

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:

Frank, D. 2012. Obalna konstrukcija veza 12 z zagatno steno. Diplomaska naloga. Ljubljana, Univerza v Ljubljani, Fakulteta za gradbeništvo in geodezijo. (mentor Logar, J., somentor Može, P.): 109 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:

Frank, D. 2012. Obalna konstrukcija veza 12 z zagatno steno. B.Sc. Thesis. Ljubljana, University of Ljubljana, Faculty of civil and geodetic engineering. (supervisor Logar, J., co-supervisor Može, P.): 109 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

Kandidatka:

**DORIS FRANK**

**OBALNA KONSTRUKCIJA VEZA 12 Z ZAGATNO  
STENO**

Diplomska naloga št.: 3260/KS

**QUAY WALL FOR BERTH 12 IN PORT OF KOPER**

Graduation thesis No.: 3260/KS

**Mentor:**

izr. prof. dr. Janko Logar

**Predsednik komisije:**

izr. prof. dr. Janko Logar

**Somentor:**

asist. dr. Primož Može

**Član komisije:**

doc. dr. Tomo Cerovšek  
izr. prof. dr. Vlatko Bosiljkov

Ljubljana, 16. 11. 2012

## ERRATA

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

## **IZJAVA O AVTORSTVU**

Podpisana Doris Frank, izjavljam, da sem avtor diplomskega dela z naslovom: »Obalna konstrukcija veza 12 z zagatno steno«.

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

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

Ljubljana, 29.10.2012

Doris Frank

## **BIBLIOGRAFSKO – DOKUMENTACIJSKA STRAN IN IZVLEČEK**

<b>UDK:</b>	<b>006.77:624.15(043.2)</b>
<b>Avtor:</b>	<b>Doris Frank</b>
<b>Mentor:</b>	<b>izr. prof. dr. Janko Logar</b>
<b>Somentor:</b>	<b>asist. dr. Primož Može</b>
<b>Naslov:</b>	<b>Obalna konstrukcija veza 12 z zagatno steno</b>
<b>Tip dokumenta:</b>	<b>Diplomska naloga – univerzitetni študij</b>
<b>Obseg in oprema:</b>	<b>109 str., 33 pregl., 85 sl.</b>
<b>Ključne besede:</b>	<b>obalna konstrukcija, zagatna stena, piloti, razbremenilna ploščad, globoko temeljenje, Plaxis, SIST EN 1997-1</b>

### **Izvleček**

V Luki Koper se vse od leta 1970 obalne konstrukcije projektirajo kot armirano betonske plošče, temeljene na jeklenih pilotih s položno podmorsko brežino. Tak način gradnje zahteva izkop velike količine mulja slabih karakteristik, ki se v luki uporablja predvsem za pridobivanje novih površin. Načrpane količine mulja, tudi z naslova poglobljanja plovnih poti, so s časoma presegle potrebe. Razliko je zato potrebno odpeljati drugam, kar pa predstavlja za luko vse večji strošek. V diplomski nalogi je analizirana možnost uporabe jeklene zagatne stene na konkretnem primeru podaljška veza 11 v Luki Koper. Predlagana obalna konstrukcija je sestavljena iz betonske plošče na sistemu jeklenih cevni pilotov v kombinaciji z zagatno steno. Slednja služi zadrževanje zemljine in ne zahteva dodatnega odvoza materiala. Ker gre za kompleksno konstrukcijo, so ustrezna geometrija in posamezni elementi dobljeni po korakih. Sprva je analizirala možnost uporabe betonske konstrukcije, ki povezuje elemente temeljenja, na koti terena. Zaradi slabo nosilnih temeljnih tleh, se je tak način gradnje izkazal za nemogočega. V naslednjih korakih je dokazana potreba po sidranju in uporabi razbremenilne ploščadi ter izvedbi, tako pilotov kot tudi obalne zagatne stene, v naklonu. Kot ustrezen se je izkazal model z betonsko ploščo 4 m pod terenom, naklonom zalednih pilotov 3:1 in stene 5,5:1 ter sidranjem s posebnimi Müller-Verfahren piloti. Prezezi ter dolžine pilotov in zagatnic so določeni z zahtevano nosilnostjo. Prikazan je tudi ugoden vpliv cementne stabilizacije morske gline pred steno in dodatnega globokega temeljenja skladiščnih površin na deformabilnost in obremenitev elementov. Na koncu so podana navodila za nadaljnjo kontrolo nosilnosti prečnih prereзов in stabilnosti cevni pilotov ter kombinirane zagatne stene.

## **BIBLIOGRAPHIC – DOKUMENTALISTIC INFORMATION AND ANSTRACT**

**UDC:** 006.77:624.15(043.2)  
**Author:** Doris Frank  
**Supervisor:** Assoc. Prof. Janko Logar, Ph. D.  
**Co-supervisor:** Assist. Primož Može, Ph. D.  
**Title:** Quay wall for berth 12 in Port of Koper  
**Document type:** Graduation Thesis – University studies  
**Notes:** 109 p., 33 tab., 85 fig.  
**Keywords:** coastal structures, sheet pile wall, piles, relieving platform, foundation, Plaxis, SIST EN 1997-1

### **Abstract**

Since 1970 coastal structures in the Port of Koper are designed as reinforced concrete slabs founded on vertical and inclined steel piles with a slope under the deck. This method of construction requires the excavation of large quantities of silt with bad characteristics, which is used mainly for acquiring new surfaces. The amount of pumped silt, derived from construction of new docks and deepening waterways, exceeds needs. Therefore it is necessary to take the extra silt elsewhere, which represents an increasing cost for the port. In the thesis is analyzed the possibility of using sheet pile wall on the particular case of the extension of dock number 11. The proposed coastal structure consists of concrete slab founded on steel tubular piles and steel sheet pile wall, which has a soil retaining and bearing function. This method of construction does not required addition excavations. Because of the complexity of the structure, individual elements and appropriate geometry models are acquired step by step. Initially the possibility of using a concrete slab on ground level founded on steel tubular piles and combined sheet pile wall that consist of different types of primary and secondary elements is analyzed. Because of the poor bearing capacity of the soil such type of structure is not an option. The following steps show the need of anchorage, inclination of piles and sheet wall and a relieving platform. Deep relieving platform 4 m below the ground anchored by Müller-Verfahren piles with inclined tubular piles at an gradient of 3:1 and sheet pile wall at a gradient of 5,5:1 is appropriate. Cross section and length of elements are set according to the required bearing capacity. The thesis also shows the positive effects of using deep mixing method and additional foundation of the storage area. At the end a list of further controls of cross sections and stability of steel elements is given.

## **ZAHVALA**

Za pomoč se v prvi vrsti zahvaljujem mentorju izr. prof. dr. Janku Logarju in somentorju asist. dr. Primožu Možetu, ki sta mi svetovala in me usmerjala pri nastanku diplomske naloge.

Zahvaljujem se vsem zaposlenim v podjetju Elea iC za pomoč, še posebej Vanji Selan in Petru Zupančiču, ki sta mi bila vselej pripravljena prisluhniti in svetovati.

Zahvala gre tudi staršema Stojanu in Nives ter bratu Simonu za podporo med študijem in pri pisanju diplomske naloge.

Hvala Martinu za potrpežljivost in vzpodbudo.

## KAZALO

<b>1</b>	<b>UVOD.....</b>	<b>1</b>
<b>2</b>	<b>PODPORNE KONSTRUKCIJE POMOLOV .....</b>	<b>6</b>
2.1	Težnostne podporne konstrukcije .....	6
2.2	Odpri pomoli.....	9
2.3	Zagatne stene .....	9
2.4	Zagatne stene z razbremenilno ploščadjo .....	13
<b>3</b>	<b>PRAVILA ZA DIMENZIONIRANJE OBALNIH KONSTRUKCIJ.....</b>	<b>17</b>
3.1	Splošne zahteve .....	17
3.2	Globoko temeljenje.....	20
3.3	Deformacije obalnih konstrukcij .....	21
<b>4</b>	<b>TERENSKÉ IN LABORATORIJSKE RAZISKAVE .....</b>	<b>22</b>
4.1	Obala v podaljškú veza 11 .....	22
4.2	Terenske raziskave.....	23
4.2.1	Sondažna dela .....	23
4.2.2	Terenska krilna sonda .....	24
4.2.3	Preiskava z dilatometrom.....	24
4.2.4	Preiskava s presiometrom .....	25
4.2.5	Statični penetracijski preizkus (CPT, CPTU) .....	26
4.3	Laboratorijske preiskave.....	27
4.4	Rezultati preiskav .....	27
4.5	Določitev prečnega prereza in karakteristik zemljine.....	28
4.5.1	Prečni prerez tal .....	28
4.5.2	Hardening Soil model .....	29
4.5.3	Karakteristike zemljine .....	31
<b>5</b>	<b>VPLIVI NA KONSTRUKCIJO .....</b>	<b>32</b>
5.1	Stalna obtežba .....	33
5.2	Koristna obtežba .....	33
5.3	Obtežne kombinacije .....	36
<b>6</b>	<b>RAČUN V PLAXISU 2D 2011.....</b>	<b>38</b>
6.1	Pregled dela .....	38
6.2	Uporabljeni materiali .....	40
6.3	Korak 0 – Izhodišče .....	41
6.4	Korak 1 – Razbremenilna ploščad .....	46
6.5	Korak 2 – Sidranje obalne konstrukcije.....	51
6.6	Korak 3 – Izvedba elementov globokega temeljenja pod naklonom .....	62



6.7	Korak 4 – Končna oblika obalne konstrukcije.....	67
6.8	Korak 5 – Mejno stanje nosilnosti .....	75
6.9	Korak 6 – Zaščita gradbene jame.....	81
6.10	Korak 7 – Določitev potrebne globine sekundarnih elementov obalne zagatne stene.....	84
<b>7</b>	<b>DIMENZIONIRANJE JEKLENIH ELEMENTOV .....</b>	<b>86</b>
7.1	Obremenitev .....	86
7.2	Nosilnost osno obremenjenih pilotov na podlagi terenskih raziskav .....	86
7.3	Nosilnost zagatne stene.....	91
7.4	MV piloti .....	92
7.5	Izpolnitev pogoja nosilnosti za pilote v tlaku .....	93
7.6	Nosilnost prečnih prerezov in stabilnost jeklenih elementov .....	100
<b>8</b>	<b>ZAKLJUČKI.....</b>	<b>103</b>

## KAZALO SLIK

Slika 1: Pogled na prvi in drugi pomol v Luki Koper (Štemberger, 2012) .....	1
Slika 2: Primer odprtega pomola s položno podmorsko brežino (CUR, 2005: str. 73).....	2
Slika 3: Okviren prikaz predvidenega podaljška veza 11 .....	3
Slika 4: Primer obalne konstrukcije z zagatno steno in razbremenilno ploščadjo (CUR, 2005: str. 236)4	
Slika 5: Zid iz blokov (CUR, 2005: str. 59) .....	6
Slika 6: L-zid (CUR, 2005: str. 60).....	7
Slika 7: Keson (CUR, 2005: str. 61) .....	7
Slika 8: Celična stena (CUR, 2005: str. 62) .....	8
Slika 9: Podporna konstrukcija iz armirane zemljine (CUR, 2005: str. 62).....	8
Slika 10: Odprti pomol s položnim naklonom podmorske brežine (CUR, 2005: str. 73) .....	9
Slika 11: Konzolna stena in enkrat sidrana konzolna stena (CUR, 2005: str. 63-64) .....	10
Slika 12: Prečni prerezi enojne zagatne stene (CUR, 2005: str. 64) .....	10
Slika 13: Prečni prerezi kombinirane zagatne stene (CUR, 2005: str. 65).....	11
Slika 14: Diafragma (CUR, 2005: str. 66).....	11
Slika 15: Dvojna zagatna stena (cofferdam) (CUR, 2005: str. 67) .....	12
Slika 16: Sidranje z geotehničnimi sidri, sidrno ploščo in tegnenimi piloti (CUR, 2005: str. 68-69) ..	12
Slika 17: Primera različne oblike betonske konstrukcije nad podporno steno (CUR, 2005: str. 200-201) .....	13
Slika 18: Konstrukcija z visoko ležečo ploščadjo (CUR, 2005: str. 71) .....	14
Slika 19: Konstrukcija z nizko ležečo razbremenilno ploščadjo (CUR, 2005: str. 71).....	14
Slika 20: Princip delovanja razbremenilne ploščadi (CUR, 2005: str. 205) .....	16
Slika 21: Primer redukcije lastne teže zemljine nad razbremenilno ploščo z uporabo betonskega okvira (CUR, 2005: str. 208).....	16
Slika 22: Primer razporeditev dveh ladij na privezu (CUR, 2005: str. 172) .....	17
Slika 23: Primer razporeditve elementov na območju pretovora (CUR, 2005: str. 176) .....	18
Slika 24: Primer odbojnika in polerja na potniškem terminalu v Luki Koper .....	19
Slika 25: Stopnje agresivnosti korozije (SIST EN 1993-5, 2007: str. 29) .....	19
Slika 26: Predvidena lega veza 12 (Štemberger, 2012).....	22
Slika 27: Oprema za izvedbo standardnega penetracijskega preizkusa (Logar, 2010) .....	23
Slika 28: Krilna sonda (Logar, 2010).....	24
Slika 29: Oprema za izvedbo ploskega dilatometrijskega preizkusa (Logar, 2010). .....	25
Slika 30: Oprema za izvedbo presiometrijskega preizkusa (Logar, 2010) .....	26
Slika 31: Oprema za statični penetracijski preizkus (CPT) (Logar, 2010).....	26
Slika 32: Lokacije izvedenih vrtin in narejenih prerezov temeljnih tal (Venturini, 2004).....	28
Slika 33: Karakteristični prečni prerez tal v območju obale .....	29

Slika 34: Vez 12 (Luka Koper, 2004) .....	32
Slika 35: Shema kontinuirnega razkladalnega mostu (Battelino, 2012) .....	34
Slika 36: Shema luškega portalnega dvigala (Battelino, 2012).....	34
Slika 37: Obtežba dvigal na vezu 11 .....	35
Slika 38: Prečni prerez kombinirane zagatne stene HZM 1180M D-12/AZ 18-700 (Arcelor Mittal, 2012) .....	41
Slika 39: Konektorji za povezovanje primarnih in sekundarnih elementov kombinirane zagatne stene (Arcelor Mittal, 2012) .....	41
Slika 40: Prečni prerez izhodiščnega model v Plaxisu 2D 2011 .....	43
Slika 41: Pomik modela po nanosu obtežbe pri kombinaciji enojnega H profila in dveh Z profilov za zagatno steno.....	44
Slika 42: Prečni prerez kombinirane zagatne stene HZM ...-24/AZ 18-700 in cevnih pilotov z Z oziroma U profili (Arcelor Mittal, 2012) .....	45
Slika 43: Pomiki modela pri različnih kombinacijah primarnih in sekundarnih elementov zagatne stene .....	46
Slika 44: Prečni prerez skozi različni obliki betonske konstrukcije.....	47
Slika 45: Začasna zaščita gradbene jame .....	48
Slika 46: Pomiki modela pri legi razbremenilne ploščadi na globini 3 in 4 m.....	48
Slika 47: Pomiki modela pri legi razbremenilne ploščadi na globini 5 in 6 m.....	49
Slika 48: Pomiki obalne konstrukcije v primeru zamenjave izkopanega melja z nasipnim materialom pri globini plošče 5 m pod terenom.....	50
Slika 49: Pomik modela in konstrukcije pri L obliki betonske konstrukcije na globini 3 m .....	50
Slika 50: Porušni mehanizem modela s konstrukcijo z razbremenilno ploščadjo na globini 3 m pri globalni varnosti 1,59.....	51
Slika 51: Pomiki modela v primeru sidranja stene s sidrno ploščo .....	52
Slika 52: Pomiki modela pri uporabi razbremenilne ploščadi na globini 3 m in sidranja s sidrno ploščo iz Z profilov AZ 18-700 dolžine 3 m .....	53
Slika 53: Tloris razporeditve pilotov: levo - vsi piloti vertikalni, desno – vsak tretji pilot zadnje vrste v naklonu 2:1 .....	55
Slika 54: Pomiki modela pri uporabi pilotov v nategu na vsakem tretjem mestu zadnje vrste.....	55
Slika 55: Pomik modela pri različnih rastroh vertikalnih in poševnih pilotov .....	56
Slika 56: Pomiki modela pri različnih globinah natezno obremenjenih pilotov v produ .....	58
Slika 57: Müller-Verfahren piloti (CUR, 2005, str.354) .....	60
Slika 58: Pomiki modela pri uporabi razbremenilne ploščadi na globini 3 m in Müller-Verfahren pilotov v naklonu 2:1 .....	60
Slika 59: Pomiki modela v primeru podaljšanja in redkejšega rastra MV pilotov .....	61
Slika 60: Pomiki modela v primeru podaljšanja jeklenih cevni pilotov do globine 31 m.....	62

Slika 61: Razporeditev pilotov v primeru 3.1 – vsak tretji cevni pilot prve vrste v naklonu 3:1, druge v naklonu 2:1.....	63
Slika 62: Pomiki modela pri različnih rastrih tlačno obremenjenih pilotov prve in druge zaledne vrste – pri tem so piloti usmerjeni proti morju v naklonu 3:1, tisti proti kopnem pa v naklonu 2:1.....	64
Slika 63: Pomiki modela pri različnih naklonih cevnih pilotov in obalne zagatne stene.....	65
Slika 64: Pomiki v primeru izvedbe nateznih pilotov v naklonu 3:1.....	66
Slika 65: Pomiki modela pri merodajni obtežni kombinaciji.....	68
Slika 66: Pomiki modela pri dodatni vrsti pilotov in legi betonske plošče 4 m pod terenom.....	69
Slika 67: Pomiki modela pri naklonu opornih pilotov 2,5:1.....	70
Slika 68: Pomiki modela pri uporabi MV pilotov v naklonu 2:1, betonski plošči 4 m pod terenom ter naklonu tlačnih pilotov 1:2,5.....	71
Slika 69: Pomiki modela pri naklonu MV pilotov 1:1.....	72
Slika 70: Mehanizacija za izvedbo globinskega mešanja (Grouting Committee, 2012).....	74
Slika 71: Pomiki modela v primeru uporabe cementne stabilizacije do različnih globin: 7 m - levo, do prodnatega sloja - desno.....	75
Slika 72: Računski koraki v Plaxisu po projektnem pristopu 1.....	80
Slika 73: Pomiki modela po nanosu merodajne obtežne kombinacije za MSN po PP1.....	81
Slika 74: Pomiki začasne zaščite gradbene jame iz U profilov AU 25.....	82
Slika 75: Notranje sile v zagatni steni iz U profilov AU 25 za začasno zaščito gradbene jame.....	82
Slika 76: Prečna prereza uporabljenih elementov za varovanje gradbene jame (Arcelor Mittal, 2012).....	83
Slika 77: Pomiki konstrukcije pri uporabi Z profilov AZ 18-700 za zaščito gradbene jame.....	83
Slika 78: Obremenitev zagatnic AZ 18-700 začasne zaščite gradbene jame pri prvi kombinaciji delnih faktorjev po PP1.....	84
Slika 79: Potek efektivnih normalnih napetosti v obalni zagatni steni.....	85
Slika 80: Graf za določitev nosilnosti po plašču kola na podlagi presiometriške preiskave (SIST EN 1997-2, 2007: str. 124).....	90
Slika 81: Model konstrukcije z dodatnima vrstama vertikalnih pilotov.....	94
Slika 82: Pomiki modela pri uporabi dodatnih, vertikalnih in poševnih pilotov.....	95
Slika 83: Pomiki modela ob upoštevanju globokega temeljenja zaledne konstrukcije.....	99
Slika 84: Škatlasta oblika prečnega prereza kot model za določitev razreda kompaktnosti primarnih elementov obalne zagatne stene (SIST EN 1993-1-1, 2005: str. 42).....	101
Slika 85: Poenostavljen model za preverjanje nosilnosti sekundarnih elementov stene (SIST EN 1993-5, 2007: str. 50).....	102

## KAZALO PREGLEDNIC

Preglednica 1: Vrednosti parametra $m$ za posamezne vrste materiala .....	30
Preglednica 2: Karakteristike slojev zemljine .....	31
Preglednica 3: Stalna obtežba .....	33
Preglednica 4: Obtežba kontinuirnega razkladalnega mostu.....	33
Preglednica 5: Obtežba luškega portalnega dvigala.....	34
Preglednica 6: Vlek in pritisk ladje .....	35
Preglednica 7: Udar ladje .....	36
Preglednica 8: Kombinacijski faktorji za obalne konstrukcije (ROM, 1994) .....	37
Preglednica 9: Horizontalen pomik konstrukcije pri različnih kombinacijah primarnih in sekundarnih elementov zagatne stene.....	45
Preglednica 10: Horizontalen pomik konstrukcije pri različnih globinah betonske ploščadi .....	49
Preglednica 11: Horizontalen pomik konstrukcije pri različnih oblikah betonske konstrukcije .....	51
Preglednica 12: Horizontalen pomik konstrukcije v primeru sidranja s sidrno ploščo .....	52
Preglednica 13: Horizontalen pomik konstrukcije pri močnejši in daljši sidrni steni .....	53
Preglednica 14: Horizontalen pomik konstrukcije pri uporabi razbremenilne ploščadi in sidranja s sidrno ploščo .....	54
Preglednica 15: Horizontalen pomik konstrukcije pri uporabi pilotov v nategu.....	55
Preglednica 16: Horizontalen pomik konstrukcije pri različnih rastrih vertikalnih in poševnih pilotov.....	57
Preglednica 17: Horizontalen pomik konstrukcije pri različnih dolžinah natezno obremenjenih pilotov .....	59
Preglednica 18: Nosilnost ob plašču pilota za različne oblike in načine vgradnje pilotov (CUR, 2005: str. 355) .....	59
Preglednica 19: Horizontalen pomik konstrukcije pri različnih izvedbah natezno obremenjenih pilotov .....	60
Preglednica 20: Horizontalen pomik konstrukcije z razbremenilno ploščadjo na globini 3 m pri različnih rastrih in globinah nateznih elementov .....	61
Preglednica 21: Horizontalen pomik konstrukcije pri različnem številu tlačno obremenjenih pilotov ..	64
Preglednica 22: Horizontalen pomik konstrukcije pri različnih naklonih cevni pilotov (medsebojna oddaljenost 5 m) in obalne zagatne stene.....	65
Preglednica 23: Horizontalni pomik konstrukcije pri različnih naklonih nateznih pilotov.....	67
Preglednica 24: Horizontalen pomik konstrukcije pri poglobitvi betonske konstrukcije in večjemu številu opornih pilotov .....	70
Preglednica 25: Horizontalen pomik konstrukcije pri uporabi MV pilotov in različnih globinah betonske plošče .....	71
Preglednica 26: Delni faktorji za podporne konstrukcije in zabite pilote (SIST EN 1997-1, 2005).....	77

Preglednica 27: Absolutne vrednosti notranjih sil v elementih obalne konstrukcije po PP1 .....	79
Preglednica 28: Projektne vrednosti notranjih sil pri merodajni obtežni kombinaciji po PP1 .....	80
Preglednica 29: Notranje sile v elementih zaščite gradbene jame po projektne pristopu 1 .....	83
Preglednica 30: Korekcijski faktorji za račun karakteristične odpornosti pilotov iz rezultatov terenskih raziskav (SIST EN 1997-1, 2005: str. 114) .....	86
Preglednica 31: Izmerjeno število udarcev pri standardnem penetracijskem preskusu ter izbrani karakteristični vrednosti .....	88
Preglednica 32: Nosilnost pilotov na podlagi terenskih preiskav .....	91
Preglednica 33: Različne kombinacije dolžin in premerov kolov, ki zagotavljajo potrebno nosilnost..	98

## 1 UVOD

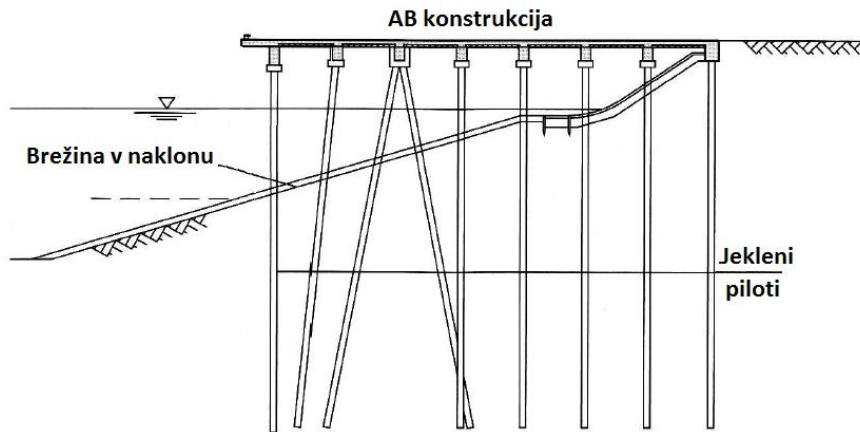
V Luki Koper se že vrsto let srečujejo s slabo nosilnimi tlemi, ki zahtevajo veliko pozornosti pri pripravi ustreznih pogojev za gradnjo vse večjih in težjih objektov. Nad trdno flišno podlago, ki se na območju pomola II nahaja na koti med -35 in -50 m, je nekaj metrov debela plast flišne preperine, sledi različno debel sloj prodnih in peščenih nanosov reke Rižane, ki ga najdemo le na območju pomola I in II, medtem ko na severnem in južnem delu pristanišča rečnih naplavin ni. Nad prodno peščenim slojem se nahaja sloj mehke morske glin, ki sega do kote -24 m v notranjosti ter do kote -42 m na čelu pomola II. Na vrhu je še plast melja, peska in refula, pridobljenega s poglobljanjem plovnih poti ter do 5 m debel sloj umetnega nasutja.



