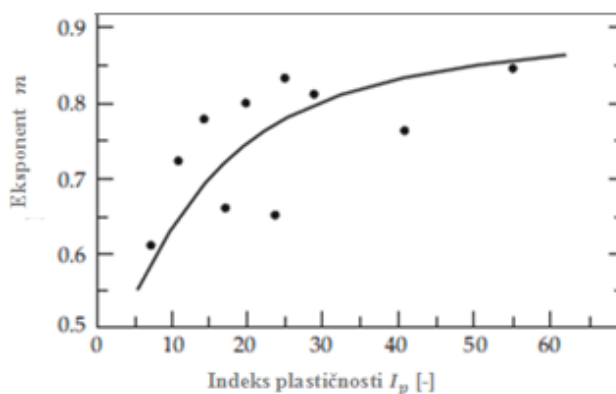
2.2.2 Vpliv napetostnega stanja

Hardin in Richard (1963) sta odvisnost togosti pri majhnih deformacijah G_0 in sferne napetosti p' opisala z eksponentno funkcijo:

$$G_0 \propto (p')^m \quad (6)$$

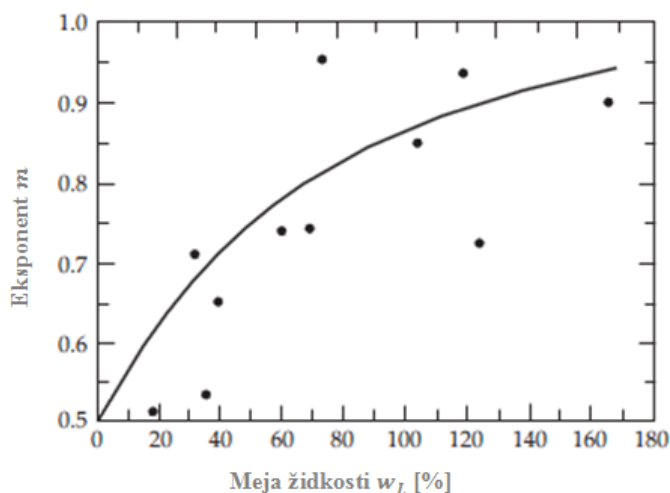
Za eksponent m sta uporabila vrednost 0.5, tako za koherentne kot nekoherentne zemljine. Današnje raziskave so to vrednost potrdile za nekoherentne zemljine. Večina zvez uporablja eksponentno vrednost v območju $0.40 \leq m \leq 0.55$. Za koherentne zemljine so vrednost $m = 0.5$ nekatere raziskave potrdile, pri nekaterih pa je ta vrednost segala tudi do $m = 1.0$. Razpršenost vrednosti eksponenta m za koherentne zemljine, je posledica večje stisljivosti kot pri nekoherentnih zemljinah. Sliki 11 in 12 prikazujeta spreminjanje vrednosti eksponenta m v odvisnosti od indeksa plastičnosti I_p (Viggiani in Attkinson, 1995) in meje židkosti w_L (Hicher, 1996).

Viggiani in Attkinson (1995) sta izvedla teste na vzorcih različnih zemljin. Togost pri majhnih deformacijah G_0 sta določila z upogibnimi elementi za različna napetostna stanja, $p' = 50 - 400$ kPa. Pridobljeni podatki so pokazali, da se z večanjem sfernih napetosti p' večja togost G_0 . Slika 11 prikazuje spreminjanje vrednosti eksponenta m , ki povezuje odvisnost G_0 in p' , z indeksom plastičnosti I_p .



Slika 11: Eksponent m kot funkcija indeksa plastičnosti I_p (Viggiani in Attkinson, 1995)

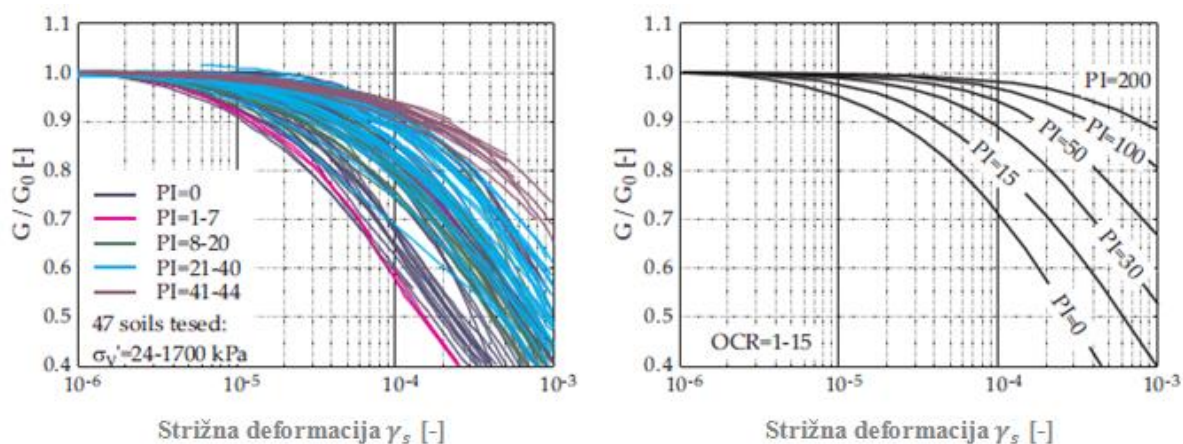
Vpliv sfernih napetosti p' na togost pri majhnih deformacijah G_0 postane večji z naraščanjem meje židkosti w_L (Hicher, 1996) (slika 12).



Slika 12: Eksponent m kot funkcija meje vlažnosti w_L (Hicher, 1996)

2.2.3 Vpliv plastičnosti zemljine

Na diagramu (PI diagram) na sliki 13 sta Vučetić in Dobry (1991) prikazala redukcijo strižnega modula, v območju majhnih deformacij, v odvisnosti od indeksa plastičnosti. Krivulje so bile pridobljene iz 16 publikacij najmanj 12 raziskovalnih skupin (Anderson in Stokoe, 1978; Dobry in Vučetić, 1988; Hardin, 1978; Hardin in Drnevich, 1972; Idriss et al., 1976; Ishihara, 1986; Kim in Novak, 1981; Kokusho et al., 1982; Marcuson in Wahls, 1972; Matsui et al., 1980; Richart, 1975; Richart et al., 1970; Romo in Jaime, 1986; Seed in Idriss, 1970; Vučetić, 1988; Vučetić in Dobry, 1988). Zaradi velike razpršenosti krivulj, je potrebno PI diagram upoštevati pazljivo, predvsem za vrednosti indeksa plastičnosti $I_p \geq 30$. Za čiste peske Vučetić in Dobry za vrednost strižne deformacije $\gamma_{0.7}$ pri $p' = 100$ kPa predlagata $\gamma_{0.7} \approx 10^{-4}$.



Slika 13: Vpliv indeksa plastičnosti I_p na zmanjšanje togosti: levo krivulje zemljin z različnim indeksom plastičnosti I_p ; desno I_p diagram po Vučetić in Dobry (po Hsu in Vučetić (2002) in Vučetić in Dobry (1991))

Stokoe et al. (2004) so meritve togosti pri majhnih do srednjih deformacij izvajali z resonančno metodo in torzijskim strižnim testom za vrednosti indeksa plastičnosti $I_p = 0 - 100$. Za vrednosti $I_p = 0 - 15$ se rezultati v večji meri ujemajo z diagramom Vučetića in Dobryja. Za večje vrednosti pa predlagajo manjše vrednosti $\gamma_{0.7}$, in sicer predlagajo določitev le teh z linearno interpolacijo med $\gamma_{0.7} = 10^{-4}$ za $I_p = 0$ in $\gamma_{0.7} = 6 \times 10^{-4}$ za $I_p = 100$.

2.2.4 Vpiv poroznosti zemljine

Na podlagi meritev hitrosti širjenja valov skozi vzorec peska (Ottawa sand) po resonančni metodi sta Hardin in Richart (1963) predlagala linearno povezavo med poroznostjo e in hitrostjo širjenja valov v (neodvisno od velikosti delca, graduacije in relativne gostote) v obliki naslednje enačbe:

$$v = a(b - e)p'^{\frac{n}{2}} \quad (7)$$

Ob poznavanju zveze med hitrostjo širjenja valov in začetnim modulom G_0 sta Hardin in Richart prišla do enačbe, ki opisuje odvisnost poroznosti e od togosti G_0 za okroglo zrnate peske $e < 0.80$ (enačba (8)) in robno zrnate peske $e > 0.60$ (enačba (9)):

$$G_0 \propto \frac{(2,17 - e)^2}{1 + e} \quad (8)$$

$$G_0 \propto \frac{(2,97 - e)^2}{1 + e} \quad (9)$$

V literaturi najdemo tudi druge povezave med G_0 in e , pretežno v obliki enačbe (10):

$$G_0 \propto e^{-x} \quad (10)$$

kjer je eksponent x za različne zemljine ovrednoten s strani številnih avtorjev. Tako na primer Fiorovante (2000) za peske priporoča vrednost $x = 0.8$, Biarez in Hicher (1994) za peske ter gline $x = 1.0$, Lo Presti et al. (1993) za cementirane peske in fino granulirane peske $x = 1.3$, Lo Presti in Jamiołkowski (1998) za različne gline vrednosti v območju $1.1 \leq x \leq 1.5$.

2.2.5 Vpliv faktorja prekonsolidacije OCR (ang. Over Consolidation Ratio)

Faktor prekonsolidacije je definiran kot razmerje prekonsolidacijske napetosti σ'_p (največja vertikalna efektivna napetost, ki ji je bila zemljina v preteklosti izpostavljena) s trenutno vertikalno efektivno napetostjo σ'_v :

$$OCR = \frac{\sigma'_p}{\sigma'_v} \geq 1 \quad (11)$$

Če je $OCR > 1$ so tla prekonsolidirana, če je $OCR = 1$ so tla normalno konsolidirana. V prekonsolidiranem območju se tla obnašajo skoraj elastično, medtem ko se v normalno konsolidiranem območju obnašajo elastoplastično.

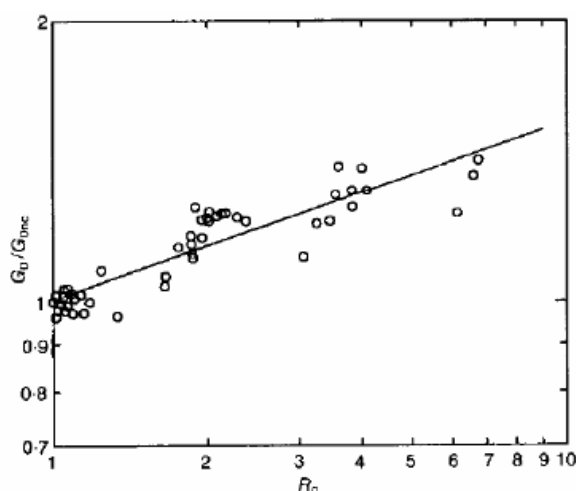
V kohezivnih zemljinah G_0 narašča s faktorjem OCR , vrednost naraščanja pa je odvisna od plastičnosti zemljine. Hardin in Black (1968) sta predlagali empirično zvezo v naslednji obliki:

$$G_0 \propto OCR^k \quad (12)$$

kjer eksponent k varira med vrednostmi 0 za peske in 0.5 za zelo stisljive gline. Kasneje sta Hardin in Black (1968) predlagala drugačno obliko, in sicer:

$$G_0 \propto R_0^k \quad (13)$$

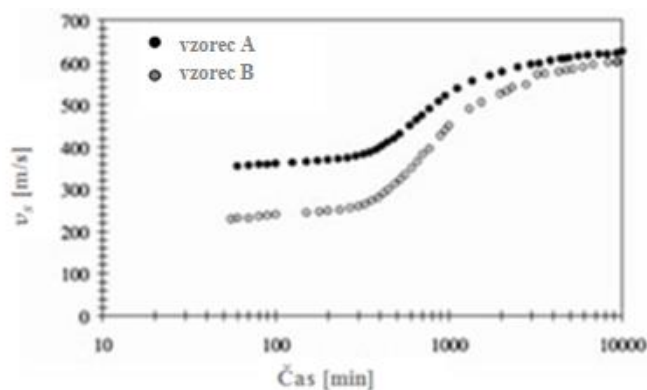
R_0 predstavlja razmerje med maksimalno efektivno povprečno napetostjo, ki so ji bila tla izpostavljena v preteklosti, s trenutno efektivno povprečno napetostjo. Atkinson in Viggiani (1995) sta v hidravlični triosni celici opremljeni z upogibnimi elementi izvedla teste. Vzorce sta obremenila z napetostimi $p' = 50 - 400$ kPa, faktor prekonsolidacije je znašal $R_0 = 1 - 8$. Ugotovila sta, da togost G_0 pri določeni napetosti narašča z razmerjem prekonsolidacije (slika 14). Diagram prikazuje vrednost G_0/G_{0nc} v odvisnosti od razmerja prekonsolidacije R_0 . G_{0nc} je vrednost G_0 , ki ustreza normalno konsolidiranemu vzorcu pri enaki efektivni povprečni napetosti. Ugotovili so, da za gline plastičnosti $10 < I_p < 40$ parameter k znaša $0.20 < k < 0.25$. Gledano iz praktičnega vidika gre za relativno majhna odstopanja, zato nekatere preiskave priporočajo zanemarjanje vpliva OCR na togost G_0 . Za nevezljive zemljine ima razmerje OCR majhen vpliv na S krivuljo (Asslan, 2008).



Slika 14: Variacija togosti G_0 s faktorjem prekonsolidacije R_0 na vzorcih speswhite kaolin (Atkinson in Viggiani, 1995)

2.2.6 Vpiv diageneze

Celoten proces kemičnih, fizikalnih in bioloških sprememb, skozi katerega gre sedimentni material od svojega nanosa preko litifikacije do preperevanja, se imenuje diageneza. Proces diageneze spreminja togost zemljine s časom. V splošnem velja, da katerikoli proces, ki spreminja obstoječo strukturo delcev znotraj zemljine, spreminja tudi togost zemljine. Cementacija in staranje sta najpomembnejša učinka diageneze in sta definirana kot spremembe številnih mehanskih lastnosti zaradi sekundarne kompresije pod konstantno delujočo zunanjo obtežbo. Proces staranja večinoma velja za glin, pojavi pa se lahko tudi v peskih, peščenih kamninah in zaglinjenih peskih (Benz, 2007). Cementacijo povroči bodisi naravni ali umetni proces stabilizacije zemljine. Pomembna je predvsem za trdnost peščenih zemljin. Trdnost cementiranih peskov je odvisna od trdnosti cementnega agenta in trdnosti zrn peska (Asslan, 2008). Razvoj oziroma rast hitrosti strižnih valov s cementacijo je prikazana na vzorcu mešanice pesek-cement testirane z resonančno metodo. Dva vzorca sta izotropno obremenjena do različnih limitnih napetosti in jima je dovoljeno strjevanje ob konstantnih omejitvah: vzorec A pri $\sigma' = 70$ kPa in vzorec B pri $\sigma' = 415$ kPa. Rezultati so prikazani na sliki 15. Hitrost strižnih valov s časom narašča. Oba vzorca se asimptotično približujeta isti togost, torej cementacija prevlada nad efektivno napetostjo (Fernandez in Santamarina, 2001). Ugotovili so, da se lahko togost peskov pri majhnih deformacijah kot posledica cementacije poveča za red velikosti ali več.



Slika 15: Učinek cementacije na hitrost strižnega valovanja (Fernandez in Santamarina, 2001)

Izraz "staranje" opisuje spremembe mehanskih lastnosti zemljine s časom pod konstantno delujočo zunanjo obtežbo. Učinki staranja lahko povzročijo cementacijo kontaktov med delci ali pa izboljšanje njihovih mikro oziroma makro povezav zaradi zelo majhnih relativnih pomikov (Asslan, 2008). Anderson in Stokoe (1978) sta predlagala za oceno naraščanja togosti s časom naslednjo enačbo:

$$\frac{G_0(t)}{G_0(t_p)} = [1 + N_{G,1} \log \frac{t}{t_p}] \quad (14)$$

Enačba, ki pa so jo predlagali (Shibuya et al., 1995):

$$\frac{G_0(t)}{G_0(t_p)} = \left[\frac{t}{t_p}\right]^{N_G} \quad (15)$$

kjer je t_p čas potreben, da dosežemo konec prekonsolidacije, t je katerikoli čas ($t > t_p$), $G_0(t_p)$ je maksimalna togost v času t_p ter N_G je empirični materialni faktor.

Ob spremembi napetostnega stanja se lahko učinki diagenoze hitro izgubijo. Porušeni vzorci posledično pokažejo bistveno drugačno togost pri majhnih deformacijah kot neporušeni vzorci. Toki et al. (1995) so pripravili bazo podatkov opravljenih študij na Japonskem, ki prikazuje jasno povezavo med metodo vzorčenja in zanesljivostjo laboratorijskih preiskav za določanje togosti pri majhnih deformacijah. Najboljše ujemanje med togostjo določeno s terenskimi raziskavami $G_{0,Field}$ in laboratorijsko določeno togostjo $G_{0,lab}$ nam da metoda odvzema vzorca z zmrzovanjem. Bolj pogoste metode vzorčenja za peske in mehke kamnine pogostokrat povzročijo take motnje v vzorcu, da je laboratorijsko določena togost $G_{0,lab}$ lahko tako nizka kot 0,25 $G_{0,Field}$ (Benz, 2007).

2.2.7 Nekateri drugi faktorji, ki vplivajo na togost pri majhnih deformacijah

Vpliv strižnega kota nekoherentnih zemljin le malo vpliva na togost pri majhnih deformacijah (Seed in Idriss, 1970). Strižna deformacija $\gamma_{0,7}$ je nekoliko višja pri vzorcih z večjim strižnim kotom. Ker sta strižni kot in indeks gostote povezana, je to v skladu z ugotovitvami o vplivu poroznosti na togost pri majhnih deformacijah. Oblika zrna ima majhen vpliv na togost, in sicer je togost pri majhnih deformacijah nekoliko manjša pri okroglih zrnih kot pri robatih. Povprečni premer in porazdeljenost zrn vplivata na togost pri majhnih deformacijah pri slabo graduirani zemljini. Iwasaki in Tatsouoka (1977) sta ugotovila 10-25% zmanjšanje togosti pri dobro graduirani zemljini v primerjavi s slabo graduirano. Dodatnih 2-5% finih delcev je pokazalo zmanjšanje togosti za dodatnih 20%.

V tem poglavju je bil razložen vpliv posameznih parametrov na togost pri majhnih deformacijah. Velikost deformacije, poroznost in napetostno stanje so najpomembnejši parametri, ki vplivajo na togost.

2.3 Empirične zveze za izračun togosti pri majhnih deformacijah

2.3.1 Zveza med togostjo G_0 in poroznostjo e , sferno napetostjo p' ter faktorjem prekonsolidacije OCR

V primeru, ko ne razpolagamo z laboratorijskimi ali terenskimi meritvami strižnega modula G_0 , lahko za oceno strižnega modula G_0 uporabimo empirično formulo (Hardin in Black, 1978):

$$G_0 = A f(e) OCR^k \left(\frac{p'}{p_{ref}}\right)^m \quad (16)$$

kjer G_0 predstavlja maksimalno vrednost strižnega modula pri majhnih deformacijah v MPa, p' je sferna napetost v kPa (za razmere v triosnem aparatu, kjer $\sigma'_2 = \sigma'_3$, velja $p' = (\sigma'_1 + 2\sigma'_3)/3$), $p_{ref} = 100$ kPa je referenčni tlak enak atmosferskemu tlaku, OCR faktor prekonsolidacije, ter $A, f(e), k, m$ korelacijske funkcije in parametri podani v tabeli 1.

Tabela 1: Omejitve in parametri za izračun strižnega modula celotne skupine zemljin (Benz, 2007, str. 33)

Zemljine	e_{min} [-]	e_{max} [-]	A [-]	f(e) [-]	m [-]	Ref.
Peski z $c_u < 1.8$	0.5	1.1	57	$\frac{(2.17 - e)^2}{1 + e}$	0.4	Iwasaki in Tatsuoka (1977)
Vse zemljine z $w_l < 50\%$	0.4	1.8	59	$\frac{1}{e}$	0.5	Biarez in Hicher (1994)
Nedisturbirane gline in drobljeni pesek	0.6	1.5	33	$\frac{(2.97 - e)^2}{1 + e}$	0.5	Hardin in Black (1969)
Nedisturbirane kohezivne zemljine	0.6	1.5	16	$\frac{(2.97 - e)^2}{1 + e}$	0.5	Kim et al. (1981)
Loess	1.4	4.0	1.4	$\frac{(7.32 - e)^2}{1 + e}$	0.6	Kokusho et al. (1982)

2.3.2 Korelacijske zveze med G_0 na osnovi CPT in SPT testov ter nedrenirane strižne trdnosti c_u

Zveze med togostjo pri majhnih deformacijah G_0 in korigirano odpornostjo po konici (CPT) so predlagane za kvarčne peske (Baldi et al., 1989), gline (Mayne in Rix, 1993) in druge različne tipe zemljin (Lunne et al., 1997). Za gline sta Mayne in Rix (1993) podala naslednjo enačbo:

$$G_0 [MPa] = 49.4 \frac{q_t^{0.695}}{e^{1.13}} \quad (17)$$

kjer je q_t korigirana odpornost po konici v MPa. G_0 lahko izrazimo tudi z nedrenirano strižno trdnostjo c_u :

$$G_0 = \left(\frac{A}{I_p} + B \right) c_u \quad (18)$$

kjer je I_p je indeks plastičnosti, c_u nedrenirana strižna trdnost v kPa, A in B sta empirična parametra zemljine. Larsson in Mulabdić (1991) sta za skandinavske gline ugotovila ustrezno ujemanje za parametra $A = 208$, $B = 250$.

Ohsaki in Iwasak (1973) sta predlagala zvezo med rezultati SPT testa in togostjo G_0 :

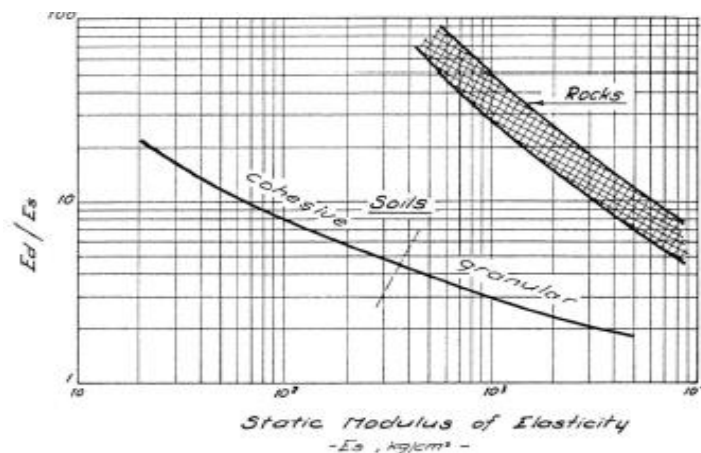
$$G_0 = A((N_1)_{60})^B [MPa] \quad (19)$$

$(N_1)_{60}$ je korigirano število udarcev pri SPT testu, A in B sta empirična parametra zemljine. Zveza je omejena za maksimalno število udarcev $(N_1)_{60} = 30$.

2.3.3 Ocena G_0 iz konvencionalnih testov

Na sliki 16 je prikazan diagram, ki prikazuje razmerje med togostjo pri majhnih in togostjo pri velikih deformacijah določeno s konvencionalnimi laboratorijskimi testi (Alpan, 1970). Dinamični modul predstavlja modul pri majhnih deformacijah, medtem ko je statični modul elastični Youngov modul

določen pri standardnih laboratorijskih testih. Za zemljine z znanim Youngovim modulom pri velikih deformacijah lahko ocenimo modul zemljine pri zelo majhnih deformacijah E_0 .



Slika 16: Korelacija med togostjo pri majhnih in togostjo pri velikih deformacijah določeno s kovencionalnimi laboratorijskimi testi ($10 \text{ kg/cm}^2 \approx 1 \text{ MPa}$) (Alpan, 1970)

2.3.4 Zmanjšanje togosti glede na velikost deformacije

Na podlagi rezultatov laboratorijskih preiskav je bilo ugotovljeno, da se odnos med napetostmi in deformacijami pri majhnih deformacijah lahko ustrezno opiše s preprosto hiperbolično enačbo. Analogno s hiperbolično sovisnostjo za velike deformacije (Kondner, 1963) sta Hardin in Drnevich (1972) predlagala zvezo:

$$\frac{G}{G_0} = \frac{1}{1 + \left| \frac{\gamma}{\gamma_r} \right|} \quad (20)$$

kjer je referenčna strižna deformacija γ_r ovrednotena kot:

$$\gamma_r = \frac{\tau_{max}}{G_0} \quad (21)$$

kjer je τ_{max} porušna strižna napetost. Enačba (20) poveže velike deformacije (porušitev) z lastnostmi pri majhnih deformacijah. Bolj natančna je uporaba manjše referenčne strižne deformacije. Santos in Correia (2001) sta enačbo (20) spremenila z uporabo referenčne strižne deformacije $\gamma_r = \gamma_{0.7}$:

$$\frac{G}{G_0} = \frac{1}{1 + a \left(\frac{\gamma}{\gamma_{0.7}} \right)} \quad (22)$$

Za originalni model Hardina in Drnevicha referenčna strižna deformacija $\gamma_r = \gamma_{0.7}$ predstavlja strižno deformacijo, kjer je G zreduciran na vrednost $0.722G_0$. Santos in Correia sta enačbo Hardina in Drnevicha zato dodatno modificirala z uporabo konstante $a = 0,385$, kjer referenčna strižna deformacija $\gamma_r = \gamma_{0.7}$ ustreza $G = 0,7G_0$.

3 MATERIALNI MODELI

3.1 Nelinearno elastoplastičen model z izotropnim utrjevanjem (Hardening Soil Model – HS Model)

Nelinearno elastoplastičen model z izotropnim utrjevanjem (Hardening Soil Model - HS model) so razvili Schanz, Vermeer in Bonier (1999) na podlagi Double Hardening modela (Vermeer, 1978). Model upošteva dve vrsti utrjevanja, plastično utrjevanje zaradi strižne obremenitve in plastično utrjevanje zaradi tlačne obremenitve. Strižno utrjevanje se uporablja za modeliranje nereverzibilnih plastičnih deformacij zaradi primarne deviatorične obremenitve. Kompresijsko utrjevanje modelira nereverzibilne plastične deformacije zaradi primarne kompresijske obtežbe in/ali izotropne obremenitve.

Vsi elastoplastični modeli temeljijo na obstoju pogoja plastičnega tečenja, funkciji plastičnega potenciala in zakonu utrjevanja.

3.1.1 Konstitutivne enačbe HS modela pri dreniranem triosnem testu

V HS modelu je zveza med osno deformacijo ε_1 in deviatorično napetostjo q v zemljinah pri triosnih primarnih obremenitvah opisana s hiperbolično enačbo. Kondner in Zelasko (1963) sta odnos med napetostjo in deformacijo pri dreniranih pogojih triosne obremenitve opisala s hiperbolo (slika 17) na sledeč način:

$$\varepsilon_1 = \frac{q_a}{2E_{50}} \frac{(\sigma_1 - \sigma_3)}{q_a - (\sigma_1 - \sigma_3)} \text{ za } q = (\sigma_1 - \sigma_3) < q_f \quad (23)$$

Mejna strižna napetost q_f in asimptotična napetost q_a sta definirani kot:

$$q_f = \frac{2\sin\varphi}{1 - \sin\varphi} (\sigma_3 + c \cot\varphi) \text{ in } q_a = \frac{q_f}{R_f} \geq q_f \quad (24)$$

Zgornja enačba za q_f izhaja iz Mohr-Colombovega porušnega kriterija, ki ga določata trdnostna parametra kohezija c in strižni kot φ . Takoj ko je $q = q_f$ je dosežen Mohr-Colombov porušni kriterij in začne se plastično tečenje. Razmerje med q_a in q_f je določeno s porušnim koeficientom R_f , ki je manjši od 1 (v Plaxisu je privzeta nastavitev $R_f = 0.9$).

Parameter E_{50} , ki nastopa v enačbi (23), je triosni obremenilni elastični modul definiran pri 50% mejne strižne napetosti in je odvisen od efektivne napetosti v triosnem preskusu σ'_3 . Definiran je z enačbo:

$$E_{50} = E_{50}^{ref} \left(\frac{c \cos \varphi - \sigma'_3 \sin \varphi}{c \cos \varphi + p^{ref} \sin \varphi} \right)^m \quad (25)$$

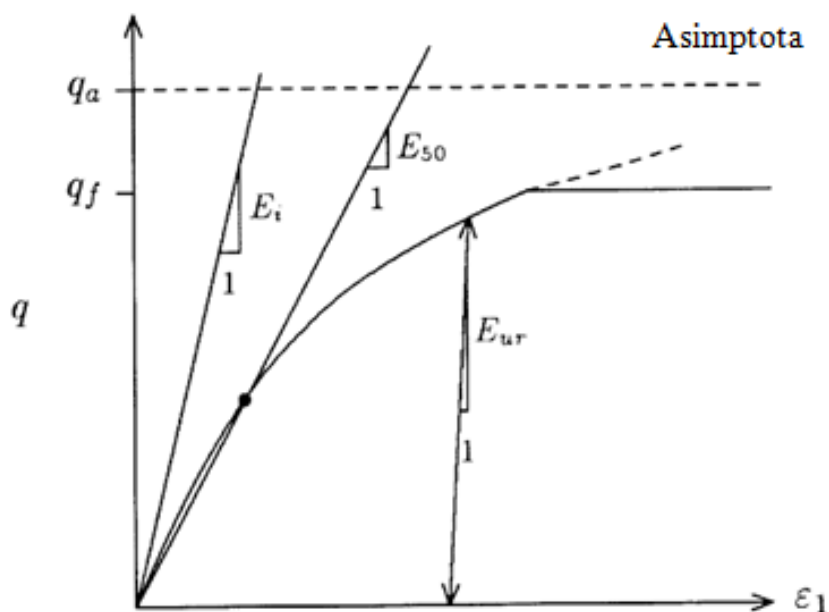
E_{50}^{ref} je referenčni elastični modul, ki ustreza referenčni napetosti p^{ref} . σ'_3 je minimalna efektivna napetost v triosnem preskusu, v primeru tlaka je to negativna vrednost. Odvisnost togosti od napetosti je po eksponentnem zakonu opisana s parametrom m ($0.5 < m < 1$).

Za razbremenitev in ponovno obremenitev je v HS modelu definiran triosni razbremenilni elastični modul E_{ur} :

$$E_{ur} = E_{ur}^{ref} \left(\frac{c \cos \varphi - \sigma'_3 \sin \varphi}{c \cos \varphi + p^{ref} \sin \varphi} \right)^m \quad (26)$$

E_{ur}^{ref} je referenčni Youngov modul za razbremenitev in ponovno obremenitev, ki ustreza referenčni napetosti p^{ref} . V mnogih praktičnih primerih velja $E_{ur}^{ref} = 3E_{50}^{ref}$ (tudi privzeta nastavitev v Plaxisu). Napetostno deformacijska pot je pri razbremenitvi in ponovni obremenitvi modelirana elastično. Za dreniran triosni test ($\sigma_2 = \sigma_3 = konstanta$) je elastični modul E_{ur} konstanten in pripiše elastično napetost elastični deformaciji:

$$\varepsilon_1^e = \frac{q}{E_{ur}}, \quad \varepsilon_2^e = \varepsilon_3^e = \nu_{ur} \frac{q}{E_{ur}} \quad (27)$$



Slika 17: Odvisnost napetosti in deformacij pri dreniranem triosnem testu (Schanz et al., 1999, str. 3)

3.1.1.1 Ploskve strižnega utrjevanja

Zakon utrjevanja pove, kako se ploskev plastičnega tečenja spreminja glede na deformacijsko in napetostno stanje. Najpogosteje uporabljamo kot parameter utrjevanja plastično deformacijo.

Za triosne razmere sta v HS modelu definirani dve funkciji plastičnega tečenja f_{12}^s in f_{13}^s , ki v osnovnem napetostnem prostoru tvorita ploskve strižnega utrjevanja oblike nepravilne šeststrane piramide (Schanz et al., 1999):

$$f_{12}^s = \frac{2q_a}{E_{50}} \frac{(\sigma_1 - \sigma_2)}{q_a - (\sigma_1 - \sigma_2)} - \frac{2(\sigma_1 - \sigma_2)}{E_{ur}} - \gamma^{ps}, \quad (28)$$

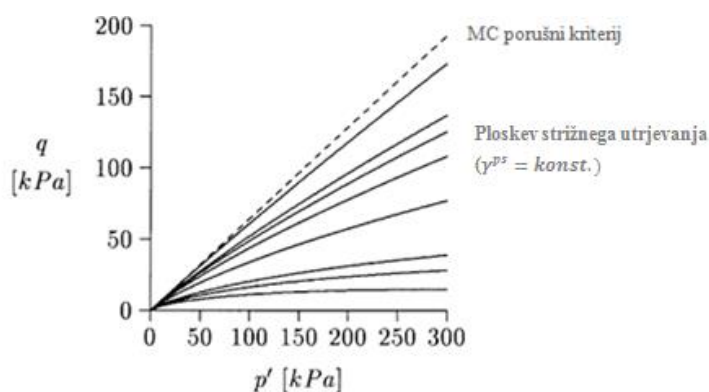
$$f_{13}^s = \frac{2q_a}{E_{50}} \frac{(\sigma_1 - \sigma_3)}{q_a - (\sigma_1 - \sigma_3)} - \frac{2(\sigma_1 - \sigma_3)}{E_{ur}} - \gamma^{ps}, \quad (29)$$

γ^{ps} je parameter utrjevanja in je definiran kot (Schanz et al., 1999):

$$\gamma^{ps} = -(2\varepsilon_1^p - \varepsilon_v^p) \approx -2\varepsilon_1^p \quad (30)$$

V realnosti plastična volumska deformacija ε_v^p ne bo nikoli enaka natanko nič, vendar so za trdne zemljine plastične volumske deformacije v primerjavi z osno deformacijo majhne, tako da je približek v enačbi (30) običajno natančen.

Za konstantno vrednost parametra utrjevanja, $\gamma^{ps} = konst.$, je v ravnini $p' - q$ stanje plastičnega strižnega tečenja $f_{12}^s = f_{13}^s = 0$ prikazano z linijami strižnega utrjevanja, ki so določene ob upoštevanju enačb (23), (24), (28) in (29). Oblika linije strižnega utrjevanja je odvisna od eksponenta m . Pri $m = 1$ so linije ravne, pri nižjih vrednostih eksponenta pa rahlo ukrivljene. Na sliki 18 so prikazane linije plastičnega tečenja za $m = 0,5$, ki ustreza tršim zemljinam. Z naraščanjem obtežbe se ploskve strižnega utrjevanja bližajo Mohr-Columbovemu porušnemu kriteriju, kar pomeni, da togost pada z naraščanjem strižnih napetosti. Torej elastični modul zemljine pada z naraščanjem deviatorja napetosti.



Slika 18: Linije strižnega utrjevanja za različne vrednosti parametra γ^{ps} pri $m = 0,5$ (Schanz et al., 1999,

3.1.1.2 Zakon tečenja in funkcije plastičnega potenciala

Tako kot vsi elastoplastični modeli tudi HS model opisuje odnos med hitrostmi plastičnih deformacij, to je med $\dot{\epsilon}_v^p$ in $\dot{\gamma}^{ps}$. Zakon tečenja je zapisan v linearni obliki:

$$\dot{\epsilon}_v^p = \sin \psi_m \dot{\gamma}^{ps} \quad (31)$$

ψ_m je mobiliziran kot razmikanja in je definiran v skladu z Rowovo teorijo razmikanja (Rowe, 1962):

$$\sin \psi_m = \frac{\sin \varphi_m - \sin \varphi_{cs}}{1 - \sin \varphi_m \sin \varphi_{cs}} \quad (32)$$

kjer je φ_{cs} trenjski kot pri kritičnem stanju, mobilizirani strižni kot φ_m pa je preračunan po naslednji enačbi:

$$\sin \varphi_m = \frac{\sigma_1 - \sigma_3}{\sigma_1 + \sigma_3 + 2 c \cot \varphi}. \quad (33)$$

Zgornja definicija zakona tečenja je ekvivalentna definiciji funkcij plastičnega potenciala g_{12}^s in g_{13}^s , ki določata smer in velikost plastičnega deformiranja v odvisnosti od napetostnega stanja. Definirani sta kot (Schanz et al., 1999):

$$g_{12}^s = \frac{(\sigma_1 - \sigma_2)}{2} - \frac{(\sigma_1 + \sigma_2)}{2} \sin \psi_m, \quad (34)$$

$$g_{13}^s = \frac{(\sigma_1 - \sigma_3)}{2} - \frac{(\sigma_1 + \sigma_3)}{2} \sin \psi_m. \quad (35)$$

3.1.2 Ploskve izotropnega utrjevanja (ploskve - "kape" modela)

Ploskve strižnega utrjevanja, kot so prikazane na sliki 18, ne opišejo pojava plastičnih volumskih deformacij, ki so izmerjene pri izotropni kompresiji. Potrebno je uvesti druge ploskve, ki »zaprejo« elastično področje v smeri p osi. Brez ploskev izotropnega utrjevanja ali tako imenovane "kape" modela, ne bi bilo mogoče formulirati modela z neodvisnim vnosom parametrov E_{ur}^{ref} in E_{oed}^{ref} . Elastični modul kontrolira ploskev strižnega utrjevanja, edometriški modul pa ploskev izotropnega utrjevanja, ki je definirana z naslednjo enačbo:

$$f^c = \frac{\tilde{q}^2}{\alpha^2} - p^2 - p_p^2 \quad (36)$$

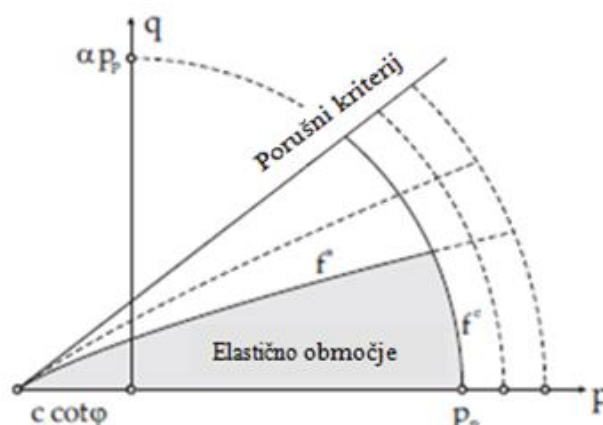
kjer je $p = \frac{\sigma_{ii}}{3}$ glavna napetost, α pa materialna konstanta, ki nadzoruje naklon "kape" v $p - q$ ravnini kot prikazuje slika 19. p_p je materialna spremenljivka za prekonsolidacijsko napetost (narekuje položaj "kape"), \tilde{q} pa posebna napetostna mera, definirana kot (po Benz, 2007):

$$\tilde{q} = \sigma_1 + (\delta^{-1} - 1)\sigma_2 - \delta^{-1}\sigma_3, \text{ kjer je } \delta = \frac{3 - \sin \varphi}{3 + \sin \varphi} \quad (37)$$

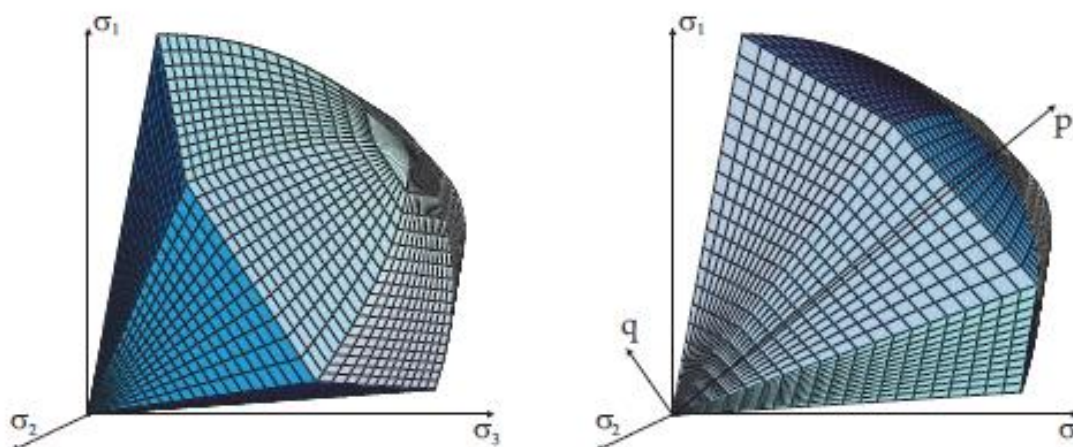
Za ploskve izotropnega utrjevanja velja asociativni zakon tečenja, za katerega velja, da je funkcija plastičnega potenciala g^c enaka funkciji popuščanja f^c .

Detajlno razumevanje ploskev strižnega in izotropnega utrjevanja prikazujeta sliki 19 in 20. Prva slika prikazuje preproste linije utrjevanja, medtem ko druga ravnine utrjevanja v osnovnem napetostnem prostoru. Tako ploskve strižnega utrjevanja kot tudi ploskve izotropnega utrjevanja imajo heksagonalno obliko klasičnega kriterija Mohr-Columbovega porušnega kriterija. Ploskve strižnega utrjevanja se lahko širijo vse do končne Mohr-Columbove porušne ovojnice. Ploskve izotropnega utrjevanja pa se širijo kot funkcija prekonsolidacijske napetosti p_p .

Bistvena lastnost HS modela je torej ta, da togost zemljine pada z večanjem strižnih napetosti in narašča pri izotropni tlačni obremenitvi.



Slika 19: Razvoj cap and cone type yield surfaces HS modela v p-q prostoru (Benz, 2007, str. 81)



Slika 20: ploskve strižne porušitve in "kapa" ploskve HS modela nekohezivnih zemljin (Benz, 2007, str. 80)

3.1.3 Parametri Hardening Soil Modela

Tako kot pri večini nelinearnih elastoplastičnih modelih z izotropnim utrjevanjem je osnovno deformacijsko obnašanje HS modela pogojeno z izbiro deformacijskih modulov, ki jih je mogoče določiti na osnovi rezultatov klasičnih geomehanskih preiskav (triosne preiskave, strižne preiskave). Za uporabo HS modela potrebujemo naslednje deformacijske parametre:

- elastični modul pri razbremenitvi/ponovni obremenitvi E_{ur}^{ref} ,
- sekantni elastični modul E_{50}^{ref} ,
- edometrski modul E_{oed}^{ref} ,
- Poissonovo število ν_{ur} ,
- referenčni tlak p_{ref} ,
- parameter utrjevanja m

in parametra strižne trdnosti, kot ju definira Mohr-Coulombova teorija porušitve: kohezijo c in strižni kot zemljne φ . Dodaten parameter je kot razmikanja zemljine ψ , ki določa velikost volumskih plastičnih deformacij.

3.2 Nelinearno elastični model z izotropnim utrjevanjem in upoštevanjem togosti pri majhnih deformacijah (Hardening Soil Small Model – HSSMALL)

HS model predpostavlja elastično obnašanje zemljine med razbremenjevanjem in ponovnim obremenjevanjem. Kot je omenjeno že v uvodu se zemljina obnaša elastično le v območju zelo majhnih deformacij. Z naraščanjem velikosti deformacij, togost zemljine pada nelinearno (slika 1). Nelinearno elastični model z izotropnim utrjevanjem in upoštevanjem togosti pri majhnih deformacijah - HSSMALL model (Benz, 2007) zahteva vnos dveh dodatnih togostnih parametrov, ki natančneje opišeta obnašanje zemljine. To sta maksimalni strižni modul pri zelo majhnih deformacijah G_0 in strižna deformacija $\gamma_{0.7}$, pri kateri se vrednost sekantnega strižnega modula G_s zmanjša na 70% vrednosti G_0 .

3.2.1 Uporaba Hardin-Drnevich enačbe v HSSMALL modelu

Odnos med strižno deformacijo in strižno togostjo je v HSSMALL modelu opisan z modificirano Hardin-Drnevich enačbo (poglavje 2.3.4, enačba (23)).

