

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:

Ferk, T., 2013. Geostatična analiza gradbene jame Zeleni park v Kopru ob upoštevanju togosti tal pri majhnih deformacijah. Diplomaska naloga. Ljubljana, Univerza v Ljubljani, Fakulteta za gradbeništvo in geodezijo. (mentor Pulko, B.): 69 str.

University  
of Ljubljana

Faculty of  
*Civil and Geodetic  
Engineering*



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

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

This is original version of final thesis.

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

Ferk, T., 2013. Geostatična analiza gradbene jame Zeleni park v Kopru ob upoštevanju togosti tal pri majhnih deformacijah. B.Sc. Thesis. Ljubljana, University of Ljubljana, Faculty of civil and geodetic engineering. (supervisor Pulko, B.): 69 pp.

Univerza  
v Ljubljani

Fakulteta za  
*gradbeništvo in  
geodezijo*

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



UNIVERZITETNI ŠTUDIJ  
GRADBENIŠTVA  
KONSTRUKCIJSKA SMER

Kandidat:

**TINE FERK**

**GEOSTATIČNA ANALIZA GRADBENE JAME ZELENİ  
PARK V KOPRU OB UPOŠTEVANJU TOGOSTI TAL  
PRI MAJHNIH DEFORMACIJAH**

Diplomska naloga št.: 3344/KS

**GEOSTATIC ANALYSIS OF THE ZELENİ PARK  
CONSTRUCTION PIT IN KOPER CONSIDERING  
SMALL-STRAIN SOIL STIFFNESS**

Graduation thesis No.: 3344/KS

**Mentor:**  
doc. dr. Boštjan Pulko

**Predsednik komisije:**  
izr. prof. dr. Janko Logar

**Član komisije:**  
prof. dr. Darko Beg

Ljubljana, 29. 12. 2013

**POPRAVKI****Stran z napako****Vrstica z napako****Namesto****Naj bo**

## **IZJAVE**

Podpisani Tine Ferk izjavljam, da sem avtor diplomske naloge z naslovom »Geostatična analiza gradbene jame Zeleni park v Kopru ob upoštevanju togosti tal pri majhnih deformacijah«.

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

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

Ljubljana, 13. 11. 2013

Tine Ferk

---

## **IZJAVE O PREGLEDU NALOGE**

**Nalogo so si ogledali:**

## **BIBLIOGRAFSKO-DOKUMENTACIJSKA STRAN IN IZVLEČEK**

|                         |   |
|-------------------------|---|
| <b>UDK:</b>             | <b>624.152(497.4Koper)(043.2)</b>   |
| <b>Avtor:</b>           | <b>Tine Ferk</b>  |
| <b>Mentor:</b>          | <b>Docent dr. Boštjan Pulko</b>   |
| <b>Naslov:</b>          | <b>Geostatična analiza gradbene jame Zeleni park v Kopru ob upoštevanju togosti tal pri majhnih deformacijah</b>  |
| <b>Tip dokumenta:</b>   | <b>Diplomska naloga – univerzitetni študij</b>  |
| <b>Obseg in oprema:</b> | <b>69 str., 26 pregl., 55 sl., 60 en.</b>   |
| <b>Ključne besede:</b>  | <b>Gradbena jama Zeleni park II, geotehnične raziskave, armiranobetonska diafragma, nelinearen materialni model za zemljine, HS model, HSS model, dimenzioniranje, Plaxis</b> |

### **Izvleček**

Predmet diplomske naloge je geostatična analiza zaščite globoke gradbene jame za objekt Zeleni park v Kopru. Gre za zahtevno gradbeno jamo v morskih sedimentih. Zaradi zahtevnih geotehničnih pogojev je bila za gradnjo objekta in varovanje gradbene jame uporabljena metoda gradnje od zgoraj navzdol s sprotnim razpiranjem armiranobetonske (AB) diafragme s kletnimi ploščami objekta („top-down“ metoda). Tak način gradnje zahteva geotehnični izračun zaščite gradbene jame ob upoštevanju faznosti gradnje. Cilj diplomske naloge je izvedenost geotehničnih raziskav, izdelava geostatičnih analiz zaščite gradbene jame, ob upoštevanju različnih materialnih modelov za zemljine v nedreniranih, delno dreniranih in dreniranih pogojih in primerjava rezultatov.

V nalogi so uvodoma podani podatki o lokaciji in sestavi tal. Povzete so geotehnične raziskave in pojasnjena tehnologija izvedbe zaščite gradbene jame. V nadaljevanju so predstavljeni primerjalni izračuni zaščite gradbene jame z AB diafragma, ki so narejeni z uporabo dveh različnih materialnih modelov za zemljine z izotropnim utrjevanjem in sicer z modelom »Hardening soil model« (HS) in »Hardening Soil model with small-strain stiffness« (HSS), ki dodatno upošteva togost tal pri majhnih deformacijah. Za vsak model so izračunane maksimalne osne sile v razpornih ploščah in maksimalne vrednosti prečnih sil in upogibnih momentov v diafragmi ter pomiki diafragme. Za vse analize smo izvršili dimenzioniranje diafragme. Iz rezultatov geotehničnih analiz je razvidno, da je pri izračunih gradbenih jam smiselna uporaba modela HSS, ki upošteva togost tal pri majhnih deformacijah. Računski premiki zaščitne konstrukcije in zaledja so zaradi upoštevanja tal pri majhnih deformacijah bolj realni (manjši), nekoliko manjše pa so tudi obremenitve v AB diafragmi in v razporah.

**BIBLIOGRAPHIC-DOCUMENTALISTIC INFORMATION AND ABSTRACT**

|                       |   |
|-----------------------|---|
| <b>UDC:</b>           | <b>624.152(497.4Koper)(043.2)</b>   |
| <b>Author:</b>        | <b>Tine Ferk</b>  |
| <b>Supervisor:</b>    | <b>Assistant Professor Dr. Boštjan Pulko</b>  |
| <b>Title:</b>         | <b>Geostatic analysis of the construction pit Zeleni park in Koper considering small-strain stiffness of soil</b>   |
| <b>Document tipe:</b> | <b>Graduation Thesis – University studies</b>   |
| <b>Notes:</b>         | <b>69 p., 26 tab., 55 fig., 60 eq.</b>  |
| <b>Key words:</b>     | <b>Construction pit Zeleni park, geotechnical research, reinforced concrete diaphragm wall, non-linear material model for soil, HS model, HSS model, dimensioning, Plaxis</b> |

**Abstract**

The subject of diploma thesis is a geostatic analysis for the protection of a deep construction pit for the facility Zeleni park in Koper. This demanding construction pit was dug in sea sediments. Demanding geotechnical conditions required the use of “top-down” method to protect the construction pit with progressive opening of a reinforced concrete diaphragm wall using basement facility plates. Such construction requires a geotechnical calculation of the construction pit considering excavation phases. The main goal of diploma paper is to evaluate the geotechnical research and to make geostatic analyses for construction pit protection observing different material models for soil in undrained, partially drained and drained conditions, followed by a comparison of results.

Diploma paper begins with information about the location and soil structure. Geotechnical researches are resumed and implementation technology in relation to construction pit protection is explained. In continuation, comparative calculations of construction pit protection with the diaphragm wall are presented using two material models for soil with isotropic hardening: the Hardening Soil Model (HS) and the Hardening Soil Model with Small-Strain Stiffness (HSS) which also observes small-strain stiffness of the ground. A calculation of maximum axial forces in bracing plates is made for each model with maximum values of transverse forces, bending moments in diaphragm wall and diaphragm wall shifts. Diaphragm wall was dimensioned for all analyses. Results of geotechnical analyses confirmed the reasonable use of the HSS model which observes small-strain stiffness of the ground. Calculation shifts of protection construction and the background are more realistic when the ground is considered for small strain, with less force impact on the diaphragm wall and on bracing plates.

## **ZAHVALA**

Iskreno se zahvaljujem mentorju doc. dr. Boštjanu Pulku za pomoč pri diplomski nalogi.

Zahvaljujem se svojim staršem in prijateljem za pomoč in podporo v času šolanja. Posebna zahvala gre moji puncu Kaji, ki mi je vedno stala ob strani.

Hvala vsem, ki so mi kakorkoli pomagali pri izdelavi diplomske naloge.



**KAZALO VSEBINE**

|   |            |
|---|------------|
| <b>Popravki</b>   | <b>I</b>   |
| <b>Izjave</b>   | <b>II</b>  |
| <b>Izjave o pregledu naloge</b>                                 | <b>III</b> |
| <b>Bibliografsko-dokumentacijska stran in izvleček</b>          | <b>IV</b>  |
| <b>Bibliographic-documentalistic information and abstract</b>   | <b>V</b>   |
| <b>Zahvala</b>  | <b>VI</b>  |
| <b>1 UVOD</b>   | <b>1</b>   |
| 1.1 Splošno   | 1          |
| 1.2 Pregled vsebine   | 1          |
| <b>2 SPLOŠNO O LOKACIJI GRADBENE JAME ZELENİ PARK</b>           | <b>3</b>   |
| <b>3 GEOTEHNIČNE RAZISKAVE</b>                                  | <b>5</b>   |
| 3.1 Terenske raziskave  | 5          |
| 3.2 Laboratorijske preiskave                                    | 6          |
| 3.3 Sestava tal in materialne lastnosti zemljin                 | 7          |
| <b>4 OPIS KONSTRUKCIJE IN TEHNOLOGIJA ZAŠČITE GRADBENE JAME</b> | <b>11</b>  |
| 4.1 Izvedba armiranobetonske diafragme                          | 11         |
| 4.1.1 Pripravljalna dela  | 12         |
| 4.1.2 Gradnja uvodnega kanala                                   | 12         |
| 4.1.3 Izkop panela diafragme                                    | 13         |
| 4.1.4 Čiščenje izkopa in vgradnja zaključnic                    | 13         |
| 4.1.5 Vgradnja armaturnih košev                                 | 13         |
| 4.1.6 Betoniranje   | 14         |
| 4.1.7 Odstranitev zaključnic                                    | 14         |
| <b>5 GEOTEHNIČNI IZRAČUNI</b>                                   | <b>15</b>  |
| 5.1 Opis računskega modela                                      | 15         |
| 5.1.1 Obtežba zaledja gradbene jame                             | 16         |
| 5.1.2 Nivo podzemne vode  | 17         |

|  |           |
|--|-----------|
| 5.1.3 Določitev vodoprepustnosti   | 17        |
| 5.2 Opis nelinearnih materialnih modelov za zemljine (HS model in HSS model)   | 17        |
| 5.2.1 Določitev materialnih parametrov zemljin za HS model                     | 19        |
| 5.2.2 Določitev materialnih parametrov zemljin za HSS model                    | 22        |
| 5.3 Dvodimenzionalni računski model  | 23        |
| 5.4 Računske faze  | 25        |
| 5.5 Izračun v dreniranih pogojih   | 26        |
| 5.5.1 Izračun z uporabo HS modela v dreniranih pogojih                         | 26        |
| 5.5.1.1 Izolinije pomikov zemljin v okolici gradbene jame                      | 26        |
| 5.5.1.2 Pomiki diafragme   | 28        |
| 5.5.1.3 Notranje statične količine   | 29        |
| 5.5.2 Izračun z uporabo HSS modela v dreniranih pogojih                        | 33        |
| 5.5.2.1 Izolinije pomikov zemljin v okolici gradbene jame                      | 33        |
| 5.5.2.2 Pomiki diafragme   | 35        |
| 5.5.2.3 Notranje statične količine   | 36        |
| 5.6 Izračun v nedreniranih pogojih   | 41        |
| 5.7 Izračun z upoštevanjem časa gradnje  | 41        |
| 5.8 Primerjava rezultatov računskih analiz                                     | 42        |
| 5.8.1 Osne sile v razpornih ploščah  | 43        |
| 5.8.2 Pomiki, prečne sile in upogibni momenti v diafragmi                      | 45        |
| 5.8.3 Primerjava vrednosti pomikov in notranjih statičnih količin za profil P2 | 50        |
| 5.9 Preverba varnosti objekta na vzgon   | 51        |
| <b>6 DIMENZIONIRANJE AB diafragme</b>  | <b>53</b> |
| 6.1 Določitev projektnih vrednosti   | 53        |
| 6.2 Dimenzioniranje diafragme  | 55        |
| 6.2.1 Profil P2 HS model   | 56        |
| 6.2.1.1 Glavna armatura  | 56        |
| 6.2.1.2 Stremena   | 57        |
| 6.2.2 Profil P4 HS model   | 58        |

---

|                           |           |
|---------------------------|-----------|
| 6.2.2.1 Glavna armatura   | 58        |
| 6.2.2.2 Stremena          | 59        |
| 6.2.3 Profil P2 HSS model | 60        |
| 6.2.3.1 Glavna armatura   | 60        |
| 6.2.3.2 Stremena          | 61        |
| 6.2.4 Profil P4 HSS model | 62        |
| 6.2.4.1 Glavna armatura   | 62        |
| 6.2.4.2 Stremena          | 63        |
| 6.3 Izračun stroškov      | 64        |
| <b>7 ZAKLJUČEK</b>        | <b>65</b> |
| <b>VIRI</b>               | <b>68</b> |

## KAZALO PREGLEDNIC

|  |    |
|--|----|
| Preglednica 1: Rezultati laboratorijskih preiskav na odvzetih vzorcih zemljin .....                    | 7  |
| Preglednica 2: Karakteristične lastnosti zemljin po slojih v profilu P2 .....                          | 8  |
| Preglednica 3: Karakteristične lastnosti zemljin po slojih v profilu P4 .....                          | 9  |
| Preglednica 4: Karakteristike nosilnih elementov.....  | 16 |
| Preglednica 5: Prepustnost zemljine v profilih P2 in P4.....   | 17 |
| Preglednica 6: Deformacijski parametri za materialna modela HS in HSS iz edometriških preiskav ...     | 21 |
| Preglednica 7: Karakteristične vrednosti materialnih lastnosti zemljin .....                           | 22 |
| Preglednica 8: Omejitve in parametri za izračun strižnega modula $G_0$ .....                           | 22 |
| Preglednica 9: Karakteristične vrednosti materialnih parametrov - HSS model.....                       | 23 |
| Preglednica 10: Vrednosti osnih sil v razpornih ploščah za profil P2 pri različnih pogojih .....       | 43 |
| Preglednica 11: Vrednosti osnih sil v razpornih ploščah za profil P4 pri različnih pogojih .....       | 44 |
| Preglednica 12: Vrednosti pomikov in notranjih sil v diafragmi za profil P2 v dreniranih pogojih ..... | 45 |
| Preglednica 13: Vrednosti pomikov in notranjih sil v diafragmi za profil P2 v nedreniranih pogojih .   | 46 |
| Preglednica 14: Vrednosti pomikov in notranjih sil v diafragmi za profil P2 pri času gradnje 1. leto . | 46 |
| Preglednica 15: Vrednosti pomikov in notranjih sil v diafragmi za profil P4 v dreniranih pogojih ..... | 47 |
| Preglednica 16: Vrednosti pomikov in notranjih sil v diafragmi za profil P4 v nedreniranih pogojih .   | 47 |
| Preglednica 17: Vrednosti pomikov in notranjih sil v diafragmi za profil P4 pri času gradnje 1. leto . | 48 |
| Preglednica 18: Indeksna primerjava vrednosti pomikov in notranjih statičnih količin .....             | 50 |
| Preglednica 19: Vpliv vzgona na gradbeno jamo – drenirano stanje .....                                 | 51 |
| Preglednica 20: Vpliv vzgona na gradbeno jamo – nedrenirano stanje .....                               | 52 |
| Preglednica 21: Vpliv vzgona na gradbeno jamo – upoštevanje časa gradnje $t = 1$ . leto.....           | 52 |
| Preglednica 22: Upogibni momenti in prečne sile v profilu P2 (HS model).....                           | 53 |
| Preglednica 23: Upogibni momenti in prečne sile v profilu P4 (HS model).....                           | 54 |
| Preglednica 24: Upogibni momenti in prečne sile v profilu P2 (HSS model) .....                         | 54 |
| Preglednica 25: Upogibni momenti in prečne sile v profilu P4 (HSS model) .....                         | 54 |
| Preglednica 26: Izračun stroškov potrebne armature .....   | 64 |

**KAZALO SLIK**

|  |    |
|--|----|
| Slika 1: Lokacija gradbene jame Zeleni park (vir: <a href="https://maps.google.com/">https://maps.google.com/</a> ) .....  | 3  |
| Slika 2: Zeleni park II – situacija (vir: <a href="http://www.zelenipark.si/">http://www.zelenipark.si/</a> ).....   | 4  |
| Slika 3: a) vzorci zemljin in b) ročni penetrometer.....   | 6  |
| Slika 4: Situacijski položaj profilov P2 in P4 (vir: <a href="http://www.zelenipark.si/">http://www.zelenipark.si/</a> ).....  | 8  |
| Slika 5: Rezultati strižnih preiskav v sloju CL in določitev karakteristične strižne trdnosti.....   | 9  |
| Slika 6: Rezultati strižnih preiskav v sloju CH in določitev karakteristične strižne trdnosti .....  | 10 |
| Slika 7: Faze izvedbe armiranobetonske diafragme.....  | 12 |
| Slika 8: Uvodni kanal (vir: <a href="http://www.terratest.com/">http://www.terratest.com/</a> ).....   | 12 |
| Slika 9: Bagrski izkop kanala z grabežem (vir: <a href="http://www.terratest.com/">http://www.terratest.com/</a> ) .....   | 13 |
| Slika 10: Spuščanje armaturnega koša v jašek (vir: <a href="http://www.terratest.com/">http://www.terratest.com/</a> ).....  | 14 |
| Slika 11: Določitev deformacijskih modulov: $E_0$ , $E_{50}$ in $E_{ur}$ .....   | 18 |
| Slika 12: Značilno deformacijsko obnašanje zemljin (po Atkinsonu in Sallforsu (1991) [14]).....  | 19 |
| Slika 13: Določitev parametrov $C_c$ in $C_s$ iz edometriške krivulje .....  | 20 |
| Slika 14: Grafični prikaz edometriških preiskav - sloj CL.....   | 20 |
| Slika 15: Grafični prikaz edometriških preiskav - sloj CH .....  | 21 |
| Slika 16: a) Shematični prikaz določitve strižne deformacije $\gamma_{0,7}$ in b) določitev strižne deformacije $\gamma_{0,7}$<br>pri različnih indeksih plastičnosti po Vučetiču in Dobryu [18] ..... | 23 |
| Slika 17: Računski model - prečni profil P2 .....  | 24 |
| Slika 18: Računski model - prečni profil P4 .....  | 24 |
| Slika 19: Prikaz računskih faz v prečnem profilu P2 .....  | 25 |
| Slika 20: Prikaz računskih faz v prečnem profilu P4 .....  | 25 |
| Slika 21: Izolinije pomikov - profil P2.....   | 27 |
| Slika 22: Izolinije pomikov – profil P4.....   | 27 |
| Slika 23: Pomiki diafragme – profil P2.....  | 28 |
| Slika 24: Pomiki diafragme – profil P4.....  | 29 |
| Slika 25: Ovojnica osnih sil v prvi razporni plošči – profil P2 .....  | 29 |
| Slika 26: Ovojnica osnih sil v drugi razporni plošči – profil P2 .....   | 30 |
| Slika 27: Ovojnica osnih sil v tretji razporni plošči – profil P2 .....  | 30 |
| Slika 28: Ovojnici prečnih sil v diafragmah – profil P2.....   | 31 |
| Slika 29: Ovojnici upogibnih momentov v diafragmah – profil P2 .....   | 31 |
| Slika 30: Ovojnica osnih sil v razporni plošči – profil P4.....  | 32 |
| Slika 31: Ovojnici prečnih sil v diafragmah – profil P4.....   | 32 |
| Slika 32: Ovojnici momentov v diafragmah – profil P4 .....   | 33 |
| Slika 33: Izolinije pomikov – profil P2.....   | 34 |

|   |    |
|---|----|
| Slika 34: Izolinije pomikov – profil P4.....  | 34 |
| Slika 35: Pomiki diafragme – profil P2.....   | 35 |
| Slika 36: Pomiki diafragme – profil P4.....   | 36 |
| Slika 37: Ovojnica osnih sil v prvi razporni plošči – profil P2 .....                             | 36 |
| Slika 38: Ovojnica osnih sil v drugi razporni plošči – profil P2 .....                            | 37 |
| Slika 39: Ovojnica osnih sil v tretji razporni plošči – profil P2 .....                           | 37 |
| Slika 40: Ovojnici prečnih sil v diafragmah – profil P2.....                                      | 38 |
| Slika 41: Ovojnici momentov v diafragmah – profil P2 .....  | 39 |
| Slika 42: Ovojnica osnih sil v razporni plošči – profil P4.....                                   | 39 |
| Slika 43: Ovojnici prečnih sil v diafragmah – profil P4.....                                      | 40 |
| Slika 44: Ovojnici momentov v diafragmah – profil P4 .....  | 40 |
| Slika 45: Računske faze in časovni potek gradnje v prečnem profilu P2 .....                       | 42 |
| Slika 46: Računske faze in časovni potek gradnje v prečnem profilu P4 .....                       | 42 |
| Slika 47: Maksimalne osne sile v razpornih ploščah v profilu P2 (HS model).....                   | 44 |
| Slika 48: Maksimalne osne sile v razpornih ploščah v profilu P2 (HSS model) .....                 | 45 |
| Slika 49: Absolutni pomiki diafragme v profilu P2 .....   | 49 |
| Slika 50: Maksimalne prečne sile v diafragmi v profilu P2 .....                                   | 49 |
| Slika 51: Maksimalni upogibni momenti v diafragmi v profilu P2.....                               | 49 |
| Slika 52: Interakcijski diagram nosilnosti prereza – dimenzioniranje prereza P2 (HS model).....   | 56 |
| Slika 53: Interakcijski diagram nosilnosti prereza – dimenzioniranje prereza P4 (HS model).....   | 58 |
| Slika 54: Interakcijski diagram nosilnosti prereza – dimenzioniranje prereza P2 (HSS model) ..... | 60 |
| Slika 55: Interakcijski diagram nosilnosti prereza – dimenzioniranje prereza P4 (HSS model) ..... | 62 |

## 1 UVOD

### 1.1 Splošno

Zaradi pomanjkanja prostora in strnjene pozidave v mestih, se danes gradi vse več podzemnih prostorov, podkletenih objektov in podzemnih garaž. Glede na geotehnične pogoje in sestavo tal lahko pri gradnji takšnih objektov uporabimo različne tehnologije. Za varnost in funkcionalnost objekta je ključno ustrezno temeljenje objekta.

Za varovanje globokih gradbenih jam uporabljamo različne tehnologije gradnje. Izbira ustrezne tehnologije je odvisna od bližine sosednjih objektov, sestave tal, globine podzemne vode, globine izkopa in drugih geotehničnih pogojev. Med najbolj pogosto uporabljene tehnologije za zaščito gradbenih jam v Sloveniji sodijo zaščita gradbene jame z zabitimi jeklenimi zagatnicami, z berlinsko steno, s pilotno steno, z armiranimi jet grouting slopi in z armiranobetonsko diafragmo [1].

Zaradi sestave in lastnosti tal je objekt Zeleni park II treba temeljiti globoko. Gradbena jama je namreč na območju slabše nosilnih tal in tlorisno meri več kot 7600 m<sup>2</sup>.

Gradbena jama Zeleni park II sega na južnem delu, kjer so predvideni poslovni in stanovanjski prostori ter garažna hiša, do absolutne kote -5,23 m. Na severnem delu, kjer je predvidena le garažna hiša pa je gradbena jama globlja in sega do absolutne kote -7,98 m. Zaradi neposredne bližine sosednjih objektov na vzhodni in zahodni strani, je jama po celotnem obodu varovana z AB diafragmo in razprta z AB ploščami. Diafragma je po celotnem obodu gradbene jame enake debeline in je približno 19 m globoka. Sidranje diafragme ni možno zaradi slabo nosilnih tal in sicer sloja morskih sedimentov in sloja težko gnetnih glin. Globina podzemne vode se po celotnem tlorisu gradbene jame nahaja na absolutni koti 0,0 m.

Med izvedbo gradbene jame so pričakovani posedki sosednjih objektov in dvižki tal v gradbeni jami zaradi odstranitve zemljine in delno zaradi vzgona.

### 1.2 Pregled vsebine

V nalogi smo obravnavali izračun zaščite gradbene jame z razpiranjem ob upoštevanju dreniranih in nedreniranih pogojev. Uvodoma smo podali osnovne informacije o problematiki zaščite gradbene jame. V poglavju 2 smo predstavili osnovne podatke o lokaciji in zasnovi objekta. V nadaljevanju (poglavje 3) so predstavljene geotehnične raziskave. Podrobno so opisane terenske in laboratorijske

raziskave s sestavo tal in materialnimi lastnostmi zemljin. V poglavju 4 je opisana geometrija objekta Zeleni park II in tehnologija zaščite gradbene jame.

V drugem delu (poglavje 5) sledijo rezultati primerjalnih izračunov zaščite gradbene jame z AB diafragmo v programu Plaxis 2D, ki so narejeni z uporabo dveh različnih materialnih modelov za zemljine z izotropnim utrjevanjem in sicer z modelom »Hardening soil model« (HS) in »Hardening Soil model with small-strain stiffness« (HSS), ki upošteva togost tal pri majhnih deformacijah. V nadaljevanju poglavja sledi še primerjava rezultatov računskih analiz in nato še dimenzioniranje diafragme v profilih P2 in P4 (poglavje 6).



## 2 SPLOŠNO O LOKACIJI GRADBENE JAME ZELENİ PARK

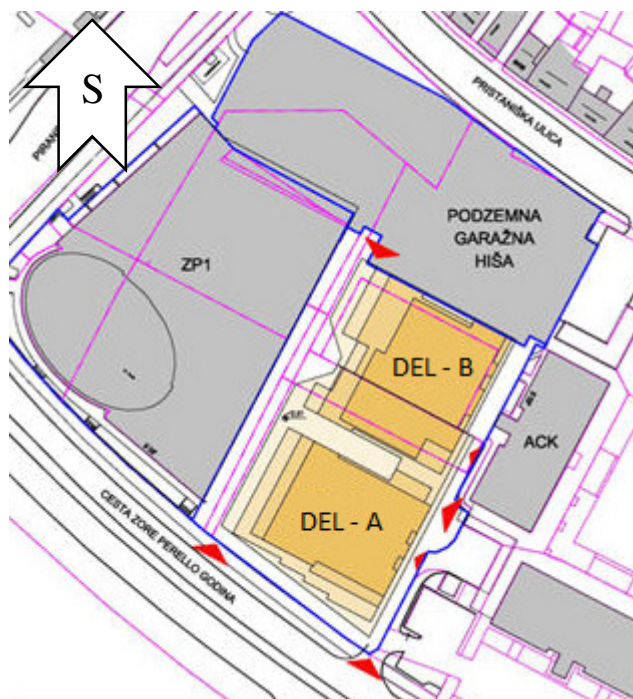
Objekt Zeleni park II se nahaja na jugo-zahodu v neposredni bližini starega mestnega jedra Kopra, natančneje na križišču Ceste Zore Perello-Godina in Piranske ceste. Lokacija objekta je razvidna na sliki 1.



Slika 1: Lokacija gradbene jame Zeleni park (vir: <https://maps.google.com/>)

Objekt je kombinacija poslovnega in stanovanjskega dela na južni strani in garažne hiše na severni strani. Stavba ima na severu in zahodu pogled na morje. Markov hrib in Semedela se nahajata na jugo-zahodni ter Bertoki na vzhodni strani. V neposredni bližini objekta se nahaja koprška tržnica in promenada.

Objekt Zeleni park II je oblike obrnjene črke L in razdeljen na tri dele. Prvi del objekta je tri etažna podzemna garažna hiša na severu, drugi in tretji del (A in B) pa osem etažno poslovno–stanovanjski objekt, ki se nahaja na južni strani, kot je prikazano na sliki 2. Vsi trije med seboj povezani objekti imajo 3 etaže garaž, v delu A in B je poleg garažne hiše še pritličje in 4 nadstropja.



Slika 2: Zeleni park II – situacija (vir: <http://www.zelenipark.si/>)

V delu A se v pritličju, nad garažno hišo oziroma nad parkirnimi površinami za stanovalce in poslovne lokale, nahajajo trgovski in gostinski lokali, prostori banke in večji tehnični prostori. V prvem nadstropju se, poleg prostorov banke, nahajajo še trgovski lokali. Ostala višja nadstropja so stanovanja. Podobno kot v delu A, se nad garažno hišo dela B, v pritličju nahajajo trgovski in gostinski lokali. V prvem nadstropju je, kot v delu A, prostor namenjen trgovskim lokalom in višja nadstropja stanovanjem. Za razliko od dela A, so v garažni hiši dela B površine namenjene javnemu parkiranju in povezane z garažno hišo na severu.

V obeh delih je 68 stanovanjskih enot, ki so nameščena radialno okoli komunikacijskega in inštalacijskega vertikalnega jedra objekta. V drugem nadstropju je 31 stanovanjskih enot, v tretjem nadstropju 23 in v četrtem nadstropju 14 stanovanjskih enot. Vedno večja velikost teras v višjih etažah in razporeditev stanovanj daje objektu piramidast značaj.

V poslovnemu delu objekta so prostori namenjeni predvsem trgovskemu in gostinskemu namenu, ki spominja na večje moderno nakupovalno središče. Za razliko od banke, ki ima lastno jedro, lastne vhode in lastna parkirišča, so poslovni prostori povezani v celoto s skupnimi vhodi, hodniki in sanitarijami [2].

### 3 GEOTEHNIČNE RAZISKAVE

Na lokaciji predvidenega objekta Zeleni park II so bile v letu 1996 izvedene geomehanske preiskave po naročilu podjetja Maxi konto d.o.o. iz Kopra. Geotehnične preiskave tal je izvedel Inštitut za geologijo, geotehniko in geofiziko iz Ljubljane. Izvedene so bile štiri sondažne vrtine z oznakami V-1/96 do V-4/96. Namen teh preiskav je bil predvsem v pridobitvi podatkov o sestavi tal in trdnostno–deformacijskih karakteristik tal za varno temeljenje objekta. Inštitut za geologijo, geotehniko in geofiziko je novembra 1996 izdelal geotehnično poročilo z naslovom Geotehnično poročilo o pogojih temeljenja PSO na lokaciji Zeleni park 2 (ob Soči) v Kopru [3].

Leta 2002 je za ugotovitev geološko-geomehanskih razmer podjetje Prefabdva d.o.o. iz Kopra naročilo izvedbo še treh sondažnih vrtin V1/02 do V3/02. Namen teh preiskav je bila pridobitev trdnostno-deformacijskih karakteristik tal za projektiranje temeljenja objekta in izvedbo vkopanih sten podzemnih etaž več-nivojskega parkirišča. Geotehnično poročilo z naslovom Geotehnično poročilo o preiskavi tal in pogojih temeljenja več nivojskega parkirišča Zeleni park II v Kopru [4] je oktobra 2002 izdelalo podjetje Geoinženiring d.o.o. iz Ljubljane.

Leta 2006 so bile po naročilu izvajalca gradbene jame, podjetja Tibar d.o.o. iz Maribora, izvedene dodatne terenske in laboratorijske preiskave. Terenske in laboratorijske preiskave zemljin je opravilo podjetje Geoinženiring d.o.o. iz Ljubljane. Izsledki teh raziskav so bili podani v geotehničnih poročilih; Geotehnično poročilo o terenskih raziskavah na lokaciji objekta Zeleni park II v Kopru [5] in Geotehnično poročilo o rezultatih laboratorijskih preiskav vzorcev zemljin iz sondažne vrtine V-1/06 na lokaciji Zeleni park II v Kopru [6]. Oba poročila sta izdelana v letu 2006; prvo meseca oktobra in drugo novembra.

#### 3.1 Terenske raziskave

Vrtine, ki so bile izvedene leta 1996, so bile izvrtane do flišne osnove. Na obravnavanem območju zasledimo površinski sloj umetnega nasipa, ki leži na sloju mehkih morskih sedimentov – glin sivo-modre barve v lahko gnetni konsistenci. S povečanjem globine ta sloj preide v sloj glin težko gnetne konsistence, ki na globini od 28 m do 39 m preide v flišno osnovo. Po podatkih iz vrtin se debeline posameznih slojev precej razlikujejo.

Šest let kasneje je bila lokacija objekta ponovno preiskana s še tremi sondažnimi vrtinami. V vrtinah so bile, poleg standardnih penetracijskih preizkusov, izvedene še preiskave nedrenirane strižne trdnosti s krilno sondo v slojih koherentnih zemljin. Ugotovljeno je bilo, da se sestava tal ujema s predhodnimi preiskavami.