Slika 1: Pogled na prvi in drugi pomol v Luki Koper (Štemberger, 2012)

Potrebna nosilnost in omejitev posedkov temeljnih tal je zagotovljena s predobremenilnimi nasipi, ojačenjem temeljnih tal z armaturnimi geomrežami ali globokim temeljenjem objektov. Za temeljenje se uporabljajo jekleni cevni piloti s konico ali spodaj odprti piloti, piloti z vgrajeno membrano ter piloti s konico in privarjenimi HEA profili, redkeje armirano betonski piloti in piloti sidrani v flišno podlago. Na drugi strani pa se, zaradi širjenja pristanišča in vse večjega ugreza ladij, izvaja poglobljanje morskega dna s črpalnim bagrom »Peter Klepec«, ki prinaša velike količine morskega

mulja slabih karakteristik. Le ta se deloma uporablja za pridobivanje novih površin, preostali del pa je potrebno nekje odložiti ali odpeljati. Vsak m<sup>3</sup> odvoženega mulja pomeni za luko velik strošek.



Slika 2: Primer odprtega pomola s položno podmorsko brežino (CUR, 2005: str. 73)

Pomoli v Luki Koper so zgrajeni kot odprti pomoli s položno podmorsko brežino. Slednji so se na podlagi obsežnih raziskav izkazali za najprimernejše, zaradi enostavnosti izvedbe kot tudi z ekonomskega vidika. Zahtevajo pa odvoz velike količine materiala, ki je le pogojno primeren za nadaljnjo uporabo. V diplomski nalogi zato analiziram možnost uporabe zagatne stene na konkretnem primeru podaljška veza 11 v bazenu II, kot morebitnega novega načina gradnje pomolov. Gre za podporno konstrukcijo tankega prereza, ki lahko prenaša obremenitev zemljine, vode in koristne obtežbe obale. Lahko je izdelana iz betona, prednapetega betona, lesa ali jekla. Obravnavana je podporna konstrukcija iz jekla, kot najpogosteje uporabljenega materiala za tovrstne konstrukcije, saj ima številne prednosti, kot so širok spekter možnih prečnih prerezov in kvalitet jekla, majhna teža v primerjavi z nosilnostjo, možnost kombiniranja različnih elementov, velikih dolžin in podaljševanja elementov z varjenjem ali vijačenjem, možnost ponovne uporabe pri začasnih konstrukcijah ter reciklaže pri trajnih ob koncu življenjske dobe, lahko se jih uporablja v slabo nosilnih temeljnih tleh in pod gladino vode, zaradi majhne teže ne zahtevajo posebne opreme za transport in še bi lahko naštevala. Vse to omogoča karseda ekonomično gradnjo.

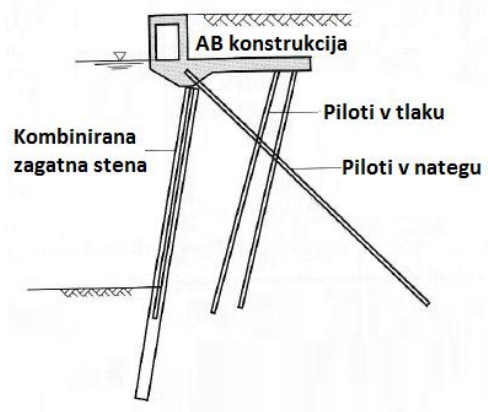




Slika 3: Okviren prikaz predvidenega podaljška veza 11

V prvem delu diplomske naloge so predstavljeni štiri osnovni tipi obalnih konstrukcij ter glavne zahteve, ki jih je potrebno pri dimenzioniranju upoštevati. Sledi pregled opravljenih terenskih in laboratorijskih preiskav ter definiranje materialnih karakteristik zemljine v četrtem poglavju in predvidene obtežbe v petem. Nato je po korakih dobljena obalna konstrukcija, ki sprva izpolnjuje le pogoje glede deformabilnosti, natančneje horizontalnega pomika vrha konstrukcije. Pri tem je analizirana možnost uporabe zgolj preproste konzolne stene različnih prečnih prerezov, kombinacija z razbremenilno ploščadjo, sidranjem, izvedbo elementov globokega temeljenja pod naklonom ter kombinacije naštetih ukrepov. Po zmanjšanju horizontalnega pomika na zadano vrednost je narejena kontrola nosilnosti temeljnih tal ter opisan postopek potrebnih nadaljnjih kontrol nosilnosti prečnih prerezov ter stabilnosti jeklenih elementov konstrukcije.

V zaključkih so povzete ugotovitve posameznih korakov oblikovanja obalne konstrukcije. V grobem bi bila to konstrukcija sestavljena iz kombinirane zagatne stene z močnimi primarnimi in povezovalnimi sekundarnimi elementi, medtem ko bi bila površina za steno globoko temeljena na jeklenih cevni pilotih s konico premera 813 mm in debelino 12,5 mm, kakršni so bili uporabljeni tudi za gradnjo obale veza 11. Jeklene elemente bi povezovala betonska plošča 4 m pod koto terena s prednjim betonskim okvirjem. Za natančnejše definiranje posameznih elementov obale bi bila potrebna še kontrola nosilnosti prečnih prerezov ter stabilnosti jeklenih elementov konstrukcije.



Slika 4: Primer obalne konstrukcije z zagatno steno in razbremenilno ploščadjo (CUR, 2005: str. 236)

*» Pomol je prva in zadnja točka potovanja ladje iz enega pristanišča v drugo. Pomol je trden in varen objekt, ki sega v vodni prostor, v njem se odvija prenos blaga, prestop ljudi, informacij. Zato je bistvo pomola prav njegov rob, jasna linija, na kateri se od vedno udejanja njegova ideja.«*

Matej Mijač



(Luka Koper d.d., 2012)

## 2 PODPORNE KONSTRUKCIJE POMOLOV

CUR (Center of civil engineering research and codes, 2005) loči štiri osnovne tipe podpornih konstrukcij pri gradnji pomolov:

- težnostne podporne konstrukcije,
- odprti pomoli,
- zagatne stene,
- konstrukcije z razbremenilno ploščadjo.

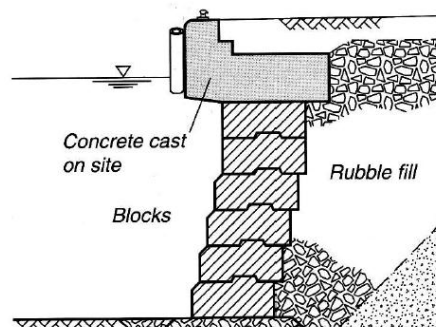
### 2.1 Težnostne podporne konstrukcije

Potrebna nosilnost je dosežena z lastno težo konstrukcije, včasih tudi s težo zemljine nad njo. So gibke ali toge, različnih oblik in materialov. Uporabljamo jih predvsem tam, kjer teren, zaradi vsebnosti skalovja ali močno zbitega peska, ni primeren za zagatne stene in tam, kjer so temeljna tla ustrezno nosilna oziroma se nosilni sloj ne nahaja pregloboko. Če gradnja poteka z vodne strani, moramo biti pozorni na morebitno usedanje mulja pod dnom konstrukcije, saj lahko le ta deluje kot drsna ploskev. Stabilnost ogrožata tudi prekomerni porni tlak za konstrukcijo in erozija pod peto zidu.

Ločimo zid iz blokov, L-zid, keson, celično steno in podporne konstrukcije iz armirane zemljine.

#### Zid iz blokov

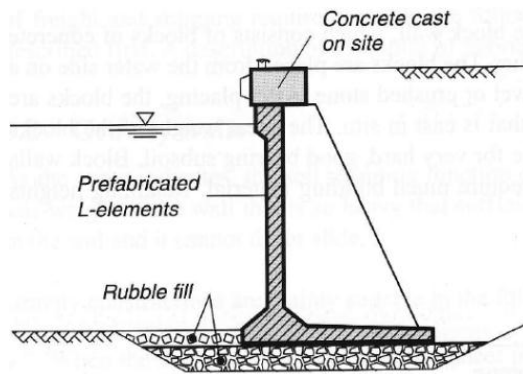
Zid iz blokov je najpreprostejša oblika težnostne podporne stene. Bloki iz naravnega kamna ali betona so iz vodne strani položeni en na drugega, nato se vrh na licu mesta obbetonira. Zaradi velike teže je konstrukcija primerna za dobro nosilna, trdna tla. Zahtevnost gradnje je nizka, potrebna količina materiala pa visoka. Zid lahko dosega višine tudi preko 20 m.



Slika 5: Zid iz blokov (CUR, 2005: str. 59)

## L-zid

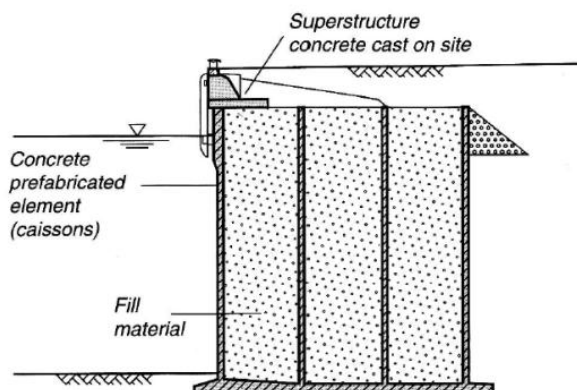
Stabilnost je zagotovljena s pomočjo lastne teže konstrukcije in zemljine nad peto zidu. Uporabljamo ga tam, kjer nosilnost temeljnih tal ne zadošča za gradnjo zidu iz blokov oziroma, ko želimo privarčevati na materialu. Gradnja lahko poteka z vodne strani ali s kopnega. Slednja zahteva ustrezno zaščito gradbene jame in odvodnjavanje.



Slika 6: L-zid (CUR, 2005: str. 60)

## Keson

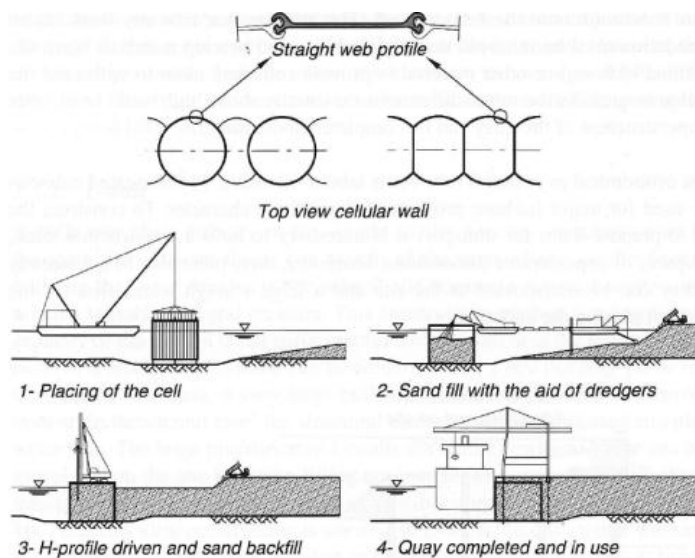
Keson je votel betonski zabojnik zgrajen na gradbišču, na plavajoči ploščadi in nato pripeljan na mesto vgradnje ter potopljen na utrjena tla. Zabajniki se na koncu zapolnijo z zemljino ali drugim materialom. S tem je zagotovljena ustrezna teža konstrukcije, ki lahko prevzame horizontalne zemeljske pritiske iz zaledja. Keson je z vidika materiala ekonomičen, sama gradnja pa je zahtevna.



Slika 7: Keson (CUR, 2005: str. 61)

## Celična stena

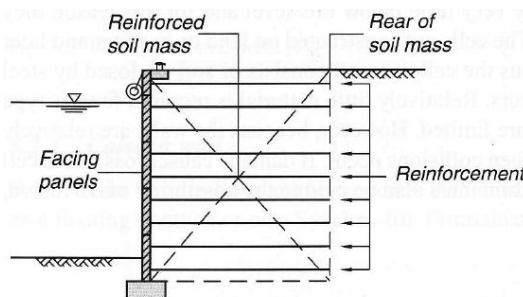
Stena je sestavljena iz medsebojno povezanih jeklenih zagatnic, ki tvorijo obliko kroga ali polkroga. Celična stena sega do morskega dna ali malo pod njim, zato jo uvrščamo med težnostne podporne konstrukcije. Zgrajena je lahko na kopnem ali v vodi in nato zapolnjena z materialom. Zagatnice obdajajo zemljino kot nekakšen obroč, zaradi česar se v njih pojavljajo le natezne napetosti. Za izgradnjo je potrebnega relativno malo materiala in zemeljskih del, so pa, zaradi razmeroma tanke stene, občutljive na trke plovil.



Slika 8: Celična stena (CUR, 2005: str. 62)

## Podporne konstrukcije iz armirane zemljine

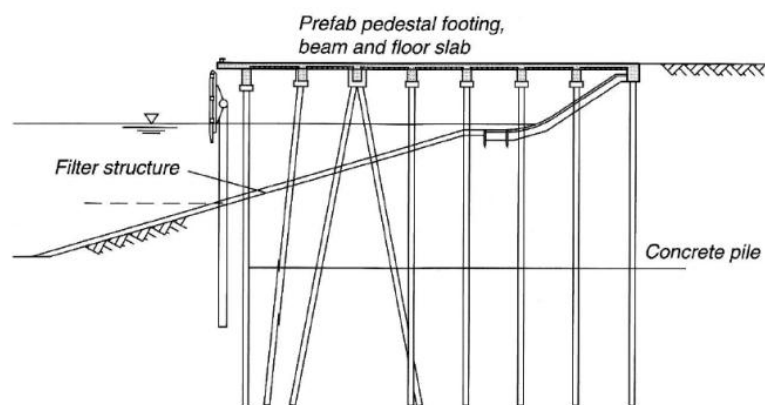
Sestavljene so iz betonske obloge, ki služi kot zaščita pred erozijo in predstavlja vidni del konstrukcije, ter nosilnih kovinskih trakov, vrvi, geomrež ali geotekstilov, katerih namen je ojačitev zemljine. Obremenitev se prenaša preko trenja med armaturo in zemljino. Armaturne mreže ali trakovi se vgrajujejo po plasteh med zapolnjevanjem zaledja.



Slika 9: Podporna konstrukcija iz armirane zemljine (CUR, 2005: str. 62)

## 2.2 Odprti pomoli

Z razliko od ostalih podpornih konstrukcij je želena višina odprtih pomolov dosežena z brežino in ne vertikalno steno. Konstrukcija sestoji iz horizontalne plošče, ki je temeljena na vertikalnih ali poševnih pilotih in po potrebi sidrana. Podmorska brežina pod naklonom mora biti zaščitena pred erozijo, ki jo lahko povzročijo ladijski propelerji in valovanje. Konstrukcija je primerna za območja s slabo podlago, območja, kjer so že obstoječe zaščitne brežine in tam, kjer je na razpolago dovolj prostora. Tak način gradnje pomolov se uporablja tudi v Luki Koper.



Slika 10: Odprti pomol s položnim naklonom podmorske brežine (CUR, 2005: str. 73)

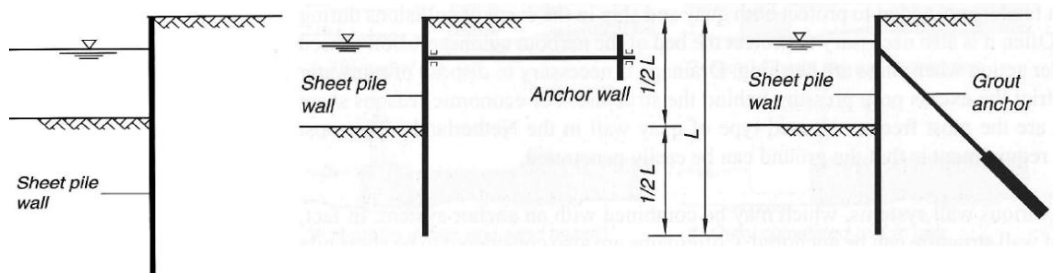
## 2.3 Zagatne stene

Zagatne stene dosegajo potrebno nosilnost in stabilnost z vpetjem v zemljino, pogosto tudi v kombinaciji s sidranjem. Stene so primerne za malo nosilna in lahko penetrabilna temeljna tla. Sestavljene so iz vertikalnih elementov, ki jih zabijemo globoko v tla. Le ti so medsebojno povezani s konektorji, na vrhu pa z betonsko konstrukcijo, ki je opremljena za privez ladij. Običajna oprema so polerji in odbojniki, mornarske letve ipd. Morsko dno je pogosto zaščiteno pred erozijo, ki je posledica delovanja ladijskih propelerjev. Obvezno je potrebno vgraditi tudi drenažo za odvodnjo padavinske vode in zmanjšanje presežnih pornih tlakov za konstrukcijo.

Poznamo različne oblike zagatnih sten, ki so lahko tudi sidrane. Posebna oblika zagatne stene je tako imenovani cofferdam, podporna konstrukcija sestavljena iz dveh zagatnih sten postavljenih ena za drugo. V primeru sidranja, je slednje pogojeno s predvideno obremenitvijo in pogoji okolja.

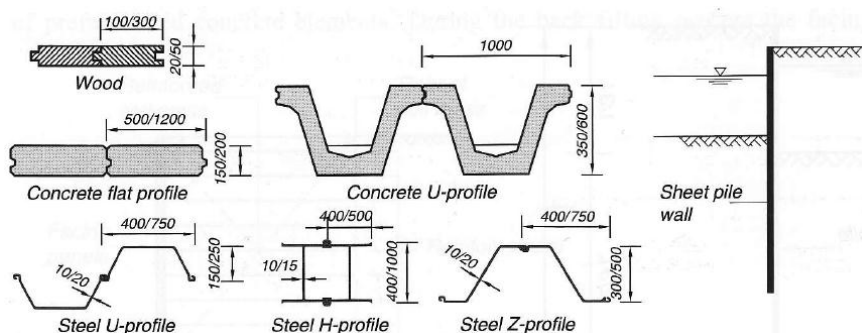
## Konzolna stena

Nesidrana zagatna stena deluje kot konzola, vpeta v elastično podlago. Stabilnost stene, pri prevzemu in prenosu obtežbe v temeljna tla, omogočajo pasivni zemeljski pritiski pred njo. Konzolna stena se uporablja predvsem za manjše, lesene, betonske ali jeklene konstrukcije. Pri večjih globinah je potrebno steno sidrati. V primeru sidranja se stena obnaša kot nosilec, na vrhu podprt s sidrom, na dnu pa z zemljino. Spodnji konec je toga oziroma delno vpeta ali pa povsem nepodprt. Podporna konstrukcija je lahko tudi večkrat sidrana.



Slika 11: Konzolna stena in enkrat sidrana konzolna stena (CUR, 2005: str. 63-64)

Konzolna stena je lahko sestavljena samo iz ene vrste elementov ali pa kombinirana. Enojna pilotna stena je lahko betonska, jeklena ali lesena. Slednja se uporablja le za manjše konstrukcije. V primeru betonske se posamezni elementi izdelujejo kot ploščati ali v obliki U profila. Prvi se vgrajujejo z vibriranjem in so primerni za manjše konstrukcije, medtem ko so drugi, zaradi večje nosilnosti, primerni tudi za višje podporne konstrukcije. V primeru uporabe jeklenih profilov se ti dobavljajo kot enojni, dvojni ali trojni, U, H in Z oblike. Med seboj so povezani s konektorji ali privarjeni. Jeklene stene so primerne za globlje vpenjanje in večje obremenitve. Ko je nosilnost enojne stene presežena, se uporabi kombinirana zagatna stena.

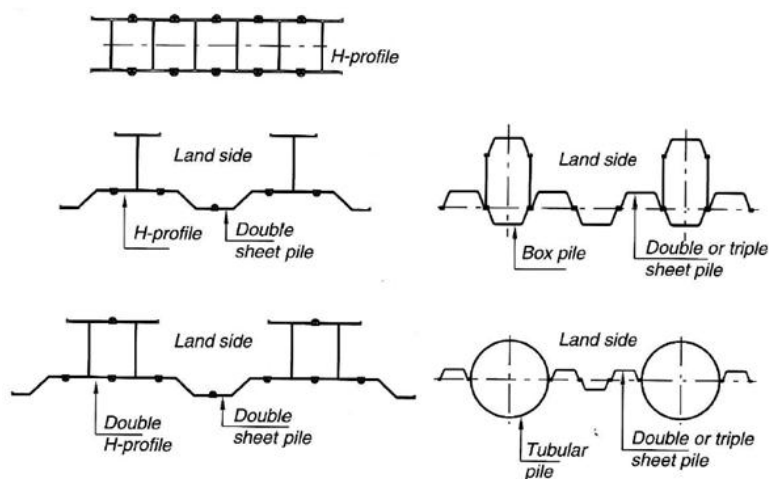


Slika 12: Prečni prerezi enojne zagatne stene (CUR, 2005: str. 64)

Kombinirana zagatna stena se uporablja tam, kjer je potrebno prenesti večje obremenitve in je zahtevana višina stene visoka. Sestavljena je iz težkih primarnih profilov, ki so globoko vpeta v



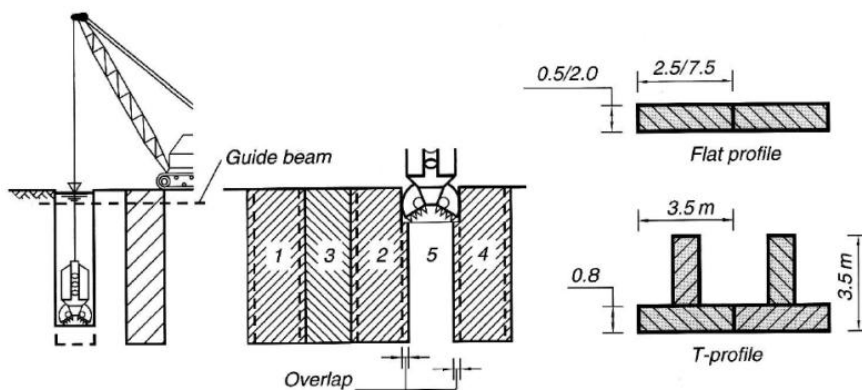
nosilno podlago na enakomerni medsebojni oddaljenosti. Njihova vloga je prenos obremenitev v temeljna tla in sidra. Med primarnimi se nahajajo sekundarni elementi. Gre za standardne jeklene profile, ki so krajši od primarnih, njihova vloga pa je zadrževanje zemljine in prenos obremenitev na primarne.



Slika 13: Prečni prerezi kombinirane zagatne stene (CUR, 2005: str. 65)

## Diafragma

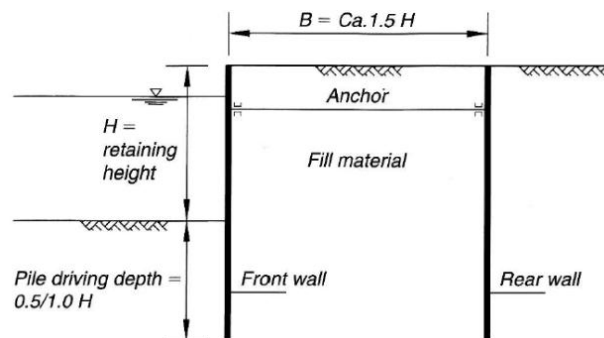
Diafragma je AB stena vlita na mestu. Gradnja poteka po fazah. Sprva se na mestu, kjer bo stala stena, izkoplje ožji segment ter zapolni z bentonitno izplako, da se prepreči porušitev. Gre za naraven, plastičen, nepropusten, glini podoben material z gostoto večjo od vode. Po izkopu do zelene globine, vgradimo armaturo in zalijemo z betonom. Med vgradnjo betona se sproti izpodriva bentonitna izplaka, ki se lahko ponovno uporabi. Izkopani jarki so lahko ravni ali T oblike, z debelino od 0,50 m do 2,00 m ter širino med 2,50 m in 7,20 m. Tako izvedena stena ima veliko nosilnost in je toga, zaradi česar so deformacije minimalne. Pomanjkljivost predstavljajo stiki med relativno kratkimi odseki stene.