V numeričnih aplikacijah je sekantni modul pretvorjen v tangentnega (Brinkgreve et. al., 2012):

$$G_t = G_0 \left(\frac{\gamma_{0.7}}{\gamma_{0.7} + a\gamma_{hist}} \right)^2 \quad (38)$$

V HSSMALL modelu je redukcijska krivulja togosti pri majhnih deformacijah omejena s spodnjo mejo, določeno s standardnimi testi, to imenujemo »cut-off« vrednost. Pri strižni deformaciji γ_c je

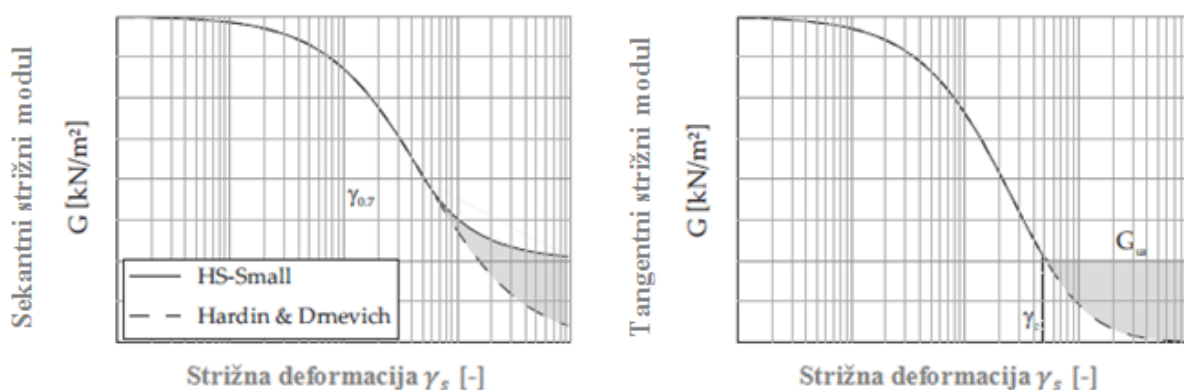
tangentna togost G_t reducirana na togost pri razbremenitvi in ponovni obremenitvi G_{ur} , ki je s parametrom HS modela E_{ur} povezan na sledeč način:

$$G_{ur} = \frac{E_{ur}}{2(1 + \nu_{ur})}. \quad (39)$$

Strižno deformacijo γ_c izračunamo iz modificirane Hardin-Drnevich enačbe:

$$\gamma_c = \frac{\gamma_{0.7}}{0,385} \left(\sqrt{\frac{G_0}{G_{ur}}} - 1 \right). \quad (40)$$

Obnašanje togosti pri majhnih deformacijah HSSMALL modela je prikazano na sliki 21.



Slika 21: Cut-off pri tangentno-togostni degradacijski krivulji v HSSMALL modelu (Benz, 2007, str. 84)

3.2.2 Začetna obremenitev in razbremenitev ter ponovna obremenitev

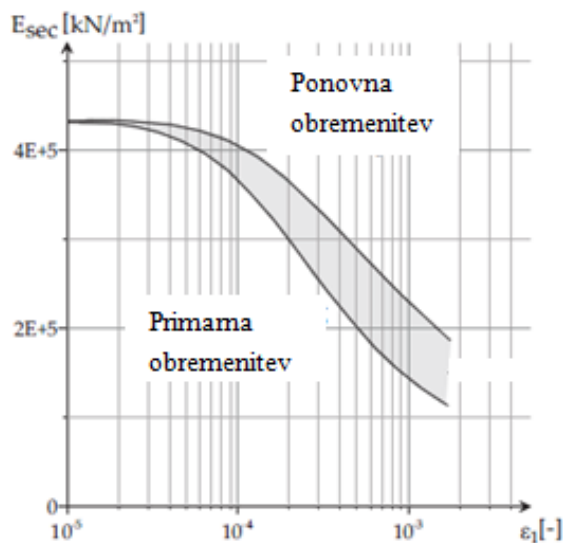
HSSMALL model uporabi Masingovo pravilo (Masing, 1926), ki obnašanje zemljine pri razbremenitvi in ponovni obremenitvi opiše na sledeč način:

- strижni modul pri razbremenitvi je enak začetnemu tangentnemu modulu za začetno obremenitveno krivuljo,
- naklon razbremenitvene in (ponovno)obremenitvene krivulje je enak začetni obremenitveni krivulji, vendar 2-kratne velikosti.

V smislu referenčne strижne deformacije $\gamma_{0.7}$, je Masingovo pravilo upoštevano z naslednjo nastavitvijo v Hardin-Drnevich enačbi:

$$\gamma_{0.7 \text{ re-loading}} = 2\gamma_{0.7 \text{ virgin-loading}} \quad (41)$$

S tem opišemo materialno utrjevanje elastoplastičnega modela, ki je enako razliki med začetno obremenitvijo in ponovno obremenitvijo, kot je prikazano na sliki 22.

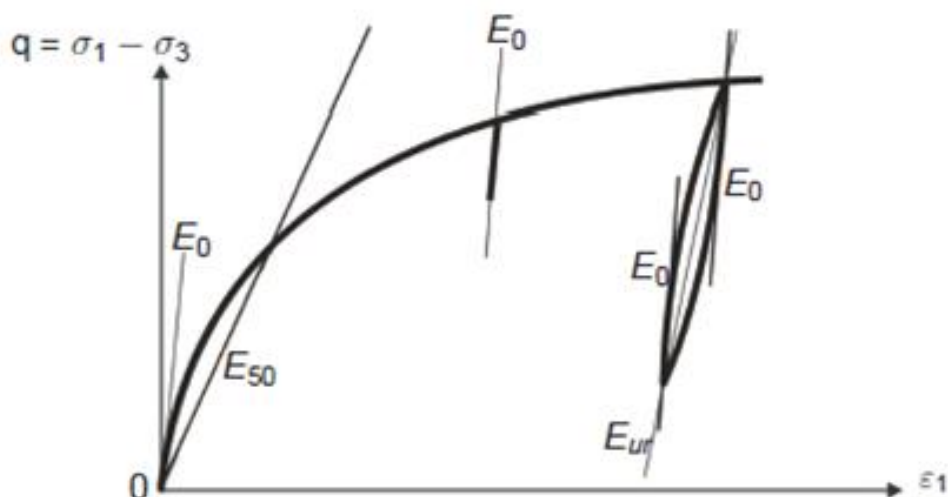


Slika 22: Zmanjševanje togosti pri primarni obremenitvi in ponovni obremenitvi (Benz, 2007, str.68)

3.2.3 Parametri HSSMALL modela

HSSMALL model v celoti temelji na HS modelu in uporablja povsem enake osnovne materialne parametre (slika 23), pri čemer sta za določitev zveze med strižnim modulom in velikostjo strižne deformacije potrebna še dva parametra:

- začetna referenčna vrednost strižnega modula pri zelo majhnih deformacijah ($< 10^{-6}$) G_0^{ref} ,
- strižna deformacija $\gamma_{0,7}$, kjer je $G_s = 0,7G_0$

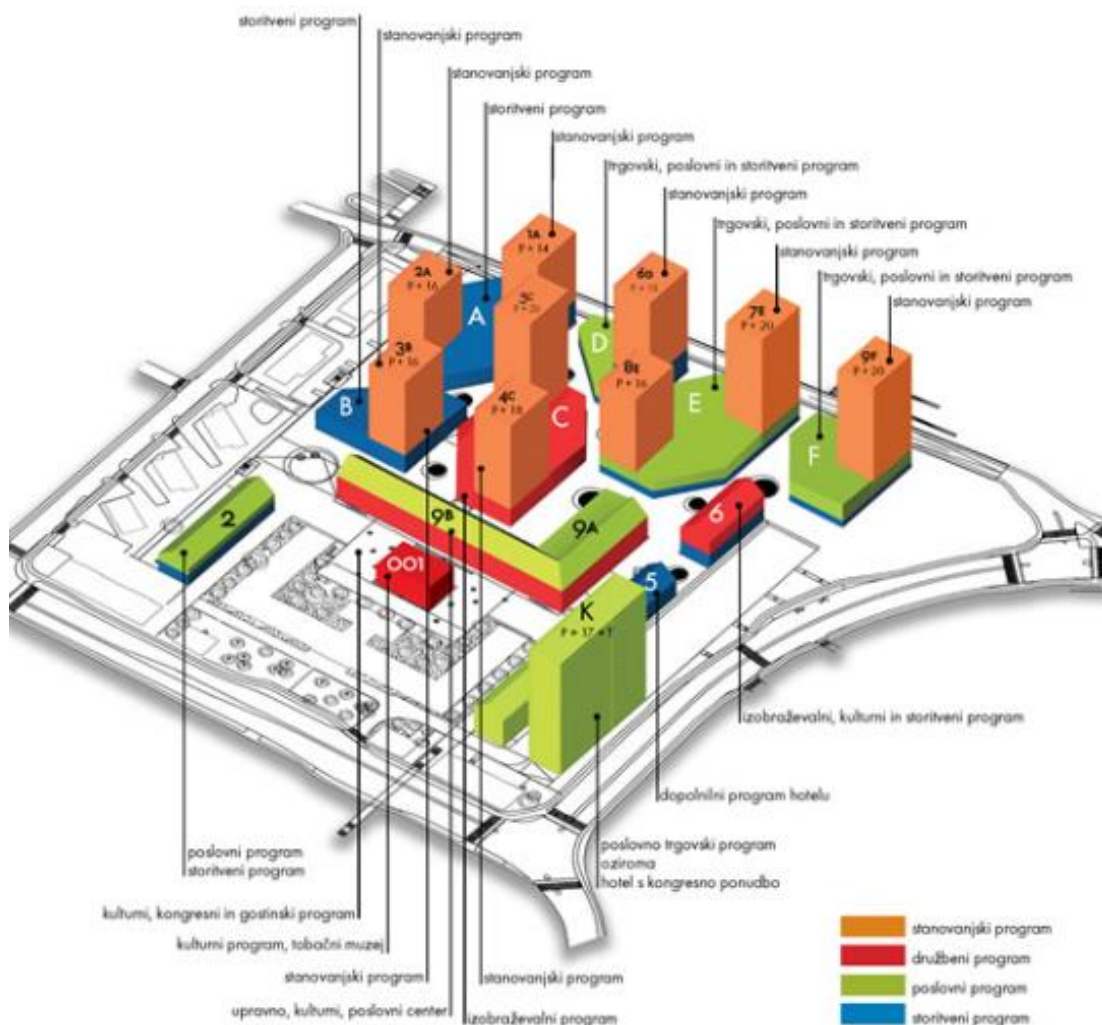
Slika 23: Togostni parametri E_{50} , E_{ur} in $E_0 = 2G_0(1 + \nu_{ur})$ HSSMALL modela za triosni test

4 GRADBENA JAMA TOBAČNA MESTO

V Ljubljani je na lokaciji bivše Tobačne tovarne Ljubljana predvidena izgradnja kompleksa »Tobačna mesto«. Za omenjeni kompleks znaša predvideno število etaž 4K+P+19N. Tobačna mesto naj bi postalo ugledno poslovno, upravno, bivalno, storitveno, kulturno in izobraževalno stičišče s približno 67.000 m² površine (slika 24).

Za celotno območje novega dela kompleksa je predvideno, da bo v podzemnem delu povezano s kletnimi etažami, ki bodo namenjene parkiranju stanovalcev, poslovnemu, trgovskemu, kulturnemu in kongresnemu programu ter skladiščnim, storitvenim in tehničnim prostorom. V načrtu je tudi izgradnja javne parkirne hiše.

Za potrebe izkopa gradbene jame (4 kletne etaže) je potrebno varovati vertikalno denivelacijo od nivoja terena na koti 294,80 nmv do 296,92 nmv do kote 282,52 nmv. Poznamo več vrst varovanja gradbenih jam. Izbor načina varovanja je največkrat odvisen od sestave tal, nivoja talne vode, globine izkopa, bližine sosednjih objektov in podobno (Majes, 2015). Gradbena jama Tobačna mesto je varovana z večkrat sidrano armiranobetonsko diafragmo.



Slika 24: Tobačna mesto (Skyscrapercity, 2015)

4.1 Preiskave tal

Za določitev pogojev gradnje kompleksa, so bile izvršene geomehanske in hidrogeološke raziskave. Geomehanske raziskave so bile usmerjene v določitev pogojev izkopa gradbene jame in temeljenja predvidenih objektov. V ta namen so bile načrtovane tudi terenske in laboratorijske raziskave.

Raziskave, ki so jih uporabili za določitev pogojev zaščite gradbene jame, so obsegale sondiranje po obodu kompleksa (sondažne vrtine z oznako GJ-1 do GJ-12, preiskave z dilatometrom). Raziskave so bile usmerjene predvsem v določitev strižnih karakteristik slojev zemljin do globine okoli 15 m. Te so pomembne za pravilno dimenzioniranje zaščite gradbene jame. Strižne karakteristike zgornjih glinastih slojev so bile določene tudi z laboratorijskimi raziskavami (direktne strižne preiskave).

Drugi del geomehanskih raziskav je bil usmerjen v temeljenje objektov. Sondažne vrtine in ostalo sondiranje so locirali v območjih, kjer je predvidena gradnja visokih objektov. Vrtine so bile globoke do 30 m. Raziskave so bile usmerjene predvsem v določitev deformacijskih modulov zemeljskih slojev in njihovih strižnih karakteristik (SPT, presiometer).

Obsežne so bile tudi hidrogeološke raziskave. Te so pomembne tako za dimenzioniranje zaščite gradbene jame, kakor tudi za določitev pogojev odvodnje meteornih cestnih in strešnih vod.

4.1.1 Terenske raziskave

Terenske raziskave so obsegale:

- vrtanje skupno 20-ih sondažnih vrtin globine 20 in 30 m,
- izvedbe preiskav standardne dinamične penetracije (SPT),
- merjenje nivoja podzemne vode,
- izvedbo dilatometerskih preiskav (DMT),
- izvedbo presiometerskih preiskav,
- izvedbo preiskav s statičnim penetrometrom (CPT).

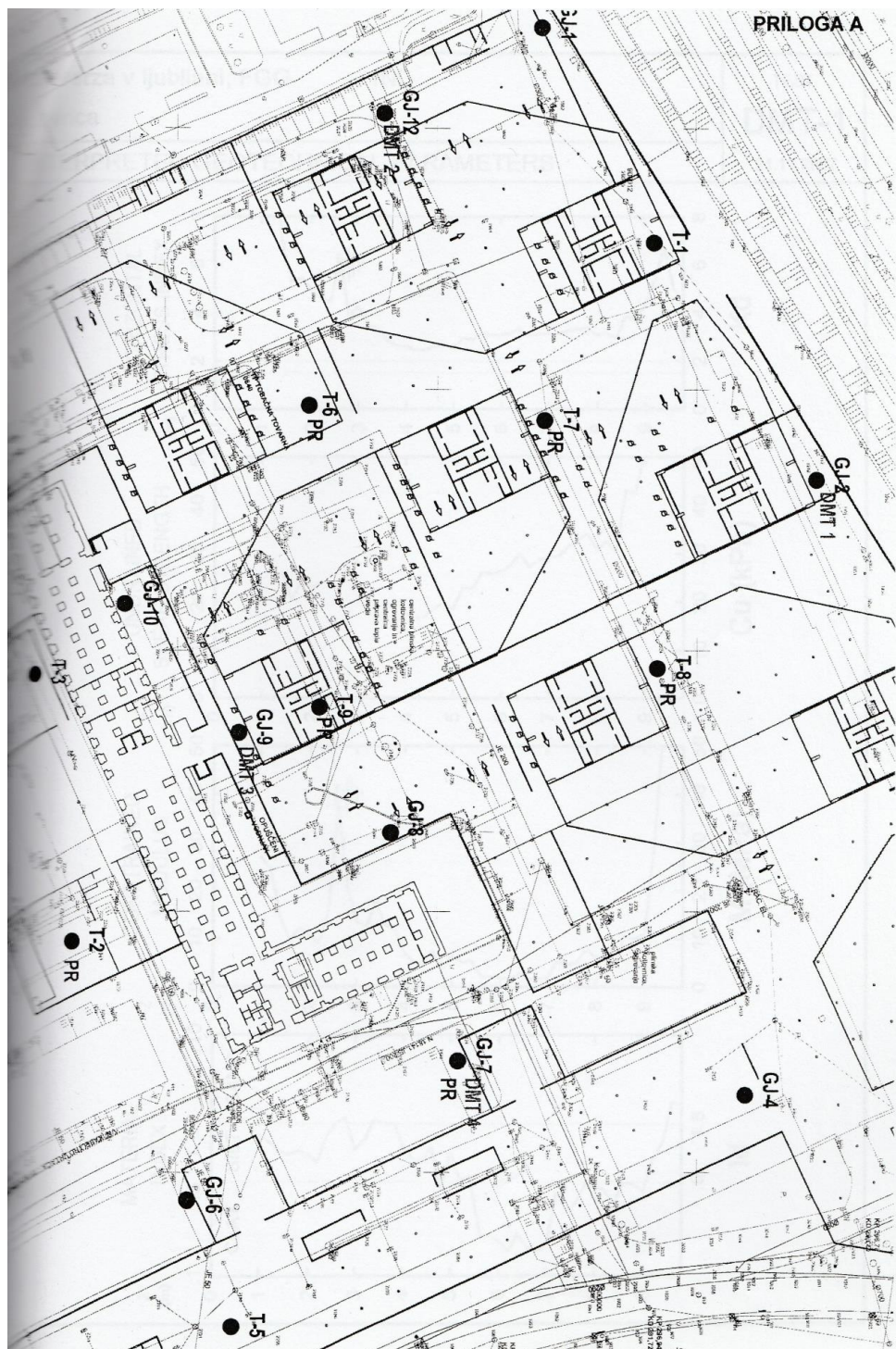
Na sliki 25 so na tlorisu gradbene jame Tobačna mesto prikazana okvirna mesta sondažnih vrtin in nekaterih izvedenih geomehanskih raziskav.

4.1.1.1 Sondažno vrtanje

Sondažno vrtanje je bilo izvršeno v času med 28.10. in 6.12.2007. Skupna metraža vrtanja je znašala 480,0 m in je bila za 90,0 m krajša od predvidene.

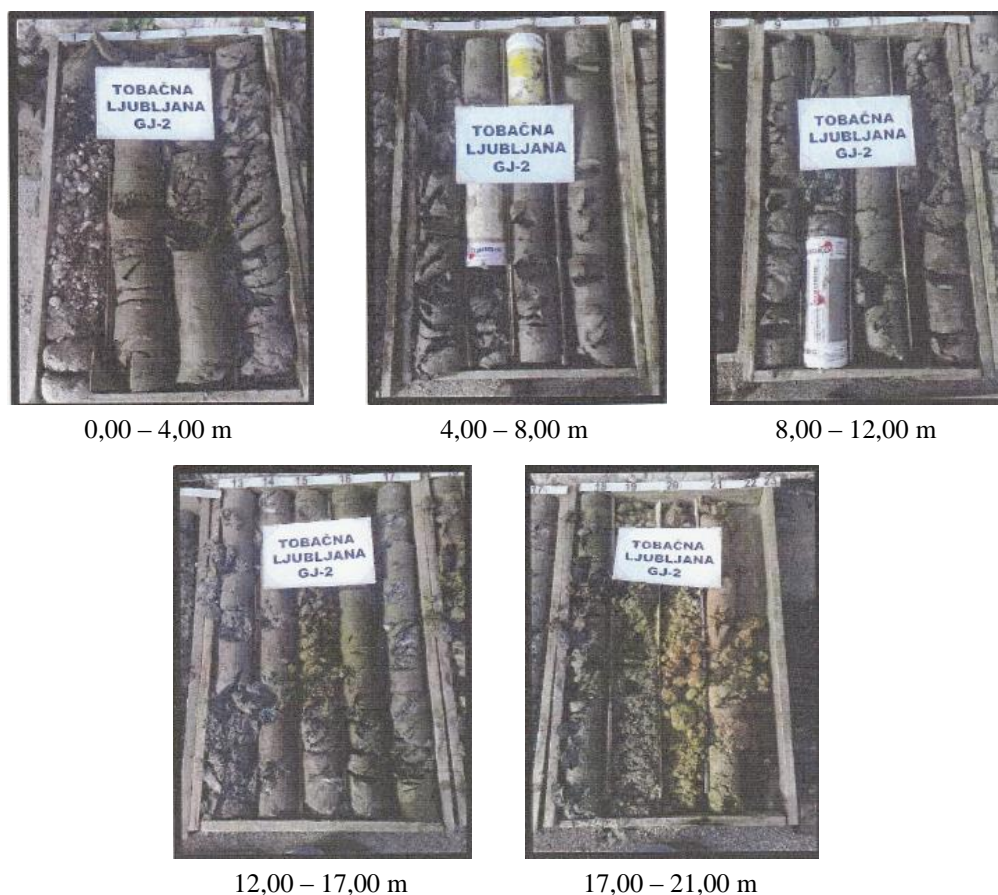
Sondažno vrtanje je bilo razdeljeno v dva dela. Vrtine z oznako GJ-1 do GJ-12, globine 20,0 m, so bile namenjene dimenzioniranju zaščite gradbene jame in so bile locirane po obodu bodočega objekta. Vrtine z oznako T-1 do T-11, globine 30,0 m, so bile namenjene za določitev pogojev temeljenja.

Prvotno so bile lokacije vseh vrtin oznake T predvidene na mestih visokih objektov, vendar je bil del teh vrtin zaradi obstoječih objektov prestavljen in del opuščen. Skupno je bilo izvrtanih osem vrtin z oznako T.



Slika 25: Prikaz izvedenih geomehanskih raziskav na tlorisu gradbene jame Tobačna mesto (INI d.o.o., 2007)

Vrtanje je potekalo rotacijsko, na suho, s kontinuirnim jedrovanjem. Odstotek pridobljenega jedra je ves čas vrtanja znašal 100%. Na sliki 26 so prikazana jedra vrtine GJ-2.



Slika 26: Jedra vrtine GJ-2 (INI d.o.o., 2007)

4.1.1.2 Presiometerske preiskave

S presiometersko preiskavo so bili pridobljeni podatki o deformabilnosti in trdnosti temeljnih tal za potrebe dimenzioniranja varovanja gradbene jame in temeljenja objektov. Preiskave so bile izvedene v pretežno glinasto meljastih prodih. Preiskave so se izvajale s prirastki tlaka ob merjenju sprememb prostornine merilne sonde. Na lokaciji objekta je bilo izvedenih 18 presiometerskih preiskav, po štiri v vrtinah GJ-7 in T-8 ter po pet v vrtinah T-6 in T-9.

Opis preiskave

Preiskava poteka v naslednjih korakih:

- predhodna kalibracija opreme (običajno v laboratoriju),
- izdelava vrtine in namestitvev sonde na globino preiskave,
- izvedba meritve po vnaprej pripravljenem postopku obremenjevanja,
- korekcija meritve glede na rezultate kalibracije opreme,
- vrednotenje rezultatov meritve.

S kalibracijo določimo stisljivost, odpor membrane (uporabljajo se različne membrane za različne vrste tal) in preverimo tesnjenje sistema.

Meritve izvedemo običajno v 7 do 14 prirastkih tlaka in merimo ustrezne prirastke deformacije (sprememba prostornine ali sprememba radija sonde). Neposreden rezultat meritve je krivulja, ki prikazuje odnos med tlakom na stene vrtine in radialno deformacijo. Iz krivulje nato definiramo presiometerska modula pri obremenitvi in razbremenitvi ter mejni tlak, ki je podatek o odpornosti tal na koti testa.

Rezultati preiskav

Ker so se preiskave izvajale v slojih glinastega in meljastega proda, je bila za preiskave uporabljena merilna sonda tipa AX v zaščitni cevi (BX sonda je namenjena preiskavam v koherentnih zemljinah). Podobnost med vsemi presiometerskimi krivuljami je, da med preiskavami ni bila dosežena priporočena deformacija za neposredno določitev mejnega tlaka. Ta namreč ustreza povečanju začetnega volumna vrtine za faktor 2, kar pa je pri sondi tipa AX praktično nemogoče doseči, saj bi to pomenilo poškodbo sonde. Preiskave so bile prekinjene, ko je bila dosežena največja dovoljena prostorninska deformacija sonde oziroma v nekaterih primerih, ko je bil dosežen najvišji dopustni tlak v presiometru. To pomeni, da je bilo potrebno mejni tlak p_{LM} oceniti. Natančnost ocene je odvisna od tega, kako izrazita je plastifikacija v zadnjih bremenskih stopnjah preiskave. Rezultati presiometerskih preiskav so podani v tabeli 2.

Tabela 2: Rezultati presiometerskih preiskav (INI d.o.o., 2007: Priloga št. 13)

VRTINA	GLOBINA [m]	ZEMLJINA	P_{LM} [kPa]	E_M [Mpa]	E_R [Mpa]	E_M/P_{LM}	E_R/E_M
GJ-7	10.8	Konglomerat	4300	130	680	30.2	5.2
	13.7		5000	340	2000	68,0	5.9
	16.7	Slabo granulirana prodno peščeno meljna zemljina rumenorjave barve z vložki glin in konglomerata	900	10	21	11.1	2.1
	20.7		4000	75	1000	18.8	13.3
T-6	12.7	Prodno peščeno glinasta zemljina, rumeno rjave barve	350	2.5	8.3	7.1	3.3
	14.9		1300	16.5	85	12.7	5.2
	18.4	Zdrobljen konglomerat	1500	30	75	20,0	2.5
	21.7	Slabo granulirana prodno peščena zemljina	4000	100	750	25,0	7.5
	24.9		1000	13	49	13,0	3.8
T-8	12.9	Prodno peščeno glinasta zemljina, sivo rjave barve	1300	22	69	16.9	3.1
	15.4		800	7.5	28	9.4	3.7
	17.5	Prodno peščeno meljna zemljina, sivo rjave barve	2500	40	200	16,0	5,0
	21.2		3500	55	150	15.7	2.7
T-9	12.9	Prodno peščeno meljna do prodno peščeno glinasta zemljina, rjave barve	1000	11	60	11,0	5.5
	16.4		600	7	28	11.7	4,0
	19.7	Prodno peščeno meljna zemljina, rjave barve	4000	55	340	13.8	6.2
	22.7	Slabo granulirana prodno peščena zemljina z vložki konglomerata	5000	270	1000	54,0	3.7
	25.9		5000	350	2000	70,0	5.7

4.1.1.3 Preiskave tal s ploskovnim dilatometrom (DMT)

Z dilatometersko preiskavo tal lahko pridobimo podatke o modulu stisljivosti (E_{oed}) in nedrenirani strižni trdnosti (c_u) tal ter v peskih konzervativno oceno strižnega kota, kar je tudi najpomembnejše za konkretno problematiko na lokaciji. Rezultat dilatometerske preiskave je tudi posredna klasifikacija zemljin na posameznih globinah na osnovi merjenih mehanskih lastnosti. Možna oziroma celo pričakovana so odstopanja od vizualne ali laboratorijske klasifikacije preiskovanih zemljin.

Opis dilatometra

Dilatometer je naprava namenjena merjenju lastnosti tal na terenu (slika 27). Sestavljen je iz ploščate sonde dimenzij 95*225*15 mm s pločevinasto membrano premera 60 mm in debelino 0,2 mm, kontrolne enote, izvora tlaka (jeklenka s plinom) in cevi za dovod plina iz kontrolne enote do sonde z električnim kablom.

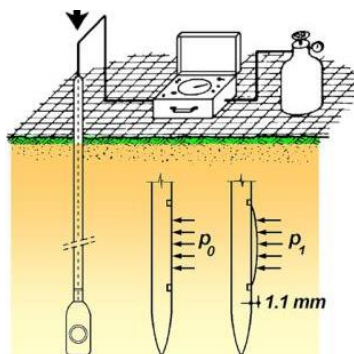
Opis preiskave

Dilatometersko preiskavo izvajamo v glinastih do peščenih tleh (premer zrnja do približno 2 mm). Meritve z dilatometrom potekajo kontinuirno z globino vsakih 20 cm. Vtiskanje se izvaja bodisi s CPT opremo ali vrtno garnituro, pri čemer sonda prenese silo vtiskanja do 250 kN. Na vsaki testni globini se sonda ustavi in izvedeta se dva ali trije odčitki tlaka:

- Odčitek A: tlak, ki zravnava pločevinasto membrano – izenači okoliški tlak zemljine
- Odčitek B: tlak, ki središče membrane izboči za 1,1 mm
- Odčitek C: tlak, ko je membrana med razbremenitvijo zopet v položaju odčitka A.

Odčitek C določa tlak vode v peščenih slojih oziroma posredno prepustnost (drenažno sposobnost) posameznih slojev tal in ni nujno potreben za vrednotenje osnovnih parametrov zemljine (E_{oed} , c_u).

Dilatometerska sonda deluje kot električno stikalo, ki je v stiku, ko se tlak, ki zravnava pločevinasto membrano izenači s tlakom v zemljini (odčitek A) in ko je membrana izbočena za 1,1 mm (odčitek B). Ko je stikalo v stiku se sproži zvočni signal, ki omogoča, da na kontrolni enoti odčitamo ustrezní tlak.



Slika 27: Shematski prikaz dilatometerskega preiskusa (Marchetti, 2015)

Rezultati preiskav

Na lokaciji kompleksa Tobačna mesto v Ljubljani so bile izvedene štiri dilatometerske sonde. Sonde so bile izvedene od nivoja terena do globine prodno peščenega sloja, ko je bilo merilno sondo dilatometra še mogoče vtisniti v tla. Tla so na lokaciji sond heterogena. Rezultati opravljenih dilatometerskih preiskav so prikazani v tabeli 3.

Tabela 3: Rezultati izvedenih dilatometerskih preiskav (INI d.o.o., 2007: Priloga št. 12)

SONDA	GLOBINA [m]	ZEMLJINA	E_{oed} [MPa]	c_u [kPa]
DMT-1	1,0 - 5,5	Manj stisljiv melj	3,5 - 38,0	17 - 28
	5,5 - 8,5	Stisljiva glina	1,6 - 7,6	26 - 34
	8,5 - 9,8	Manj stisljiv melj	9,8 - 86,1	43 - 68
DMT-2	1,0 - 4,5	Manj stisljiv melj	5,3 - 31,1	19 - 66
	4,5 - 6,5	Manj stisljiva glina	4,2 - 17,5	37 - 67
	6,5 - 8,6	Manj stisljiv melj	18,7 - 89,7	65 - 101
DMT-3	2,0 - 5,4	Manj stisljiv, zelo heterogen, meljast sloj	5,7 - 33,2	26 - 128
DMT-4	0,0 - 7,0	Zelo heterogena tla; sloji melja, gline in peskov različnih stisljivosti	3,6 - 74,6	9 - 50

Nivo talne vode se na lokaciji sond DMT-3 in DMT-4 v območju globine izvedenih sond ni pojavil. Na lokaciji DMT-1 je gladina viseče podtalnice zaznana na globini 2,8 m, na lokaciji DMT-2 pa na globini 5,0 m pod površjem tal.

4.1.1.4 SPT preiskave

Standardne penetracijske preizkuse izvajamo v nekoherentnih materialih. Pridobljeni rezultati nam omogočajo oceno gostotnega stanja (indeks gostote I_D), določitev strižne trdnosti in izračune posebkov temeljnih tal pod objekti.

Opis preiskave

Pri izvedbi SPT uporabljamo vrtalno drogovje, polno konico premera 51 mm, utež s klavivom (63,5 kg), ki se avtomatsko dviguje in pada z višine 76 cm. Ob začetku meritve dno vrtine očistimo, nato pa s padajočo utežjo zabijemo konico najprej 15 cm, da preidemo cono poškodovanosti zaradi vrtnja. Sledi štetje udarcev (N), ki jih potrebujemo za penetracijo nadaljnih 30 cm, ali pa izmerimo penetrabilnost pri 60 udarcih. Interpretacija rezultatov SPT temelji na empiričnih korelacijah. Različni avtorji so uporabljali različne korekcije števila udarcev in prišli do empiričnih zvez med fizikalnimi parametri in tako korigiranim številom udarcev (Logar, 2007).

Enačba za izračun korigiranega števila udarcev pri SPT preiskavi:

$$(N_1)_{60} = N * \lambda * C_E * C_N * C_S \quad (42)$$

N = izmerjeno število udarcev za penetracijo 30 cm

λ = korekcija zaradi dolžine drogovja

C_E = korekcijski koeficient zaradi prenosa energije, kar pomeni razmerje med preneseno energijo in 60% teoretične potencialne energije za predpisan SPT sistem

C_N = korekcija zaradi efektivnega tlaka

C_S = korekcija zaradi talne vode v peskih

Rezultati preiskav

Skupno je bilo v vseh dvanajstih vrtinah izvedenih 76 poizkusov. Rezultati teh preiskav so podani v geotehničnem poročilu o izvršenih raziskavh, o temeljenju objekta in o zaščiti gradbene jame (št.: 2237/2007, INI d.o.o., Ljubljana 2007). V tabeli 4 so povzeti rezultati za vrtine GJ-2, GJ-4 in GJ-8, ki jih v nadaljevanju upoštevamo pri oblikovanju geostatičnega modela s programom Plaxis.

Tabela 4: Rezultati SPT preiskav (INI d.o.o., 2007: str. 5/13,1)

Vhodni podatki				Izračun				
$C_E = ERr/60$		0,95		Korigirane vrednosti				
λ (dolžina drogovja $d = 3$ m)		0,75						
Vrtina	Nivo vode [m]	Globina [m]	Klasifikacija	N [št.ud.]	N_{60} [št.ud.]	$N_{kor,60}$ [št.ud.]	$(N_1)_{60}$ [št.ud.]	I_D [-]
GJ-2	11,3	11,3	SM - GM	32	30,40	22,80	13,99	0,483
GJ-2	11,3	13,2	SM - GM	34	32,30	24,23	14,04	0,484
GJ-2	11,3	15,3	GM	28	26,60	21,61	11,81	0,444
GJ-2	11,3	17,0	GM	37	35,15	28,56	14,91	0,499
GJ-2	18,0	19,5	GP - GC	44	41,80	33,96	14,30	0,488
GJ-2	18,0	21,0	GP - GC	33	31,35	25,47	10,40	0,416
GJ-4	3,9	11,0	SC - GC	26	24,70	18,53	14,88	0,498
GJ-4	3,9	13,3	GM	74	70,30	57,12	40,12	0,818
GJ-4	15,2	15,8	GP - GM	87	82,65	67,15	39,50	0,786
GJ-4	15,2	18,1	GM - GP	69	65,55	53,26	29,98	0,707
GJ-4	15,2	20,0	GM	164	155,80	126,59	50,99	0,893
GJ-8	3,6	10,3	GC - SC	26	24,70	20,07	16,79	0,529
GJ-8	3,6	13,1	kongl.	360	342,00	277,88	199,32	1,823
GJ-8	3,6	15,2	GM	81	76,95	62,52	41,20	0,829
GJ-8	15,8	17,3	GM	112	106,40	86,45	36,65	0,782
GJ-8	15,2	20,0	GM	75	71,25	57,89	31,46	0,724

4.1.1.5 Preiskave s statičnim penetrometrom (CPT)

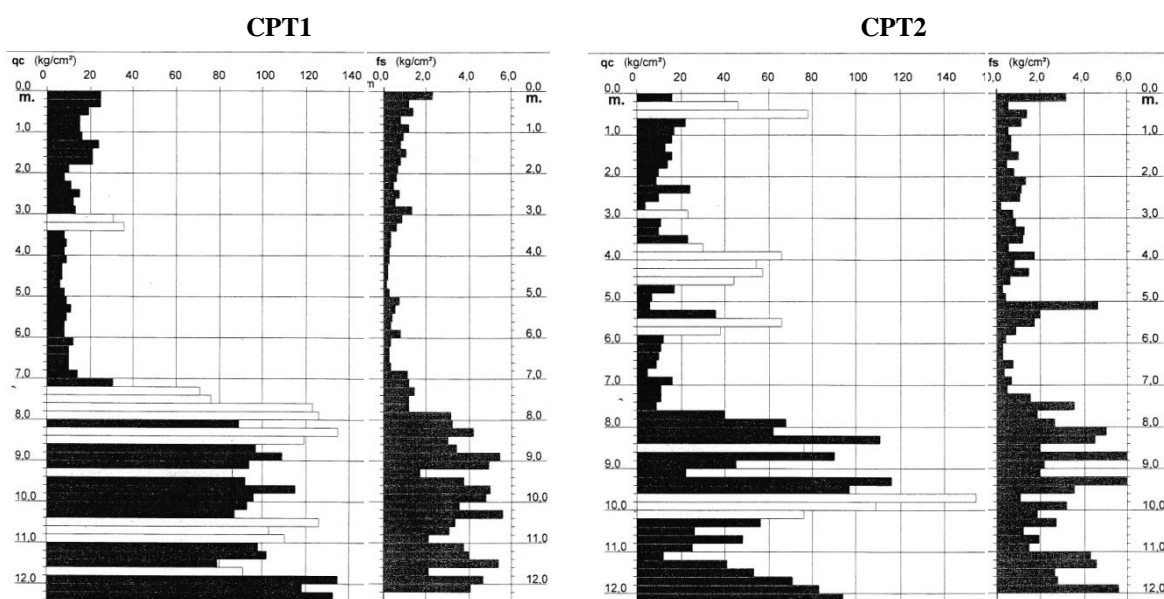
Namen CPT preiskav je klasifikacija zemljin, slojevitost, določanje trdnostnih in deformabilnostnih karakteristik ter prepustnosti temeljnih tal pretežno preko empiričnih korelacij, delno pa tudi na podlagi teoretičnih osnov (Logar, 2007).

Opis preiskave

Celotno opremo potrebno za izvajanje CPT preiskav predstavljajo standardizirana konica z elektronskimi merilci, drogovje, hidravlika za vtiskanje drogovja in elektronika za krmiljenje preiskave ter zajem rezultatov. Običajno je vsa oprema nameščena na tovornem vozilu. Sondo nastavimo na površje temeljnih tal ali na dno pripravljene vrtine (le če je površinski sloj pretrd). S konstantno hitrostjo 2 cm/s vtiskamo sondo v tla do trdne podlage. Elektronski zajem podatkov omogoča praktično zvezno spremljavo odpora proti penetraciji, odpora ob plašču in pordnega tlaka ter morebitnih drugih količin. Ta preiskava je primerna tako za koherentne kot za nekoherentne materiale ob pogoju, da v območju globin, ki nas zanimajo, ni nekega zelo trdnega sloja, ki bi preprečil nadaljnje prodiranje konusa v nižje mehkejše plasti. Predvsem je primerna kot dopolnilna preiskava, saj ne daje neposredno mehanskih parametrov zemljin, v sodelovanju z drugimi terenskimi in laboratorijskimi preiskavami pa lahko izkoristimo njeno prednost, to je zvezen profil merjenih količin (Logar, 2007).

Rezultati preiskav

Izvedeni sta bili dve CPT sondi (slika 28). Interpretacija rezultatov CPT temelji v pretežni meri na empiričnih korelacijah. Rezultate preiskav povzamemo po geotehničnem poročilu o izvršenih raziskavah, o temeljenju objekta in o zaščiti gradbene jame (št.: 2237/2007, INI d.o.o., Ljubljana 2007).



Slika 28: Odpor proti penetraciji q_c [kg/cm^2] in odpor ob plašču f_s [kg/cm^2] po globini za sondi CPT1 (levo) in CPT2 (desno) (INI d.o.o., 2007: Priloga 14)

4.1.2 Laboratorijske preiskave tal

Z laboratorijskimi preiskavami so bili pridobljeni naslednji podatki o lastnostih zemljin:

- naravna vlažnost,
- prostorninska teža,
- strižna trdnost (kohezija in strižni kot),
- enoosna tlačna trdnost z žepnim penetrometrom,
- nedrenirana strižna trdnost,
- zrnavost zemljin,
- vodopropustnost po Haznu in USBR.

Rezultati preiskav

Laboratorijske preiskave so bile izdelane v geomehanskem laboratoriju podjetja Geoinženiring d.o.o. Ljubljana. Rezultati vseh laboratorijskih preiskav so podani v tabeli 5.

Tabela 5: Rezultati laboratorijskih preizkav (INI d.o.o., 2007: Priloga 11)

Vzorec		Naravna vlaga w [%]	Lezni meji		Index plast. Ip [%]	Index kons. Ic	Gostota		Enoosna tlačna qu [kPa]	Trdnost zemljin			Premeri zrn pri presejku		Koefficient vodoprepustnosti		Klasifikacija zemljin	
Vrtina	Srednja globina [m]		Židkosti WL [%]	Plast. Wp [%]			Naravna ρ [Mg/m ³]	Suha ρ_d [Mg/m ³]		Enoosna z žep.penet. quž [kPa]	Direktna strižna τ_{dir}		10%	20%	Po HAZEN-u	Po USBR		
											c [kPa]	φ [°]	d10 [mm]	d20 [mm]	k [cm/sek]	k [cm/sek]		
GJ-1	5.85	33.8	34.1	24.3	9.76	0.032				57								CL-ML
GJ-1	7.55	17.8	23.6	17.9	5.66	1.029	2.03	1.73		395	6.4	28,0						CL-ML ptd.k.
GJ-2	5.35	34.9	51.2	27.2	23.90	0.681	1.83	1.35		110	4.4	20.3						CH-MH tgn.k.
GJ-2	6.85	45.7	53.4	29,0	24.30	0.315				30								CH-MH lgn.k.
GJ-3	9.45	16,0	22.6	13,0	9.64	0.688	2.14	1.84			27.5	22.1						CL tgn.k. (vezivo)
GJ-3	13.85	23.6	38.1	24,0	14.10	1.035	1.98	1.60		295	0	27,0						CL ptd.k.
GJ-5	4.85	17.7	21.1	15.8	5.30	0.641	2.05	1.76			0	34.3						ML-CL
GJ-6	3.55	30.3	45.2	20.5	24.70	0.605	1.85	1.43		65	1.5	15.4						CL sgn.k.
GJ-8	4.15	14.5	21.4	16.3	5.11	1.334	2.19	1.90			0	31.2						ML (vezivo)
GJ-10	5.15	21,0	44.6	19.9	24.60	0.956	2.02	1.66		152	0	25.2						CL tgn.kons.
GJ-12	6.55	28.5	36.5	21.8	14.60	0.545	1.93	1.51		55	1,0	25.6						CL sgn.kons
T-4	11.15	25.7	45.9	26.3	19.60	1.027	1.98	1.58	224.9	267								CL ptd.kons.
T-4	13.15												0.008	0.06	9.28E-03	5.57E-04		GC
T-4	15.85												0.014	0.07	1.62E-02	7.94E-04		GC

4.2 Opis geološko-geomehanskih razmer in lastnosti tal

4.2.1 Geološka sestava tal

Geološka sestava tal na lokaciji bivše tobačne tovarne je heterogena. Od površja navzdol si sledijo naslednje zemljine:

- umetni nasip,
- melji, pusta glina (CL, ML, SM, SC),
- zaglinjeni prodi in grušči (GC, GM, SC),
- prodi in grušči (GP, GM, SC).

- **Umetni nasip**

Na površju se nahaja do 2,5 m debela plast umetno nasutih zemljin. Nasip sestavljajo mešanica meljev, glin in gruščnatega materiala. Največja debelina nasipa je bila registrirana v osrednjem delu kompleksa, to je v neposredni bližini objektov tobačne tovarne.

Karakteristične vrednosti materialnih lastnosti tega sloja so naslednje:

- strižni kot: $\varphi = 30^\circ$
- kohezija: $c = 2,0 \text{ kPa}$
- specifična teža: $\gamma = 19,0 \text{ kN/m}^3$
- modul stisljivosti: $E_{oed} = 30,0 \text{ MPa}$

- **Melji, pusta glina**

Pod slojem umetnega nasipa se nahaja sloj kohezivnih zemljin, ki je sestavljen iz meljev in pustih glin (ML, CL). V te sloje se večkrat vrivajo vložki drobnih do srednjih peskov (SC, SM). Konsistenčno stanje teh slojev se giblje od poltrdnega na površju, do srednje gnetnega v območju nihanja zgornjega nivoja talne vode. Lokalno so bile registrirane tudi mastne in visokoplastične gline (CH, MH) sive barve v lahko gnetni konsistenci. Kohezivni sloj zemljin se pričinja v globinah med 0,60 m in 2,50 m pod koto površja in poteka vse do globine od 6,50 m do 12,0 m pod površjem. Večja debelina glinastega sloja je bila registrirana lokalno v vrtnah T-4 in T-8, sicer je povprečna spodnja kota kohezivnega sloja na globini okoli 9,0 m pod površjem.

Karakteristične vrednosti materialnih lastnosti tega sloja so naslednje:

- strižni kot: $\varphi = 26^\circ$
- kohezija: $c = 4,0 \text{ kPa}$
- specifična teža: $\gamma = 19,0 \text{ kN/m}^3$
- modul stisljivosti: $E_{oed} = 8,0 \text{ MPa}$

- **Zaglinjeni prodi in gruščiči**

Sloj med zgornjim kohezivnim slojem in nižje ležečimi prodno peščeno gruščnatimi zemljinami predstavlja sloj zaglinjenih prodov in gruščev (GC, GM). Nahaja se na globini od 9 do 15 m pod površjem.