Leta 2006 so bile izvrtane tri sondažne vrtine (V-1/06 do V-3/06) in narejeni dve kontinuirani dilatometrijski preiskavi (DMT/V-2 in DMT/V-3). Sondažna vrtina V-1/06 je dosegla globino 35,0 m. Izvrtana je bila rotacijsko, brez izplake, s kontinuirnim jedrovanjem in odvzemom intaktnih vzorcev zemljin. Vrtina V-2/06 je bila izvrtana do globine 29,6 m in zaključena v sloju gline trdne konsistence. Vrtina V-3/06 je bila globlja za 0,6 m in se je končala v sloju gline poltrdne konsistence. Med vrtnjem se je jedro zlagalo v lesene zaboje (slika 3a).

Z ročnim penetrometrom (slika 3b) je bila izmerjena enoosna tlačna trdnost zemljin. Za laboratorijske preiskave je bilo odvzetih 6 intaktnih vzorcev zemljin.



Slika 3: a) vzorci zemljin in b) ročni penetrometer

Kontinuirane dilatometrijske preiskave so bile izvedene z vtiskovanjem dilatometra z vrtalno garnituro.

V vseh vrtinah se je podzemna voda v času vrtnja in takoj po razcevitvi pojavila na globini 2,5 m pod prvotnim površjem približno na absolutni koti 0,0 m.

### 3.2 Laboratorijske preiskave

Na odvzetih vzorcih zemljin so bile v laboratoriju izvedene naslednje osnovne laboratorijske preiskave: določitev naravne vlažnosti, konsistenčnih mej, indeksov plastičnosti in konsistence, prostorninske teže zemljin in suhe prostorninske teže. Izvedene so bile preiskave stisljivosti v edometru, preiskave vodoprepustnosti in direktne strižne preiskave. Rezultati laboratorijskih preiskav na odvzetih vzorcih zemljin so podani v preglednici 1.

Preglednica 1: Rezultati laboratorijskih preiskav na odvzetih vzorcih zemljin

| Vzorec           |                | Naravna<br>vlažnost | Indeks<br>plastičnosti | Prostorninska<br>teža            |                                    | Kohezija      | Strižni<br>kot    | Število<br>preiskav |
|------------------|----------------|---------------------|------------------------|----------------------------------|------------------------------------|---------------|-------------------|---------------------|
| Oznaka<br>vrtine | Globina<br>[m] | $w$<br>[%]          | $I_p$<br>[%]           | $\gamma$<br>[kN/m <sup>3</sup> ] | $\gamma_d$<br>[kN/m <sup>3</sup> ] | $c'$<br>[kPa] | $\varphi'$<br>[°] | $n$<br>[-]          |
| V - 1            | 5,85           | 32,2                | 15,9                   | 18,1                             | 13,7                               | 8,0           | 14,9              | 3                   |
| V - 1            | 8,85           | 31,8                | 23,5                   | 18,6                             | 14,5                               | 7,6           | 15,2              | 3                   |
| V - 1            | 13,15          | 24,6                | 35,3                   | 19,2                             | 15,4                               | 21,4          | 7,5               | 3                   |
| V - 1            | 17,85          | 31,9                | 33,1                   | 17,9                             | 13,5                               | 2,0           | 13,7              | 3                   |
| V - 1            | 21,15          | 22,2                | 27,0                   | 19,5                             | 15,9                               | 45,4          | 12,7              | 3                   |
| V - 1            | 25,55          | 21,6                | 32,7                   | 19,0                             | 15,7                               | 30,4          | 12,6              | 3                   |

### 3.3 Sestava tal in materialne lastnosti zemljin

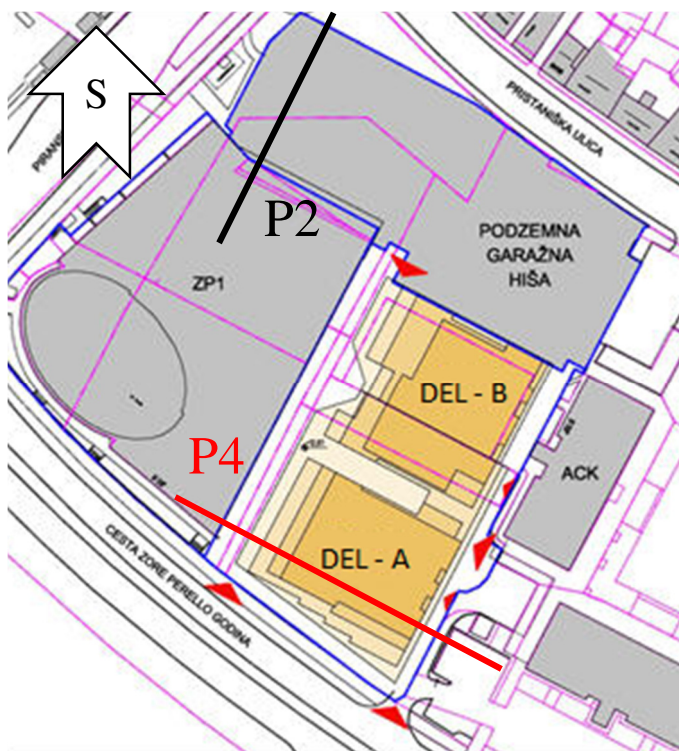
Na severnem delu gradbene jame je sestava tal neenakomerna. Pod nivojem tal imamo 4 m debel sloj umetnega nasipa. Pod slojem nasipa imamo od 3 do 9 m debel sloj morskih glin CL v lahko gnetni konsistenci. Ta preide v od 15 do 17 m debel sloj težko gnetne gline CH, ki prehaja v 4 m debel sloj preperine laporja. Lapor se pojavi na globini od 26 do 34 m.

V smeri proti jugu, na območju stanovanjsko-poslovnega objekta je sestava tal slabša. Pod nivojem tal imamo 2 m debel sloj umetnega nasipa. Temu sloju sledi od 12 do 14 m debel sloj morskih glin CL v lahko gnetni konsistenci, ki preide v 18 do 25 m debel sloj težko gnetne gline in na globini od 32 do 41 m pod nivojem tal prehaja v kompaktno laporno osnovo.

Bolj kritično je južno območje gradbene jame, kjer je gradbena jama plitvejša v primerjavi s severnim območjem. Iz popisov vrtin smo določili 5 karakterističnih slojev zemljin, ki se v prečnih profilih položajno razlikujejo.

Ob upoštevanju zasnove objekta, rezultatov terenskih in laboratorijskih preiskav, smo določili dva karakteristična geotehnična prečna profila P2 in P4, v katerih smo izvršili geotehnične izračune varovanja gradbene jame z armiranobetonsko diafragmo. Položaj karakterističnih prečnih profilov P2 in P4 je prikazan na sliki 4.





Slika 4: Situacijski položaj profilov P2 in P4 (vir: <http://www.zelenipark.si/>)

Materialne karakteristike posameznih slojev zemljin smo določili na osnovi izvedenih terenskih in laboratorijskih preiskav. Karakteristične vrednosti strižnih parametrov zemljin, kohezije  $c'$  in strižnega kota  $\varphi'$ , smo določili z linearno regresijo podatkov izvedenih strižnih preiskav. Za sloje zemljin, kjer ni bilo izvedenih strižnih preiskav, smo vrednosti privzeli izkustveno. Vrednosti za prečni profil P2 so podane v preglednici 2 in za profil P4 v preglednici 3.

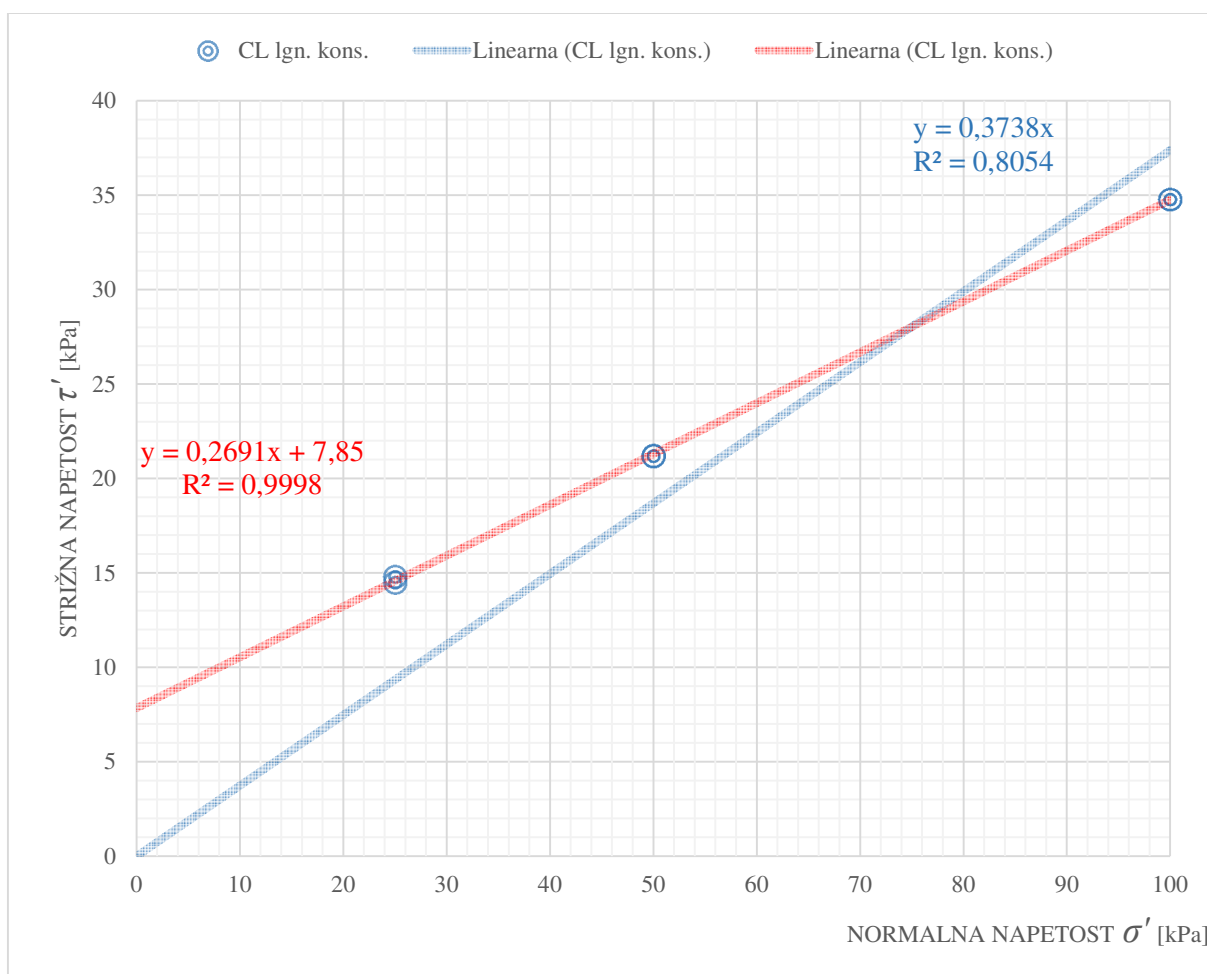
Preglednica 2: Karakteristične lastnosti zemljin po slojih v profilu P2

|         | <b>Ime sloja</b> | <b>Debelina <math>h</math> [m]</b> | <b>Prostorninska teža <math>\gamma</math> [kN/m<sup>3</sup>]</b> | <b>Kohezija <math>c'</math> [kPa]</b> | <b>Strižni kot <math>\varphi'</math> [°]</b> |
|---------|------------------|------------------------------------|--|---------------------------------------|--|
| 1. sloj | Nasip            | 4                                  | 21   | 0                                     | 34   |
| 2. sloj | CL               | 3 – 9                              | 18   | 0                                     | 20   |
| 3. sloj | CH               | 15 – 17                            | 19   | 0                                     | 19   |
| 4. sloj | Preperel lapor   | 4                                  | 21   | 10                                    | 35   |
| 5. sloj | Lapor            | 19 - 27                            | 23   | 50                                    | 35   |

Preglednica 3: Karakteristične lastnosti zemljin po slojih v profilu P4

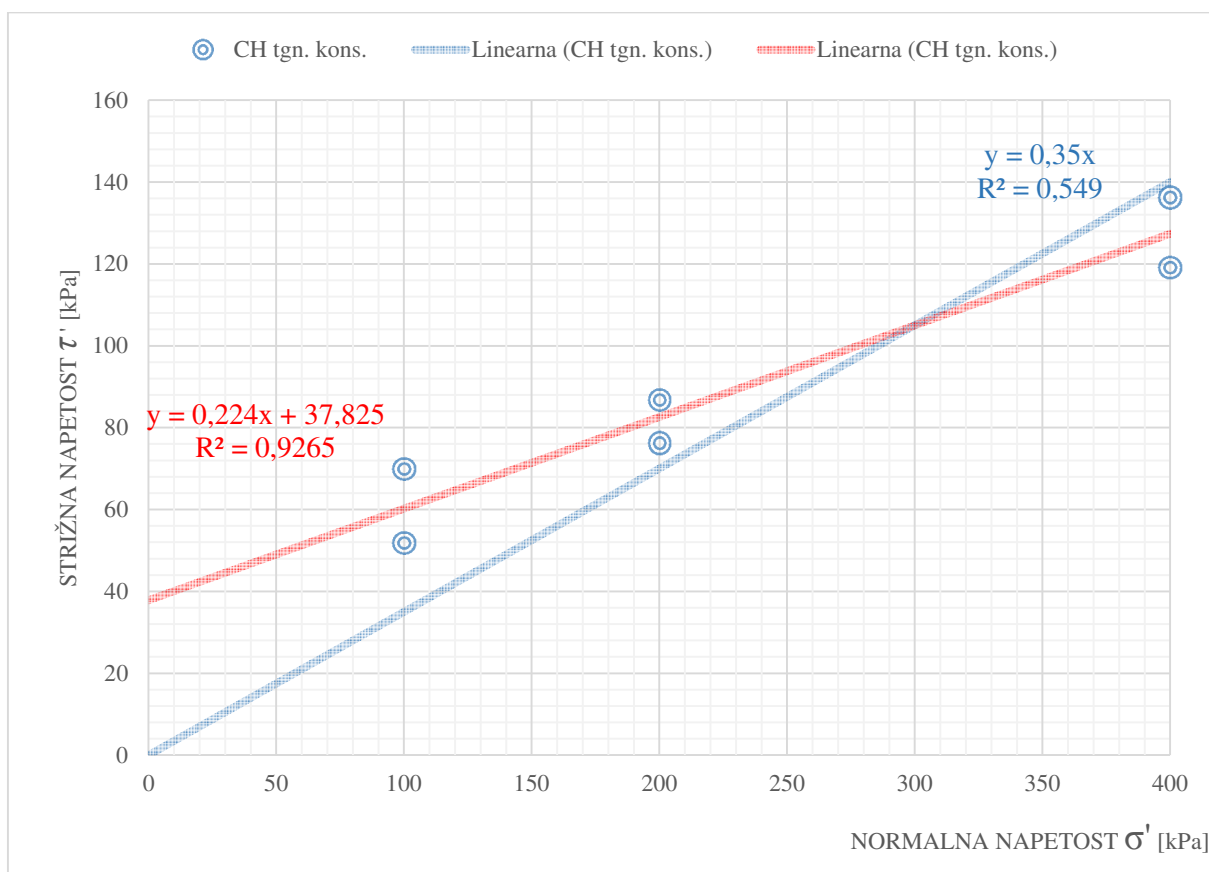
|         | Ime sloja | Debelina $h$ [m] | Prostorninska teža $\gamma$ [kN/m <sup>3</sup> ] | Kohezija $c'$ [kPa] | Strižni kot $\phi'$ [°] |
|---------|-----------|------------------|--|---------------------|-------------------------|
| 1. sloj | Nasip     | 2                | 21   | 0                   | 34                      |
| 2. sloj | CL        | 12 – 14          | 18   | 0                   | 20                      |
| 3. sloj | CH        | 18 – 25          | 19   | 0                   | 19                      |
| 4. sloj | Lapor     | 10 - 19          | 23   | 50                  | 35                      |

Na sliki 5 so prikazani rezultati strižnih preiskav na sloju gline CL. Izvedeni sta bili dve strižni preiskavi vendar zaradi podobnih rezultatov to iz grafa ni razvidno. Z linearno regresijo izmerjenih vrednosti smo določili karakteristične vrednosti strižnih parametrov, kohezije  $c'$  in strižnega kota  $\phi'$  na dva načina: ob upoštevanju kohezijskega dela strižne trdnosti (rdeča črta) in ob upoštevanju nične kohezije (modra črta). Za določitev računskih vrednosti smo uporabili slednji način in dobili vrednost kohezije za obravnavani sloj 0 kPa in strižni kot 20°.



Slika 5: Rezultati strižnih preiskav v sloju CL in določitev karakteristične strižne trdnosti

Postopek določitve strižnega kota in kohezije v sloju gline CH je identičen kot v sloju gline CL (slika 6). V tem primeru so bile izvedene štiri strižne preiskave, za določitev karakterističnih parametrov pa sta upoštevani le dve, saj sta dve preiskavi zaradi prehitrega izvajanja strižne preiskave izkazovali nerealno nizko strižno trdnost. Izbrana karakteristična strižna trdnost gline CH določa vrednost kohezije 0 kPa in strižni kot  $19^\circ$ .



Slika 6: Rezultati strižnih preiskav v sloju CH in določitev karakteristične strižne trdnosti



## **4 OPIS KONSTRUKCIJE IN TEHNOLOGIJA ZAŠČITE GRADBENE JAME**

Podzemni garažni objekt je oblike pravokotnika s prirezanimi vogali. Dolžina in širina objekta merita 99,80 m in 45,10 m. Zaradi različnih obremenitev posameznih stebrov objekta so piloti različnih premerov ( $\phi 80$ ,  $\phi 100$  in  $\phi 120$ ). Obremenitve prehajajo iz stebrov direktno v pilote, ki so nameščeni točno pod njimi, razen pilotov ob steni diafragme, ki so od diafragme oddaljeni za 1,5 m.

Vmesni objekt (del B - poslovni objekt), ki je postavljen med garažni objekt in trgovsko-stanovanjski objekt (del A), je povezava med obema objektoma. Tako kot podzemni objekt, je tudi ta temeljen na pilotih, ki so nameščeni pod stebri objekta. Tlorisna površina dela B meri v dolžino 50,15 m in v širino 26,50 m.

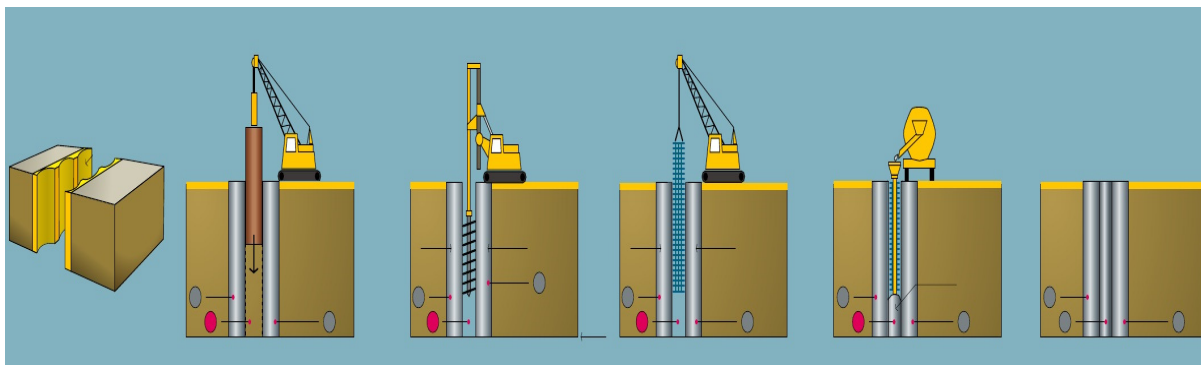
Objekt na južni strani (del A), meri v dolžino 58,85 m in v širino 46,35 m. Način temeljenja je enak kot v prejšnjih dveh primerih.

Vsi objekti [7] so temeljeni na pilotih različnih premerov, ki segajo do nosilnih flišnih tal, kot je razvidno v poglavju 5.3. Varovanje gradbene jame je izvedeno z AB diafragmo. Diafragma je debela 0,65 m in v globino meri približno 19 m. Gradnja panelov diafragme je izvedena okrog gradbene jame in zagotavlja vodotesnost in preprečuje vdor podtalnice v notranjost jame.

### **4.1 Izvedba armiranobetonske diafragme**

Diafragma je stena iz nearmiranega ali armiranega betona, ki varuje gradbeno jamo ali drug objekt pred porušitvijo zaradi okoliške zemljine.

Način izvedbe AB diafragme je najenostavnejše opisati po fazah [8], ki so opisane v naslednjih podpoglavjih in prikazane na sliki 7. Izkop in betoniranje posameznih panelov diafragme se ne izvaja zaporedno ampak izmenično s preskokom; izmenično se izvaja lihe in nato sode panele diafragme.



Slika 7: Faze izvedbe armiranobetonske diafragme

#### 4.1.1 Pripravljalna dela

Pred začetkom gradnje diafragme je potrebno zagotoviti dobro prepustno in stabilno delovno površino. Ta vključuje ustrezne klančine za dostop oziroma transport potrebne mehanizacije, ljudi in materiala na različne nivoje. Poleg tega potrebujemo prostor za mešalec, bazen in silos za bentonitno izplako, sistem za pripravo, črpanje in čiščenje izplake, ki pri izkopu kanala za diafragmo varuje zemljino pred porušitvijo.

#### 4.1.2 Gradnja uvodnega kanala

Uvodni kanal (slika 8) diafragme služi za zagotavljanje zaščite mehanizacije pri izkopavanju in zagotavlja varovanje sten jarka pred porušitvijo. Obenem služi kot vodilo za izkop zemljine, uravnava nivo bentonitne izplake in služi kot podpora armaturnim košem, ki jih vgradimo pred betoniranjem diafragme.



Slika 8: Uvodni kanal (vir: <http://www.terratest.com/>)

### 4.1.3 Izkop panela diafragme

Izkop posameznega panela diafragme se izvaja bagrsko s posebnim grabežem (slika 9). Ob izkopavanju posameznega panela diafragme mora biti zagotovljena stalna dobava bentonitne izplake za zagotovitev stabilnosti izkopnega jaška. Volumen izplake se ob dviganju čeljusti zmanjša in tako lahko pride do porušitve izkopnega jaška. Toleranca vertikalnosti panela diafragme mora biti v okviru vsaj 1 % dosežene globine, tako v prečni, kot v vzdolžni smeri.



Slika 9: Bagrski izkop kanala z grabežem (vir: <http://www.terratest.com/>)

### 4.1.4 Čiščenje izkopa in vgradnja zaključnic

Ko je izkop panela oziroma jaška dokončan, je potrebno kanal pripraviti na vgradnjo bočnih zaključnic, armaturnega koša in betoniranje. To naredimo tako, da očistimo stike že narejenih panelov diafragme in dno pravkar izkopanega kanala. Med izvedbo je potrebno stalno preverjati kvaliteto bentonitne izplake.

### 4.1.5 Vgradnja armaturnih košev

Armaturu, ki jo predhodno povežemo v armaturni koš (slika 10) vstavimo v jašek. Dolg armaturni koš lahko razdelimo na segmente, ki se nato na gradbišču povežejo med seboj. Armaturni koš nato obesimo na uvodni kanal.



Slika 10: Spuščanje armaturnega koša v jašek (vir: <http://www.terratest.com/>)

#### **4.1.6 Betoniranje**

Po vgradnji armaturnega koša se izvede kontraktorsko betoniranje panela s črpanim betonom. Betoniranje pričnemo pri dnu jaška, nato pa postopek betoniranja, pri čemer beton dovajamo skozi kontraktorsko cev, in izpodrivanja bentonitne izplake kontinuirano nadaljujemo proti vrhu oziroma uvodnem kanalu diafragme. Izpodrinjeno bentonitno izplako med betoniranjem panela črpamo v bazen oziroma enoto za čiščenje izplake.

#### **4.1.7 Odstranitev zaključnic**

Po končanem betoniranju posameznega panela odstranimo zaključnici in počakamo, da beton doseže predpisano trdnost. Ko je posamezen panel dokončan se postopek ponavlja, dokler ne sklenemo obroča okrog gradbene jame. Med vgradnjo diafragme je treba preveriti, da se med izvajanjem diafragme na sosednjih objektih ne pojavijo novo nastale razpoke ali razširitev že obstoječih razpok.

## 5 GEOTEHNIČNI IZRAČUNI

Vsi geotehnični izračuni zaščite gradbene jame so izvedeni po metodi končnih elementov z računalniškim programom Plaxis 2D 2012 [9] ob upoštevanju nelinearnih materialnih lastnosti zemljin. Analizirali smo dva računski prečna profila (profil P2 in profil P4). Uporabili smo dva različna elasto-plastična modela z izotropnim utrjevanjem in sicer Hardening soil model (HS model [10]) in model, ki upošteva togost zemljin pri majhnih deformacijah – Hardening Soil model with small-strain stiffness (HSS model [11]).

V izračunih smo upoštevali faznost gradnje. Računsko je bila kontrolirana vsaka gradbena faza ob upoštevanju znižanja nivoja podzemne vode v gradbeni jami skladno z napredovanjem del. Pri tem je upoštevan stacionarni tok podzemne vode v gradbeno jamo.

Vsi izračuni so izvedeni za mejno stanje uporabnosti pri računski varnosti  $F = 1,0$ . Kritična računski faza (izkop do temeljne plošče), ki je izkazovala največje obremenitve v konstrukciji, pa je bila preverjena tudi na mejno stanje nosilnosti ob upoštevanju zahtevane računski varnosti ( $F = 1,25$ ).

Zaradi slabo prepustnih tal, smo računski analize zaščite gradbene jame izvedli za različna stanja (drenirano, nedrenirano in z upoštevanjem časa gradnje 1. leto). Primerjava rezultatov računski analiz je prikazana v poglavju 5.8.

V poglavju 5.9 smo preverili računski varnost objekta na vzgon po dokončanju temeljne plošče.

### 5.1 Opis računski modela

Za izračun smo izdelali dva karakteristična geotehnična prečna profila, ki potekata preko garažne hiše (prečni profil P2) in preko poslovno-stanovanjskega objekta (prečni profil P4). S tem smo zajeli karakteristično sestavo tal in lastnosti objekta. Dno gradbene jame je na območju profila P2 na absolutni koti -7,98 m in v profilu P4 na absolutni koti -5,23 m.








Gradbena jama je po obodu varovana z AB diafragmo debeline 0,65 m. Na območju prečnega profila P2 je gradbena jama štirikrat razprta in na območju prečnega profila P4 dvakrat razprta s kletnimi etažnimi ploščami objekta debeline 30 cm.

Gradnja se izvaja od zgoraj navzdol s sprotim razpiranje AB diafragme s kletnimi ploščami objekta („top-down“ metoda). Po vgradnji diafragme se prične z odkopom obstoječega nasipa na zgornjo koto diafragme. Zemljina v gradbeni jami se nato odkoplje do nivoja prve razporne plošče. Hkrati se uvrta

pilote za temeljenje objekta (stebre) do nosilnih flišnih tal. Nato se izvede podložni beton, položi se armatura in zabetonira se prva razporna plošča. Pod ploščo se zemljina nato odkoplje do nivoja naslednje razporne plošče. Iz pilotov (stebrov) in diafragme se odbije zaščitni sloj betona in s tem dobi stik z armaturo, ki jo nato uporabimo pri betoniranju stebrov objekta in izvedbi dodatne (notranje) stene diafragme. Stebri in notranja stena diafragme služijo kot vertikalna podpora nadaljnjim razpornim ploščam. Postopek se ponavlja vse do končne kote izkopa in izvedbe temeljne plošče. Ko je temeljna plošča zabetonirana, je preprečen tudi vtok podzemne vode v gradbeno jamo.

V izračunu smo upoštevali kvaliteto betona C30/37, ostale karakteristike konstrukcijskih elementov pa so podane v preglednici 4.

Preglednica 4: Karakteristike nosilnih elementov

| Ime elementa     | Prečni prerez   |                   | $EA$<br>[kN] | $EI$<br>[kN/m <sup>2</sup> ] |
|------------------|---|-------------------|--------------|------------------------------|
|                  | Oblika  | [m <sup>2</sup> ] |              |                              |
| Diafragma        |    | 0,65              | 21450000     | 755219                       |
| Razporna plošča  |  | 0,30              | 9900000      | 74250                        |
| Temeljna plošča  |  | 0,70              | 23100000     | 943250                       |
| Pilot $\Phi 80$  |  | 0,50              | 16587609     | 663504,4                     |
| Pilot $\Phi 100$ |  | 0,79              | 25918139     | 1619884                      |
| Pilot $\Phi 125$ |  | 1,23              | 40497093     | 3954794                      |
| Steber           |  | 1,00              | 33000000     | 2750000                      |

### 5.1.1 Obtežba zaledja gradbene jame

Obtežbo obstoječih objektov v neposredni bližini gradbene jame smo ocenili na podlagi števila etaž. Za stanovanjski blok na vzhodnem delu smo ocenili  $q_{\text{blok}} = 61 \text{ kN/m}^2$ , za trgovinski center na zahodnem delu pa slabo polovico te obtežbe in sicer  $q_{\text{tc}} = 34 \text{ kN/m}^2$ .

$$q = d_{tp} \gamma_b + d_{sp} \gamma_b + (n - 1)(9 \text{ kPa}) \quad (1)$$

Ocena temelji na izkustveni formuli (enačba (1)) pri čemer je  $q$  obtežba objekta ter  $\gamma_b$  specifična teža betona,  $d_{tp}$  in  $d_{sp}$  debelina temeljne oziroma strešne plošče in  $n$  število etaž nad temeljno ploščo.

### 5.1.2 Nivo podzemne vode

Zaradi bližine morja je bilo pričakovati, da se bo podzemna voda med vrtanjem pojavila tik pod površjem, saj je razlika med gladino morja in najvišjo točko terena na lokaciji gradbene jame samo 3,0 m. Talna voda je na absolutni koti 0,0 m.

### 5.1.3 Določitev vodoprepustnosti

Količnik vodoprepustnosti posameznih slojev zemljin smo določili iz rezultatov edometerskih preiskav. Iz časovnega poteka konsolidacije vzorcev v edometru, smo ocenili čas primarne konsolidacije po Terzaghiju [12] in iz enačbe (2):

$$T_v = \frac{c_v t}{h^2} = \frac{k E_{oed} t}{\gamma_w h^2} \quad (2)$$

kjer je  $T_v$  časovni faktor konsolidacije,  $E_{oed}$  modul stisljivosti na obravnavani stopnji,  $t$  čas 100% konsolidacije konsolidacije,  $\gamma_w$  prostorninska teža vode in  $h$  polovica višine vzorca, določili koeficiente vodoprepustnosti zemljin  $k$ .

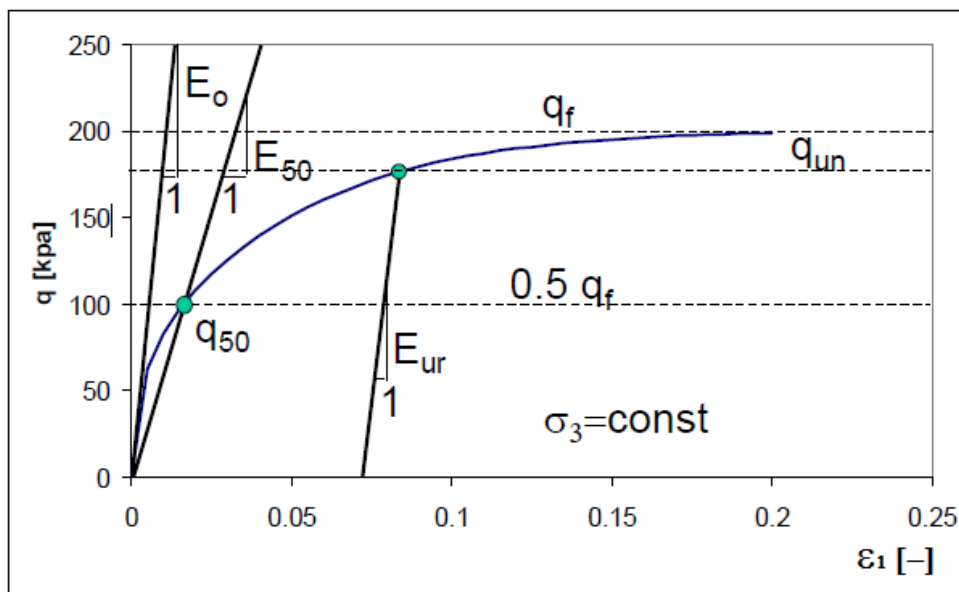
Izračunani koeficienti vodoprepustnosti glinenih zemljin, vključno z ostalimi izkustveno določenimi koeficienti, za sloje kot so; nasip, preperina laporja in lapor, so podani v preglednici 5.