Slika 14: Diafragma (CUR, 2005: str. 66)

### Cofferdam (dvojna zagatna stena)

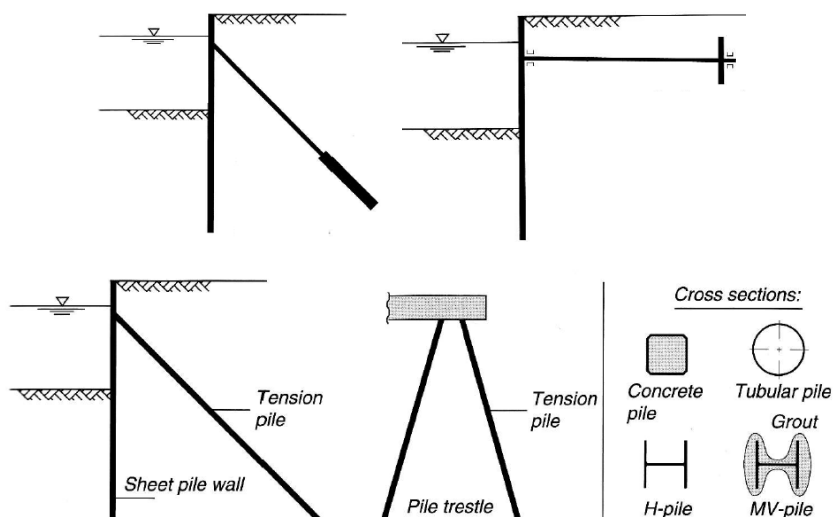
Steno sestavljata dve zagatni steni, ki sta med seboj povezani z enim ali več sider. Prostor med stenama je zapolnjen z materialom. Horizontalno in vertikalno obremenitev steni prenašata v nosilni sloj. Obremenitev zemljine se prenaša s pomočjo strižne trdnosti in teže zemljine med njima. Steni sta na taki oddaljenosti, da se območje aktivnih pritiskov prednje stene ujema z območjem pasivnih zemeljskih pritiskov zadnje.



Slika 15: Dvojna zagatna stena (cofferdam) (CUR, 2005: str. 67)

### Sidranje

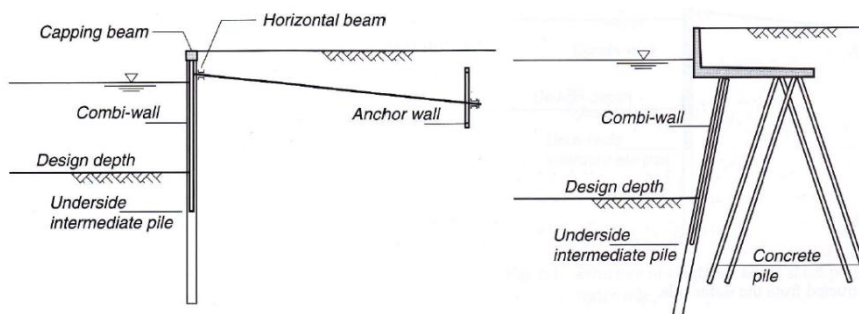
Sidranje lahko izvedemo s pomočjo prednapetih geotehničnih sider, sidrne plošče ali natezno obremenjenih kolov. Geotehnična sidra so sestavljena iz veznega dela, prostega dela in sidrne glave. Sila se iz veznega dela preko prostega dela prenaša na sidrno glavo, od tod pa naprej na konstrukcijo. Za sidranje s tegnjenimi koli se uporabljajo polni piloti, votli cevni piloti, H profili in MV (Müller Verfahren) piloti. Potrebna nosilnost je zagotovljena s trenjem med pilotom in zemljino.



Slika 16: Sidranje z geotehničnimi sidri, sidrno ploščo in tegnjenimi piloti (CUR, 2005: str. 68-69)

## 2.4 Zagatne stene z razbremenilno ploščadjo

Obalne konstrukcije so na vrhu zabetonirane. To je lahko le preprost betonski nosilec, ki poteka po vrhu konzolne stene, v primeru kompleksnejših konstrukcij pa so v zgornjo betonsko konstrukcijo vključeni še tiri žerjavov in razbremenilna ploščad. Slednja je lahko le betonska plošča na koti terena ali pa se nahaja globlje pod terenom in tako prispeva k zmanjšanju zemeljskih pritiskov na zagatno steno. Plošča povezuje elemente globokega temeljenja in nanje prenaša obremenitve, ki nastanejo zaradi priveza ladij, luškega prometa, skladiščenega tovora ipd. Globina plošče je odvisna od višine stene, želene redukcije zemeljskih pritiskov, deformacij in korozije, pogojev okolja, ki narekujejo način izvedbe (s kopnega ali morja),...

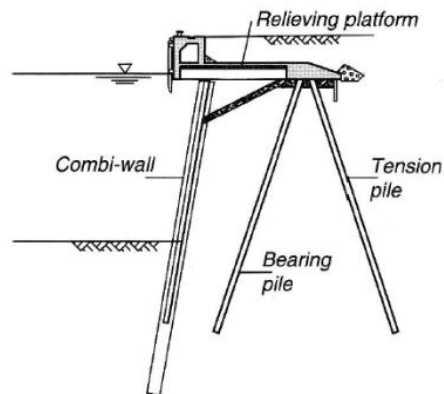


Slika 17. Primera različne oblike betonske konstrukcije nad podporno steno (CUR, 2005: str. 200-201)

Pri dimenzioniranju betonske konstrukcije je potrebno precej pozornosti posvetiti detajlom, kot so na primer dilatacijski stiki, ki preprečujejo nastanek razpok v armiranem betonu zaradi krčenja, lezenja, temperaturnih sprememb. Običajno je dolžina posamezne dilatacijske enote okoli 40 m. Za povečanje horizontalne nosilnosti se stiki mozničijo. Preko betonske plošče se ne prenašajo le horizontalne obtežbe, temveč tudi vertikalne in reakcije, ki izvirajo iz elementov temeljenja. Zato je pod tiri žerjavov potrebna namestitev dodatnih nosilcev, ki prevzamejo veliko lokalno obtežbo. V primeru globlje lege ploščadi vlogo nosilca prevzame betonski okvir ali posamezna stena. Tudi tu je priporočljiva uporaba moznikov za prenos obtežbe med deli konstrukcije. Pomemben detajl je tudi stik med razbremenilno ploščadjo in zagatno steno ter piloti. Ta je lahko tog ali členkast. Prvi zahteva zelo natančno definiran stik, poleg tega je momentna obremenitev tu večja. Na drugi strani pa členkast stik omogoča jasnejšo porazdelitev obremenitve na steno, pilote in betonsko konstrukcijo.

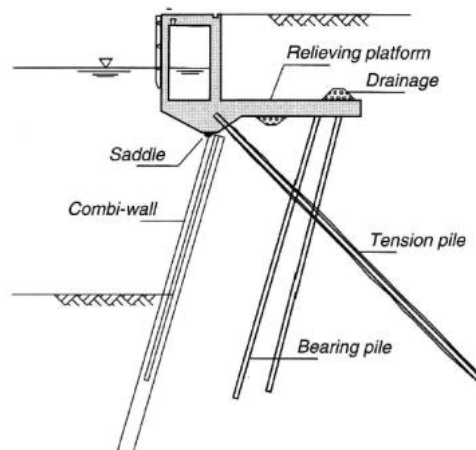
Pri uporabi visoko ležeče razbremenilne ploščadi se horizontalni zemeljski pritiski prenašajo predvsem preko sistema opornih in tegnjnih pilotov. Razbremenilna ploščad običajno leži nad nivojem nizke vode, zato je lahko zgrajena v času oseke. Stena je lahko zgrajena kot kombinirana zagatna stena ali diafragma, ki prenaša obremenitve iz zunanjega tira žerjavov in lastne teže betonske konstrukcije, na katero so nameščeni odbojniki in polerji. Razbremenilna ploščad se razteza v zaledje

in prenaša horizontalne sile na sistem pilotov za steno. Glede na razpon žerjava, je lahko drugi tir vključen v podporno konstrukcijo ali pa podrt s povsem ločenimi elementi.



Slika 18: Konstrukcija z visoko ležečo ploščadjo (CUR, 2005: str. 71)

Ko je potrebno doseči velike višine pomolov, uporabimo konstrukcije z nizko ležečo razbremenilno ploščadjo. Zaradi globoko ležeče ploščadi so težave pri zabijanju pilotov manjše. Konstrukcijo na vodni strani podpira zadrževalna in oporna kombinirana zagatna stena, v notranjosti pa ena ali več vrst prefabriciranih betonskih ali jeklenih pilotov in vrsta nateznih pilotov. Tako zagatna stena kot zaledni piloti so lahko izvedeni pod naklonom.



Slika 19: Konstrukcija z nizko ležečo razbremenilno ploščadjo (CUR, 2005: str. 71)

Gradnja obalne konstrukcije lahko poteka s kopnega ali morja. V primeru izvedbe z morja se mora razbremenilna ploščad nahajati nad nivojem nizke vode. Slaba lastnost takega načina gradnje je, da se zagatna stena, kot tudi sistem pilotov v zaledju, nahajajo na območju nihanja nizke vode in so zato podvrženi visoki stopnji korozije. Poleg tega se stremi k čim večji uporabi prefabriciranih betonskih elementov. V primeru gradnje s kopnega pa se lahko razbremenilna ploščad nahaja tudi nižje.

Gradnja poteka tako, da se sprva vgradijo zagatnice in piloti za steno, nato se naredi AB ploščo preko sistema pilotov, sledi namestitvev prednapetih prefabriciranih nosilcev, ki so položeni na zagatno steno na eni in betonsko ploščo na drugi strani. Preostale betonske konstrukcije se zabetonira na mestu.

Kot že omenjeno je osnovna funkcija razbremenilne ploščadi zmanjšanje zemeljskih pritiskov na zgornji del zagatne stene. Ostali pozitivni učinki so še:

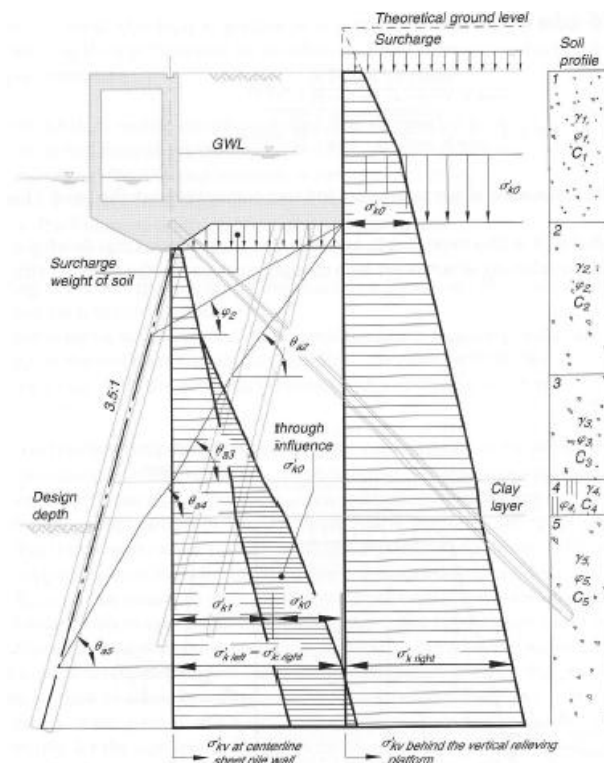
- zmanjšanje stroškov stene zaradi redukcije momentov in dolžine elementov,
- enostavnejša vgradnja krajših elementov,
- krajši zaledni tlačno in natezno obremenjeni piloti,
- zmanjšanje števila pilotov, zaradi povečanja vertikalne obtežbe.

Princip delovanja razbremenilne ploščadi je prikazan na spodnji sliki. Na desni strani je prikazan potek efektivnih vertikalnih napetosti na steno v primeru lege ploščadi na koti terena, na levi pa v primeru nižje lege. Pod ploščadjo so napetosti enake nič in se nato hitreje povečujejo kot sicer. Območje hitrejšega naraščanja napetosti se začne v točki, kjer premica pod kotom  $\varphi$  od konca ploščadi seka os zagatne stene. Enakost napetosti je dosežena v točki, kjer aktivna porušnica, sestavljena iz različnih kotov  $\theta_a$  seka os stene. Kot aktivne porušnice  $\theta_a$  je odvisen od kota notranjega trenja zemljine  $\varphi$ , trenjskega kota stene  $\delta$ , naklona brežine za steno  $\beta$  in naklona zagatne stene  $\alpha$ . V primeru, da  $\varphi$ ,  $\delta$ ,  $\beta$  in  $\alpha$  niso enaki nič, se kot  $\theta_a$  izračuna po naslednji enačbi (CUR, 2005):

$$\tan\theta_a = \frac{1 + \frac{1}{\cos\alpha} \sqrt{\frac{\sin(\varphi+\delta) \cdot \cos(\alpha+\beta)}{\cos(\delta-\alpha) \cdot \sin(\varphi-\beta)}} \cdot \sin\varphi}{\operatorname{tg}\alpha + \frac{1}{\cos\alpha} \sqrt{\frac{\sin(\varphi+\delta) \cdot \cos(\alpha+\beta)}{\cos(\delta-\alpha) \cdot \sin(\varphi-\beta)}} \cdot \cos\varphi}.$$

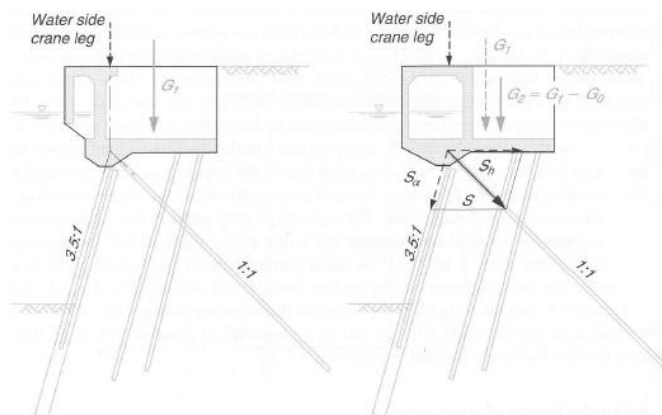
Daljša je razbremenilna ploščad, počasneje bodo napetosti naraščale in kasneje bodo dosegle vrednost napetosti v primeru brez razbremenilne ploščadi.

V primeru sten manjših globin, uporaba razbremenilne ploščadi ni smiselna, saj predstavlja nepotreben strošek.



Slika 20: Princip delovanja razbremenilne ploščadi (CUR, 2005: str. 205)

Konstrukcijo z razbremenilno ploščadjo pogosto sestavlja še sistem tlačnih in natezno obremenjenih pilotov, ki zagotavlja njeno stabilnost. Teža zemljine nad razbremenilno ploščadjo predstavlja dodatno vertikalno obtežbo, ki do določene mere zmanjšuje horizontalno obremenitev pilotov. V primeru globlje lege ploščadi pa je lahko vertikalna obremenitev večja od želene. Do tega pride zlasti pri uporabi MV pilotov velike nosilnosti pod kotom  $45^\circ$ , kjer natezna sila pilota bistveno poveča osno obremenitev stene. Kot rešitev se v takih primerih uporabi betonski okvir, ki zmanjšuje težo zemljine.



Slika 21: Primer redukcije lastne teže zemljine nad razbremenilno ploščo z uporabo betonskega okvira  
(CUR, 2005: str. 208)

### 3 PRAVILA ZA DIMENZIONIRANJE OBALNIH KONSTRUKCIJ

#### 3.1 Splošne zahteve

Dimenzioniranje pogojujejo štiri glavne naloge obalnih konstrukcij (CUR, 2005):

- *prenesti morajo obtežbo vode in zemljine:*

višina stene je določena z višino obalne konstrukcije na eni in globino morskega dna na drugi strani. Potrebno globino morskega dna določa največja globina ugreza ladij in minimalna globina vode, ki je potrebna za privez ladij, višino pomola pa pričakovana vzporedna ravnina ladij,

- *prenesti morajo obtežbo dvigal, vozil in skladiščenega tovora:*

ločiti je potrebno območje za pretovarjanje in območje za skladiščenje tovora ter določiti potrebno nosilnost obeh delov. Maksimalen razpoložljivi čas za natovarjenje in raztovarjenje ladij narekuje število in vrsto dvigal, medtem ko slednje skupaj s količino tovora podaja potrebne gabarite skladiščne površine,

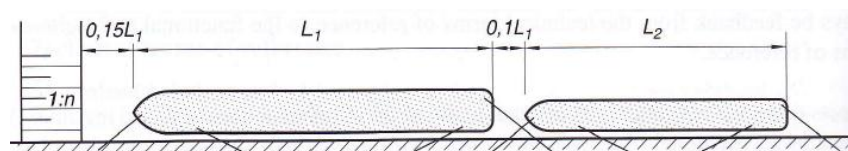
- *omogočen mora biti hiter privez ladij, njihovo raztovarjenje ali natovarjenje:*

glede na pričakovano število ladij, njihovo dolžino in zahtevano razdaljo med njimi, je določena potrebna dolžina obale,

- *privez in izplutje ladij mora biti varno, brez poškodb ladij ali pomola:*

varnost je zagotovljena z namestitvijo odbojnikov in polerjev ter zaščito morskega dna, v kolikor je zaradi propelerjev ladij potrebna.

Dolžina obale je določena glede na pričakovano velikost ladij oziroma najmanjšo zahtevano razdaljo med njimi. Da ne pride do stika ladij, mora biti zagotovljen minimalni medsebojni odmik, ki znaša 10% dolžine največje pričakovane ladje pri mirnem morju ter 20% pri močnem vetru, visokih valovih in močnem toku. V primeru, da je pravokotno na obalo zgrajen nasip, mora znašati odmik med vznožjem nasipa in ladjo 15% dolžine ladje. Naklon nasipa narekuje vrsta zemljine (CUR, 2005).

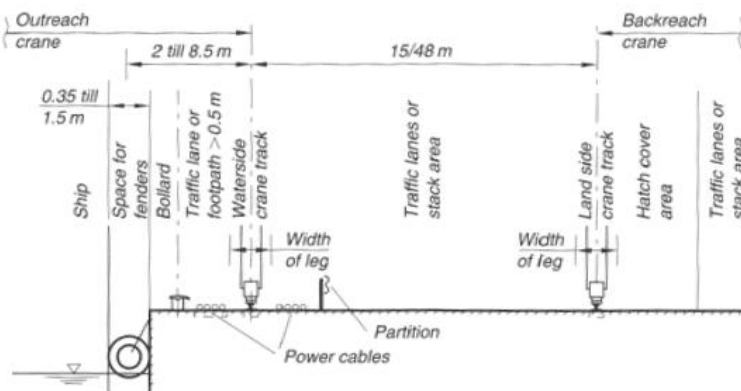


Slika 22: Primer razporeditev dveh ladij na privezu (CUR, 2005: str. 172)

Glede na predvideno silo na posamezen poler, je določeno število in razporeditev polerjev. Sila je odvisna od način priveza ladij, števila, materiala in dopustnih napetosti v vrveh, kako blizu so ladje na

privezu itd. Podobno obstajajo tudi zahteve za določitev globine morskega dna. Minimalno globino določa maksimalen predviden ugrez ladij. Temu se nato prišteje še dodatna globina zaradi vertikalnega nihanja ladij, ki je posledica valovanja, nenatančnosti izvedbe, omogočanja dostopa za vzdrževanje in izpodrivanja morskega dna, zaradi delovanja ladijskih propelerjev (CUR, 2005).

Pričakovana vrsta ladij določa tudi odmik polderjev in tirov žerjavov od roba pomola. Da se prepreči stik med ladjo in polderji oziroma žerjavi, je potrebno slednje premakniti v notranjost konstrukcije. Priporočen odmik polderja od roba stene (CUR, 2005) znaša 0,15 m, odmik med polderjem in dvigali pa 0,8 m. Minimalna razdalja med tiri žerjavne proge na vodni strani in sprednjo stranjo stene je 1,75 do 2,50 m. Pod obalnimi dvigali se nahajajo vozni in odstavni pasi za vlačilce (Vasič, 2011). Ob tirih na morski strani se ob notranjem robu nahaja pokrita kineta za napajalni kabel dvigal, medtem ko je lahko zunanji rob namenjena pešcem, vozilom ali skladiščenju tovora (CUR, 2005).



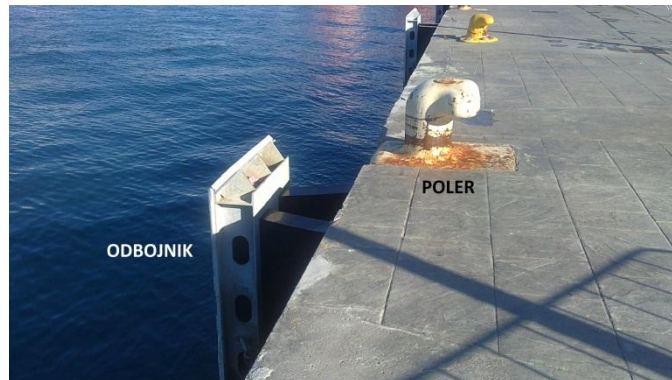
Slika 23: Primer razporeditve elementov na območju pretovora (CUR, 2005: str. 176)

Naslednja podrobnost je odvodnjavanje površinske vode, ki se zagotavlja z izvedbo površine obale pod naklonom v smeri proti sredini obalne konstrukcije. Tu se vgradijo požiralniki z lovilci olj za izločanje ostankov olj ob morebitnem razlitju. Vtok v lovilec olja se izvede v osi mulde preko litoželezne rešetke, iztok očiščene vode pa poteka skozi betonsko ploščo v morje. Vzdušje obalne konstrukcije poteka tudi cevovod za potrebe protipožarnih hidrantov na obali in zaledju ter cevovod za oskrbo ladij s pitno vodo (Vasič, 2011).

Potrebno dolžino obalne konstrukcije, globino morskega dna in višino pomola ter razdalje med polderji in odbojniki sem povzela po idejnem projektu, ki ga je Luka Koper pridobila julija 2004. Polderji in odbojniki so nameščeni na medsebojni oddaljenosti 23 m. Na vsako dilatacijsko enoto odpadejo štirje. Podobno se na maksimalni medsebojni oddaljenosti 40 m nahajajo mornarske letve. Morsko dno je na koti -14,00 m, teren na čelni strani stene pa na +3,15 m glede na srednji nivo vode in se nato v naklonu 1% spušča proti sredini obalne konstrukcije. V Luki Koper se uporabljajo gumijasti odbojniki

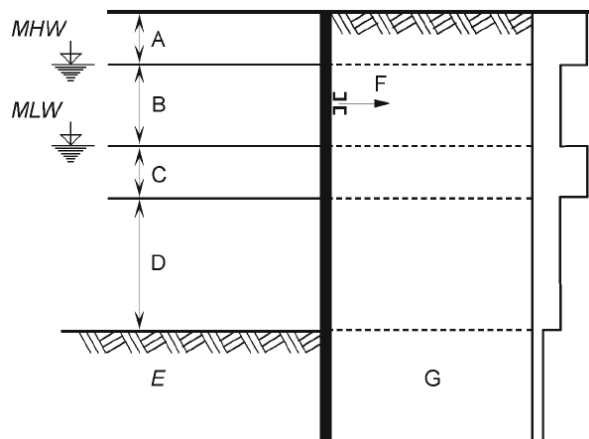


dimenzij  $1000/600 \times 1000$  za večje in  $600/300 \times 1000$  za manjše ladje (Troha, 2012). Enake odbojnice lahko privzamem za obravnavan primer. Podobno kot gabarite, sem obtežbo obale povzela po podatkih, ki mi jih je posredovalo podjetje MASA d.o.o. (Battelino, 2012) in je podana v 5. poglavju.