Karakteristične vrednosti materialnih lastnosti tega sloja so naslednje:

- strižni kot: $\varphi = 34^\circ$
- kohezija: $c = 2,0 \text{ kPa}$
- specifična teža: $\gamma = 21,0 \text{ kN/m}^3$
- modul stisljivosti: $E_{oed} = 20,0 \text{ MPa}$

- **Prodi in gruščiči**

V spodnji nekoherentni sloj prodno peščeno gruščnatih zemljin (GP, GM) se na vzhodnem delu lokacije vrivajo plasti srednje vezanega konglomerata. Na tem delu lokacije so bili registrirani prodno gruščnati sloji v zelo gostem stanju. V povprečju se nekoherentne plasti pričenjajo v globini 15 m pod koto površja. Debeline teh slojev z geomehanskimi vrtnami globine 30,0 m ni bilo možno ugotoviti. Po podatkih hidrogeoloških raziskav, se prodno gruščnate zemljine zaključujejo v globinah okoli 70 m pod koto površja, kjer je trdna hribinska podlaga.

Karakteristične vrednosti materialnih lastnosti tega sloja so naslednje:

- strižni kot: $\varphi = 38^\circ$
- kohezija: $c = 5,0 \text{ kPa}$
- specifična teža: $\gamma = 22,0 \text{ kN/m}^3$
- modul stisljivosti: $E_{oed} = 45,0 \text{ MPa}$

4.2.2 Hidrogeološke razmere

V času sondažnega vrtnanja sta bila v večini vrtin registrirana dva nivoja talne vode. Zgornji nivo podzemne vode poteka v globini med 2,5 m in 5,0 m pod površjem, drugi nivo pa v globini med 12,0 m in 15,0 m. Spodnji nivo talne vode je stabilen in ne niha veliko glede na hidrometeorološke pogoje, medtem ko je zgornji nivo vezan predvsem na padavinske razmere. Detajlni podatki hidrogeoloških razmer na lokaciji so obdelani v hidrogeološkem poročilo podjetja GEO-HIDRO d.o.o. (št.: K-II-30d/c-462, november 2007). V tabeli 6 so prikazane globine talne vode po posameznih vrtinah.

Tabela 6: Globine talne vode po posameznih vrtinah (INI d.o.o., 2007: str. 4/13)

Vrtina	Zgornji nivo talne vode [m]	Spodnji nivo talne vode [m]	Vrtina	Zgornji nivo talne vode [m]	Spodnji nivo talne vode [m]	Vrtina	Zgornji nivo talne vode [m]	Spodnji nivo talne vode [m]
GJ-1	7.2	13.8	GJ-8	3.6	15.8	T-4	2.5	13.0
GJ-2	2.8	18.0	GJ-9	/	15.0	T-5	3.3	13.0
GJ-3	2.5	15.3	GJ-10	3.6	12.5	T-6	3.4	12.8
GJ-4	3.9	15.2	GJ-11	7.5	12.5	T-7	4.0	15.7
GJ-5	2.3	14.8	GJ-12	5.0	12.4	T-8	2.5	15.0
GJ-6	4.5	15.4	T-1	3.5	14.0	T-9	5.1	12.0
GJ-7	/	13.5	T-3	4.0	12.7			

4.2.3 Seizmičnost terena

Lastnosti tal vplivajo na obliko in absolutne vrednosti spektra odziva pri določitvi potresnih vplivov na objekte. V večini primerov velja, da če so tla manj toga, potem so potresne sile večje, kot v primeru dobrih, na primer skalnatih tal.

Evrokod kategorizira tla v 7 tipov, od tega je pet standardnih (tipi tal: A, B, C, D in E) in dva posebna (S1 in S2). Iz tabele 7, ki je povzeta po Eurokodu 8 (EC8-1: preglednica 3.1) vidimo, da se razlika med tipi tal od A do D odraža v hitrosti strižnega valovanja v_s . Pri manj togih tleh, se v primerjavi s tlemi tipa A pojavi povečanje pospeškov, zato so predpisane vrednosti faktorja tal S večje od 1 (tabela 8) (Beg in Pogačnik (Ur.), 2009).

Tabela 7: Tipi tal (EC8-1, str. 30)

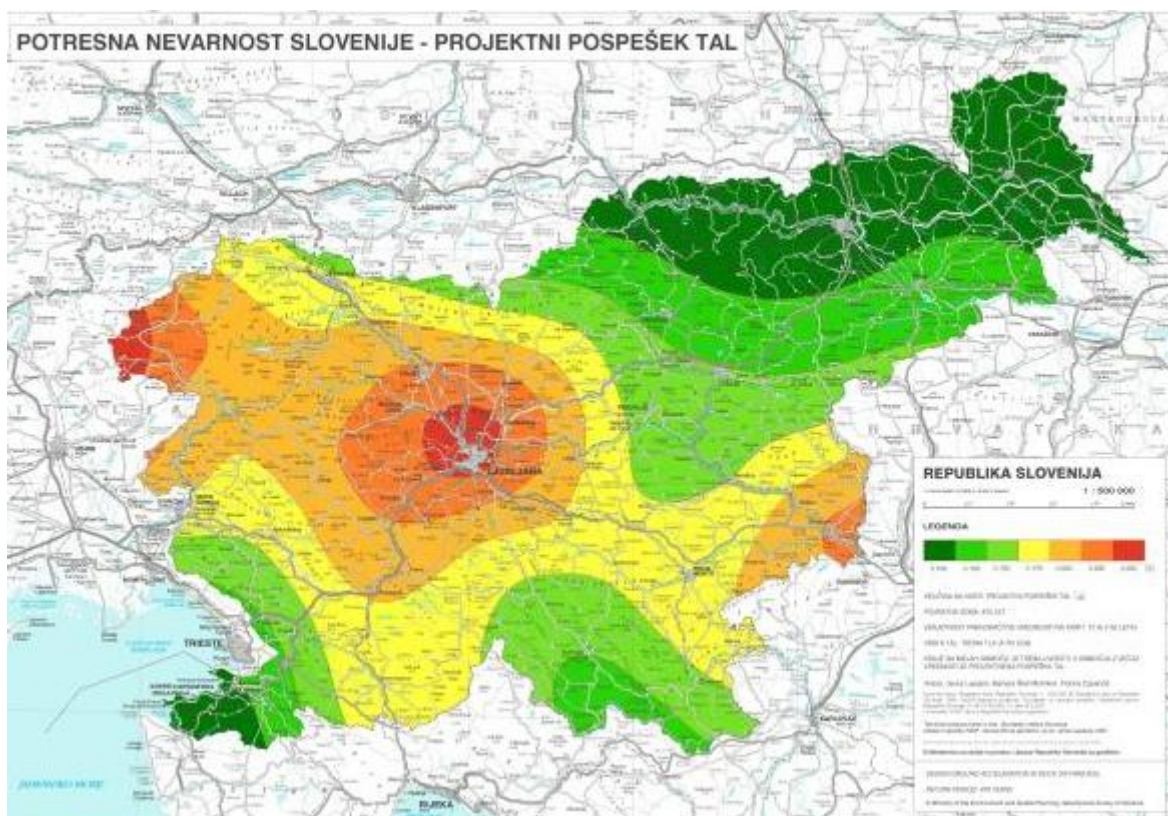
Tip tal	Opis stratigrafskega profila	Parametri		
		$v_{s,30}$ (m/s)	N_{SPT} (udarcev/30 cm)	c_u (kPa)
A	Skala ali druga skali podobna geološka formacija, na kateri je največ 5 m slabšega površinskega materiala	> 800	-	-
B	Zelo gost pesek, prod ali zelo trda glina, debela vsaj nekaj 10 m, pri katerih mehanske značilnosti z globino postopoma naraščajo	360 – 800	> 50	> 250
C	Globoki sedimenti do srednje gostega peska, prod ali toge gline globoke nekaj 10 do več 100 metrov	180 - 360	15 - 50	70 - 250
D	Sedimenti rahlih do srednje gostih nevezljivih zemljin (z nekaj mehкими vezljivimi plasti ali brez njih) ali pretežno mehkih do trdnih vezljivih zemljin	< 180	< 15	< 70
E	Profil tal, kjer površinska aluvialna plast z debelino med okrog 5 in 20 metri in vrednostmi v_s , ki ustrezajo tipoma C ali D, leži na bolj togem materialu z $v_s > 800$ m/s	-	-	-
S ₁	Sedimenti, ki vsebujejo najmanj 10 m debele plasti mehke gline/melja z visokim indeksom plastičnosti ($PI > 40$) in visoko vsebnostjo vode	< 100 (indikativno)	-	10 – 20
S ₂	Tla podvržena likvifakciji, občutljive gline ali drugi profili tal, ki niso vključeni v tipe A – E ali S ₁	-	-	-

Ker ne razpolagamo s povprečnimi vrednostmi hitrosti strižnega valovanja $v_{s,30}$, za opredelitev tipa tal uporabimo vrednosti N_{SPT} , ki predstavljajo število udarcev pri standardnem penetracijskem preizkusu in vrednosti nedrenirane strižna trdnost zemljine c_u . Tla na lokaciji bivše Tobačne tovarne uvrščamo v tip tal C.

Tabela 8: Vrednost parametrov, ki opisujejo elastični spekter odziva za uporabo v Sloveniji (SIST EN 1998-1:2005/A101:2006)

Tip tal	S	T_B (s)	T_C (s)	T_D (s)
A	1,0	0,10	0,4	2,0
B	1,2	0,15	0,5	2,0
C	1,15	0,20	0,6	2,0
D	1,35	0,20	0,8	2,0
E	1,7	0,10	0,4	2,0

Na karti potresne nevarnosti Slovenije (slika 29) vidimo, da je projektni pospešek a_g na tleh tipa A v območju Mestne občine Ljubljana 0,25 g oziroma 25% težnostnega pospeška.



Slika 29: Karta pospeška tal za Slovenijo za povratno dobo 475 let (ARSO, 2015)

4.3 Zasnova varovanja gradbene jame s tehnologijo izvedbe

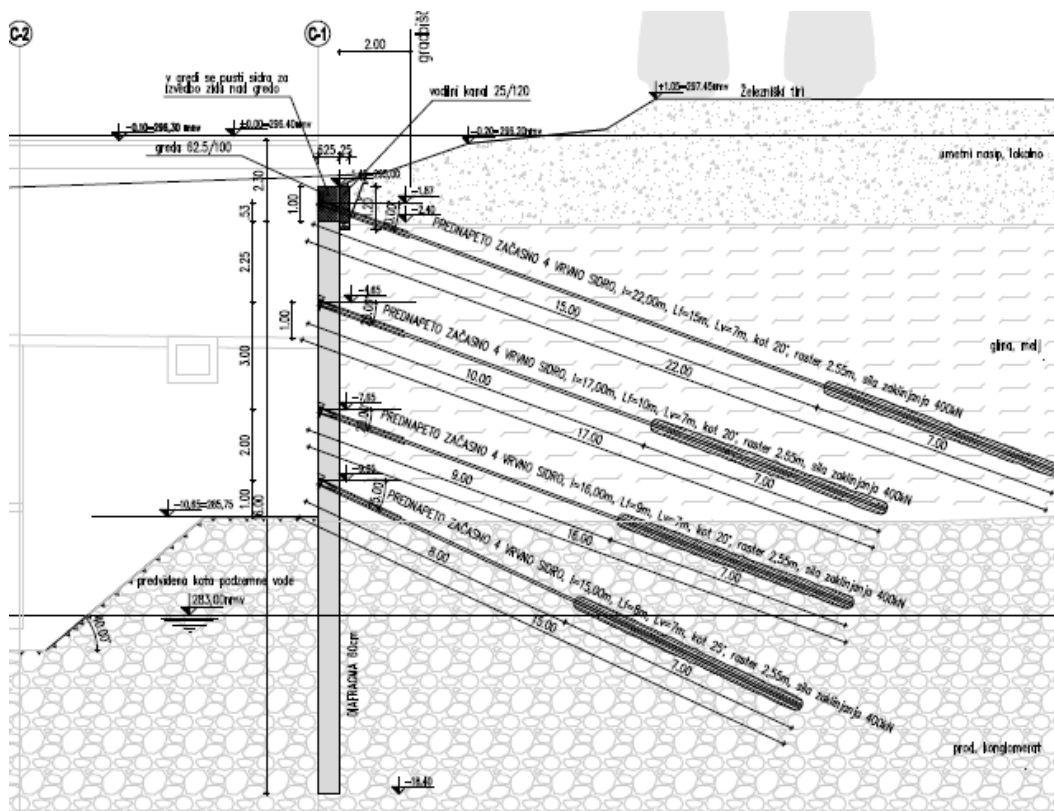
4.3.1 Zasnova zavarovalne konstrukcije

Za varovanje gradbene jame bodočega kompleksa Tobačna mesto je bila izvedena 4x sidrana AB diafragma z začasnimi prednapetimi geotehničnimi sidri, izvedenimi po sistemu Jet grouting. Diafragma je debeline $d = 60$ cm, širina lamele je 2,5 m, kvaliteta betona C25/30 in kvaliteta armaturnega jekla S500. Na vrhu diafragme se je izvedla armiranobetonska povezovalna greda dimenzij 60/100 cm, katere funkcija je, da zagotovi sodelovanje lamel diafragme. Vrh grede diafragme je na koti 295,0 nmv in se prilagaja obstoječemu terenu. Na delu ob objektu 9 se je vrh diafragme izvedel na koti 293,5 nmv. Dolžina varovanja celotnega oboda gradbene jame Tobačna mesto z AB diafragmo znaša 1300 m. Diafragma je, skupaj s povezovalno gredo, dolžine 17,0 m. Dno gradbene jame je na območju prereza ob železnici 14,80 m pod površjem terena, ob Tobačni ulici 14,40 m in ob objektu 9 14,30 m pod površjem terena.

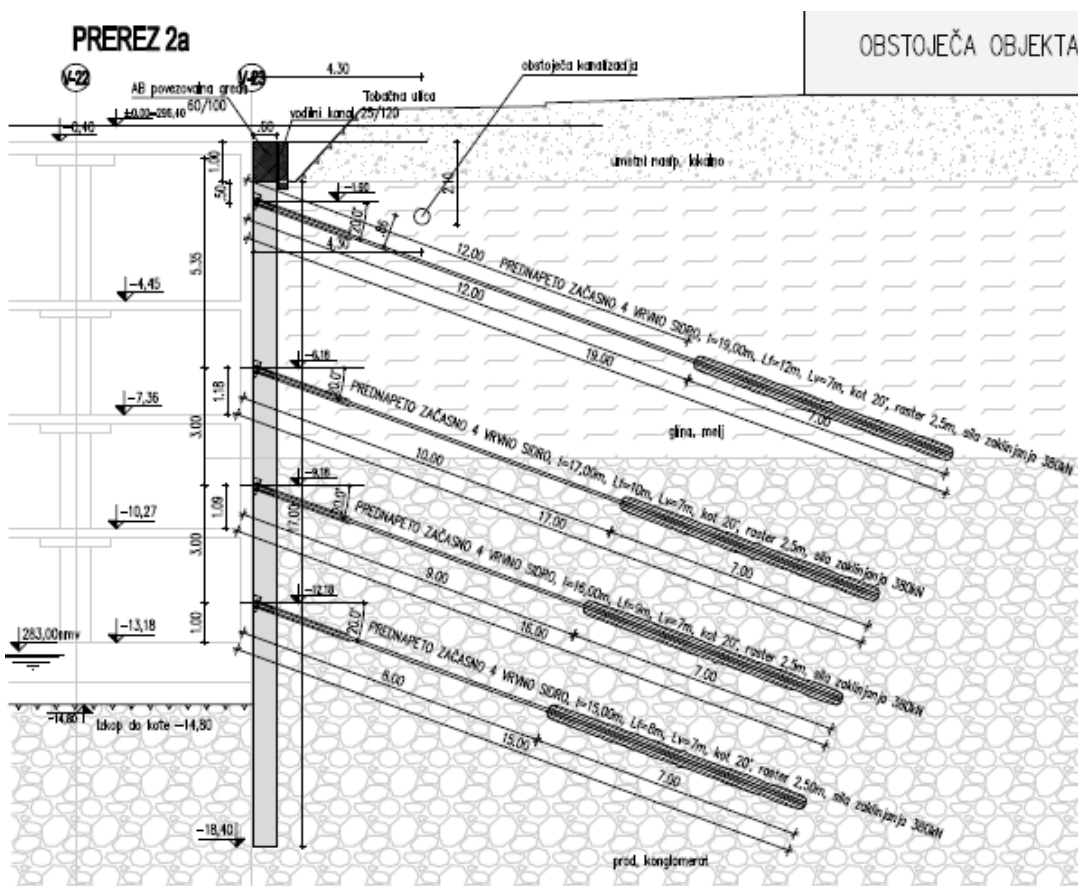


Slika 30: Situacija gradbene jame Tobačna mesto (ELEA iC, 2012)

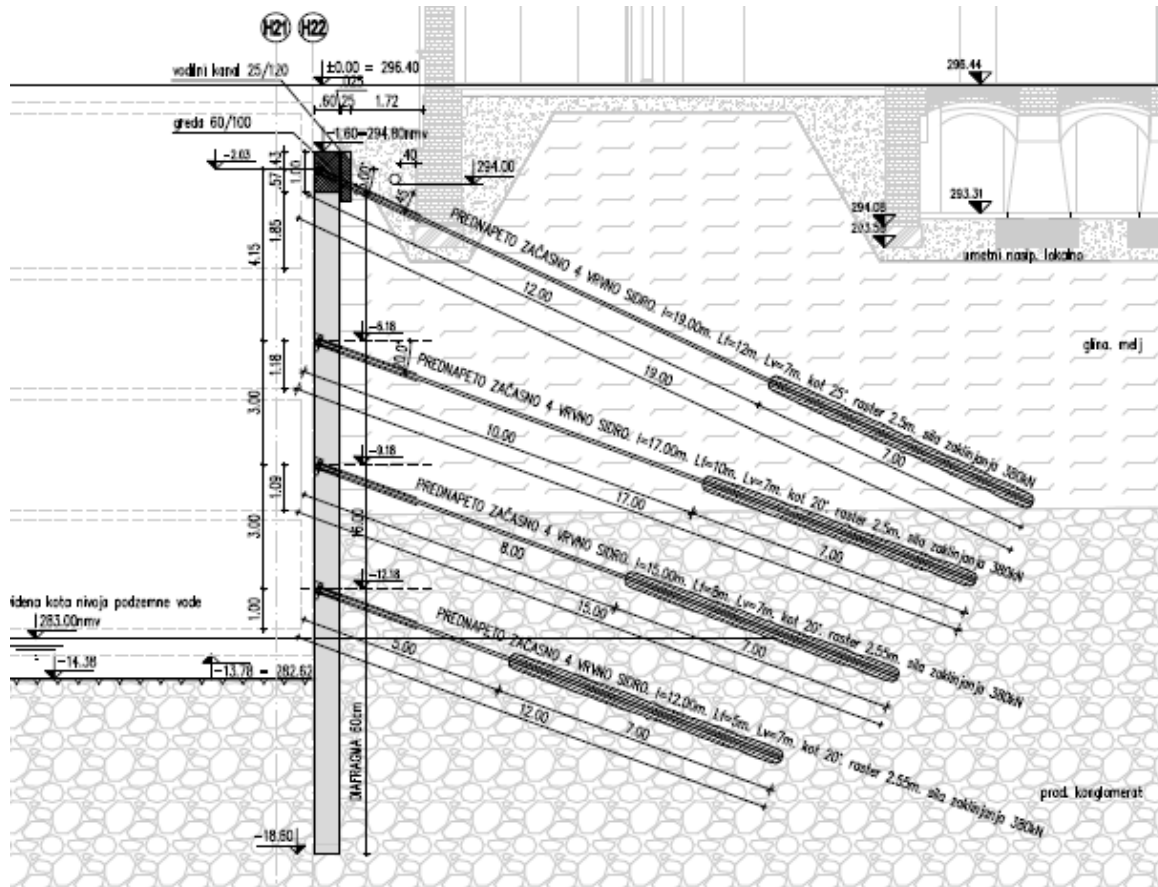
Kot je omenjeno v uvodnem delu diplomske naloge, bomo analizirali tri prečne prereze zaščitne konstrukcije gradbene jame: prerez ob železnici, prerez ob Tobačni ulici in prerez ob objektu 9 (slika 30). V nadaljevanju so prikazan omenjeni prečni prerezi (slike 31, 32, 33).



Slika 31: Prerez ob železnici (ELEA iC, 2012)



Slika 32: Prerez ob Tobačni ulici (ELEA iC, 2012)



Slika 33: Prerez ob objektu 9 (ELEA iC, 2012)

Diafragma je začasna zaščitna konstrukcija z začasnimi prednapetimi sidri. Trajnost začnih sider je s standardom omejena na 2 leti. V primeru, ko je varovanje gradbene jame v funkciji več kot 2 leti, je potrebno sidra po dveh letih preveriti in glede na rezultate podaljšati življenjsko dobo sider, konstrukcijo dodatno sidrati in/ali zasuti gradbeno jamo.

4.3.2 Tehnologija izvedbe

4.3.2.1 Pripravljalna dela

Pripravljalna dela za izvedbo diafragme obsegajo pripravo sistema za izplako in ureditev delovnega platoja za izkopni bager. Sistem za izplako služi za proizvodnjo in uporabo izplake (bentonitna ali polimerna izplaka), sestavljen pa je iz mešalca za pripravo izplake, bazena za izplako, kompresorja, črpalnega sistema s cevmi, skladišča za shrambo svežega bentonita ali polimera in očiščevalca izplake. Bazeni za izplako morajo biti vodotesni in v neposredni bližini lamel diafragme.

Iz slike 34 je razvidna preprosta rešitev za namestitev ekonomske »bazenske« postavitve izplake na gradbišču bodočega kompleksa Tobačna mesto.



Slika 34: Bazen za polimerno izplako (ELEA iC, 2014)

4.3.2.2 Izdelava vodilnega kanala

Vodilni kanal je začasna konstrukcija, ki se jo po končani izvedbi diafragme poruši. Sestavljena je iz dveh pasovnih temeljev na medsebojni razdalji, ki za 5 cm presega debelino diafragme (slika 35). Pasovna temelja sta dimenzionirana tako, da preneseta obtežbo, kateri sta izpostavljena med izvedbo diafragme.

Pasovna temelja vodilnega kanala obravnavane diafragme, širine 25 cm in višine 130 cm, sta bila izdelana iz armiranega betona.

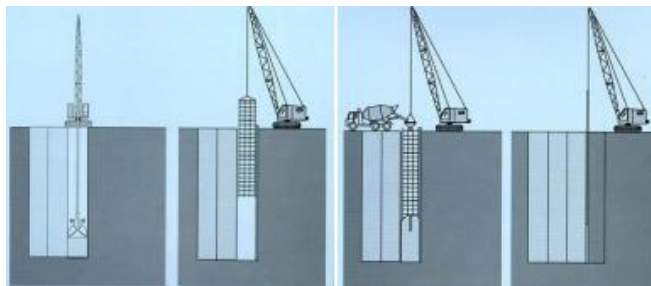


Slika 35: Vodilni kanal diafragme (ELEA iC, 2014)

4.3.2.3 Način izvedbe AB diafragme

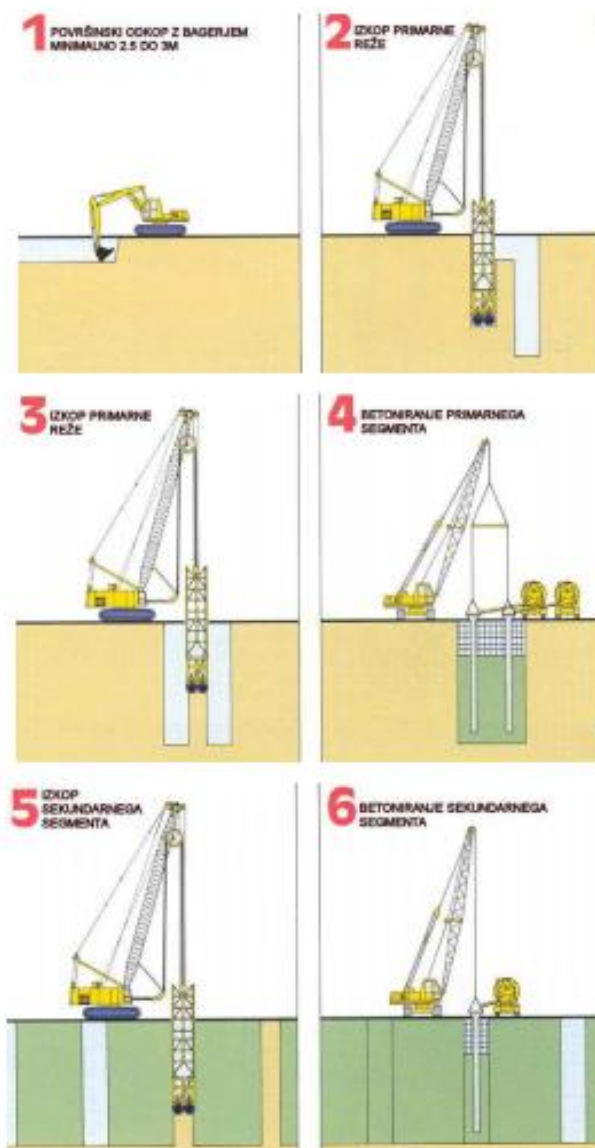
Zaporedje gradnje posameznih lamel diafragme je potrebno vnaprej določiti. Lamela je posamezen element diafragme, njena širina je odvisna od širine grabežne žlice, debeline diafragme, tlorisne oblike diafragme in tehnološkega procesa vgradnje (armatura, beton).

Poznamo zaporedni način ter izmenični način (primarni - sekundarni) izvedbe diafragme. Pri zaporednem načinu izvedbe si lamele sledijo ena za drugo, pri čemer moramo počakati, da beton izvedene lamele doseže zadostno trdnost pred izvedbo naslednje lamele (slika 36).



Slika 36: zaporedna izvedba posameznih lamel (Majes, 2015, str. 73)

Izmenični način izvedbe diafragme se izvaja tako, da se najprej izdelava vsaka druga lamela diafragme, in nato še vmesne lamele diafragme (slika 37). Na ta način je bila izdelana tudi diafragma v našem primeru. Lamele so širine 2,5 m. Končna višina lamel je približno 16,0 m, vgrajene so bile približno 4,0 m pod dno izkopa gradbene jame. Lamele se izvede 50 cm nad predvideno končno spodnjo koto vezne grede, zaradi odstranitve slabega betona na vrhu lamele.



Slika 37: Izmenična izvedba posameznih lamel (Majes, 2015, str. 74)

4.3.2.4 Izkop za diafragmo

Izkop za diafragmo se izvede po predvidenem zaporedju vgradnje lamel. Za izvedbo izkopa diafragme namestimo bager vzporedno z vodilnim kanalom v takšni oddaljenosti, da pri spuščanju grabežne žlice ta natančno zadane lamelo (slika 38). Po nastavitvi položaja grabežne žlice se ta spusti v uvodni kanal in prične se z izkopavanjem zemljine. Po zaprtju grabežne žlice, grabež dvignemo iz uvodnega kanala, bager se zasučje okrog svoje osi in izkopano zemljino strese na transportno vozilo. Medtem se aktivira črpalka za izplako, ki napolni vodilni kanal in preprečuje porušitev zemljine v izkop. Postopek se ponavlja z izkopom zemljine do končne globine. Med izkopom moramo paziti na enakomerno dviganje in spuščanje grabežne žlice ter na usklajeno zapolnjevanje izkopenega volumna z izplako, ki preprečuje porušitev sten izkopa. Če pride do časovnega zamika med zaključkom izkopa lamele in vgrajevanjem betona, moramo zagotoviti cirkulacijo izplake. V nasprotnem primeru pride do usedanja delcev in neakovostne vgradnje betona v lamele diafragme.



Slika 38: Bager z grabežno žlico za izkop AB diafragme (ELEA iC, 2014)

4.3.3 Vgradnja zaključnic in vgradnja armature

Po izkopu za diafragmo in čiščenju dna lamele, sledi vgradnja zaključnic in armature. Zaključnice so elementi, ki zagotavljajo neprepusten stik med sosednjima lamelama. Pretežno se uporabljajo kovinske zaključnice zaradi zagotavljanja boljšega stika med sosednjima lamelama ter lažje vgraditve tesnilnih trakov, ki se vgradijo v kovinske zaključnice in služijo za zagotovitev vodotesnosti diafragme.

Armaturni koš mora biti vgrajen nad dnem izkopa lamele. Armaturni koš se z bagrom počasi spusti v pripravljen izkop lamele in se ga »obesi« na uvodni kanal, ki služi za pravilno višinsko postavitev koša (slika 39).



Slika 39: Vgradnja armaturnega koša (ELEA iC, 2014)

4.3.4 Priprava in vgradnja betona

Priprava in vgradnja betona je ključna pri zagotavljanju nosilnosti diafragme. Ker se je izkop izdelal z uporabo izplake, je moral biti beton vgrajen pod izplako skozi eno ali več kontraktorskih cevi (slika 40). To so običajno cevi na vrhu opremljene z lijakom ali pa cevi, ki so neposredno povezane s črpalko za beton. Način betoniranja temelji na principu izpodrivanja redkejšega materiala (izplake) z bolj gostim materialom (betonom). Kontraktorsko cev je bilo potrebno zaradi preprečevanja mešanja izplake in betona spustiti 0,1 m nad dno izkopa. V vnaprej določene lamele diafragme so se pred betoniranjem lamel diafragme vgradile cevi za meritve vertikalnih inklinacij.



Slika 40: Kontraktorsko betoniranje lamele diafragme (ELEA iC, 2014)

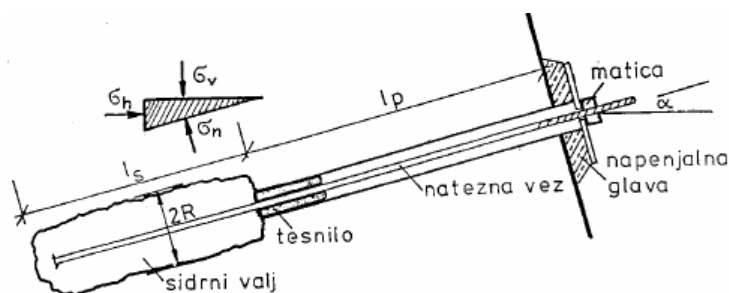
4.3.5 Izvedba vezne grede AB diafragme

Po končanem betoniranju diafragme so porušili temelja ob vodilnem kanalu in odklesali zgornji del diafragme, ker zaradi kontraktorskega betoniranja beton na vrhu lamele ni imel zadostne kakovosti. Nato so na tem delu izvedli vezno AB gredo, ki je kontaktno betonirana na lamele diafragme. Gredo se je izvedlo po celotnem obodu diafragme pred izvedbo prvega nivoja sider. V gredo so se na lokacijah sider pred betoniranjem vstavile cevi in spiralna armatura.

4.3.6 Sidranje

Za varovanje gradbene jame kompleksa Tobačna mesto so bila izvedena začasna prednapeta sidra različnih dolžin, vgrajena pod različnimi nakloni. Sidra so štiripramenska nazivnega preseka $1,4 \text{ cm}^2$ (skupno $5,6 \text{ cm}^2$), kvalitete $f_{py}/f_{pu} = 1570/1770 \text{ MPa}$, s silo zaklinjanja od 380 kN do 400 kN. Raster izven ravnine znaša od 2,50 do 2,55 m. Vezni del sider se je izvedel po postopku jet grouting.

Glava, prosti del in vezni del (sidrni valj) začasnih geotehničnih sider (slika 41) ter vgradnja in prednapenjanje so bili izvedeni skladno z evrokodi (EN 1537, EN 1997-1).



Slika 41: Shema geotehničnega sidra (Logar, 2015, str.2)

Za ugotovitev dejanske možnosti prenosa sidrne sile v nosilna tla, torej ustreznosti veznega dela sidra, so izvedli ustreznostne preizkuse sider (testna sidra). Izvedla so se tri testna sidra na začetku sidranja na prvem delu izvedbe in tri testna sidra na strani železnice. Na podlagi tesnih sider se je določila točna dolžina sider, točna dolžina veznega dela sider in nosilnost sider. Vsa ostala sidra pa so bila preverjena z odobritvenim preskusom, ki potrdi, da sidro izpolnjuje projektne zahteve. Sidro preverjeno z ustreznostnim preizkusom je bilo oblikovano kot ostala sidra objekta in se ga je uporabilo kot sidro objekta, če je izpolnjevalo enake pogoje kot preostala sidra objekta in pri preiskavi sidra ni bila dosežena mejna nosilnost na izvek. Mesto testnih sider so določili geomehanik, projektant in inženir na lokaciji objekta. Kontrola vnašanja sile prednapenjanja je bila izvedena v skladu z navodil in zahtevami EN 1537 oziroma SIA V 191.

12 sider je bilo opremljenih z merilci sidrnih sil (merska sidra), ki omogočajo spremljavo sidrnih sil med gradnjo in po njej. Lokacijo merskih sider je bila določena na objektu in jo je potrdil projektant.

V primeru, ko so pomiki ali sile v merskih sidrih preveliki, se lahko med nivoji sider vgradi dodatna sidra na posamezni lameli diafragme. Pri vrtanju vrtin za sidra je potrebno obvezno voditi zapisnik o vrtanju in posebno paziti na uhajanje vode.

V primeru, da se na mestu veznega dela sidra zabeleži izredno slabe materiale v tleh (židke glin), je potrebno zavrtati sidro pod drugim naklonom ali vgraditi daljše sidro.

Sliki 42 in 43 prikazujeta vrtanje sidrnih vrtin in sidranje ter napenjanje 4 pramenskih geotehničnih sider.



Slika 42: Vrtanje sidrnih vrtin na zgornjem nivoju (levo) in napenjanje 4 vrstnih začasnih geotehničnih sider (desno) (ELEA iC, 2014)



Slika 43: Sidranje na tretjem nivoju sider (ELEA iC, 2014)

4.3.7 Monitoring

Pri izkopih velike globine je potrebno med gradnjo spremljati obnašanje varovalne konstrukcije in okoliških objektov. V sklopu opazovanja je potrebno izvajati sledeče:

- izdelati moramo kataster razpok in morebitne poškodbe na sosednjih objektih v neposredni bližini gradnje gradbene jame,
- v času gradnje posameznih faz se opazuje razpokanost objektov ter širina razpok,
- na vsaki strani gradbene jame je potrebno vgraditi inklinometre za merjenje horizontalnih deformacij med gradnjo in po njej,
- na vsaki strani gradbene jame je potrebno na vrh povezovalne grede diafragme vgraditi geodetsko točke za natančno 3D merjenje pomikov,
- potrebno je izvršiti kontrolo nivoja podzemne vode pred in po gradnji.

V primeru varovanja gradbene jame Tobačna mesto je bilo poleg omenjenega, zaradi bližine železnice in pojava blodečih električnih tokov, potrebno izvesti še meritve električnih tokov in projekt zaščite celotne AB konstrukcije, za katero se je izkazalo, da jo je potrebno ščititi pred blodečimi električnimi tokovi.

5 GEOMEHANSKI IZRAČUN

Geostatično analizo zaščite gradbene jame varovane z AB diafragmo smo naredili s programskim orodjem Plaxis 2D po metodi končnih elementov z upoštevanjem nelinearnih zvez med napetostmi in deformacijami. Analizirali smo tri računске prereze, prerez ob železnici, Tobačni ulici in ob objektu 9. Za modeliranje zemljin smo uporabili HS model in HSSMALL model.

5.1 Projektiranje na podlagi računskih analiz po EUROCODE 7

Pri geotehničnem projektiranju smo upoštevali evropski standard SIST EN 1997-1-Evrokod 7: Geostatično projektiranje. Evrokod navaja, da je potrebno za vsako geotehnično projektno stanje preveriti, da ne presega nobenega relevantnega mejnega stanja, ki jih definira SIST EN 1990. Ta mejna stanja so:

- mejna stanja nosilnosti (MSN),
- mejna stanja uporabnosti (MSU).

5.1.1 Kontrola mejnega stanja nosilnosti (MSN)

Mejna stanja nosilnosti so povezana z delno ali popolno porušitvijo konstrukcije, izgubo ravnotežja togega telesa, prevrnitvijo, zlomom ali izgubo stabilnosti. Evrokod 7 zahteva preverjanje naslednjih mejnih stanj nosilnosti:

- STR: porušitev ali prekomerna deformacija konstrukcije ali konstrukcijskega elementa, kjer je odločujoča trdnost materiala konstrukcije.
- GEO: porušitev ali prekomerna deformacija tal, kjer pri zagotavljanju odpora prevladuje trdnost zemljin ali hribin.
- STA: izguba globalne stabilnosti ali prekomerna deformacija večje gmote tal, kjer pri zagotavljanju odpora zemljin prevladuje trdnost zemljin in kamnin.
- UPL: porušitev zaradi neravnovesja vertikalnih sil, ki privede do dviga konstrukcije ali gmote tal, pri čemer ima trdnost tal le majhen vpliv.
- HYD: porušitev tal kot posledica hidravličnega gradienta

Računska kontrola mejnega stanja nosilnosti za STR in GEO problemih je naslednja:

$$E_d \leq R_d \quad (43)$$

kjer je E_d je projektna vrednost učinka vplivov, R_d pa projektna nosilnost oziroma odpornost.

Mejna stanja nosilnosti STR in GEO morajo biti preverjena z uporabo enega od treh projektnih pristopov, ki so prikazani v tabeli 9.

Tabela 9: Vrednosti delnih faktorjev za projektiranje podpornih konstrukcij po Evrokodu 7-1

Projektni pristop		Vplivi ali učinki vplivov	Odpornost tal
		iz konstrukcije	iz tal
PP1	Komb. 1	$\gamma_G = 1.35; \gamma_Q = 1.50$	$\gamma_\varphi = \gamma_c = \gamma_{cu} = 1.00; \gamma_R = 1.00$
	Komb. 2	$\gamma_G = 1.00; \gamma_Q = 1.30$	$\gamma_\varphi = \gamma_c = 1.25; \gamma_{cu} = 1.40; \gamma_R = 1.00$
PP2		$\gamma_G = 1.35; \gamma_Q = 1.50$	$\gamma_\varphi = \gamma_c = \gamma_{cu} = 1.00;$ $\gamma_{R,e} = \gamma_{R,v} = 1.40; \gamma_{R,h} = 1.10$
PP3		$\gamma_G = 1.35; \gamma_Q = 1.50$	$\gamma_\varphi = \gamma_c = 1.25; \gamma_{cu} = 1.40; \gamma_R = 1.00$

Pri uporabi projektnega pristopa PP1 je neenačbo (43) potrebno preveriti za dve kombinaciji delnih faktorjev.

Kombinacija 1 projektnega pristopa PP1 zagotavlja varno projektiranje glede na neugodna odstopanja vplivov od njihovih karakterističnih vrednosti. Tako so pri kombinaciji 1 delni faktorji uporabljeni za stalne in spremenljive vplive, ki izvirajo iz konstrukcije in iz tal. Priporočene vrednosti delnih faktorjev so $\gamma_G = 1,35$ za neugodne stalne vplive, $\gamma_{G;inf} = 1,0$ za ugodne stalne vplive in $\gamma_Q = 1,50$ za neugodne spremenljive vplive. Odpornost tal se izračuna s karakterističnimi vrednostmi strižnih karakteristik, torej so delni faktorji γ_φ , γ_c in γ_{cu} vsi enaki 1,0, prav tako so tudi delni faktorji γ_R za odpornost tal enaki 1,0 (Beg in Pogačnik (Ur.), 2009).

Kombinacija 2 projektnega pristopa PP1 zagotavlja varnost projekta glede na neugodna odstopanja trdnostnih lastnosti tal od njihovih karakterističnih vrednosti ter glede na nezanesljivosti uporabljenega računskega modela. Pri tem je predpostavljeno, da stalni vplivi ne bodo odstopali od pričakovanih vrednosti, spremenljivi vplivi pa bodo od karakterističnih vrednosti odstopali le malo. Tako uporabljamo delne faktorje γ_φ , γ_c z vrednostma 1,25 in γ_{cu} z vrednostjo 1,40 za karakteristične vrednosti strižnih parametrov zemljin, hkrati pa pri tem preverjanju uporabimo karakteristične vrednosti stalnih vplivov, ki izvirajo iz konstrukcije ($\gamma_G = 1,00$), medtem ko za neugodne spremenljive vplive uporabimo vrednost delnega faktorja $\gamma_Q = 1,30$. Delne faktorje uporabimo na reprezentativne vrednosti vplivov in za karakteristične vrednosti trdnostnih lastnosti tal že na samem začetku računa. Tako je celoten račun izveden s projektnimi vrednostmi vplivov in projektno strižno trdnostjo tal (Beg in Pogačnik (Ur.), 2009).

Za preverjanje mejnih stanj v skladu s projektnim pristopom PP1 je torej potrebno uporabljati naslednje nize delnih faktorjev (Beg in Pogačnik (Ur.), 2009):

- Kombinacija 1: A1 za vplive, M1 za materialne lastnosti in R1 za odpornost
- Kombinacija 2: A2 za vplive, M2 za materialne lastnosti in R1 za odpornost

Vrednosti delnih faktorjev za vplive (A), materiale (M) in za določanje projektnih odporov (R) so podane v tabelah 10, 11 in 12.

Pri projektne pristopu PP2 se uporabljajo enaki delni faktorji za geotehnične vplive in učinke vplivov kot tudi za vplive na konstrukcijo oziroma tiste, ki izvirajo iz konstrukcije: $\gamma_G = 1,35$, $\gamma_{G;inf} = 1,00$ in $\gamma_Q = 1,50$. Za preverjanje mejnih stanj po projektne pristopu PP2 je potrebno upoštevati naslednje nize delnih faktorjev iz dodatka A: A1 za vplive, M1 za materialne lastnosti in R2 za odpornosti (Beg in Pogačnik (Ur.), 2009).

Pri projektne pristopu PP3 so delni faktorji za vplive na konstrukcijo in za vplive, ki izvirajo iz konstrukcije, identični kot pri projektne pristopu PP2. Pri vplivih in odpornostih tal pa delnih faktorjev ne uporabimo neposredno za vplive in odpornosti, temveč za strižne parametre tal φ , c ali c_u . Priporočene vrednosti za γ_φ in γ_c sta 1,25 in za γ_{cu} 1,40. Delne faktorje uporabimo za reprezentativne vrednosti vplivov in za karakteristične vrednosti trdnostnih parametrov tal na začetku računa. Za preverjanje mejnih stanj skladno s projektne pristopom PP3 je treba uporabiti naslednje nize delnih faktorjev iz dodatka A: A1 za vplive, ki izvirajo iz konstrukcij oziroma A2 za geotehnične vplive, M2 za materialne lastnosti in R3 za odpornosti (Beg in Pogačnik (Ur.), 2009).

V Sloveniji je za geotehnično projektiranje z nacionalnim dodatkom k EN 1997-1 predpisan projektne pristop PP2, za preverjanje globalne stabilnosti pa projektne pristop PP3. Ker pri uporabi programov, ki temeljijo na izračunu po metodi končnih elementov, uporaba projektne pristopa PP2 za analizo geotehničnih konstrukcij ni možna, smo za izračun konstrukcije upoštevali projektne pristop PP1.

Tabela 10: Vrednosti delnih faktorjev za vplive (Evrokod 7, Pr.7-6)

Vplivi		Simbol	Oznaka	
			A1	A2
Trajni	Neugodni	γ_G	1.35	1.00
	Ugodni		1.00	1.00
Spremenljivi	Neugodni	γ_Q	1.50	1.30
	Ugodni		0.00	0.00

Tabela 11: Vrednosti delnih faktorjev za materiale (Evrokod 7, Pr.7-6)

Zemljine	Simbol	Oznaka	
		M1	M2
$\tan \varphi$	γ_φ	1.00	1.25
Efektivna kohezija c'	γ_c	1.00	1.25
Nedrenirana strižna trdnost c_u	γ_{cu}	1.00	1.40
Enoosna tlačna trdnost q_u	γ_{qu}	1.00	1.40
Prostorninska teža tal γ	γ_g	1.00	1.00

Tabela 12: Vrednosti delnih faktorjev za določanje projektne odporov (Evrokod 7, Pr.7-6)

Podporne konstrukcije	Simbol	Oznaka		
		R1	R2	R3
Nosilnost	$\gamma_{R;v}$	1.00	1.40	1.00
Zdrs	$\gamma_{R;h}$	1.00	1.10	1.00
Odpor	$\gamma_{R;e}$	1.00	1.40	1.00

5.1.2 Kontrola mejnega stanja uporabnosti (MSU)

S kontrolo mejnega stanja uporabnosti zagotovimo, da bodo premiki, zasuki, posedki, razpoke, relativni posedki konstrukcij in tal v območju sprejemljivih meja. Enačba za preverjanje mejnega stanja uporabnosti je:

$$E_d \leq C_d \quad (44)$$

kjer je E_d projektna vrednost učinka vplivov (na primer pomik, zasuk), C_d pa mejna vrednost učinka vpiva (na primer mejni pomik, zasuk). Mejna vrednost C_d je vrednost, ki povzroči mejno stanje uporabnosti, kot so nesprejemljive razpoke v konstrukciji. Potrebno jo je določiti med projektiranjem konstrukcije. Delni faktorji so pri preverjanju mejnega stanja uporabnosti enaki 1,0.