Preglednica 5: Prepustnost zemljine v profilih P2 in P4

|           | Nasip                 | CL                     | CH                     | Preperina laporja      | Lapor                  |
|-----------|-----------------------|------------------------|------------------------|------------------------|------------------------|
| $k$ [m/s] | $1,79 \times 10^{-8}$ | $1,79 \times 10^{-11}$ | $4,36 \times 10^{-11}$ | $4,36 \times 10^{-11}$ | $8,73 \times 10^{-12}$ |

## 5.2 Opis nelinearnih materialnih modelov za zemljine (HS model in HSS model)

Materialni model z imenom »The Hardening Soil Model« (HS model) je elasto-plastičen model z utrjevanjem, ki ga je leta 1999 razvil T. Schanz [13]. Enako kot pri Mohr-Coulombovem materialnem modelu, so mejna napetostna stanja zemljin določena z efektivnim strižnim kotom  $\varphi'$  in kohezijo  $c'$  ter kotom razmikanja  $\psi$ . Togost tal je definirana s tremi različnimi deformacijskimi moduli; Youngovim modulom  $E_{50}$  pri 50% mejne strižne napetosti,  $E_{ur}$  je razbremenilna vrednost Youngovega modula in  $E_{oed}$  edometerski modul (slika 11).

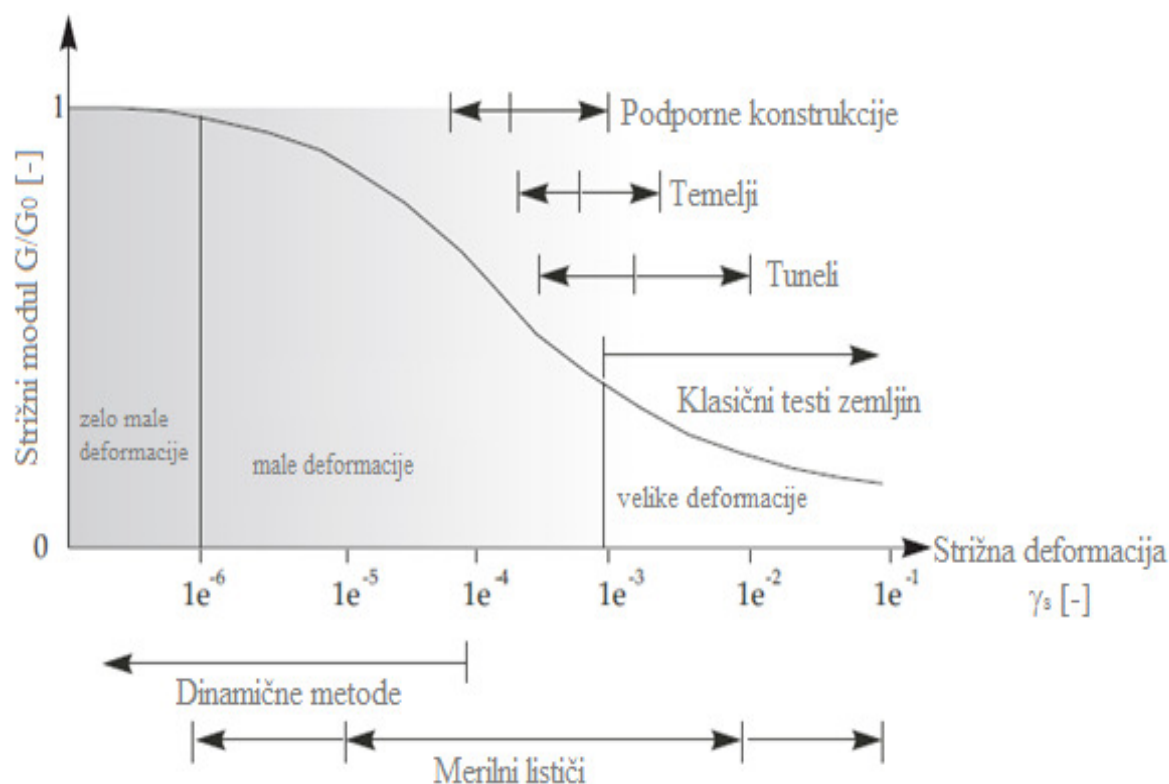


Slika 11: Določitev deformacijskih modulov:  $E_0$ ,  $E_{50}$  in  $E_{ur}$

Alternativno program omogoča izračun zgornjih deformacijskih modulov tudi iz koeficienta stisljivosti ( $C_c$ ) in razbremenitve ( $C_s$ ), ki ju določimo iz edometriške preiskave (poglavje 5.2.1). Poleg že navedenih parametrov HS modela, potrebujemo še Poissonov količnik pri razbremenitvi ( $\nu_{ur}$ ) in referenčni tlak  $p^{ref}$ .  $K_0^{nc}$  je koeficient mirnega zemeljskega pritiska,  $R_f$  pa porušitveni parameter z običajno vrednostjo 0,9.

Nadgradnja HS modela je model z imenom »The Hardening Soil model with small-strain stiffness« (HSS model). Zaradi neupoštevanja togosti zemljine pri majhnih deformacijah, je HSS model nadgrajen in upošteva še dva dodatna deformacijska parametra; strižni modul  $G_0$ , ki predstavlja strižni modul zemljine pri zelo majhnih deformacijah in  $\gamma_{0,7}$ , ki definira vrednost strižne deformacije pri 70 % razmerja med strižnima moduloma  $G$  in  $G_0$ . Iz diagrama na sliki 12, kjer je prikazano razmerje strižnih modulov  $G/G_0$  v odvisnosti od velikosti strižnih deformacij in tipov inženirskih konstrukcij, je razvidno, da so strižne deformacije tal pri podpornih konstrukcijah običajno še v območju tako imenovanih majhnih deformacij. Zato je v geostatičnih izračunih smiselna uporaba HSS modela, ki upošteva povečano togost tal v območju majhnih deformacij.



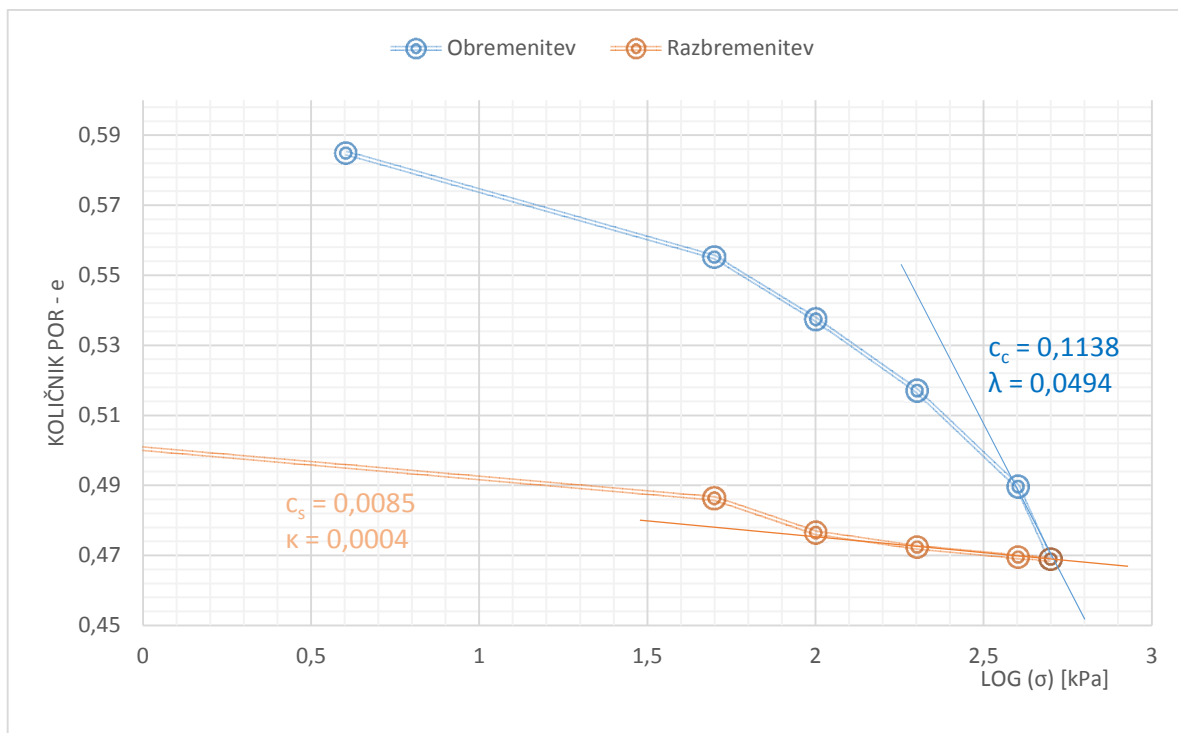


Slika 12: Značilno deformacijsko obnašanje zemljin (po Atkinsonu in Salforsu (1991) [14])

### 5.2.1 Določitev materialnih parametrov zemljin za HS model

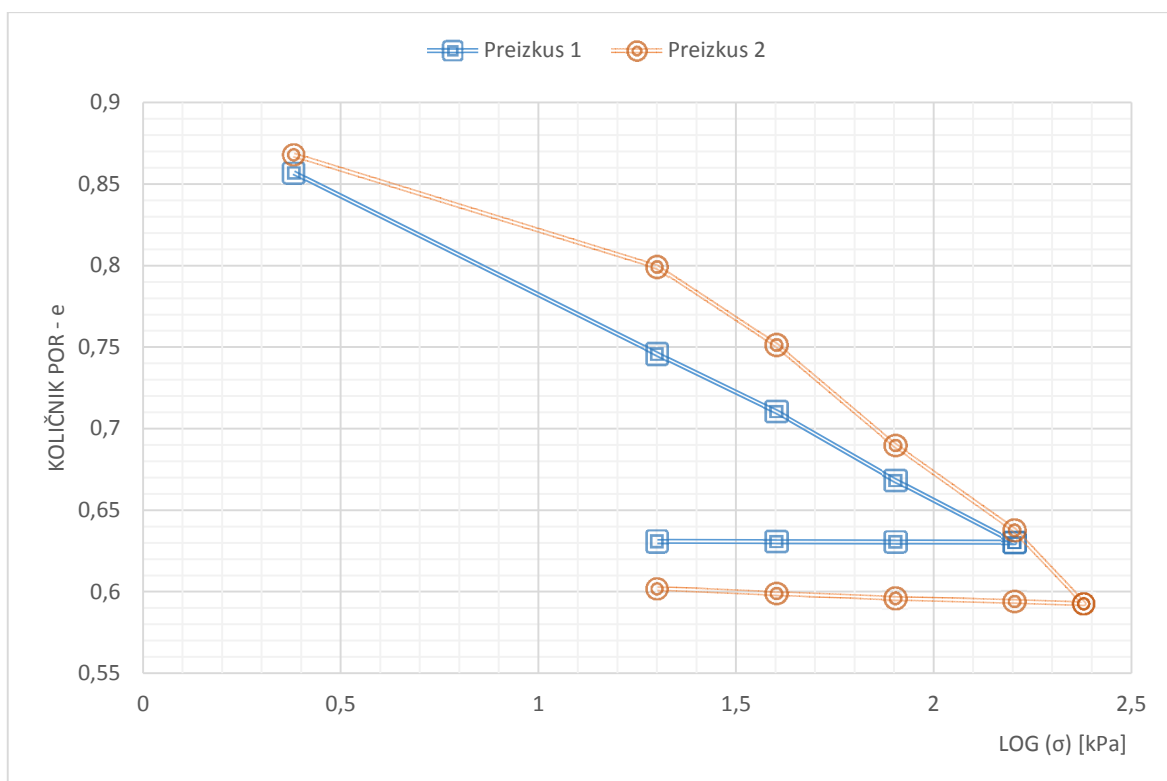
Materialne parametre zemljin smo določili iz laboratorijskih in terenskih preiskav ali izkustveno, če preiskave niso bile izvedene.

Za glinen sloj z oznako CL smo deformacijske parametre določili iz dveh in za sloj z oznako CH iz štirih edometerskih preiskav. Iz edometerskih krivulj lahko določimo naklona obremenilne in razbremenilne linije (slika 13) in določimo koeficienta stisljivosti ( $C_c$ ) in razbremenitve ( $C_s$ ). Modra barva predstavlja obremenilno, oranžna pa razbremenilno linijo.

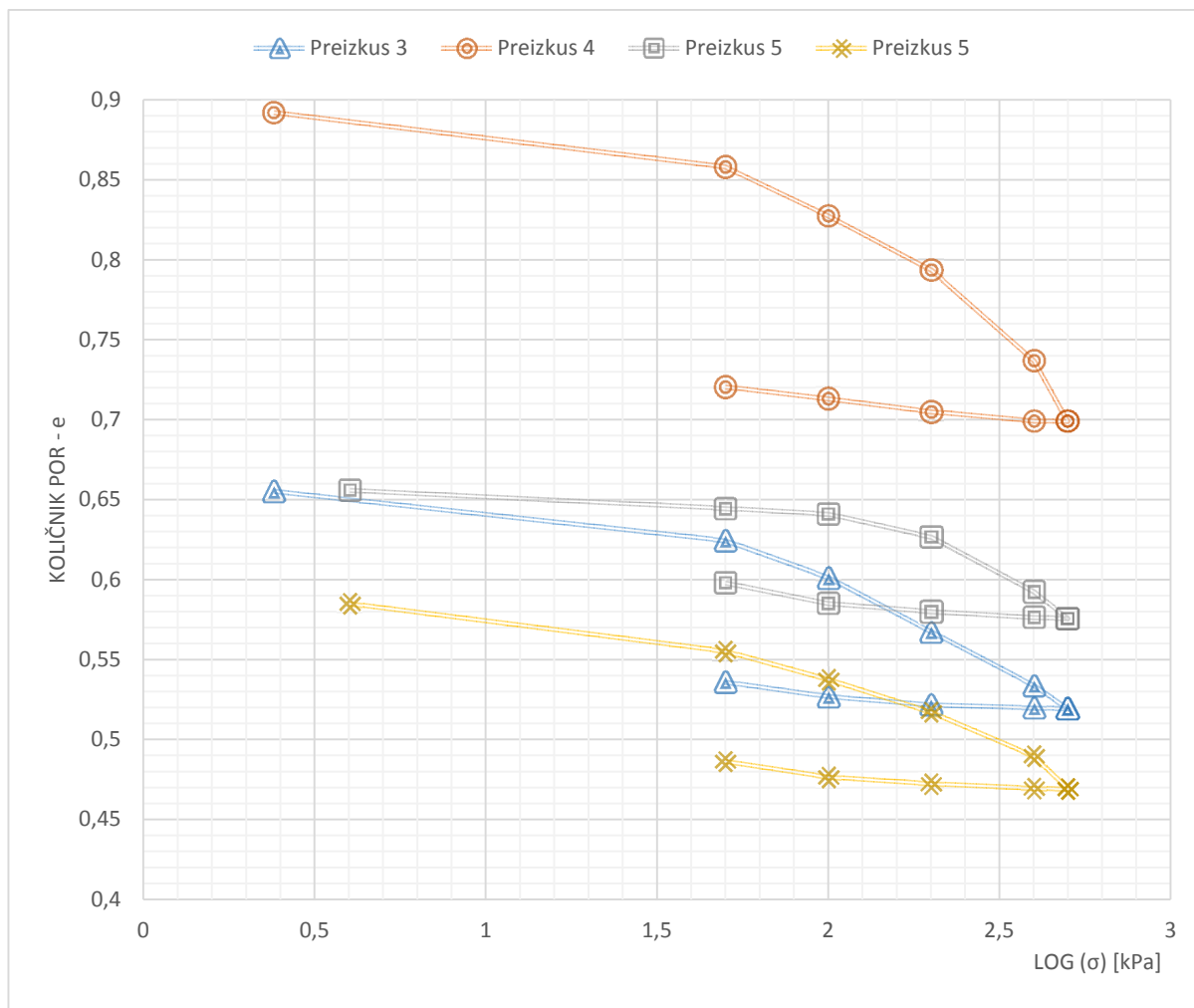


Slika 13: Določitev parametrov  $C_c$  in  $C_s$  iz edometrične krivulje

Rezultati edometriških preiskav za sloj CL so prikazani na sliki 14, za sloj CH pa na sliki 15.



Slika 14: Grafični prikaz edometriških preiskav - sloj CL



Slika 15: Grafični prikaz edometriških preiskav - sloj CH

Deformacijski parametri sloja glin CL in CH so podani v preglednici 6. Dodatno sta prikazana še parametra  $\lambda = C_c / \ln(10)$  ter  $\kappa = C_s / \ln(10)$ .

Preglednica 6: Deformacijski parametri za materialna modela HS in HSS iz edometriških preiskav

| Preizkus | Globina       | Sloj | $\gamma$   | $e_0$  | $C_c$  | $C_s$  | $\lambda$ | $\kappa$ |
|----------|---------------|------|------------|--------|--------|--------|-----------|----------|
| 1        | 5,70 - 6,00   | CL   | 19,64      | 0,8572 | 0,1330 | 0,0007 | 0,0578    | 0,0003   |
| 2        | 8,70 - 9,00   |      | 19,16      | 0,8681 | 0,1899 | 0,0081 | 0,0825    | 0,0035   |
| 3        | 13,00 - 13,30 | CH   | 20,11      | 0,6551 | 0,1155 | 0,0054 | 0,0502    | 0,0023   |
| 4        | 17,70 - 18,00 |      | 18,81      | 0,892  | 0,3890 | 0,0010 | 0,1689    | 0,0004   |
| 5        | 21,00 - 21,30 |      | 19,28      | 0,6558 | 0,1247 | 0,0110 | 0,0541    | 0,0048   |
| 6        | 25,40 - 25,70 |      | ni podatka | 0,585  | 0,1138 | 0,0085 | 0,0494    | 0,0037   |

Iz vrednosti v preglednici 6 smo izračunali povprečne karakteristike slojev CL in CH, ki so, poleg izkustvenih vrednosti za ostale sloje zemljin, podane v preglednici 7.

Preglednica 7: Karakteristične vrednosti materialnih lastnosti zemljin

| Sloj        | $\gamma$<br>[kN/m <sup>3</sup> ] | $e_0$ | $c_c$ | $c_s$ | $E_{50}$<br>[MPa] | $E_{oed}$<br>[MPa] | $E_{ur}$<br>[MPa] | $\varphi'$<br>[°] | $c'$<br>[kPa] | $k$<br>[m/s]           |
|-------------|----------------------------------|-------|-------|-------|-------------------|--------------------|-------------------|-------------------|---------------|------------------------|
| Nasip       | 21                               | 0,50  | 0,01  | 0,003 | 30                | 30                 | 90                | 34                | 1             | $1,79 \times 10^{-8}$  |
| CL          | 19                               | 0,87  | 0,19  | 0,008 | 2,83              | 2,26               | 48                | 20                | 1             | $1,79 \times 10^{-11}$ |
| CH          | 19                               | 0,63  | 0,12  | 0,008 | 3,98              | 3,18               | 41                | 19                | 1             | $4,36 \times 10^{-11}$ |
| Prep. lapor | 21                               | 0,50  | 0,01  | 0,003 | 40                | 40                 | 120               | 35                | 10            | $4,36 \times 10^{-11}$ |
| Lapor       | 23                               | 0,5   | 0,01  | 0,002 | 60                | 60                 | 180               | 35                | 50            | $8,73 \times 10^{-12}$ |

### 5.2.2 Določitev materialnih parametrov zemljin za HSS model

Za izračune, kjer smo upoštevali togost tal pri majhnih deformacijah (HSS model), smo poleg karakteristik podanih v preglednici 7, potrebovali še vrednost strižnega modula  $G_0$  pri zelo majhnih deformacijah in vrednost referenčne strižne deformacije  $\gamma_{0,7}$ . Ker nismo razpolagali s terenskimi oziroma laboratorijskimi meritvami strižnega modula pri majhnih deformacijah, smo uporabili empirično formulo (Hardin and Black [15]) za izračun strižnega modula  $G_0$  (enačba (3)):

$$G_0 = A f(e) OCR^k \left( \frac{p'}{p_{ref}} \right)^m \quad (3)$$

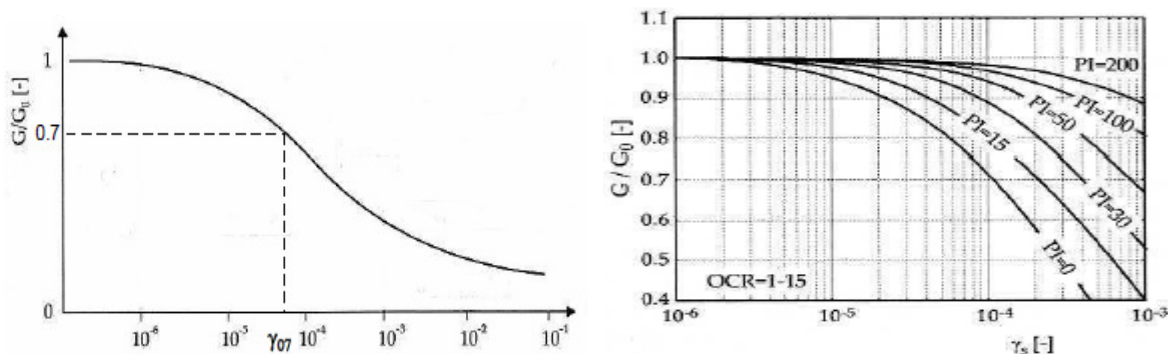
Preglednica 8: Omejitve in parametri za izračun strižnega modula  $G_0$

| Zemljina                           | $e_{min}$ | $e_{max}$ | $A$<br>[MPa] | $f(e)$                       | $m$ | Ref.                 |
|------------------------------------|-----------|-----------|--------------|------------------------------|-----|----------------------|
| Peski                              | 0,5       | 1,1       | 57           | $\frac{(2,17 - e)^2}{1 + e}$ | 0,4 | Iwasaki [16]         |
| Ilovnata tla in<br>zdrobljen pesek | 0,6       | 1,5       | 33           | $\frac{(2,97 - e)^2}{1 + e}$ | 0,5 | Hardin in Black [15] |
| Kohezivna tla                      | 0,6       | 1,5       | 16           | $\frac{(2,97 - e)^2}{1 + e}$ | 0,5 | Kim [17]             |
| Publica                            | 1,4       | 4,0       | 1,4          | $\frac{(7,32 - e)^2}{1 + e}$ | 0,6 | Kim [17]             |

Priporočene vrednosti parametrov v enačbi (3) za različne vrste zemljin so prikazane v preglednici 8.

Strižni modul pri zelo majhnih deformacijah  $G_0$  smo določili empirično na osnovi znanega količnika por  $e$  in funkcije  $f(e)$ , empiričnih koeficientov  $A$ ,  $k$  in  $m$ , prekonsolidacijskega faktorja  $OCR$ , povprečne napetosti  $p$  in referenčnega tlaka  $p_{ref}$ .

Vučetić in Dobry [18] sta preiskovala odnos med  $G/G_0$  in velikostjo strižne deformacije za zemljine z različnim indeksom plastičnosti  $I_p$  (sliki 16a in 16b). Če nimamo ustreznih preiskav, lahko na podlagi znanega indeksa plastičnosti  $I_p$  iz slike 16b približno ocenimo strižno deformacijo  $\gamma_{0,7}$  posamezne zemljine glede na vrednost indeksa plastičnosti.



Slika 16: a) Shematični prikaz določitve strižne deformacije  $\gamma_{0,7}$  in b) določitev strižne deformacije  $\gamma_{0,7}$  pri različnih indeksih plastičnosti po Vučetiću in Dobryu [18]

Vrednosti materialnih parametrov HSS modela, določene po zgoraj opisanem postopku, so podane v preglednici 9.

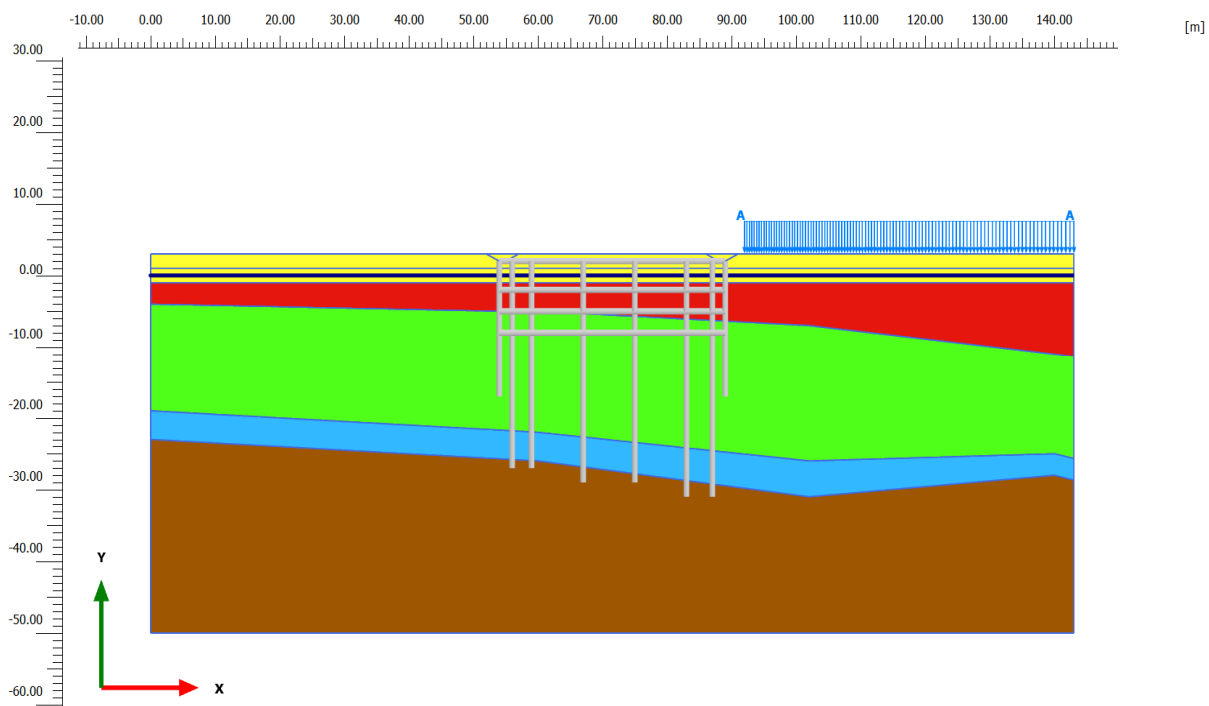
Preglednica 9: Karakteristične vrednosti materialnih parametrov - HSS model

| Sloj          | $\gamma$<br>[kN/m <sup>3</sup> ] | $e_0$ | $C_c$ | $C_s$ | $E_{50}$<br>[MPa] | $E_{oed}$<br>[MPa] | $E_{ur}$<br>[MPa] | $\phi'$<br>[°] | $c'$<br>[kPa] | $k$<br>[m/s]           | $G_0$<br>[MPa] | $\gamma_{0,7}$<br>[-] |
|---------------|----------------------------------|-------|-------|-------|-------------------|--------------------|-------------------|----------------|---------------|------------------------|----------------|-----------------------|
| Nasip         | 21                               | 0,50  | 0,01  | 0,003 | 30                | 30                 | 90                | 34             | 1             | $1,79 \times 10^{-8}$  | 81             | 0,0001                |
| CL            | 19                               | 0,87  | 0,19  | 0,008 | 2,83              | 2,26               | 48                | 20             | 1             | $1,79 \times 10^{-11}$ | 31             | 0,0002                |
| CH            | 19                               | 0,63  | 0,12  | 0,008 | 3,98              | 3,18               | 41                | 19             | 1             | $4,36 \times 10^{-11}$ | 55             | 0,00045               |
| Prep. laporja | 21                               | 0,50  | 0,01  | 0,003 | 40                | 40                 | 120               | 35             | 10            | $4,36 \times 10^{-11}$ | 213            | 0,00014               |
| Lapor         | 23                               | 0,5   | 0,01  | 0,002 | 60                | 60                 | 180               | 35             | 50            | $8,79 \times 10^{-12}$ | 289            | 0,00014               |

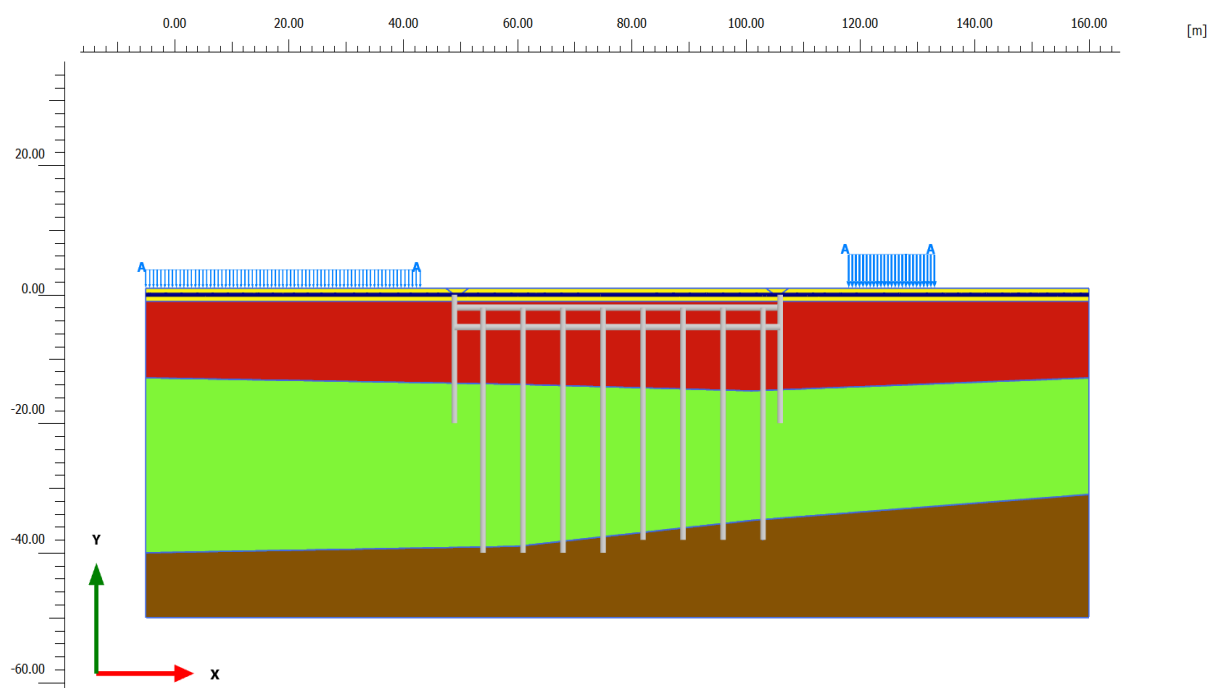
### 5.3 Dvodimenzionalni računski model

Pri dvodimenzionalnih (2D) računskih modelih smo pri podajanju geometrije upoštevali vplivno širino, ki je za trikrat večja od globine diafragme. Pri profilu P2 smo upoštevali širino vplivnega območja 149 m in globino 53 m, pri profilu P4 enako globino, kot pri profilu P2, in širino 171 m. Širina gradbene jame v profilu P2 meri 35 m, v profilu P4 pa 57 m. Globina gradbene jame v profilu P2 znaša 11 m, v profilu P4 pa 8 m. Začetna geometrija računskega modela v prečnem profilu P2 je prikazana na sliki 17, geometrija računskega modela v profilu P4 pa na sliki 18.

Različne barve prikazujejo sloje zemljin. Rumena barva prikazuje nasip, rdeča lahko gnetno glino (CL), zelena težko gnetno glino (CH), modra in rjava barva pa preperino laporja in lapor. Na slikah 17 in 18 je s krajšo navpično sivo črto prikazana diafragma, razporne plošče prikazujejo vodoravne sive črte, navpične sive črte v centralnem delu pa prikazujejo pilote, na katerih temeljimo objekt.