Slika 24: Primer odbojnika in polerja na potniškem terminalu v Luki Koper

Zaradi agresivnosti okolja, v katerem se obalne konstrukcije nahajajo, je pomemben del pri dimenzioniranju zagatne stene zaščita pred korozijo. V petem delu Evrokoda 3 so podane cone ranljivosti jeklenih elementov zaradi vpliva morske vode in potrebno reduciranje debeline elementov, zaradi korozije. Korozijskemu delovanju so najbolj izpostavljeni elementi v območju pršenja in nizke vode.



Slika 25: Stopnje agresivnosti korozije (SIST EN 1993-5, 2007: str. 29)

Zgornja slika prikazuje različne stopnje agresivnosti delovanja morske vode. Pri tem označujeta kratici MHW in MLW srednje visoko in srednje nizko vodo, s črkami A-G pa so definirane različne cone izpostavljenosti:

- A območje pršenja (visoka stopnja agresivnosti),
- B vmesno območje,

- C območje nizke vode (visoka stopnja agresivnosti),
- D trajno potopljena cona,
- E podzemni del (vodna stran),
- F sidro,
- G podzemni del (zaledna stran).

Najpreprostejša rešitev je trajna potopitev oziroma vgradnja jeklenih elementov pod nivojem nizke vode. Obstajajo pa še druge možnosti, kot je povečanje debeline jekla, s čimer zajamemo zmanjšanje le te zaradi korozije, nanos zaščitnih premazov, uporaba aktivne ali pasivne katodne zaščite ali kombinacija naštetih ukrepov. V Luki Koper je zaščita pred korozijo zagotovljena tako, da so jekleni elementi v območju nihanja gladine vode zaščiteni z armiranim betonom, preostali del, ki je trajno potopljen ali se nahaja v temeljnih tleh, pa je zaščiten z aktivno katodno zaščito z zunanjim izvorom električnega toka (Battelino, 2009).

Življenjska doba take obalne konstrukcije je 50 let.

### **3.2 Globoko temeljenje**

Osnovna funkcija temeljenja je zagotavljanje horizontalne in vertikalne stabilnosti obalne konstrukcije. Med elemente globokega temeljenja sodi zagatna stena v kombinaciji z natezno in tlačno obremenjenimi piloti. Najprimernejša je uporaba zagatne stene ter pilotov pod naklonom, lahko pa se namesto nateznih pilotov, zaradi velikih stroškov ali možnosti izvedbe, uporabijo sidra. Obremenitev, ki jo morajo elementi prevzeti, sestavljajo zemeljski in hidrostatični pritisk, obremenitev razbremenilne ploščadi ter sidrskih sil, teža betonske konstrukcije in zemljine nad piloti, teža, ki se pojavi pri uporabi pomola (CUR, 2005).

#### **Zagatna stena**

Zagatna stena ne le zadržuje zemljino, temveč ima tudi nosilno funkcijo, zaradi česar jo je smiselno postaviti na vodno stran, pod tire žerjavov. Prav tako se lahko stena izvede pod naklonom, v kolikor je odmik od roba pomola zadosten in ni nevarnosti stika z ladjami. Na ta način stena prispeva k stabilnosti celotne konstrukcije, zmanjšuje obremenitev ostalih elementov ter poveča prostor za izvedbo zalednih pilotov pod položnejšim naklonom. Poleg pozitivnih, so tudi negativni učinki takšne izvedbe, kot je na primer redukcija pasivnih pritiskov pred steno, ki je večje od redukcije aktivnih pritiskov za njo. Običajno pozitivni vplivi prevladujejo, v nasprotnem primeru pa je dobra rešitev

sočasna uporaba stene pod naklonom in natezno obremenjenih pilotov v naklonu 1:1. Maksimalen priporočljiv naklon stene je 5:1 za stene srednjih in 7:1 za stene večjih višin (CUR, 2005).

Pri izbiri tipa stene se običajno odločimo za kombinirano zagatno steno, sestavljeno iz močnih primarnih in lažjih sekundarnih profilov. Najpogosteje uporabljen tip je stena sestavljen iz primarnih jeklenih cevni pilotov in treh vmesnih U profilov. Sekundarni elementi služijo kot zapolnitev prostora med primarnimi ter morajo biti dovolj močni, da prenesejo obtežbo zemljine in vode na primarne elemente. Dolžina primarnih elementov je določena na podlagi računa stabilnosti oziroma potrebne nosilnosti stene, medtem ko je lahko dolžina sekundarnih elementov bistveno krajša. Le ti morajo segati vsaj do globine težišča obtežbe, torej do točke, kjer je obtežba na aktivni in pasivni strani enaka. Običajno pa je merodajen pogoj tesnosti stene, torej preprečitev notranje erozije. Slednja je značilna predvsem za drobno zrnata prepustna tla, nastane pa zaradi razlik v gladini morja in podtalnice (CUR, 2005).

### **3.3 Deformacije obalnih konstrukcij**

Običajno pogojujejo omejitev deformacij ladje in žerjavi, saj morajo tiri teh potekati na določeni višini. Tolerance so podane za horizontalne in vertikalne pomike. Tiri na morski strani se po navadi nahajajo nad zagatno steno, medtem ko so lahko tisti na kopni strani temeljeni na ločenih pilotih, ki niso povezani s steno, na primer pri enkrat sidrani konzolni steni. V takem primeru je potrebno zagotoviti enakomerno posedanje obeh poti žerjavov. Deformiranje obalne konstrukcije je odvisno od višina stene, kvalitete zemljine ter konstrukcije oziroma togosti pilotov ter sider (CUR, 2005).

## 4 TERENSKÉ IN LABORATORIJSKE RAZISKAVE

Izbiri vrste podporne konstrukcije in njeno dimenzioniranje pogojuje lokacija, kjer se bo konstrukcija nahajala. Poleg predvidene obremenitve, zahtevane višine obalne konstrukcije in nihanje gladine morske vode moramo poznati tudi karakteristike zemljine in nivo podtalnice, ki jih dobimo na podlagi terenskih in laboratorijskih preiskav.

### 4.1 Obala v podaljšku veza 11

Luka Koper namerava v prihodnje podaljšati vez 11 v 2. bazenu, zaradi česar so bile za to območje izvedene terenske in laboratorijske preiskave. Na podlagi teh je Luka Koper pridobila idejni projekt obalne konstrukcije. Ponovno bi bila to konstrukcija na pilotih s položno podmorsko brežino. Omenjen projekt sem v diplomski nalogi uporabila kot vir zahtev, kot so potrebna globina morskega dna, kota terena, gabariti obale,.. ki jih je pri modeliranju potrebno upoštevati.



Slika 26: Predvidena lega veza 12 (Štemberger, 2012)

Geotehnično poročilo o izvedenih preiskavah na lokaciji »Obala v podaljšku veza 11« je izdelalo podjetje I-N-I, Podjetje za geotehnični nadzor in inženiring, d.o.o., junija 2004, po naročilu Luke Koper. Predvidene geotehnične raziskave na terenu so obsegale sondažna dela, preiskavo strižne trdnosti zemljin s krilno sondo, preiskave z dilatometrom, presiometrom in raziskave s statičnim penetrometrom, ki je vključeval tudi merjenje pornih tlakov. V okviru laboratorijskih preiskav pa so bile določene lezne meje, strižne karakteristike v direktnem strižnem aparatu in v triosnem aparatu, ter določitev modulov stisljivosti in vodoprepustnosti v edometriškem aparatu. Na koncu poročila je podan povzetek geomehanskih značilnosti zemljin na območju bodočega veza 12, ki predstavlja sintezo terenskih in laboratorijskih preiskav, ter grafičen prikaz profilov opravljenih vrtin.

## 4.2 Terenske raziskave

### 4.2.1 Sondažna dela

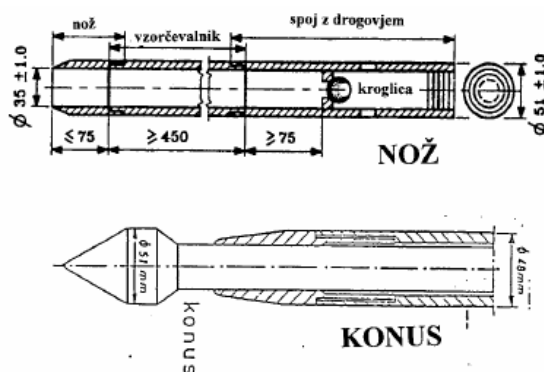
Terenska dela so se pričela s sondažnim vrtanjem aprila 2004 s strani podjetja Geodrill d.o.o..

#### Sondažno vrtanje

V poročilu je navedeno, da je bilo v okviru raziskovalnih del na kopnem izvedenih deset vrtin (P-1 do P-5 ter F-1 do F-4 in dodatna vrtina F-7), skupne globine 429 m, in ena vrtina na morju (F-6) globine 23 m. Ob vrtanju so bili v sloju kohezivnih zemljin vzeti neporušeni vzorci teh materialov. Iz neporušenih vzorcev meljno glinastih zemljin vseh enajstih vrtin so skupno vzeli 37 vzorcev. Iz preperele in tudi kompaktne flišne podlage je bilo odvzetih več porušeni vzorcev laporja in peščenjaka, ki pa so bili, zaradi prevelike razdrobljenosti, neprimerni za laboratorijske preiskave. Sondažna dela so bila izvedena z vrtalno garnituro Soil mec 304.

#### Standardni penetracijski preizkus

Namen preizkusa je določanje trdnostnih in deformabilnostnih karakteristik nekoherentnih zemljin, lahko pa tudi koherentnih zemljin in mehke hribine. Določamo lahko relativno gostoto tal, strižno trdnost, elastični modul, posedke, nosilnost temeljev, potencial likvefakcije in druge količine. Postopek meritev poteka tako, da najprej dno vrtine očistimo in nanj spustimo vrtalno drogovje s konico. Z višine 760 mm nato spuščamo utež, ki udarja ob drogovje. Ko preidemo cono poškodovanosti zaradi vrtanja, 15 cm, štejemo število udarcev potrebnih za penetracijo 30 cm oziroma izmerimo penetracijo pri 50-ih udarcih. Interpretacija števila udarcev temelji na empiričnih korelacijah med korigiranim številom udarcev in fizikalnimi parametri (Logar, 2010).

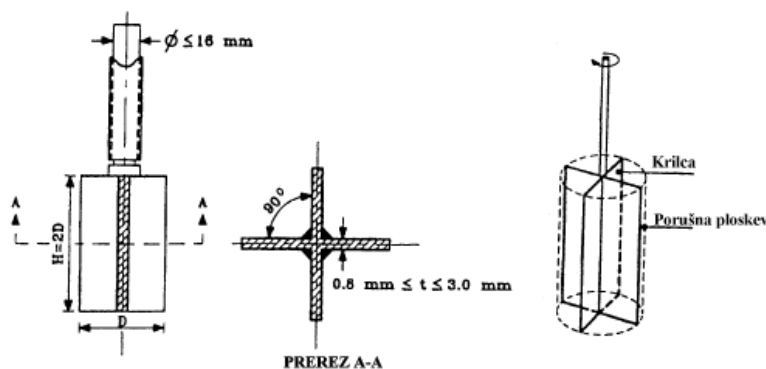


Slika 27: Oprema za izvedbo standardnega penetracijskega preizkusa (Logar, 2010)

V poročilu podaja podjetje Geodrill rezultati preiskave v obliki korigirane vrednosti števila udarcev. Raziskave so pokazale, da so preiskani materiali zelo gosti, saj so vrednosti penetracije presegle  $N > 50$  udarcev.

#### 4.2.2 Terenska krilna sonda

Namen preiskave je določitev nedrenirane strižne trdnosti ( $c_u$ ). Meritve potekajo tako, da merilno sondo s krilci s konstantno hitrostjo vtiskujemo v tla ali pod dno vrtnice in torzijsko vrtimo krilca ter merimo torzijski moment. Vrhunska strižna trdnost ( $\tau_{uMax}$ ) je dobljena kot največja vrednost torzijskega momenta. V nadaljevanju lahko zemljinu pregnetemo in določimo tudi rezidualno strižno trdnost ( $\tau_{uR}$ ). Preiskava je primerna za projektiranje gradenj na mehkih tleh (Logar, 2010).

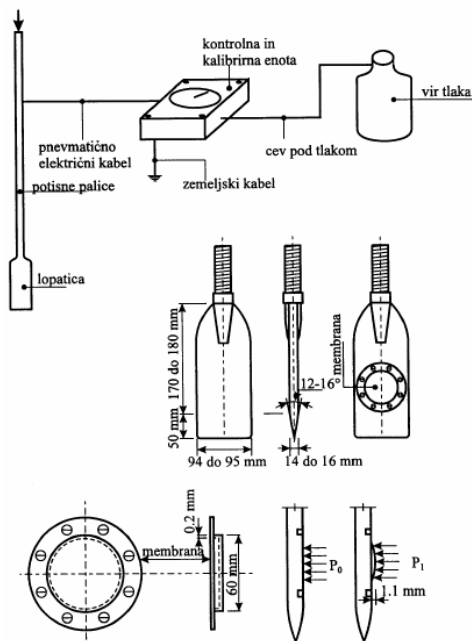


Slika 28: Krilna sonda (Logar, 2010)

Izvedene so bile štiri krilne sonde, ki so v poročilu označene s KSC-1, KSC-2, KSD-1 in KSD-2. Preiskavo je izvedlo podjetje I-N-I d.o.o. s sondo znamke GEONOR A/SH 350. Meritve strižne trdnosti so bile izvedene vsaka 2 m globine, pri čemer je bila prva meritev na globini 6 m oziroma 7 m, zadnja pa v globini 26 m.

#### 4.2.3 Preiskava z dilatometrom

Namen preiskave je določanje slojevitosti, ocena strižne trdnosti in deformacijskih lastnosti fino-zrnatih zemljin. Postopek meritev poteka tako, da lopatico s tanko raztegljivo krožno jekleno membrano enakomerno potiskamo v zemljinu. Na izbrani globini nato določimo kontaktni tlak med zemljinu in membrano in sicer ko je membrana poravnana z lopatico ter ko je odmaknjena za 1,10 mm od centralnega dela (Logar, 2010).



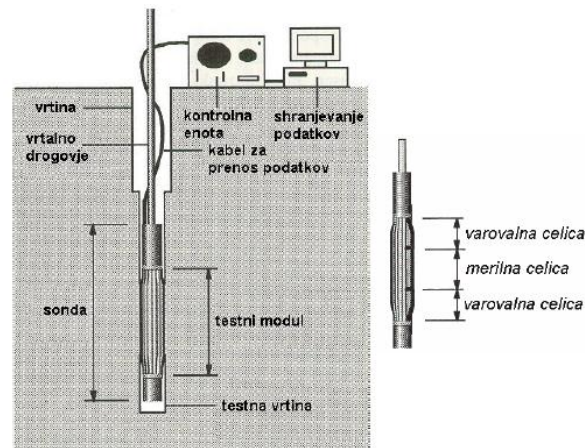
Slika 29: Oprema za izvedbo ploskega dilatometrijskega preizkusa (Logar, 2010).

Preiskavo je, ob vtiskovanju sonde s pomočjo penetrometra Pagani, izvedla Katedra za mehaniko tal, Fakultete za gradbeništvo in geodezijo v Ljubljani. Izvedena so bila 4 sondiranja z oznakami DMT 1, DMT 2, DMT 3, DMT 4. Skupna globina sondiranja je znašala 114,4 m.

#### 4.2.4 Preiskava s presiometrom

Tudi to preiskavo je izvedla Katedra za mehaniko tal Fakultete za gradbeništvo in geodezijo in sicer z Ménardovim presiometrom, obsegala pa je 36 presiometrijskih meritev v vrtinah P-2, F-2 in F-3.

Preiskava poteka tako, da v izvrtano vrtino spustimo presiometrijska sonda, ki jo s prirastki napihujemo, da v radialni smeri pritiska na stene vrtine. Pri tem merimo spremembo prostornine sonde. Rezultat preiskave so podatki o deformabilnosti (presiometrijska modula  $E_0$ ,  $E_R$ , ki ju izračunamo iz naklona linearne delu presiometrijske krivulje) in trdnosti (mejni tlak  $p_L$ ) temeljnih tal ter kasnejša približna določitev nosilnosti in posedkov predvidenih pilotov (Logar, 2010).

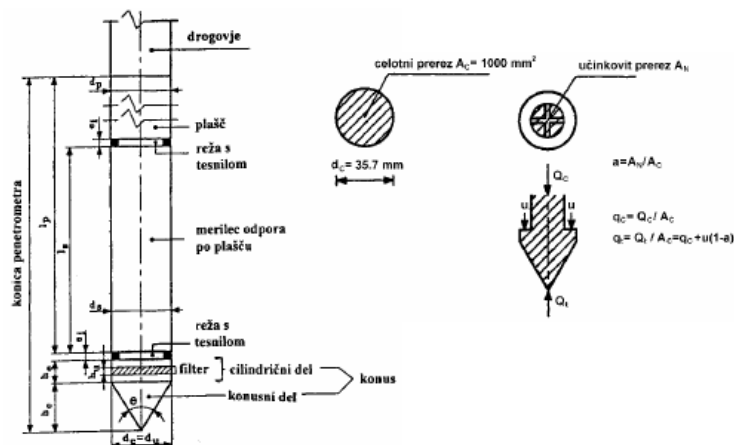


Slika 30: Oprema za izvedbo presiometrijskega preizkusa (Logar, 2010)

#### 4.2.5 Statični penetracijski preizkus (CPT, CPTU)

Preiskavo je izvedlo podjetje SLP d.o.o. iz Ljubljane. Izvedene so bile tri statične konusne penetracije, označene s CPTU-1, CPTU-2, CPTU-3.

Namen preiskave je predvsem klasifikacija zemljine, poleg tega pa tudi določitev slojevitosti, trdnostnih in deformabilnostnih karakteristik in prepustnosti temeljnih tal. Preizkus poteka tako, da se sonda postavi na temeljna tla ali dno vrtnine in se jo nato s konstantno hitrostjo vtiska v tla do trdne podlage. Pri tem se meri odpor proti penetraciji na konici, ob plašču in porni tlak. Preiskava daje zvezen profil merjenih količin, primerna pa je predvsem kot dopolnilna preiskava, saj ne daje neposredno mehanskih parametrov zemljine (Logar, 2010).



Slika 31: Oprema za statični penetracijski preizkus (CPT) (Logar, 2010)



### 4.3 Laboratorijske preiskave

Laboratorijske preiskave so bile izvedene v laboratoriju Katedre za mehaniko tal, Fakultete za gradbeništvo in geodezijo v Ljubljani. Na podlagi vzorcev, dostavljenih v laboratorij, so bile določene naslednje lastnosti zemljin (Venturini, 2004):

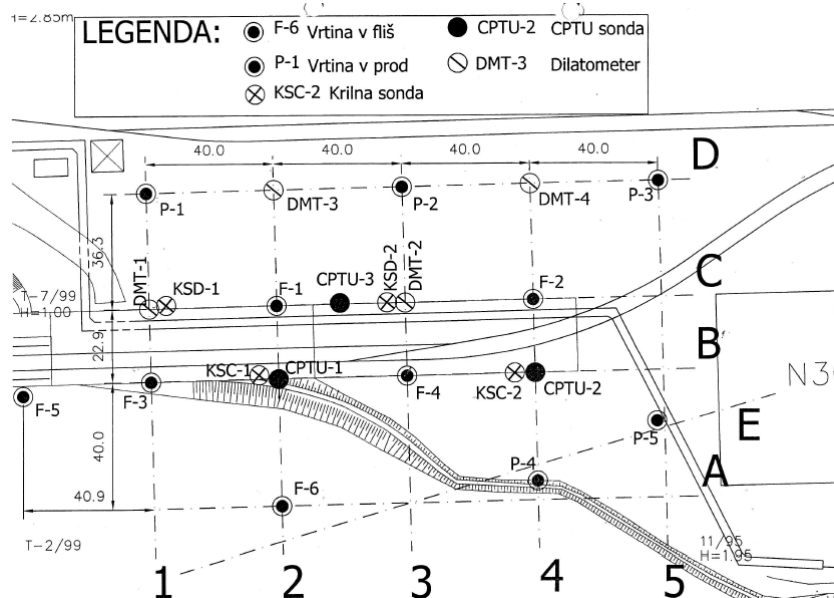
- klasifikacija zemljine,
- naravna vlažnost,  $w$  (%),
- prostorninska teža,  $\gamma$  (kN/m<sup>3</sup>),
- Atterbergovi meji plastičnosti,  $w_p$  in  $w_L$  (%),
- stisljivost in vodoprepustnost,  $E_{oed}$  (kPa),
- nedrenirana strižna trdnost  $c_u$  (kPa),
- triosna konsolidirana nedrenirana preiskava (CU-test).

### 4.4 Rezultati preiskav

Na koncu poročila je podana sestava temeljnih tal, ki je dobljena kot sinteza vseh izvedenih preiskav. Temeljna tla so po globini v grobem razdeljena na naslednje sloje:

1. na vrhu se nahaja nasip debeline 6 do 9 m. Zgornji del le tega je okoli 3,5 m debel sloj kamnitih materialov, pod njim pa se nahajajo sloji nasutega melja, pustih glin, peska in podobno, ki predstavljajo t.i. reful. Reful je skupno ime za material, ki ga pridobivajo s poglobljanjem morskih poti. Njegove lastnosti pa so podobne lastnostim morske gline, le da je zaradi prečrpavanja nekoliko heterogen, saj se menjujejo glinasti in meljno peščeni sloji. Z refulom sta zgrajena pomola I in II,
2. na globini od 7 do 12 m pod koto površja (kota okoli 3 m) se nahaja sloj meljev, peskov in peščenih meljev (ML,SM),
3. sledi sloj mastnih morskih glin in visokoplastičnih meljev, lahke do srednje gnetne konsistence (CH,MH), ki se nahaja na globini med 12 m in 27 m pod koto površja,
4. pod glinenim slojem se nahaja okoli 10 m debel prodno gruščnat sloj (GC, GP, GM), ki poteka med globinama 28 in 38 m,
5. na globinah med 35 in 50 m pod koto terena se nahajajo mešani in neenakomerno debeli sloji mastnih do pustih glin (CH,CI), meljev (MI,MH), srednjih peskov (SP,SU) in zaglinjenih prodov (GC),
6. na globini med 48 in 50 m pod koto terena se pričinja tanjši sloj preperelega fliša, ki nato preide v trdno flišno podlago.

Poročilo podaja kot rezultat preiskav tudi grafične profile vseh izvedenih vrtin. Na podlagi le teh je bilo sestavljenih 10 vzdolžnih in prečnih prereзов, ki so na spodnji sliki označeni z A, B, C, D, E oziroma 1, 2, 3, 4 in 5.



Slika 32: Lokacije izvedenih vrtin in narejenih prereзов temeljnih tal (Venturini, 2004)

## 4.5 Določitev prečnega prereza in karakteristik zemljine

### 4.5.1 Prečni prerez tal

Za prečni prerez tal sem se odločila uporabiti enoten, povprečni prerez, ki je reprezentativen za celotno območje. Odločitev je bila pogojena z dejstvom, da so razlike med posameznimi prerezi majhne, tako v globini prodno peščenega sloja, kot tudi v debelini ostalih slojev.

Potrebna globina morskega dna je na koti -14,0 m, kota terena se nahaja na višini +3,15 m glede na srednji nivo vode. Plasti pa si po globini sledijo v naslednjem zaporedju:

- 4 m debel sloj nasutja iz kamnitih materialov,
- 8 m debel meljno peščen sloj,
- sloj morske gline, ki na absolutni globini 28,0 m preide v bolj nosilni prodno peščen sloj.

Za spodnji del nasipa, ki ga tvori reful - debeline 3 m, sem podala enake lastnosti kot meljno peščenemu sloju, zato le ta ni obravnavan ločeno.



Slika 33: Karakteristični prečni prerez tal v območju obale

#### 4.5.2 Hardening Soil model

Pri računu zagatne stene sem uporabila program PLAXIS 2D 2011, ki je bil razvit na tehnični univerzi v Delftu, Nizozemska. Gre za dvodimenzionalni program, ki temelji na metodi končnih elementov, razvit kot pomoč pri analizah stabilnosti in deformacij na področju geotehnike. Modeliranje v programu je relativno enostavno. V delu »PLAXIS 2D Input« z uporabo točk in črt najprej definiramo geometrijo modela. Posamezne elemente lahko tudi podrobneje opišemo s pomočjo posebnih elementov, plošč, sider in geomrež. Prvi so namenjeni modeliranju elementov kot so stene in plošče, drugi samo natezno obremenjenih elementov, npr. vezni deli sider, tretji pa tlačno in natezno obremenjenim elementom kot so prosti deli sider, tlačne razpore, ki so vpeti le v dveh točkah mreže. Okoli elementov običajno definiramo t.i. kontaktne elemente, s katerimi podrobneje opredelimo stik med konstrukcijo in zemljino. Stičišča elementov so lahko toga ali členkasta. Sledi definiranje lastnosti zemljine in konstrukcijskih elementov ter opredelitev morebitne dodatne točkovne ali linijske obtežbe. Na koncu določimo še robne pogoje ter generiramo mrežo končnih elementov, ki jo lahko poljubno gostimo. Ko je model v celoti definiran, poženemo »PLAXIS 2D Calculation«, v katerem podamo faze računa ter določimo, kateri elementi so prisotni v posamezni fazi. Tu lahko izbiramo med različnimi analizami (stabilnostna, plastična, dinamična, račun konsolidacije, varnosti). Ko je račun končan, si rezultate ogledamo v podoknu »PLAXIS 2D Output«. Slednji služi predvsem prikazu pomikov, napetosti in notranjih sil v elementih.