5.1.3 Kontrola globalne stabilnosti

Globalno stabilnost tal in s tem možnost večjih premikov tal je praviloma potrebno preverjati za vse gradbene konstrukcije in inženirske objekte. Globalno stabilnost v Sloveniji preverjamo po projektnem pristopu PP3 skladno z veljavnim nacionalnim dodatkom.

Skladno s projektnim pristopom PP3 v stabilnostni analizi gradbene jame upoštevamo (Beg in Pogačnik (Ur.), 2009):

- poglobitev globine izkopa za največ 0,5 m,
- z ustreznimi delnimi faktorji reducirane vrednosti strižnih parametrov zemljine,
- s faktorjem $\gamma_Q = 1,30$ povečano spremenljivo neugodno delujočo obtežbo v zaledju,
- odpor sidra R_d v vrednosti, ki je enaka ali večja od izračunane projektne sidrne sile P_d .

V splošnem je globalna stabilnost ustrezna, če je izračunani količnik varnosti večji ali enak 1.

5.2 Izračun s programom Plaxis

Statični izračun zaščite gradbene jame - sidrane AB diafragme je opravljen z numerično metodo po metodi končnih elementov. Za razliko od analitičnih računskih metod, kjer so dimenzije konstrukcije in podporna sredstva neposreden rezultat izračuna, je pri numeričnih metodah potrebno celotno podporno konstrukcijo (dolžino in debelino diafragme, vrsto, dolžino, razmak in prednapetje geotehničnih sider) definirati vnaprej.

Najprej izvedemo račun mejnega stanja uporabnosti (MSU) ob upoštevanju karakterističnih materialnih vrednosti zemljine in konstrukcije ter karakterističnih podatkov o nivoju talne vode. Elementi konstrukcije in sidra so definirani kot linearno elastični elementi z ustrežno togostjo. Nato se izvede kontrola mejnega stanja nosilnosti (MSN) po projektne pristopu PP1 z upoštevanjem delnih faktorjev po kombinaciji 1 (A1 + M1 + R1) in kombinaciji 2 (A2 + M2 + R1).

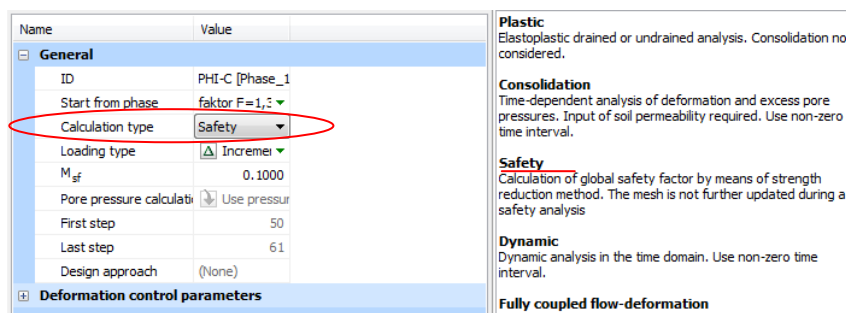
Pri kombinaciji 1 zunanje neugodne vplive (učinke vplivov) pomnožimo s faktorjem $\gamma_G = 1,35$ in/ali $\gamma_Q = 1,50$, ugodne stalne vplive pa s faktorjem $\gamma_G = 1,00$. V programu Plaxis se varnost upošteva tako, da se v računu spremenljiva obtežba poveča s faktorjem $\gamma_Q / \gamma_G = 1,5/1,35 = 1,11$, medtem ko stalne obtežbe ne faktoriramo. Na koncu se končne vrednosti učinkov vplivov (notranje sile v konstrukciji, sidrne sile) pomnoži z vrednostjo $\gamma_G = 1,35$ (A1 za vplive). Tako se hkrati faktorira učinke vplivov zaradi stalne in spremenljive obtežbe. Delni faktorji za materialne lastnosti so enaki 1,00 (niz M1), za odpornosti pa se upoštevajo delni faktorji R1 (tabela 12).

Na podoben način preverimo varnost po projektne pristopu PP1 z upoštevanjem druge kombinacije delnih faktorjev. Neugodno spremenljivo obtežbo pomnožimo s faktorjem $\gamma_Q / \gamma_G = 1,30/1,00 = 1,30$ (A2 za vplive), redukcijo karakterističnih strižnih trdnosti na projektne trdnosti pa upoštevamo po enačbah (45) in (46).

$$c'_d = c'_k / \gamma_c = c'_k / 1,25 \quad (45)$$

$$\varphi'_d = \varphi'_k / \gamma_c = \varphi'_k / 1,25 \quad (46)$$

Program Plaxis vključuje opcijo avtomatične redukcije strižne trdnosti zemljin s poljubnim materialnim faktorjem oziroma tako imenovan postopek »c-φ« redukcije. V zavihku *Calculation type* izberemo opcijo *Safety* (slika 44).

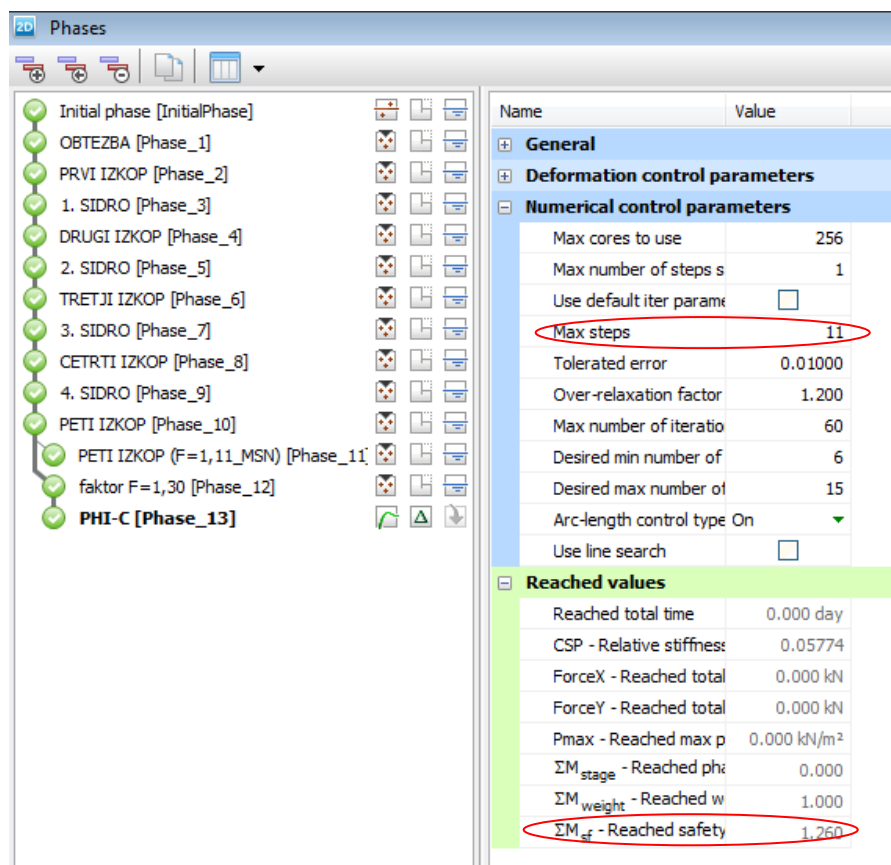


Slika 44: Prikaz izbire postopka »c-φ« redukcija v programu Plaxis

Pri »c-φ« redukciji gre za računsko znižanje trdnostnih karakteristik, kar posledično vodi k neuravnesju sil/napetosti v modelu. To neuravnesje program reši z vzpostavitvijo ravnotežnega stanja pri reducirani trdnosti, kar ima za posledico povečanje deformacij oziroma računskih premikov. Redukcija trdnosti poteka v obliki inkrementnega zmanjševanja strižnih karakteristik vse do želene računske varnosti ΣM_{sf} ali do numerične odpovedi računskega modela. Smer in velikost vektorjev računskih pomikov pri doseženi maksimalni vrednosti ΣM_{sf} pokaže porušni mehanizem konstrukcije. Ideja »redukcije« strižne trdnosti temelji na postopnem zmanjševanju trdnostnih karakteristik, dokler ne pride do porušitve. Faktor redukcije lahko razumemo kot faktor varnosti.

$$\Sigma M_{sf} = \frac{\tan(\varphi'_{input})}{\tan(\varphi'_{reduced})} = \frac{c'_{input}}{c'_{reduced}} \quad (47)$$

Po Evrokodu 7 je zahtevana vrednost $\Sigma M_{sf} \geq 1,25$. Redukcija materialnih karakteristik zemljin se v Plaxisu izvede inkrementalno do zahtevane računske varnosti $F = \Sigma M_{sf} = 1,25$ (slika 45).



Slika 45: Prikaz določitve ΣM_{sf} s programom PLAXIS

5.2.1 Določitev računskega modela

Za izračun smo izdelali tri karakteristične geotehnične prečne profile, ki potekajo ob železnici (prečni profil P7), ob Tobačni ulici (prečni profil P2) in ob objektu 9 (prečni profil P3). Dno gradbene jame je na območju profila P7 14,80 m pod površjem terena, v profilu P2 14,40 m in v profilu P3 14,30 m pod površjem terena.

5.2.1.1 Sestava temeljnih tal in karakteristike zemljin

Sestava temeljnih tal z globinami slojev je za vse tri karakteristične geotehnične prečne profile podana v tabeli 13. V vseh prerezih se podzemna voda nahaja v dveh nivojih. Nivoji zgornjega vodonosnika so upoštevani v globinah od 3,5 m do 8,0 m pod koto terena. Nivo spodnjega vodonosnika je stabilen in je v območju vseh treh profilov na globini 14 m pod koto terena oziroma na koti 282,50 m.

Tabela 13: Sestava temeljnih tal z globinami slojev

Sestava temeljnih tal	Prerez ob železnici	Prerez ob Tobačni ulici	Prerez ob objektu 9
	Globina [m]	Globina [m]	Globina [m]
Železniški nasip	0 – 2,5	/	/
Cestni nasip	/	0 – 2,5	/
Umetni Nasip	0 – 2,5	0 – 2,5	0 – 3,5
CL/ML/SM/SC	2,5 – 9	2,5 – 8,5	3,5 – 10,0
GC/GM/SC	9 – 14,5	8,5 – 12,5	10,0 – 13,5
GP/GM/SC	14,5 – 28,5	12,5 – 29,5	13,5 – 28,0






Materialne karakteristike zemljin za HS model smo določili iz laboratorijskih in terenskih preiskav. Za definiranje HSSMALL modela je bilo treba, poleg materialnih karakteristik HS modela, določiti še vrednosti referenčnega strižnega modula G_0^{ref} in vrednosti referenčne strižne deformacije $\gamma_{0,7}^{ref}$. Ker ne razpolagamo z laboratorijskimi ali terenskimi meritvami strižnega modula, so za izračun na voljo številne korelacije (Benz, 2007). Upoštevali smo korelacijsko zvezo, ki sta jo podala Hardin in Black (1969):

$$G_0^{ref} = 33 \frac{(2,97 - e)^2}{1 + e} \text{ za } p_{ref} = 100 \text{ kPa} \quad (48)$$

Brez konkretnih laboratorijskih podatkov lahko referenčno vrednost strižne deformacije $\gamma_{0,7}^{ref}$ ocenimo z različnimi korelacijskimi zvezami. Na sliki 13 (poglavje 2.2.3) je prikazan Pl diagram (Vučetić in Dobry, 1991), ki prikazuje vrednost G/G_0 v odvisnosti od referenčne strižne deformacije in indeksa plastičnosti. Na podlagi znanega indeksa plastičnosti I_p lahko ocenimo približno vrednost referenčne strižne deformacije $\gamma_{0,7}^{ref}$.

Karakteristične vrednosti materialnih parametrov obeh modelov so podane v tabeli 14.

Tabela 14: Karakteristične vrednosti materialnih parametrov HS in HSSMALL modela

Zemljina	γ	$E_{50}^{ref} = E_{oed}^{ref}$	E_u^{ref}	c	φ	Ψ	ν_{ur}	K_0	G_0^{ref}	$\gamma_{0.7}^{ref}$	
	kN/m ³	kN/m ²	kN/m ²	kN/m ²	°	°			MPa	-	
Železniški in cestni nasip	20	40000	120000	1	35	5	0,2	0,43	120	1x10 ⁻⁴	
Nasip	19	30000	90000	2	30	0	0,2	0,50	116	1,1x10 ⁻⁴	
CL/ML/SM/SC	19	8000	24000	4	26	0	0,2	0,56	100	2.8x10 ⁻⁴	
GC/GM/SC	21	20000	60000	2	34	4	0,2	0,44	145	1.9x10 ⁻⁴	
GP/GM/SC	22	45000	135000	5	38	8	0,2	0,38	160	1x10 ⁻⁴	

5.2.1.2 Materialne karakteristike konstrukcijskih elementov

Gradbena jama je po obodu varovana z AB diafragmo debeline 0,60 m. Izkop gradbene jame se izvaja postopoma s postopnim sidranjem AB diafragme. Na območju vseh treh prečnih profilov je gradbena jama na štirih nivojih sidrana z začasnimi prednapetimi sidri. Sidra so štiripramenska nazivnega preseka 1,4 cm² (skupno 5,6 cm²), kvalitete $f_{py}/f_{pu} = 1570/1770$ MPa. Sile zaklinjanja znašajo 380 kN za sidranje na območju profila P7 ter 400 kN v profilih P2 in P3. Sidra so na medosni razdalji 2,50 – 2,55 m. Prosti del sidra je odvisen od nivoja prodnate plasti v tleh, vezni del sider je dolžine 7 m.

Diafragma je modelirana kot ploskovni element, prosti del sidra kot elastičen linijski element (node to node anchor) z ustrezno togostjo, vezni del sidra pa je, za razliko od prostega dela sidra, spojen z okoljsko zemljino (geogrid). Kontakt med diafragmo in zemljino modeliramo s kontaktnim elementom (interface element), s katerim reduciramo strižno odpornost in togost na kontaktu med zemljino in konstrukcijo. Raziskave so pokazale, da ima ta redukcija zanemarljiv vpliv na aktivne pritiske in horizontalne pomike pri dnu zida, blagi vpliv na upogibne momente in znaten vpliv na rotacijo in vertikalno deformacijo zidu (Potts D.M., Zdravković L., 2011)

Upoštevane materialne lastnosti za AB diafragma, geotehnična sidra in temeljne plošče objektov so podane v tabeli 15.

Tabela 15: Karakteristike nosilnih elementov

ELEMENT	E (MPa)	A (m ²)	a (m)	EI (kN/m ²)	EA (kN)
Diafragma	30000	0,60	1,0	54*10 ⁵	18*10 ⁶
Sidra	210000	0,00056	2,5	-	117600
Temelji objektov	30000	0,25	1,0		

5.2.1.3 Obtežba zaledja gradbene jame

Pri izračunu prečnega profila ob železnici je upoštevana obtežba vlakov, ki je izračunana po standardu SIST EN 1991-2:2004. Največjo točkovno silo $Q_{vk} = 250$ kN prenesemo globlje v tla in jo razporedimo po površini 1,6 m vzdolžno in glede na standard v širino 3 m ($q_A = 250$ kN / 1,6 m / 3 m = 52 kN/m²).

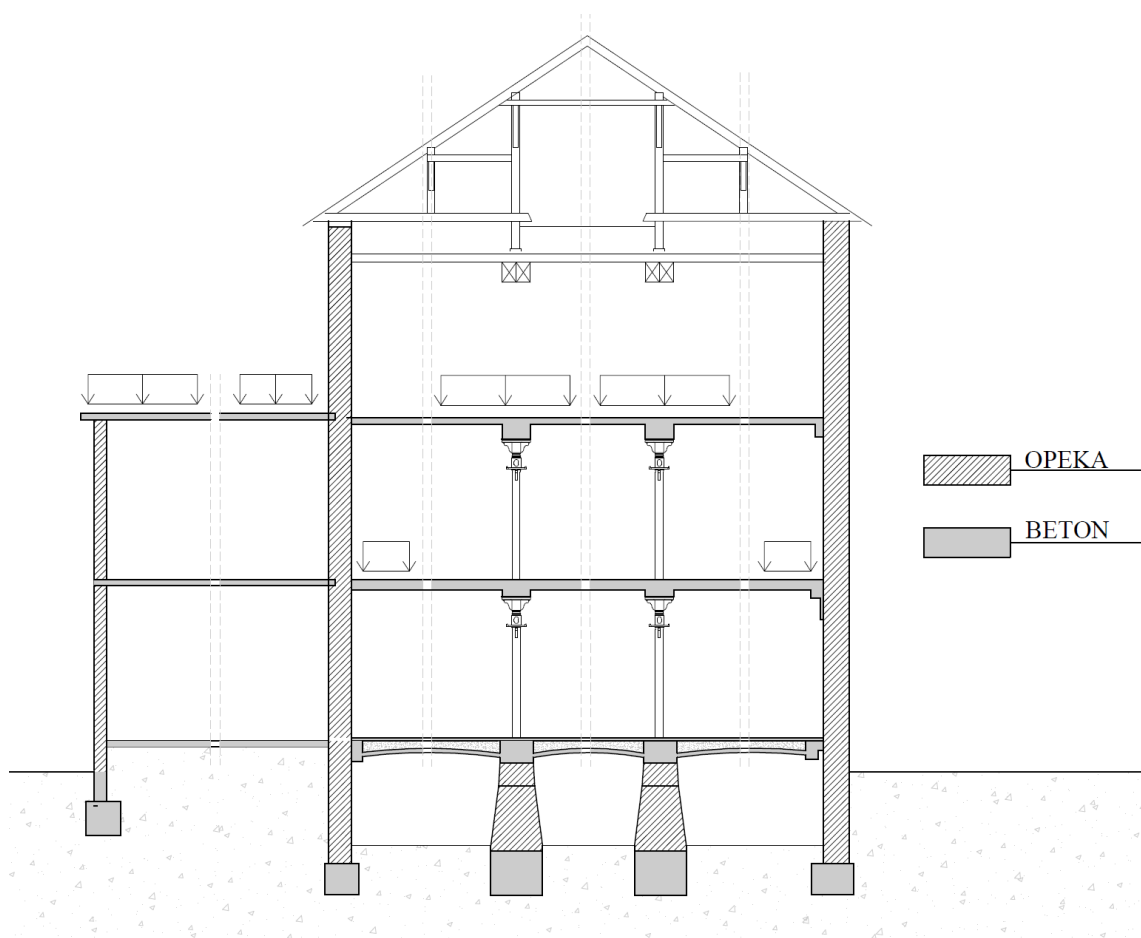
Za prometno obtežbo zaledja ob Tobačni ulici vzamemo vrednost $q = 16,5 \text{ kN/m}^2$, za obstoječe objekte pa upoštevamo obtežbo pod temelji $q = 48,0 \text{ kN/m}^2$.

Vpliv objekta 9 je določen na podlagi načrta arhitekture obstoječega stanja. Objekt je bil zgrajen v dveh fazah. Nosilne stene primarnega objekta so zgrajene iz polne opeke normalnega formata, ki so temeljene na betonskih deloma kamnitih temeljih. Medetažna konstrukcija je v nadstropjih armirano betonska, strop nad kletjo je obočne zasnove iz opeke. Stari del objekta je bil kasneje dograjen s prizidkom.

Teža posameznih sklopov objekta:

- Opečna stena: $16,0 \text{ kN/m}^2$
- Opečnat obokan strop: $10,0 \text{ kN/m}$
- AB strop: $5,0 \text{ kN/m}$
- AB temelji: $25,0 \text{ kN/m}^2$
- Lesena strešna konstrukcija: $1,5 \text{ kN/m}$

Upoštevan raznos obtežbe na temelj, je prikazan na sliki 46.



Slika 46: Shema objekta s shematičnim raznosom obtežbe (ELEA iC, 2012)

5.2.1.4 Računsko modeliranje gradbenih faz

Izkop gradbene jame se izvaja postopno s postopnim sidranjem AB diafragme. V nadaljevanju so v tabelah 16, 17 in 18 prikazane računске faze v vseh računskih profilih.

Tabela 16: Računske faze za prerez ob železnici

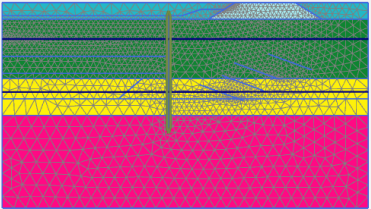
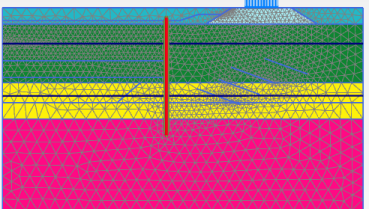
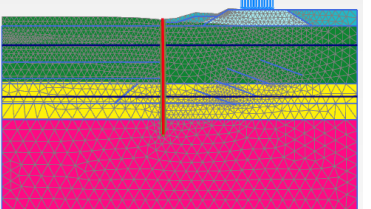
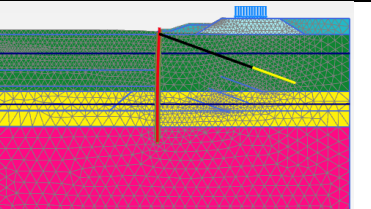
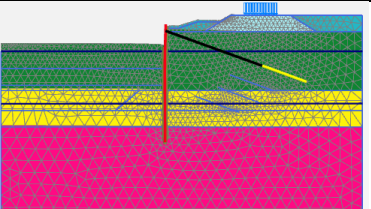
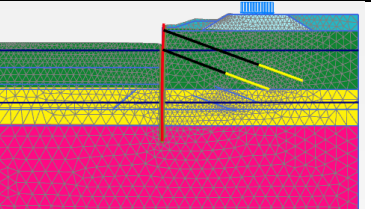
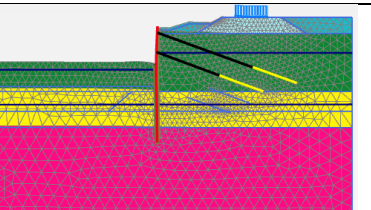
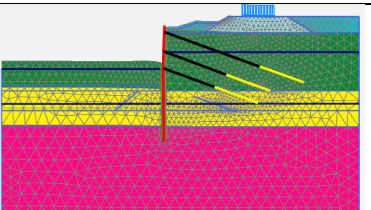
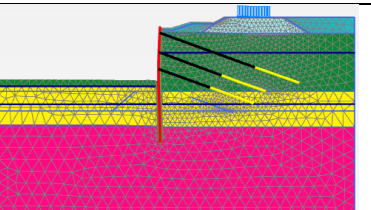
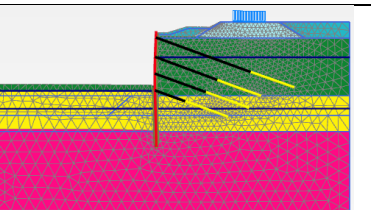
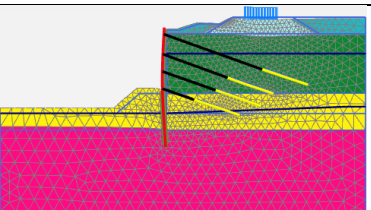
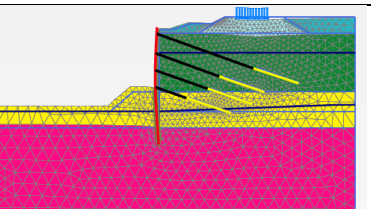
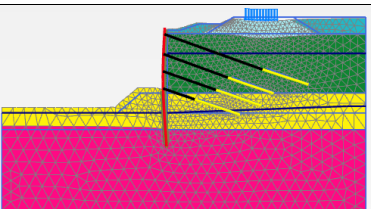
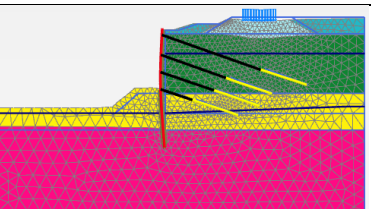
 <p>1. faza: začetno stanje</p>	 <p>2. faza: izvedba diafragme in aktiviranje obtežbe</p>	 <p>3. faza: izkop do kote, ki omogoča namestitvev 1. vrste sider</p>
 <p>4. faza: namestitvev 1. vrste sider</p>	 <p>5. faza: izkop do kote, ki omogoča namestitvev 2. vrste sider</p>	 <p>6. faza: namestitvev 2. vrste sider</p>
 <p>7. faza: izkop do kote, ki omogoča namestitvev 3. vrste sider</p>	 <p>8. faza: namestitvev 3. vrste sider</p>	 <p>9. faza: izkop do kote, ki omogoča namestitvev 4. vrste sider</p>
 <p>10. faza: namestitvev 4. vrste sider</p>	 <p>11. faza: izkop do kote izkopa</p>	
 <p>12. faza: obtežba vlakov faktorirana z $\gamma_Q / \gamma_G = 1,11$ (projektni pristop PP1 – kombinacija delnih faktorjev 1)</p>	 <p>13. faza: izhaja iz 11. faze. Obtežbo vlakov faktorirana z $\gamma_Q / \gamma_G = 1,30$ (projektni pristop PP1 – kombinacija delnih faktorjev 2)</p>	 <p>14. faza: redukcija karakterističnih strižnih trdnosti zemljine s faktorjem $F = \Sigma M_{sf} = 1,25$ (postopek »c-φ« redukcija)</p>

Tabela 17: Računske faze za prerez ob Tobačni ulici

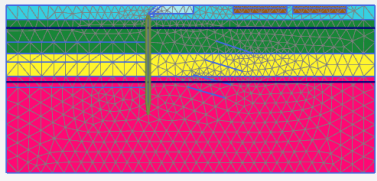
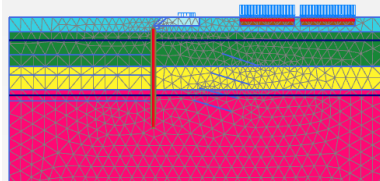
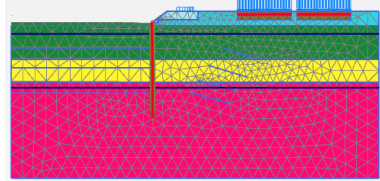
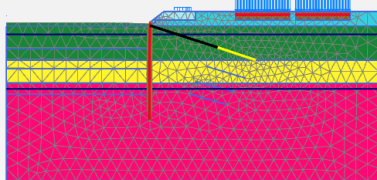
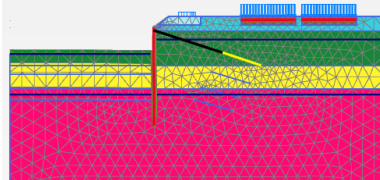
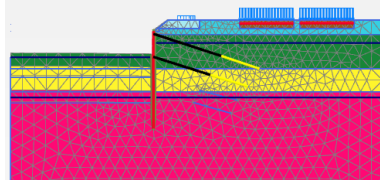
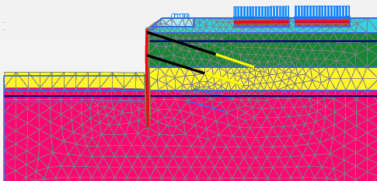
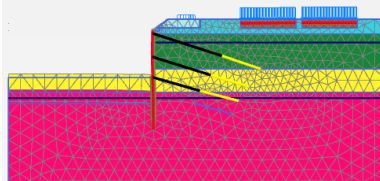
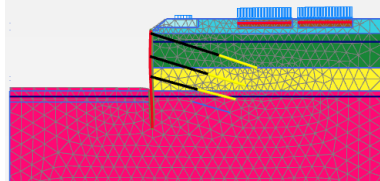
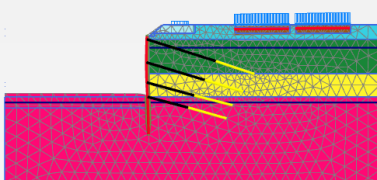
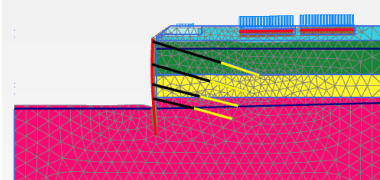
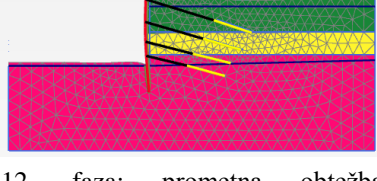
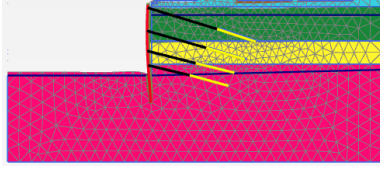
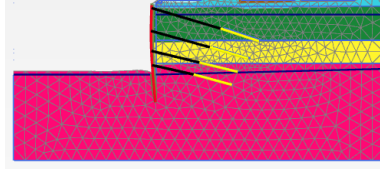
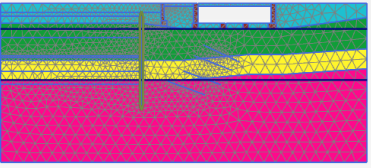
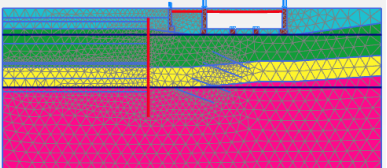
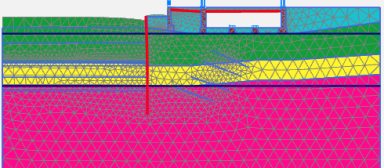
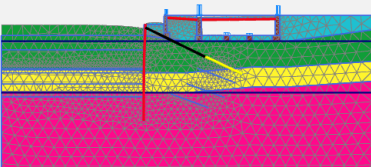
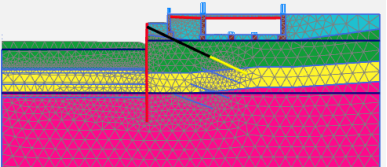
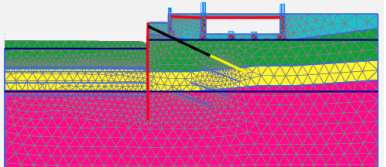
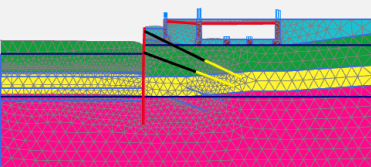
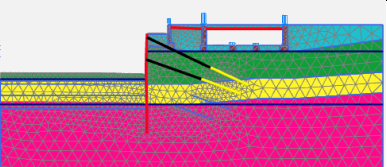
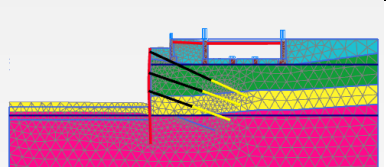
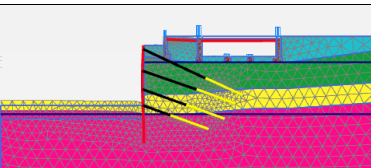
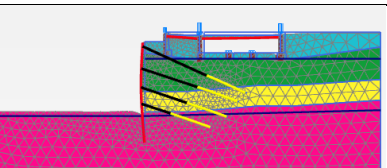
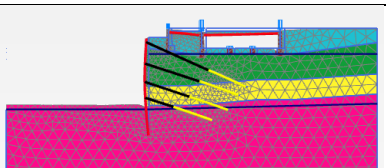
 <p>1. faza: začetno stanje</p>	 <p>2. faza: izvedba diafragme in aktiviranje obtežbe</p>	 <p>3. faza: izkop do kote, ki omogoča namestitvev 1. vrste sider</p>
 <p>4. faza: namestitvev 1. vrste sider</p>	 <p>5. faza: izkop do kote, ki omogoča namestitvev 2. vrste sider</p>	 <p>6. faza: namestitvev 2. vrste sider</p>
 <p>7. faza: izkop do kote, ki omogoča namestitvev 3. vrste sider</p>	 <p>8. faza: namestitvev 3. vrste sider</p>	 <p>9. faza: izkop do kote, ki omogoča namestitvev 4. vrste sider</p>
 <p>10. faza: namestitvev 4. vrste sider</p>	 <p>11. faza: izkop do kote izkopa</p>	
 <p>12. faza: prometna obtežba faktorirana z $\gamma_Q / \gamma_G = 1,11$ (projektni pristop PP1 – kombinacija delnih faktorjev 1)</p>	 <p>13. faza: izhaja iz 11. faze. Prometna obtežba faktorirana z $\gamma_Q / \gamma_G = 1,30$ (projektni pristop PP1 – kombinacija delnih faktorjev 2)</p>	 <p>14. faza: redukcija karakterističnih strižnih trdnosti zemljine s faktorjem $F = \Sigma M_{sf} = 1,25$ (postopek »c-φ« redukcija)</p>

Tabela 18: Računske faze za prerez ob objektu 9

		
1. faza: začetno stanje	2. faza: izvedba diafragme in aktiviranje obtežbe	3. faza: izkop do kote, ki omogoča namestitve 1. vrste sider
		
4. faza: namestitev 1. vrste sider	5. faza: izkop do kote, ki omogoča namestitev 2. vrste sider	6. faza: namestitev 2. vrste sider
		
7. faza: izkop do kote, ki omogoča namestitev 3. vrste sider	8. faza: namestitev 3. vrste sider	9. faza: izkop do kote, ki omogoča namestitev 4. vrste sider
		
10. faza: namestitev 4. vrste sider	11. faza: izkop do kote izkopa	12. faza: redukcija karakterističnih strižnih trdnosti zemljine s faktorjem $F = \Sigma M_{sf} = 1,25$ (postopek »c-φ« redukcija)

5.2.2 Rezultati statične analize

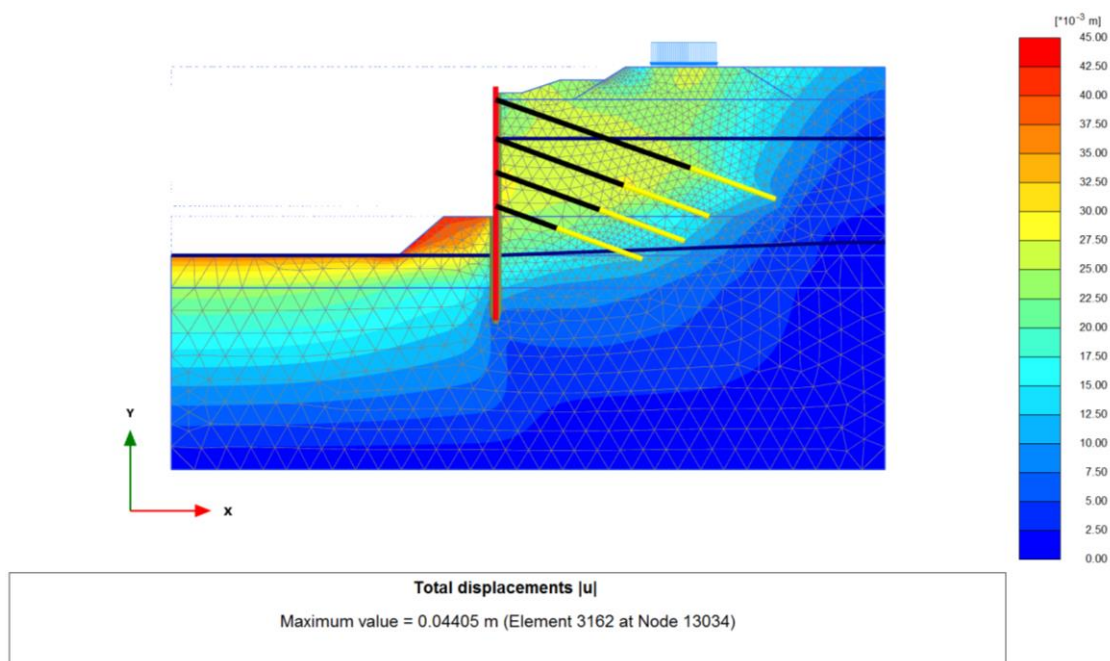
V naslednjih poglavjih so za vse tri prereze prikazani rezultati izračuna za HS in HSSMALL model v kritični fazi gradnje, ko izkopljemo zemljino na končno globino gradbene jame. Prikazni so računski pomiki diafragme in notranje sile v konstrukciji pri računski varnosti $F = 1,0$ (mejno stanje uporabnosti - MSU).

Največje izračunane vrednosti horizontalnih pomikov, prečnih sil in upogibnih momentov konstrukcije za obe mejni stanji (MSU in MSN) so podane pri primerjavi rezultatov.

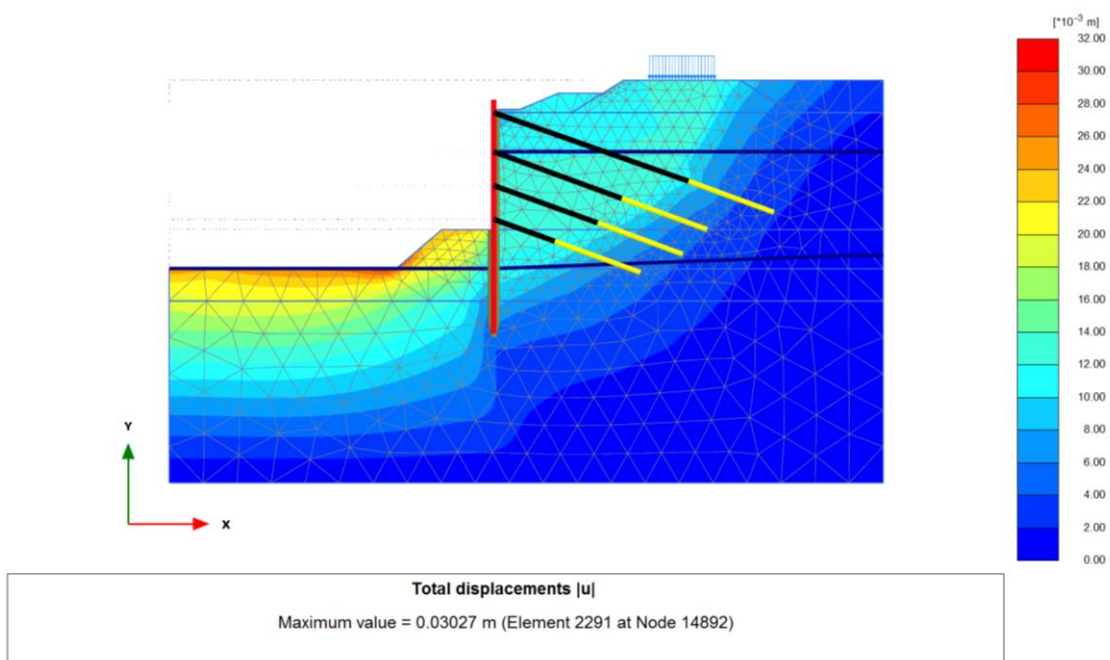
5.2.2.1 Prerez ob železnici

RAČUNSKI POMIKI

Na slikah 47 in 48 so prikazana področja pomikov ob upoštevanju dreniranih pogojev za HS model in HSSMALL model za prerez ob železnici. Najmanjše vrednosti pomikov so označene z modro barvo, največje pa z rdečo. Maksimalna računsko vrednost pomika za HS model znaša 4,4 cm, za HSSMALL model pa 3,0 cm. Ta pomik se zgodi v območju izkopne berme znotraj gradbene jame. Pomiki v zaledju so velikosti do 3 cm..



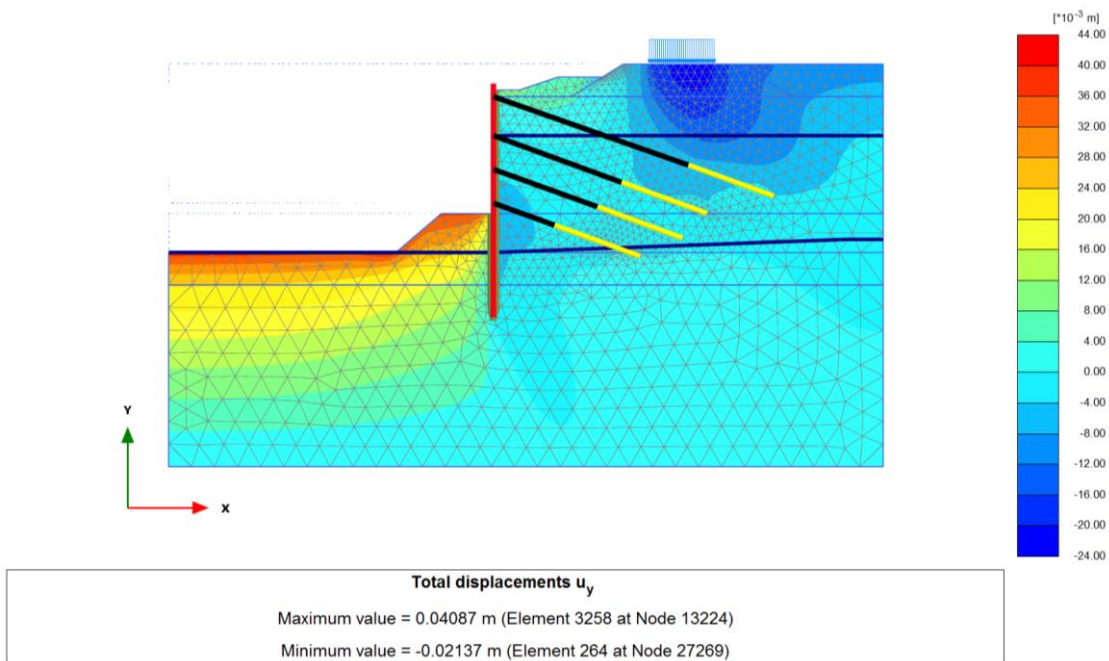
Slika 47: Področja pomikov pri HS modelu



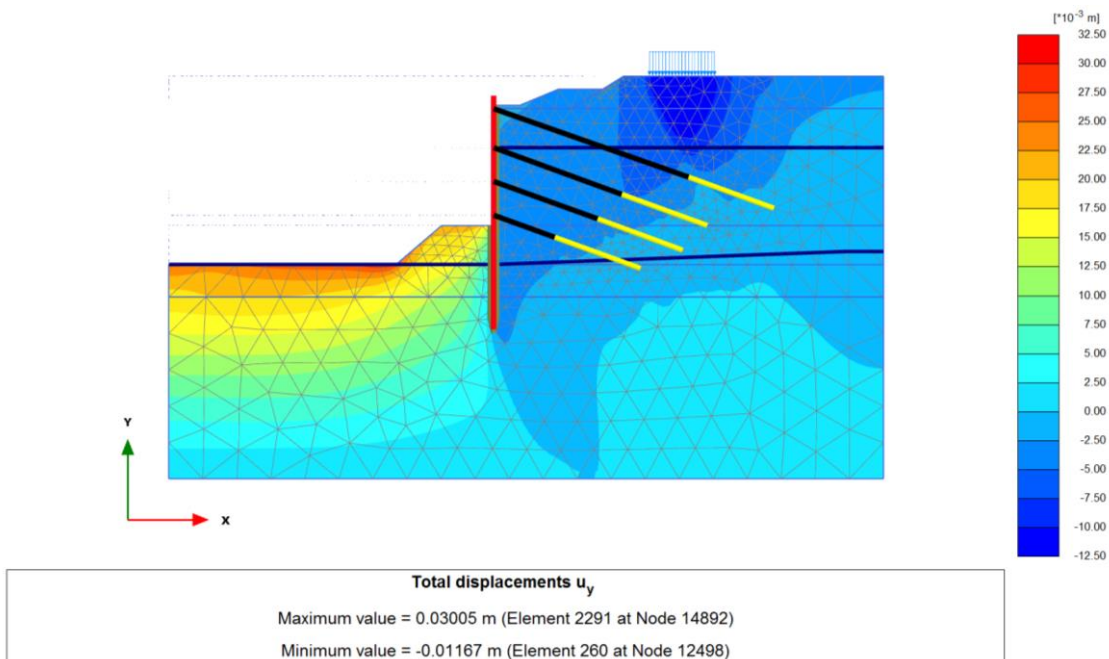
Slika 48: Področja pomikov za HSSMALL modelu

VERTIKALNI RAČUNSKI POMIKI

Na slikah 49 in 50 so prikazana področja vertikalnih računskih pomikov ob upoštevanju dreniranih pogojev za HS model in HSSMALL model za prerez ob železnici. Največji posedki, označeni z modro barvo, so v območju železnice. Maksimalna izračunana vrednost posedkov za HS model znaša 2,1 cm, za HSSMALL model pa 1,2 cm.