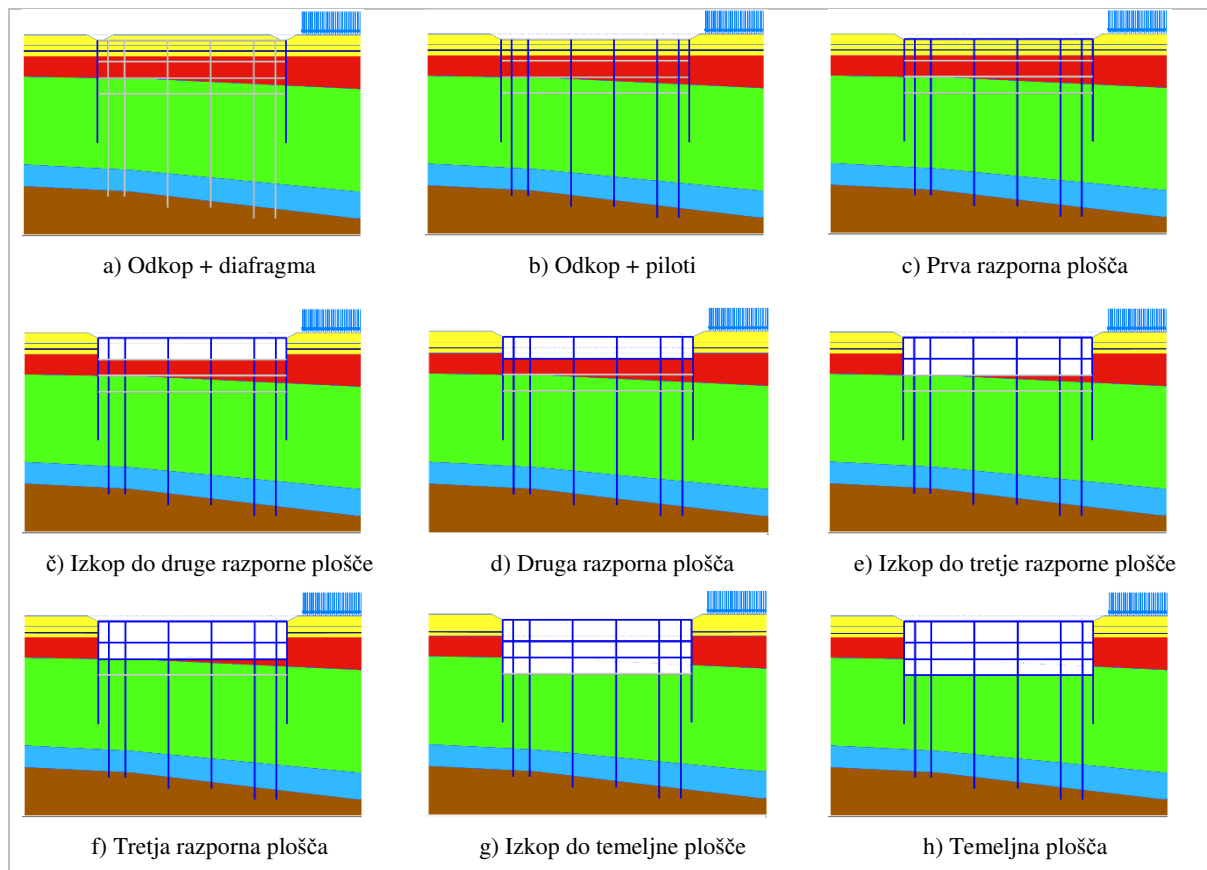
Slika 17: Računski model - prečni profil P2



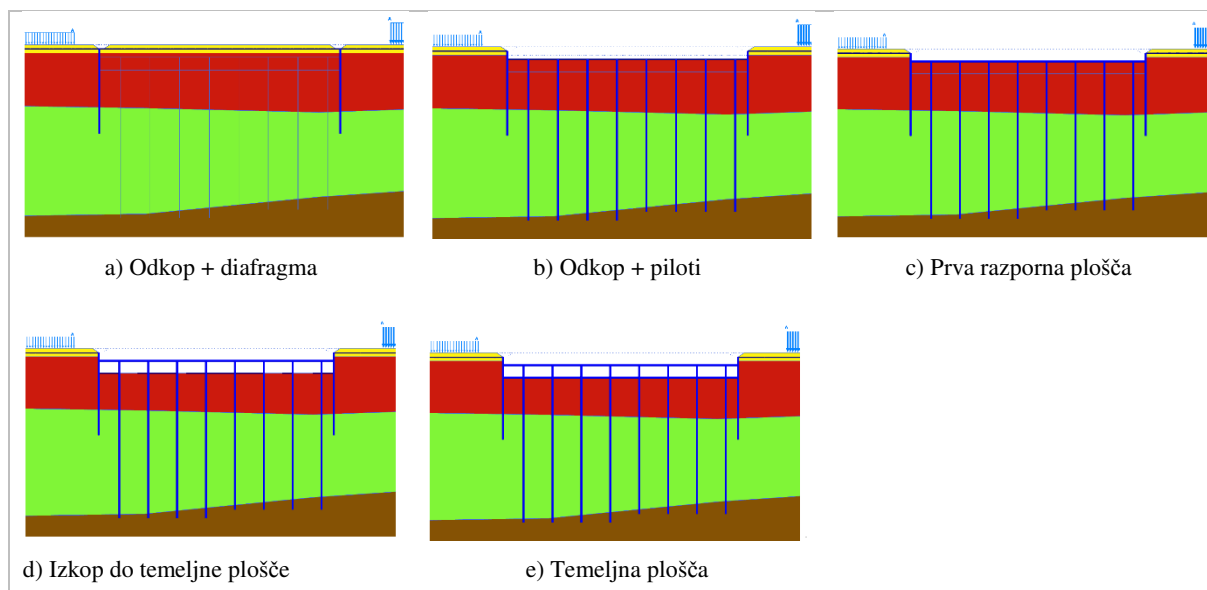
Slika 18: Računski model - prečni profil P4

## 5.4 Računske faze

Vsi izračuni varovanja gradbene jame so izvedeni ob upoštevanju ključnih gradbenih faz. Na sliki 19 so gradbene in hkrati tudi računske faze prikazane za profil P2, na sliki 20 pa za profil P4.



Slika 19: Prikaz računskih faz v prečnem profilu P2



Slika 20: Prikaz računskih faz v prečnem profilu P4

## **5.5 Izračun v dreniranih pogojih**

V izračunu v dreniranih pogojih nismo upoštevali presežnih pornih tlakov, ki sicer nastanejo pri obremenitvi ali razbremenitvi slabo prepustnih tal. Ker so v dreniranih pogojih izvršijo tako distorzijske in končne volumske deformacije, lahko pričakujemo tudi največje računske premike in notranje sile v konstrukciji.

Najprej bomo prikazali rezultate ob upoštevanju dreniranih pogojev izračunane z modelom HS, nato pa v poglavju 5.5.2 sledi prikaz rezultatov izračunov z modelom HSS.

### **5.5.1 Izračun z uporabo HS modela v dreniranih pogojih**

V tem poglavju in naslednjih podpoglavjih so prikazani rezultati izračuna v dreniranih pogojih za HS model v kritični fazi gradnje, pred betoniranjem temeljne plošče in brez upoštevanja vzgonskih tlakov na temeljno ploščo. To je v fazi, ko izkopljemo zemljino na končno globino gradbene jame, tik preden zabetoniramo temeljno ploščo.

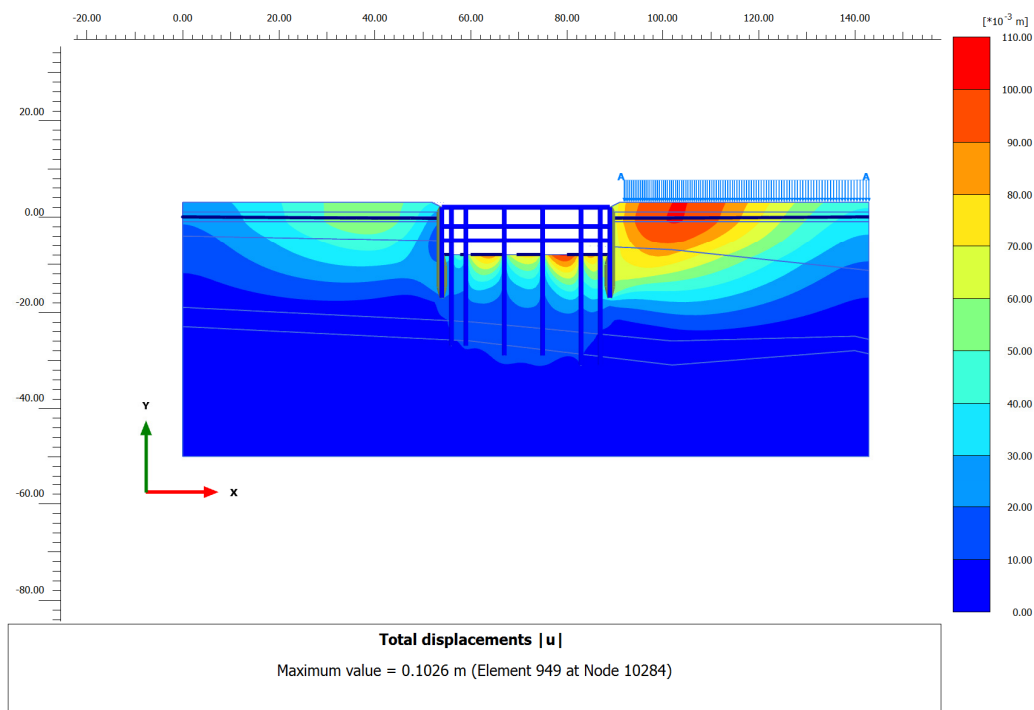
V nadaljevanju so prikazni računski pomiki diafragme in notranje sile v konstrukciji pri računski varnosti  $F = 1,0$  (mejno stanje uporabnosti). Za mejno stanje nosilnosti pri računski varnosti  $F = 1,25$  računskih pomikov diafragme in notranjih sil v konstrukciji zaradi podobnih potekov/oblik diagramov ne bomo posebej prikazali na slikah. Izračunane vrednosti osnih sil v razpornih ploščah za mejno stanje nosilnosti so poleg vrednosti za mejno stanje uporabnosti podane v preglednicah poglavja 5.8.1, vrednosti pomikov, prečnih sil in upogibnih momentov pa v preglednicah poglavja 5.8.2.

#### **5.5.1.1 Izolinije pomikov zemljin v okolici gradbene jame**

Na slikah 21 in 22 prikazujemo izolinije absolutnih pomikov ob upoštevanju dreniranih pogojev za oba profila (P2 in P4) v kritični fazi gradnje. Najmanjše vrednosti pomikov zemljin so označene z modro barvo, največje pa z rdečo.

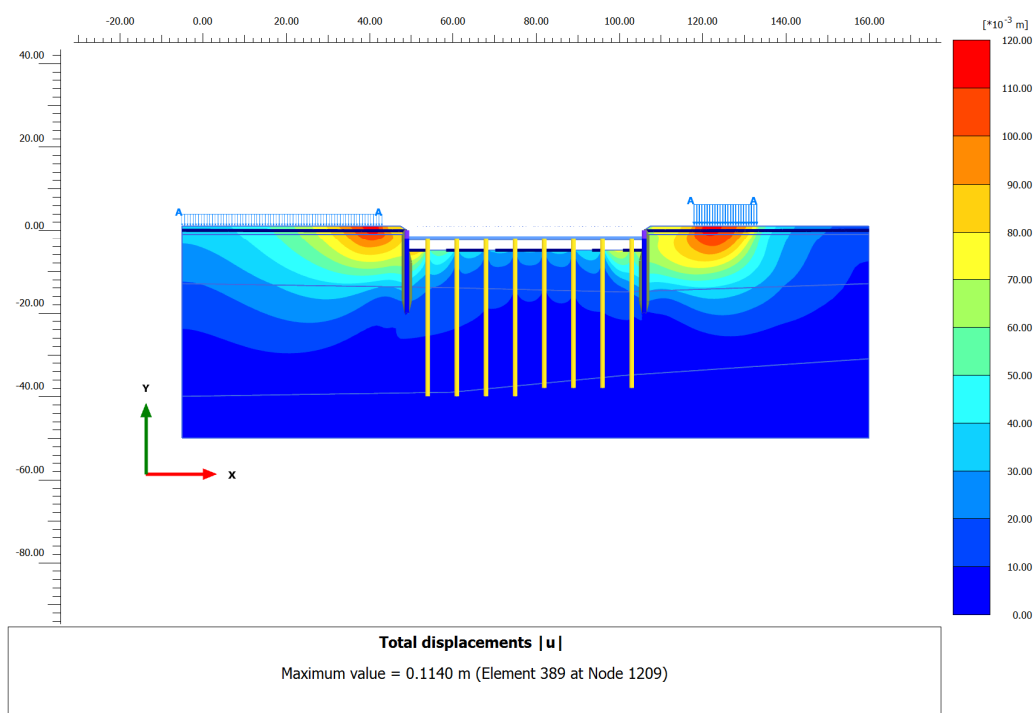
Maksimalna vrednost pomikov zemljin v profilu P2 znaša 10,3 cm in je razvidna na sliki 21. Ta pomik se zgodi pod obstoječim objektom trgovskega centra v neposredni bližini gradbene jame. Podobni pomiki zemljin se zgodijo tudi na levi strani gradbene jame, a so za polovico manjši od pomikov na desni strani.





Slika 21: Izolinije pomikov - profil P2

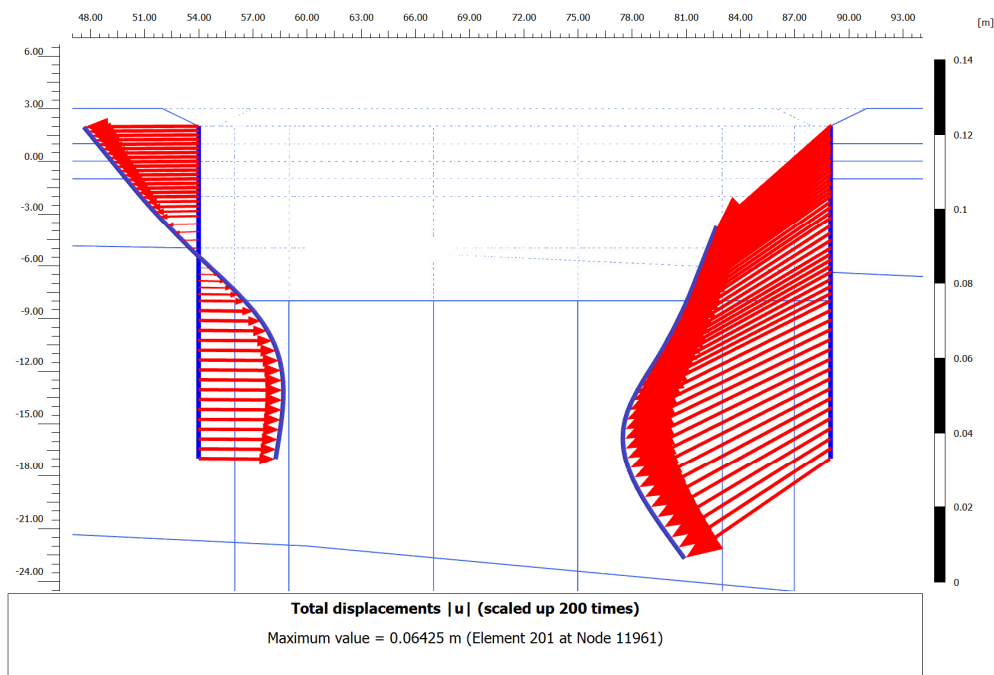
V profilu P4 (slika 22) so maksimalni pomiki tako na levi kot na desni strani gradbene jame enaki in znašajo 11,4 cm. Pomiki zemljin v okolici gradbene jame se zgodijo predvsem zaradi izkopa zemljin iz gradbene jame.



Slika 22: Izolinije pomikov – profil P4

### 5.5.1.2 Pomiki diafragme

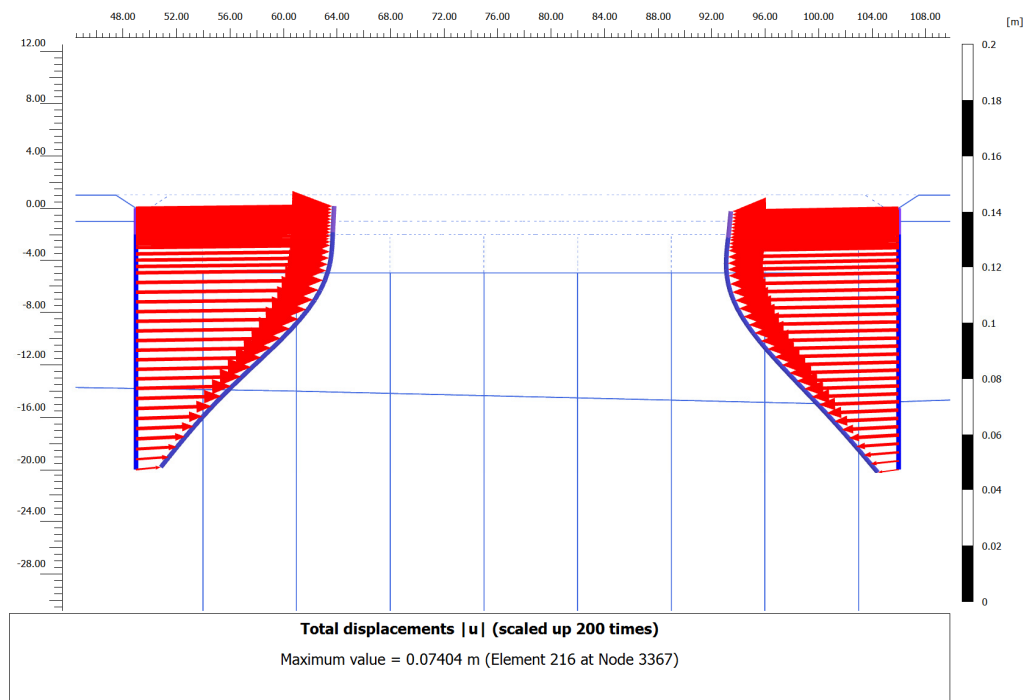
Na sliki 23 so prikazani pomiki leve in desne diafragme v prečnem profilu P2. Pomiki diafragme na levi strani so usmerjeni horizontalno, na desni pa kažejo smer diagonalno navzdol. To je posledica vpliva raznolike sestave tal in vpliva obtežbe obstoječega trgovskega objekta v zaledju konstrukcije. Na levi strani tega ne opazimo, saj v vplivnem območju ni dodatne obtežbe zaledja gradbene jame.



Slika 23: Pomiki diafragme – profil P2

Maksimalna vrednost pomika diafragme (slika 23) na levi strani je 3,2 cm, na desni pa 6,4 cm.

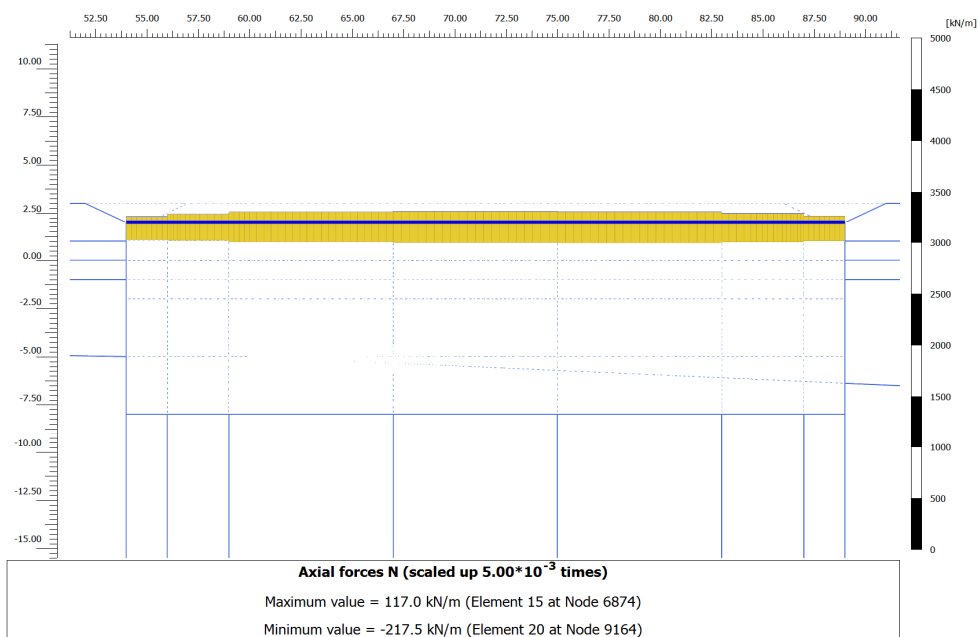
Na sliki 24 so prikazani pomiki diafragem v profilu P4. Zaradi obojestranske obtežbe zaledja sta diafragmi bolj primerljivi. Maksimalni pomik diafragme na levi strani gradbene jame znaša 7,4 cm, na desni strani pa 6,4 cm.



Slika 24: Pomiki diafragme – profil P4

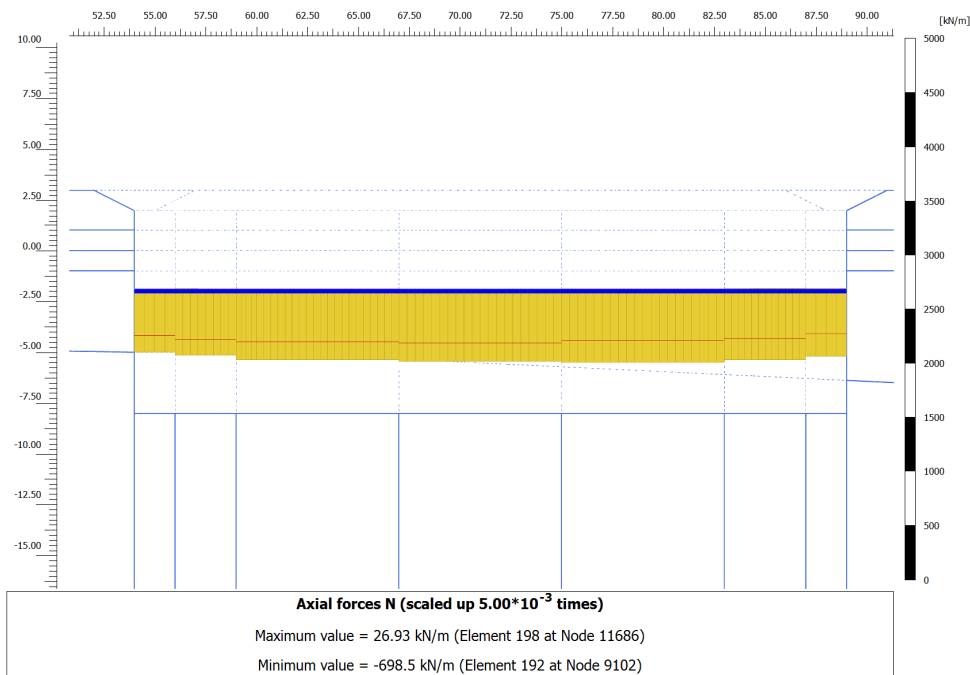
### 5.5.1.3 Notranje statične količine

Za profil P2 so na slikah 25 do 27 prikazane ovojnice osnih sil v razpornih ploščah. Na slikah 28 in 29 pa so prikazane ovojnice prečnih sil in upogibnih momentov v diafragmi na levi in desni strani gradbene jame.

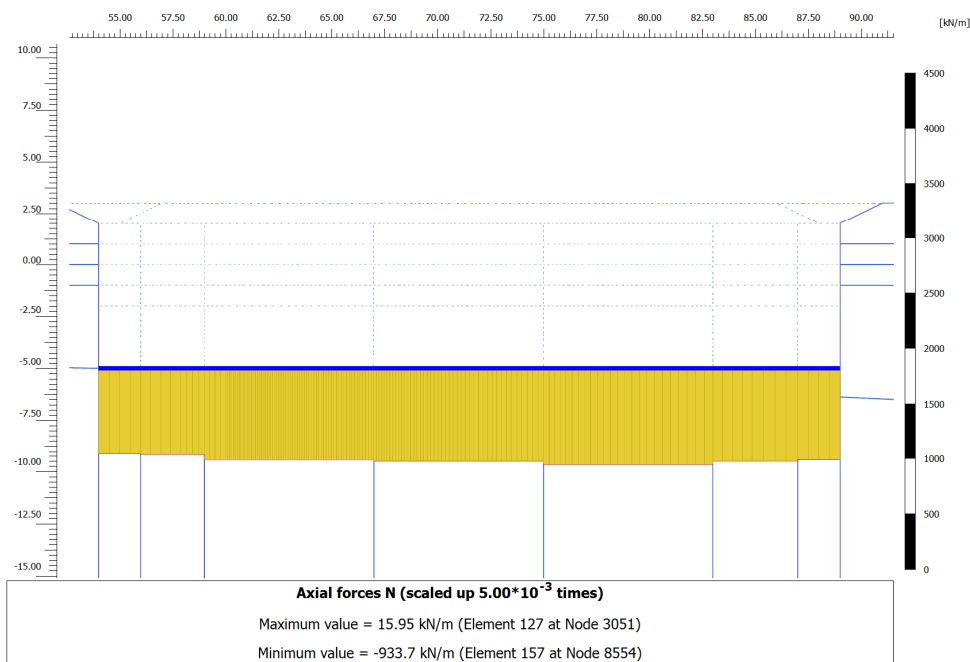


Slika 25: Ovojnice osnih sil v prvi razporni plošči – profil P2

V prvi razporni plošči profila P2 (slika 25) znaša vrednost maksimalne osne sile 117,0 kN/m (nateg), minimalna vrednost osne sile pa -217,5 kN/m (tlak). V drugi razporni plošči (slika 26) je natezna sila manjša (26,9 kN/m), tlačna sila pa večja (-698,5 kN/m). V tretji razporni plošči (slika 27) je natezna sila še manjša (16,0 kN/m), tlačna pa večja v primerjavi z drugo razporno ploščo (-933,7 kN/m).

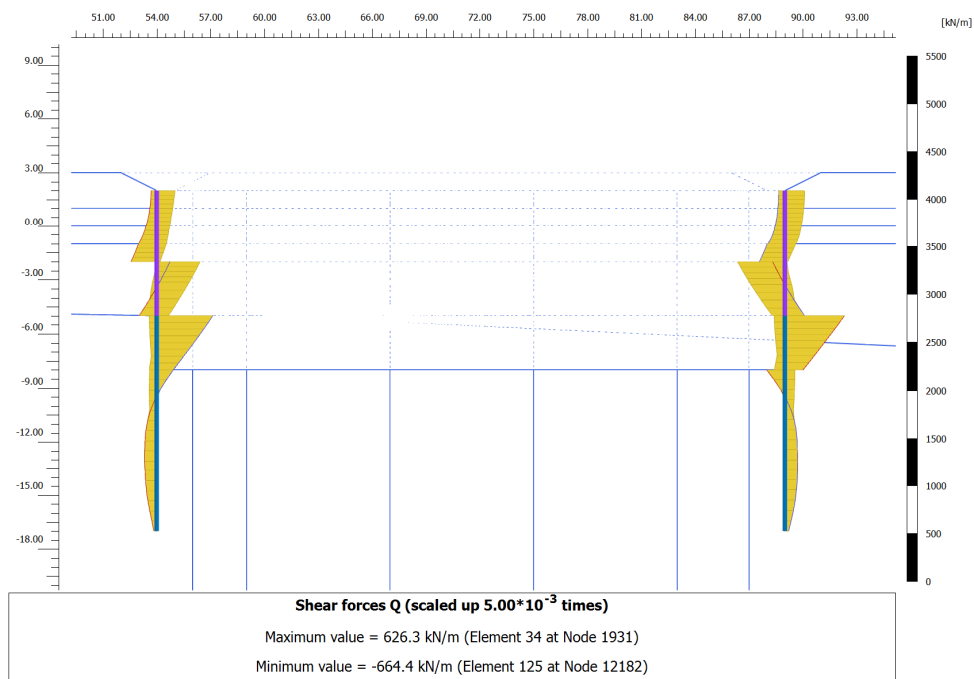


Slika 26: Ovojnica osnih sil v drugi razporni plošči – profil P2

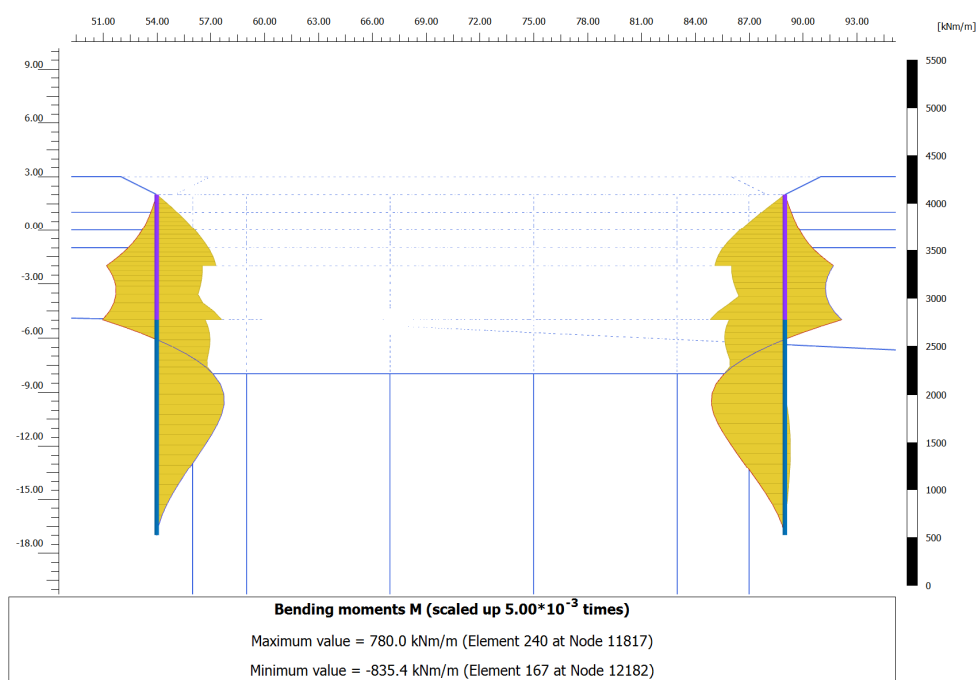


Slika 27: Ovojnica osnih sil v tretji razporni plošči – profil P2

V nadaljevanju so prikazani diagrami ovojnici prečnih sil in upogibnih momentov (sliki 28 in 29) v diafragmah za prečni profil P2. Na sliki 28 sta prikazani ovojnici prečnih sil v diafragmah z maksimalno absolutno vrednostjo prečne sile v diafragmi 664,4 kN/m.

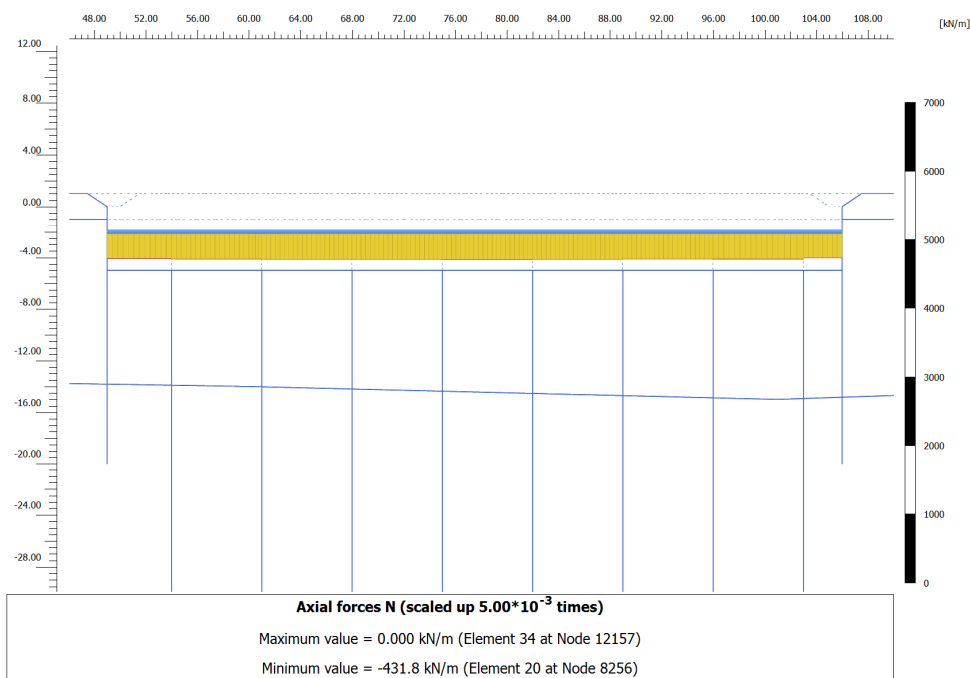


Slika 28: Ovojnice prečnih sil v diafragmah – profil P2

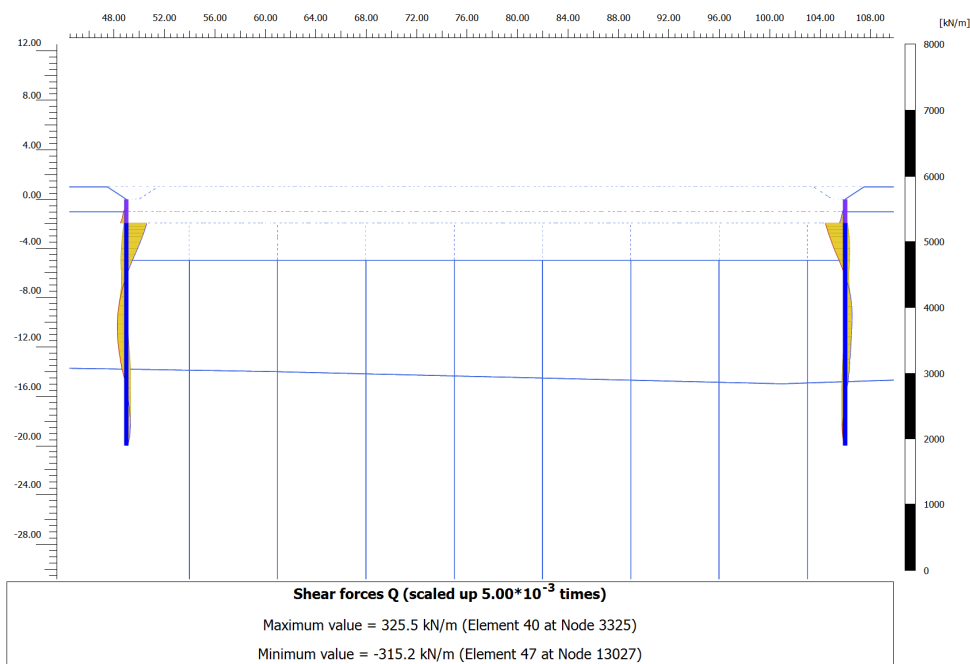


Slika 29: Ovojnice upogibnih momentov v diafragmah – profil P2

Na sliki 29 sta prikazana diagrama ovojnic upogibnih momentov v diafragmah. Maksimalna vrednost upogibnega momenta diafragem znaša 780,0 kNm/m, minimalna vrednost pa -835,4 kNm/m. Na sliki 30 je za profil P4 prikazana ovojnica osnih sil v razporni plošči. Vrednost maksimalne osne sile (nateg) je enaka nič, vrednost minimalne osne sile (tlak) pa dosega -431,8 kN/m.