Program omogoča uporabo šest ali petnajst vozliščnih trikotnih elementov ter ponuja uporabniku deset različnih materialnih modelov za modeliranje zemljine (Brinkgreve, 2011):

- Linear Elastic model (LE),
- Mohr-Coulomb model (MC),
- Hardening Soil model (HS),
- Hardening Soil model with small-strain stiffness (HSsmall),
- Soft Soil model (SS),
- Soft Soil Creep model (SSC),

- Jointed Rock model (JR),
- Modified Cam-Clay model (MCC),
- NGI-ADP model (NGI-ADP),
- Hoek-Brown model (HB).

Za obravnavan primer sem za modeliranje obnašanja zemljine izbrala napredni nelinearni Hardening Soil model. Podobno kot Mohr-Coulombov model, opisuje mejno stanje napetosti s parametri  $\varphi$ ,  $c$  in  $\psi$ , medtem ko je togost zemljine opisana bistveno natančneje. Slednja je definirana s tremi različnimi moduli: triosnim obremenilnim elastičnim modulom  $E_{50}$ , triosnim razbremenilnim elastičnim modulom  $E_{ur}$  in edometričnim obremenilnim modulom  $E_{oed}$ . Ob odsotnosti podrobnejših podatkov, si lahko pomagamo z naslednjima približnima zvezama:  $E_{ur} \approx 3E_{50}$  in  $E_{oed} \approx E_{50}$ . Za razliko od Mohr-Coulombovega modela, ta model upošteva tudi odvisnost zgornjih modulov od napetostnega stanja, kar pomeni, da se le ti povečujejo s pritiski (Brinkgreve,2011).

Model zahteva vnos naslednjih osnovnih materialnih parametrov:

$c'$	kohezija zemljine [kN/m <sup>2</sup> ],
$\varphi'$	strižni kot zemljine [°],
$\psi$	kot razmikanja [°],
$E_{50}^{ref}$	sekantni deformacijski modul [kN/m <sup>2</sup> ],
$E_{oed}^{ref}$	tangentni edometrični modul pri primarni obremenitvi [kN/m <sup>2</sup> ],
$E_{ur}^{ref}$	deformacijski modul pri razbremenitvi/ponovni obremenitvi [kN/m <sup>2</sup> ],
$m$	količnik, ki poda odvisnost togosti od napetosti [/].

Kot razmikanja  $\psi$  določa razmerje med osno in volumensko deformacijo v območju plastičnega deformiranja ter tako definira volumske spremembe. Za peščena in prodnata tla lahko za določitev  $\psi$  uporabimo približno enačbo  $\psi \approx \varphi - 30^\circ$ . Za strižne kote manjše od  $30^\circ$  velja, da je  $\psi = 0^\circ$ . Vrednosti parametra  $m$  so za posamezne sloje podane v spodnji preglednici.

Preglednica 1: Vrednosti parametra  $m$  za posamezne vrste materiala

Material	$m$ [/]
Glina	0,8-0,9
Melj	0,6-0,7
Pesek	0,5-0,6
Prod	0,3-0,4
Skala	0,1

Obstaja tudi enostavna zveza med parametri Cam clay modela in moduli stisljivosti, potrebnimi v Hardening Soil modelu (Brinkgreve, 2011):

$$E_{oed}^{ref} = \frac{p^{ref}}{\lambda^*} \quad \lambda^* = \frac{\lambda}{(1+e_0)} \quad \text{ali} \quad \lambda^* = \frac{C_c}{2,3(1+e_0)},$$

$$E_{ur}^{ref} \approx \frac{2p^{ref}}{\kappa^*} \quad \kappa^* = \frac{\kappa}{(1+e_0)} \quad \text{ali} \quad \kappa^* = \frac{2C_s}{2,3(1+e_0)},$$

kjer pomeni:

- $\lambda, \lambda^*, C_c$     kompresijski indeks,
- $\kappa, \kappa^*, C_s$     razbremenilni indeks,
- $p^{ref}$             referenčni pritisk,
- $e_0$                 začetni količnik por.

Program omogoča tudi direkten vnos kompresijskega  $C_c$  in razbremenilnega indeksa  $C_s$ , na podlagi katerih nato, po zgornjih enačbah, sam izračuna module stisljivosti.

### 4.5.3 Karakteristike zemljine

Ko sem poznala računski model za modeliranje zemljine, sem na podlagi rezultatov raziskav določila potrebne parametre posameznih slojev zemljine. Pri tem sem vrednosti določila tako, da prikazujejo slabše stanje kot je v resnici in sem s tem na varni strani. Tako sem na primer za strižni kot gline  $\varphi = 25^\circ$ , kakršen je bil dobljen s preiskavami, vzela bistveno manjšo vrednost,  $\varphi = 20^\circ$ . Vrednosti posameznih količin so podane v spodnji tabeli. Pri tem pomeni  $z$  absolutno globino sloja,  $\gamma$  specifično težo zemljine,  $k$  pa količnik vodoprepustnosti.

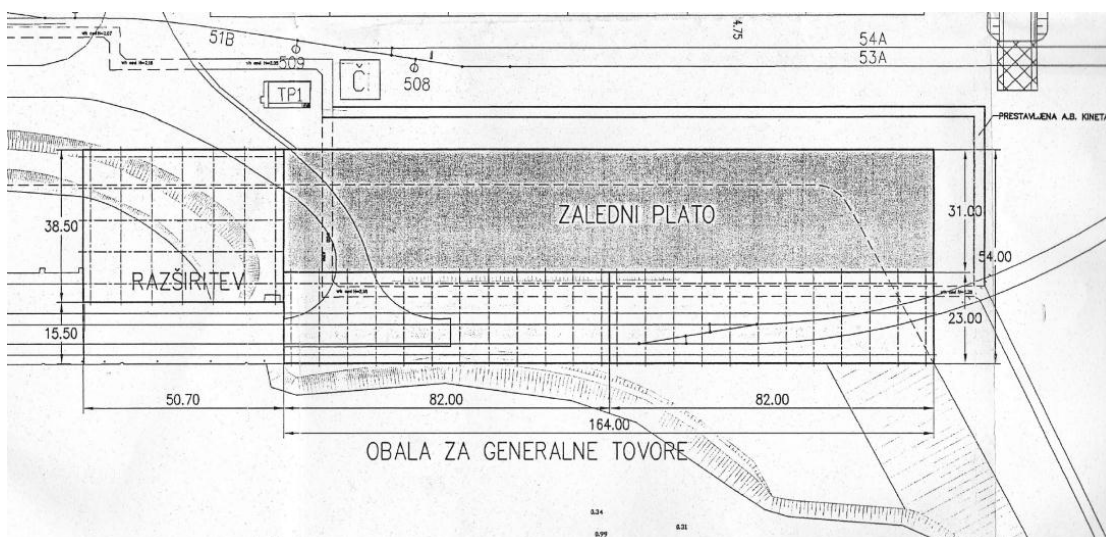
Preglednica 2: Karakteristike slojev zemljine

Sloj/ enota	$z$	$\gamma$	$c'$	$\varphi'$	$\psi$	$k_x = k_y$	$E_{oed}$	$E_{ur}$	$m$
	[m]	[kN/m <sup>3</sup> ]	[kN/m <sup>2</sup> ]	[°]	[°]	[m/s]	[MPa]	[MPa]	[/]
<b>Nasip</b>	0 - 4	22	0	38	8	$9,19 \cdot 10^{-9}$	60	150	0,4
<b>Melj, pesek</b>	4 - 12	18,5	0	24	0	$1 \cdot 10^{-6}$	6	18	0,6
<b>Morska glina</b>	12 - 28	16,9	0	20	0	$5,5 \cdot 10^{-10}$	1,8	5,4	0,8
<b>Prod, pesek</b>	28 - 38	20,3	0	38	8	$1 \cdot 10^{-5}$	135	405	0,5

## 5 VPLIVI NA KONSTRUKCIJO

Nova obala veza 12 sestoji iz treh delov, obale za generalne tovore, zalednega platoja in razširitve. Zaledna površina in obala bosta služili za pretovarjanje in začasno skladiščenje težjih tovorov. Obala za generalne tovore je dolga 164 m in široka 23 m. Sestavljena je iz dveh dilatacijskih enot, vsaka dolžine 82 m. Upoštevano je, da na posamezno dilatacijsko enoto odpadejo največ 4 odbojniki, ladja pa je vezana na največ 2 polerja. Zaledni plato je prav tako dolžine 164 m in širine 31 m, medtem ko ima razširitev obstoječega dostopnega mostu veza 11 dimenzijo 50,7 m krat 38,5 m. Vsi trije deli imajo površino na koti +3,15 m glede na srednji nivo vode. Dimenzije sem povzela po idejnem projektu. V diplomski nalogi obravnavam samo obalo za generalne tovore, druga dva dela niste del analize.

Zagatna stena, tlačni in natezni piloti predstavljajo globoko temeljenje obalne konstrukcije, katerih primarna funkcija je zagotavljanje horizontalne in vertikalne stabilnosti. Horizontalno obtežbo, ki jo je s temeljenjem potrebno prevzeti, predstavljajo zemeljski in hidrostatični pritiski, horizontalna obtežba, ki je posledica uporabe obalne konstrukcij ter morebitne sidrne sile, vertikalno pa lastna teža zemljine in konstrukcije nad piloti, vertikalna obtežba, zaradi uporabe pomola ter vertikalna komponenta sidrne sile. Predvideno koristno obtežbo obalne konstrukcije, ki je podana v nadaljevanju, sem povzela po poročilu obremenitve veza 12 (Battelino, 2012).



Slika 34: Veza 12 (Luka Koper, 2004)

## 5.1 Stalna obtežba

Preglednica 3: Stalna obtežba

Material	Debelina [m]		Prostorninska teža [kN/m <sup>3</sup> ]		Obtežba [kN/m <sup>2</sup> ]
Asfalt	0,08	*	22,00	=	1,76
Nasutje	0,10	*	22,00	=	2,20
Naklonski beton (0-5 cm)	0,025	*	24,00	=	0,60
<b>Skupaj</b>					<b>4,56</b>

Stalno obtežbo sem upoštevala tako, da sem definirala nasutje do vrha, torej do kote 3,15 m, medtem ko sem plast asfalta in betona zanemarila.

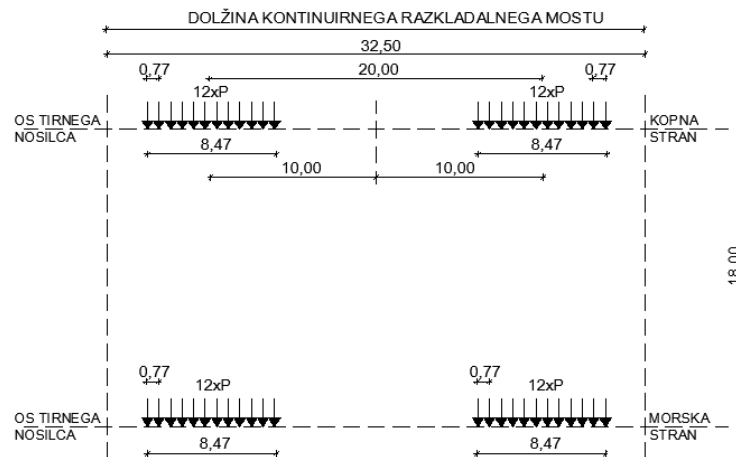
## 5.2 Koristna obtežba

### Kontinuirni razkladalni most

Preglednica 4: Obtežba kontinuirnega razkladalnega mostu

Tirnice na 18 m	Točkovna obtežba		Linijska obtežba	
	$P_k$ [kN]	$P_m$ [kN]	$p_k$ [kN/m]	$p_m$ [kN/m]
V obratovanju	190	190	140,31	140,31
Ob nevihti 1	380	0	280,62	0
Ob nevihti 2	0	380	0	280,62
Sila vetra na razkladalni most (horizontalna smer, pravokotno na obalo)	300	300	9,23	9,23

V zgornji tabeli pomeni  $k$  kopna,  $m$  pa morska stran. Linijsko obtežbo sem iz točkovne dobila tako, da sem slednjo množila s 24, kolikor je točkovnih sil, in nato delila z dolžino kontinuirnega razkladalnega mostu 32,50 m. Izjema je le sila vetra, ki sem jo le delila z dolžino 32,50 m.



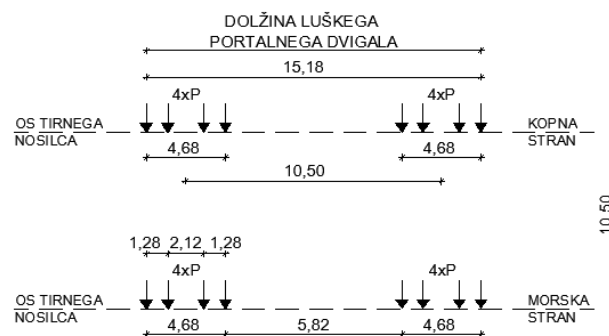
Slika 35: Shema kontinuirnega razkladalnega mostu (Battelino, 2012)

## Luško portalno dvigalo

Preglednica 5: Obtežba luškega portalnega dvigala

Tirnice na 10,5 m	Točkovna obtežba		Linijska obtežba	
	$P_k$ [kN]	$P_m$ [kN]	$p_k$ [kN/m]	$p_m$ [kN/m]
V obratovanju	100	180	50,60	91,08
V obratovanju z vetrom proti obali	69	211	34,91	106,77
V obratovanju z vetrom proti kopnem	131	149	66,29	75,40
Sila vetra na dvigalo (horizontalna smer, pravokotno na obalo)	250	250	15,81	15,81

Linijsko obtežbo sem tudi pri luškem portalnem dvigalu določila na enak način in sicer tako, da sem točkovno obtežbo množila s številom točkovnih sil (8) in delila z dolžino dvigala 15,81 m. Veter sem ponovno le delila z dolžino dvigala.



Slika 36: Shema luškega portalnega dvigala (Battelino, 2012)



Obtežbo ostalih, manjših dvigal, sem zanemarila.



Slika 37: Obtežba dvigal na vezu 11

### Gneča

$$p = 20 \text{ kN/m}^2$$

### Vlek in pritisk ladje

Preglednica 6: Vlek in pritisk ladje

Na dilatacijsko enoto	Točkovna obtežba		Linijska obtežba	
	$P_h$ [kN]	$P_v$ [kN]	$p_h$ [kN/m]	$p_v$ [kN(m)]
Vlek ladje	1132,00	653,41	13,80	7,97
Pritisk ladje	992,00	/	12,09	/

Zgornja preglednica velja za primer ladje vezane na maksimalno dva polerja oziroma naslonjene na štiri odbojnike na dilatacijsko enoto. Linijsko obtežbo sem dobila tako, da sem točkovno silo delila z dolžino dilatacijske enote, 82 m.

## Udar ladje

Preglednica 7: Udar ladje

Na dilatacijsko enoto	Točkovna obtežba	Linijska obtežba
	$P_h$ [kN]	$p_h$ [kN/m]
Udar ladje	1400,00	17,07

Linijsko obtežbo sem tudi tu dobila na podoben način.

## Obtežba vode

Kota  $\pm 0,00$  je kota dolgoletnega srednjega nivoja morja. Povprečno plimovanje morja je 1,0 m ( $-0,6$  m in  $+0,4$  m). Najbolj neugodna situacija nastopi, ko je pred zagatno steno gladina morja najnižje, v zaledju pa se podtalnica nahaja najvišje. Iz terenskih raziskav je razbrati, da gladina podtalnice v zaledju niha. Bliže obali se nahaja približno na koti morja, z odmikom proti notranjosti pa višina narašča, tudi do 1m glede na srednji nivo morja. Ker gladina podtalnice ni konstantna, sem upoštevala, da se le ta nahaja na koti visoke vode morja ( $+0,4$ m), medtem ko sem za morsko stran upoštevala koto nizke vode ( $-0,6$ m).

## Koristna obtežba zalednega platoja

Zaledna površina mora biti dimenzionirana tako, da lahko prenese obremenitev do  $80 \text{ kN/m}^2$ .

## Preostala obtežba

Segrevanja in ohlajanja objekta ter potresne obtežbe nisem upoštevala.

## 5.3 Obtežne kombinacije

Kombinacije in varnostne faktorje obtežb sem določila v skladu s standardoma SIST EN 1990 in SIST EN 1991-1-1. Redukcijske faktorje sem povzela po priporočilih ROM-a (1994).

### Mejno stanje nosilnosti

- Stalna in začasna projektna stanja:

$$\sum_{j \geq 1} \gamma_{G,j} G_{k,j} + \gamma_P P + \gamma_{Q,1} Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \gamma_{Q,i} \psi_{0,i} Q_{k,i}$$

- Nezgodna projektna stanja:

$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} + P + A_d + (\psi_{1,1} \text{ ali } \psi_{2,1}) Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \gamma_{Q,i} \psi_{2,i} Q_{k,i}$$

- Potresna projektna stanja:

$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} + P + A_{Ed} + \sum_{i \geq 1} \psi_{2,i} Q_{k,i}$$

### Mejno stanje uporabnosti

- Karakteristična kombinacija:

$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} + P + Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \psi_{0,i} Q_{k,i}$$

- Pogosta kombinacija:

$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} + P + \psi_{1,1} Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \psi_{2,i} Q_{k,i}$$

- Navidezno stalna kombinacija:

$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} + P + \sum_{i \geq 1} \psi_{2,i} Q_{k,i}$$

Preglednica 8: Kombinacijski faktorji za obalne konstrukcije (ROM, 1994)

Vrsta obtežbe	$\psi_0$	$\psi_1$	$\psi_2$
Zemeljski pritiski	1,0	1,0	1,0
Hidrostatični pritisk	1,0	1,0	1,0
Spremenljiva obtežba	0,7	0,6	0,5

## 6 RAČUN V PLAXISU 2D 2011

V diplomski nalogi sem za račun obalne konstrukcije uporabila program PLAXIS 2D 2011, ki temelji na metodi končnih elementov. Gre za numerično metodo, ki upošteva popolno interakcijo med zemljino in konstrukcijo ter hkratno analiziranje napetostnega in deformacijskega stanja v temeljnih tleh in konstrukciji. Numerične metode se od standardnih računskih metod razlikujejo po tem, da dimenzije podporne konstrukcije niso rezultat izračuna, temveč jih je potrebno vnaprej definirati.

Pri definiranju modela konstrukcije sem upoštevala naslednja dejstva:

- globina morskega dna na vezu je  $-14,0$  m glede na srednji nivo vode,
- teren se nahaja  $3,15$  m nad srednjim nivojem vode,
- zaradi slabe nosilnosti temeljnih tal in zahtev, glede enakomernega posedanja pod tiri žerjavov, sem le te temeljila na pilotih,
- uporabila sem jeklene pilote, katerih prednost je prilagodljiva dolžina, enostaven transport in manipulacija ter v zadnjem času ugodna cena. Betonski piloti, zaradi težav povezanih z dolžino, težo ter s tem povezanim zabijanjem, spajanjem in manipuliranjem, niso prišli v poštev,
- zagatna stena mora segati dovolj globoko v prodat sloj, da je zagotovljeno zadostno vpetje - primarni elementi stene so zato dolgi vsaj  $30 - 35$  m,
- zadana omejitev horizontalnega pomika je  $10$  cm.

### 6.1 Pregled dela

V primerih, ki sledijo, sem postopoma oblikovala ustrezno obliko konstrukcije na podlagi horizontalnih pomikov le te. V vsakem koraku sem konstrukciji dodala in/ali spreminjala en element ter analizirala, kako le ta vpliva na deformabilnost celotne konstrukcije. Iz vsake stopnje modeliranja sem izbrala, tedaj po mojem mnenju najustreznejšo rešitev ter jo kot izhodišče privzela v naslednji. Model se je po korakih spreminjal po naslednjem zaporedju:

- Korak 0: začetni korak predstavlja izhodišče, v katerem sem model obalne konstrukcije prilagodila osnovnim zahtevam, kot so globina morskega dna, kota terena in lega pilotov pod tiri dvigal za zagotavljanje enakomernega posedanja le teh. V tem koraku sem variirala le elemente zagatne stene in sicer sem preverila 4 možne kombinacije močnejših primarnih in sekundarnih elementov,
- Korak 1: zaradi velikih horizontalnih zemeljskih pritiskov, ki se odražajo v prav tako velikih horizontalnih pomikih konstrukcije, sem betonsko ploščo spustila pod koto terena. In sicer sem globino le te spreminjala od  $3$  do  $7$  m ter opazovala vpliv na deformacije konstrukcije. Prednost take izvedbe so manjši zemeljski pritiski na steno, kar je podrobneje razloženo v poglavju 2.

Poleg tega sem preverila še dve možni obliki morske strani betonske konstrukcije in sicer obliko okvirja ter L obliko,

- Korak 2: v naslednjem koraku sem preverila možnost in vpliv sidranja obalne konstrukcije s prednapetimi geotehničnimi sidri, sidrno ploščo in natezno obremenjenimi piloti. Zaradi slabe nosilnosti temeljnih tal, globoko ležečega nosilnega sloja in tehnologije gradnje, sta se prvi dve možnosti izkazali za neuporabni, zato je podrobneje analizirana le tretja. Pri tem sem preverila dva različna načina vgradnje pilotov ter različne dolžine in raste tegnenih pilotov.
- Korak 3: v tem koraku sem tako zagatno steno kot tudi cevne pilote za njo izvedla pod naklonom. Na ta način se poveča vertikalna in zmanjša horizontalna komponenta obtežbe na elemente. Analizirala sem vpliv izvedbe elementov v naklonu ter potrebno število opornih pilotov za ustrezno redukcijo horizontalnega pomika konstrukcije,
- Korak 4: v četrtem koraku so združene ugotovitve prejšnjih treh ter natančneje podana obtežba obale in zaledja. Na podlagi novih vrednosti pomikov obale in znanja, pridobljenega v prejšnjih korakih, sem model modificirala tako, da je izpolnjeval zadane pogoje. V tem koraku sem tudi preverila vpliv cementne stabilizacije na zmanjšanje horizontalnega pomika obalne zagatne stene,
- Korak 5: obalno konstrukcijo, ki ustreza mejnemu stanju uporabnosti (MSU), sem v petem koraku preverila še na mejno stanje nosilnosti (MSN). Določila sem merodajno obtežno kombinacijo ter izvedla račun po projektnem pristopu 1 za dve kombinaciji delnih faktorjev.
- Korak 6: korak je namenjen kontroli pomikov začasne zaščite gradbene jame ter določitvi obremenitev le te,
- Korak 7: v zadnjem koraku sem določila potrebno globino sekundarnih Z profilov obalne zagatne stene.

Ker predstavlja glavni problem predvsem deformabilnost obalne konstrukcije, sem izračun sprva naredila le za MSU. Ko je konstrukcija izpolnjevala zadane pogoje, sem preverila še MSN ter model dopolnila oziroma preoblikovala tako, da so bili izpolnjeni še ti pogoji. V vseh primerih sem horizontalen pomik odčitala na vrhu konstrukcije.

## 6.2 Uporabljeni materiali

### Jeklo

Projektiranju jeklenih stavb in inženirskih objektov je namenjen Evrokod 3. Jekleni cevni piloti ter primarni in sekundarni elementi zagatne stene so izdelani iz jekla kvalitete S275.

Računske vrednosti materialnih konstant jekla:

- modul elastičnosti:  $E = 210 \cdot 10^6 \text{ kN/m}^2$ ,
- strižni modul:  $G = \frac{E}{2(1+\nu)} \approx 81 \cdot 10^6 \text{ kN/m}^2$ ,
- Poissonov količnik:  $\nu = 0,3$ ,
- specifična teža:  $\gamma = 78 \text{ kN/m}^3$ .
- napetost tečenja:  $f_y = 27,5 \text{ kN/m}^2$ ,
- natezna trdnost:  $f_u = 39,0 \text{ kN/m}^2$ .