Slika 49: Področja vertikalnih pomikov pri HS modelu

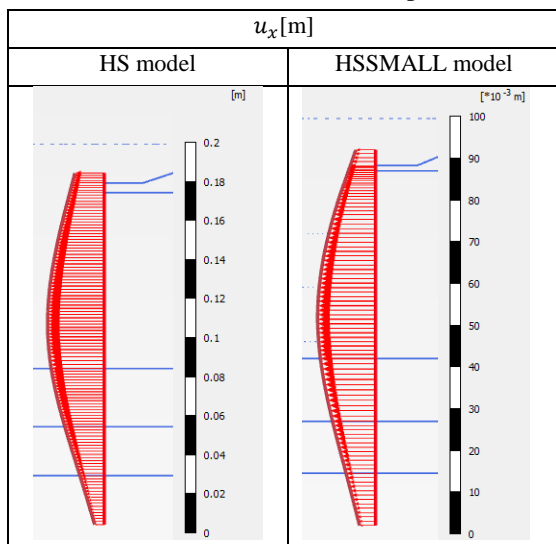


Slika 50: Področja vertikalnih pomikov pri HSSMALL modelu

HORIZONTALNI RAČUNSKI POMIKI DIAFRAGME

V tabeli 19 so prikazani horizontalni računski pomiki diafragme v kritični fazi izkopa za HS model in HSSMALL model za prerez ob železnici. Največji horizontalni računski pomik diafragme pri HS modelu znaša 2,88 cm, pri HSSMALL modelu pa 1,39 cm.

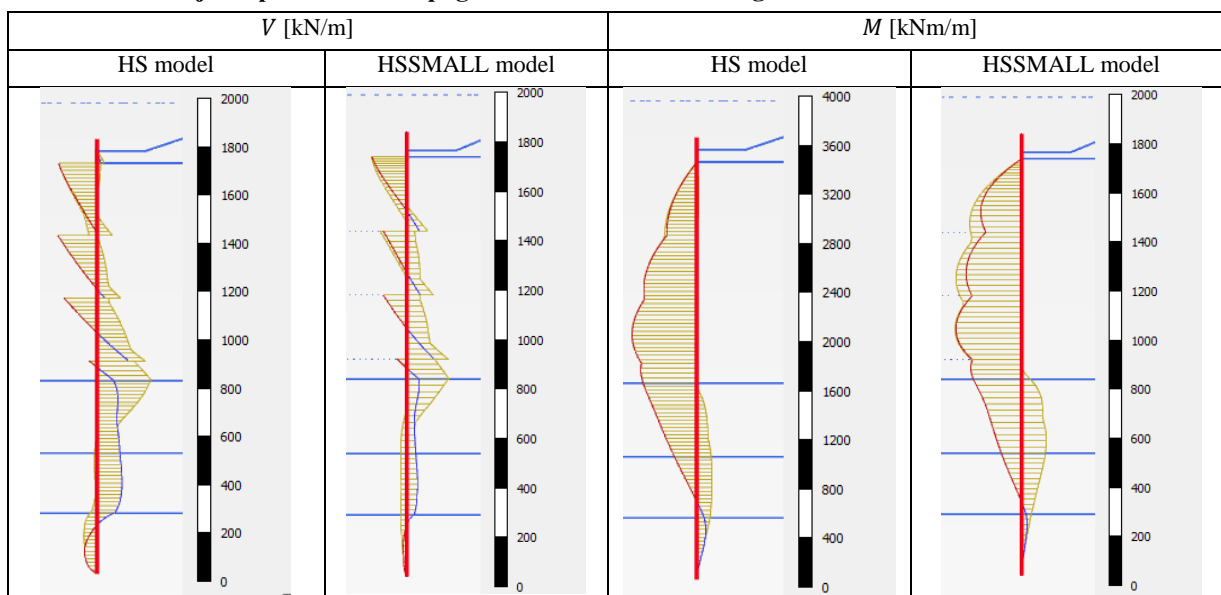
Tabela 19: Horizontalni računski pomiki diafragme v fazi izkopa do dna gradbene jame



NOTRANJE STATIČNE KOLIČINE

V tabeli 20 so prikazane ovojnice prečnih sil in upogibnih momentov v diafragmi za kritično fazo izkopa za HS model in HSSMALL model. Maksimalna absolutna vrednost prečne sile za HS model je 224,6 kN/m, za HSSMALL model pa 171,1 kN/m. Pri HS modelu znaša maksimalna vrednost upogibnega momenta 123,7 kNm/m, minimalna vrednost je -527,1 kNm/m. Pri HSSMALL modelu je maksimalna vrednost upogibnega momenta 101,0 kNm/m, minimalna vrednost pa -270,8 kNm/m.

Tabela 20: Ovojnice prečnih sil in upogibnih momentov v diafragmi za HS in HSSMALL model



SIDRNE SILE

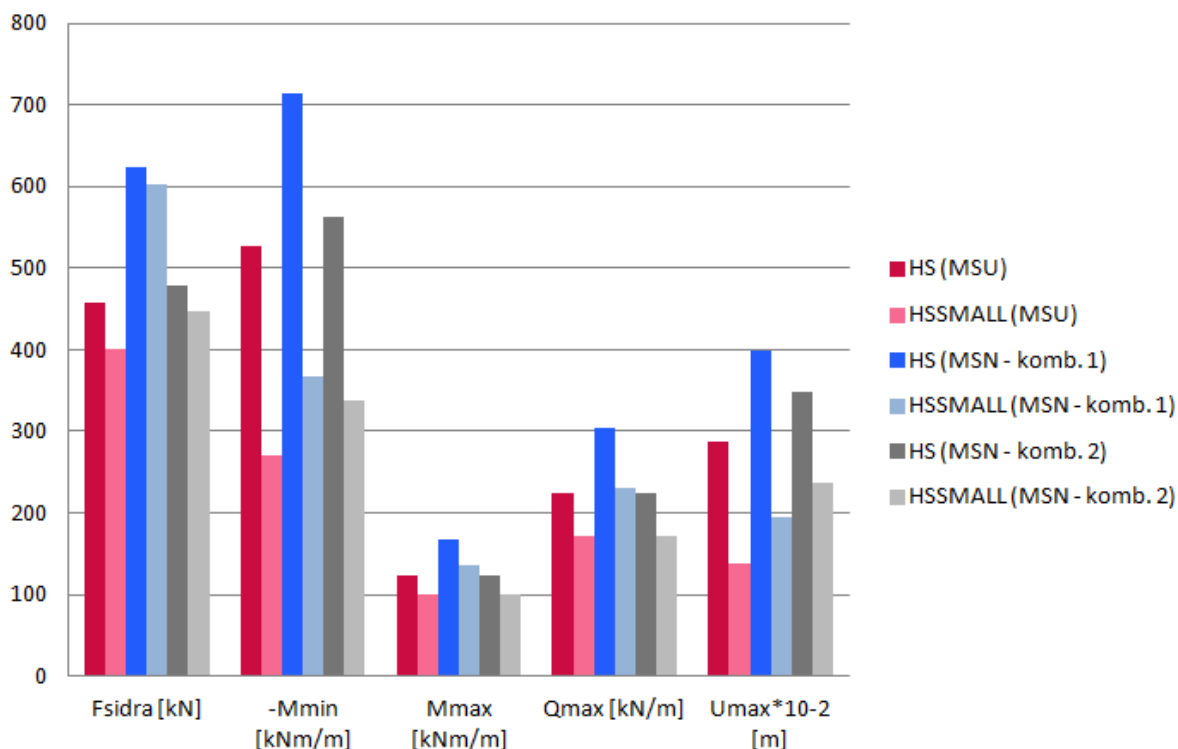
Tabela 21 prikazuje vrednosti sidrnih sil pri mejnem stanju uporabnosti za HS in HSSMALL model.

Tabela 21: Vrednosti sidrnih sil za HS in HSSMALL model

	HS MODEL				HSSMALL MODEL			
	1 (kN)	2 (kN)	3 (kN)	4 (kN)	1 (kN)	2 (kN)	3 (kN)	4 (kN)
Izkop za 1.sidro								
Izkop za 2.sidro	434				389			
Izkop za 3.sidro	435	440			389	393		
Izkop za 4.sidro	442	440	429		389	393	397	
Izkop do dna	458	449	448	435	395	393	400	397

PRIMERJAVA REZULTATOV

Na sliki 51 je prikazan diagram primerjave izračunanih horizontalnih pomikov in notranjih statičnih količin HS in HSSMALL modela za mejno stanje uporabnosti in mejno stanje nosilnost z upoštevanjem delnih varnostnih faktorjev po kombinaciji 1 ter kombinaciji 2.



Slika 51: Primerjava izračunanih horizontalnih pomikov in notranjih statičnih količin diafragme za prerez ob železnici ob upoštevanju delnih varnostnih faktorjev za stanje MSU in MSN po projektnem pristopu PP1

Iz rezultatov izvedenih računskih analiz lahko ugotovimo, da s HSSMALL modelom, ki upošteva togost tal pri majhnih deformacijah, dobimo manjše vrednosti pomikov in notranjih statičnih količin kot pri HS modelu.

V primeru izračuna za mejno stanje uporabnosti (MSU) je maksimalni premik diafragme ob upoštevanju majhnih deformacij za 51% manjši od vrednosti maksimalnega horizontalnega premika diafragme izračunanega ob upoštevanju HS modela. Zmanjšanje minimalnega upogibnega momenta diafragme znaša 49%, maksimalnega upogibnega momenta 12% in prečne sile v diafragmi 24%. Največja sila v sidru je pri HSSMALL modelu za 13% manjša od vrednosti HS modela.

Tudi pri izračunu za mejno stanje nosilnosti pri kombinaciji delnih faktorjev 1 in 2 je razlika v pomikih in notranjih statičnih količinah za HS in HSSMALL model enakega velikostnega reda.

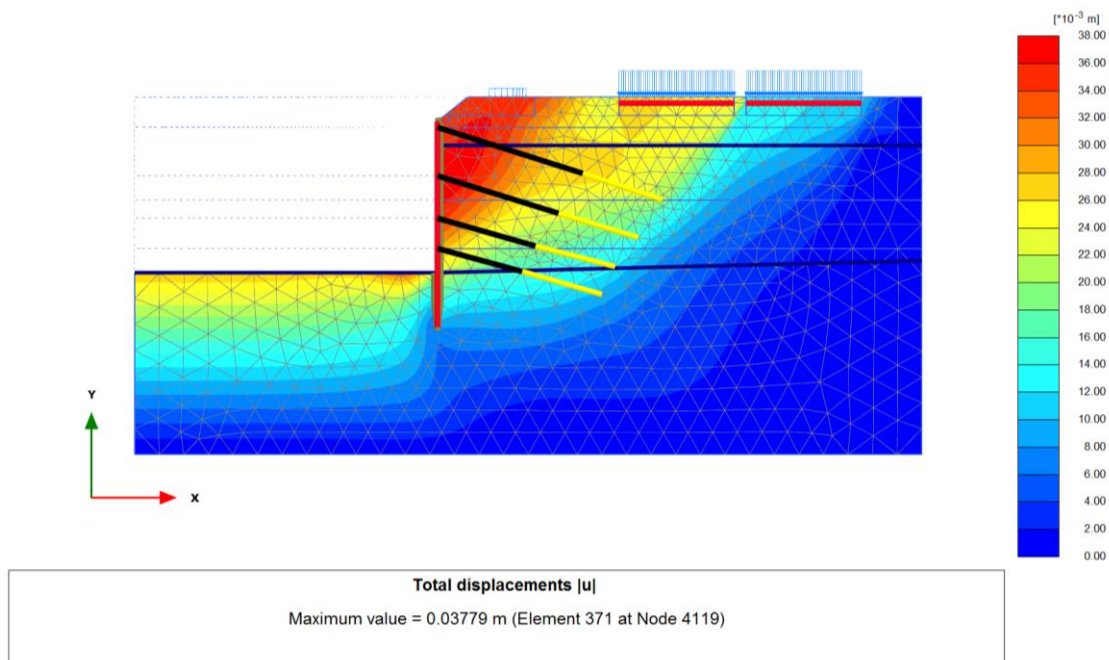
V primeru izračuna za mejno stanje nosilnosti pri kombinaciji delnih faktorjev 1 (MSN – kombinacija 1) je maksimalni premik diafragme ob upoštevanju majhnih deformacij ($u_{h,max} = 1,96$ cm) za 51% manjši glede na vrednost maksimalnega horizontalnega premika diafragme ob upoštevanju HS modela ($u_{h,max} = 3,98$ cm). Zmanjšanje minimalnega upogibnega momenta diafragme znaša 49%, in sicer iz vrednosti $-714,7$ kNm/m pri HS modelu na vrednost $-367,1$ kNm/m pri HSSMALL modelu. Izračunani maksimalni upogibni moment z upoštevanjem majhnih deformacij ($136,4$ kNm/m) je za 18% manjši od vrednosti maksimalnega upogibnega momenta ob upoštevanju HS modela ($167,1$ kNm/m). Maksimalna prečna sila v diafragmi izračunana s HS modelom znaša $303,2$ kN/m in je za 31% večja od vrednosti izračunane s HSSMALL modelom ($231,0$ kN/m). Največja sila v sidru je pri HSSMALL modelu ($603,5$ kN) za 4% manjša od vrednosti prečne sile izračunane s HS modelom ($623,7$ kN).

Za mejno stanje nosilnosti ob upoštevanju kombinacije delnih faktorjev 2 (MSN – kombinacija 2) je maksimalni premik diafragme ob upoštevanju majhnih deformacij ($u_{h,max} = 2,37$ cm) za 32% manjši glede na vrednost maksimalnega horizontalnega premika diafragme ob upoštevanju HS modela ($u_{h,max} = 3,49$ cm). Zmanjšanje minimalnega upogibnega momenta diafragme znaša 40%, in sicer iz vrednosti $-561,9$ kNm/m pri HS modelu na vrednost $-337,1$ kNm/m pri HSSMALL modelu. Izračunani maksimalni upogibni moment z upoštevanjem majhnih deformacij ($101,0$ kNm/m) je za 18% manjši od vrednosti maksimalnega upogibnega momenta ob upoštevanju HS modela ($123,8$ kNm/m). Maksimalna prečna sila v diafragmi izračunana s HS modelom znaša $224,6$ kN/m in je za 31% večja od vrednosti izračunane s HSSMALL modelom ($171,1$ kN/m). Največja sila v sidru izračunana s HSSMALL modelom ($447,0$ kN) je za 7% manjša od vrednosti dobljene z upoštevanjem HS modela ($479,0$ kN).

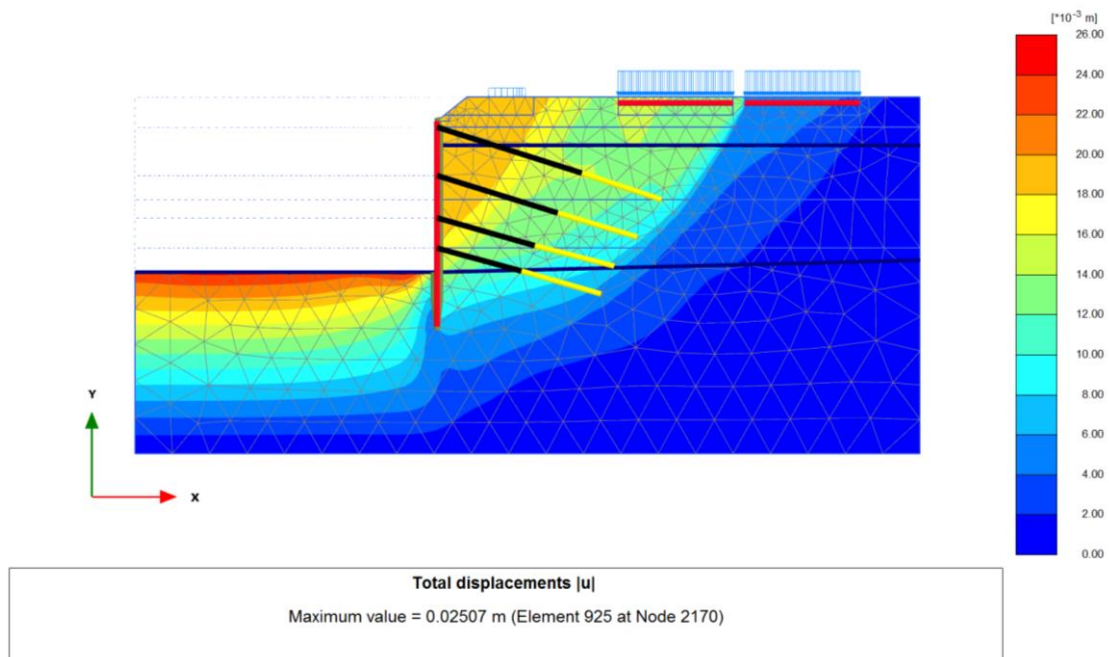
5.2.2.2 Prerez ob Tobačni ulici

RAČUNSKI POMIKI

Na slikah 52 in 53 so prikazana področja računskih pomikov ob upoštevanju dreniranih pogojev za HS model in HSSMALL model za prerez ob Tobačni ulici. Največja računska vrednost pomika za HS model znaša 3,8 cm, za HSSMALL model pa 2,5 cm.



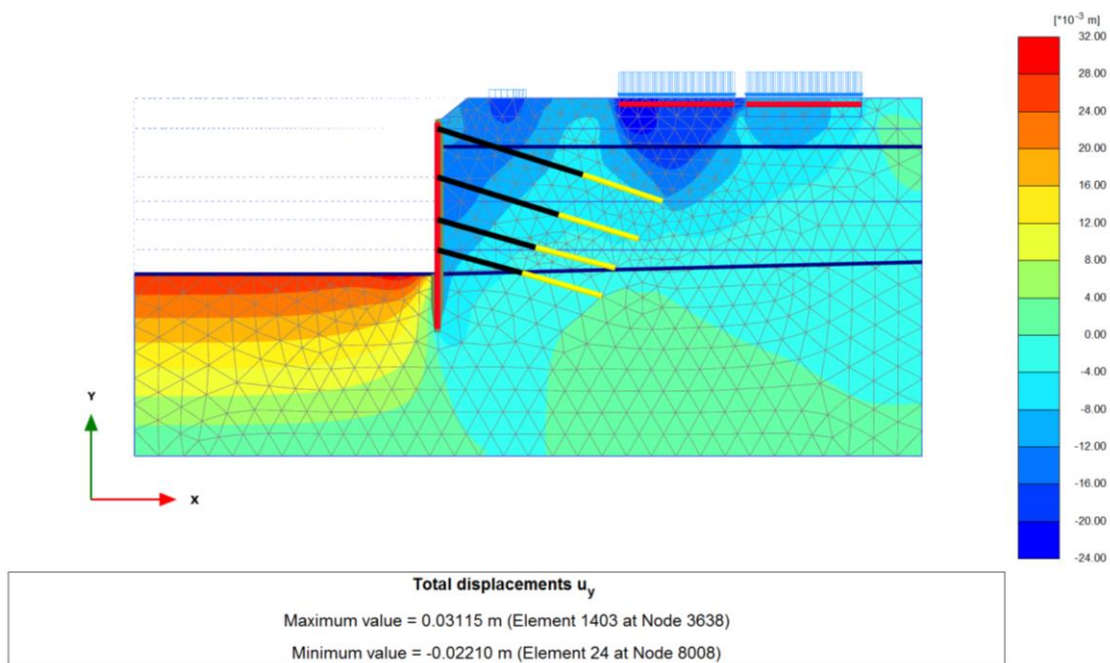
Slika 52: Področja računskih pomikov pri HS modelu



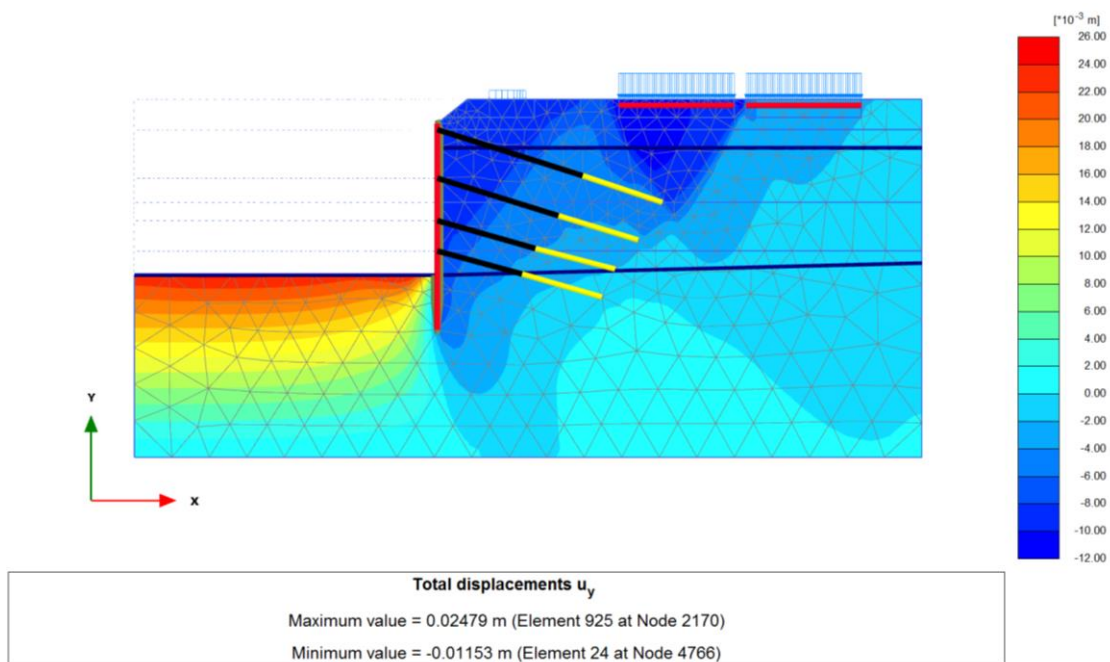
Slika 53: Področja računskih pomikov za HSSMALL modelu

VERTIKALNI RAČUNSKI POMIKI

Na slikah 54 in 55 so prikazana področja vertikalnih računskih pomikov ob upoštevanju dreniranih pogojev za HS model in HSSMALL model za prerez ob Tobačni ulici. Največji posedek nastopi v fazi izkopa do konca in znaša za HS model 2,2 cm, za HSSMALL model pa 1,2 cm.



Slika 54: Področja vertikalnih računskih pomikov pri HS modelu

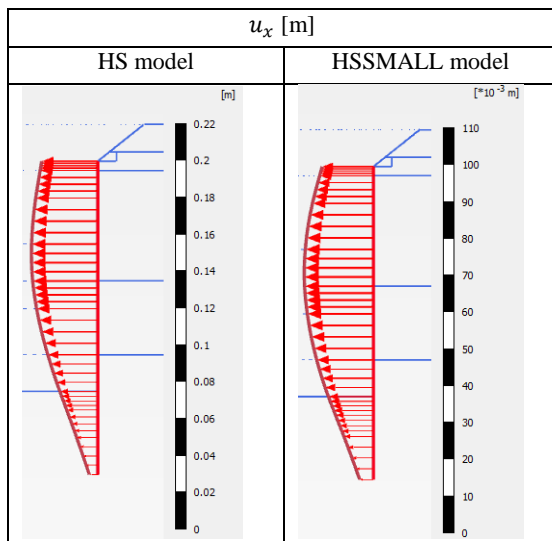


Slika 55: Področja vertikalnih računskih pomikov pri HSSMALL modelu

HORIZONTALNI RAČUNSKI POMIKI DIAFRAGME

V tabeli 22 so prikazani horizontalni računski pomiki diafragme v kritični fazi izkopa za HS model in HSSMALL model za prerez ob Tobačni ulici. Največji horizontalni računski pomik diafragme pri HS modelu znaša 3,59 cm, pri HSSMALL modelu pa 1,87 cm.

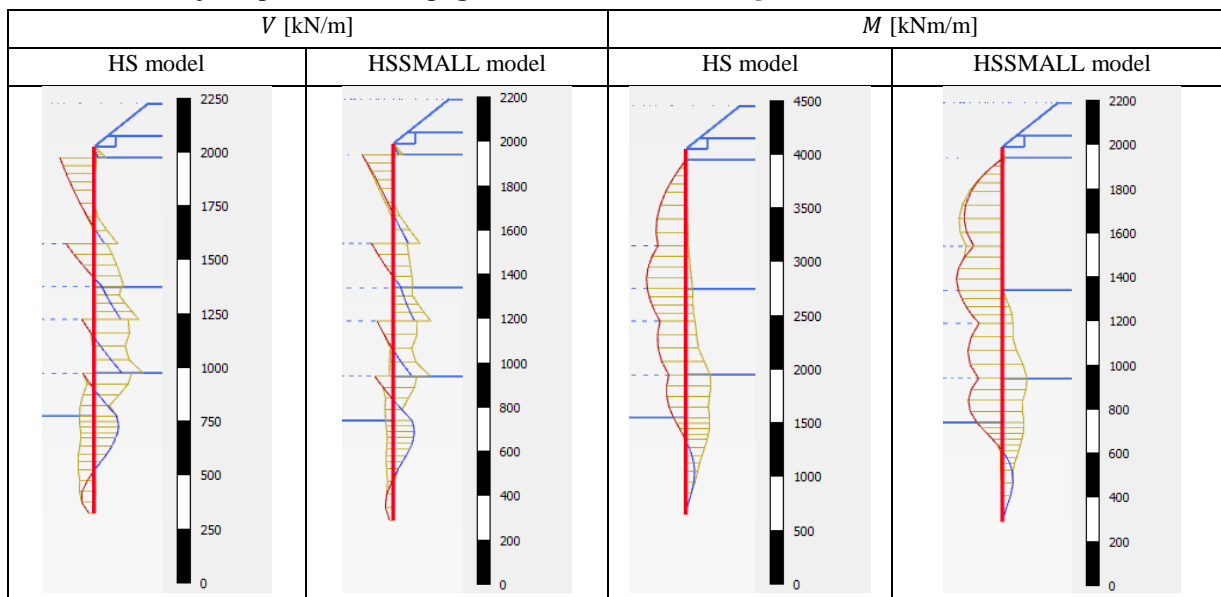
Tabela 22: Horizontalni računski pomiki diafragme v fazi izkopa do dna gradbene jame



NOTRANJE STATIČNE KOLIČINE

V tabeli 23 so prikazane ovojnice prečnih sil in upogibnih momentov v diafragmi za kritično fazo izkopa za HS model in HSSMALL model. Maksimalna absolutna vrednost prečne sile za HS model je 228,0 kN/m, za HSSMALL model pa 168,8 kN/m. Pri HS modelu znaša maksimalna vrednost upogibnega momenta 233,7 kNm/m, minimalna vrednost je -363,7 kNm/m. Pri HSSMALL modelu je maksimalna vrednost upogibnega momenta 110,9 kNm/m, minimalna vrednost pa -206,8 kNm/m.

Tabela 23: Ovojnice prečnih sil in upogibnih momentov v diafragmi za HS in HSSMALL model



SIDRNE SILE

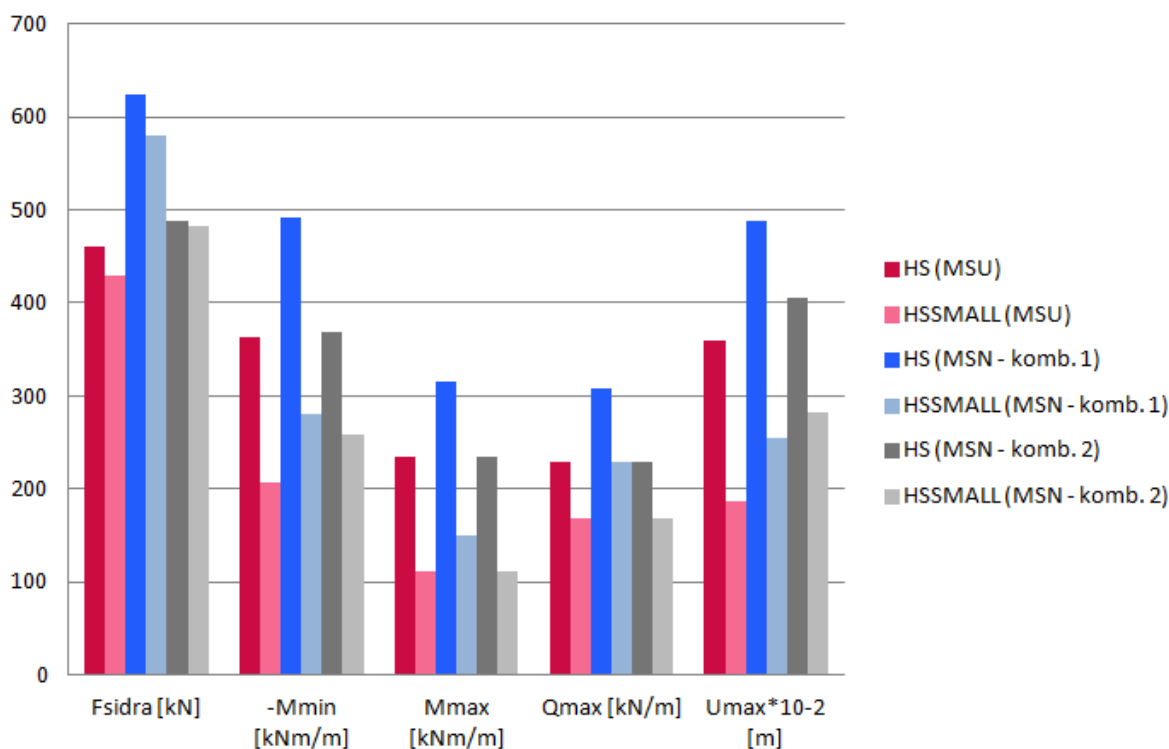
Tabela 24 prikazuje vrednosti sidrnih sil pri mejnem stanju uporabnosti za HS in HSSMALL model.

Tabela 24: Vrednosti sidrnih sil za HS in HSSMALL model

	HS MODEL				HSSMALL MODEL			
	1 (kN)	2 (kN)	3 (kN)	4 (kN)	1 (kN)	2 (kN)	3 (kN)	4 (kN)
Izkop za 1.sidro								
Izkop za 2.sidro	422				414			
Izkop za 3.sidro	428	401			414	403		
Izkop za 4.sidro	441	424	403		416	408	403	
Izkop do konca	460	460	460	461	429	426	430	425

PRIMERJAVA REZULTATOV

Na sliki 56 je prikazan diagram primerjave izračunanih horizontalnih pomikov in notranjih statičnih količin HS in HSSMALL modela za mejno stanje uporabnosti in mejno stanje nosilnost z upoštevanjem delnih varnostnih faktorjev po kombinaciji 1 ter kombinaciji 2.



Slika 56: Primerjava izračunanih horizontalnih pomikov in notranjih statičnih količin diafragme za prerez ob Tobačni ulici ob upoštevanju delnih varnostnih faktorjev za stanje MSU in MSN po projektnem pristopu PP1

Tudi v primeru geostatičnih analiz za prerez ob Tobačni ulici ugotovimo, da s HSSMALL modelom dobimo manjše vrednosti pomikov in notranjih statičnih količin kot pri HS modelu.

V primeru izračuna za mejno stanje uporabnosti (MSU) je maksimalni premik diafragme ob upoštevanju majhnih deformacij za 48% manjši od vrednosti maksimalnega horizontalnega premika diafragme izračunanega ob upoštevanju HS modela. Zmanjšanje minimalnega upogibnega momenta diafragme znaša 43%, maksimalnega upogibnega momenta 52% in prečne sile v diafragmi 26%. Največja sila v sidru je pri HSSMALL modelu za 6% manjša od vrednosti HS modela.

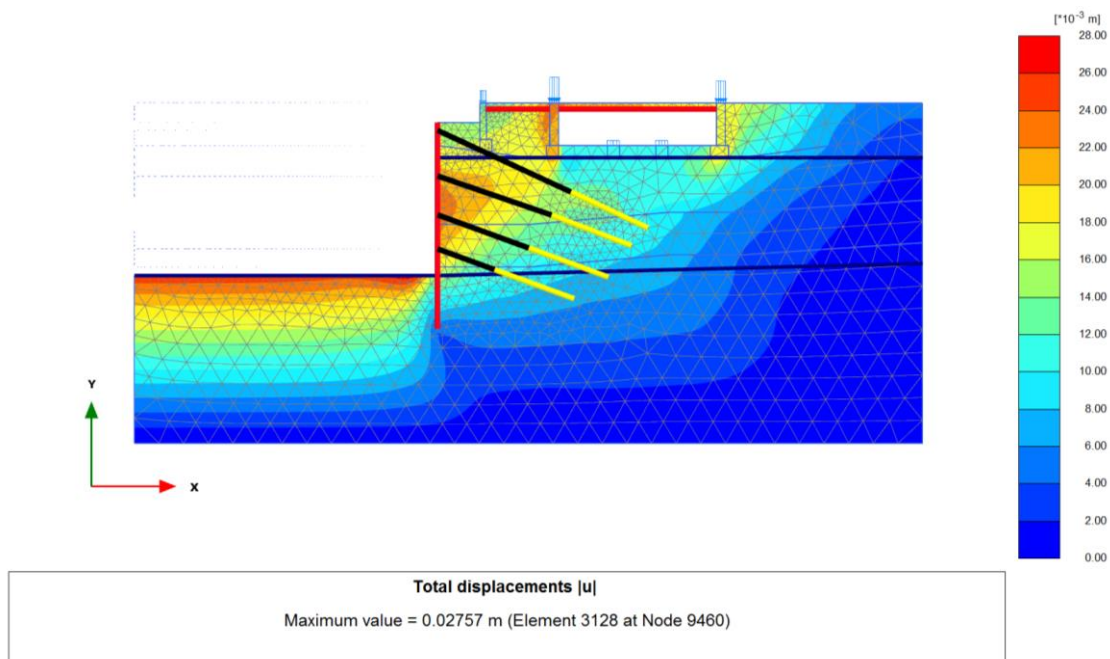
V primeru izračuna za mejno stanje nosilnosti pri kombinaciji delnih faktorjev 1 (MSN – kombinacija 1) je maksimalni premik diafragme ob upoštevanju majhnih deformacij ($u_{h,max} = 2,54$ cm) za 48% manjši glede na vrednost maksimalnega horizontalnega premika diafragme ob upoštevanju HS modela ($u_{h,max} = 4,87$ cm). Zmanjšanje minimalnega upogibnega momenta diafragme znaša 43% in sicer iz vrednosti $-491,9$ kNm/m pri HS modelu na vrednost $-280,4$ kNm/m pri HSSMALL modelu. Izračunani maksimalni upogibni moment z upoštevanjem majhnih deformacij ($149,7$ kNm/m) je za 52% manjši od vrednosti maksimalnega upogibnega momenta ob upoštevanju HS modela ($315,5$ kNm/m). Maksimalna prečna sila v diafragmi izračunana s HS modelom znaša $307,8$ kN/m in je za 35% večja od vrednosti izračunane s HSSMALL modelom ($227,9$ kN/m). Največja sila v sidru je pri HSSMALL modelu ($603,5$ kN) za 4% manjša od vrednosti prečne sile izračunane s HS modelom ($623,7$ kN).

Za mejno stanje nosilnosti ob upoštevanju kombinacije delnih faktorjev 2 (MSN – kombinacija 2) je maksimalni premik diafragme ob upoštevanju majhnih deformacij ($u_{h,max} = 2,83$ cm) za 30% manjši glede na vrednost maksimalnega horizontalnega premika diafragme ob upoštevanju HS modela ($u_{h,max} = 4,06$ cm). Zmanjšanje minimalnega upogibnega momenta diafragme znaša 30%, in sicer iz vrednosti $-367,9$ kNm/m pri HS modelu na vrednost $-259,0$ kNm/m pri HSSMALL modelu. Izračunani maksimalni upogibni moment z upoštevanjem majhnih deformacij ($110,9$ kNm/m) je za 52% manjši od vrednosti maksimalnega upogibnega momenta ob upoštevanju HS modela ($233,7$ kNm/m). Maksimalna prečna sila v diafragmi izračunana s HS modelom znaša $228,0$ kN/m in je za 35% večja od vrednosti izračunane s HSSMALL modelom ($168,8$ kN/m). Največja sila v sidru izračunana s HSSMALL modelom (483 kN) je za 1% manjša od vrednosti dobljene z upoštevanjem HS modela (488 kN).

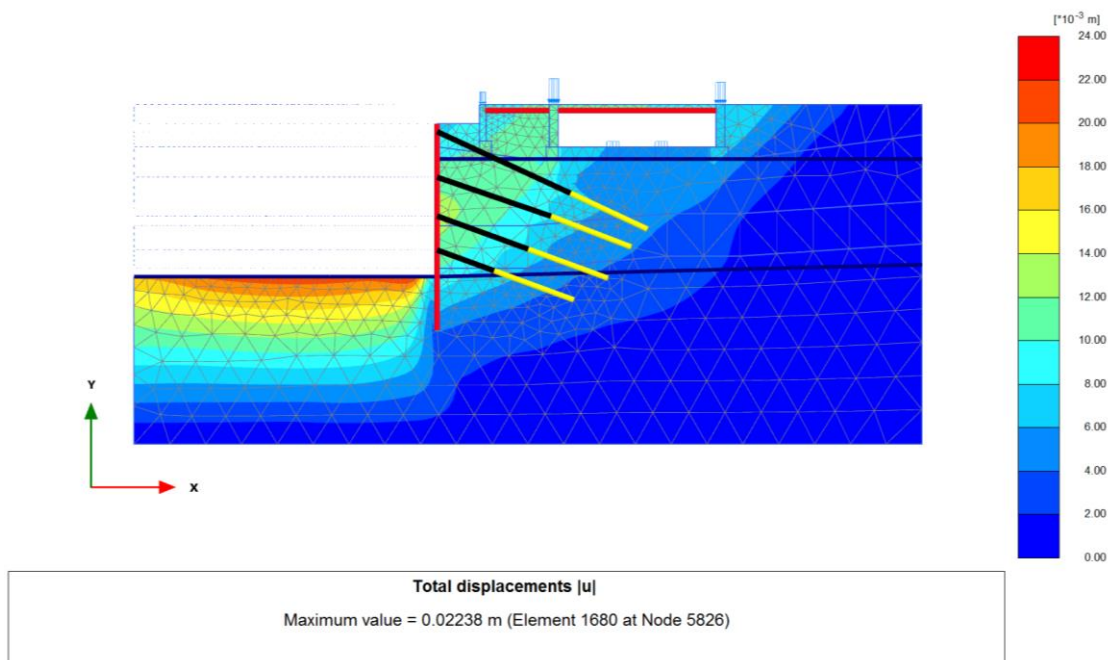
5.2.2.3 Prerez ob objektu 9

RAČUNSKI POMIKI

Na slikah 57 in 58 so prikazana področja računskih pomikov ob upoštevanju dreniranih pogojev za HS model in HSSMALL model za prerez ob objektu 9. Največja vrednost pomikov za HS model znaša 2,8 cm, za HSSMALL model pa 2,2 cm. Ta pomik se zgodi v fazi izkopa do dna gradbene jame.



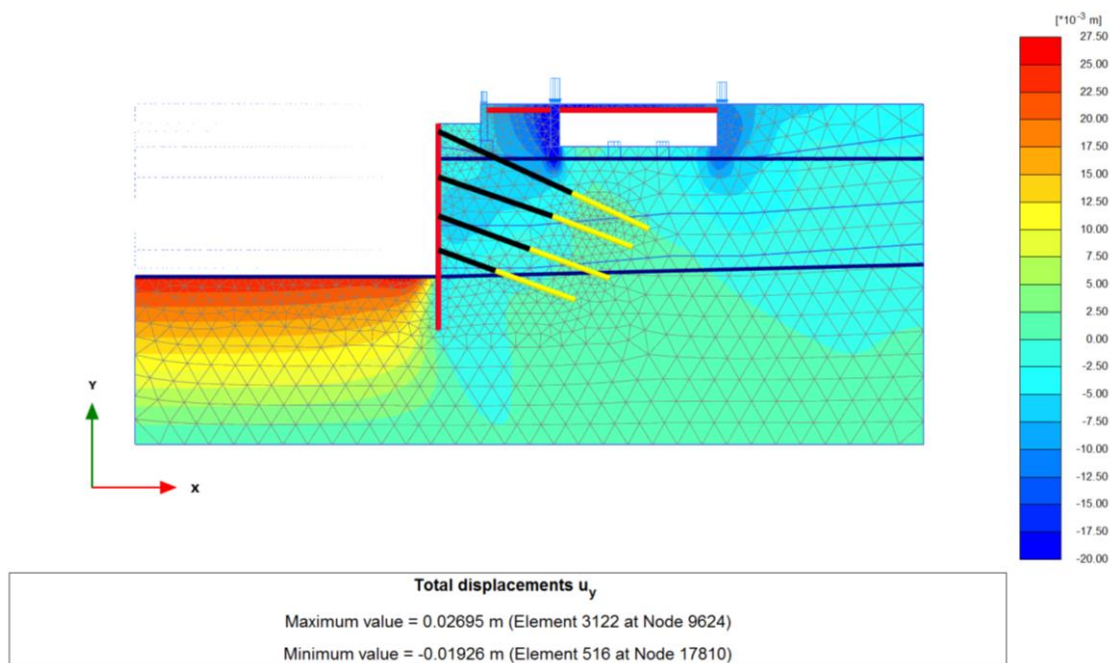
Slika 57: Področja računskih pomikov pri HS modelu



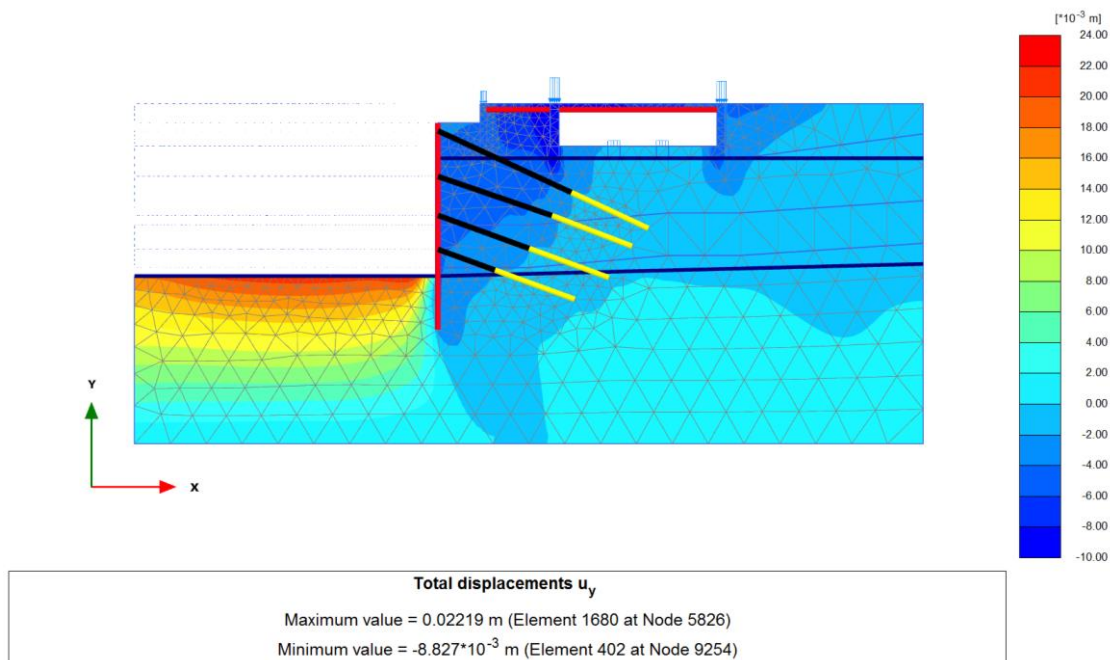
Slika 58: Področja računskih pomikov za HSSMALL modelu

VERTIKALNI RAČUNSKI POMIKI

Na slikah 59 in 60 so prikazana področja računskih vertikalnih pomikov ob upoštevanju dreniranih pogojev za HS model in HSSMALL model za prerez ob objektu 9. Največji posedek nastopi v fazi izkopa do dna na lokaciji objekta 9 in za HS model znaša 1,9 cm, za HSSMALL model pa 0,9 cm.



Slika 59: Področja absolutnih pomikov pri HS modelu

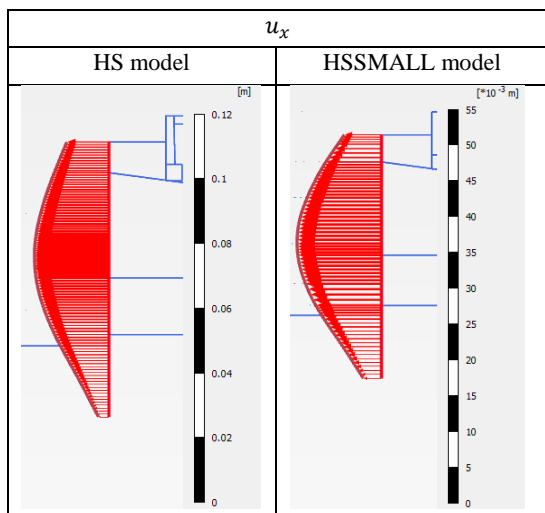


Slika 60: Področja vertikalnih pomikov pri HSSMALL modelu

HORIZONTALNI RAČUNSKI POMIKI DIAFRAGME

V tabeli 25 so prikazani horizontalni računski pomiki diafragme v kritični fazi izkopa za HS model in HSSMALL model za prerez ob objektu 9. Največji horizontalni računski pomik diafragme pri HS modelu znaša 2,29 cm, pri HSSMALL modelu pa 1,18 cm.