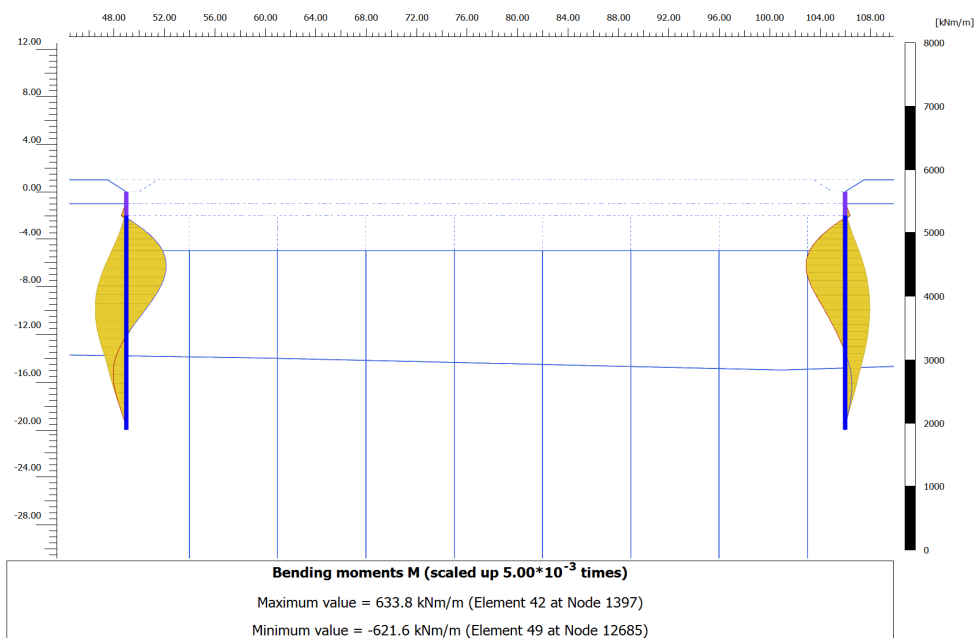


Slika 30: Ovojnica osnih sil v razporni plošči – profil P4



Slika 31: Ovojnici prečnih sil v diafragmah – profil P4

Na sliki 31 sta prikazani ovojnici prečnih sil v diafragmah v prečnem profilu P4. Maksimalna absolutna vrednost prečne sile je 325,5 kN/m. Slika 32 pa prikazuje ovojnici upogibnih momentov diafragme z maksimalno vrednostjo 633,8 kNm/m in minimalno vrednostjo -621,6 kNm/m.



Slika 32: Ovojnice momentov v diafragmah – profil P4

Vrednosti in položaj maksimalnih prečnih sil in maksimalnih in minimalnih upogibnih momentov potrebujemo za določitev armature v diafragmi.

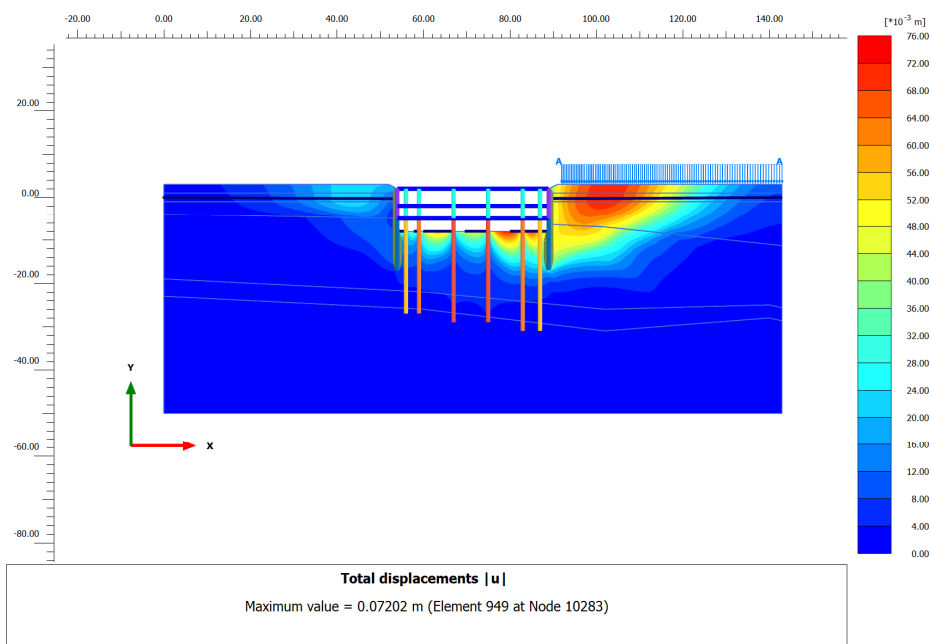
### 5.5.2 Izračun z uporabo HSS modela v dreniranih pogojih

Da bi ugotovili vpliv togosti tal pri majhnih deformacijah na izračunane premike in velikost notranjih sil v konstrukciji, smo izračune ponovili z upoštevanjem materialnega modela HSS. Izračun je izveden za mejno stanje uporabnosti ( $F = 1.0$ ) ob upoštevanju dreniranih pogojev in vseh faz gradnje. Kritično računsko fazo (faza izkopa do dna gradbene jame pred betoniranjem temeljne plošče), ki je izkazovala največje obremenitve v diafragmi in razporni konstrukciji, smo po postopku postopne redukcije strižne trdnosti ( $\gg c-\phi \ll$  redukcija) preverili tudi na mejno stanje nosilnosti po Evrokodu 7 [19] ob upoštevanju zahtevane računske varnosti ( $F = 1,25$ ). Rezultati računskih analiz so podani v nadaljevanju.

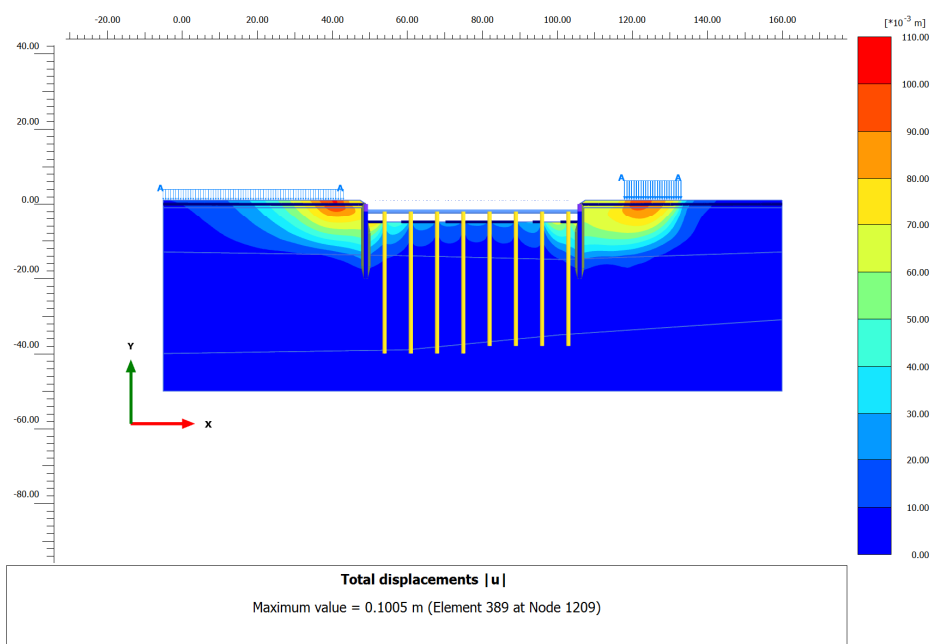
#### 5.5.2.1 Izolinije pomikov zemljin v okolici gradbene jame

Slika 33 prikazuje pomike v okolici gradbene jame ob upoštevanju modela HSS v profilu P2 in slika 34 v profilu P4. Rdeča barva prikazuje maksimalne, modra pa minimalne pomike zemljin.

Maksimalni pomiki v profilu P2 se tudi ob upoštevanju HSS modela izvršijo na desni strani gradbene jame pod trgovskim objektom in dosegajo vrednost 7,2 cm, kar je za 3,1 cm manj kot ob upoštevanju HS modela. Na levi strani gradbene jame so pomiki zemljin 2,4 cm, kar je 2,8 cm manj kot pri modelu HS.



Slika 33: Izolinije pomikov – profil P2



Slika 34: Izolinije pomikov – profil P4

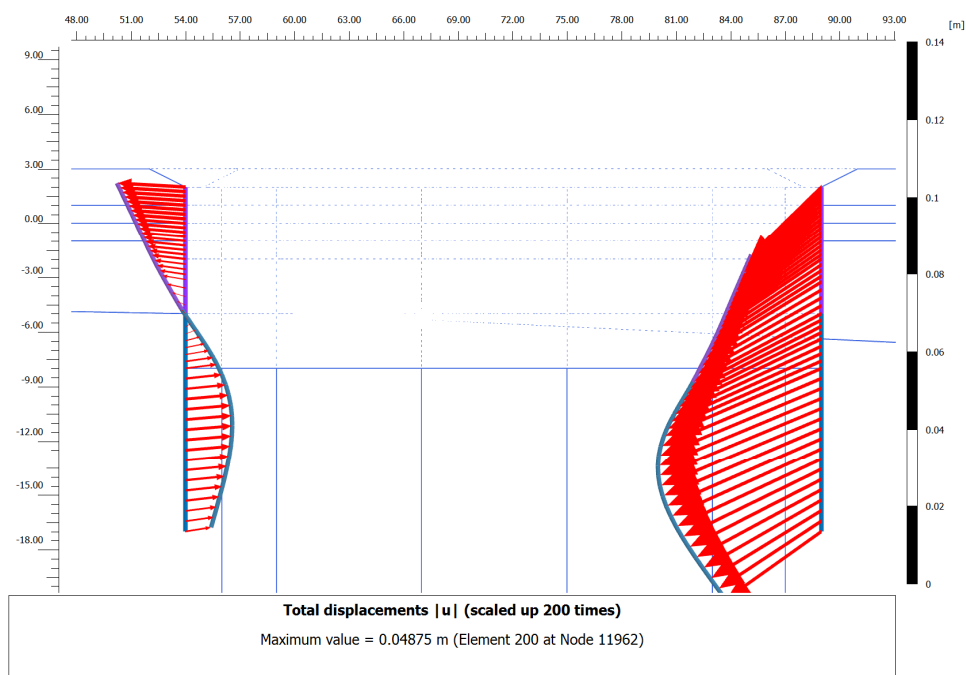


Kot v primeru uporabe HS modela je tudi pri uporabi HSS modelu slika izolinije pomikov zemljin (slika 34) bolj simetrična. Na levi in desni strani diafragme se v okoliških zemljinah zgodi pomik 10,0 cm, kar je za 1,4 cm manj, kot v primeru HS modela.

### 5.5.2.2 Pomiki diafragme

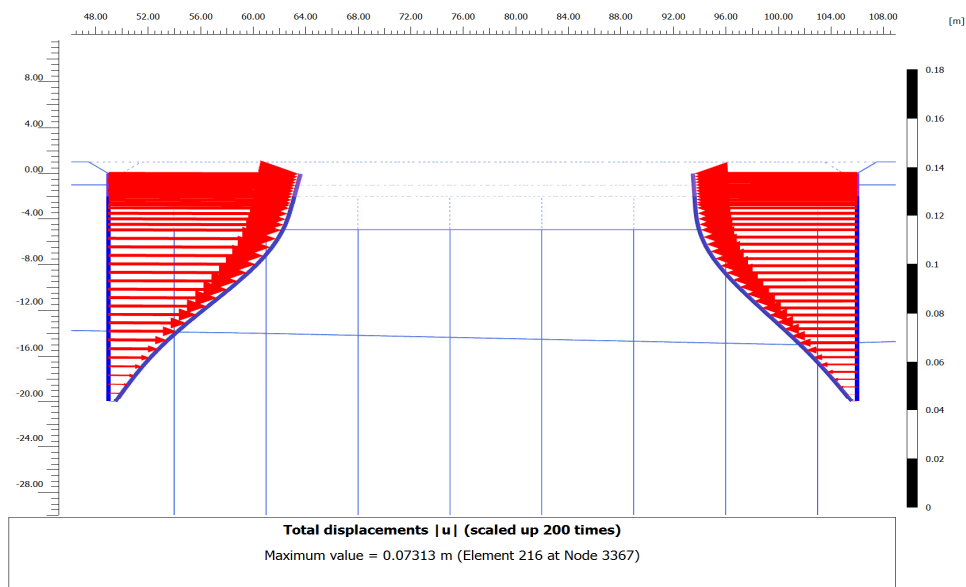
Tudi z uporabo HSS modela dobimo podobne oblike in smeri pomikov diafragem, a so izračunane vrednosti pomikov nekoliko manjše zaradi večje togosti zemljin v območju majhnih deformacij.

V prečnem profilu P2 (slika 35) znašajo pomiki leve diafragme 1,9 cm in so za 1,3 cm manjši kot v primeru uporabe modela HS, pomiki desne diafragme pa znašajo 4,9 cm in so za 1,5 cm manjši kot pri uporabi HS modela.



Slika 35: Pomiki diafragme – profil P2

V prečnem profilu P4 (slika 36) znašajo pomiki leve diafragme 7,3 cm in so za 0,1 cm manjši kot v primeru uporabe HS modela. Pomiki desne diafragme znašajo 6,3 cm in so za 0,1 cm manjši kot v primeru uporabe HS modela.

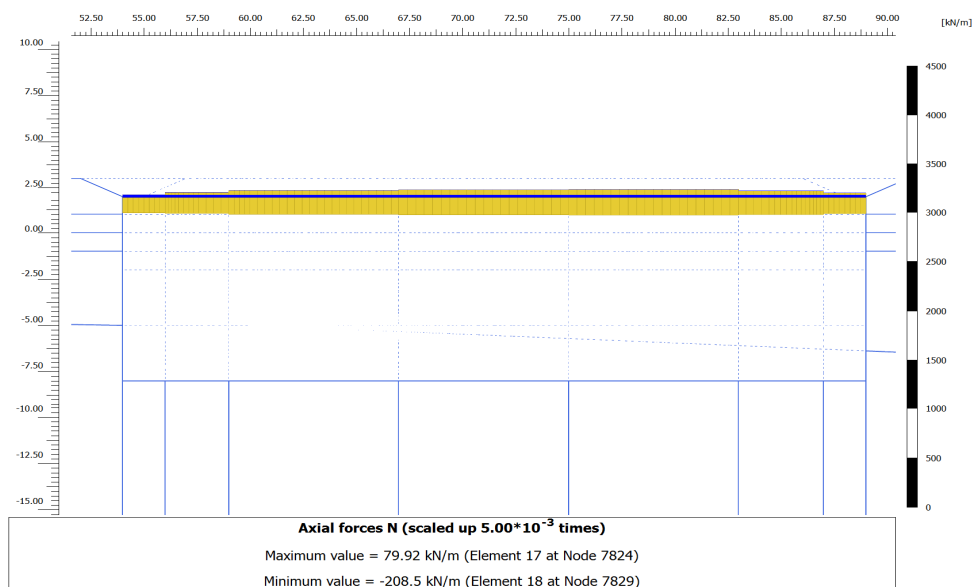


Slika 36: Pomiki diafragme – profil P4

### 5.5.2.3 Notranje statične količine

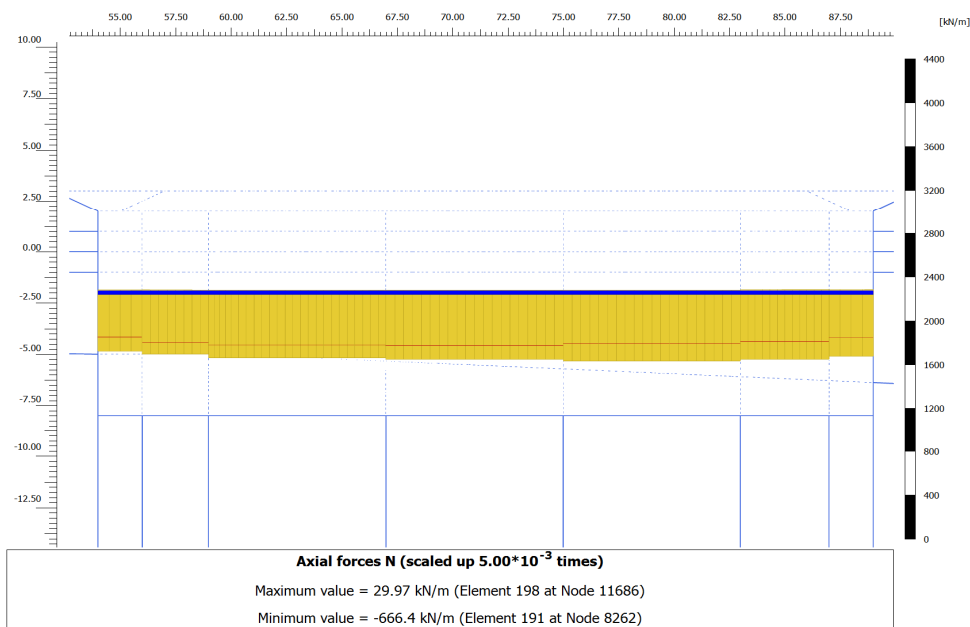
Pri notranjih statičnih količinah, ki jih dobimo ob upoštevanju modela HSS, opazimo podobne oblike ovojnic in manjše vrednosti osnih sil v razpornih ploščah in v diafragmah podobne oblike in manjše vrednosti prečnih sil in upogibnih momentov. To velja za oba računski prečna prereza (P2 in P4).

Za profil P2 so na slikah 37 do 39 prikazane ovojnice osnih sil v razpornih ploščah. Na sliki 40 pa sta prikazani ovojnici prečnih sil in ovojnici upogibnih momentov v diafragmah na levi in desni strani gradbene jame na sliki 41.



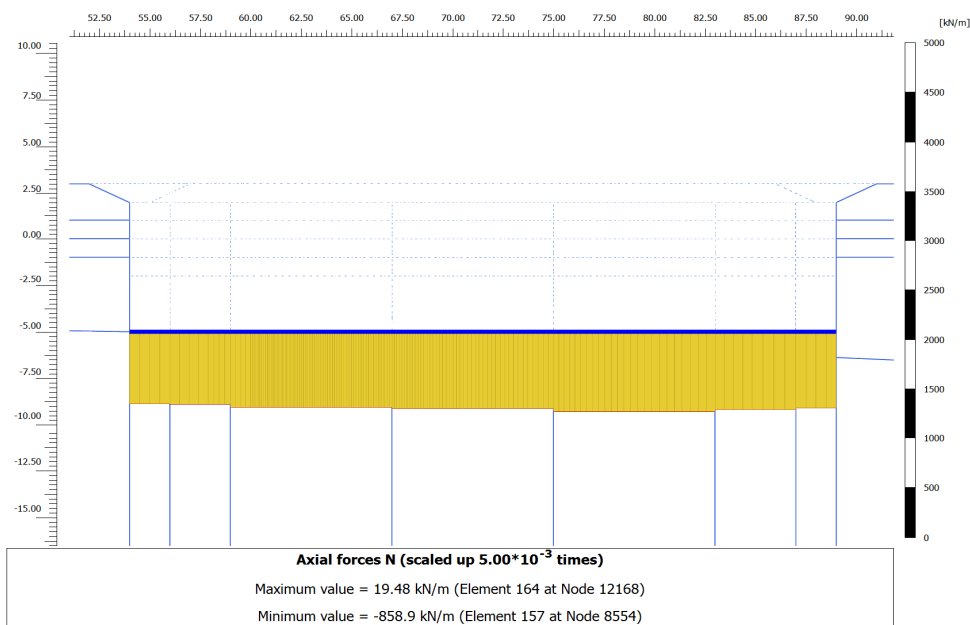
Slika 37: Ovojnica osnih sil v prvi razporni plošči – profil P2

V prvi razporni plošči profila P2 (slika 37) vrednost maksimalne osne sile znaša 79,9 kN/m (nateg) in je za 37,1 kN/m manjša kot v primeru uporabe HS modela. Minimalna vrednost osne sile pa -208,5 kN/m (tlak) in je za 9 kN/m manjša kot v primeru uporabe HS modela.



Slika 38: Ovojnica osnih sil v drugi razporni plošči – profil P2

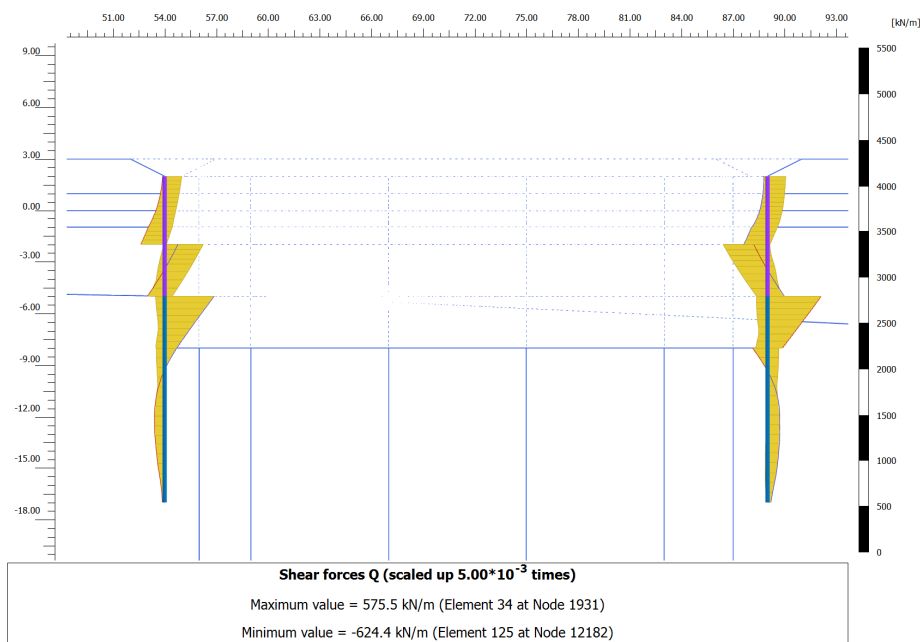
V drugi razporni plošči (slika 38) je natezna sila za 3,1 kN/m večja (30,0 kN/m) kot v primeru uporabe HS modela, tlačna sila pa za 32,1 kN/m manjša (-666,4 kN/m).



Slika 39: Ovojnica osnih sil v tretji razporni plošči – profil P2

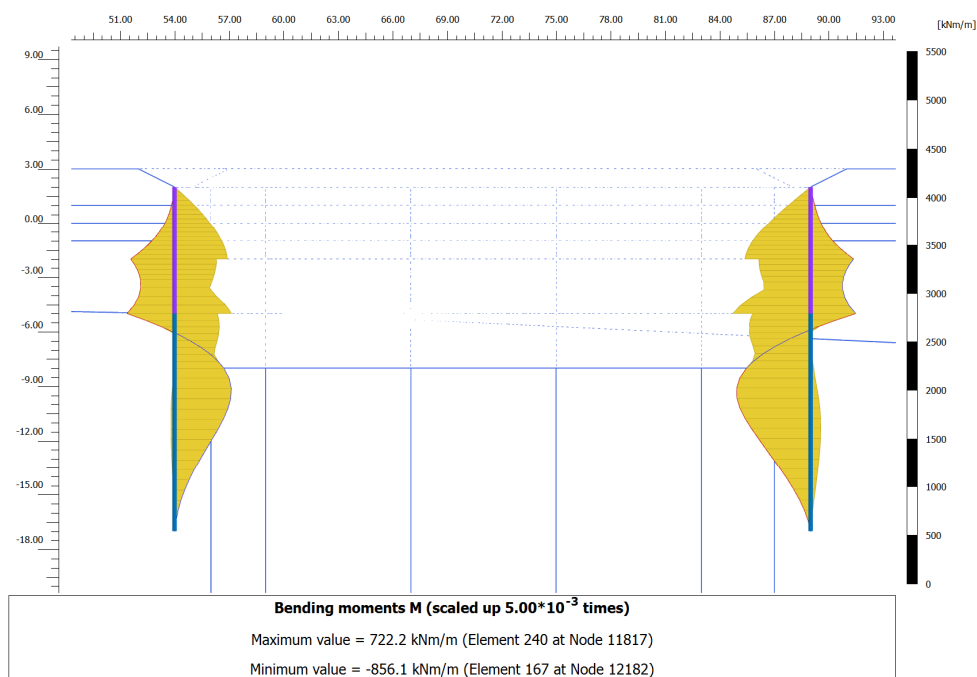
V tretji razporni plošči (slika 39) je natezna sila večja za 3,5 kN/m (19,5 kN/m), tlačna pa manjša za 74,8 kN/m (-858,9 kN/m) v primerjavi s HS modelom.

Na slikah 40 in 41 so prikazane ovojnice prečnih sil in upogibnih momentov v diafragmah za prečni profil P2 ob upoštevanju HSS modela v dreniranem stanju. Maksimalna absolutna vrednost prečne sile znaša 624,4 kN/m (slika 40) in je za 40,0 kN/m manjša kot v primeru uporabe HS modela.



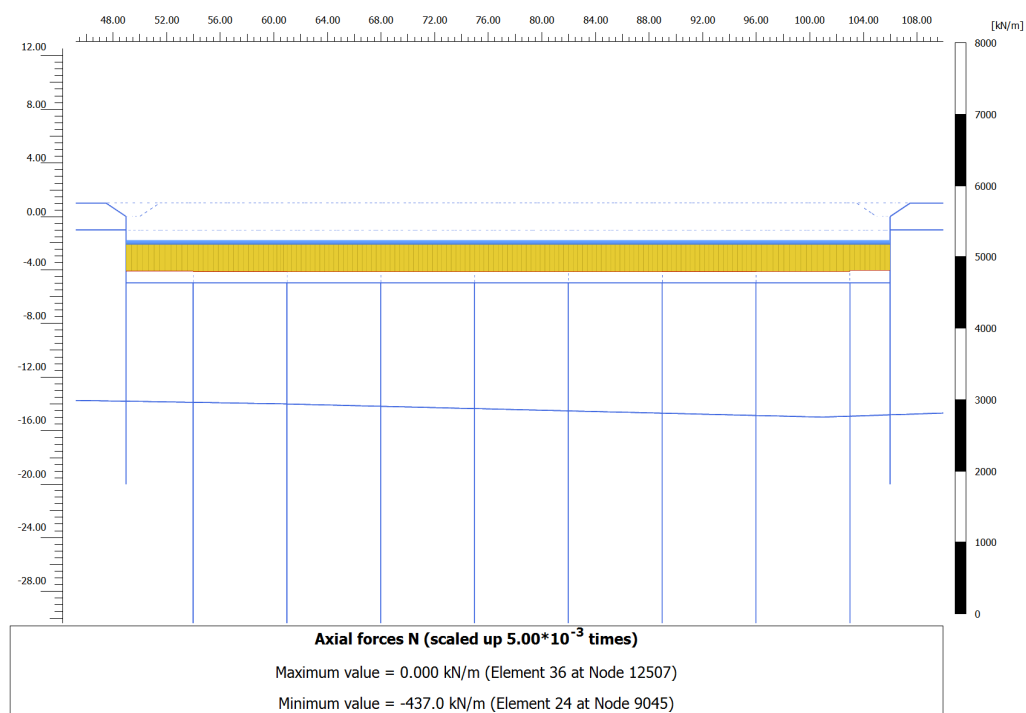
Slika 40: Ovojnice prečnih sil v diafragmah – profil P2

Na sliki 41 je prikazan diagram ovojnice upogibnih momentov v diafragmah z maksimalno vrednostjo upogibnega momenta 722,2 kN/m, ki je za 57,8 kN/m manjši kot v primeru uporabe HS modela. Minimalna vrednost momenta znaša -856,1 kN/m, kar je za -20,7 kN/m manj, kot v primeru uporabe HS modela.

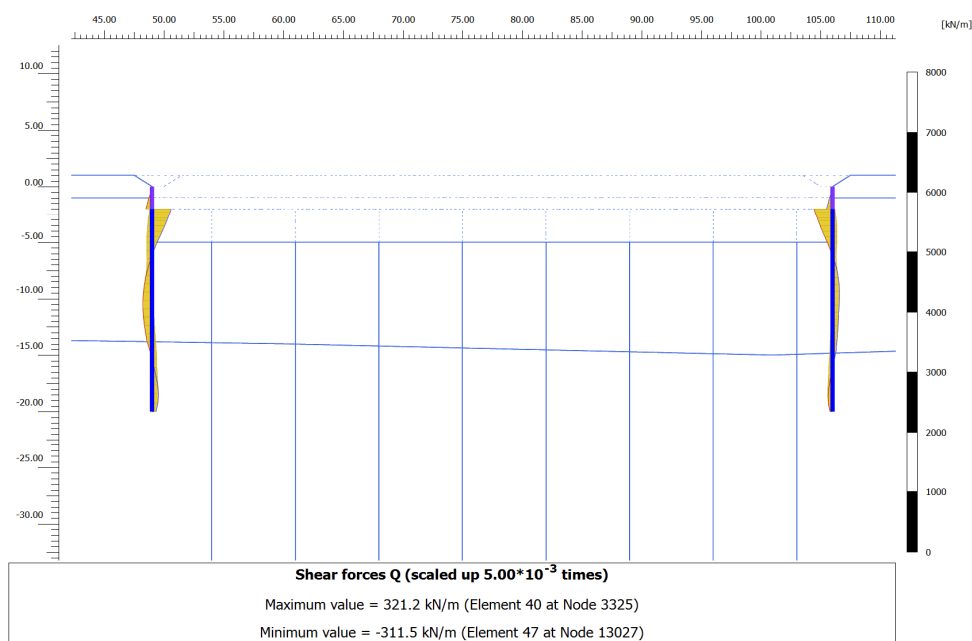


Slika 41: Ovojnice momentov v diafragmah – profil P2

Na sliki 42 je prikazana ovojnica osnih sil v razporni plošči za profil P4. Vrednost maksimalne osne sile je enaka nič, kar je enako kot pri uporabi HS modela, vrednost minimalne tlačne osne sile pa -437,0 kN/m, kar je za 5,2 kN/m več, kot pri uporabi HS modela.