Varnostni faktor za jeklo  $\gamma_s = 1,15$ .

### Beton

Na projektiranje stavb in gradbenih inženirskih objektov iz nearmiranega, armiranega in prednapetega betona se nanaša Evrokod 2. Po omenjenem standardu je potrebno konstrukcijo, glede na kemične in fizikalne pogoje, ki jim je izpostavljena, uvrstiti od enega iz razredov izpostavljenosti, ki so podani v preglednici 4.1. Obravnavani betonski del obalne konstrukcije se nahaja na območju plimovanja, pršenja in škropljenja oziroma je trajno potopljena, zaradi česar ga uvrščamo v razred XS3 oziroma XS2. Za ta razreda izpostavljenosti podaja standard orientacijski trdnosti razred betona C35/45.

Upoštevane so naslednje karakteristike za beton:

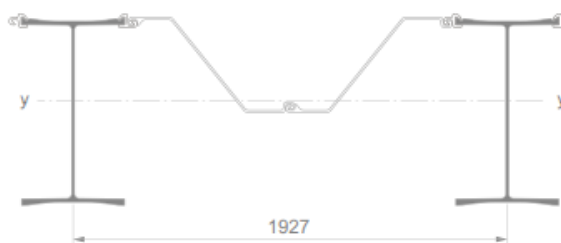
- Poissonov količnik:  $\nu = 0,2$ ,
- specifična teža:  $\gamma = 25 \text{ kN/m}^3$ .
- karakteristična tlačna trdnost :  $f_{ck} = 3,5 \text{ kN/cm}^2$ ,
- natezna trdnost betona:  $f_{cm} = 3,2 \text{ kN/cm}^2$ ,
- elastični modul 28 dni starega betona:  $E_{cm} = 3400 \text{ kN/cm}^2$ .

Varnostni faktor za beton  $\gamma_c = 1,50$ .

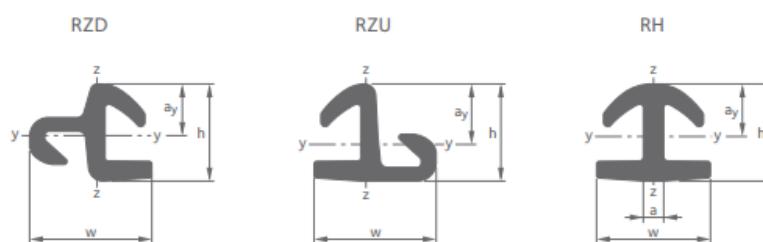
### 6.3 Korak 0 – Izhodišče

V izhodiščnem primeru sem konstrukcijo modelirala kot kombinirano zagatno steno s sistemom dveh vrst vertikalnih pilotov pod tirnicami žerjavov. Tirnice žerjavov se nahajajo na medosni razdalji 10,5 oziroma 18 m. Pod njimi sem postavila pilote.

Za steno sem izbrala kombinacijo H profilov z vmesnimi Z elementi, kot je prikazano na spodnji sliki. Odločila sem se kar za najmočnejšo možnost omenjene kombinacije, ki jo ponuja katalog proizvajalca Arcelor Mittal (2009), HZ 1180M D-12/AZ 18-700. Pri tem pomeni HZ 1180M vrsto primarnih elementov, 12 da na en primarni element odpadeta dva konektorja, AZ 18-700 pa definira sekundarne elemente.



Slika 38: Prečni prerez kombinirane zagatne stene HZM 1180M D-12/AZ 18-700 (Arcelor Mittal, 2012)



Slika 39: Konektorji za povezovanje primarnih in sekundarnih elementov kombinirane zagatne stene (Arcelor Mittal, 2012)

Sekundarne elemente zagatne stene sem skrajšala na približno 70% dolžine primarnih. Dolgi so 22 m in segajo dobrih 5 m pod morsko dno. Z profili namreč nimajo nosilne, temveč le zadrževalno in prenosno funkcijo. Primarni elementi so dolgi 32 m in segajo 5 m v prodno peščeni sloj ter slabih 16 m pod dno morja.

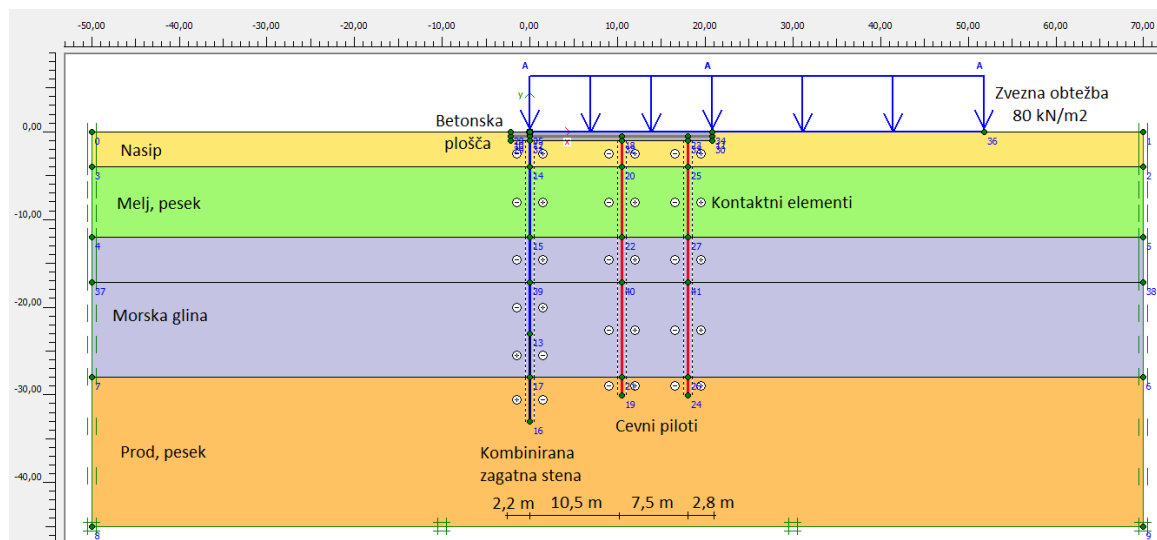
Pilote za steno sem modelirala kot votle jeklene cevi premera 813 mm in debeline 12,5 mm. Izbor pilotov je bil pogojen z dosedanjo prakso v Luki Koper. Večina objektov v Luki Koper je namreč temeljena na zabitih pilotih premera 812,8 mm, debeline 12,5 mm ter premera 508 mm z debelino 8,5

mm s konico zapolnjeno z betonom. Enaki piloti so bili uporabljeni tudi na vezu 11 in sicer večji za obalno konstrukcijo, manjši za zaledni plato. Pilote sem razporedila v rastru 5 m v vzdolžni smeri in 7,5 ter 10,5 m v prečni smeri. Dolžine pilotov sem v obeh vrstah izbrala enake, 29 m oziroma 2 m v prodnat sloj.

Natančneje bi bilo potrebno pri izbiri dolžine sekundarnih elementov stene in cevnih pilotov upoštevati določena pravila oziroma priporočila. Za sekundarne elemente namreč velja, da morajo segati vsaj do težišča obtežbe oziroma do take globine, da je preprečena notranja erozija. Dolžina cevnih pilotov pa je pogojena z zahtevano nosilnostjo le teh. Podrobnejšo analizo dolžine sekundarnih elementov sem naredila za končni primer, saj je izračun povezan z geometrijo konstrukcije, ki se spreminja. Podobno velja za jeklene cevne pilote.

Elemente stene in pilote za njo običajno povezuje AB kontinuirana dvostransko armirana plošča na montažni AB branasti konstrukciji sestavljeni iz prečnikov in vzdolžnikov (Vasič,2011). Če enako privzamem za obravnavani primer, potekajo v prečni smeri prečniki na medsebojnih razdaljah 5 m, v vzdolžni pa se nahajajo trije tirni nosilci pod tiri ter sistem sekundarnih vzdolžnikov med primarnimi. Nosilce se po montaži zalije s ploščo in tako tvori monolitno prekladno konstrukcijo na nivoju terena (Vasič,2011). Betonsko konstrukcijo sem modelira kot ploščo debeline 1 m in kvalitete C35/45, kot je zahtevano za razred izpostavljenosti XS2 in XS3. Betonska konstrukcija je dimenzij 164 m\*23 m (dve dilatacijski enoti). Gledano v prečni smeri leži zagatna stena 2,2 m v notranjosti plošče, tu se nahajajo tudi prvi tiri dvigal, plošča na koncu presega zadnji tir oziroma pilot še za 2,8 m. Lega tirov ob morski strani in previsni del plošče proti morju je prilagojen obstoječi obali veza 11. Na ta način tiri sovpadajo, obala pa je poravnana v liniji. Prav tako je odmik pogojen z minimalno zahtevano razdaljo med polerji in žerjavi, ki znaša 1,75 do 2,50 m. Lega zagatne stene pod tiri je smiselna, saj bo tu vnos sil največji. Stik med piloti ter zagatnicami in betonsko konstrukcijo sem modelirala kot togega.





Slika 40: Prečni prerez izhodiščnega model v Plaxisu 2D 2011

Program Plaxis 2D ne omogoča podajanja linijskih elementov kot so piloti, temveč le plošče, »plate«, zato sem pilote modelirala tako, da sem togost le teh delila z vzdolžno razdaljo med piloti. Prav tako program obravnava problem ravninsko, zaradi česar ni mogoče določiti lege elementov v tretji dimenziji prostora. Če na primer podam elemente pod naklonom in bodo le ti ravnini sekali druge elemente, bo Plaxis točko sečišča obravnaval kot togo vpetje in na tem mestu se bo pojavil skok v poteku notranjih sil. Rešitev bi bilo modeliranje konstrukcije v Plaxisu 3D, lahko pa natezne elemente pod naklonom modeliram kot vezi. Razlika je v tem, da na koncu dobim le osno silo v elementu. Kljub vsemu pa je pri nateznih elementih ta merodajna in momenta pravzaprav ne potrebujem.

Betonsko ploščo sem podala enako kot ostale elemente, torej ploskovne elemente, le da sem okoli elementa definirala 1 m debel sloj s karakteristikami elastičnega betona. To sem storila zato, da program na tem pasu ne upošteva dvojne teže, teže zemljine in teže betona. Linijskemu elementu sem posledično podala  $10^5$ -krat manjšo togost. Končne vrednosti notranjih sil je zato potrebno pomnožiti s  $10^5$ , da se dobi prave vrednosti.

Togost betonske plošče:

- $EA_{dejansko} = 3,4 \cdot 10^7 \text{ kN/m}$        $EI_{dejansko} = 28,3 \cdot 10^5 \text{ kNm}^2/\text{m}$ ,
- $EA_{reducirano} = 340 \text{ kN/m}$        $EI_{reducirano} = 28,3 \text{ kNm}^2/\text{m}$ .

Togosti ostalih elementov obalne konstrukcije:

- $EA_{komb. zag. stena} = 8,8 \cdot 10^6 \text{ kN/m}$        $EI_{komb. zag. stena} = 1,4 \cdot 10^6 \text{ kNm}^2/\text{m}$ ,
- $EA_{H\text{ profili}} = 6,2 \cdot 10^6 \text{ kN/m}$        $EI_{H\text{ profili}} = 1,2 \cdot 10^6 \text{ kNm}^2/\text{m}$ ,
- $EA_{cevni\ piloti} = 1,4 \cdot 10^6 \text{ kN/m}$        $EI_{cevni\ piloti} = 1,1 \cdot 10^5 \text{ kNm}^2/\text{m}$ .

Stik med zemljino in konstrukcijo sem modelirala s pomočjo posebnih kontaktnih elementov, ki omogočajo realnejše modeliranje stika in upoštevanje trenja med zemljino in konstrukcijo. Če izberem trden stik, bo program prevzel karakteristike zemljine ( $c'$ ,  $\varphi'$ ) v stiku, v nasprotnem primeru pa bo strižne karakteristike ustrezno reduciriral. Pogosto privzamemo vrednost redukcije na  $2/3$  lastnosti zemljine, torej da je  $R_{inter} \approx 0,67$ . Račun v programu poteka po naslednjih enačbah (Brinkgreve, 2011):

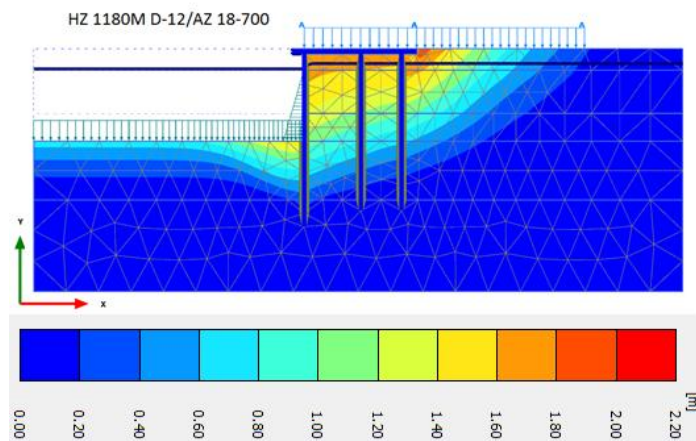
$$tg\varphi_{interface} = R_{inter} \cdot tg\varphi_{soil} \text{ in } c_{inter} = R_{inter} \cdot c_{soil}, \text{ kjer je } c_{soil} = c_{ref}.$$

Pri tem so  $\varphi_{interface}$  in  $c_{inter}$  strižni karakteristiki stika zemljina - konstrukcija,  $\varphi_{soil}$  in  $c_{soil}$  pa strižni karakteristiki zemljine.

Za obtežbo sem upoštevala kar površinsko obtežbo  $80 \text{ kN/m}^2$  na mestu obalne konstrukcije in zaledja, ostale obtežne primere sem analizirala v zadnjem primeru.

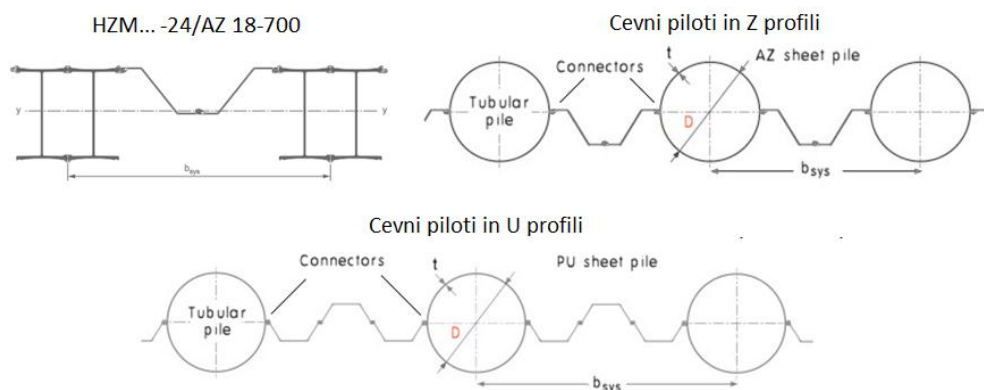
Rezultat izračuna je naslednji: konstrukcija se v horizontalni smeri pomakne za  $1,65 \text{ m}$  kar je absolutno preveč. To je bilo seveda pričakovati, saj so tla slabo nosilna, konstrukcija pa bistveno prešibka za dane pogoje. Možne rešitve so:

- izbor močnejših primarnih elementov zagatne stene,
- izbira daljših elementov,
- izvedba elementov pod naklonom,
- nižja lega betonske plošče,
- zmanjšanje razdalj med piloti,
- sidranja stene,
- ...



Slika 41: Pomik modela po nanosu obtežbe pri kombinaciji enojnega H profila in dveh Z profilov za zagatno steno

V nadaljevanju sem obstoječe elemente zagatne stene zamenjala z močnejšimi. V prvem primeru sem obdržala kombinacijo H in Z profilov, le da sem en H profil na medsebojni oddaljenosti 1,9 m zamenjal z dvema na 2,4 m, v drugem sem uporabila kombinacijo cevnih pilotov in Z profilov, v tretjem pa cevnih pilotov in U profilov.

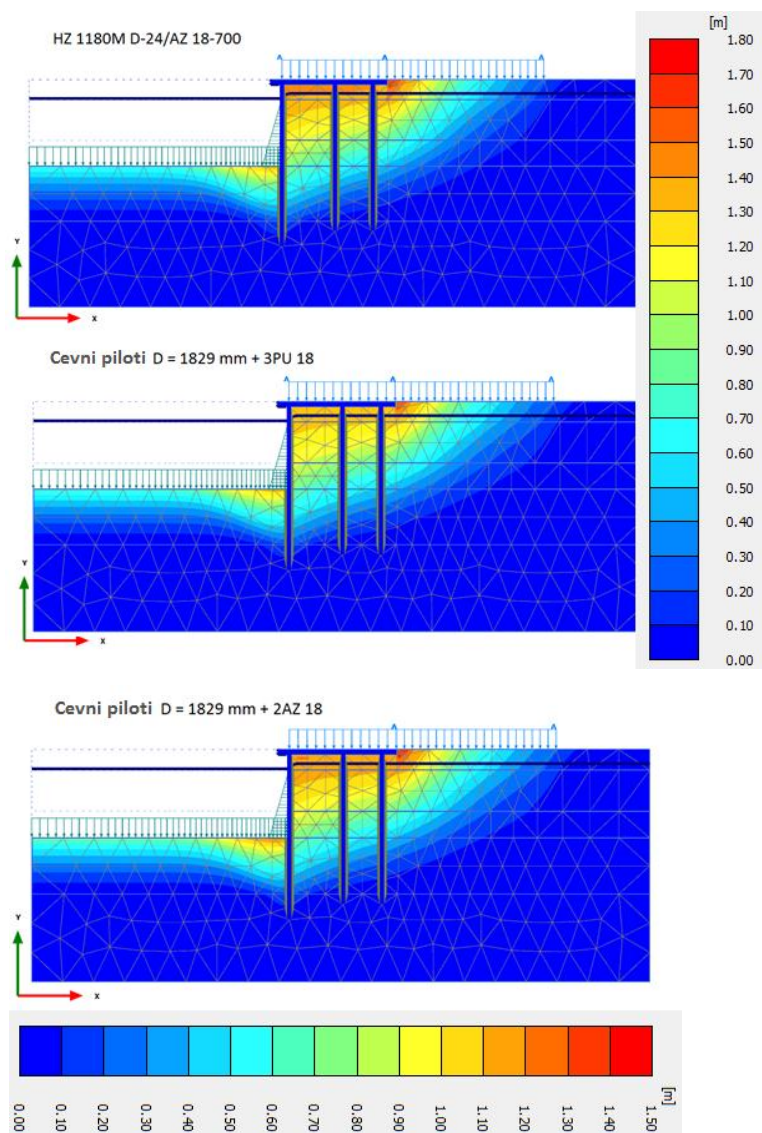


Slika 42: Prečni prerez kombinirane zagatne stene HZM ...-24/AZ 18-700 in cevni pilotov z Z oziroma U profili (Arcelor Mittal, 2012)

Preglednica 9: Horizontalen pomik konstrukcije pri različnih kombinacijah primarnih in sekundarnih elementov zagatne stene

Primer	Kombinirana zagatna stena	$EA$ [kN/m]	$EI$ [kNm <sup>2</sup> /m]	$u_x$ [m]
<b>0.0</b>	<i>Kombinacija I in Z profilov</i>			
	HZ 1180M D-12/AZ 18-700	$8,8 \cdot 10^6$	$1,4 \cdot 10^6$	1,65
<b>0.1</b>	HZ 1180M D-24/AZ 18-700	$12,4 \cdot 10^6$	$2,2 \cdot 10^6$	1,41
<b>0.2</b>	<i>Kombinacija cevni pilotov in U ter Z profilov</i>			
	Cevni piloti $D = 1829$ mm in $t = 22$ mm + 3 PU 18	$10,3 \cdot 10^6$	$2,9 \cdot 10^6$	1,28
<b>0.3</b>	Cevni piloti $D = 1829$ mm in $t = 22$ mm + 2 AZ 18	$9,6 \cdot 10^6$	$3,4 \cdot 10^6$	1,19

Opazim, da močnejše zagatnice sicer pomenijo manjše pomike, kljub vsemu pa ti ostajajo še zelo veliki in nadaljnje povečevanje togosti profilov ni smiselno. Ukrep je kvečjemu možno uporabiti v kombinaciji še z drugimi izboljšavami, ki sledijo v nadaljevanju. V naslednji korak sem prenesla uporabo primera 0.1, torej HZ 1180M D-24/AZ 18-700. Pomiki pri kombinaciji s cevni piloti so sicer manjši, vendar so dimenzije le teh zelo velike (skoraj 2·višina H profilov), kar pomeni velik strošek in večje težave z manevriranjem ter vgradnjo.



Slika 43: Pomiki modela pri različnih kombinacijah primarnih in sekundarnih elementov zagatne stene

#### 6.4 Korak 1 – Razbremenilna ploščad

V naslednjem koraku sem obalni konstrukciji dodala razbremenilno ploščad oziroma betonsko ploščo spustila pod koto terena. Ploščad je namreč enaka betonska konstrukcija kot prej, le da leži globlje pod terenom. Sprva sem jo spustila 3 m pod vrh terena, nato pa ponovila izračun še za različne lege. Betonska konstrukcija ima lahko tudi različne oblike. Modelirala sem 2 različna primera. Sprva je bila to oblika okvirja, nato pa še L oblika. Desna stran okvirja poteka pod tiri in prenaša silo žerjavov v zagatno steno, hkrati pa je s škatlasto obliko zagotovljen potreben odmik od roba obale in zmanjšanje teže zemljine nad steno. Izbrane dimenzije betonske konstrukcije so sledeče: plošča je debela 1 m in dolga 23 m, desna stran okvirja je prav tako debela 1 m in visoka 3 m (gledano od osi elementov), leva je lahko tanjša zato sem izbrala debelino 0,7 m, višina je enaka desni strani, zgornji del okvirja pa prevzema vlek in pritisk ladij zato je tudi debeline 1 m, širina je 1,85 m. Širino okvirja lahko

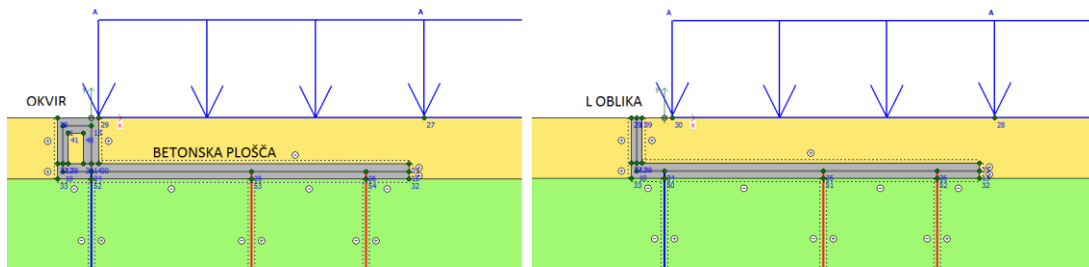
spreminjamo. Širši kot je, večja je redukcija vertikalne obtežbe zaradi lastne teže zemljine. Tudi tokrat sem betonskim elementom togost reducirala z vrednostjo  $10^5$  ter okoli podala sloj s karakteristikami elastičnega betona:

Betonska plošča, desni in zgornji del okvirja:

- $EA_{dejansko} = 3,4 \cdot 10^7$  kN/m       $EI_{dejansko} = 28,3 \cdot 10^5$  kN/m,
- $EA_{reducirano} = 340$  kN/m       $EI_{reducirano} = 28,3$  kN/m.

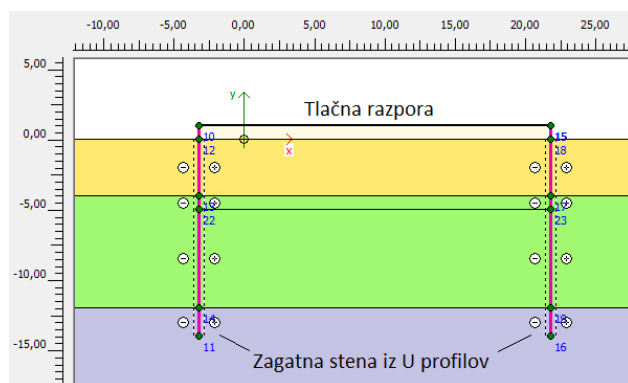
Levi del okvirja v prvem primeru in konzolni del v drugem primeru:

- $EA_{dejansko} = 2,4 \cdot 10^7$  kN/m       $EI_{dejansko} = 9,7 \cdot 10^5$  kN/m,
- $EA_{reducirano} = 240$  kN/m       $EI_{reducirano} = 9,7$  kN/m.