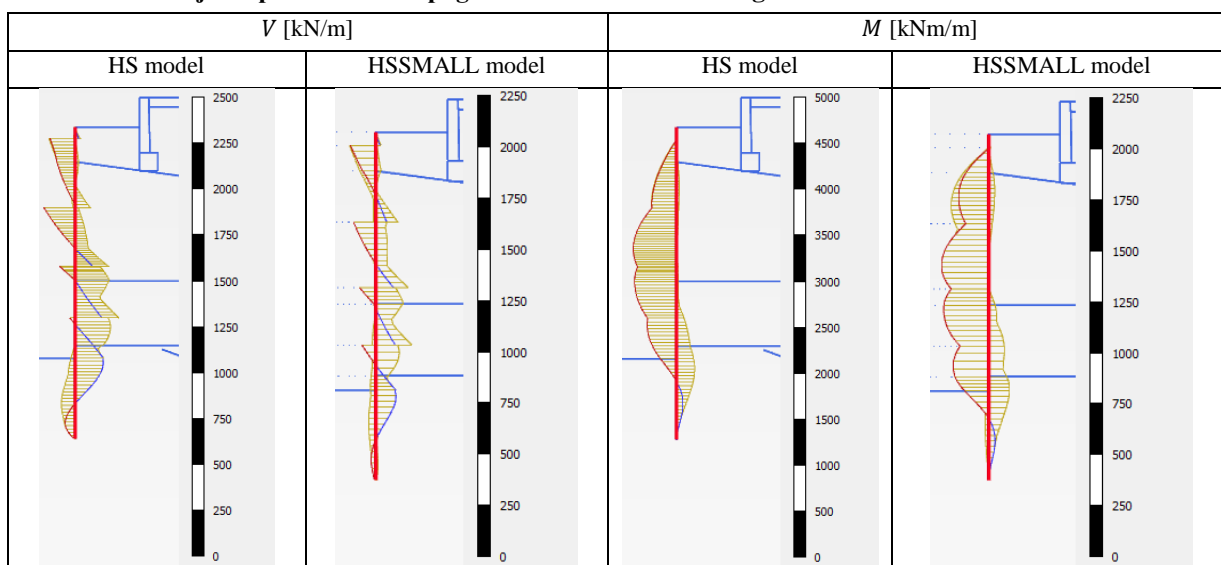
Tabela 25: Horizontalni računski pomiki diafragme v fazi izkopa do dna gradbene jame



NOTRANJE STATIČNE KOLOČINE

V tabeli 26 so prikazane ovojnice prečnih sil in upogibnih momentov v diafragmi za kritično fazo izkopa za oba modela, to je HS model in HSSMALL model. Maksimalna absolutna vrednost prečne sile za HS model je 236,9 kN/m, za HSSMALL model pa 175,0 kN/m. Pri HS modelu znaša maksimalna vrednost upogibnega momenta 198,6 kNm/m, minimalna vrednost je -468,6 kNm/m. Pri HSSMALL modelu je maksimalna vrednost upogibnega momenta 102,2 kNm/m, minimalna vrednost pa -231,5 kNm/m.

Tabela 26: Ovojnice prečnih sil in upogibnih momentov v diafragmi za HS in HSSMALL model



SIDRNE SILE

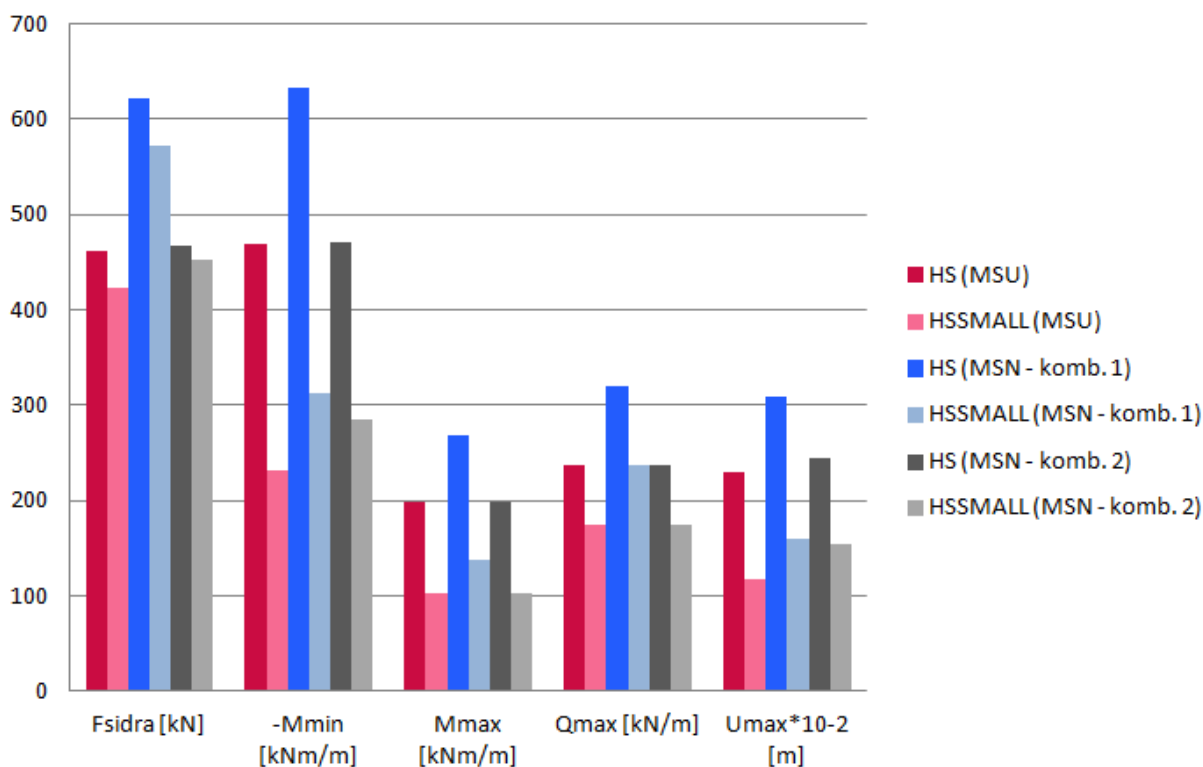
Tabela 27 prikazuje vrednosti sidrnih sil pri mejnem stanju uporabnosti za HS in HSSMALL model.

Tabela 27: Vrednosti sidrnih sil za HS in HSSMALL model

	HS MODEL				HSSMALL MODEL			
	1 (kN)	2 (kN)	3 (kN)	4 (kN)	1 (kN)	2 (kN)	3 (kN)	4 (kN)
Izkop za 1.sidro								
Izkop za 2.sidro	411				383			
Izkop za 3.sidro	411	420			383	393		
Izkop za 4.sidro	411	435	420		383	397	399	
Izkop do konca	411	458	461	445	383	412	423	414

PRIMERJAVA REZULTATOV

Na sliki 61 je prikazan diagram primerjave izračunanih horizontalnih pomikov in notranjih statičnih količin HS in HSSMALL modela za mejno stanje uporabnosti in mejno stanje nosilnost z upoštevanjem delnih varnostnih faktorjev po projektnem pristopu PP1.



Slika 61: Primerjava izračunanih horizontalnih pomikov in notranjih statičnih količin diafragme za prerez ob objektu 9 ob upoštevanju delnih varnostnih faktorjev za stanje MSU in MSN po projektnem pristopu PP1

Iz primerjave rezultatov izvedenih računskih analiz ugotovimo, da so vrednosti pomikov in notranjih statičnih količin z upoštevanjem HSSMALL modela manjše kot pri uporabi HS modelu.

V primeru izračuna za mejno stanje uporabnosti (MSU) znaša zmanjšanje horizontalnih pomikov diafragme 48%, zmanjšanje minimalnega upogibnega momenta 50% in maksimalnega upogibnega momenta 48%, zmanjšanje prečne sile pa 26%. Največja sila v sidru je pri HSSMALL modelu za 8% manjša od HS modela.

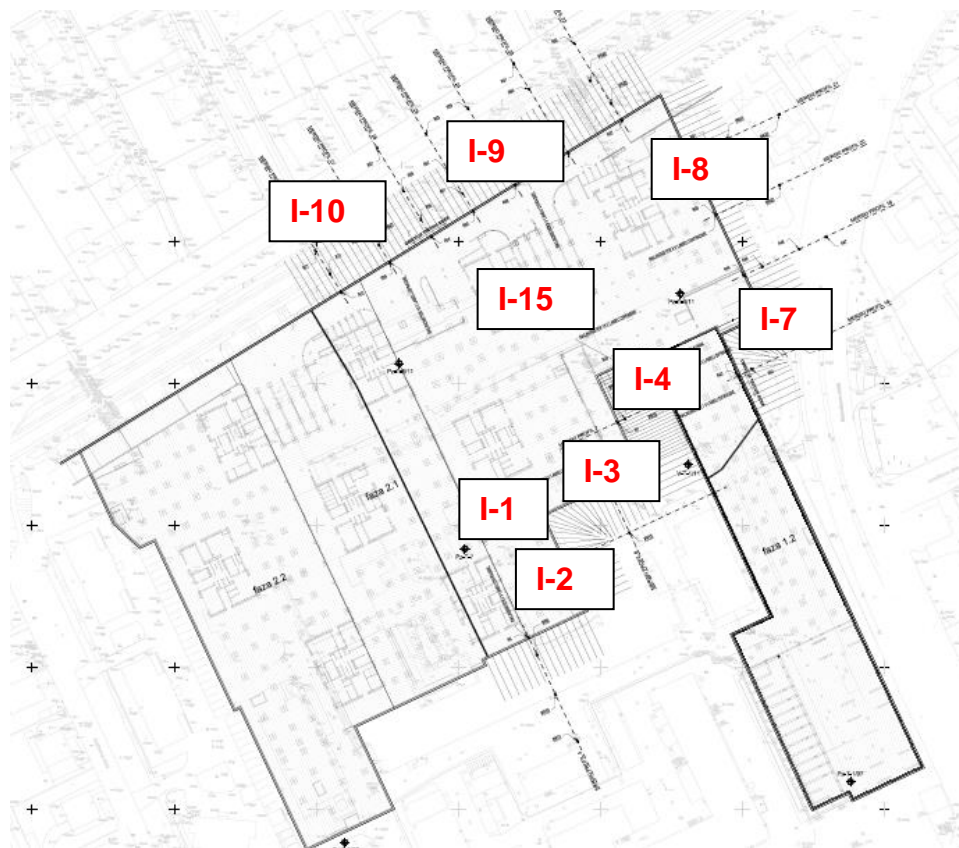
V primeru izračuna za mejno stanje nosilnosti pri kombinaciji delnih faktorjev 1 je maksimalni premik diafragme ob upoštevanju majhnih deformacij ($u_{h,max} = 1,59$ cm) za 48% manjši glede na vrednost maksimalnega horizontalnega premika diafragme ob upoštevanju HS modela ($u_{h,max} = 3,09$ cm). Zmanjšanje minimalnega upogibnega momenta diafragme znaša 51%, in sicer iz vrednosti -632,6 kNm/m pri HS modelu na vrednost -312,5 kNm/m pri HSSMALL modelu. Izračunani maksimalni upogibni moment z upoštevanjem majhnih deformacij (138,0 kNm/m) je za 49% manjši od vrednosti maksimalnega upogibnega momenta ob upoštevanju HS modela (268,1 kNm/m). Maksimalna prečna sila v diafragmi izračunana s HS modelom znaša 319,8 kN/m in je za 35% večja od vrednosti izračunane s HSSMALL modelom (236,3 kN/m). Največja sila v sidru je pri HSSMALL modelu (571,1 kN) za 8% manjša od vrednosti prečne sile izračunane s HS modelom (622,4 kN).

Tudi pri izračunu za mejno stanje nosilnosti pri kombinaciji delnih faktorjev 2 je razlika v pomikih in notranjih statičnih količinah za HS in HSSMALL model enakega velikostnega reda. Maksimalni premik diafragme ob upoštevanju majhnih deformacij ($u_{h,max} = 1,54$ cm) je za 38% manjši od vrednosti maksimalnega horizontalnega premika diafragme ob upoštevanju HS modela ($u_{h,max} = 2,45$ cm). Zmanjšanje minimalnega upogibnega momenta diafragme znaša 39%, in sicer iz vrednosti -470,0 kNm/m pri HS modelu na vrednost -285,7 kNm/m pri HSSMALL modelu. Izračunani maksimalni upogibni moment z upoštevanjem majhnih deformacij (102,2 kNm/m) je za 48% manjši od vrednosti maksimalnega upogibnega momenta ob upoštevanju HS modela (198,6 kNm/m). Maksimalna prečna sila v diafragmi izračunana s HS modelom znaša 236,9 kN/m in je za 35% večja od vrednosti izračunane s HSSMALL modelom (175,0 kN/m). Največja sila v sidru izračunana s HSSMALL modelom (452 kN) je za 3% manjša od vrednosti dobljene z upoštevanjem HS modela (467 kN).

6 MONITORING – MERITVE Z INKLINOMETRI

Pod pojmom monitoring razumemo opazovanje in merjenje sprememb stanja in obnašanja konstrukcije med in po gradnji. Trajanje opazovanja po gradnji je odvisno od ugotovitev med gradnjo, projekta vzdrževanja in obratovanja. Monitoring gradbenih objektov je nujen zaradi raznih vidikov deformacij. Deformacija predstavlja spremembo v velikosti in obliki objekta, nastane pa kot posledica delovanja notranjih in/ali zunanjih sil, kot na primer zaradi delovanja dinamične ali statične obremenitve objekta, zemeljskih pritiskov, spremembe temperature, spremembe nivoja podzemnih voda, tektonskih in seizmoloških učinkov. Zaradi delovanja teh sil se pojavljajo deformacije na objektu v obliki upogiba, torzije, rotacije, mogoče pa so tudi poškodbe v obliki razpok. Ovrednotenje pomikov in deformacij je nujno predvsem zaradi ocene stanja konstrukcije v fazi gradnje ter sanacije oziroma morebitne ojačitve konstrukcije. Osnovni kazalniki za interpretacijo rezultatov merjenja oziroma opazovanja temeljijo na smeri in velikosti deformacije.

V sklopu geotehničnega monitoringa pri izgradnji večnamenskega kompleksa Tobačna mesto v Ljubljani je bilo v lamele diafragme nameščenih več inklinometrov, katerih tlorisna situacija je razvidna iz slike 62. Inklinometre uporabljamo za meritev bočnih - horizontalnih premikov diafragme. Deformacije se lahko zgodijo med ali po izgradnji podpornih konstrukcij. Inklinometerski sistem meri naklone inklinacijske cevi ali konstrukcije, ki omogočajo določitev horizontalnih premikov konstrukcije. Na podlagi upogibne teorije pa lahko iz premikov približno določimo tudi upogibne momente v AB diafragmi.



Slika 62: Prikaz inklinometrov na tlorisni površini gradbene jame Tobačna mesto (Geoinvest d.o.o., 2014)

Meritve pomikov diafragme so bile izvedene z digitalnim biaksialnim MEMS (Micro Electro Mechanical Sensors) inklinometrom proizvajalca RST INSTRUMENTS s sondo z bazno razdaljo 0,5 m in merilnim območjem do 30° (slika 63). Sonda je preko kabla in bluetooth vmesnika povezana z dlančnikom, kjer ustrezna programska oprema izvaja shranjevanje merjenih vrednosti. Sistem omogoča natančnost merjenja oziroma določitev pomikov po globini +/- 2 mm na razdalji 25 m.



Slika 63: Elementi digitalnega biaksialnega MEMS inklinometra (RST INSTRUMENTS, 2015)

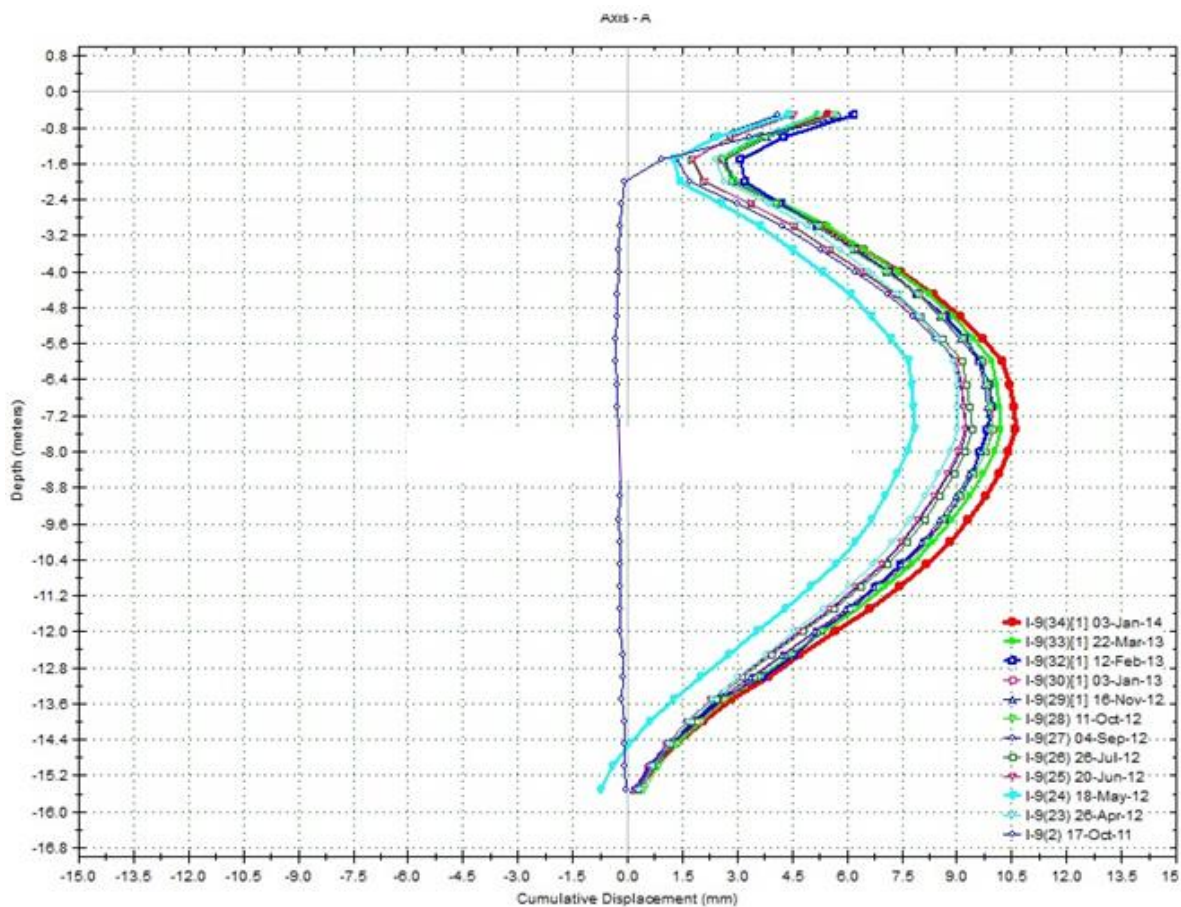
Merilno sondo spuščamo v vrtino tako, da drsi po nasprotno ležečih se utorih v inklinometerski cevi, ki jih označimo z A+ in A-. Smer A+ je običajno postavljena v smeri največjih pričakovanih premikov (v smeri pravokotno na diafragmo). V smeri od dna vrtine proti ustju nato vsakih 0,5 m beležimo odklone od vertikale, hkrati pa sonda istočasno meri tudi odklone v smeri pravokotno na meritev (to je B+ in B-), kar omogoča izračun velikosti in smeri pomika (vektor). Za natančnejše rezultate se sonda zasuka za 180°, nato se izvede ponovna meritev.

Meritve so prikazane v grafični obliki kot relativen horizontalen pomik v mm, ki predstavlja razliko med posameznimi meritvami pomikov inklinacijske cevi po globini v določenem časovnem obdobju glede na prvotno meritev (nulto stanje). Kot nepomična točka je upoštevana spodnja točka prehodnosti inklinacijske cevi.

6.1 Interpretacija inklinometerskih meritev

Dne 6.10.2011 so bili izvedene meritve nultega stanja (prvotna meritev). V nekaterih inklinometrih je prišlo do segregacije mulja na dnu vrtine, zato sonda ni bila spuščena do dna. V nadaljevanju so prikazane meritve z inklinometri 1, 8 in 9 v smeri pravokotno na vzdolžno os diafragme.

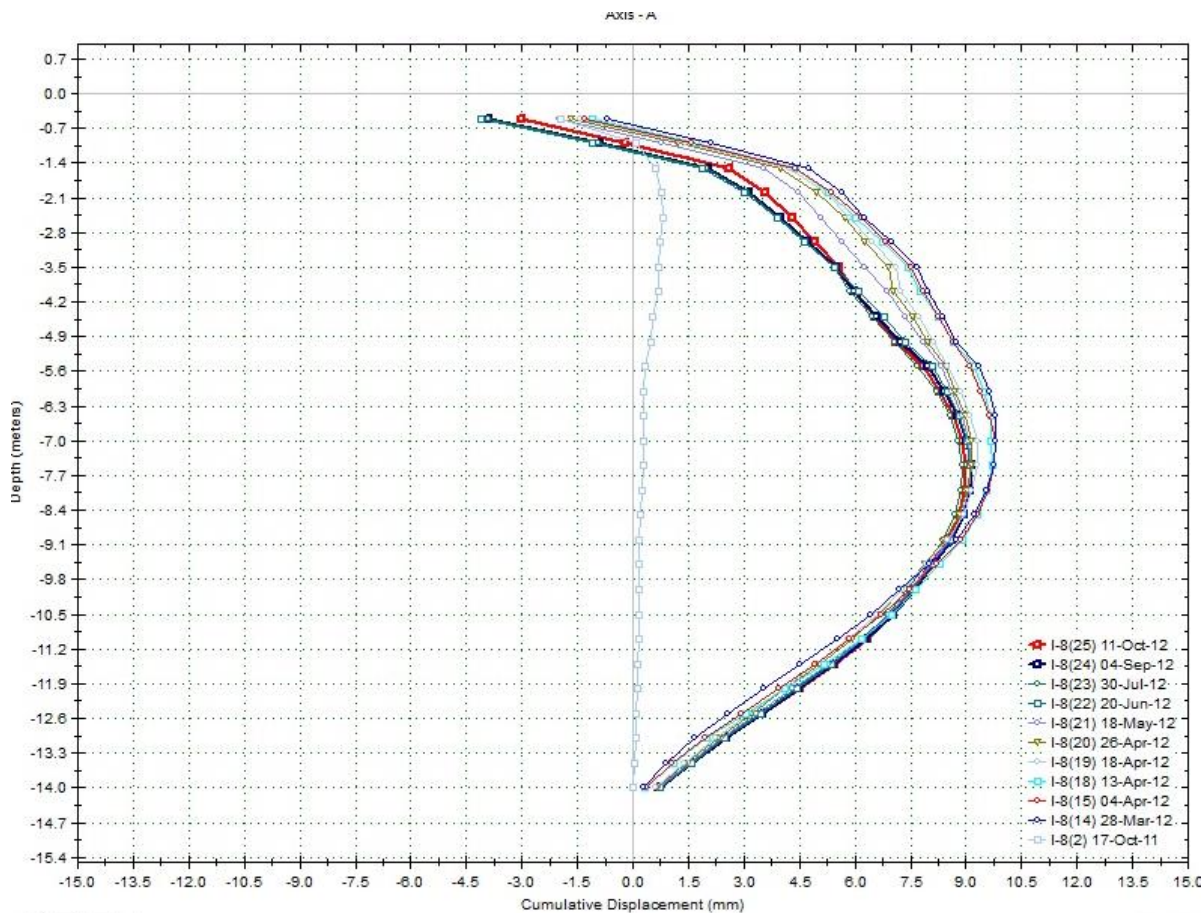
6.1.1 Prerez ob železnici – inklinometer 9



Slika 64: Diagram pomikov inklinacijske cevi po globini v mm. Inklinometer je vgrajen v lamelo diafragme ob železnici (Elea iC, d.o.o., 2014)

Na sliki 64 so prikazane meritve za obdobje od oktobra 2011 do januarja 2014. Izmerjene inklinacije kažejo na odklon srednjega dela inklinometra, na globini približno 7 m. Komulativno največji pomiki tega dela znašajo 10,5 mm. Iz meritev inklinacij ugotavljamo, da je inklinometer stabilen.

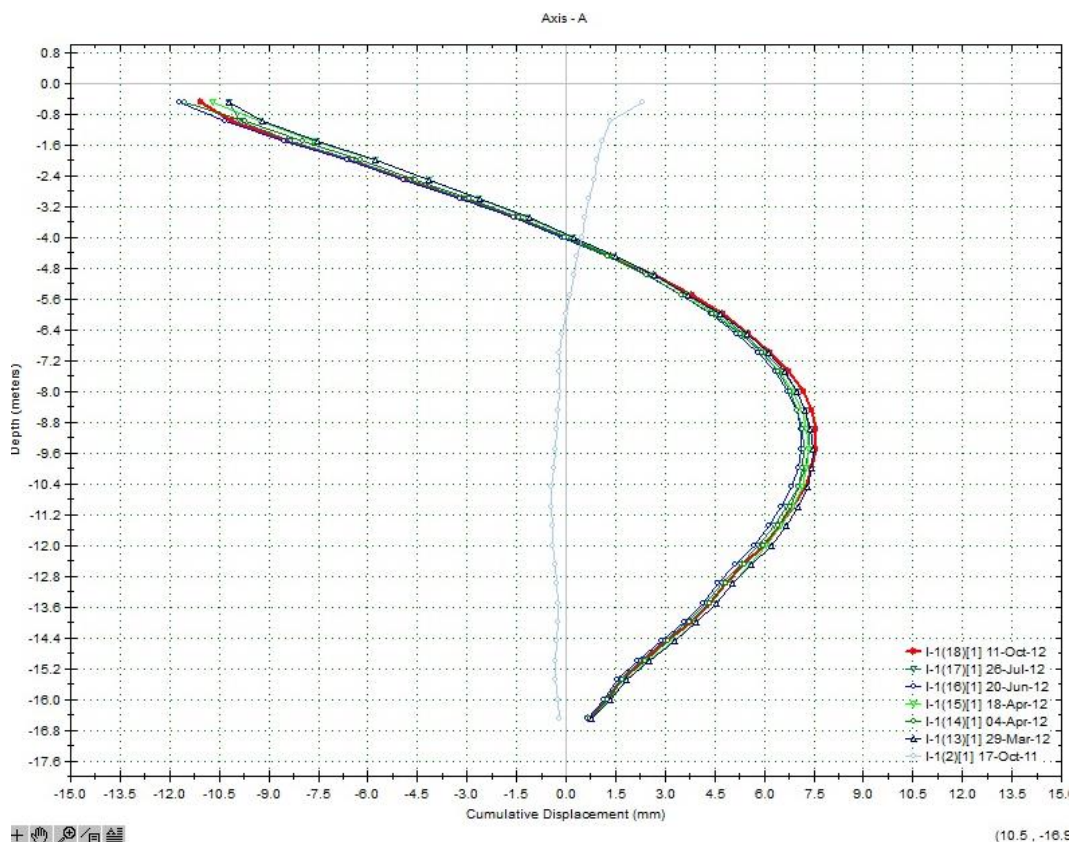
6.1.2 Prerez ob Tobačni ulici – inklinometer 8



Slika 65: Diagram odklona inklinacijske cevi po globini v mm. Inklinometer je vgrajen v lamelo diafragme ob Tobačni ulici (Elea iC, d.o.o., 2014)

Na sliki 65 so prikazane meritve za obdobje od oktobra 2011 do oktobra 2012. Izmerjene inklinacije kažejo na odklon srednjega dela inklinometra, na globini približno 7,5 m. Komulativno največji pomiki tega dela znašajo 10 mm. Iz meritev inklinacij ugotavljamo, da je inklinometer stabilen.

6.1.3 Prerez ob objektu 9 – inklinometer 1



Slika 66: Diagram odklona inklinacijske cevi po globini v mm. Inklinometer je vgrajen v lamelo diafragme ob objektu 9

Na sliki 66 so prikazane meritve za obdobje od oktobra 2011 do oktobra 2012. Izmerjene inklinacije kažejo na odklon srednjega dela inklinometra, na globini približno 9 m. Komulativno največji pomiki tega dela znašajo 7,7 mm. Iz meritev inklinacij ugotavljamo, da je inklinometer stabilen.

6.2 Določitev upogibnega momenta zaščitne konstrukcije na podlagi izmerjenih horizontalnih pomikov zaščitne konstrukcije

Upogibni moment lahko določimo iz enačbe upogibnice (enačba (49)) ob poznavanju upogibne togosti EI in linije horizontalnih pomikov zaščitne konstrukcije. Linijo horizontalnih pomikov posameznega profila v diafragmi smo dobili s prilagoditvijo polinomske funkcije skozi izmerjene pomike diafragme. V tej diplomski nalogi je predlagana linija pomikov (upogibkov) polinom šeste stopnje, ki je določen z uporabo Microsoft Excel funkcije - prilagodi trendno črto. Z dvakratnim odvajanjem polinomske krivulje dobimo ukrivljenost (w''), ki jo pomnožimo z upogibno togostjo EI ter tako dobimo upogibne momente, ki jih v poglavju 6.3.2 primerjamo z momentami izračunanimi s programom Plaxis. Pri tem je potrebno vzeti v obzir, da zaradi prilagoditve polinomske funkcije skozi izmerjene pomike in numeričnega odvajanja pomikov dobljene vrednosti upogibnih momentov niso najbolj natančne.

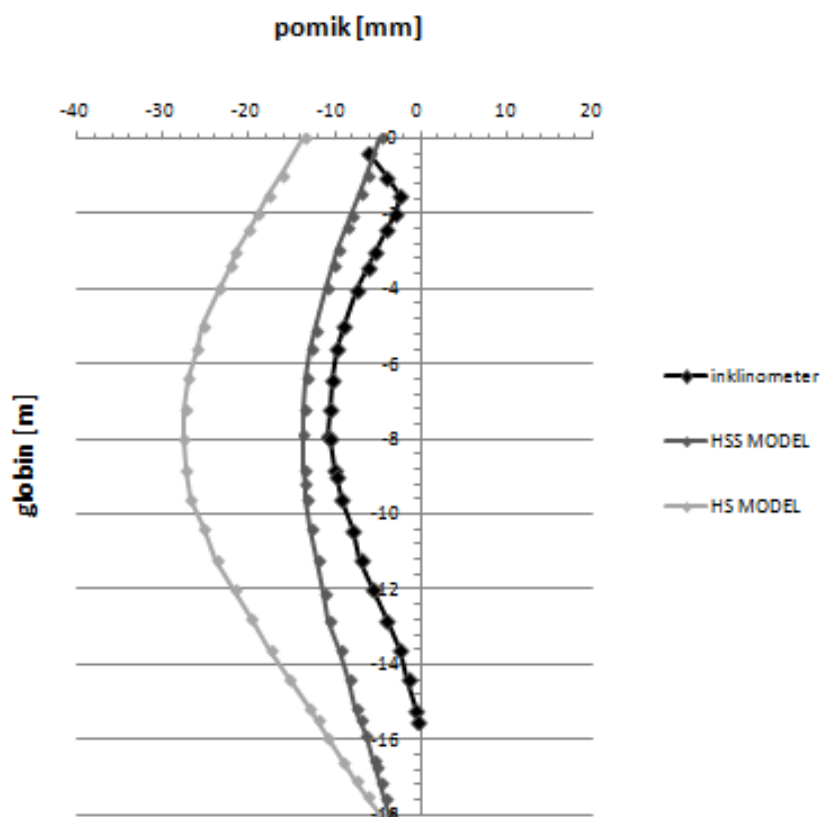
$$M = EIw'' \quad (49)$$

6.3 Primerjava rezultatov numeričnega izračuna s programom Plaxis z inklinometerskimi meritvami

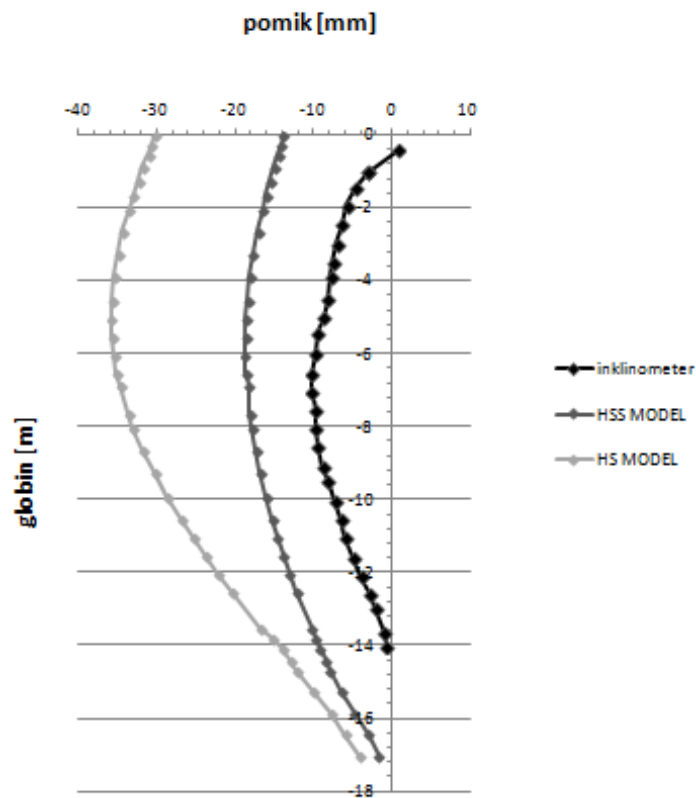
6.3.1 Primerjava horizontalnih pomikov diafragme

Na slikah 67, 68 in 69 so za vse tri prečne prereze prikazani diagrami primerjave izračunanih horizontalnih pomikov diafragme za HS in HSSMALL model za mejno stanje uporabnosti s premiki diafragme izmerjenimi z inklinometri. Opazimo, da z uporabo HSSMALL modela relativno dobro ocenimo horizontalne pomike sidrane zaščitne konstrukcije, medtem ko so računski premiki diafragme z uporabo HS modela nekoliko preveliki.

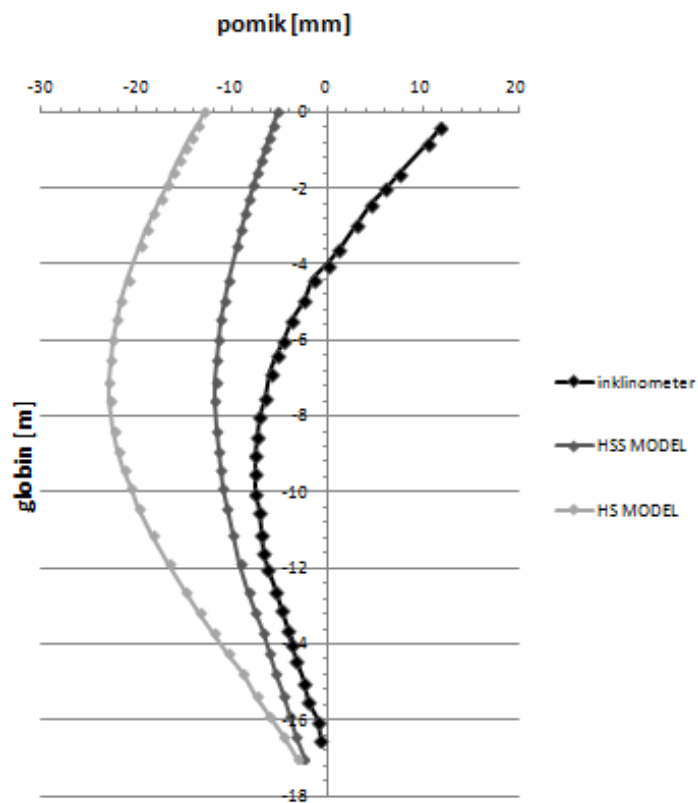
Za prerez ob železnici maksimalni horizontalni premik diafragme ob upoštevanju majhnih deformacij ($u_{\max} = 1,39$ cm) za 32% presega vrednost maksimalnega premika konstrukcije izmerjenega na terenu z inklinometrom ($u_{\max} = 1,05$ cm). Podobne ugotovitve izkažeta izračuna s HSSMALL modelom tudi za preostala dva prereza. Vrednost maksimalnega premika diafragme izmerjenega z inklinometrom za prerez ob Tobačni ulici ($u_{\max} = 0,98$ cm) je za 48% manjši od vrednosti izračunanega maksimalnega horizontalnega premika konstrukcije ($u_{\max} = 1,87$ cm). Za prerez ob objektu 9 je z inklinometrom izmerjeni premik konstrukcije ($u_{\max} = 0,75$ cm) za 37% manjši od vrednosti izračunanega maksimalnega horizontalnega pomika ob upoštevanju majhnih deformacij ($u_{\max} = 1,18$ cm).



Slika 67: Prikaz pomikov po globini diafragme za HS model, HSSMALL model ter pomikov izmerjenih z inklinometrom 9 za prerez ob železnici



Slika 68: Prikaz pomikov po globini diafragme za HS model, HSSMALL model ter pomikov izmerjenih z inklinometrom 8 za prerez ob Tobačni ulici

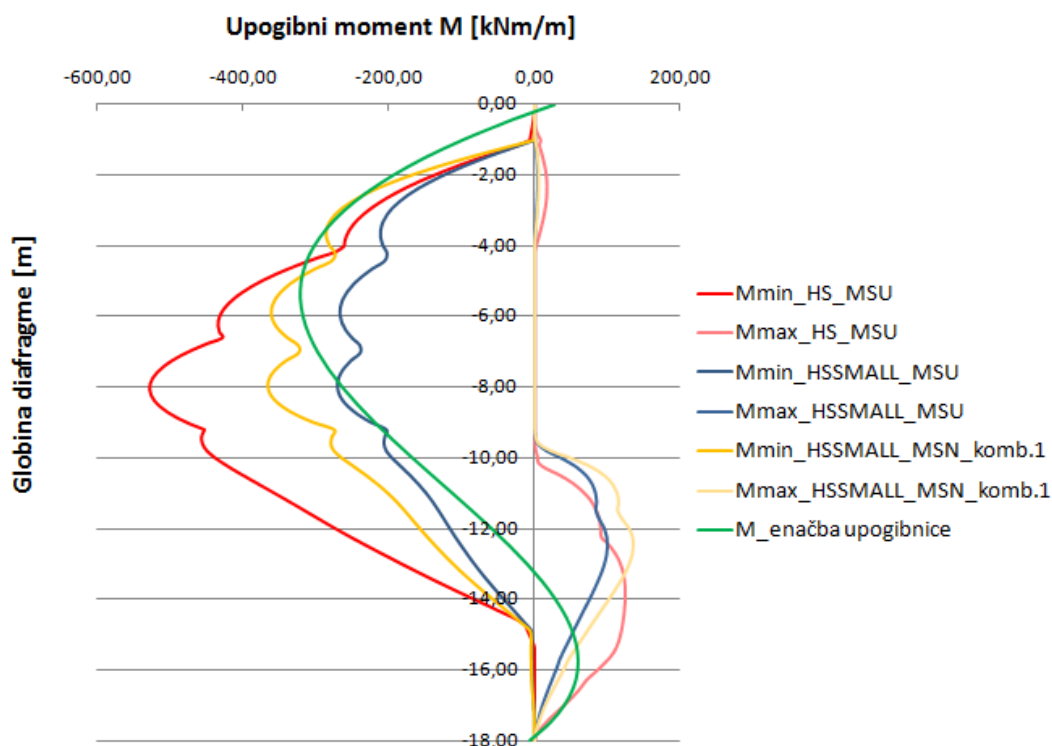


Slika 69: Prikaz pomikov po globini diafragme za HS model, HSSMALL model ter pomikov izmerjenih z inklinometrom 1 za prerez ob objektu 9

6.3.2 Primerjava upogibnih momentov diafragme

V nadaljevanju so za obravnavane prereze prikazane primerjave upogibnih momentov zaščitne konstrukcije izračunanih s programom Plaxis z uporabo HS in HSSMALL modela z upogibnimi momenti določenimi po upogibni teoriji ob poznavanju inklinometerskih meritev horizontalnih pomikov diafragme.

Iz primerjave upogibnih momentov za prerez ob železnici (slika 70) za mejno stanje uporabnosti (MSU) ugotovimo, da je minimalni upogibni moment izračunan iz enačbe upogibnice ($M_{\min} = -321,6$ kNm/m) za 39% manjši od vrednosti minimalnega upogibnega momenta diafragme izračunanega s HS modelom ($M_{\min} = -527,1$ kNm/m) in za 19% večji od vrednosti minimalnega upogibnega momenta ob upoštevanju majhnih deformacij ($M_{\min} = -270,8$ kNm/m). Maksimalni upogibni moment določen iz enačbe upogibnice ($M_{\max} = 59,4$ kNm/m) je za 52% manjši od vrednosti izračunanega maksimalnega upogibnega momenta HS modela ($M_{\max} = 123,8$ kNm/m) in 41% od vrednosti izračunanega maksimalnega upogibnega momenta HSSMALL modela ($M_{\max} = 101,0$ kNm/m).

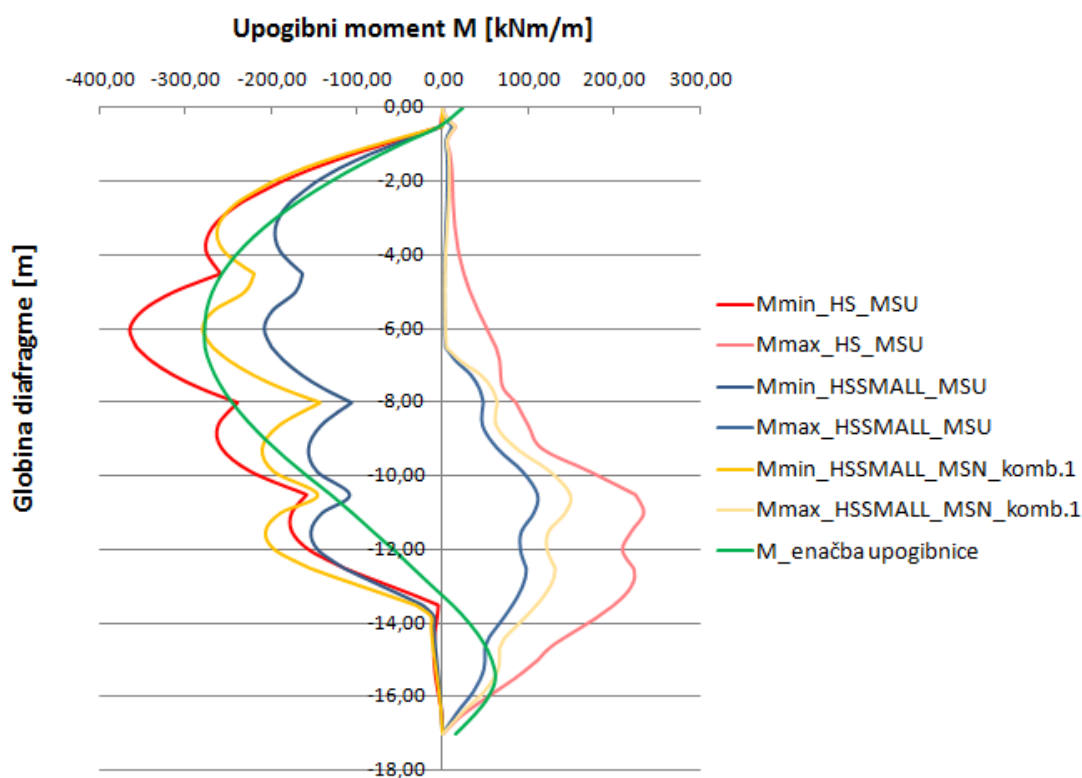


Slika 70: Primerjava upogibnih momentov zaščitne konstrukcije prereza ob železnici izračunanih s programom Plaxis s HS in HSSMALL modelom z upogibnimi momenti določenimi z enačbo upogibnice ob poznavanju inklinometerskih meritev odklona diafragme

Ker je minimalni upogibni moment za prerez ob železnici določen s HSSMALL modelom za mejno stanje uporabnosti manjši od upogibnega momenta določenega po upogibni teoriji ob poznavanju inklinometerskih meritev odklona diafragme, smo slednjega primerjali tudi z minimalnim upogibnim momentom za mejno stanje nosilnosti ob upoštevanju delnih varnostnih faktorjev za kombinacijo 1, ki je merodajna za dimenzioniranje diafragme in izračun potrebne armature (slika 70). V tem primeru je

minimalni upogibni moment določen iz enačbe upogibnice ($M_{\min} = -321,6$ kNm/m) za 12% manjši od vrednosti izračunanega minimalnega upogibnega momenta ob upoštevanju majhnih deformacij ($M_{\min} = -367,1$ kNm/m), kar pomeni, da je armatura zadostna za prevzem obremenitve, v smislu določil Evrokoda 7 pa, glede na upogibne momente določene iz enačbe upogibnice, ne dosegamo več zadostne računske varnosti.