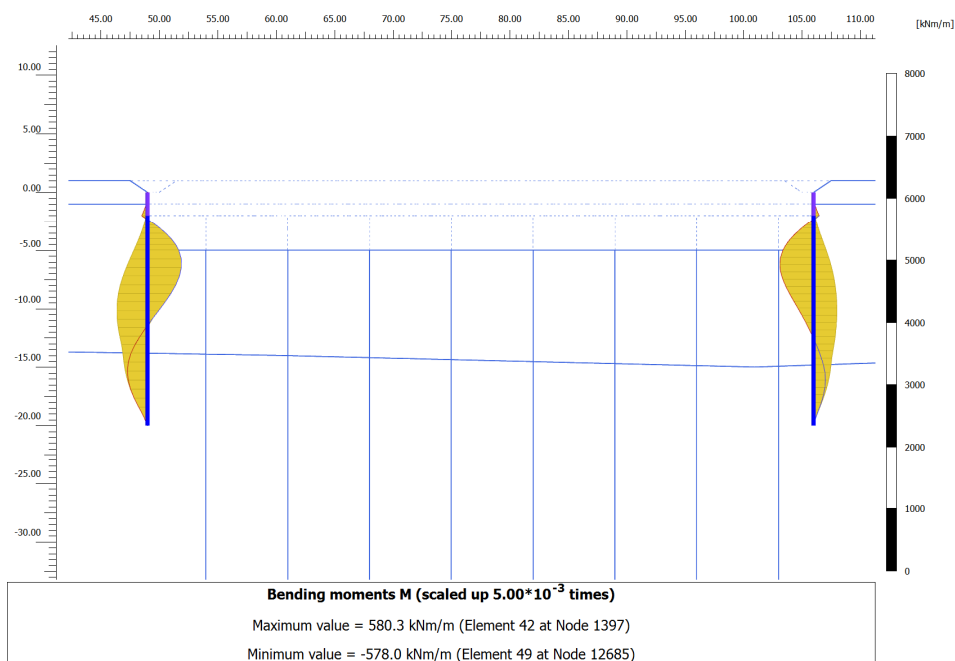


Slika 42: Ovojnica osnih sil v razporni plošči – profil P4



Slika 43: Ovojnice prečnih sil v diafragmah – profil P4

Ovojnice prečnih sil v diafragmi v profilu P4 prikazuje slika 43. Absolutna vrednost maksimalne prečne sile znaša 321,2 kN/m, kar je za 4,3 kN/m manj, kot pri upoštevanju HS modela. Slika 44 prikazuje ovojnice upogibnih momentov diafragme. Maksimalna vrednost upogibnega momenta je za 53,5 kNm/m manjša (580,3 kNm/m), minimalna pa za 43,6 kNm/m manjša (-578,0 kNm/m) kot pri izračunu s HS modelom.



Slika 44: Ovojnice momentov v diafragmah – profil P4

Ugotovimo lahko, da ob upoštevanju dreniranega stanja dobimo s HSS modelom manjše vrednosti pomikov in obremenitev razpornih plošč in notranjih sil v diafragmi kot pri uporabi HS modela. Natančnejša primerjava rezultatov računskih analiz bo podana v poglavju 5.8.

### **5.6 Izračun v nedreniranih pogojih**

Pri izkopu gradbene jame temeljna tla razbremenimo, zato pričakujemo dvižke temeljnih tal znotraj gradbene jame. Če se pri obremenitvi slabo prepustnih temeljnih tal z obtežbo porni tlaki povečajo, se pri razbremenitvi v območju porni tlaki zmanjšajo (sukcija). Časovni razvoj dvižkov je, podobno kot pri časovnem razvoju posedkov (konsolidacija), pogojen s procesom izenačenja (ekvilibracije) pornih tlakov. Ker je za razvoj volumenskih deformacij (dvižkov) pri razbremenitvi slabo prepustnih tal potreben čas, lahko relativno hiter izkop gradbene jame analiziramo tudi v nedreniranih pogojih, kjer so volumske deformacije slabo prepustnih slojev preprečene. Izračun v nedreniranem stanju običajno izkaže manjše premike in obremenitve konstrukcije kot izračun v dreniranem stanju in običajno ni merodajen za dimenzioniranje konstrukcije. Rezultati izračuna so vseeno zanimivi, saj dobimo oceno minimalnih vrednosti pomikov in notranjih sil v primeru zelo hitre gradnje.

Natančnejša primerjava rezultatov računskih analiz ob upoštevanju modela HS in HSS, je podana v poglavju 5.8.

### **5.7 Izračun z upoštevanjem časa gradnje**

Izračun z upoštevanjem časa gradnje smo naredili zato, da bi ugotovili v kolikšni meri upoštevanje časa gradnje vpliva na rezultate izračuna. V izračunu smo upoštevali čas gradnje v trajanju 1. leta. Faze in predpostavljeni časovni potek gradnje v prečnem profilu P2 so prikazane na sliki 45, v prečnem profilu P4 pa na sliki 46. Dejanskega časa izvajanja posameznih gradbenih faz ne poznamo, zato smo ga računsko predpostavili. Pri tem izračunu pričakujemo, da bodo izračunane vrednosti pomikov in obremenitev konstrukcije med vrednostmi, ki jih dobimo za nedrenirano in drenirano stanje.

| Identification                  | Phase no. | Start from | Calculation   | Loading input           | Pore pressure                 | Time          |
|---------------------------------|-----------|------------|---------------|-------------------------|-------------------------------|---------------|
| ✓ Initial phase                 | 0         | N/A        | K0 procedure  | Unassigned              | Phreatic                      | 0.00 day      |
| ✓ Plastic nill step             | 12        | 0          | Plastic       | Staged construction     | Phreatic                      | 0.00 day      |
| ✓ Obtežba                       | 1         | 12         | Plastic       | Staged construction     | Phreatic                      | 0.00 day      |
| ✓ Odkop + diafragma             | 2         | 1          | Consolidation | Staged construction     | Phreatic                      | 45.00 day     |
| ✓ Odkop + piloti                | 3         | 2          | Consolidation | Staged construction     | Phreatic                      | 45.00 day     |
| ✓ 1. razporna plošča            | 4         | 3          | Consolidation | Staged construction     | Phreatic                      | 21.00 day     |
| ✓ Izkop do 2. razporne plošče   | 5         | 4          | Consolidation | Staged construction     | Steady state groundwater flow | 60.00 day     |
| ✓ 2. razporna plošča            | 6         | 5          | Consolidation | Staged construction     | Steady state groundwater flow | 21.00 day     |
| ✓ Izkop do 3. razporne plošče   | 7         | 6          | Consolidation | Staged construction     | Steady state groundwater flow | 60.00 day     |
| ✓ 3. razporna plošča            | 8         | 7          | Consolidation | Staged construction     | Steady state groundwater flow | 21.00 day     |
| ✓ Izkop do temeljne plošče      | 9         | 8          | Consolidation | Staged construction     | Steady state groundwater flow | 60.00 day     |
| ✓ Temeljna plošča               | 10        | 9          | Consolidation | Staged construction     | Steady state groundwater flow | 30.00 day     |
| ✓ Vzgon na temeljno ploščo      | 11        | 10         | Consolidation | Staged construction     | Phreatic                      | 10.00 day     |
| ✓ $F = 1,25$                    | 13        | 11         | Safety        | Incremental multipliers | From previous phase           | 0.00 day      |
| ✓ Konsolidacija do konca        | 14        | 11         | Consolidation | Minimum pore pressure   | From previous phase           | 1.2286E05 day |
| ✓ Vzgonska varnost $> F = 1,10$ | 15        | 14         | Safety        | Incremental multipliers | From previous phase           | 0.00 day      |

Slika 45: Računske faze in časovni potek gradnje v prečnem profilu P2

| Identification                  | Phase no. | Start from | Calculation   | Loading input           | Pore pressure                 | Time          |
|---------------------------------|-----------|------------|---------------|-------------------------|-------------------------------|---------------|
| ✓ Initial phase                 | 0         | N/A        | K0 procedure  | Unassigned              | Phreatic                      | 0.00 day      |
| ✓ Plastic nill step             | 8         | 0          | Plastic       | Staged construction     | Phreatic                      | 0.00 day      |
| ✓ Obtežba                       | 1         | 8          | Plastic       | Staged construction     | Phreatic                      | 0.00 day      |
| ✓ Odkop + diafragma             | 2         | 1          | Consolidation | Staged construction     | Phreatic                      | 80.00 day     |
| ✓ Odkop + piloti                | 3         | 2          | Consolidation | Staged construction     | Steady state groundwater flow | 80.00 day     |
| ✓ 1. razporna plošča            | 4         | 3          | Consolidation | Staged construction     | Steady state groundwater flow | 60.00 day     |
| ✓ Izkop do temeljne plošče      | 5         | 4          | Consolidation | Staged construction     | Steady state groundwater flow | 80.00 day     |
| ✓ Temeljna plošča               | 6         | 5          | Consolidation | Staged construction     | Steady state groundwater flow | 60.00 day     |
| ✓ Vzgon na temeljno ploščo      | 7         | 6          | Consolidation | Staged construction     | Phreatic                      | 10.00 day     |
| ✓ $F = 1,25$                    | 9         | 7          | Safety        | Incremental multipliers | From previous phase           | 0.00 day      |
| ✓ Konsolidacija do konca        | 10        | 7          | Consolidation | Minimum pore pressure   | From previous phase           | 1.1209E05 day |
| ✓ Vzgonska varnost $> F = 1,10$ | 11        | 10         | Safety        | Incremental multipliers | From previous phase           | 0.00 day      |

Slika 46: Računske faze in časovni potek gradnje v prečnem profilu P4

Natančnejša primerjava in komentar rezultatov izračunov ob upoštevanju HS in HSS modela je prikazana v naslednjem poglavju.

## 5.8 Primerjava rezultatov računskih analiz

V tem poglavju je predstavljena primerjava rezultatov računskih analiz ob uporabi HS in HSS modela glede na različna mejna stanja. Vrednosti za mejno stanje uporabnosti ( $F = 1,0$ ) so podane v preglednicah od 10 do 21. Poleg teh vrednosti so v oklepajih podane še vrednosti za mejno stanje nosilnosti ( $F = 1,25$ ). Vse vrednosti so izračunane za kritično fazo gradnje v skladu z Evrokodom 7 [19].

Primerjava med rezultati računskih analiz ob upoštevanju HS in HSS modela je narejena tudi za različne pogoje (drenirano, nedrenirano in z upoštevanjem časa gradnje 1. leto). Za referenčno stanje smo



upoštevali izračun v dreniranih pogojih ob uporabi HS modela, ker je to običajni način izračuna zaščite gradbenih jam.

### 5.8.1 Osne sile v razpornih ploščah

V preglednici 10 je podana primerjava vrednosti tlačnih osnih sil v razpornih ploščah v prečnem profilu P2, v preglednici 11 pa v profilu P4.

Preglednica 10: Vrednosti osnih sil v razpornih ploščah za profil P2 pri različnih pogojih

| PROFIL<br>P2               | Plošča    | $N_{max}$ [kN/m]<br>(HS model) |          |        | $N_{max}$ [kN/m]<br>(HSS model) |          |        |
|----------------------------|-----------|--------------------------------|----------|--------|---------------------------------|----------|--------|
|                            |           | F = 1,0                        | F = 1,25 | Indeks | F = 1,0                         | F = 1,25 | Indeks |
| Drenirano<br>stanje        | 1         | 217,53                         | (217,53) | 1,00   | 208,45                          | (208,45) | 0,96   |
|                            | 2         | 698,51                         | (698,51) | 1,00   | 666,37                          | (666,37) | 0,95   |
|                            | 3         | 933,67                         | (962,51) | 1,00   | 858,88                          | (883,11) | 0,92   |
|                            | Povprečje | /                              | /        | 1,00   | /                               | /        | 0,94   |
| Nedrenirano<br>stanje      | 1         | 209,85                         | (209,85) | 0,96   | 193,76                          | (193,76) | 0,89   |
|                            | 2         | 553,03                         | (553,03) | 0,79   | 467,92                          | (467,92) | 0,70   |
|                            | 3         | 662,27                         | (669,29) | 0,71   | 648,13                          | (654,14) | 0,69   |
|                            | Povprečje | /                              | /        | 0,82   | /                               | /        | 0,76   |
| Čas gradnje<br>t = 1. leto | 1         | 203,76                         | (203,76) | 0,94   | 184,02                          | (184,02) | 0,85   |
|                            | 2         | 569,93                         | (569,93) | 0,82   | 472,88                          | (472,88) | 0,68   |
|                            | 3         | 676,73                         | (694,08) | 0,72   | 663,18                          | (663,18) | 0,71   |
|                            | Povprečje | /                              | /        | 0,83   | /                               | /        | 0,76   |

Na podlagi rezultatov iz preglednice 10 so vrednosti osnih sil v razpornih ploščah za model HS manjše od vrednosti referenčnega stanja (drenirano stanje). Ob upoštevanju nedreniranega stanja so vrednosti osnih sil v povprečju manjše za 18 %. V prvi razporni plošči so osne sile manjše za 4%, v drugi razporni plošči 21 % in v tretji razporni plošči 29 %. Ob upoštevanju časa gradnje so vrednosti v povprečju manjše za 17 % in sicer v prvi razporni plošči za 6 %, v drugi 18 % in tretji 28 %.

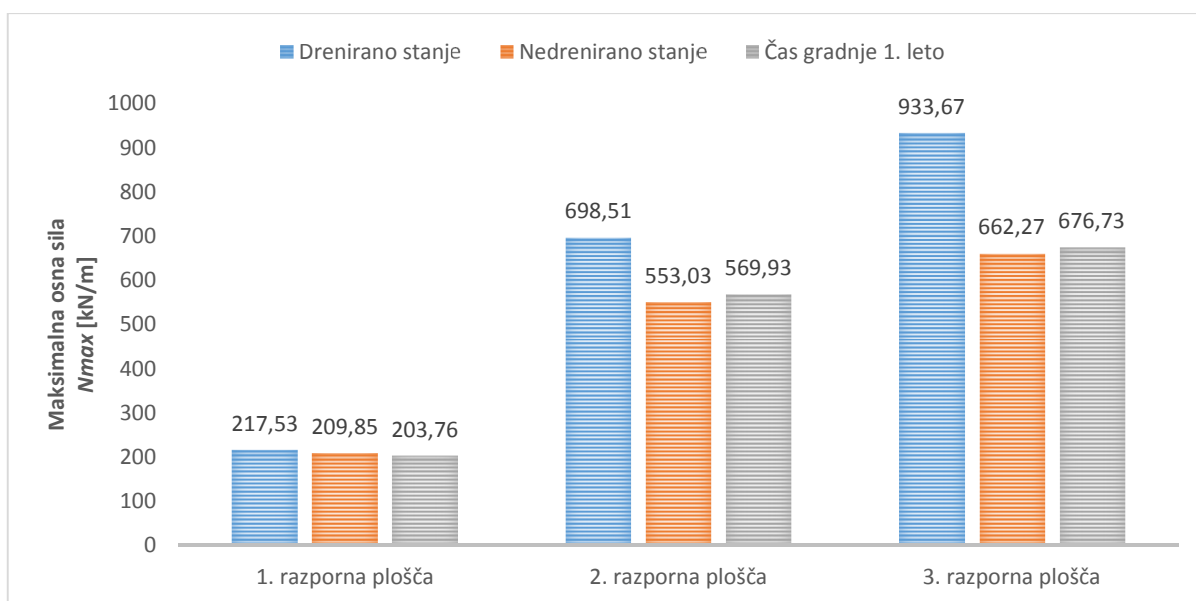
Pri modelu HSS dobimo še manjše vrednosti osnih sil v razpornih ploščah. Ob upoštevanju dreniranega stanja je povprečna vrednost osnih sil manjša za 6 %. V prvi razporni plošči je osna sila manjša za 4 %, v drugi za 5 % in tretji za 8%. Ob upoštevanju nedreniranih pogojev je osna sila v povprečju manjša za 24 % in sicer za 11 % v prvi plošči, za 30 % v drugi in za 31 % v tretji. Ob upoštevanju časa gradnje pa so vrednosti osnih sil v povprečju 24 % manjše in sicer v prvi razporni plošči za 15 %, v drugi za 32 % in tretji za 29 % v primerjavi z referenčnim izračunom.

Preglednica 11: Vrednosti osnih sil v razpornih ploščah za profil P4 pri različnih pogojih

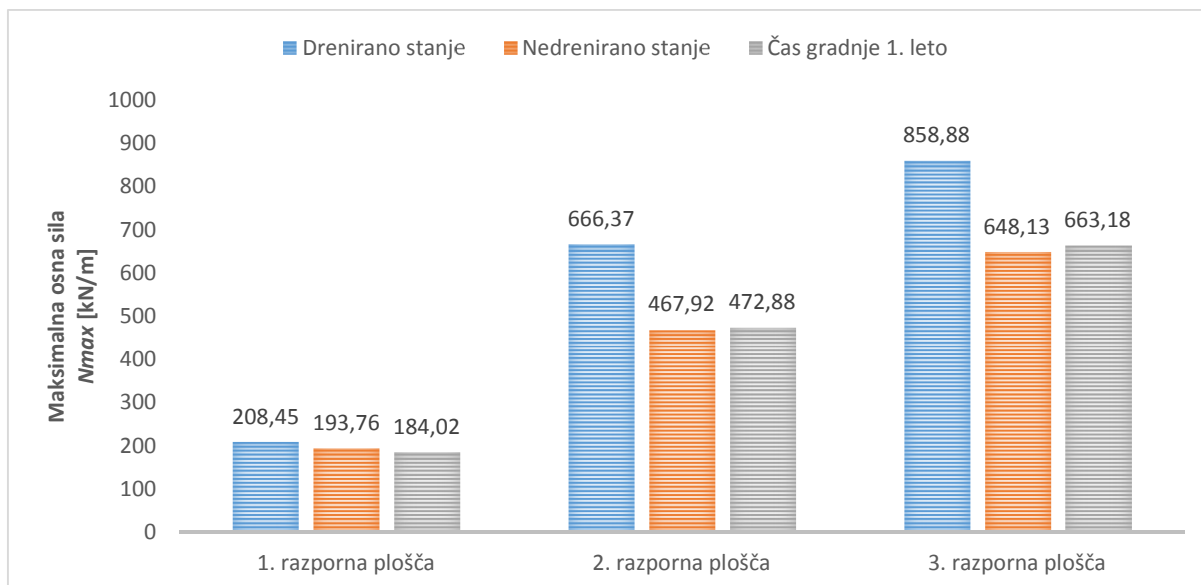
| PROFIL<br>P4               | Plošča    | $N_{max}$ [kN/m]<br>(HS model) |          |        | $N_{max}$ [kN/m]<br>(HSS model) |          |        |
|----------------------------|-----------|--------------------------------|----------|--------|---------------------------------|----------|--------|
|                            |           | F = 1,0                        | F = 1,25 | Indeks | F = 1,0                         | F = 1,25 | Indeks |
|                            |           |                                |          |        |                                 |          |        |
| Drenirano stanje           | 1         | 431,8                          | (440,7)  | 1,00   | 437,0                           | (444,4)  | 1,01   |
|                            | Povprečje | /                              | /        | 1,00   | /                               | /        | 1,01   |
| Nedrenirano stanje         | 1         | 408,6                          | (409,9)  | 0,95   | 406,3                           | (407,8)  | 0,94   |
|                            | Povprečje | /                              | /        | 0,95   | /                               | /        | 0,94   |
| Čas gradnje<br>t = 1. leto | 1         | 413,7                          | (445,3)  | 0,96   | 408,6                           | (434,2)  | 0,95   |
|                            | Povprečje | /                              | /        | 0,96   | /                               | /        | 0,95   |

V preglednici 11 (profil P4) je razvidno, da so vrednosti osnih sil za model HS v razporni plošči za 5 % manjše od vrednosti referenčnega izračuna in ob upoštevanju časa gradnje manjše za 4 %. Za model HSS so vrednosti osnih sil za drenirano stanje za 1 % večje od vrednosti referenčnega izračuna, za nedrenirano stanje za 6 % manjše in ob upoštevanju časa gradnje manjše za 5 %.

Iz preglednice 10 in slike 47 lahko vidimo, da so največje vrednosti osnih sil v razpornih ploščah za profil P2 (HS model) pri upoštevanju dreniranih pogojev, sledijo vrednosti izračunane ob upoštevanju enoletnega časa gradnje, najmanjše vrednosti pa dobimo za nedrenirano stanje. Enako vidimo iz preglednice 11 za profil P4 (HS model). Na sliki 48 je prikazana še primerjava osnih sil v razpornih ploščah za izračun v nedreniranih pogojih, ob upoštevanju časa gradnje (1 leto) in v nedreniranih pogojih v profilu P2 ob upoštevanju HSS modela.



Slika 47: Maksimalne osne sile v razpornih ploščah v profilu P2 (HS model)



Slika 48: Maksimalne osne sile v razpornih ploščah v profilu P2 (HSS model)

### 5.8.2 Pomiki, prečne sile in upogibni momenti v diafragmi

V preglednicah 12, 13 in 14 je podana primerjava vrednosti pomikov in notranjih sil v diafragmi v prečnem profilu P2, v preglednicah 15, 16 in 17 pa v profilu P4. Absolutni pomiki diafragme v profilu P2 so prikazani na sliki 49. Na slikah 50 in 51 so prikazane maksimalne prečne sile in maksimalni upogibni momenti.

Preglednica 12: Vrednosti pomikov in notranjih sil v diafragmi za profil P2 v dreniranih pogojih

| PROFIL P2<br>drenirano | Absolutni pomik diafragme |          | Prečne sile v diafragmi |          | Upogibni momenti v diafragmi |          |                   |          |
|------------------------|---------------------------|----------|-------------------------|----------|------------------------------|----------|-------------------|----------|
|                        | u  [cm]                   |          | $Q_{max}$ [kN/m]        |          | $M_{min}$ [kNm/m]            |          | $M_{max}$ [kNm/m] |          |
|                        | F = 1,0                   | F = 1,25 | F = 1,0                 | F = 1,25 | F = 1,0                      | F = 1,25 | F = 1,0           | F = 1,25 |
| HS                     | 6,4                       | (6,5)    | 664,4                   | (680,3)  | -835,4                       | (-854,8) | 780,0             | (780,0)  |
| Indeks                 | 1,00                      |          | 1,00                    |          | 1,00                         |          | 1,00              |          |
| HSS                    | 4,9                       | (5,0)    | 624,4                   | (638,2)  | -856,1                       | (-856,1) | 722,2             | 722,2    |
| Indeks                 | 0,77                      |          | 0,94                    |          | 1,02                         |          | 0,93              |          |

Če primerjamo rezultate izračuna ob upoštevanju HSS modela in HS modela, vidimo (preglednica 12) da so vrednosti pomikov diafragme od vrednosti referenčnega izračuna manjše za 23 % in vrednosti prečnih sil za 6 %. Upogibni momenti so v povprečju manjši za 3 %.

Preglednica 13: Vrednosti pomikov in notranjih sil v diafragmi za profil P2 v nedreniranih pogojih

| PROFIL P2<br>nedrenirano | Absolutni pomik diafragme |          | Prečne sile v diafragmi           |          | Upogibni momenti v diafragmi       |          |                                    |          |
|--------------------------|---------------------------|----------|-----------------------------------|----------|------------------------------------|----------|------------------------------------|----------|
|                          | <i>u</i>  <br>[cm]        |          | <i>Q</i> <sub>max</sub><br>[kN/m] |          | <i>M</i> <sub>min</sub><br>[kNm/m] |          | <i>M</i> <sub>max</sub><br>[kNm/m] |          |
|                          | F = 1,0                   | F = 1,25 | F = 1,0                           | F = 1,25 | F = 1,0                            | F = 1,25 | F = 1,0                            | F = 1,25 |
| HS                       | 3,2                       | (3,3)    | 463,9                             | (464,7)  | -665,6                             | (-665,6) | 643,41                             | (643,41) |
| Indeks                   | 0,50                      |          | 0,70                              |          | 0,80                               |          | 0,82                               |          |
| HSS                      | 2,4                       | 2,4      | 424,7                             | (426,6)  | -599,2                             | (-599,2) | 522,6                              | (522,6)  |
| Indeks                   | 0,38                      |          | 0,64                              |          | 0,72                               |          | 0,71                               |          |

Iz preglednice 13, za HS model vidimo, da so pomiki diafragme glede na vrednosti referenčnega izračuna manjši za 50 %, prečne sile za 30 % in upogibni momenti za 19 %. Pomiki diafragme so ob upoštevanju HSS modela in enakih pogojev (nedrenirano stanje) od vrednosti referenčnega izračuna manjši za 62 %. Manjše so tudi prečne sile diafragme in sicer za 36 %, upogibni momenti diafragme pa za 29 %.

Preglednica 14: Vrednosti pomikov in notranjih sil v diafragmi za profil P2 pri času gradnje 1. leto

| PROFIL P2<br>čas gradnje | Absolutni pomik diafragme |          | Prečne sile v diafragmi           |          | Upogibni momenti v diafragmi       |          |                                    |          |
|--------------------------|---------------------------|----------|-----------------------------------|----------|------------------------------------|----------|------------------------------------|----------|
|                          | <i>u</i>  <br>[cm]        |          | <i>Q</i> <sub>max</sub><br>[kN/m] |          | <i>M</i> <sub>min</sub><br>[kNm/m] |          | <i>M</i> <sub>max</sub><br>[kNm/m] |          |
|                          | F = 1,0                   | F = 1,25 | F = 1,0                           | F = 1,25 | F = 1,0                            | F = 1,25 | F = 1,0                            | F = 1,25 |
| HS                       | 3,3                       | (3,3)    | 482,6                             | (608,0)  | -705,8                             | (-762,7) | 688,6                              | (833,0)  |
| Indeks                   | 0,52                      |          | 0,73                              |          | 0,84                               |          | 0,88                               |          |
| HSS                      | 2,4                       | (2,4)    | 438,3                             | (551,6)  | -663,5                             | (-663,5) | 586,5                              | (788,3)  |
| Indeks                   | 0,38                      |          | 0,66                              |          | 0,79                               |          | 0,75                               |          |

Tudi v preglednici 14 so pomiki in notranje sile manjše od referenčnega izračuna. Ob upoštevanju HS modela so pomiki diafragme manjši za 48 %, prečne sile za 27 % in upogibni momenti 17%. Glede na vrednosti referenčnega izračuna in ob upoštevanju HSS modela so pomiki diafragme manjši za 62 %, prečne sile za 34 %, upogibni momenti diafragme pa so v povprečju manjši za 23 %.

Če primerjamo preglednice 12, 13, 14 prav tako vidimo, da so največje vrednosti pomikov in obremenitev konstrukcije pri upoštevanju dreniranih pogojev, najmanjše pa pri upoštevanju nedreniranih pogojev.

Primerjava vrednosti pomikov in notranjih sil v diafragmi za profil P4 glede na vrednosti referenčnega izračuna, je prikazana v preglednicah 15 do 17. V preglednici 15 so vrednosti prikazane za drenirano stanje, v preglednici 16 za nedrenirano stanje in v preglednici 17 ob upoštevanju časa gradnje enega leta. Najnižje vrednosti je zopet izkazoval izračun v nedreniranem stanju.

Preglednica 15: Vrednosti pomikov in notranjih sil v diafragmi za profil P4 v dreniranih pogojih

| PROFIL P4<br>drenirano | Absolutni pomik<br>diafragme |          | Prečne sile<br>v diafragmi        |          | Upogibni momenti<br>v diafragmi    |          |                                    |          |
|------------------------|------------------------------|----------|-----------------------------------|----------|------------------------------------|----------|------------------------------------|----------|
|                        | <i>u</i>  <br>[cm]           |          | <i>Q</i> <sub>max</sub><br>[kN/m] |          | <i>M</i> <sub>min</sub><br>[kNm/m] |          | <i>M</i> <sub>max</sub><br>[kNm/m] |          |
|                        | F = 1,0                      | F = 1,25 | F = 1,0                           | F = 1,25 | F = 1,0                            | F = 1,25 | F = 1,0                            | F = 1,25 |
| HS                     | 7,4                          | (7,4)    | 325,5                             | (334,3)  | -621,6                             | (-641,8) | 633,8                              | (659,7)  |
| Indeks                 | 1,00                         |          | 1,00                              |          | 1,00                               |          | 1,00                               |          |
| HSS                    | 7,3                          | (7,3)    | 321,2                             | (328,7)  | -578,0                             | (-595,9) | 580,3                              | (603,8)  |
| Indeks                 | 0,99                         |          | 0,99                              |          | 0,93                               |          | 0,92                               |          |

V preglednici 15 (drenirano stanje) vidimo, da se vrednosti pomikov in notranjih sil v diafragmi med modeloma HS in HSS razlikujejo. Pomiki diafragme in prečne sile so manjše za 1 %, upogibni momenti pa za 7 %.

Preglednica 16: Vrednosti pomikov in notranjih sil v diafragmi za profil P4 v nedreniranih pogojih

| PROFIL P4<br>nedrenirano | Absolutni pomik<br>diafragme |          | Prečne sile<br>v diafragmi        |          | Upogibni momenti<br>v diafragmi    |          |                                    |          |
|--------------------------|------------------------------|----------|-----------------------------------|----------|------------------------------------|----------|------------------------------------|----------|
|                          | <i>u</i>  <br>[cm]           |          | <i>Q</i> <sub>max</sub><br>[kN/m] |          | <i>M</i> <sub>min</sub><br>[kNm/m] |          | <i>M</i> <sub>max</sub><br>[kNm/m] |          |
|                          | F = 1,0                      | F = 1,25 | F = 1,0                           | F = 1,25 | F = 1,0                            | F = 1,25 | F = 1,0                            | F = 1,25 |
| HS                       | 4,6                          | (4,6)    | 279,8                             | (281,5)  | -376,2                             | (-378,5) | 380,3                              | (385,2)  |
| Indeks                   | 0,62                         |          | 0,86                              |          | 0,60                               |          | 0,60                               |          |
| HSS                      | 5,0                          | (5,0)    | 277,9                             | (279,8)  | -410,3                             | (-410,3) | 353,6                              | (359,5)  |
| Indeks                   | 0,68                         |          | 0,85                              |          | 0,66                               |          | 0,56                               |          |

V preglednici 16 (nedrenirano stanje) vidimo, da so ob upoštevanju modela HS vrednosti pomikov diafragme za 38 % manjše od referenčnega izračuna, prečne sile za 14 %, upogibni momenti pa za 40 %. Pri modelu HSS so vrednosti pomikov manjše za 32 %, prečnih sil 15 % in upogibnih momentov v povprečju 39 % manjše od vrednosti referenčnega izračuna.

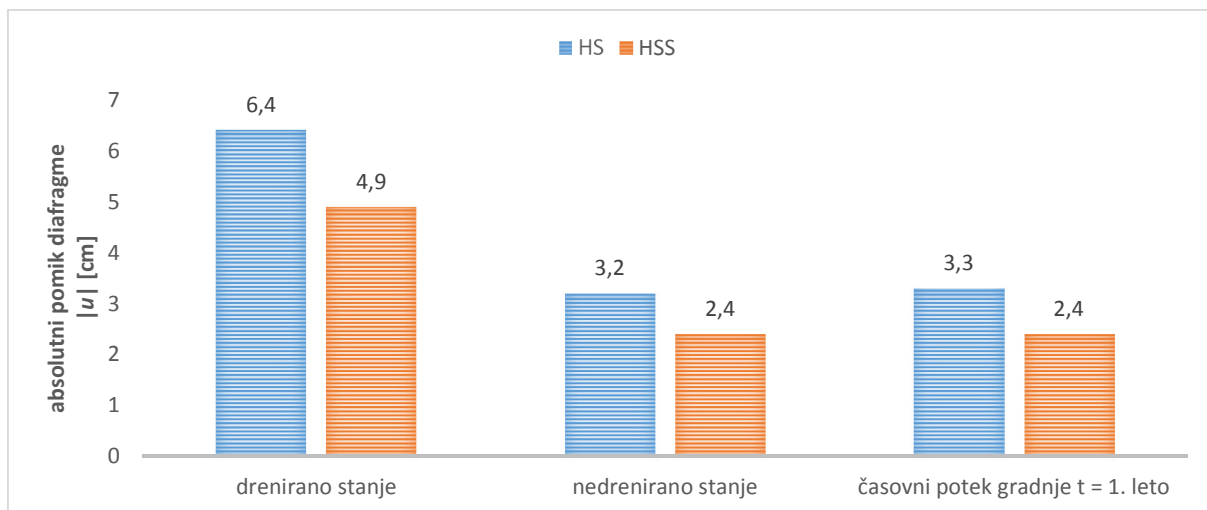
Pri upoštevanju časa gradnje (preglednica 17) pa so pomiki diafragme pri modelu HS manjši od vrednosti referenčnega izračuna za 39 %, prečne sile 12 % in upogibni momenti 38 %. Pri modelu HSS so vrednosti pomikov manjše za 34 %, prečnih sil 14 % in upogibnih momentov diafragme v povprečju manjše za 36 %.