Slika 44: Prečni prezek skozi različni obliki betonske konstrukcije

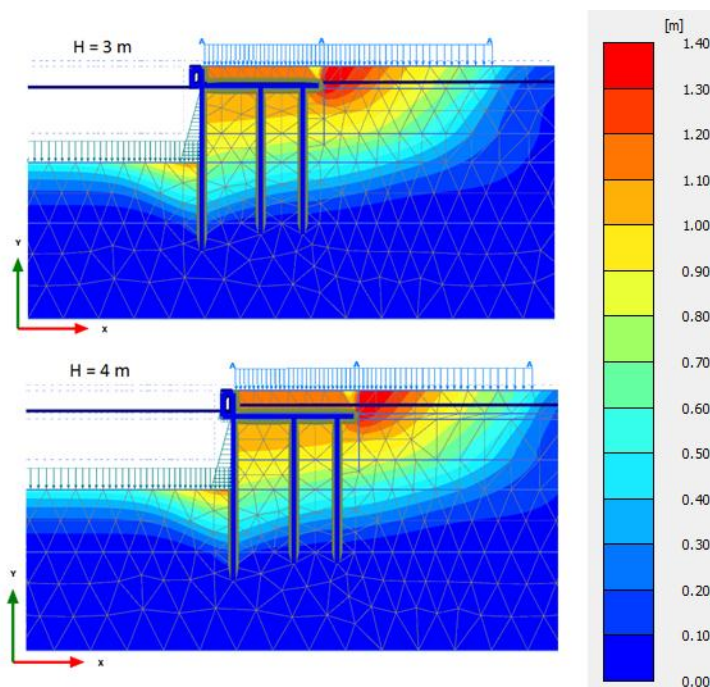
V primeru gradnje z razbremenilno ploščadjo je potrebno predvideti tudi začasno varovanje gradbene jame in črpanje vode iz nje. Ker v tej fazi geometrija obalne konstrukcija še ni dokončno določena, sem za začasno zaščito gradbene jame uporabila zagatno steno iz U profilov (AU 25), dolžine 15 m in je nisem podrobneje obravnavala ali optimizirala. To sem storila na koncu, ko je bila obalna konstrukcija večinoma določena. Obe strani začasne zaščite gradbene jame sem povezala s tlačno razporo, da sem zmanjšala pomike na vrhu sten. Za tlačno razporo sem uporabila kar cevne pilote premera 508 mm in debeline 8,5 mm, podobni tistim, ki se Luki Koper običajno uporabljajo za temeljenje zalednega platoja. Razporo sem namestila na vrh zagatnic, to je 1 m nad terenom, da je omogočena gradnja betonskega dela konstrukcije. V vzdolžni smeri je razmik med razporami 10 m, potrebna dolžina cevi pa znaša 25 m.



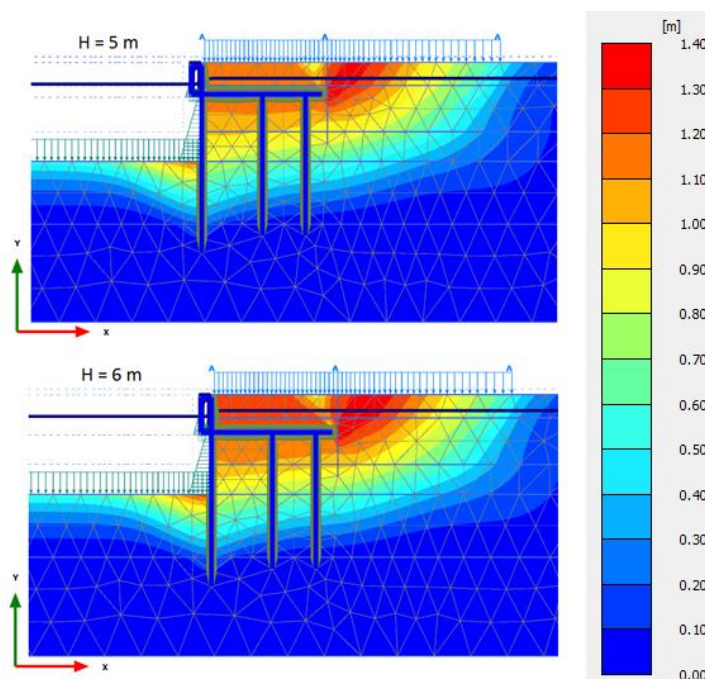
Slika 45: Začasna zaščita gradbene jame

Obalno zagatno steno sem izvedla kot kombinacijo H in Z profilov (HZ 1180M D-24/AZ 18-700) s karakteristikami podanimi v Koraku 0. Elementi stene so zaradi nižje lege betonske konstrukcije 3 m krajši. Primarni so zato dolgi 30 m, sekundarni pa 20 m. Podobno so tudi cevni piloti krajši za 3 m.

Upoštevana obtežba je  $80 \text{ kN/m}^2$  na obalnem in zalednem delu konstrukcije.



Slika 46: Pomiki modela pri legi razbremenilne ploščadi na globini 3 in 4 m



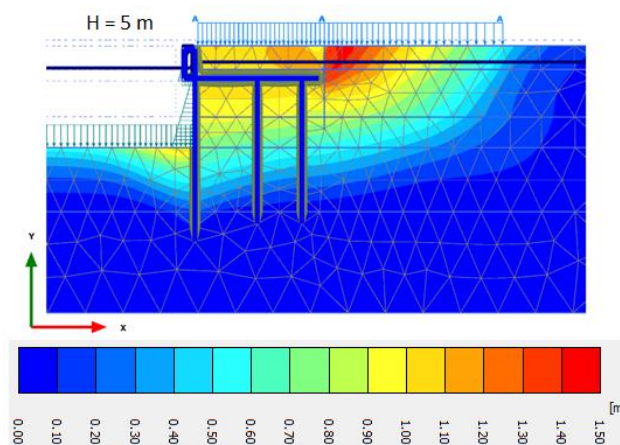
Slika 47: Pomiki modela pri legi razbremenilne ploščadi na globini 5 in 6 m

Preglednica 10: Horizontalen pomik konstrukcije pri različnih globinah betonske ploščadi

Primer	Globina plošče [m]	$u_x$ [m]
<b>0.1</b>	0	1,41
<b>1.1</b>	3	1,12
<b>1.2</b>	4	1,13
<b>1.3</b>	5	1,18
<b>1.4</b>	6	1,14
<b>1.5</b>	7	1,11

Rezultati izračunov so podani v zgornji tabeli. Teoretično se z nižanjem razbremenilne ploščadi manjšajo horizontalni pritiski zemljine na steno in posledično tudi horizontalen pomik le te. To seveda drži, vendar so tu še robni pogoji, ki imajo prav tako velik vpliv. Kot je lepo razvidno iz tabele, horizontalen pomik stene na globini 3 m, ko se nahaja blizu dna nasipa, približno ustreza pomiku stene v meljno peščenem sloju na globini 7 m. Razlog je v strižnih karakteristikah stika, kontaktnih elementov, med zemljino in konstrukcijo. Le te imajo vrednost  $2/3$  vrednosti strižnih karakteristik zemljine. Strižni kot nasipa je  $38^\circ$ , meljno peščenega pa le  $24^\circ$ , zaradi česar je trenje med zemljino in konstrukcijo v prvem primeru večje in posledično tudi odpor konstrukcije na pritisk zaledne zemljine. Iz tega sledi, da poglobljanje ploščadi ni smiselno, temveč je bolje le to spustiti do največ globine treh ali štirih metrov, da se konstrukcija še vedno nahaja v nasipnem delu, kjer se pomiki razlikujejo za pet milimetrov. Globlja betonska konstrukcija sicer pomeni krajše elemente globokega temeljenja, vendar je potrebno pri tem upoštevati tudi stroške odkopa, zasipa in odvoza materiala ter navsezadnje varovanja globlje gradbene jame, ki je večji od privarčevanega denarja na materialu. Možna bi bila le

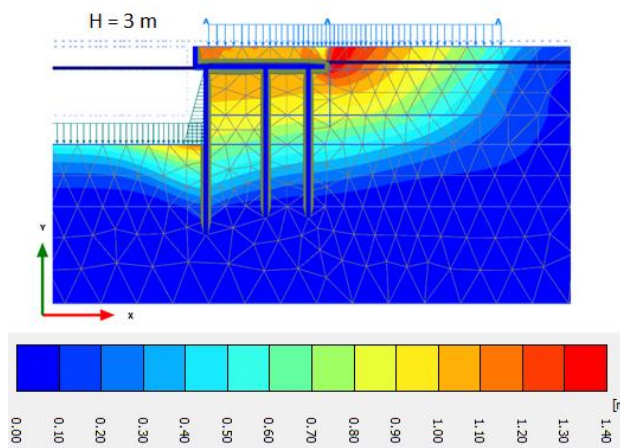
uporaba nižje ležeče ploščadi v kombinaciji z zamenjavo odkopanega melja z boljšim nasipnim materialom, ki bi ga pridobili z izkopom le tega pred steno. Če to naredim na primer za lego plošče 5 m pod terenom, dobim horizontalni pomik velikosti 1,08 m, kar je 9 cm manj od prvotnega izračuna in tudi manj od pomika pri globini 3 m. Rešitev je primerna, ko želimo dodatno zmanjšati pomike, kot tudi, ko želimo izvesti zagatno steno pod naklonom, ki ga narekuje preprečitev stika med ladjami na privezu in steno, in je globina betonske konstrukcije pomembna.



Slika 48: Pomiki obalne konstrukcije v primeru zamenjave izkopanega melja z nasipnim materialom pri globini plošče 5 m pod terenom

Če primerjam ta rezultat s tistim z betonsko ploščo na koti terena vidim, da je zmanjšanje pomika veliko, za dobrih 20 %, zato je poglobitev plošče smiselna in upravičena.

Nato sem obliko betonske konstrukcije spremenila v obliko črke L. Plošča je na globini 3 m in ima debelino 1 m, medtem ko je konzolni del visok 3 m in širok 0,7 m.



Slika 49: Pomik modela in konstrukcije pri L obliki betonske konstrukcije na globini 3 m



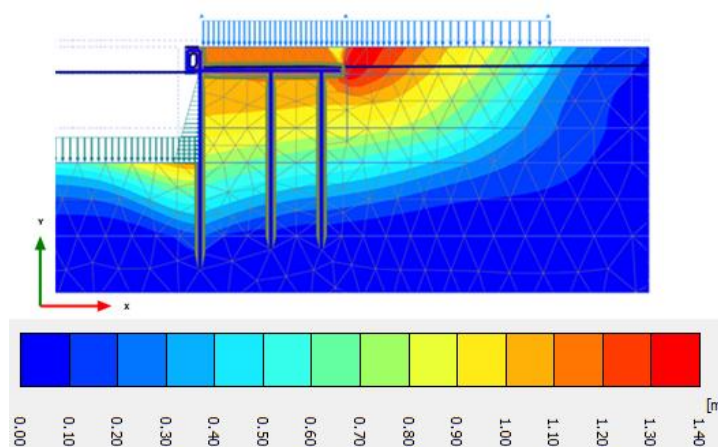
Preglednica 11: Horizontalen pomik konstrukcije pri različnih oblikah betonske konstrukcije

Primer	Oblika konstrukcije	Globina plošče [m]	$u_x$ [m]
1.1	okvir	3	1,12
1.6	L oblika	3	1,11

Pomika sta v obeh primerih praktično enaka, razlikujeta se za centimeter. V tem primeru bi bilo torej bolje uporabiti L obliko, saj tako privarčujem na betonu in delu. Po drugi strani pa je uporaba okvirja tudi smiselna, saj omogoča direkten prenos obtežbe dvigal na steno in manjše posedke tirov. Poleg tega je levi del okvirja namenjen pritrditvi odbojnikov, zgornji namestitvi polderjev ter vodenju kablov ob tirih in podobno. Zato sem se odločila za uporabo okvirja.

## 6.5 Korak 2 – Sidranje obalne konstrukcije

V naslednjem koraku sem konstrukcijo, zaradi velikih horizontalnih pritiskov, ki se odražajo v še vedno velikih horizontalnih pomikih, sidrala. Sidranje z geotehničnimi sidri ne pride v poštev, zaradi slabe nosilnosti sloja gline in globoko ležečega boljšega, prodno peščenega sloja, ki zahtevata velike dolžine sider. Za zagotavljanje globalne stabilnosti mora namreč vezni del sidra segati izven območja vsake možne porušnice, saj na tem območju sidro ne nosi. Območje zdrsa sem določila na podlagi izračuna konstrukcije brez sidranja. Na spodnji sliki je to prikazano za že prej definiran primer z betonsko konstrukcijo škatlaste oblike in z razbremenilno ploščadjo na globini treh metrov, ki sem ga vzela za izhodišče.



Slika 50: Porušni mehanizem modela s konstrukcijo z razbremenilno ploščadjo na globini 3 m pri globalni varnosti 1,59

Prosti del sidra mora segati približno do globine 28 m. Če izvedem na primer sidra v naklonu 1:1, torej pod kotom 45°, mora biti prosti del dolg slabih 35 m. Do enakih dolžin lahko pridem tudi z drugačnim razmislekom. Zaradi slabe nosilnosti glinenega sloja, mora vezni del sidra segati v zaglinjen prod, ki

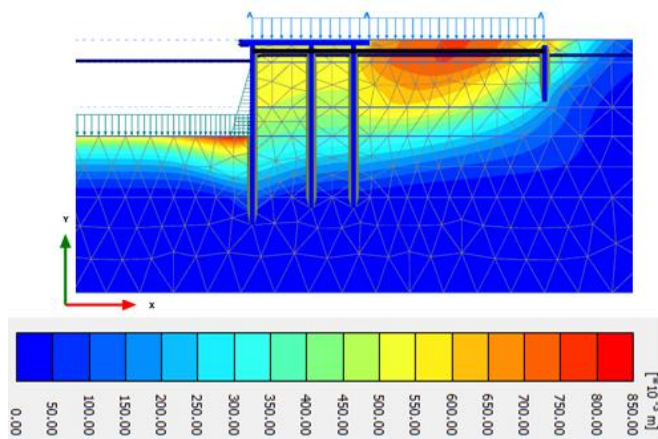
se nahaja ravno na globini 28 m. Sidra običajno izvajamo v naklonu 15-25° glede na vertikalno os konstrukcije, kar pomeni, da do prodnega sloja sploh ne bi segli oziroma je ta zelo daleč. V takem primeru, bi bil naklon sider vsekakor večji, vendar bi prispeva predvsem k osni sili stene, medtem ko bi bila horizontalna komponenta manjša. Zato lahko zaključim, da sidra takih dolžin niso smiselna, tako iz ekonomskega vidika, kot tudi s strani izvedbe.

Druga možnost je sidranje s sidrno ploščo. Tu sem naletela na podobno težavo. Za doseganje zelenega učinka mora ta segati izven območja večjih pomikov konstrukcije brez sidranja. Pred opustitvijo te možnosti sem vseeno naredila dva različna modela. V prvem primeru sem sidranje izvedla na primeru brez razbremenilne ploščadi, torej za primer 1 koraka 0, sledil je primer z razbremenilno ploščadjo, ki sem ga kot izhodišče izbrala v prejšnjem koraku. Možnost brez razbremenilne ploščadi sem preverila zato, da ne bi bil potreben izkop tako dolge in globoke gradbene jame, kot bo vidno v drugem primeru.

Prva možnost je bila torej nadgradnja modela, uporabljenega v začetnem koraku. Porušnica sega približno do konca zaledne površine, to je območja zaledne obtežbe. Sidrna stena se mora zato nahajati dobrih 50 m za zagatno steno. Sidrala sem zgornji del stene na globini 2 m, kar je en meter pod dnom betonske ploščadi in hkrati še vedno nad gladino vode, zaradi lažje izvedbe. Sidrno steno sestavljajo Z profili (AZ 18-700), kakršni so, kot sekundarni elementi, vgrajeni tudi v obalno konstrukcijo. Dolžina zagatnic sidrne stene je 7 m, z obalno podporno steno pa so povezane preko nateznih vezi polnega okroglega prereza premera 10 cm na vsakih 2,4 m, kolikor znaša razdalja med primarnimi elementi stene.

Preglednica 12: Horizontalen pomik konstrukcije v primeru sidranja s sidrno ploščo

Primer	Opis	$u_x$ [m]
0.1	Brez sidranja	1,41
2.1	Sidrana obalna zagatna stena	0,53



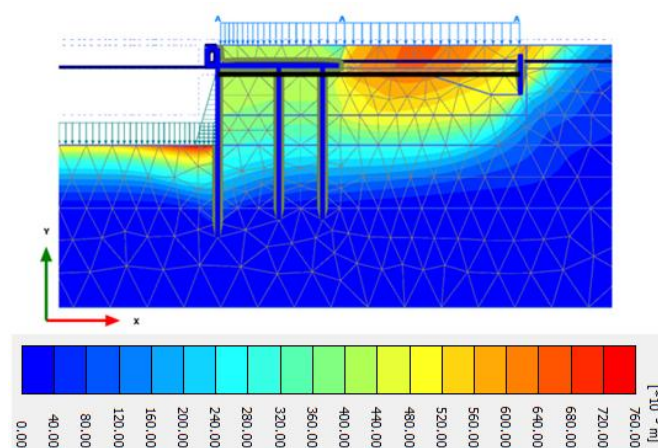
Slika 51: Pomiki modela v primeru sidranja stene s sidrno ploščo

Pomiki se v primeru sidranja s sidrno ploščo bistveno zmanjšajo. Razlog je v pasivnem odporu pred sidrno ploščo, ki dodatno prispeva k odporu obalne konstrukcije zoper pritiskom zaledne zemljine. Če izberem močnejše zagatnice in tako povečam togost plošče, ostanejo pomiki praktično enaki. Razlog je v odsotnosti nekega nosilnega sloja, v katerega bi bila sidrna plošča vpeta, zato togost plošče bistveno ne vpliva na velikost pomikov. Večji odpor bi lahko dosegla le z daljšo sidrno ploščo, zato sem preverila še to možnost. Če sidrno ploščo podaljšam za 3 m, se sicer nekoliko poveča pasivni odpor pred njo, vendar se maksimalen horizontalen pomik zmanjša le za centimeter. Z poglobljanjem sidrne plošče se namreč zmanjša le pomik ob njenem dnu, medtem ko na vrhu, kjer se nahaja povezava s podporno steno obale, ostajajo približno enaki. Večji učinek bi s sidrno ploščo dosegla, če bi povezava preko nateznih vezi potekala iz njene sredine, ne pa vrha. V tem primeru to ni možno, saj se nahaja blizu površja, sem pa ta način izvedbe upoštevala v naslednjem primeru.

Preglednica 13: Horizontalen pomik konstrukcije pri močnejši in daljši sidrni steni

Primer	Opis	$u_x$ [m]
2.1	Konstrukcija sidrana s sidrno steno iz Z profilov AZ 18-700 dolžine 3 m	0,53
2.2	Konstrukcija sidrana s sidrno steno iz Z profilov AZ 37-700 dolžine 3 m	0,53
2.3	Sidrana podpora stena iz Z profilov AZ 18-700 dolžine 7 m	0,52

Nato sem preverila še možnost hkratne uporabe razbremenilne ploščadi na globini 3 m in sidranja s sidrno ploščo. Natezna vez se v tem primeru nahaja na globini 5 m, medtem ko ostajajo uporabljeni elementi in njihove dolžine enaki.



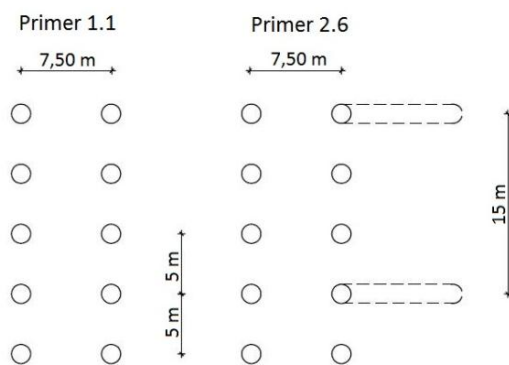
Slika 52: Pomiki modela pri uporabi razbremenilne ploščadi na globini 3 m in sidranja s sidrno ploščo iz Z profilov AZ 18-700 dolžine 3 m

Preglednica 14: Horizontalen pomik konstrukcije pri uporabi razbremenilne ploščadi in sidranja s sidrno ploščo

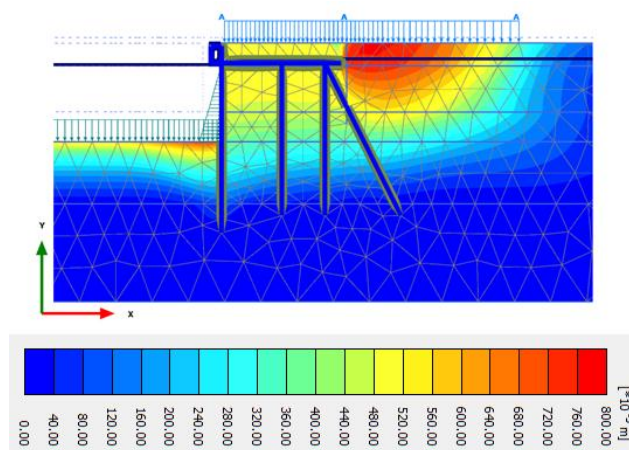
Primer	Opis obalne konstrukcije	$u_x$ [m]
0.1	Brez razbremenilne ploščadi in sidranja	1,41
2.1	Sidrana obalna zagatna stena brez razbremenilne ploščadi	0,53
2.5	Uporaba razbremenilne ploščadi in sidranja	0,41

Pomiki so v tem primeru še 12 cm manjši od predhodnega primera in kar meter manjši od primera brez razbremenilne ploščadi in sidranja. Iz rezultatov pa je razvidno, da k zmanjšanju pomikov več prispeva sidranje kot razbremenilna ploščad. Vendar izvedba sidranje v kombinaciji globlje ležeče betonske konstrukcije zahteva izkop okoli 55 m široke in 5 m globoke gradbene jame, kar pomeni okoli 45.000 m<sup>3</sup> izkopa. Izkop in dolžino vezi bi sicer lahko nekoliko zmanjšala z izvedbo jeklene vezi s konca betonske plošče in ne od zagatne stene, vendar ne veliko. Prav tako je potrebno razmisliti o zaščiti take gradbene jame. Ker konzolna stena, zaradi slabe nosilnosti tal, ne pride v poštev, je potrebna razpora med stranema jame. Tlačna razpora pa bi bila v tem primeru daljša od 55 m, kar je nesmiselno. Najverjetneje bi bilo potrebno izvesti vsaj vmesno podpiranje le te ali pa najti kakšno drugo rešitev. Seveda je tu tudi vprašanje o dobavi in manipulaciji tako velikih elementov. Rešitev je uporabnejša v primerih, ko izvedba obale poteka tako, da se zgradi podporna stena in se nato v fazah zasipava zaledje za njo ali ko ni predvidena globlja lega betonske plošče. Zato sta rešitvi z geotehničnimi sidri in sidrno ploščo, v primeru takega načina gradnje, primernejši za boljša tla oziroma za konstrukcije manjših višin.

Sidranje sem zato izvedla z nateznimi piloti, ki horizontalne sile prevzamejo s pomočjo trenja po površini elementov. Uporabila sem jeklene cevne pilote premera 813 mm in debeline 12,5 mm. Jeklene cevne pilote sem postavila pod zunanji tir, da je preprečen morebiten stik z ostalimi, vertikalnimi piloti zaradi nenatančnosti izvedbe ter da ni potrebno le teh modelirati kot sidra, zaradi nezmožnosti prostorskega razporejanja elementov v programu. Varovanje gradbene jame je v tem primeru izvedeno tako, da se zagatnice na območju tegnjjenih pilotov prekinejo oziroma skrajšajo. Pilete v vzdolžni smeri sem sprva razporedila na medsebojni oddaljenosti 15 m ter jih modelirala v naklonu 2:1. Različni nakloni so obravnavani v tretjem koraku. Gledano v vzdolžni smeri je torej vsak tretji pilot poševen, vmes pa se nahajata po dva vertikalna pilota. Dolžina poševnih pilotov je 29,6 m, in segajo enako globoko kot vertikalni, 2 m v prodnat sloj.