Primerjava upogibnih momentov za prerez ob Tobačni ulici (slika 71) za mejno stanje uporabnosti (MSU) pokaže, da je minimalni upogibni moment izračunan iz enačbe upogibnice ($M_{\min} = -278,0$ kNm/m) za 23% manjši od vrednosti minimalnega upogibnega momenta diafragme izračunanega s HS modelom ($M_{\min} = -363,7$ kNm/m) in za 34% večji od vrednosti minimalnega upogibnega momenta ob upoštevanju majhnih deformacij ($M_{\min} = -206,6$ kNm/m). Maksimalni upogibni moment določen iz enačbe upogibnice ($M_{\max} = 62,0$ kNm/m) je za 73% manjši od vrednosti izračunanega maksimalnega upogibnega momenta HS modela ($M_{\max} = 233,7$ kNm/m) in 44% od vrednosti izračunanega maksimalnega upogibnega momenta HSSMALL modela ($M_{\max} = 110,9$ kNm/m).

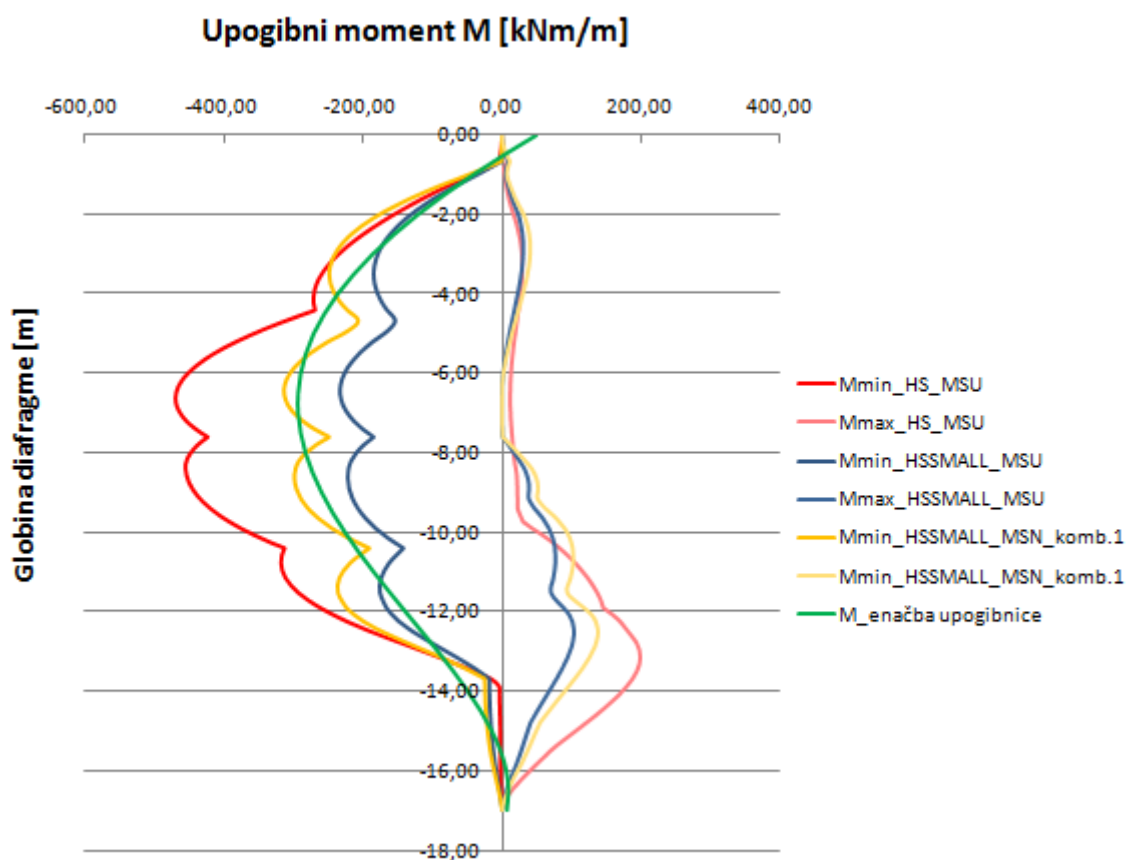


Slika 71: Primerjava upogibnih momentov zaščitne konstrukcije prereza ob Tobačni ulici izračunanih s programom Plaxis s HS in HSSMALL modelom z upogibnimi momenti določenimi z enačbo upogibnice ob poznavanju inklinometerskih meritev odklona diafragme

Tudi za prerez ob Tobačni ulici je minimalni upogibni moment določen s HSSMALL modelom za mejno stanje uporabnosti manjši od upogibnega momenta določenega po upogibni teoriji ob poznavanju inklinometerskih meritev odklona diafragme, zato smo slednjega primerjali tudi z minimalnim upogibnim momentom za mejno stanje nosilnosti ob upoštevanju delnih varnostnih faktorjev za kombinacijo 1, ki je merodajna za dimenzioniranje diafragme in izračun potrebne

armature. V tem primeru je minimalni upogibni moment določen iz enačbe upogibnice ($M_{\min} = -278,0$ kNm/m) za 1% manjši od vrednosti izračunanega minimalnega upogibnega momenta ob upoštevanju majhnih deformacij ($M_{\min} = -280,4$ kNm/m), kar pomeni, da smo z upoštevanjem varnostnih faktorjev na meji tistega, kar se je v konstrukciji zgodilo. Ostane le še varnost na računsko nosilnost AB prereza.

Primerjava upogibnih momentov za prerez ob objektu 9 (slika 72) za mejno stanje uporabnosti (MSU) pokaže, da je minimalni upogibni moment izračunan iz enačbe upogibnice ($M_{\min} = -294,4$ kNm/m) za 37% manjši od vrednosti minimalnega upogibnega momenta diafragme izračunanega s HS modelom ($M_{\min} = -468,6$ kNm/m) in za 27% večji od vrednosti minimalnega upogibnega momenta ob upoštevanju majhnih deformacij ($M_{\min} = -231,5$ kNm/m). Maksimalni upogibni moment določen iz enačbe upogibnice ($M_{\max} = 9,6$ kNm/m) je za 95% manjši od vrednosti izračunanega maksimalnega upogibnega momenta HS modela ($M_{\max} = 198,6$ kNm/m) in 90% od vrednosti izračunanega maksimalnega upogibnega momenta HSSMALL modela ($M_{\max} = 102,2$ kNm/m).



Slika 72: Primerjava upogibnih momentov zaščitne konstrukcije prereza ob objektu 9 s programom Plaxis s HS in HSSMALL modelom z upogibnimi momenti določenimi z enačbo upogibnice ob poznavanju inklinometerskih meritev odklona diafragme

Tudi za prerez ob objektu 9 je minimalni upogibni moment določen s HSSMALL modelom za mejno stanje uporabnosti manjši od upogibnega momenta določenega po upogibni teoriji ob poznavanju inklinometerskih meritev odklona diafragme. Primerjava slednjega z minimalnim upogibnim

momentom za mejno stanje nosilnosti ob upoštevanju delnih varnostnih faktorjev za kombinacijo 1, ki je merodajna za dimenzioniranje diafragme in izračun potrebne armature, da podobne ugotovitve kot za predhodna prereza. V tem primeru je minimalni upogibni moment določen iz enačbe upogibnice ($M_{\min} = -294,4 \text{ kNm/m}$) za 6% manjši od vrednosti izračunanega minimalnega upogibnega momenta ob upoštevanju majhnih deformacij ($M_{\min} = -312,5 \text{ kNm/m}$).

Vrednosti v območju absolutno največjih upogibnih momentov izračunanih s HSSMALL modelom za MSU so za vse tri prečne prereze, kljub večjim izračunanim premikom od izmerjenih, nekoliko nižje od vrednosti upogibnih momentov določenih po upogibni teoriji ob poznavanju inklinometriških meritev odklona diafragme. Razlog temu je večja dejanska ukrivljenost diafragme, kar je razvidno tudi iz primerjave horizontalnih premikov diafragme (poglavje 6.3.1).

Verjetno to pomeni, da je vpetje pod dnom gradbene jame bolj togo kot smo upoštevali v izračunu, ali pa se porazdelitev togosti posameznih plasti zemljin vzdolž diafragme ne sklada z dejanskim stanjem na terenu. Za boljše ujemanje izmerjenih in računskih vrednosti pomikov in upogibnih momentov v konstrukciji bi bilo verjetno potrebno spremeniti karakteristike HSSMALL modela (povečanje togosti v področju vpetja diafragme pod dnom gradbene jame).

7 DIMENZIONIRANJE ZAŠČITNE KONSTRUKCIJE

Notranje sile v zaščitni konstrukciji se določijo na podlagi kombinacije delnih faktorjev po projektnem pristopu PP1. Za kombinacijo 1, se vpliv spremenljive obtežbe pomnoži s faktorjem $\gamma_Q/\gamma_G = 1,5 / 1,35 = 1,11$. Na ta način dobljene notranje sile se nato pomnoži s faktorjem 1,35. V kombinaciji 2, se vpliv spremenljive obtežbe pomnoži s faktorjem $\gamma_Q/\gamma_G = 1,3 / 1,0 = 1,30$. Dobljene vrednosti notranjih sil po izvršeni redukciji strižne trdnosti nato ni treba več korigirati.

Projektne vrednosti sidrnih sil in maksimalnih obremenitev diafragme določajo maksimalne izmed vrednosti:

$$S_d = \max \begin{cases} 1,35 * S_{MSU} \\ 1,35 * S_{MSN; komb.1} \\ S_{MSN; komb.2} \end{cases} \quad (50)$$

kjer je S_d projektna vrednost, S_{MSU} , $S_{MSN; komb.1}$, $S_{MSN; komb.2}$ pa vrednosti, ki izhajajo iz posameznega izračuna na mejno stanje uporabnosti ali nosilnosti.

Dimenzioniranje AB diafragme je izvedeno ob upoštevanju standarda EC-2 in nacionalnega dodatka. Pri določanju glavne armature v prerezu se upoštevajo vplivi momenta in vplivi prečne sile (osno silo zanemarimo). Karakteristike prečnega prereza diafragme potrebne za izračun armature so podane v tabeli 28.

Tabela 28: Karakteristike prečnega prereza diafragme (enako za vse tri računske prereze)

Karakteristike prečnega prereza	Vrednosti
Trdnostni razred betona	C25/30
$f_{c,d}$ – projektna vrednost tlačne trdnosti betona	1,67 kN/cm ²
f_{ctm} – natezna trdnost betona	0,26 kN/cm ²
A_c – ploščina prečnega prereza betona	0,60 m ²
h – višina prereza diafragme	60 cm
b – širina prereza diafragme	100 cm
d – statična višina prečnega prereza diafragme	53 cm
a – zaščitni sloj betona	7 cm
Kvaliteta armature	S500
$f_{v,k}$ – karakteristična meja elastičnosti armature	50 kN/cm ²
$f_{v,d}$ – projektna meja elastičnosti armature	43,48 kN/cm ²
b_w – širina elementa	100 cm

7.1 Prerez ob železnici

Največje projektne vrednosti sidrnih sil in obremenitev za dimenzioniranje diafragme, določene po zgoraj opisanem postopku, da izračun MSN-kombinacija 1 (tabela 29).

Tabela 29: Projektne vrednosti sidrnih sil in obremenitev diafragme

Izračun		1,35 x S _{MSU}		1,35 x S _{MSN; komb. 1}		1 x S _{MSN; komb. 2}	
Model		HS	HSSMALL	HS	HSSMALL	HS	HSSMALL
Sidrna sila F_{sd} (kN)		618,3	540,0	<u>623,7</u>	<u>603,5</u>	479	447
D I A F R A G M A	$M_{d,min}$ (kNm/m)	-711,6	-365,6	<u>-714,7</u>	<u>-367,1</u>	-561,9	-337,1
	$M_{d,max}$ (kNm/m)	167,1	136,4	<u>167,1</u>	<u>136,4</u>	123,8	101
	Q_d (kN/m)	303,2	231,0	<u>303,2</u>	<u>231,0</u>	224,6	171,1

7.1.1 Glavna armatura

Armaturu, ki bo prevzela kritično momentno obtežbo, izračunamo z določitvijo koeficienta k_d .

Maksimalna in minimalna potrebna armatura za diafragmo znašata:

$$A_{s,max} = 0,04 * A_c = 240 \text{ cm}^2 \quad (51)$$

$$A_{s,min} = \text{Max} \begin{cases} = 0,26 \frac{f_{ctm}}{f_{yk}} b_t d & = 7,20 \text{ cm}^2 \\ = 0,0013 b_t d \end{cases} \quad (52)$$

7.1.1.1 Spodnja armatura

$$k_d (HS \text{ MODEL}) = \frac{M_{Ed(HS \text{ MODEL})} * 100 \text{ kNcm}}{f_{cd} * d * b^2} = \frac{714,7 * 100 \text{ kNcm}}{1,67 \text{ kN/cm}^2 * 53 \text{ cm} * (100 \text{ cm})^2} = 0,0807 \quad (53)$$

$$k_d (HSSMALL \text{ MODEL}) = \frac{M_{Ed(HSSMALL \text{ MODEL})} * 100 \text{ kNcm}}{f_{cd} * d * b^2} = \frac{367,1 * 100 \text{ kNcm}}{1,67 \text{ kN/cm}^2 * 53 \text{ cm} * (100 \text{ cm})^2} = 0,0414 \quad (54)$$

Na podlagi izračunanega koeficienta izberemo eno izmed mejnih deformacijskih ravnin. Na tem mestu smo za HS model izbrali deformacijsko ravnino – $\epsilon_1 / \epsilon_s = 1,75 / 10,0$, ki določa naslednja koeficienta za izračun potrebne količine armature, $k_d = 0,087$ in $k_s = 1,058$, za HSSMALL model pa deformacijsko ravnino – $\epsilon_1 / \epsilon_s = 1,25 / 10,0$ s pripadajočima koeficientoma $k_d = 0,053$ in $k_s = 1,041$. Vzdolžna armatura A_s , potrebna za prevzem momentne obtežbe, znaša:

$$A_s (HS \text{ MODEL}) = k_s \frac{M_{Ed(HS \text{ MODEL})}}{d * \sigma_s} = 1,058 \frac{714,7 * 100 \text{ kNm}}{53 \text{ cm} * 43,48 \text{ kN/cm}^2} = 32,82 \text{ cm}^2 \quad (55)$$

$$A_s (HSSMALL \text{ MODEL}) = k_s \frac{M_{Ed(HSSMALL \text{ MODEL})}}{d * \sigma_s} = 1,041 \frac{367,1 * 100 \text{ kNm}}{53 \text{ cm} * 43,48 \text{ kN/cm}^2} = 16,58 \text{ cm}^2 \quad (56)$$

Izbrana armatura:

HS model: 8Φ 24, $A_{s,dej} = 36,20 \text{ cm}^2$

HSS model: 4Φ 24, $A_{s,dej} = 18,10 \text{ cm}^2$

7.1.1.2 Zgornja armatura

Po enakem postopku kot za spodnjo armaturo določimo tudi zgornjo armaturo potrebno za prevzem maksimalne momentne obtežbe $M_{d,max}$. V nadaljevanju so prikazane le vrednosti izbrane armature za oba prereza.

Izbrana armatura:

HS model: 4Φ 16, $A_{s,dej} = 8,04 \text{ cm}^2$

HSS model: 4Φ 16, $A_{s,dej} = 8,04 \text{ cm}^2$

Dotatno je bila preverjena tudi nosilnost diafragme z upoštevanjem upogiba v programu GALA (Alashki, I. 2010). Rezultati za oba modela so podani v prilogah A in B.

7.1.2 Stremenska armatura

Potrebno je preveriti vrednost prečne sile, ki odpade na prerez diafragme. Delež prečne sile, ki jo zmore prenesti beton, je pogojen z geometrijskimi karakteristikami prereza in tlačno trdnostjo betona.

$$V_{Rd,c} = \text{Max} \begin{cases} = [C_{Rd,c} * k * (100 * \rho_l * f_{ck})^{1/3} + k_1 * \sigma_{cp}] * b_w * d & (57) \\ = (v_{min} + k_1 * \sigma_{cp}) * b_w * d & (58) \end{cases}$$

$$V_{Rd,c} (HS \text{ MODEL}) = \text{Max} \begin{cases} = [0,12 * 1,614 * (100 * 0,0068302 * 25)^{1/3} + 0,15 * 0] * 1000 * \\ 530 / 1000 = \mathbf{264,4 \text{ kN}} \\ = (0,3588 + 0,15 * 0) * 1000 * 530 / 1000 = 190,17 \text{ kN} \end{cases}$$

$$V_{Rd,c} (HSSMALL \text{ MODEL}) = \text{Max} \begin{cases} = [0,12 * 1,614 * (100 * 0,0034151 * 25)^{1/3} + 0,15 * 0] * 1000 * \\ 530 / 1000 = \mathbf{209,8 \text{ kN}} \\ = (0,3588 + 0,15 * 0) * 1000 * 530 / 1000 = 190,17 \text{ kN} \end{cases}$$

Koeficiente v enačbah (57) in (58) izračunamo po enačbah:

$$C_{Rd,c} = 0,12$$

$$d = h - a = 600 - 70 = 530 \text{ mm}$$

$$k = 1 + (200/d [\text{mm}])^{1/2} = 1 + (200/530)^{1/2} = 1,614 \leq 2,0 \quad (59)$$

$$\rho_{1(HS \text{ MODEL})} = \frac{A_{s1(HS)}}{b_w * d} = \frac{36,20 \text{ cm}^2}{100 \text{ cm} * 53 \text{ cm}} = 0,0068302 \quad (60)$$

$$\rho_{1(HSSMALL \text{ MODEL})} = \frac{A_{s1(HSSMALL)}}{b_w * d} = \frac{18,10 \text{ cm}^2}{100 \text{ cm} * 53 \text{ cm}} = 0,0034151 \quad (61)$$

$$f_{ck} = 25 \text{ MPa (C25/30)} \quad (62)$$

$$k_1 = 0,15$$

$$\sigma_{cp} = 0$$

$$v_{min} = 0,035 * k^{3/2} * f_{ck}^{1/2} = 0,035 * 1,614^{3/2} * 25^{1/2} = 0,3588 \quad (63)$$

Količino potrebne strižne armature na tekoči meter (A_{sw}) v diafragmi določimo iz razlike med obremenitvijo (Q_d) in vrednostjo prečne sile, ki jo prenese beton ($V_{Rd,C}$).

$$V_{Ed(HS\ MODEL)} = Q_d - V_{Rd,C} = 303,2\text{ kN} - 264,4\text{ kN} = 38,8 > 0 \quad (64)$$

$$V_{Ed(HSSMALL\ MODEL)} = Q_d - V_{Rd,C} = 231,0\text{ kN} - 209,8\text{ kN} = 21,2 > 0 \quad (65)$$

Iz enačb (64) in (65) sledi, da minimalna strižna armatura ne zadostuje za prevzem strižne obremenitve. Prečna stremenska armatura A_{sw} je računsko potrebna, ker je $Q_d > V_{Rd,C}$.

$$\frac{A_{sw}}{S_{(HS\ MODEL)}} = \frac{Q_d(HS\ MODEL)}{d * f_{yd}} = 0,132\text{ cm}^2/\text{cm} = 13,2\text{ cm}^2/\text{m} \quad (66)$$

$$\frac{A_{sw}}{S_{(HSSMALL\ MODEL)}} = \frac{Q_d(HSSMALL\ MODEL)}{d * f_{yd}} = 0,10\text{ cm}^2/\text{cm} = 10,0\text{ cm}^2/\text{m} \quad (67)$$

Izberem 2-strižno streme:

HS model: $\Phi 13/20\text{ cm}$, $A_{s,dej} = 6,64\text{ cm}^2/\text{m}$

HSSMALL model: $\Phi 12/20\text{ cm}$, $A_{s,dej} = 5,65\text{ cm}^2/\text{m}$

7.1.3 Sidrna sila

Sidra so štiri pramenska nazivnega preseka $1,4\text{ cm}^2$ (skupno $5,6\text{ cm}^2$) kvalitete $f_{py}/f_{pu} = 1570/1770$ MPa, dovoljena raven prednapetja po standardu je $0,6P_{tk} = 624\text{ kN}$. Maksimalna projektna sidrna sila $F_{s,d}$ (tabela 29) za oba modela je manjša od dovoljene ravni prednapetja 624 kN .

7.2 Prerez ob Tobačni ulici

Največje projektne vrednosti sidrnih sil in obremenitev za dimenzioniranje diafragme, določene po zgoraj opisanem postopku, da izračun MSN-kombinacija 1 (tabela 30).

Tabela 30: Projektne vrednosti sidrnih sil in obremenitev diafragme

Izračun		1,35 x S _{MSU}		1,35 x S _{MSN; komb. 1}		1 x S _{MSN; komb. 2}	
Model		HS	HSSMALL	HS	HSSMALL	HS	HSSMALL
Sidrna sila F_{sd} (kN)		622,4	580,5	<u>623,7</u>	<u>580,5</u>	488	483
D I A F R A G M A	$M_{d,min}$ (kNm/m)	-491,0	-278,9	<u>-492,0</u>	<u>-280,4</u>	-259,0	-337,1
	$M_{d,max}$ (kNm/m)	315,5	149,7	<u>315,5</u>	<u>149,7</u>	233,7	110,9
	Q_d (kN/m)	307,8	227,9	<u>307,8</u>	<u>227,9</u>	168,8	171,1

7.2.1 Glavna armatura

7.2.1.1 Spodnja vzdolžna armatura

Na enak način kot za prerez ob železnici izračunamo potrebno armaturo, ki bo prevzela kritično momentno obtežbo, z določitvijo koeficienta k_d .

$$k_d (HS MODEL) = \frac{M_{Ed(HS MODEL)} * 100 \text{ kNcm}}{f_{cd} * d * b^2} = \frac{492,0 * 100 \text{ kNcm}}{1,67 \text{ kN/cm}^2 * 53 \text{ cm} * (100 \text{ cm})^2} = 0,05559 \quad (68)$$

$$k_d (HSSMALL MODEL) = \frac{M_{Ed(HSSMALL MODEL)} * 100 \text{ kNcm}}{f_{cd} * d * b^2} = \frac{280,4 * 100 \text{ kNcm}}{1,67 \text{ kN/cm}^2 * 53 \text{ cm} * (100 \text{ cm})^2} = 0,03168 \quad (69)$$

Za HS model smo izbrali deformacijsko ravnino – $\varepsilon_1 / \varepsilon_s = 1,50 / 10,0$, kateri pripadata koeficienta za izračun potrebne količine armature $k_d = 0,070$ in $k_s = 1,049$, za HSSMALL model pa deformacijsko ravnino – $\varepsilon_1 / \varepsilon_s = 1,00 / 10,0$ s pripadajočima koeficientoma $k_d = 0,037$ in $k_s = 1,033$. Vzdolžna armatura A_s , potrebna za prevzem momentne obtežbe, znaša:

$$A_s (HS MODEL) = k_s \frac{M_{Ed(HS MODEL)}}{d * \sigma_s} = 1,049 \frac{492,0 * 100 \text{ kNm}}{53 \text{ cm} * 43,48 \text{ kN/cm}^2} = 22,40 \text{ cm}^2 \quad (70)$$

$$A_s (HSSMALL MODEL) = k_s \frac{M_{Ed(HSSMALL MODEL)}}{d * \sigma_s} = 1,033 \frac{280,4 * 100 \text{ kNm}}{53 \text{ cm} * 43,48 \text{ kN/cm}^2} = 12,57 \text{ cm}^2 \quad (71)$$

Izbrana armatura:

HS model: $6\Phi 22$, $A_{s,dej} = 22,78 \text{ cm}^2$

HSSMALL model: $4 \Phi 22$, $A_{s,dej} = 15,20 \text{ cm}^2$

7.2.1.2 Zgornja vzdolžna armatura

Po enakem postopku kot za spodnjo armaturo določimo tudi zgornjo armaturo potrebno za prevzem maksimalne momentne obtežbe $M_{d,max}$. V nadaljevanju so prikazani le vrednosti izbrane armature za oba modela.

Izbrana armatura:

HS model: $5\Phi 20$, $A_{s,dej} = 15,70 \text{ cm}^2$

HSS model: $4\Phi 16$, $A_{s,dej} = 8,04 \text{ cm}^2$

Dodatno je bila preverjena tudi nosilnost diafragme z upoštevanjem upogiba v programu GALA. Rezultati za oba modela so podani v prilogah C in D.

7.2.2 Stremenska armatura

Vrednost prečne sile, ki odpade na betonski prerez diafragme, preverimo po istem postopku kot za prerez ob železnici.

$$V_{Rd,c} = \text{Max} \begin{cases} = [C_{Rd,c} * k * (100 * \rho_l * f_{ck})^{1/3} + k_1 * \sigma_{cp}] * b_w * d & (72) \\ = (v_{min} + k_1 * \sigma_{cp}) * b_w * d & (73) \end{cases}$$

$$V_{Rd,c} (HS \text{ MODEL}) = \text{Max} \begin{cases} = [0,12 * 1,614 * (100 * 0,005121 * 25)^{1/3} + 0,15 * 0] * 1000 * \\ 530 / 1000 = \mathbf{240,2 \text{ kN}} \\ = (0,3588 + 0,15 * 0) * 1000 * 530 / 1000 = 190,17 \text{ kN} \end{cases}$$

$$V_{Rd,c} (HSSMALL \text{ MODEL}) = \text{Max} \begin{cases} = [0,12 * 1,614 * (100 * 0,002868 * 25)^{1/3} + 0,15 * 0] * 1000 * \\ 530 / 1000 = \mathbf{198,0 \text{ kN}} \\ = (0,3588 + 0,15 * 0) * 1000 * 530 / 1000 = 190,17 \text{ kN} \end{cases}$$

Koeficiente v enačbah (72) in (73) izračunamo po enačbah:

$$C_{Rd,c} = 0,12$$

$$d = h - a = 600 - 70 = 530 \text{ mm}$$

$$k = 1 + (200/d [\text{mm}])^{1/2} = 1 + (200/530)^{1/2} = 1,614 \leq 2,0 \quad (74)$$

$$\rho_{1(HS \text{ MODEL})} = \frac{A_{sI(HS)}}{b_w * d} = \frac{27,14 \text{ cm}^2}{100 \text{ cm} * 53 \text{ cm}} = 0,005121 \quad (75)$$

$$\rho_{1(HS \text{ MODEL})} = \frac{A_{sI(HSSMALL)}}{b_w * d} = \frac{15,20 \text{ cm}^2}{100 \text{ cm} * 53 \text{ cm}} = 0,002868 \quad (76)$$

$$f_{ck} = 25 \text{ MPa} (C25/30) \quad (77)$$

$$k_1 = 0,15$$

$$\sigma_{cp} = 0$$

$$v_{min} = 0,035 * k^{3/2} * f_{ck}^{1/2} = 0,035 * 1,614^{3/2} * 25^{1/2} = 0,3588 \quad (78)$$

Količino potrebne strižne armature na tekoči meter (A_{sw}) v diafragmi določimo iz razlike med obremenitvijo (Q_d) in vrednostjo prečne sile, ki jo prenese beton ($V_{Rd,c}$).

$$V_{Ed} (HS \text{ MODEL}) = Q_d - V_{Rd,c} = 307,8 \text{ kN} - 240,2 \text{ kN} = 67,6 \text{ kN} > 0 \quad (79)$$

$$V_{Ed} (HSSMALL \text{ MODEL}) = Q_d - V_{Rd,c} = 227,9 \text{ kN} - 198,0 \text{ kN} = 29,9 \text{ kN} > 0 \quad (80)$$

Iz enačb (79) in (80) sledi, da minimalna strižna armatura ne zadostuje za prevzem strižne obremenitve. Prečna stremenska armatura A_{sw} je računsko potrebna, ker je $Q_d > V_{Rd,c}$.

$$\frac{A_{sw}}{s} (HS \text{ MODEL}) = \frac{Q_d (HS \text{ MODEL})}{d * f_{yd}} = 0,134 \text{ cm}^2/\text{cm} = 13,4 \text{ cm}^2/\text{m} \quad (81)$$

$$\frac{A_{sw}}{s} (HSSMALL \text{ MODEL}) = \frac{Q_d (HSSMALL \text{ MODEL})}{d * f_{yd}} = 0,0989 \text{ cm}^2/\text{cm} = 9,9 \text{ cm}^2/\text{m} \quad (82)$$

Izberem 2-strižno streme:

HS model: $\Phi 14/20$ cm, $A_{s,dej} = 7,70$ cm²/m

HSSMALL model: $\Phi 12/20$ cm, $A_{s,dej} = 5,65$ cm²/m

7.2.3 Sidrna sila

Sidra so štiri pramenska nazivnega preseka 1,4 cm² (skupno 5,6 cm²) kvalitete $f_{py}/f_{pu} = 1570/1770$ MPa, dovoljena raven prednapetja po standardu je $0,6P_{tk} = 624$ kN. Maksimalna projektna sidrna sila $F_{s,d}$ (tabela 30) za oba modela je manjša od dovoljene ravni prednapetja 624 kN.

7.3 Prerez ob objektu

Največje projektne vrednosti sidrnih sil in obremenitev diafragme, ki jih je potrebno uporabiti za dimenzioniranje, da izračun MSN-kombinacija 1 (tabela 31).

Tabela 31: Projektne vrednosti sidrnih sil in obremenitev diafragme

Izračun		1,35 x S _{MSU} = 1,35 x S _{MSN} ; komb. 1		1 x S _{MSN} ; komb. 2	
Model		HS	HSSMALL	HS	HSSMALL
Sidrna sila F_{sd} (kN)		<u>622,4</u>	<u>571,1</u>	467	452
D I A F R A G M A	$M_{d,min}$ (kNm/m)	<u>-632,6</u>	<u>-312,6</u>	285,7	337,1
	$M_{d,max}$ (kNm/m)	<u>268,1</u>	<u>138,0</u>	198,6	102,2
	Q_d (kN/m)	<u>319,9</u>	<u>236,3</u>	175,0	171,1

7.3.1 Glavna armatura

7.3.1.1 Spodnja vzdolžna armatura

Potrebno količino armature določimo po enakem postopku kot za predhodna prereza.

$$k_d (HS \text{ MODEL}) = \frac{M_{Ed(HS \text{ MODEL})} * 100 \text{ kNcm}}{f_{cd} * d * b^2} = \frac{632,6 * 100 \text{ kNcm}}{1,67 \text{ kN/cm}^2 * 53 \text{ cm} * (100 \text{ cm})^2} = 0,07147 \quad (83)$$

$$k_d (HSSMALL \text{ MODEL}) = \frac{M_{Ed(HSSMALL \text{ MODEL})} * 100 \text{ kNcm}}{f_{cd} * d * b^2} = \frac{312,6 * 100 \text{ kNcm}}{1,67 \text{ kN/cm}^2 * 53 \text{ cm} * (100 \text{ cm})^2} = 0,0353 \quad (84)$$

Za HS model smo izbrali deformacijsko ravnino – $\epsilon_1 / \epsilon_s = 1,75 / 10,0$, kateri pripadata koeficienta za izračun potrebne količine armature, $k_d = 0,087$ in $k_s = 1,058$, za HSSMALL model pa deformacijsko

ravnino – $\varepsilon_1 / \varepsilon_s = 1,00 / 10,0$ s pripadajočima koeficientoma $k_d = 0,037$ in $k_s = 1,033$. Vzdolžna armatura A_s , potrebna za prevzem momentne obtežbe, znaša:

$$A_{s(HS\ MODEL)} = k_s \frac{M_{Ed(HS\ MODEL)}}{d * \sigma_s} = 1,058 \frac{632,6 * 100\ kNm}{53\ cm * 43,48\ kN/cm^2} = 29,05\ cm^2 \quad (85)$$

$$A_{s(HSSMALL\ MODEL)} = k_s \frac{M_{Ed(HSSMALL\ MODEL)}}{d * \sigma_s} = 1,033 \frac{312,6 * 100\ kNm}{53\ cm * 43,48\ kN/cm^2} = 14,02\ cm^2 \quad (86)$$

Izbrana armatura:

HS model: 6 Φ 25, $A_{s,dej} = 29,45\ cm^2$

HSSMALL model: 4 Φ 22, $A_{s,dej} = 15,20\ cm^2$

7.3.1.2 Zgornja vzdolžna armatura

Po enakem postopku kot za spodnjo armaturo določimo tudi zgornjo armaturo. V nadaljevanju so zato prikazani le vrednosti izbrane armature za oba prereza.

Izbrana armatura:

HS model: 5 Φ 18, $A_{s,dej} = 12,72\ cm^2$

HSSMALL model: 4 Φ 16, $A_{s,dej} = 8,04\ cm^2$

Dodatno je bila preverjena tudi nosilnost diafragme z upoštevanjem upogiba v programu GALA. Rezultati za oba modela so podani v prilogah E in F.

7.3.2 Stremenska armatura

Vrednost prečne sile, ki odpade na betonski prerez diafragme, preverimo po istem postopku kot za predhodna prereza.

$$V_{Rd,c} = \text{Max} \begin{cases} = [C_{Rd,c} * k * (100 * \rho_l * f_{ck})^{1/3} + k_1 * \sigma_{cp}] * b_w * d & (87) \\ = (v_{min} + k_1 * \sigma_{cp}) * b_w * d & (88) \end{cases}$$

$$V_{Rd,c(HS\ MODEL)} = \text{Max} \begin{cases} = [0,12 * 1,614 * (100 * 0,005557 * 25)^{1/3} + 0,15 * 0] * 1000 * \\ 530 / 1000 = \mathbf{246,8\ kN} \\ = (0,3588 + 0,15 * 0) * 1000 * 530 / 1000 = 190,17\ kN \end{cases}$$

$$V_{Rd,c(HSSMALL\ MODEL)} = \text{Max} \begin{cases} = [0,12 * 1,614 * (100 * 0,002868 * 25)^{1/3} + 0,15 * 0] * 1000 * \\ 530 / 1000 = \mathbf{198,0\ kN} \\ = (0,3588 + 0,15 * 0) * 1000 * 530 / 1000 = 190,17\ kN \end{cases}$$

Koeficiente v enačbah (87) in (88) izračunamo po enačbah:

$$C_{Rd,c} = 0,12$$

$$d = h - a = 600 - 70 = 530\ mm$$

$$k = 1 + (200/d [mm])^{1/2} = 1 + (200/530)^{1/2} = 1,614 \leq 2,0 \quad (89)$$

$$\rho_{1(HS\ MODEL)} = \frac{A_{s1(HS)}}{b_w * d} = \frac{29,45\ cm^2}{100\ cm * 53\ cm} = 0,005557 \quad (90)$$

$$\rho_{1(HSSMALL\ MODEL)} = \frac{A_{s1(HSSMALL)}}{b_w * d} = \frac{15,20\ cm^2}{100\ cm * 53\ cm} = 0,002868 \quad (91)$$

$$f_{ck} = 25\ MPa\ (C25/30) \quad (92)$$

$$k_1 = 0,15$$

$$\sigma_{cp} = 0$$

$$v_{min} = 0,035 * k^{3/2} * f_{ck}^{1/2} = 0,035 * 1,614^{3/2} * 25^{1/2} = 0,3588 \quad (93)$$

Količino potrebne strižne armature na tekoči meter (A_{sw}) v diafragmi določimo iz razlike med obremenitvijo (Q_d) in vrednostjo prečne sile, ki jo prenese beton ($V_{Rd,C}$).

$$V_{Ed(HS\ MODEL)} = Q_d - V_{Rd,C} = 319,9\ kN - 246,8\ kN = 73,1 > 0 \quad (94)$$

$$V_{Ed(HSSMALL\ MODEL)} = Q_d - V_{Rd,C} = 236,3\ kN - 198,0\ kN = 38,3 > 0 \quad (95)$$

Iz enačb (94) in (95) sledi, da minimalna strižna armatura ne zadostuje za prevzem strižne obremenitve. Prečna stremenska armatura A_{sw} je računsko potrebna, ker je $Q_d > V_{Rd,C}$.

$$\frac{A_{sw}}{S_{(HS\ MODEL)}} = \frac{Q_d(HS\ MODEL)}{d * f_{yd}} = 0,139\ cm^2/cm = 13,9\ cm^2/m \quad (96)$$

$$\frac{A_{sw}}{S_{(HSSMALL\ MODEL)}} = \frac{Q_d(HSSMALL\ MODEL)}{d * f_{yd}} = 0,1025\ cm^2/cm = 10,3\ cm^2/m \quad (97)$$

Izberem 2-strižno streme:

HS model: $\Phi 14/20\ cm$, $A_{s,dej} = 7,70\ cm^2/m$

HSSMALL model: $\Phi 12/20\ cm$, $A_{s,dej} = 5,65\ cm^2/m$

7.3.3 Sidrna sila

Sidra so štiri pramenska nazivnega preseka $1,4\ cm^2$ (skupno $5,6\ cm^2$) kvalitete $f_{py}/f_{pu} = 1570/1770$ MPa, dovoljena raven prednapetja po standardu je $0,6P_{tk} = 624\ kN$. Maksimalna projektna sidrna sila $F_{s,d}$ (tabela 31) za oba modela je manjša od dovoljene ravni prednapetja $624\ kN$.

7.4 Stroški armature

V tabeli 32 je na podlagi izračuna glavne vzdolžne in stremenske armature prikazana primerjava stroškov armiranja AB diafragme glede na izbrani materialni model HS in model HSSMALL. Cena prevoza, razkladanja na objektu, vgradnje, cena izkopa in cena betona je v obeh primerih enaka, spremeni se samo količina potrebne armature. Pri izračunu stroškov potrebne armature je upoštevana cena kilograma rebraste armature, s premerom večjim od 12 mm, 1,5 €.

Potrebno je poudariti, da je v izračunu upoštevana konstantna razporeditev armature po celotni dolžini diafragme. Za prerez ob železnici smo armaturo upoštevali na odseku dolžine 250 m, za prerez ob Tobačni ulici na odseku dolžine 85 m in za prerez ob objektu 9 na odseku dolžine 37 m.

Tabela 32: Izračun stroškov potrebne armature

Model	Prerez	Glavna armatura		Stremenska armatura		Armatura skupaj	Razlika	Razlika
		$A_s + A'_s$ [cm ² /m]	Masa [t]	A_{sw} [cm ² /m]	Masa [t]	Masa [t]	Masa [t]	Stroški [€]
HS	Ob železnici	36,2 + 8,1 (8Φ24 + 4Φ16)	147	13,28 (2 x Φ13/20 cm)	44	287	89	133500
	Ob Tobačni ulici	22,8 + 15,7 (6Φ22 + 5Φ20)	49	15,40 2 x Φ14/20 cm	18			
	Ob objektu 9	29,5 + 12,7 (6Φ25 + 5Φ18)	21	15,40 2 x Φ14/20 cm	8			
HSSMALL	Ob železnici	18,1 + 8,1 (4Φ24 + 4Φ16)	87	11,30 2 x Φ12/20 cm	38	198	89	133500
	Ob Tobačni ulici	15,2 + 8,1 (4Φ22 + 4Φ16)	35	11,30 2 x Φ12/20 cm	13			
	Ob objektu 9	15,2 + 8,1 (4Φ22 + 4Φ16)	19	11,30 2 x Φ12/20 cm	6			

Rezultati kažejo, da bi v primeru izračuna ob upoštevanju HSSMALL modela v primerjavi z modelom HS za vse tri prereze skupaj lahko prihranili na armaturi 133.500 € (tabela 32). Uporaba naprednejšega modela v geostatičnih izračunih zaščite gradbene jame, ki upošteva togost tal pri majhnih deformacijah, je torej smiselna in iz ekonomičnega vidika ugodnejša. Res pa je, da ne zagotavlja enakega nivoja računske varnosti, kot če za izračun uporabimo HS model, ki izkazuje za stanje mejnega stanja uporabnosti MSU precej večje obremenitve AB diafragme od izmerjenih.

8 ZAKLJUČEK

V diplomski nalogi so prikazane geostatične analize zaščitne konstrukcije na primeru gradbene jame Tobačna mesto s programskim orodjem Plaxis 2D. Zaščitna konstrukcija, debelostenska armiranobetonska diafragma štirikrat sidrana po višini s prednapetimi sidri, predstavlja konstrukcijo za katero so značilni majhni horizontalni pomiki. Vsi konstitutivni modeli, ki ne upoštevajo togosti tal pri majhnih deformacijah, tako ne morejo ustrezno opisati obnašanja tal oziroma pomikanja zaščitne konstrukcije.

Togost tal pri zelo majhnih deformacijah je zaradi številnih parametrov (velikost deformacije, poroznost, sferna napetost), ki vplivajo na njeno vrednost in zmanjšanje, težko določiti. Obstaja mnogo geotehničnih terenskih preiskav s katerimi posredno določimo togost, vendar imajo testi številne pomanjkljivosti, kot na primer prikaz le trenutnega stanja na terenu, draga oprema in težavna interpretacija pridobljenih podatkov. Alternativa tem preiskavam so nekatere laboratorijske preiskave, kot na primer resonančna preiskava in upogibni elementi (ang. bender elements).

Geostatične analize so bile izvedene za tri prereze (prerez ob železnici, prerez ob Tobačni ulici, prerez ob objektu 9) dvakrat, enkrat ob upoštevanju materialnega modela HS model ter drugič ob uporabi njegove razširjene verzije, ki upošteva togost tal pri majhnih deformacijah, HSSMALL model. Pri vseh treh prerezih so bile v času izgradnje diafragme v določenih lamelah vstavljene inklinometerske cevi, s katerimi so v različnih časovnih obdobjih med in po gradnji zaščitne konstrukcije opazovali horizontalne premike le te.

Iz rezultatov izvedenih računskih analiz za vse tri prereze ugotovimo, da upoštevanje majhnih deformacij ugodno vpliva na pomike in obremenitve v diafragmi. Maksimalni horizontalni premik diafragme je pri uporabi HS modela za približno 50% večji od izračuna ob upoštevanju majhnih deformacij. Podobno izračun brez upoštevanja togosti pri majhnih deformacijah izkaže večje vrednosti prečnih sil (približno 25%) in upogibnih momentov (od 40% do 50%) v konstrukciji.

Pri primerjavi izračunanih horizontalnih pomikov diafragme s HS in HSSMALL modelom za mejno stanje uporabnosti s premiki diafragme izmerjenimi z inklinometrom opazimo, da z uporabo HSSMALL modela lahko bolje ocenimo horizontalne pomike sidrane zaščitne konstrukcije kot z uporabo HS modela, kjer so računski premiki diafragme precenjeni. Za prerez ob železnici maksimalni horizontalni premik diafragme ob upoštevanju majhnih deformacij ($u_{h,max} = 1,39$ cm) za 32% presega vrednost maksimalnega premika konstrukcije izmerjenega na terenu z inklinometrom ($u_{h,max} = 1,05$ cm). Podobne ugotovitve izkažeta izračuna s HSSMALL modelom tudi za preostala dva prereza. Vrednost maksimalnega premika diafragme izmerjenega z inklinometrom za prerez ob Tobačni ulici ($u_{h,max} = 0,98$ cm) je za 48% manjši od vrednosti izračunanega maksimalnega horizontalnega premika konstrukcije ($u_{h,max} = 1,87$ cm). Za prerez ob objektu 9 je z inklinometrom izmerjeni premik konstrukcije ($u_{h,max} = 0,75$ cm) za 37% manjši od vrednosti izračunanega maksimalnega horizontalnega pomika ob upoštevanju majhnih deformacij ($u_{h,max} = 1,18$ cm).

Iz primerjave upogibnih momentov zaščitne konstrukcije izračunanih s HS in HSSMALL modelom z upogibnimi momenti določenimi po upogibni teoriji ob poznavanju inklinometerskih meritev odklona diafragme je razvidno, da so za vse tri prečne prereze upogibni momenti izračunani s HS modelom za mejno stanje uporabnosti precej večji kot upogibni momenti določeni po upogibni teoriji ob poznavanju horizontalnih pomikov diafragme. Presoja mejnega stanja uporabnosti ob upoštevanju majhnih deformacij v območju ekstremnih upogibnih momentov konstrukcije izkaže, kljub večjim izračunanim premikom diafragme od izmerjenih, nekoliko manjše upogibne momente. Zato z upoštevanjem HSSMALL modela pri MSU nismo nujno na varni strani. Razlog temu je večja dejanska ukrivljenost diafragme. V izračunu z upoštevanjem HSSMALL modela bi bilo potrebno spremeniti karakteristike zemljin, bodisi s povečanjem togosti sloja pod dnom gradbene jame ali s spremembo togosti posameznih plasti zemljin vzdolž diafragme, ter se tako približati dejanskemu stanju na terenu.