Preglednica 17: Vrednosti pomikov in notranjih sil v diafragmi za profil P4 pri času gradnje 1. leto

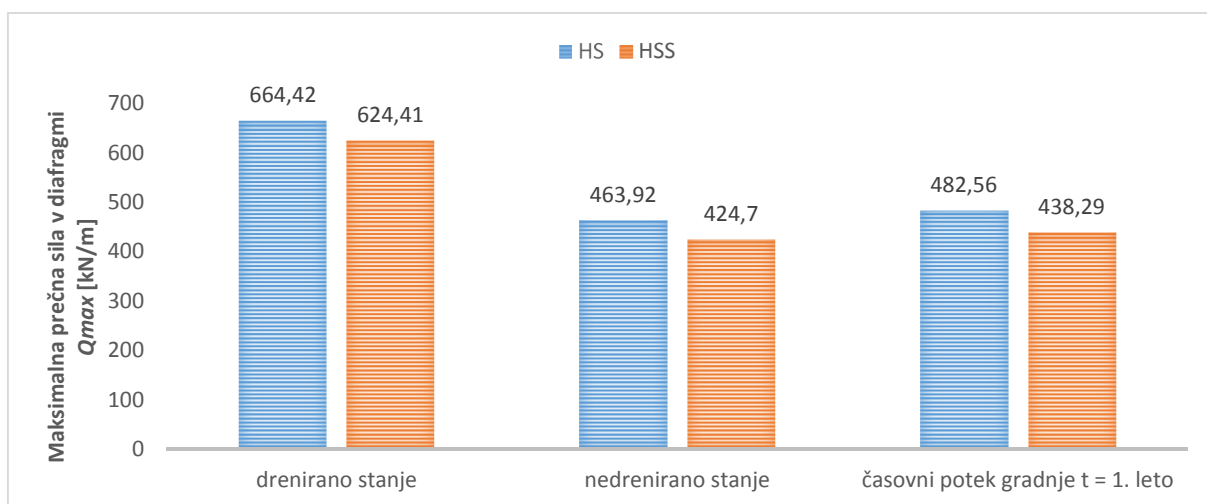
| PROFIL P4<br>čas gradnje | Absolutni pomik diafragme |          | Prečne sile v diafragmi |          | Upogibni momenti v diafragmi |          |                   |          |
|--------------------------|---------------------------|----------|-------------------------|----------|------------------------------|----------|-------------------|----------|
|                          | u  [cm]                   |          | $Q_{max}$ [kN/m]        |          | $M_{min}$ [kNm/m]            |          | $M_{max}$ [kNm/m] |          |
|                          | F = 1,0                   | F = 1,25 | F = 1,0                 | F = 1,25 | F = 1,0                      | F = 1,25 | F = 1,0           | F = 1,25 |
| HS                       | 4,5                       | (4,6)    | 285,5                   | (396,1)  | -385,1                       | (-733,1) | 389,8             | (748,7)  |
| Indeks                   | 0,61                      |          | 0,88                    |          | 0,62                         |          | 0,62              |          |
| HSS                      | 4,9                       | (5,0)    | 281,5                   | (390,6)  | -407,6                       | (-687,4) | 358,7             | (701,5)  |
| Indeks                   | 0,66                      |          | 0,86                    |          | 0,66                         |          | 0,62              |          |

Iz preglednic 15, 16 in 17 je razvidno, da se izračunane vrednosti za nedrenirano stanje v primerjavi z izračunom ob upoštevanju časa gradnje v prečnem profilu P4 ne razlikujejo bistveno. Predvidevamo, da je to zato, ker je globina gradbene jame manjša in tako zemeljski pritiski, ki nastanejo zaradi odkopa do temeljne plošče niso tako veliki kot pri profilu P2. Še vedno pa ostajajo razlike med dreniranim in nedreniranim stanjem.

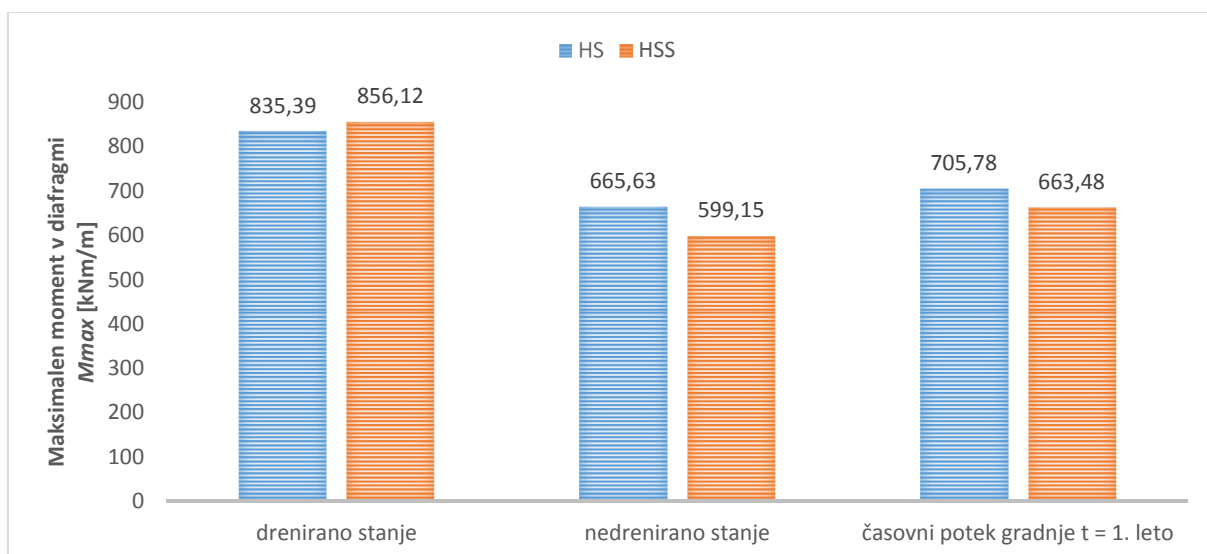
Iz primerjav absolutnih pomikov, maksimalnih prečnih sil in maksimalnih upogibnih momentov v diafragmi, ki jih prikazujejo slike 49, 50 in 51 in vseh analiziranih stanj je razvidno, da izkazuje izračun ob upoštevanju togosti tal pri majhnih deformacijah (HSS model) nižje vrednosti od klasičnega elasto-plastičnega modela z utrjevanjem (HS model).



Slika 49: Absolutni pomiki diafragme v profilu P2



Slika 50: Maksimalne prečne sile v diafragmi v profilu P2



Slika 51: Maksimalni upogibni momenti v diafragmi v profilu P2

### 5.8.3 Primerjava vrednosti pomikov in notranjih statičnih količin za profil P2

Iz preglednice 18 je razvidno zmanjšanje vrednosti pomikov in notranjih statičnih količin ob upoštevanju različnih pogojev (drenirano, nedrenirano in za čas gradnje 1 leto) in uporabi HS ali HSS modela. Referenčne vrednosti predstavljajo maksimalne vrednosti osnih sil v razporah, maksimalni premik diafragme in maksimalna prečna sila ter upogibni moment za drenirano stanje ob uporabi HS modela.

Preglednica 18: Indeksna primerjava vrednosti pomikov in notranjih statičnih količin

| model | Profil P2   | Osne sile v ploščah [-] | Pomik diafragme [-] | Prečne sile v diafragmi [-] | Upogibni momenti v diafragmi [-] |
|-------|-------------|-------------------------|---------------------|-----------------------------|----------------------------------|
| HS    | drenirano   | 1,00                    | 1,00                | 1,00                        | 1,00                             |
|       | nedrenirano | 0,82                    | 0,50                | 0,70                        | 0,80                             |
|       | t = 1.leto  | 0,83                    | 0,52                | 0,73                        | 0,84                             |
| HSS   | drenirano   | 0,94                    | 0,77                | 0,94                        | 1,02                             |
|       | nedrenirano | 0,76                    | 0,38                | 0,64                        | 0,72                             |
|       | t = 1.leto  | 0,76                    | 0,38                | 0,66                        | 0,79                             |

Ob upoštevanju nedreniranih pogojev izračuni izkažejo zmanjšanje osnih sil v razpornih ploščah za 18 %, pomiki diafragme so manjši za 50 %, prečne sile za 30 % in vrednosti upogibnih momentov za 20 %. Če v izračunu upoštevamo čas gradnje v trajanju enega leta so vrednosti osnih sil v razpornih ploščah za 17 % manjše, pomiki diafragme za 48 %, prečne sile in upogibni momenti v diafragmi pa za 27 % in 16 % v primerjavi z vrednostmi, ki jih dobimo za drenirano stanje.

Ob upoštevanju HSS modela se vrednosti pomikov in notranjih statičnih količin glede na izračun v dreniranih pogojih ob uporabi HS modela še manjše. Za drenirano stanje so osne sile v razpornih ploščah manjše za 6 %, pomiki v diafragmi za 23 %, prečne sile za 6 %, upogibni momenti pa so za 2 % večji. V nedreniranem stanju so osne sile v ploščah za 24 % manjše, pomiki diafragme za 62 %, prečne sile in upogibni momenti pa za 36 % in 28 % manjše od vrednosti, ki jih dobimo za drenirano stanje ob upoštevanju HS modela. Malenkost manjše vrednosti od tistih v nedreniranih pogojih dobimo ob upoštevanju časa gradnje. Osne sile v ploščah so za 24 % manjše, pomiki za 62 %, prečne 34 % in upogibni momenti v diafragmi za 21 % manjši od referenčnega izračuna. V povprečju so vrednosti v dreniranem stanju manjše za dobrih 8 %, v nedreniranem za 38 % in ob upoštevanju časovne komponente za 35 %.



Največje vrednosti pomikov in notranjih statičnih količin dobimo ob upoštevanju dreniranih pogojev. Sledijo vrednosti pri upoštevanju časa gradnje enega leta in nazadnje ob upoštevanju nedreniranega stanja.

Vrednosti pomikov in obremenitev konstrukcije izračunane z upoštevanjem togosti tal pri majhnih deformacijah (HSS model) daje v splošnem manjše premike in manjše obremenitve v konstrukciji. Posledično to pomeni nižjo stopnjo armiranja AB prerezov in prihranek pri armaturi.

### 5.9 Preverba varnosti objekta na vzgon

Po izgraditvi garažne hiše je pričakovati, da se bo vzpostavilo prvotno stanje pornih tlakov v tleh in povečanje hidrostatskega tlaka na temeljno ploščo. Zato smo preverili tudi varnost objekta na vzgon, takoj po izgradnji garažnega dela objekta. Končnega stanja zgrajenega objekta nismo preverjali, ker gre za povečanje vertikalnih obtežb in je stanje manj kritično od stanja po izgotovitvi garažnega dela objekta.

Varnost objekta na vzgon smo preverili s programom Plaxis 2D in sicer z dvigom vode na absolutno koto 0,0 m. V nadaljevanju so prikazani rezultati izračuna varnosti objekta na vzgon za drenirano, nedrenirano stanje in za stanje ob upoštevanju časa gradnje v trajanju enega leta. Vse vrednosti so izračunane s HS modelom pri računski varnosti  $F = 1,0$ . Rezultat je razlika količin (pomiki in notranje statične količine).

Preglednica 19: Vpliv vzgona na gradbeno jamo – drenirano stanje

| <b>Profil P2 (drenirano)</b>                                 | <b>Brez vzgona</b> | <b>Upoštevanje vzgona</b> | <b>Razlika</b> |
|--|--------------------|---------------------------|----------------|
| Pomik ( $lul$ ) diafragme [cm]                               | 6,4                | 6,0                       | -0,4           |
| Maksimalna osna sila ( $N_{max}$ ) v temeljni plošči [kN/m]  | 0,0                | 493,6                     | 493,6          |
| Maksimalna prečna sila ( $Q_{max}$ ) v diafragmi [kN/m]      | 664,4              | 776,5                     | 112,1          |
| Maksimalni upogibni moment ( $M_{max}$ ) v diafragmi [kNm/m] | 780                | 1051                      | 215,6          |
| Minimalni upogibni moment ( $M_{min}$ ) v diafragmi [kNm/m]  | -835,4             | -1051                     | 215,6          |

Iz vrednosti pomikov in notranjih sil v konstrukciji v preglednici 19 opazimo, da ima vzgon pri računski varnosti  $F = 1,0$  v dreniranem stanju negativen vpliv, ker se povečajo notranje sile v konstrukciji.. Vidna je velika razlika pri osni sili v temeljni plošči in upogibnem momentu diafragme, medtem ko pri prečnih silah v diafragmi ni velikih razlik.

Preglednica 20: Vpliv vzgona na gradbeno jamo – nedrenirano stanje

| <b>Profil P2 (nedrenirano)</b>                               | <b>Brez vzgona</b> | <b>Upoštevanje vzgona</b> | <b>Razlika</b> |
|--|--------------------|---------------------------|----------------|
| Pomik ( $l$ ) diafragme [cm]                                 | 3,3                | 3,2                       | -0,1           |
| Maksimalna osna sila ( $N_{max}$ ) v temeljni plošči [kN/m]  | 4,5                | 93,1                      | 88,6           |
| Maksimalna prečna sila ( $Q_{max}$ ) v diafragmi [kN/m]      | 463,9              | 483,7                     | 19,8           |
| Maksimalni upogibni moment ( $M_{max}$ ) v diafragmi [kNm/m] | 665,6              | 665,6                     | 0,0            |
| Minimalni upogibni moment ( $M_{min}$ ) v diafragmi [kNm/m]  | -643,4             | -643,4                    | 0,0            |

V nedreniranem stanju (preglednica 20) opazimo zanemarljive razlike pomikov in notranjih statičnih količin. Pomik diafragme ostane praktično enak, osna sile v temeljni plošči se povečajo za 88,6 kN/m in maksimalna prečna sila v diafragmi za 19,8 kN/m. Upogibni momenti ostanejo enaki.

V preglednici 21 so podani rezultati izračuna ob upoštevanju vzgona ob upoštevanju enoletnega časa gradnje.

Preglednica 21: Vpliv vzgona na gradbeno jamo – upoštevanje časa gradnje  $t = 1$ . leto

| <b>Profil P2 (t = 1. leto)</b>                               | <b>Brez vzgona</b> | <b>Upoštevanje vzgona</b> | <b>Razlika</b> |
|--|--------------------|---------------------------|----------------|
| Pomik ( $l$ ) diafragme [cm]                                 | 3,3                | 3,3                       | 0,0            |
| Maksimalna osna sila ( $N_{max}$ ) v temeljni plošči [kN/m]  | 10,9               | 92,5                      | 81,6           |
| Maksimalna prečna sila ( $Q_{max}$ ) v diafragmi [kN/m]      | 482,6              | 502,6                     | 20,0           |
| Maksimalni upogibni moment ( $M_{max}$ ) v diafragmi [kNm/m] | 688,6              | 688,6                     | 0,0            |
| Minimalni upogibni moment ( $M_{min}$ ) v diafragmi [kNm/m]  | -705,8             | -705,8                    | 0,0            |

Pomiki so diafragme se ob delovanju vzgonskih sil ne povečajo. Maksimalna osna sila v temeljni plošči se ob upoštevanju vzgona poveča za 81,6 kN/m, prečna sila v diafragmi pa za 20,0 kN/m. Maksimalni upogibni moment ostane enak.

V primeru, ko upoštevamo drenirano stanje, daje vzgon največje obremenitve na konstrukcijo in zato konstrukcijo dimenzioniramo na maksimalne vrednosti, ki jih dobimo ob upoštevanju vzgona.

Ugotovili smo, da računsko varnost na vzgon presega zahtevano glede na določila iz standarda SIST EN 1997 [19] in njegovega nacionalnega dodatka [20].

## 6 DIMENZIONIRANJE AB DIAFRAGME

Za dimenzioniranje AB diafragme smo izbrali obremenitve, kot izhajajo iz izračuna za drenirano stanje ob upoštevanju HS modela in ob upoštevanju vzgona, ker je takšen izračun pogost v praksi in daje najvišje vrednosti obremenitev. Za primerjavo smo podali tudi izračun ob upoštevanju HSS modela, prav tako za drenirano stanje. S programom GaLa Reinforcement 4.1e smo določili glavno vzdolžno armaturo diafragme (simetrično) ter prikazali interakcijske diagrame nosilnosti prerezov (slike od 52 do 55). Določena je tudi potrebna stremenska armatura. V poglavju 6.3 je predstavljen izračun in primerjava stroškov armiranja AB diafragme v profilih P2 in P4 ob upoštevanju različnih materialnih modelov (HS in HSS).

### 6.1 Določitev projektnih vrednosti

Projektne vrednosti za dimenzioniranje konstrukcije določimo po EC 7 ob upoštevanju nacionalnega dodatka. Po projektnem pristopu 2 dobimo projektno vrednost notranje sile v konstrukciji tako, da vrednosti notranjih sil, ki jih dobimo pri izračunu na mejno stanje uporabnosti (računska varnost  $F = 1,0$ ) pomnožimo z delnim faktorjem  $\gamma_c = 1,35$ , če gre za stalno obtežbo, in delnim faktorjem  $\gamma_Q = 1,5$  v primeru neugodno delujoče spremenljive obtežbe. Alternativno določimo projektne sile v konstrukciji tudi tako, da postopno reduciramo strižno trdnost zemljin (»c- $\phi$ « redukcija) na zahtevano računsko varnost  $F = 1,25$ . V tem primeru so izračunane vrednosti notranjih sil tudi že projektne vrednosti (projektni pristop 1). Za dimenzioniranje konstrukcije upoštevamo maksimalne vrednosti, ki izhajajo iz obeh izračunov in določila standarda EC 2 [21] in nacionalnega dodatka k standardu [22].

V preglednicah 22 do 24 so prikazane karakteristične in projektne vrednosti maksimalnih in minimalnih upogibnih momentov ter prečnih sil v diafragmi za profil P2 in P4. Upoštevana sta ali model HS ali model HSS za mejno stanje uporabnosti ( $F = 1,0$ ) in mejno stanje nosilnosti ( $F = 1,25$ ).

Preglednica 22: Upogibni momenti in prečne sile v profilu P2 (HS model)

| Računska varnost (model) | Karakteristične vrednosti upogibnega momenta |             | Projektne vrednosti upogibnega momenta |             | Karakteristične vrednosti prečnih sil | Projektne vrednosti prečnih sil |
|--------------------------|--|-------------|--|-------------|---------------------------------------|---------------------------------|
|                          | $M_{k,max}$                                  | $M_{k,min}$ | $M_{d,max}$                            | $M_{d,min}$ | $Q_{k,max}$                           | $Q_{d,max}$                     |
|                          | [kNm/m]                                      | [kNm/m]     | [kNm/m]                                | [kNm/m]     | [kN/m]                                | [kN/m]                          |
| F = 1,0 (HS)             | 1051,0                                       | -1051,0     | 1418,9                                 | -1418,9     | 776,5                                 | 1048,3                          |
| F = 1,25 (HS)            | 1056,0                                       | -1056,0     | 1056,0                                 | -1056,0     | 778,1                                 | 778,1                           |

V preglednici 22 (HS model) je maksimalna projektna vrednost upogibnega momenta diafragme v profilu P2 enaka 1418,9 kNm/m. Maksimalna vrednost projektne prečne sile znaša 1048,3 kN/m.

Preglednica 23: Upogibni momenti in prečne sile v profilu P4 (HS model)

| Računska varnost (model) | Karakteristične vrednosti upogibnega momenta |                        | Projektne vrednosti upogibnega momenta |                        | Karakteristične vrednosti prečnih sil | Projektne vrednosti prečnih sil |
|--------------------------|--|------------------------|--|------------------------|---------------------------------------|---------------------------------|
|                          | $M_{k,max}$<br>[kNm/m]                       | $M_{k,min}$<br>[kNm/m] | $M_{d,max}$<br>[kNm/m]                 | $M_{d,min}$<br>[kNm/m] | $Q_{k,max}$<br>[kN/m]                 | $Q_{d,max}$<br>[kN/m]           |
| F = 1,0 (HS)             | 891,5  | -864,5                 | 1203,5                                 | -1167,1                | 415,7                                 | 561,2                           |
| F = 1,25 (HS)            | 894,4  | -868,7                 | 894,4                                  | -868,7                 | 418,9                                 | 418,9                           |

Maksimalna projektna vrednost upogibnega momenta v diaframih za profil P4 (preglednica 23) ob upoštevanju modela HS je enaka 1203,5 kNm/m, prečna sila pa 561,2 kN/m.

Preglednica 24: Upogibni momenti in prečne sile v profilu P2 (HSS model)

| Računska varnost (model) | Karakteristične vrednosti upogibnega momenta |                        | Projektne vrednosti upogibnega momenta |                        | Karakteristične vrednosti prečnih sil | Projektne vrednosti prečnih sil |
|--------------------------|--|------------------------|--|------------------------|---------------------------------------|---------------------------------|
|                          | $M_{k,max}$<br>[kNm/m]                       | $M_{k,min}$<br>[kNm/m] | $M_{d,max}$<br>[kNm/m]                 | $M_{d,min}$<br>[kNm/m] | $Q_{k,max}$<br>[kN/m]                 | $Q_{d,max}$<br>[kN/m]           |
| F = 1,0 (HS)             | 949,5  | -949,5                 | 1281,8                                 | -1281,8                | 700,5                                 | 945,7                           |
| F = 1,25 (HS)            | 952,9  | -952,9                 | 952,9                                  | -952,9                 | 701,6                                 | 701,6                           |

Za profil P2 (HSS model) je projektna vrednost upogibnega momenta diafragme 1281,8 kNm/m. in projektna vrednost prečne sile pa 945,7 kN/m (preglednica 24).

Preglednica 25: Upogibni momenti in prečne sile v profilu P4 (HSS model)

| Računska varnost (model) | Karakteristične vrednosti upogibnega momenta |                        | Projektne vrednosti upogibnega momenta |                        | Karakteristične vrednosti prečnih sil | Projektne vrednosti prečnih sil |
|--------------------------|--|------------------------|--|------------------------|---------------------------------------|---------------------------------|
|                          | $M_{k,max}$<br>[kNm/m]                       | $M_{k,min}$<br>[kNm/m] | $M_{d,max}$<br>[kNm/m]                 | $M_{d,min}$<br>[kNm/m] | $Q_{k,max}$<br>[kN/m]                 | $Q_{d,max}$<br>[kN/m]           |
| F = 1,0 (HS)             | 768,9  | -752,6                 | 1038,0                                 | -1016,0                | 387,2                                 | 522,7                           |
| F = 1,25 (HS)            | 771,7  | -755,3                 | 771,7                                  | -755,3                 | 389,3                                 | 389,3                           |

V preglednici 25 (HSS model) je projektna vrednost maksimalnega upogibnega momenta 1038,0 kNm/m in prečne sile v diafragmi 522,7 kN/m.

Vrednosti izračunanih maksimalnih notranjih sil v pri računski varnosti  $F = 1,0$  (preglednica 22) so manjše kot vrednosti pri  $F = 1,25$ . Enako je v preglednicah 23, 24 in 25. Projektne vrednosti maksimalnih momentov in maksimalnih prečnih sil v diafragmi po projektnem pristopu 2 pa so večje kot vrednosti, ki jih dobimo po projektnem pristopu 1. To velja za oba kritična prereza (P2, P4) ter oba uporabljena

materialna modela HS in HSS. Pri določitvi projektnih vrednosti za dimenzioniranje diafragme smo upoštevali projektni pristop 2.

Primerjava izračunanih prečnih sil in momentov v diafragmi pri izračunu na mejno stanje uporabnosti ( $F = 1,0$ ) in na mejno stanje nosilnosti ( $F = 1,25$ ) pokaže, da je povečanje notranjih sil pri redukciji strižne trdnosti zemljin zaradi togega podporja (razpiranja z AB etažnimi ploščami) relativno majhno.

## 6.2 Dimenzioniranje diafragme

Dimenzioniranje AB diafragme je izvedeno ob upoštevanju standarda EC 2 [21] in nacionalnega dodatka k standardu [22]. Za oba profila (P2, P4) smo ob upoštevanju ali modela HS ali HSS določili potrebno glavno in stremensko armaturo. Površina prečnega prereza diafragme je enaka  $0,65 \text{ m}^2$ . Višina prereza meri 65 cm, širina oziroma dolžina prereza pa 100 cm. Trdnostni razred uporabljenega betona je C30/37, kvaliteta armature pa S500. Na slikah 52 do 55 so prikazani interakcijski diagrami prečnih prerezov. Vrednosti projektnih obtežnih primerov prikazujeta oznaki  $L_1$  in  $L_2$  na teh slikah.

V nadaljevanju so uporabljene oznake:

$f_{c,d}$  – projektna vrednost tlačne trdnosti betona

$f_{v,d}$  – projektna meja elastičnosti armature

$A_c$  – ploščina prečnega prereza betona

$A_s$  – ploščina prečnega prereza armature

$e$  – oddaljenost (medsebojna razdalja)

$b$  – premer; višina

$d$  – statična višina prečnega prereza

$M_{1,sd,max}$  – projektna vrednost maksimalnega upogibnega momenta

$M_{2,sd,min}$  – projektna vrednost minimalnega upogibnega momenta

$V_{1,sd,max}$  – projektna vrednost maksimalne prečne sile

$a$  – zaščitni sloj betona

$V_{Rd,c1}$  – strižna sila v elementu, ki jo prevzame beton

$V_{Rd,c2}$  – strižna sila v elementu, ki jo prevzame beton

$C_{Rd,c}$  – reducirana natezna trdnost betona

$k$  – koeficient, faktor

$\rho_1$  – stopnja armiranja z vzdolžno armaturo

$k_1$  – koeficient, faktor

$\sigma_{cp}$  – tlačna napetost betona zaradi osne sile ali prednapetja

$b_w$  – širina elementa

### 6.2.1 Profil P2 HS model

- |                                     |             |                           |
|-------------------------------------|-------------|---------------------------|
| - beton C30/37                      | - a/d:      | 10 cm / 55 cm             |
| - armatura S500                     | - prerez:   | $A_c = 6500 \text{ cm}^2$ |
| - $f_{c,d} = 2,00 \text{ kN/cm}^2$  | - razdalja: | $e = 100 \text{ cm}$      |
| - $f_{v,d} = 43,48 \text{ kN/cm}^2$ | - b/h:      | 100 cm / 65 cm            |

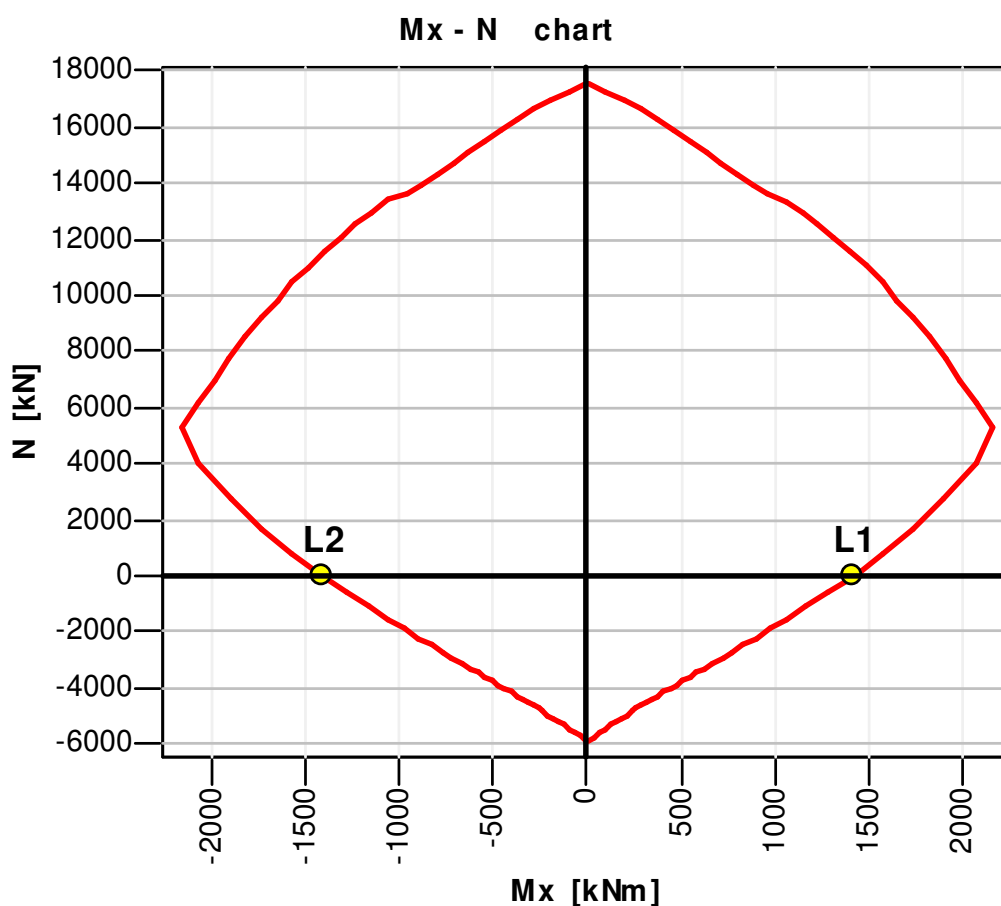
#### 6.2.1.1 Glavna armatura

$$M_{1,sd,max} = 1051,0 \times 1,35 = 1418,9 \text{ kNm/m} \quad (4)$$

$$M_{2,sd,min} = -1051,0 \times 1,35 = -1418,9 \text{ kNm/m} \quad (5)$$

$$A_s = A'_s = 59,84 \text{ cm}^2 \quad (6)$$

Izberem  $6\phi 36$  ( $A_{s,dej} = 61,07 \text{ cm}^2/\text{m}'$ ) na razmaku  $11 \text{ cm} < 20 \text{ cm}$



Slika 52: Interakcijski diagram nosilnosti prereza – dimenzioniranje prereza P2 (HS model)

**6.2.1.2 Stremena**

$$V_{1,sd,max} = 776,5 \times 1,35 = 1048,3 \text{ kN/m} \quad (7)$$

$$V_{Rd,c1} = (C_{Rd,c} k (100 \rho_1 f_{ck})^{1/3} + k_1 \sigma_{cp}) b_w d \quad (8)$$

$$V_{Rd,c1} = (0,12 \times 1,603 \times (100 \times 0,009 \times 30)^{1/3} + 0,15 \times 0) 1000 \times 550 = 317 \text{ kN/m} \quad (9)$$

$$C_{Rd,c} = 0,18 / \gamma_c = 0,12 \quad (10)$$

$$k = 1 + (200/d)^{1/2} = 1 + (200/550)^{1/2} = 1,603 \quad (11)$$

$$\rho_1 = A_{sl}/A_c = 61,07/6500 = 0,009 = 0,9 \% \leq 0,02 = 2,0 \% \quad (12)$$

$$k_l = 0,15$$

$$\sigma_{cp} = N_{Ed}/A_c = 0 \quad (13)$$

$$b_w/d = 1000 \text{ mm}/550 \text{ mm}$$

$$V_{Rd,c2} = (v_{min} + k_1 \sigma_{cp}) b_w d \quad (14)$$

$$V_{Rd,c2} = (0,389 + 0,15 \times 0) 1000 \times 550 = 213950 \text{ N/m} = 214 \text{ kN/m} \quad (15)$$

$$v_{min} = 0,035 k^{3/2} f_{ck}^{1/2} = 0,035 \times 1,603^{3/2} \times 30^{1/2} = 0,389 \quad (16)$$

$$V_{Rd,c} = \max \begin{cases} V_{Rd,c1} = 317 \text{ kN/m} \\ V_{Rd,c2} = 214 \text{ kN/m} \end{cases} \quad (17)$$

$$A_{sw}/s = V_{2,sd,max}/d f_{y,d} = 1048,3/55 \times 43,48 = 0,438 \text{ cm}^2/\text{cm} = 43,8 \text{ cm}^2/\text{m}' \quad (18)$$

Izberem:

4-strižno streme  $a_{sw} = 10,95 \text{ cm}^2/\text{m}'$

$\Phi 16 / 18 \text{ cm}$  ( $A_{s,dej} = 11,17 \text{ cm}^2/\text{m}'$ )

## 6.2.2 Profil P4 HS model

|                                     |             |                           |
|-------------------------------------|-------------|---------------------------|
| - beton C30/37                      | - a/d:      | 10 cm / 55 cm             |
| - armatura S500                     | - prerez:   | $A_c = 6500 \text{ cm}^2$ |
| - $f_{c,d} = 2,00 \text{ kN/cm}^2$  | - razdalja: | $e = 100 \text{ cm}$      |
| - $f_{v,d} = 43,48 \text{ kN/cm}^2$ | - b/h:      | 100 cm / 65 cm            |

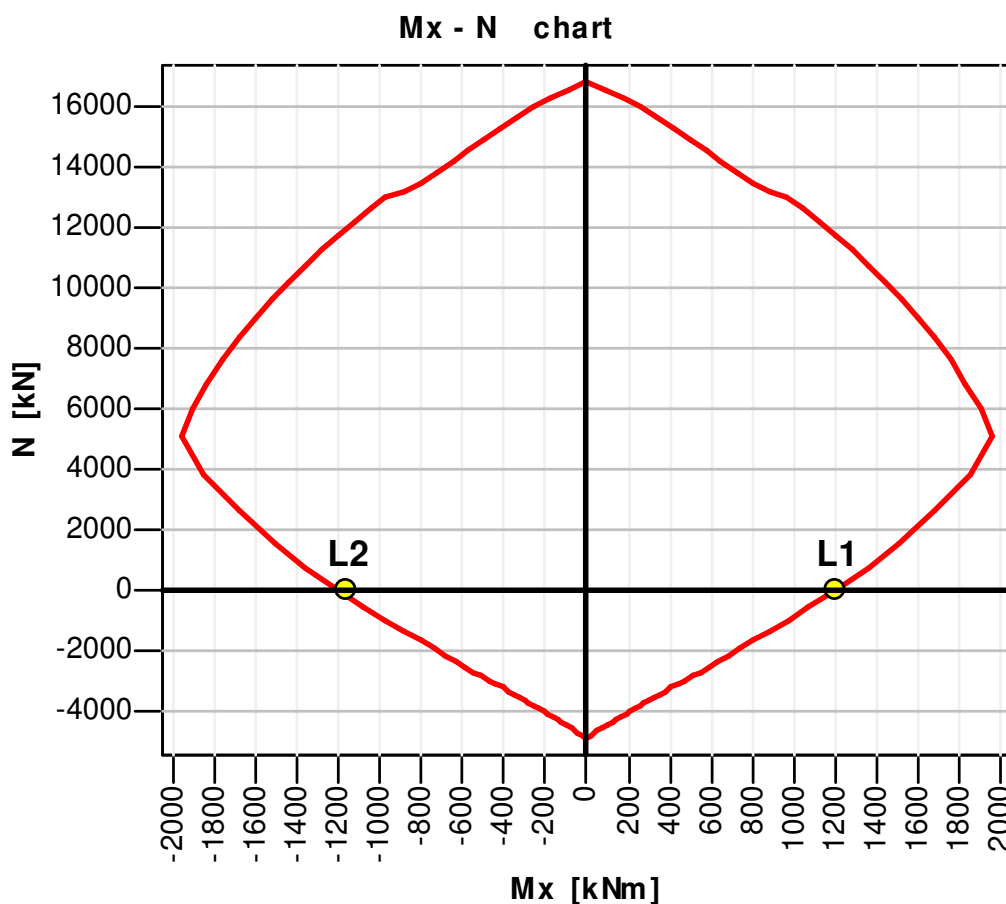
### 6.2.2.1 Glavna armatura

$$M_{1,sd,max} = 891,5 \times 1,35 = 1203,5 \text{ kNm/m} \quad (19)$$

$$M_{2,sd,min} = -864,5 \times 1,35 = -1167,1 \text{ kNm/m} \quad (20)$$

$$A_s = A'_s = 50,1 \text{ cm}^2 \quad (21)$$

Izberem  $5\phi 36$  ( $A_{s,dej} = 50,89 \text{ cm}^2/\text{m}'$ ) na razmaku  $13 \text{ cm} < 20 \text{ cm}$



Slika 53: Interakcijski diagram nosilnosti prereza – dimenzioniranje prereza P4 (HS model)



**6.2.2.2 Stremena**

$$V_{1,sd,max} = 415,7 \times 1,35 = 561,2 \text{ kN/m}$$

$$V_{Rd,c1} = (C_{Rd,c} k (100 \rho_1 f_{ck})^{1/3} + k_1 \sigma_{cp}) b_w d \quad (22)$$

$$V_{Rd,c1} = \left( 0,12 \times 1,603 \times (100 \times 0,008 \times 30)^{1/3} + 0,15 \times 0 \right) 1000 \times 550 = 305,2 \text{ kN/m} \quad (23)$$

$$C_{Rd,c} = 0,18 / \gamma_c = 0,12 \quad (24)$$

$$k = 1 + \left( 200 / d \right)^{1/2} = 1 + (200 / 550)^{1/2} = 1,603 \quad (25)$$

$$\rho_1 = A_{sl} / A_c = 50,1 / 6500 = 0,008 = 0,8 \% \leq 0,02 = 2,0 \% \quad (26)$$

$$k_l = 0,15$$

$$\sigma_{cp} = N_{Ed} / A_c = 0 \quad (27)$$

$$b_w / d = 1000 \text{ mm} / 550 \text{ mm}$$

$$V_{Rd,c2} = (v_{min} + k_1 \sigma_{cp}) b_w d \quad (28)$$

$$V_{Rd,c2} = (0,389 + 0,15 \times 0) 1000 \times 550 = 213950 \text{ N/m} = 214 \text{ kN/m} \quad (29)$$

$$v_{min} = 0,035 k^{3/2} f_{ck}^{1/2} = 0,035 \times 1,603^{3/2} \times 30^{1/2} = 0,389 \quad (30)$$

$$V_{Rd,c} = \max \begin{cases} V_{Rd,c1} = 305,2 \text{ kN/m} \\ V_{Rd,c2} = 214,0 \text{ kN/m} \end{cases} \quad (31)$$

$$A_{sw/s} = V_{1,sd,max} / d f_{y,d} = 561,2 / 55 \times 43,48 = 0,235 \text{ cm}^2 / \text{cm} = 23,5 \text{ cm}^2 / \text{m}' \quad (32)$$

Izberem:

2-strižno streme  $a_{sw} = 11,75 \text{ cm}^2 / \text{m}'$

$\Phi 16 / 17 \text{ cm}$  ( $A_{s,dej} = 11,83 \text{ cm}^2 / \text{m}'$ )

### 6.2.3 Profil P2 HSS model

|                                     |             |                           |
|-------------------------------------|-------------|---------------------------|
| - beton C30/37                      | - a/d:      | 10 cm / 55 cm             |
| - armatura S500                     | - prerez:   | $A_c = 6500 \text{ cm}^2$ |
| - $f_{c,d} = 2,00 \text{ kN/cm}^2$  | - razdalja: | $e = 100 \text{ cm}$      |
| - $f_{v,d} = 43,48 \text{ kN/cm}^2$ | - b/h:      | 100 cm / 65 cm            |

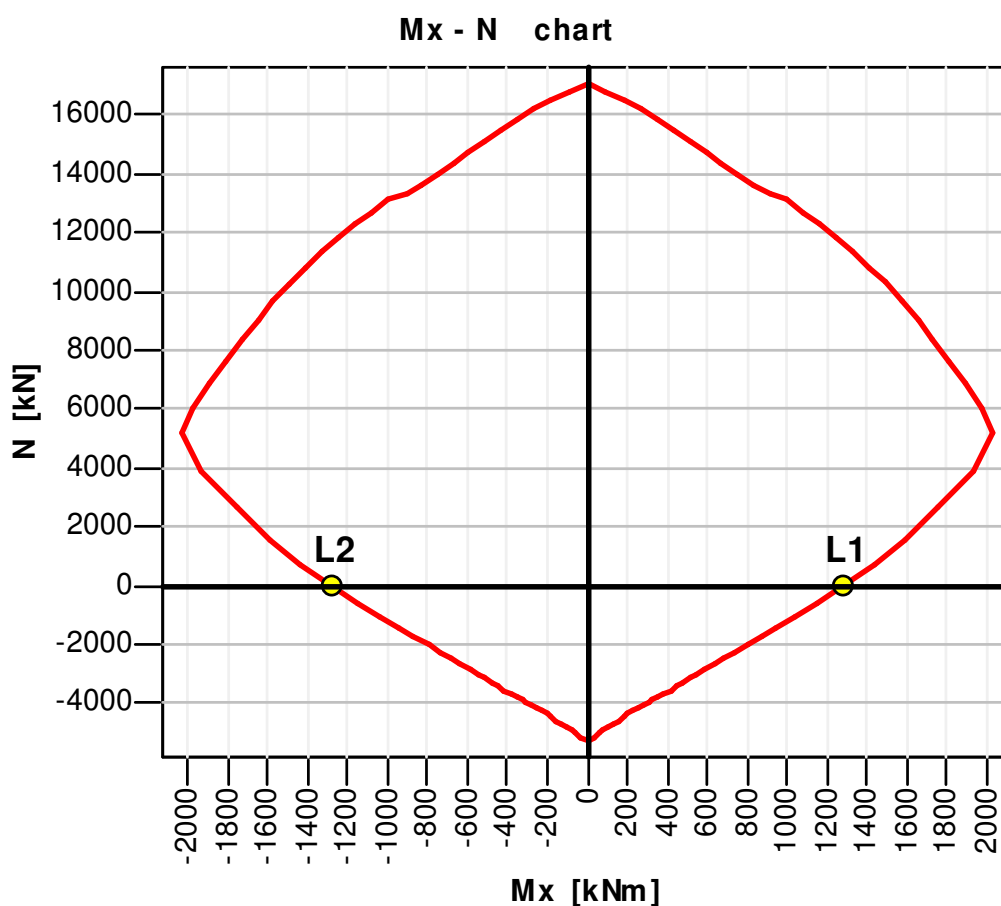
#### 6.2.3.1 Glavna armatura

$$M_{1,sd,max} = 949,5 \times 1,35 = 1281,8 \text{ kNm/m} \quad (33)$$

$$M_{2,sd,min} = -949,5 \times 1,35 = -1281,8 \text{ kNm/m} \quad (34)$$

$$A_s = A'_s = 53,64 \text{ cm}^2 \quad (35)$$

Izberem  $7\phi 32$  ( $A_{s,dej} = 56,3 \text{ cm}^2/\text{m}'$ ) na razmaku  $9 \text{ cm} < 20 \text{ cm}$



Slika 54: Interakcijski diagram nosilnosti prereza – dimenzioniranje prereza P2 (HSS model)

**6.2.3.2 Stremena**

$$V_{1sd,max} = 700,5 \times 1,35 = 945,7 \text{ kN/m}$$

$$V_{Rd,c1} = (C_{Rd,c} k (100 \rho_1 f_{ck})^{1/3} + k_1 \sigma_{cp}) b_w d \quad (36)$$

$$V_{Rd,c1} = (0,12 \times 1,603 \times (100 \times 0,009 \times 30)^{1/3} + 0,15 \times 0) 1000 \times 550 = 291,9 \text{ kN/m} \quad (37)$$

$$C_{Rd,c} = 0,18/\gamma_c = 0,12 \quad (38)$$

$$k = 1 + (200/d)^{1/2} = 1 + (200/550)^{1/2} = 1,603 \quad (39)$$

$$\rho_1 = A_{sl}/A_c = 56,3/6500 = 0,009 = 0,9 \% \leq 0,02 = 2,0 \% \quad (40)$$

$$k_l = 0,15$$

$$\sigma_{cp} = N_{Ed}/A_c = 0 \quad (41)$$

$$b_w/d = 1000 \text{ mm}/550 \text{ mm}$$

$$V_{Rd,c2} = (v_{min} + k_1 \sigma_{cp}) b_w d \quad (42)$$

$$V_{Rd,c2} = (0,389 + 0,15 \times 0) 1000 \times 550 = 213950 \text{ N/m} = 214,0 \text{ kN/m} \quad (43)$$

$$v_{min} = 0,035 k^{3/2} f_{ck}^{1/2} = 0,035 \times 1,603^{3/2} \times 30^{1/2} = 0,389 \quad (44)$$

$$V_{Rd,c} = \max \begin{cases} V_{Rd,c1} = 291,9 \text{ kN/m} \\ V_{Rd,c2} = 214,0 \text{ kN/m} \end{cases} \quad (45)$$

$$A_{sw}/s = V_{2,sd,max}/d f_{y,d} = 945,7/55 \times 43,48 = 0,393 \frac{\text{cm}^2}{\text{cm}} = 39,3 \text{ cm}^2/\text{m}' \quad (46)$$

Izberem:

4-strižno streme  $a_{sw} = 9,8 \text{ cm}^2/\text{m}'$

$\Phi 16 / 20 \text{ cm}$  ( $A_{s,dej} = 10,05 \text{ cm}^2/\text{m}'$ )

### 6.2.4 Profil P4 HSS model

|                                     |             |                           |
|-------------------------------------|-------------|---------------------------|
| - beton C30/37                      | - a/d:      | 10 cm / 55 cm             |
| - armatura S500                     | - prerez:   | $A_c = 6500 \text{ cm}^2$ |
| - $f_{c,d} = 2,00 \text{ kN/cm}^2$  | - razdalja: | $e = 100 \text{ cm}$      |
| - $f_{v,d} = 43,48 \text{ kN/cm}^2$ | - b/h:      | 100 cm / 65 cm            |

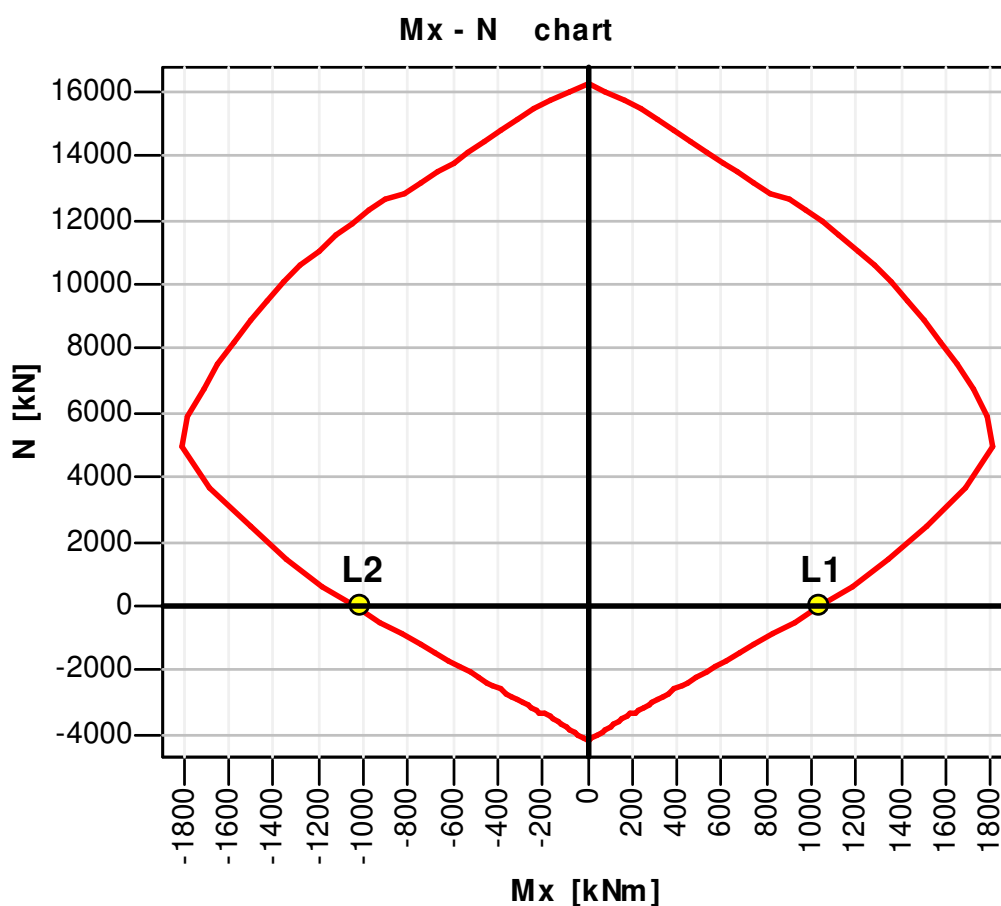
#### 6.2.4.1 Glavna armatura

$$M_{1,sd,max} = 768,9 \times 1,35 = 1038,0 \text{ kNm/m} \quad (47)$$

$$M_{2,sd,min} = -752,6 \times 1,35 = -1016,0 \text{ kNm/m} \quad (48)$$

$$A_s = A'_s = 42,67 \text{ cm}^2 \quad (49)$$

Izberem  $7\phi 28$  ( $A_{s,dej} = 43,1 \text{ cm}^2$ ) na razmaku  $10 \text{ cm} < 20 \text{ cm}$



Slika 55: Interakcijski diagram nosilnosti prereza – dimenzioniranje prereza P4 (HSS model)

**6.2.4.2 Stremena**

$$V_{1,sd,max} = 387,2 \times 1,35 = 522,7 \text{ kN/m}$$

$$V_{Rd,c1} = (C_{Rd,c} k (100 \rho_1 f_{ck})^{1/3} + k_1 \sigma_{cp}) b_w d \quad (50)$$

$$V_{Rd,c1} = \left( 0,12 \times 1,603 \times (100 \times 0,007 \times 30)^{1/3} + 0,15 \times 0 \right) 1000 \times 550 = 291,9 \text{ kN/m} \quad (51)$$

$$C_{Rd,c} = 0,18 / \gamma_c = 0,12 \quad (52)$$

$$k = 1 + \left( 200 / d \right)^{1/2} = 1 + (200 / 550)^{1/2} = 1,603 \quad (53)$$

$$\rho_1 = A_{sl} / A_c = 43,1 / 6500 = 0,007 = 0,7 \% \leq 0,02 = 2,0 \% \quad (54)$$

$$k_l = 0,15$$

$$\sigma_{cp} = N_{Ed} / A_c = 0 \quad (55)$$

$$b_w / d = 1000 \text{ mm} / 550 \text{ mm}$$

$$V_{Rd,c2} = (v_{min} + k_1 \sigma_{cp}) b_w d \quad (56)$$

$$V_{Rd,c2} = (0,389 + 0,15 \times 0) 1000 \times 550 = 213950 \text{ N/m} = 214 \text{ kN/m} \quad (57)$$

$$v_{min} = 0,035 k^{3/2} f_{ck}^{1/2} = 0,035 \times 1,603^{3/2} \times 30^{1/2} = 0,389 \quad (58)$$

$$V_{Rd,c} = \max \begin{cases} V_{Rd,c1} = 291,9 \text{ kN/m} \\ V_{Rd,c2} = 214 \text{ kN/m} \end{cases} \quad (59)$$

$$A_{sw/s} = V_{2,sd,max} / d f_{y,d} = 522,7 / 55 \times 43,48 = 0,219 \text{ cm}^2 / \text{cm} = 21,9 \text{ cm}^2 / \text{m}' \quad (60)$$

Izberem:

2-strižno streme  $a_{sw} = 10,95 \text{ cm}^2 / \text{m}'$

$\Phi 16 / 17 \text{ cm}$  ( $A_{s,dej} = 11,83 \text{ cm}^2 / \text{m}'$ )

### 6.3 Izračun stroškov

Pri izračunu smo upoštevali le stroške armiranja AB diafragme. V preglednici 26 je na podlagi izračuna glavne vzdolžne in stremenske armature prikazana primerjava stroškov armiranja AB diafragme ob upoštevanju dreniranih pogojev glede na izbrani materialni model HS in model HSS. Cena prevoza, razkladanja na objektu, vgradnje, cena izkopa in cena betona je v obeh primerih enaka, spremeni se samo količina potrebne armature. Cena kilograma rebraste armature s premerom večjim od 12 mm, ki je upoštevan pri izračunu stroškov potrebne armature, je 1,5 €.

Potrebno je poudariti, da je v izračunu upoštevana konstantna razporeditev armature po celotni dolžini diafragme. V profilu P2 smo armaturo upoštevali na odseku dolžine 200 m, pri profilu P4 pa 250 m. Celotna dolžina oziroma obod diafragme meri 450 m.

Preglednica 26: Izračun stroškov potrebne armature

| Model     | Glavna armatura                      |             | Stremenska armatura              |             | Skupaj      | Skupaj diafragma | Razlika     | Razlika Stroškov |
|-----------|--------------------------------------|-------------|----------------------------------|-------------|-------------|------------------|-------------|------------------|
|           | $A_s + A_s'$<br>[cm <sup>2</sup> /m] | Masa<br>[t] | $A_{sw}$<br>[cm <sup>2</sup> /m] | Masa<br>[t] | Masa<br>[t] | Masa<br>[t]      | Masa<br>[t] | [€]              |
| P2<br>HS  | 2 x 61,07<br>2 x (6φ36)              | 364         | 44,68<br>(4 x Φ16/18 cm)         | 133         | 497         | 973              | 100         | 150.000          |
| P4<br>HS  | 2 x 50,89<br>2 x (5φ36)              | 386         | 23,66<br>(2 x Φ16/17 cm)         | 90          | 476         |                  |             |                  |
| P2<br>HSS | 2 x 56,3<br>2 x (7φ32)               | 336         | 40,2<br>(4 x Φ16/20 cm)          | 120         | 456         | 873              |             |                  |
| P4<br>HSS | 2 x 43,1<br>2 x (7φ28)               | 327         | 23,66<br>(2 x Φ16/17 cm)         | 90          | 417         |                  |             |                  |

Količina stremenske armature v profilu P4 ne vpliva na strošek armiranja, ker je izbrana stremenska armatura enaka pri obeh materialnih modelih (HS, HSS). Pri prerezu P2 pa z izračunom ob upoštevanju HSS modela potrebujemo 13 ton armature manj, kot če upoštevamo HS model.

Rezultati kažejo, da bi v primeru izračuna za drenirane pogoje ob upoštevanju HSS modela v primerjavi z modelom HS na celotnem obsegu diafragme lahko prihranili na armaturi 150.000 € (preglednica 26). Uporaba naprednejšega modela v geostatičnih izračunih zaščite gradbene jame, ki upošteva togost tal pri majhnih deformacijah je torej smiselna in ekonomsko ugodnejša.

## 7 ZAKLJUČEK

V diplomski nalogi smo izvedli geostatično analizo globoke gradbene jame varovane z armiranobetonsko diafragmo za objekt Zeleni park v Kopru. Gradnja objekta in varovanje gradbene jame se je izvajala po metodi gradnje od zgoraj navzdol s sprotnim razpiranjem armiranobetonske diafragme s kletnimi ploščami objekta. Cilj diplomske naloge je bilo izvedenost geotehničnih raziskav, izdelava geostatičnih analiz zaščite gradbene jame ob upoštevanju različnih materialnih modelov za zemljine v dreniranih, nedreniranih pogojih in ob upoštevanju časa gradnje s primerjavo rezultatov. Primarni cilj naloge je bila primerjava izračunov gradbene jame po metodi končnih elementov ob upoštevanju nelinearnih lastnosti tal brez (HS model) in z upoštevanja togosti tal pri majhnih deformacijah (HSS model). Izračuni zaščite gradbene jame so narejeni s programom Plaxis 2D 2012. Za primerjavo stroškov armiranja ob uporabi različnih materialnih modelov (HS in HSS model) smo AB diafragmo dimenzionirali glede na določila standarda SIST EN 1992 in SIST EN 1997 v dveh karakterističnih prečnih profilih (P2 in P4).

Iz geotehničnih raziskav izhaja, da je na severnem delu gradbene jame, na območju podzemne garažne hiše sestava tal neenakomerna. Pod nivojem tal imamo 4 m debel sloj umetnega nasipa. Pod slojem nasipa imamo od 3 do 9 m debel sloj morskih glin z CL v lahko gnetni konsistenci, ki preide v od 15 do 17 m debel sloj težko gnetne glin z CH, ki prehaja v 4 m debel sloj preperine laporja. Lapor se pojavi na globini od 26 do 34 m pod nivojem tal. Bolj kritično je južno območje gradbene jame, na območju stanovanjsko-poslovnega objekta, kjer je gradbena jama plitvejša v primerjavi s severnim območju. Pod nivojem tal imamo 2 m debel sloj umetnega nasipa. Temu sloju sledi od 12 do 14 m debel sloj morskih glin CL v lahko gnetni konsistenci, ki preide v 18 do 25 m debel sloj težko gnetne glin in na globini od 32 do 41 m pod nivojem tal prehaja v kompaktno laporno osnovo.

Za referenčni izračun smo izbrali izračun ob upoštevanju dreniranih pogojev in HS modela. Vse primerjave so narejene glede na referenčni izračun.

Iz rezultatov izvedenih računskih analiz lahko ugotovimo, da z upoštevanjem HSS modela, ki upošteva togost tal pri majhnih deformacijah, in ob upoštevanju dreniranega stanja, dobimo manjše vrednosti pomikov in notranjih statičnih količin večje kot pri referenčnem izračunu. Osne sile v razpornih ploščah so manjše za 6 %, pomiki v diafragmi za 23 %, prečne sile 6 % in upogibni momenti za 3 % manjši v primerjavi z referenčnim izračunom.

Glede na vrednosti referenčnih izračunov profila P2 nam ob upoštevanju HSS modela v nedreniranih pogojih, izračuni prikazujejo zmanjšanje osnih sil v razpornih ploščah za 6 %. Vrednosti pomikov diafragme so manjše za 23 %, prečnih sil za 6 %, upogibni momenti pa so v povprečju manjši za 3 %.

V primeru nedreniranega stanja v tleh (profil P2), izračuni prikazujejo zmanjšanje osnih sil v razpornih ploščah za 18 % pri modelu HS, pri modelu HSS pa 24 %. Pomiki diafragme (model HS) so manjši za 50 %, prečne sile za 30 % in vrednosti upogibnih momentov za 20 %. Pomiki diafragme v profilu P2 (model HSS) so manjši za 62 %, prečne sile in upogibni momenti pa za 36 % in 28 %.

Ob upoštevanju časa gradnje so v profilu P2 glede na referenčne izračune, vrednosti osnih sil v razpornih ploščah (model HS) zmanjšane za 17 %, pomiki diafragme 48 %, prečne sile in upogibni momenti v diafragmi pa za 27 % in 16 %. Izračunane vrednosti v profilu P2 so od vrednosti referenčnega izračuna, ob upoštevanju HSS modela, zmanjšane za 24 % pri osnih silah v ploščah, 62 % pri pomikih diafragme, 34 % in 21 % pa pri prečnih silah in upogibnih momentih v diafragmi.

V profilu P4 se nam glede na referenčne izračune osne sile v razpornih ploščah (drenirano stanje), ob upoštevanju modela HSS, povečajo za 1 %. Vrednosti pomikov in prečnih sil v diafragmi so, ob upoštevanju modela HSS, glede na vrednosti referenčnega izračuna manjše za 1 %, vrednosti upogibnih momentov pa za 7 %.

Pri nedreniranem stanju (profil P4) so vrednosti osnih sil za model HS v razporni plošči glede na vrednosti referenčnega izračuna manjše za 5 %, vrednosti za model HSS pa 6 %. V primerjavi z referenčnim izračunom so za model HS (profil P4) pomiki diafragme manjši za 38 %, za model HSS pa 32 %. Za model HS so prečne sile manjše za 14 % in upogibni momenti za 40 %. Za model HSS pa so vrednosti prečnih sil manjše za 15 % in upogibnih momentov v povprečju 39 % glede na referenčni izračun.

V primeru upoštevanja časa gradnje, so v profilu P4 vrednosti osnih sil v razpornih ploščah glede na referenčne izračune manjše za 4 % (HS model) in 5 % manjše vrednosti ob upoštevanju HSS modela. Ob upoštevanju HS modela so vrednosti pomikov diafragme za 39 % in ob upoštevanju HSS modela za 34 % manjše od vrednosti referenčnega izračuna. Prečne sile v profilu P4 so ob upoštevanju HS modela manjše za 12 % in 14 % manjše ob upoštevanju HSS modela. V povprečju so vrednosti upogibnih momentov pri HS modelu manjše za 38 %, pri modelu HSS pa v povprečju za 36 % manjše.

Iz rezultatov geotehničnih analiz je razvidno, da je pri izračunih gradbenih jam smiselna uporaba HSS modela, ki upošteva togost tal pri majhnih deformacijah. Računski premiki zaščitne konstrukcije in zaledja so zaradi upoštevanja togosti tal pri majhnih deformacijah bolj realni (manjši), nekoliko manjše pa so tudi obremenitve v AB diafragmi in v razporah.

Na podlagi izvedenih analiz in primerjav lahko zaključimo, da lahko pravilna uporaba računskih modelov, ki temeljijo na upoštevanju togosti tal pri majhnih deformacijah, vodi k realnejši napovedi



---

računski premikov in obremenitev konstrukcij, posledično pa tudi k bolj ekonomični gradnji. Zato je poleg običajnih geotehničnih preiskav smiselna tudi izvedba dodatnih geotehničnih preiskav za določitev parametrov togosti tal pri majhnih deformacijah.

## VIRI

- [1] Zaščita gradbenih jam v mestnih središčih - praksa v Sloveniji. 2013.  
[http://www.gi-zrmk.si/Knjiznica/Gr\\_1-08%2031-34\(geotehnika\).pdf](http://www.gi-zrmk.si/Knjiznica/Gr_1-08%2031-34(geotehnika).pdf) (Pridobljeno 27. 5. 2013.)
- [2] Parkirna hiša zeleni park. 2013.  
<http://www.zelenipark.si/> (Pridobljeno 29. 5. 2013.)
- [3] Bizilj, P. 1996. Geotehnično poročilo o pogojih temeljenja PSO na lokaciji Zeleni park 2 (ob Soči) v Kopru. Ljubljana, Inštitut za geologijo, geotehniko in geofiziko: loč. pag.
- [4] Bizilj, P. 2002. Geotehnično poročilo o preiskavi tal in pogojih temeljenja več nivojskega parkirišča Zeleni park II v Kopru. Ljubljana, Geoinženiring d.o.o.: loč. pag.
- [5] Bizilj, P., Štepec, J. 2006. Geotehnično poročilo o terenskih raziskavah na lokaciji objekta Zeleni park II v Kopru. Ljubljana, Geoinženiring d.o.o.: loč. pag.
- [6] Bizilj, P., Hoblaj, R., Štepec, J., Begič, J. 2006. Geotehnično poročilo o rezultatih laboratorijskih preiskav vzorcev zemljin, iz sondažne vrtine V-1/06, na lokaciji Zeleni park II v Kopru. Ljubljana, Geoinženiring d.o.o.: loč. pag.
- [7] Lipanje, I., Žigon, A. 2006. Tehnično poročilo s statičnim računom Zeleni park II. Ljubljana, Elea iC d.o.o.: loč. pag.
- [8] Geobuuk. 2013.  
<http://www.geobuuk.com/webinars> (Pridobljeno 28. 8. 2013.)
- [9] Navodila programa plaxis 2D 2012 »PLAXIS 2D Tutorial Manual 2012«, 2012.  
<http://www.plaxis.nl/files/files/2D2012-1-Tutorial.pdf> (Pridobljeno 25. 7. 2013.)
- [10] Navodila programa plaxis 2D 2012 »PLAXIS Material Models Manual 2012«: p. 63–76  
<http://www.plaxis.nl/files/files/2D2012-3-Material-Models.pdf> (Pridobljeno 10. 8. 2013.)
- [11] Navodila programa plaxis 2D 2012 »PLAXIS Material Models Manual 2012«: p. 77–86  
<http://www.plaxis.nl/files/files/2D2012-3-Material-Models.pdf> (Pridobljeno 10. 8. 2013.)
- [12] Terzaghi, K. 1943. Theoretical Soil Mechanics. New York, John Wiley & Sons: p. 510.

- 
- [13] Schanz, T. 1998. Zur Modellierung des Mechanischen Verhaltens von Reibungsmaterialien. Habilitation, Stuttgart Universität: p. 152.
- [14] Atkinson, J. H., Salfors, G. 1991. Experimental determination of soil properties. Firenze, V: Proc. 10th Eur. Conf, Soil Mech.: p. 915-956.
- [15] Hardin B. O. 1978. The nature of stress–strain behaviour of soils. V: Earthquake Engineering and Soil Dynamics. Pasadena, Geotechnical Engineering Division of ASCE: p. 3-90.
- [16] Iwasaki, T., Taksuoka, F. 1977. Effects of Grain size and grading on dynamic shear moduli of sands. Soils and Foundations 17, 3: 19-35.
- [17] Kim, T. C., Novak, M. 1981. Dynamic properties of some cohesive soils of Ontario. Canadian Geotechnical Journal 18, 3: 371-389.
- [18] Vucetic, M. Dobry, R. 1991. Effect of soil plasticity on cyclic response. Geotechnical Engineering 117, 1: 89-107.
- [19] SIST EN 1997-1:2005 (sl). Evrokod 7: Geotehnično projektiranje – 1. del: Splošna pravila.
- [20] SIST EN 1997-1:2005/A101:2006 (sl). Evrokod 7: Geotehnično projektiranje – 1. del: Splošna pravila – Nacionalni dodatek.
- [21] SIST EN 1992-1-1:2005 (sl). Evrokod 2: Projektiranje betonskih konstrukcij – 1-1. del: Splošna pravila in pravila za stavbe.
- [22] SIST EN 1992-1-1:2005/A101:2006 (sl) Evrokod 2: Projektiranje betonskih konstrukcij – 1-1. del: Splošna pravila in pravila za stavbe – Nacionalni dodatek.