Ker so za dimenzioniranje diafragme in izračun armature potrebne projektne vrednosti notranjih sil, smo upogibne momente izračunane iz enačbe upogibnice primerjali še s projektnimi vrednostmi notranjih sil HSSMALL modela. Največje projektne vrednosti obremenitev za dimenzioniranje diafragme da za vse tri prereze izračun MSN-kombinacija 1. Upogibni momenti v diafragmi izračunani iz enačbe upogibnice za stanje MSU so nekaj manjši kot so projektne vrednosti upogibnih momentov HSSMALL modela. To pomeni, da bi bili pri dimenzioniranju AB diafragme še na varni strani tudi s HSSMALL modelom, je pa nivo varnosti glede na vrednosti upogibnih momentov v diafragmi, ki so izračunani iz enačbe upogibnice, za stanje MSU, manjši od s standardi zahtevanega.

Izračuni potrebne armature za vse tri prereze pokažejo, da v primeru upoštevanja HSSMALL modela privarčujemo približno 19 cm²/m glavne vzdolžne armature in 4 cm²/m stremenske armature. Torej uporaba HSSMALL modela, ki upošteva togost pri majhnih deformacij, omogoča bolj ekonomično gradnjo.

V primerih, ko je za presojno ustreznosti projektne rešitve ključen kriterij mejnega stanja uporabnosti (premiki) je priporočljiva uporaba materialnih modelov, ki upoštevajo togost pri majhnih deformacijah in njegovo zmanjšanje. Pri tem je potrebno poudariti, da izračuni, ki temeljijo na nepopolnih podatkih (odsotnost meritev togosti pri majhnih deformacijah oziroma določitev togosti na podlagi empiričnih enačb) v splošnem veljajo za nesprejemljive, zato je potrebno podatke o togosti pridobiti z ustreznimi geotehničnimi preiskavami (na primer preiskave s seizmičnim dilatometrom SDMT).

Na podlagi primerjave rezultatov računskih analiz opravljenih s programom Plaxis in meritvami z inklinometri lahko zaključimo, da so pomiki ter obremenitve zaščitne konstrukcije določeni s HS modelom precenjeni, medtem ko smo lahko z uporabo HSSMALL modela bližje izmerjenim vrednostim na terenu ter tako bolj realno opišemo obnašanje konstrukcije, a le v primeru upoštevanja ustreznih materialnih parametrov zemljin ali kamnin.

VIRI

Alashki, I. 2010. Računalniški program Gala Reinforcement 4.1e®©, Alashki.e.c Group, Sofija, Bulgarija.

<http://www.alashki.com/software.htm> (Pridobljeno 14. 4. 2015.)

Alpan, I. 1970. The geotechnical properties of soils. *Earth-Science Reviews* 6: p. 5-49.

Anderson, D. G., Stokoe, K. H. 1978. Shear modulus: A time-dependent soil property. V: *Dynamic Geotechnical Testing*. Wheeler, J. B.(ur.), Hoersch, H. M. (ur.), McGlinchey, E. J. (ur.), Mahy H. (ur.) ASTM Special Technical Publication 654: 66-90.

ARSO. 2015. Karta potresne nevarnosti Slovenije – projektni pospešek tal, Uprava RS za geofiziko. http://www.arso.gov.si/potresi/potresna%20nevarnost/projektني_pospesek_tal.jpg (Pridobljeno 10. 6. 2015.)

Asslan, M. 2008. Factora Influencing Small Strain Stiffness of Soil and its Determination. Term paper. Weimer, Bauhaus–Universität Weimar, Fakultät Bauingenieurwesen: 70 p.

<https://e-pub.uni-weimar.de/opus4/files/1587/Asslan's+Term+Paper.pdf> (Pridobljeno 4. 4.2015.)

Atkinson, J.H. 2000. 40th Rankine Lecture: Non-linear stiffness in routine design. *Geotechnique* 50, 5: 487-508.

Baldi, G., Bellotti, R., Ghionna, V.N., Jamiolkowski, M., Lo Presti D.C.F. 1989. Modulus of sands from cpt's and dmt's. V: *Proceedings of the 12th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering in Rio de Janeiro, Brazil, August 13-18, 1989.*(Vol. 1). Rotterdam, Balkema: p. 165-170.

Beg, D. (ur.), Pogačnik, A. (ur.) 2009. Priročnik za projektiranje konstrukcij po Evrokod standardih. Ljubljana, Inženirska zbornica Slovenije: 1077 str.

Benz, T. 2007. Small-Strain Stiffness of Soils and its Numerical Consequences. Ph.D. Thesis. Stuttgart, Institut für Geotechnik der Universität Stuttgart: 193 p.

http://www.uni-stuttgart.de/igs/content/publications/IGS_Dissertationen/Diss_Benz.pdf (Pridobljeno 5. 1.2015.)

Biarez, J. Hicher, P.-Y. 1994. *Elementary Mechanics of Soil Behaviour*. Rotterdam, Balkema: 208 p.

Brinkgreve, R.B.J., Engin, E., Swolfs, W.M. 2012. *Plaxis 2D, Finite element code for soil and rock analyses, users manual*. Rotterdam. Delft University of Technology & PLAXIS b. v.: str. 65-91.

<http://www.plaxis.nl/files/files/2D-3-Material-Models.pdf> (Pridobljeno 5. 1.2015.)

ZAG. 2015. Dinamični torzijski strižni aparat. Ljubljana, Zavod za gradbeništvo Slovenije, Odsek za geotehniko.

<http://www.zag.si/si/oprema/179174dbef0e2057da6ac0316c5f0273> (Pridobljeno 26. 7. 2015.)

Dyvik, R., Madshus, C. 1985. Laboratory measurement of Gmax using bender elements. V: Khosla V. (ur.). Advances in the Art of Testing Soils under Cyclic Conditions : proceedings of the ASCE Annual Convention:, Detroit, Michigan, United States, October 24, 1985. New York, American Society of Civil Engineers: p. 186-196.

Elea iC, projektiranje in svetovanje d.o.o.. 2012. Varovanje gradbene jame Tobačna mesto. Načrt gradbenih konstrukcij št. 815064. Ljubljana.

Elementi digitalnega biaksialnega MEMS inklinometra - RST INSTRUMENTS

<http://www.rstinstruments.com/PDFs/Digital%20MEMS%20Inclinometer%20System%20ICB0021X.pdf> (Pridobljeno 15. 3.2015.)

Fernandez, A.L., Santamarina, J.C. 2001. Effect of cementation on the small-strain parameters of sands. Canadian Geotechnical Journal 38, 1: 191-199.

Crnković, D., Močiler, Z. Petelin, G. 2011. Poročilo o meritvah inklinacij na objektu TOBAČNA MESTO v Ljubljani. Ljubljana, Geoinvest d.o.o.: 4 str.

Fioravante, V. 2000. Anisotropy of small-strain stiffness of Ticino and Kenya sands from seismic wave propagation measured in triaxial testing. Soils and Foundations 40, 4: 129-142.

Hardin, B. O. 1978. The nature of stress-strain behavior for soils. V: Earthquake Engineering and Soil Dynamics 1 : proceedings of the ASCE Geotechnical Division Specialty Conference, Pasadena, California, June 19-21, 1978. New York, American Society of Civil Engineers: p. 3-90.

Hardin, B.O., Black, W.L. 1968. Vibration modulus of normally consolidated clays. Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division 94, 2: 353-369.

Hardin, B.O., Black, W.L. 1969. Closure to vibration modulus of normally consolidated clays. Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division 95, 6: 1531-1537.

Hardin, B.O., Drnevich, V.P. 1972. Shear modulus and damping in soils: Design equations and curves. Journal of the Soil Mechanics and Foundation Division 98, 7: 667-692.

Hardin, B.O., Drnevich, V.P. 1972. Shear modulus and damping in soils: Design equations and curves. Journal of the Soil Mechanics and Foundation Division 98, 6: 603-624.

Hardin, B.O., Richart, F.E. 1963. Elastic wave velocities in granular soils. *Journal of the Soil Mechanics and Foundation Division* 89, 1: 33-65.

Hicher, P.-Y. 1996. Elastic properties of soils. *Journal of Geotechnical Engineering* 122, 8: 641-648.

Hsu, C-C. Vučetić, M. 2002. Dynamic and cyclic behavior of soils over a wide range of shear strains in NGI-type simple shear testing device. UCLA Research Report ENG-02-228. Los Angeles, University of California, Civil and Environmental Engineering Department.

Idriss, I. M., Dobry, R., Doyle, E. H., Singh, R. D. 1976. Behavior of soft clays under earthquake loading conditions. V: *Proceedings of the Eighth Annual Offshore Technology Conference*, Houston, Texas, May 3-6, 1976.: p. 605-616.

Ishihara, K. 1986. Evaluation of soil properties for use in earthquake response analysis. V: Dingar, R. (ur.), Studer, J. A. (ur.). *Geomechanical Modelling in Engineering Practice*, Rotterdam, Balkema: 241-275.

Ishihara, K. 1996. *Soil Behaviour in Earthquake Geotechnics*. Oxford Engineering Science Series 46. Oxford, Clarendon Press: 350 p.

Iwasaki, T., Tatsuoka, F. 1977. Effects of grain size and grading on dynamic shear moduli of sands. *Soils and Foundations* 17, 3: 19-35.

Jovičić, V. 2003. Meritve in interpretacija togosti tal pri majhnih deformacijah. V: Logar, J. (ur), Gaberc, A. (ur). *Zbornik Šukljetovih dnevov*. 4. Šukljetovi dnevi, Portorož, 2003.: str. 55-77.
<http://www.sloged.si/wp-content/uploads/zborniki%20sukljetovih%20dnevov/4/3.pdf> (Pridobljeno 4. 4. 2015.)

Kim, T. C., Novak, M. 1981. Dynamic properties of some cohesive soils of Ontario. *Canadian Geotechnical Journal* 18, 3: 371-389.

Kokusho, T., Yoshida, Y., Esashi, Y. 1982. Dynamic properties of soft clay for wide strain range. *Soils and Foundations* 22, 4: 1-18.

Kondner, R.L., Zelasko, J.S. 1963. A hyperbolic stress-strain formulation for sands. V: *Proceedings of The second Pan-American Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering in Brazil*, July, 1963. (Vol.1): p. 289-394.

Lade, P.V., Abelev, V. 2005. Characterization of cross-anisotropic soil deposits from isotropic compression tests. *Soils and Foundations* 45, 5: 89-102.

Larsson, R., Mulabdić, M. 1991. Piezocone tests in clay. Technical Report 42. Linköping, Swedish Geotechnical Institute.

Likar, B. 2010. Napetostno deformacijska stanja v peščenih materialih. Diplomaska naloga. Ljubljana, Univerza v Ljubljani, Fakulteta za gradbeništvo in geodezijo: 93 str..

http://drugg.fgg.uni-lj.si/676/1/GRU_3109_Likar.pdf (Pridobljeno 5. 4. 2015.)

Likar, B., Bizjak, K. 2012. Meritve deformacijsko trdnostnih parametrov zemljin za odlagališče radioaktivnih odpadkov. Razprave 6. posvetovanja slovenskih geoteknikov, Lipica, 2012.: str. 209-222.

<http://www.sloged.si/wp-content/uploads/Razprave%206.%20posvetovanja/3.4.pdf> (Pridobljeno 16. 5.2015.)

Lings, M.L., Greening, P.D. 2001. A novel bender extender element for soil testing. Geotechnique 51, 8: 713-717.

Lo Presti, D.C.F. Jamiolkowski, M. 1998. Discussion: Estimate of elastic shear modulus in Holocene soil deposits. Soils and Foundations 38, 1: 263-265.

Lo Presti, D.C.F., Pallara, O., Lancellotta, R., Armandi, M., Maniscalco, R. 1993. Monotonic and cyclic loading behaviour of two sands at small strains. ASTM Geotechnical Testing Journal 16, 4: 409-424.

Logar, J. 2015. Terenske preiskave. Ljubljana, Univerza v Ljubljani, Fakulteta za gradbeništvo in geodezijo, Odd za gradbeništvo, Katedra za mehaniko tal, str. 17-28.

<http://www.fgg.uni-lj.si/kmtal-gradiva/Gradiva%20za%20vec%20predmetov/Skripta%20Janko%20TERENSKE%20PREISKAVE.pdf> (Pridobljeno 17. 2. 2015.)

Logar, J. 2015. Sidranje konstrukcij. Skripta. Ljubljana, Univerza v Ljubljani, Fakulteta za gradbeništvo in geodezijo, Odd za gradbeništvo, Katedra za mehaniko tal, str. 2.

<http://www.fgg.uni-lj.si/kmtal-gradiva/Gradiva%20za%20vec%20predmetov/Skripta%20Janko%20Logar/sidranje%20konstrukcij.pdf> (Pridobljeno 9. 3. 2015.)

Luna, R., Jadi H. 2000. Determination of Dynamic Soil Properties Using Geophysical Methods. V: Proceedings of the First International Conference on the Application of Geophysical and NDT Methodologies to Transportation Facilities and Infrastructure - Geophysics 2000, St. Louis, Missouri, December 11-15, 2000. (Paper No. 3-1). Saint Louis, Federal Highway Administration.: 15 str.

http://transportation.mst.edu/media/research/transportation/documents/dynam_soil.pdf (Pridobljeno 16. 1.2015.)

Lunne, T., Robertson, P.K., Powll, J.J.M. 1997. Cone Penetration Testing in Geotechnical Practice. London, E & FN Spon: 352 p.

Majes, B. 2015. Fundiranje I. Ljubljana, Univerza v Ljubljani, Fakulteta za gradbeništvo in geodezijo: str. 73-74.

<http://www.fgg.uni-lj.si/kmtal-gradiva/GR-UNI/F1/gradbena%20jama.pdf> (Pridobljeno 12. 2. 2015.)

Marcuson, W. F., Wahls, H. E. 1972. Time effects on the dynamic shear modulus of clays. Journal of Soil Mechanics and Foundation Division 98, 12: 1359-1373.

Masing, G. 1926. Eigenspannungen und Verfestigung beim Messing. V: Proceedings of the second International Congress for Applied Mechanics in Zurich, Switzerland, September 12-17, 1926.: p. 332-335.

Matsui, T., Ohara, H., Ito, T. 1980. Cyclic stress-strain history and shear characteristics of clay. Journal of The Geotechnical Engineering Division 106, 10: 1101-1120.

Mayne P.W., Rix, G.J. 1993. Gmax – qc relationship for clays. Geotechnical Testing Journal 16, 1: 54-60.

Monaco, P., Marchetti, S., 2007. Evaluating liquefaction potential by seismic dilatometer (SDMT) accounting for aging/stress history. V: Proceedings of the 4th International Conference on Earthquake Geotechnical Engineering in Thessaloniki, Greece, June 25-28, 2007. (Paper No. 1626): 12p.

<http://www.marchetti-dmt.it/pdf/files/monaco%2007%20Thessaloniki%20Liquef-aging%20SDMT.pdf> (Pridobljeno 13. 8. 2015.)

Ohaski, Y., Iwasaki, R. 1973. On dynamic shear moduli and Poisson's ratio of soil deposits. Soils and Foundations 13, 4: 61-73.

PLAXIS. 2D AE. 2014. Plaxis bv.

Potts D. M.; Zdravković L. 2001. Finite element analysis in geotechnical engineering – Application. London, Thomas Telford.

Pulko, B., Robas, A. 2012. Seizmični dilatometer v Sloveniji in njegova uporaba v praksi. Razprave 6. posvetovanja slovenskih geoteknikov, Lipica, 2012.: 157-170.

<http://www.sloged.si/wp-content/uploads/Razprave%206.%20posvetovanja/2.3.pdf> (Pridobljeno 29. 7. 2015.)

Richart, F. E. 1975. Some effects of dynamic soil properties on soil-structure interaction. Journal of The Geotechnical. Engineering. Division 101, GT12: 1193-1240.

Richart, F. E., Woods, R. D., Hall, J. R. Jr. 1970. Vibrations of soils and foundation. V: Newmark, N. M. (ur.), Hall, W. J. (ur.). Prentice-Hall International Series in Theoretical and Applied Mechanics, Englewood Cliffs, New Jersey, Prentice-Hall: 412 p.

Robertson, P.K., Campanella, R.G., Gillespie D., Rice, A. 1985. Seismic CPT to measure in-situ shear wave velocity. V: Woods, R. D. (ur.). Measurement and Use of Shear Wave Velocity for Evaluating Dynamic Soil Properties, New York, American Society of Civil Engineers: p. 18-34.

Rogač, R., Saje, F., Lozej, M. 2005. Ponatis 1 izvoda. Priročnik za dimenzioniranje armiranobetonskih konstrukcij po metodi mejnih stanj. Ljubljana, Univerza v Ljubljani, Fakulteta za gradbeništvo in geodezijo, Komisija za tisk.

Romo, M. P., Jaime, A. 1986. Dynamic characteristics of some clays of the Mexico Valley and seismic response of the ground. Technical Report. Mexico City, Instituto de Ingenieria.

Rowe, P.W. 1962. The stress-dilatancy relation for static equilibrium of an assembly of particles in contact. Proceedings of the Royal Society of London A: Mathematical, Physical and Engineering Sciences 269, 1339: 500-527.

DOI: 10.1098/rspa.1962.0193

Santos, J.A., Correia, A.G. 2001. Reference threshold shear strain of soil. Its application to obtain a unique strain-dependant shear modulus curve for soil. V: PCOT ICSMGE (ur.). Proceedings of the 15th International Conference On Soil Mechanics and Geotechnical Engineering, Istanbul, Turkey, August 27-31, 2001.(Volume 1). Lisse, A. A. Balkema: p. 267-270.

Schanz, T., Vermeer, P.A., Bonnier, P.G., 1999. The Hardening Soil Model: Formulation and verification. 1. International Plaxis Symposium 'Beyond 2000 in Computational Geotechnics'. Amsterdam, March 18-20, 1999.: 1-16

<http://www.uni-stuttgart.de/igs/content/publications/40.pdf> (Pridobljeno 6. 6. 2015.)

Schultheiss, P.J. 1982. Influence of packing structure on seismic wave velocities in sediments. Ph.D. Thesis. Swansea, Swansea University, University College of Swansea.

Seed, H.B., Idriss, I.M. 1970. Soil moduli and damping factors for dynamic response analysis. Report EERC 70-10. Berkeley, California, University of California, Earthquake Engineering Research Center.

Shibuya, S., Mitachi, T., Yamashita, S. Tanaka, H. 1995. Effects of sample disturbance on G_{max} of soils-A case study. V: Proceedings of the First International Conference on Earthquake Geotechnical Engineering, Tokyo, Japan, November 14-16, 1995. Rotterdam, Balkema: p. 77-82.

Shirley, D.J., Hampton, L.D. 1977. Shear wave measurements in laboratory sediments. Journal of the Acoustical Society of America 63, 2: 607-613.

Simpson, B. 1992. Thirty-second Rankine Lecture: Retaining Structures: displacement and design. *Geotechnique* 42, 4: 541-576.

Shematski prikaz dilatometerskega preiskusa

<http://www.marchetti-dmt.it/> (Pridobljeno 3. 4. 2015.)

Skejić A. 2015. Nerazorna ispitivanja u geotehnici. Seminarski rad.

[http://www.geotehnika.info/Geofizicke Metode U Geotehnici.pdf](http://www.geotehnika.info/Geofizicke_Metode_U_Geotehnici.pdf) (Pridobljeno 15. 1. 2015.)

Stokoe K.H., Darendeli, M.B., Gilbert, R.B., Menq, F.-Y., Choi, W.K. 2004. Development of a new family of normalized modulus reduction and material damping curves. Proceedings of the International Workshop on Uncertainties in Nonlinear Soil Properties and their Impact on Modeling Dynamics Soil Response, University of California, Berkeley, March 18-19, 2004.

Tobačna mesto. 2015.

<http://www.skyscrapercity.com/showthread.php?t=1130607> (Pridobljeno 1. 4. 2015.)

Toki, S., Shibuya, S., Yamashita, S. 1995. Standardization of laboratory test methods to determine the cycle deformation properties of geomaterials in Japan. V: Shibuya, S (ur.), Mitachi, T. (ur.), Miura, S. (ur.). Pre-failure Deformations of Geomaterials : proceedings of the international symposium, Sapporo, Japan, September 12-14, 1994. Rotterdam, Balkema: p. 741-784.

Venturini, S. 2007. Geotehnično poročilo o izvršenih raziskavah, o temeljenju objekta in o zaščiti gradbene jame. Komplex Tobačna Ljubljana. Poročilo št. 2237/2007. Ljubljana, INI d.o.o.

Vermeer, P.A. 1978. A Double Hardening Model for Sand. *Geotechnique* 28, 4: 413-433.

Viggiani, G., Atkinson, J.H. 1995. Stiffness of fine grained soils at very small strains. *Geotechnique* 42, 2: 249-265.

Vukadin, V. 2007. Modeliranje obnašanja mehkih kamnin in trdnih zemljin. V: Gaberc, A. (ur), Kuder, S. (ur). Zbornik Šukljetovih dnevov. 8. Šukljetovi dnevi, Strunjan, 2007.: 45-66.

<http://www.sloged.si/wp-content/uploads/zborniki%20sukljetovih%20dnevov/8/3.pdf> (Pridobljeno 10. 10. 2014.)

Vučetić, M. 1988. Normalized behavior of offshore clay under uniform cyclic loading. *Canadian Geotechnical Journal* 25, 1: 33-42.

Vučetić, M., Dobry, R. 1988. Degradation of marine clays under cyclic loading. *Journal of Geotechnical Engineering* 114, 2: 133-149.

Vučetić, M., Dobry, R. 1991. Effect of soil plasticity on cyclic response. *Journal of Geotechnical Engineering* 117, 1: 89-107.

Zdravković, I., Jardine, R.J. 1997. Some anisotropic stiffness characteristics of a silt under general stress conditions. *Geotechnique* 47, 3: 407-437.

Zhang, J., Andrus, R., Hsein Juang, C. 2005. Normalized Shear Modulus and Material Damping Ratio Relationship. *Journal of geotechnical and geoenvironmental engineering* 131. 4: 453-464.


<http://classes.engr.oregonstate.edu/cce/winter2011/ce570-001/Homeworks/Homework%20%236/2005%20Zhang%20et%20al%20-%20Normalized%20Shear%20Modulus%20and%20Damping.pdf> (Pridobljeno 4. 4. 2015.)

Whittle, A. J., Hashash, Y. M. A. 1994. Soil modeling and prediction of deep excavation behaviour. V: Shibuya, S (ur.), Mitachi, T. (ur.), Miura, S. (ur.). *Pre-failure Deformation of Geomaterials : proceedings of the international symposium, Sapporo, Japan, September 12-14, 1994.* Rotterdam, Balkema: p. 589-594.

SEZNAM PRILOG

PRILOGA A. Izračun nosilnosti diafragme z upoštevanjem upogiba v programu GALA za prerez ob železnici (HS).....	A1
PRILOGA B. Izračun nosilnosti diafragme z upoštevanjem upogiba v programu GALA za prerez ob železnici (HSSMALL)	B1
PRILOGA C. Izračun nosilnosti diafragme z upoštevanjem upogiba v programu GALA za prerez ob Tobačni ulici (HS).....	C1
PRILOGA D. Izračun nosilnosti diafragme z upoštevanjem upogiba v programu GALA za prerez ob Tobačni ulici (HSSMALL)	D1
PRILOGA E. Izračun nosilnosti diafragme z upoštevanjem upogiba v programu GALA za prerez ob objektu 9 (HS).....	E1
PRILOGA F. Izračun nosilnosti diafragme z upoštevanjem upogiba v programu GALA za prerez ob objektu 9 (HSSMALL)	F1

PRILOGA A. Izračun nosilnosti diafragme z upoštevanjem upogiba v programu GALA za prerez ob železnici (HS)



GaLa Reinforcement[®]
PROFESSIONAL

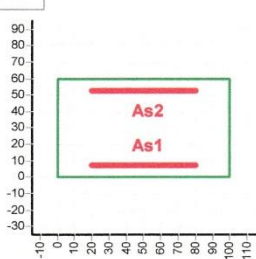
Version 4.1 © 2002
www.alashki.com

General

Design code: Eurocode 2
Analysis: Design section

Loads: N, Mx
N>0 is compression !

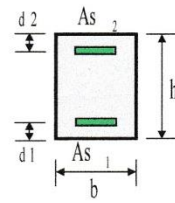
Section



Data [cm]

b = 100
h = 60

d1 = 7
d2 = 7



Materials

Concrete: C25/30	Reinforcing steel: S500
SSR: Rectangular	SSR: Standard
f _{ck} = 25.00 MPa	f _{yk} = 500.00 MPa
E _c = 30000.00 MPa	E _s = 210000.00 MPa
ε _{cu} = -3.500 o/oo	ε _{su} = 10.000 o/oo

Factors

Concrete:	γ _c = 1.28	γ _c = 1,50
Steel:	γ _s = 1.15	

Reinforcement

Unsymmetric:

As1, As2 ratio: As1 + As2 = min

Loads

Load	N [kN]	Mx [kNm]
L1	0	-714.7
L2	0	167.1

Solve data

II order moments: No

Results

	Area [cm ²]
As2	7.22
As1	33.76
Total reinf. area:	As _{tot} = 40.98 cm ²
Reinf. ratio:	0.68 %

**GaLa Reinforcement**[®]
PROFESSIONALVersion 4.1 © 2002
www.alashki.com**Section properties**

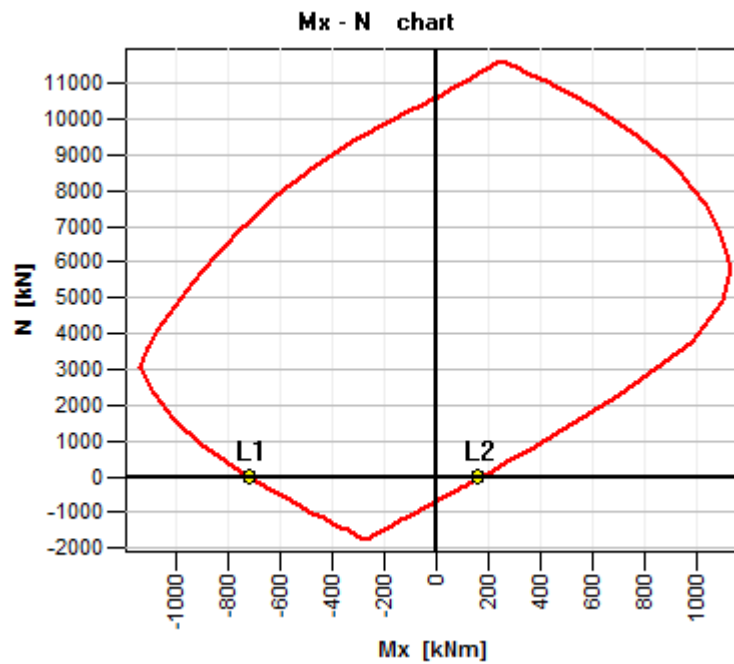
Reinforcement :

 $A_{s, tot} = 40.98 \text{ cm}^2$


Concrete section:

 $A_c = 6000.00 \text{ cm}^2$ $I_{c, x} = 1800000.00 \text{ cm}^4$

R/C section:

 $A_{red} = 6245.90 \text{ cm}^2$ $I_{red, x} = 1930082.04 \text{ cm}^4$ $r_x = 17.58 \text{ cm}$ 

PRILOGA B. Izračun nosilnosti diafragme z upoštevanjem upogiba v programu GALA za prerez ob železnici (HSSMALL)



GaLa Reinforcement®
PROFESSIONAL

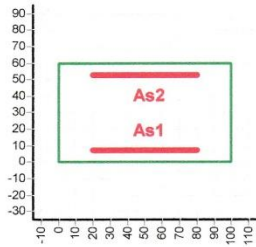
Version 4.1 © 2002
www.alashki.com

General

Design code: Eurocode 2
Analysis: Design section

Loads: N, Mx
N>0 is compression!

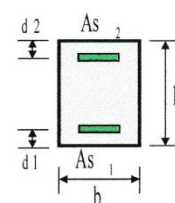
Section



Data [cm]

b = 100
h = 60

d1 = 7
d2 = 7



Materials

Concrete: C25/30
SSR: Rectangular

$f_{ck} = 25.00 \text{ MPa}$
 $E_c = 30000.00 \text{ MPa}$
 $\epsilon_{cu} = -3.500 \text{ o/oo}$

Reinforcing steel: S500
SSR: Standard

$f_{yk} = 500.00 \text{ MPa}$
 $E_s = 210000.00 \text{ MPa}$
 $\epsilon_{su} = 10.000 \text{ o/oo}$

Factors

Concrete: $\gamma_{c} = 1.28$ // $\gamma_{c} = 1.50$
Steel: $\gamma_{s} = 1.15$

Reinforcement

Unsymmetric:
As1, As2 ratio: $As1 + As2 = min$

Loads

Load	N [kN]	Mx [kNm]
L1	0	-492.0
L2	0	315.5

Solve data

Order moments: No

Results

	Area [cm ²]
As2	14.00
As1	23.01
Total reinf. area:	As_tot = 37.01 cm²
Reinf. ratio:	0.62 %

**GaLa Reinforcement**[®]
PROFESSIONALVersion 4.1 © 2002
www.alashki.com**Section properties**

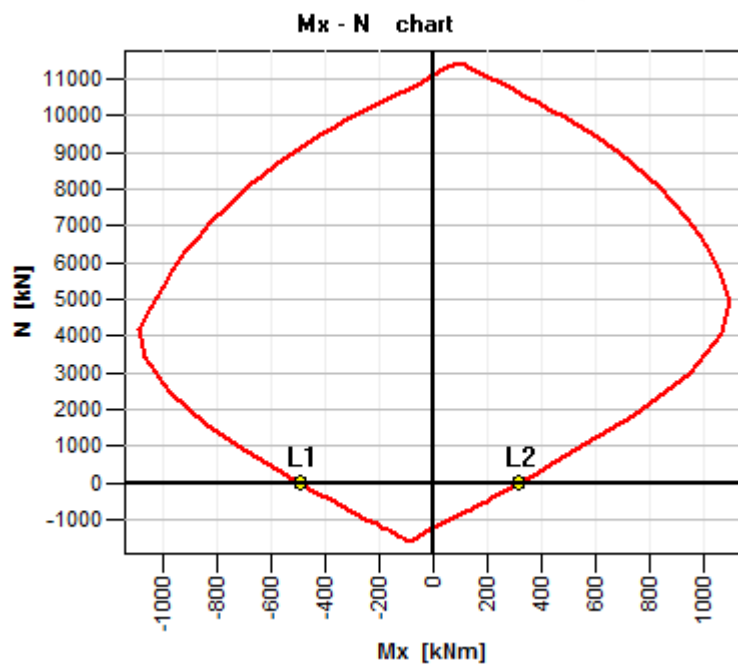
Reinforcement :

 $A_{s, tot} = 37.01 \text{ cm}^2$


Concrete section:

 $A_c = 6000.00 \text{ cm}^2$ $I_{c, x} = 1800000.00 \text{ cm}^4$

R/C section:

 $A_{red} = 6222.07 \text{ cm}^2$ $I_{red, x} = 1917476.14 \text{ cm}^4$ $r_x = 17.55 \text{ cm}$ 

PRILOGA C. Izračun nosilnosti diafragme z upoštevanjem upogiba v programu GALA za prerez ob Tobačni ulici (HS)



GaLa Reinforcement[®]
PROFESSIONAL

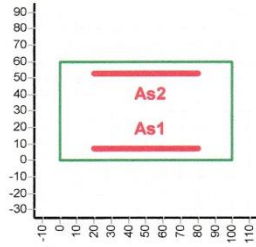
Version 4.1 © 2002
 www.alashki.com

General

Desi gn code: Eurocode 2
 Anal ysi s: Desi gn sect i on

Loads: N, Mx
 N>0 is compression !

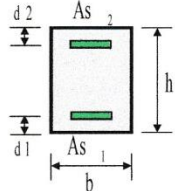
Section



Data [cm]

b = 100
h = 60

d1 = 7
d2 = 7



Materials

Concret e: C25/ 30
 SSR: Rect angl ar

f_{ck} = 25.00 MPa
 E_c = 30000.00 MPa
 e_{cu} = - 3. 500 o/ oo

Rei nfo rci ng steel : S500
 SSR: St and ar d

f_{yk} = 500.00 MPa
 E_s = 210000.00 MPa
 e_{su} = 10.000 o/ oo

Factors

Concret e: gama_c = 1.28 //
 Steel : gama_s = 1.15

gama_c = 1,50

Reinforcement

Unsymmet r i c:

As1, As2 ratio: As1 + As2 = m i n

Loads

Load	N [kN]	Mx [kNm]
L1	0	- 632. 6
L2	0	268. 1

Solve data

I l l o r d e r m o m e n t s: No

Results

	Area [cm ²]
As2	11. 67
As1	29. 95
Total rei n f . area:	As_t o t = 41. 62 cm²
Rei n f . r a t i o:	0. 69 %

**GaLa Reinforcement**[®]
PROFESSIONALVersion 4.1 © 2002
www.alashki.com**Section properties**

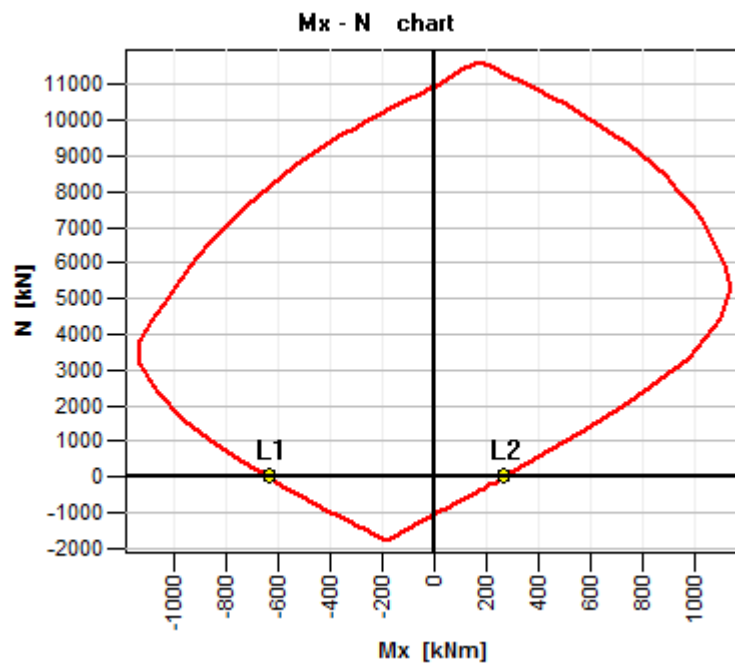
Reinforcement :

 $A_{s, tot} = 41.62 \text{ cm}^2$


Concrete section:

 $A_c = 6000.00 \text{ cm}^2$ $I_{c, x} = 1800000.00 \text{ cm}^4$

R/C section:

 $A_{red} = 6249.72 \text{ cm}^2$ $I_{red, x} = 1932101.92 \text{ cm}^4$ $r_x = 17.58 \text{ cm}$ 

PRILOGA D. Izračun nosilnosti diafragme z upoštevanjem upogiba v programu GALA za prerez ob Tobačni ulici (HSSMALL)



GaLa Reinforcement[®]
PROFESSIONAL

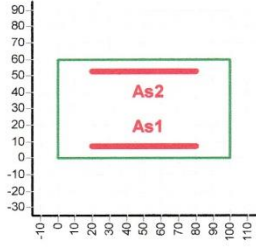
Version 4.1 © 2002
www.alashki.com

General

Design code: Eurocode 2
Analysis: Design section

Loads: N, Mx
N>0 is compression!

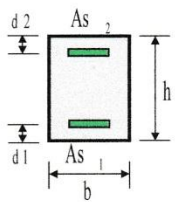
Section



Data [cm]

b = 100
h = 60

d1 = 7
d2 = 7



Materials

Concrete: C25/30
SSR: Rectangular

$f_{ck} = 25.00 \text{ MPa}$
 $E_c = 30000.00 \text{ MPa}$
 $\alpha_{ec} = -3.500 \text{ o/oo}$

Reinforcing steel: S500
SSR: Standard

$f_{yk} = 500.00 \text{ MPa}$
 $E_s = 210000.00 \text{ MPa}$
 $\alpha_{es} = 10.000 \text{ o/oo}$

Factors

Concrete: $\gamma_{c} = 1.28$ // $\gamma_{c} = 1.50$
Steel: $\gamma_{s} = 1.15$

Reinforcement

Unsymmetric:

As1, As2 ratio: $As1 + As2 = \min$

Loads

Load	N [kN]	Mx [kNm]
L1	0	-367.1
L2	0	136.4

Solve data

Order moments: No

Results

	Area [cm ²]
As2	7.21
As1	16.56
Total reinf. area:	As _{tot} = 23.78 cm ²
Reinf. ratio:	0.40 %

8/18/2015

page 1

**GaLa Reinforcement**[®]
PROFESSIONALVersion 4.1 © 2002
www.alashki.com**Section properties**

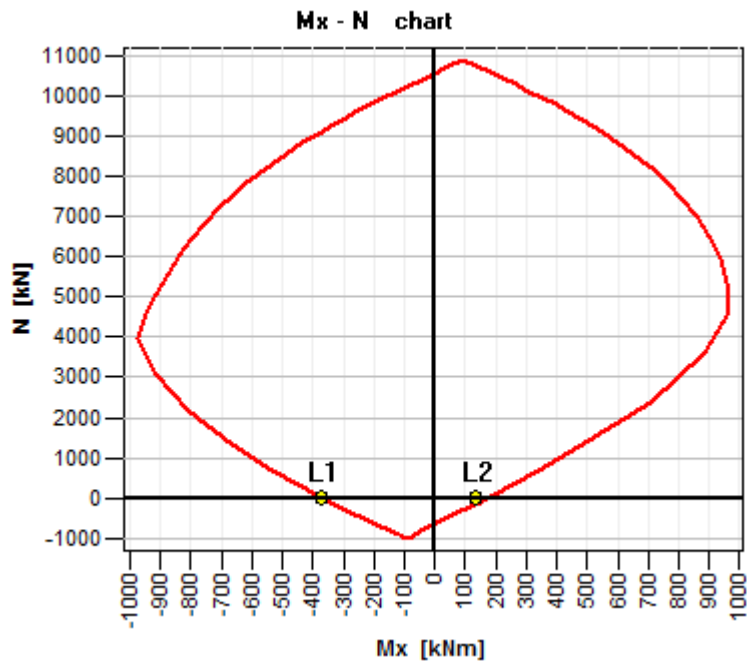
Reinforcement :

 $A_{s, tot} = 23.78 \text{ cm}^2$


Concrete section:

 $A_c = 6000.00 \text{ cm}^2$ $I_{c, x} = 1800000.00 \text{ cm}^4$

R/C section:

 $A_{red} = 6142.67 \text{ cm}^2$ $I_{red, x} = 1875473.88 \text{ cm}^4$ $r_x = 17.47 \text{ cm}$ 

PRILOGA E. Izračun nosilnosti diafragme z upoštevanjem upogiba v programu GALA za prerez ob objektu 9 (HS)



GaLa Reinforcement[®]
 PROFESSIONAL

Version 4.1 © 2002
 www.alashki.com

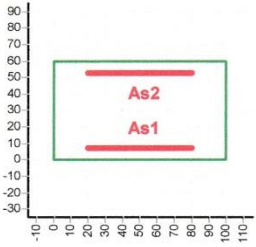
General

Design code: Eurocode 2
 Analysis: Design section

Loads: N, Mx

N>0 is compression!

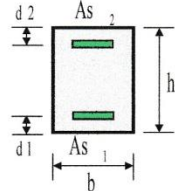
Section



Data [cm]

b = 100
h = 60

d1 = 7
d2 = 7



Materials

Concrete: C25/30
 SSR: Rectangular

$f_{ck} = 25.00 \text{ MPa}$
 $E_c = 30000.00 \text{ MPa}$
 $\epsilon_{cu} = -3.500 \text{ o/o}$

Reinforcing steel: S500
 SSR: Standard

$f_{yk} = 500.00 \text{ MPa}$
 $E_s = 210000.00 \text{ MPa}$
 $\epsilon_{su} = 10.000 \text{ o/o}$

Factors

Concrete: $\gamma_{c} = 1.28$ // $\gamma_{c} = 1.50$
 Steel: $\gamma_{s} = 1.15$

Reinforcement

Unsymmetric:

As1, As2 ratio: $As1 + As2 = min$

Loads

Load	N [kN]	Mx [kNm]
L1	0	-280.4
L2	0	149.7

Solve data

Order moments: No

Results

Area [cm²]

As2	7.20
As1	12.44
Total reinf. area:	As _{tot} = 19.64 cm ²
Reinf. ratio:	0.33 %

8/18/2015

page 1

**GaLa Reinforcement**[®]
PROFESSIONALVersion 4.1 © 2002
www.alashki.com**Section properties**

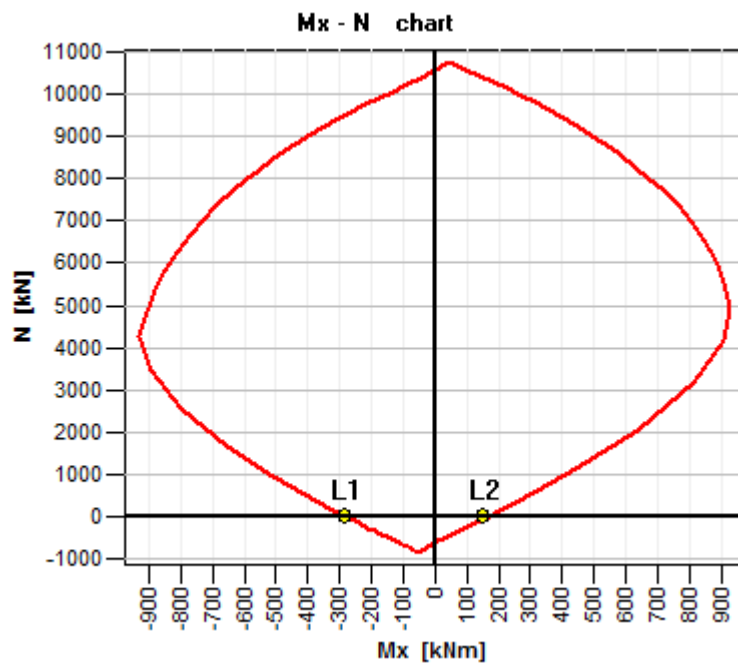
Reinforcement :

 $A_{s, tot} = 19.64 \text{ cm}^2$


Concrete section:

 $A_c = 6000.00 \text{ cm}^2$ $I_{c, x} = 1800000.00 \text{ cm}^4$

R/C section:

 $A_{red} = 6117.85 \text{ cm}^2$ $I_{red, x} = 1862340.13 \text{ cm}^4$ $r_x = 17.45 \text{ cm}$ 

PRILOGA F. Izračun nosilnosti diafragme z upoštevanjem upogiba v programu GALA za prerez ob objektu 9 (HSSMALL)



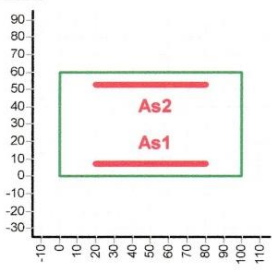
GaLa Reinforcement®
PROFESSIONAL

Version 4.1 © 2002
 www.alashki.com

General

Design code: Eurocode 2
 Analysis: Design section

Section

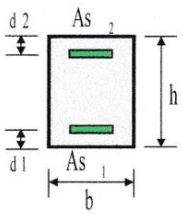


Data [cm]

b = 100
h = 60

d1 = 7
d2 = 7

Loads: N, Mx
N>0 is compression!



Materials

Concrete: C25/30
 SSR: Rectangular

f_{ck} = 25.00 MPa
 E_c = 30000.00 MPa
 e_{cu} = -3.500 o/oo

Reinforcing steel: S500
 SSR: Standard

f_{yk} = 500.00 MPa
 E_s = 210000.00 MPa
 e_{su} = 10.000 o/oo

Factors

Concrete: $\gamma_{c} = 1.28$
 Steel: $\gamma_{s} = 1.15$

$\gamma_{c} = 1.50$

Reinforcement

Unsymmetric:

As1, As2 ratio: $As_1 + As_2 = min$

Loads

Load	N [kN]	Mx [kNm]
L1	0	-312.6
L2	0	138.0

Solve data

II order moments: No

Results

Area [cm²]

As2: 7.21
 As1: 13.96

Total reinf. area: $As_{tot} = 21.18 \text{ cm}^2$
 Reinf. ratio: 0.35 %

8/ 18/ 2015

page 1

**GaLa Reinforcement**[®]
PROFESSIONALVersion 4.1 © 2002
www.alashki.com**Section properties**

Reinforcement :

 $A_{s, tot} = 21.18 \text{ cm}^2$

Concrete section:

 $A_c = 6000.00 \text{ cm}^2$ $I_{c, x} = 1800000.00 \text{ cm}^4$

R/C section:

 $A_{red} = 6127.06 \text{ cm}^2$ $I_{red, x} = 1867213.28 \text{ cm}^4$ $r_x = 17.46 \text{ cm}$ 