Slika 53: Tloris razporeditve pilotov: levo - vsi piloti vertikalni, desno – vsak tretji pilot zadnje vrste v naklonu 2:1



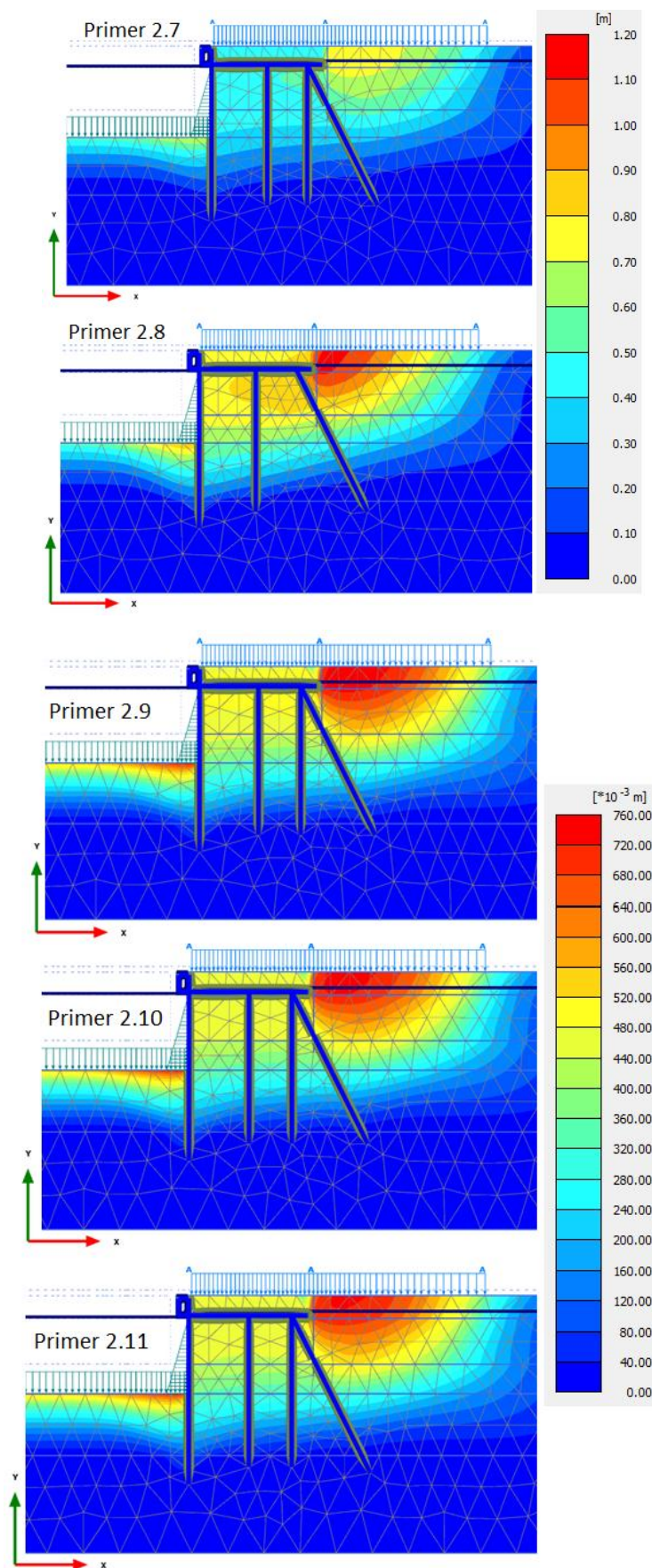
Slika 54: Pomiki modela pri uporabi pilotov v nategu na vsakem tretjem mestu zadnje vrste

Preglednica 15: Horizontalen pomik konstrukcije pri uporabi pilotov v nategu

Primer	Opis	Razmik med piloti		Horizontalen pomik
		Vertikalni [m]	Poševni [m]	$u_x$ [m]
1.1	Vsi piloti vertikalni	5	0	1,12
2.6	Vsak tretji pilot zadnje vrste v naklonu 2:1	7,5	15	0,50

Pomik se z vgradnjo poševnih, natezno obremenjenih pilotov zmanjša za več kot polovico. V nadaljevanju sem spreminjala raster poševnih in vertikalnih pilotov:

- v sedmem primeru sem poševen pilot postavila na vsako drugo mesto,
- v osmem primeru so vsi piloti v zadnji vrsti poševni,
- deveti in deseti primer sta podobna šestemu in sedmemu, le da so na mestih poševnih pilotov hkrati tudi vertikalni, ki potekajo na medsebojni oddaljenosti 5 m,
- v enajstem primeru je v zadnji vrsti narejena kombinacija poševnega in vertikalnega pilota v rastru 5 m.



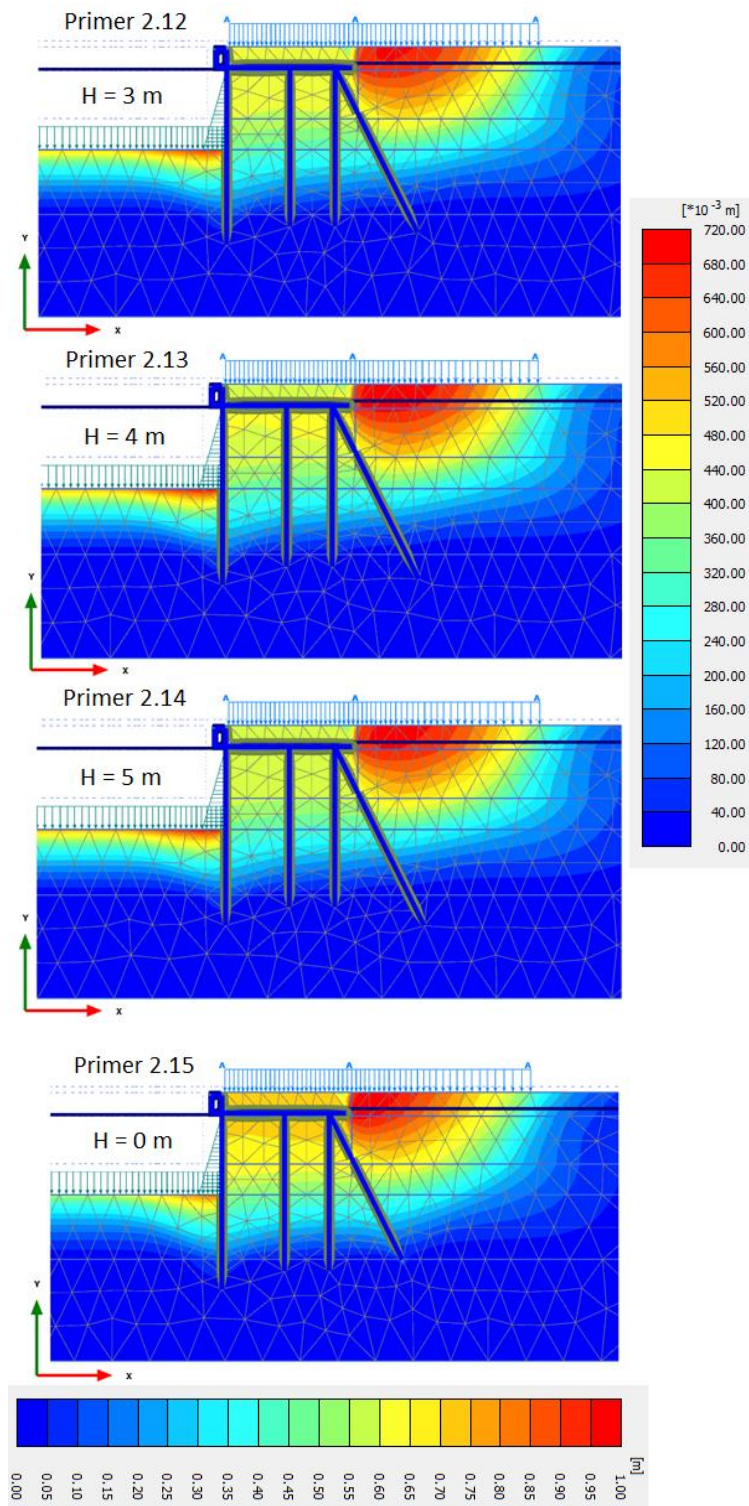
Slika 55: Pomik modela pri različnih rastrih vertikalnih in poševnih pilotov

Preglednica 16: Horizontalen pomik konstrukcije pri različnih rastrih vertikalnih in poševnih pilotov

Primer	Opis	Razmik med piloti [m]		Hor. pomik [m]
		Vertikalni	Poševni	$u_x$
2.6	Vsak tretji pilot zadnje vrste v naklonu 2:1, na mestu poševnih ni vertikalnih pilotov	7,5	15	0,50
2.7	Vsak drugi pilot zadnje vrste v naklonu 2:1, na mestu poševnih ni vertikalnih pilotov	10	10	0,49
2.8	Vsi piloti zadnje vrste v naklonu 2:1, brez vertikalnih	/	5	0,79
2.9	Primer 2.6 z dodanimi vertikalnimi piloti na mestih poševnih	5	15	0,49
2.10	Primer 2.7 z dodanimi vertikalnimi piloti na mestih poševnih	5	10	0,47
2.11	V zadnji vrsti povsod kombinacija poševnega in vertikalnega pilota	5	5	0,45

Iz rezultatov lahko potegnem naslednje zaključke: gostejši raster poševnih pilotov sicer zmanjšuje horizontalne pomike, vendar pri teh velikostnih redih pomikov minimalno. Uporaba samo tegnenih pilotov v zadnji liniji prav tako ni smiselna, saj ne prevzamejo vertikalne obtežbe, zaradi česar so pomiki ponovno večji. Gostejši raster tegnenih pilotov lahko pride v poštev kasneje, ko bo vsak centimeter pomemben. V tej fazi sem se zadovoljila z rezultatom in modelom konstrukcije primera 6.

Ker piloti v nategu nosijo preko trenja ob plašču pilota, je le te smiselno podaljšati, da segajo globlje v prodnat sloj z večji strižni kot. Spodaj so podani rezultati za različne globine natezno obremenjenih pilotov. V dvanajstem primeru segajo piloti tri metre v prodnat sloj, v štirinajstem 5 m, petnajsti primer pa podaja rezultate za primer, ko piloti ne sežejo do proda.



Slika 56: Pomiki modela pri različnih globinah natežno obremenjenih pilotov v produ



Preglednica 17: Horizontalen pomik konstrukcije pri različnih dolžinah natezno obremenjenih pilotov

Primer	Dolžina pilotov v produ [m]	$u_x$ [m]
<b>2.6</b>	2	0,50
<b>2.12</b>	3	0,45
<b>2.13</b>	4	0,44
<b>2.14</b>	5	0,43
<b>2.15</b>	0	0,72

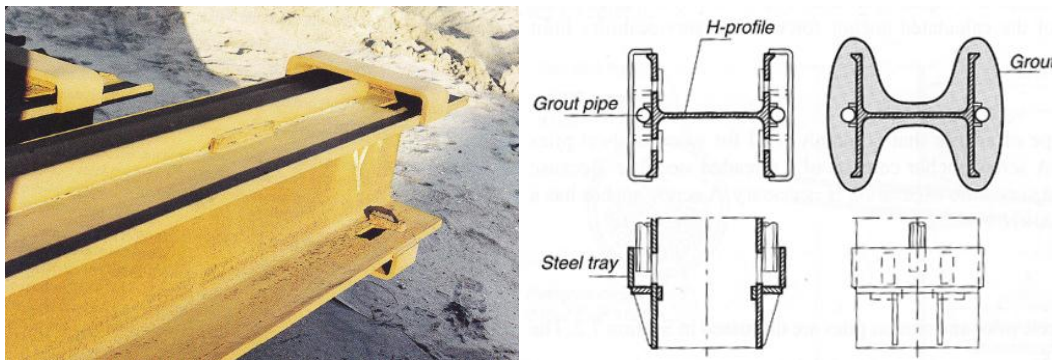
Z večanjem globine pilotov dosežem največji učinek, če le te poglobim za en meter. Pomik se tedaj zmanjša za 5 cm. Vsako nadaljnje poglobljanje prinaša le centimeter oziroma dva manjše pomike na meter dolžine. Razlog je v podajnosti pilotov v gornjih slojih, zaradi česar daljši piloti bistveno ne prispevajo k zmanjšanju pomikov, povečuje se le nosilnost pilotov. Kot zadnji primer je prikazan pomik v primeru, ko poševni piloti segajo do prodnatega sloja in ne vanj. Pomiki so v tem primeru bistveno večji, kljub vsemu pa 40 cm manjši kot v primeru brez tegnenih pilotov.

Zagatna stena se torej lahko sidra tudi z natezno obremenjenimi piloti. V predhodnem primeru sem uporabila jeklene cevne pilote, obstajajo pa še druge možnosti. Tegneni piloti so namreč lahko tudi polni profili, H profili ali t.i. MV-piloti. Odločila sem se, da preverim še slednje.

MV piloti ali Müller-Verfahren piloti so bili razviti v Nemčiji za potrebe gradnje obalne konstrukcije v Maasvlakteju, pristanišču in industrijskem območju v bližini Rotterdamu na Nizozemskem. Gre za jeklene H profile, ki imajo vzdolž pasnic po celotni dolžini pritrjene jeklene cevi za vbrizgavanje injekcijske mase. Blizu mesta pritrditve, na koncu jeklene cevi, so dodatno izdelane luknje v pasnicah profilov. Med vgradnjo pilotov se sproti injektira masa, ki objame celoten profil. Trdnost in nosilnost tako izvedenih pilotov je visoka, medtem ko je odpornost na torzijo omejena. Injektiranje med vgradnjo ne le povečuje nosilnosti, temveč hkrati zmanjšuje odpor ob plašču med zabijanjem pilotov (CUR, 2005). V spodnji preglednici je podana nosilnost ob plašču različnih pilotov. Upoštevana je vgradnja pilotov v peščeni sloj do globine 15 m. Iz tabele je razvidno, da je natezna nosilnost zainjektiranih profilov bistveno večja kot v ostalih dveh primerih. Zanimiva je predvsem primerjava zadnjih dveh rezultatov. Če uporabimo samo H profile HP 360x152, dobimo skoraj 4-krat manjšo nosilnost po plašču, kot v primeru, ko enake profile objamemo še z injekcijsko maso.

Preglednica 18: Nosilnost ob plašču pilota za različne oblike in načine vgradnje pilotov (CUR, 2005: str. 355)

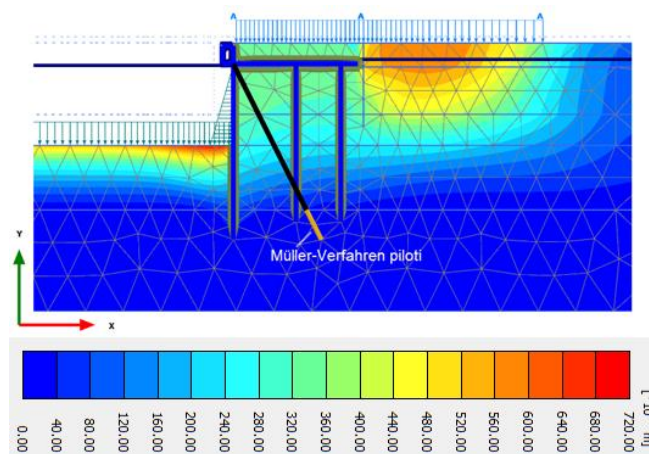
Profil	Cevni pilot $\Phi$ 601/12,5	HP 360x152	MV pilot (HP 360x152)
Teža [kg/m]	185	109	152
Obseg [m]	1,95	1,43	1,86
<b><math>F_{s,max}</math> [kN]</b>	<b>3071</b>	<b>1287</b>	<b>5022</b>



Slika 57: Müller-Verfahren piloti (CUR, 2005, str.354)

Vgradnja natezno obremenjenih pilotov je zahtevnejša od vgradnje pilotov v tlaku, saj so potrebne globine penetracije v bolj nosilni sloj večje.

MV pilote sem v Plaxisu modelirala kot sidra. Na ta način sem se izognila sečiščem z vertikalnimi piloti, hkrati pa sem lahko s podajanjem veznega dela sidra realneje modelirala zainjektirane pilote. Izbrala sem H profile HP 360x152 z osno togostjo  $EA = 4,07 \cdot 10^6$  kN. Kot izhodišče sem ponovno vzela model z razbremenilno ploščadjo na globini 3 m. Pilote sem izvedla pod naklonom 2:1 na medsebojni oddaljenosti 5 m. Prosti del sem podala do prodnatega sloja, od tod naprej pa sem definirala vezni del, ki sega do globine 33 m in je torej dolg 5,6 m.



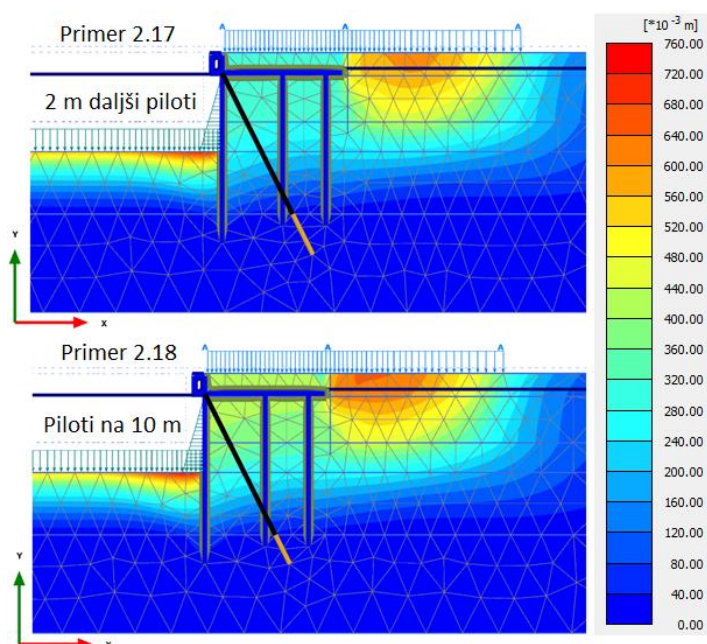
Slika 58: Pomiki modela pri uporabi razbremenilne ploščadi na globini 3 m in Müller-Verfahren pilotov v naklonu 2:1

Preglednica 19: Horizontalen pomik konstrukcije pri različnih izvedbah natezno obremenjenih pilotov

Primer	Opis	$u_x$ [m]
1.1	Razbremenilna ploščad na globini 3 m brez sidranja	1,12
2.11	Sidranje z jeklenimi cevni piloti kot nateznimi elementi	0,45
2.16	Sidranje z MV piloti	0,33

V zgornji razpredelnici so podani maksimalni horizontalni pomiki konstrukcije za primer brez in s sidranjem. Natezne sile sprva prevzamejo jekleni cevni piloti na medsebojni oddaljenosti 5 m, nato pa MV piloti na enaki oddaljenosti. Pomiki se pri uporabi MV pilotov precej zmanjšajo in padejo na vrednost 33 cm, kar je skoraj tretjina manj kot pri uporabi navadnih pilotov.

Na koncu sem preverila še velikost pomikov, če vezni del sidra podaljšam za dva metra oziroma izvedem pilote na medsebojni oddaljenosti 10 m.



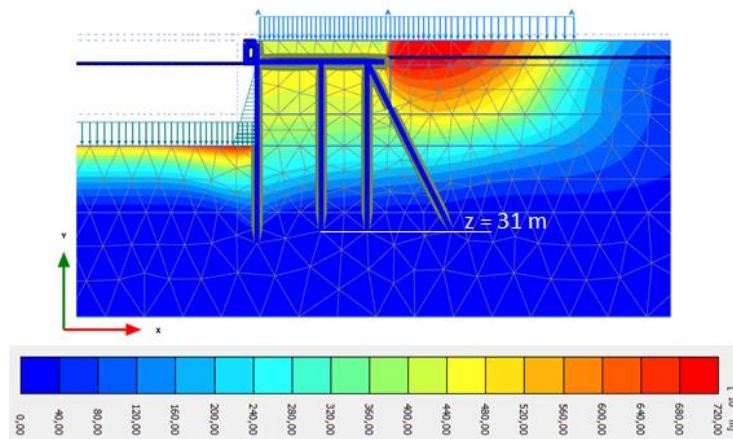
Slika 59: Pomiki modela v primeru podaljšanja in redkejšega rastra MV pilotov

Preglednica 20: Horizontalen pomik konstrukcije z razbremenilno ploščadjo na globini 3 m pri različnih rastrih in globinah nateznih elementov

Primer	Opis sidranja konstrukcije	$u_x$ [m]
2.10	Jekleni cevni piloti na oddaljenosti 10m	0,47
2.11	Jekleni cevni piloti na oddaljenosti 5m	0,45
2.16	MV piloti na oddaljenosti 5 m	0,33
2.17	MV piloti na oddaljenosti 5 m, 2 m daljši	0,30
2.18	MV piloti na oddaljenosti 10 m	0,41

Če vzamem raster MV pilotov enkrat večji, je redukcija v pomikih precej manjša, kar je bilo seveda pričakovati. Pri uporabi cevni pilotov brez injektiranja pa ta razlika ni tako velika. Torej vsak dodaten MV pilot več doprinese k manjši deformabilnosti konstrukcije kot jekleni cevni pilot. Podobno se z daljšim veznim delom MV pilotov pomik še dodatno zmanjša, vendar ne za veliko. Raster 5 m in globina 35 m pod koto terena sta bila torej dobra začetna izbira.

Zaradi enostavnejše izvedbe navadnih pilotov in nepoznavanja MV pilotov pri nas, sem se v tej fazi modeliranja obalne konstrukcije odločila za Primer 12 z jeklenimi cevnimi piloti kot nateznimi elementi konstrukcije v rastru 15 m in do globine 31 m. Primer sem le nekoliko spremenila. In sicer sem vse cevne pilote, tako vertikalne kot tudi poševne, izvedla do globine 31 m, da sem poenotila globine vgradnje. Globino pilotov bo v nadaljevanju narekovala potrebna nosilnost le teh. V tem koraku sem se omejila na pomike, na katere poglobljanje, zaradi podajnosti pilotov, skorajda ne vpliva. Rezultati pomikov in model konstrukcije je kot primer 2.19 podan v nadaljevanju.



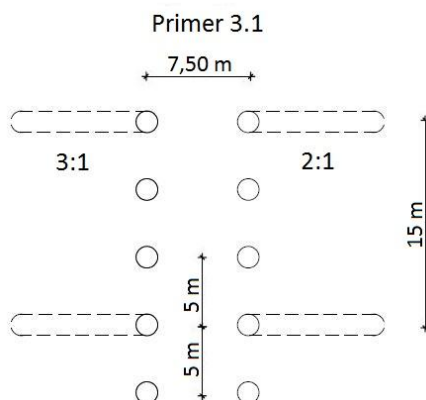
Slika 60: Pomiki modela v primeru podaljšanja jeklenih cevnih pilotov do globine 31 m

### 6.6 Korak 3 – Izvedba elementov globokega temeljenja pod naklonom

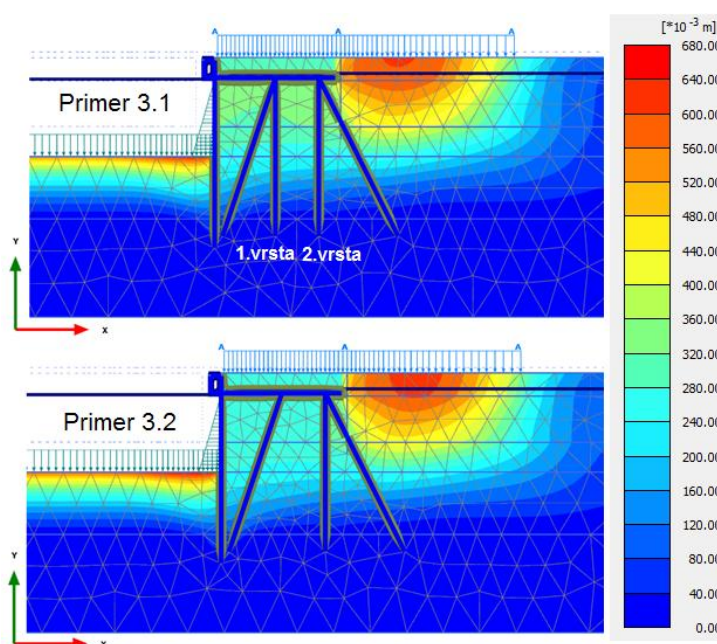
Vertikalne pilote, oziroma vsaj nekatere, je smiselno izvesti pod naklonom, saj so horizontalni pritiski zemljine na steno veliki, kar je razvidno iz velikostnega reda pomikov. Na ta način povečam odpor konstrukcije in posledično zmanjšam pomike in potrebno globino pilotov. Podobno velja za zagatno steno. Če le to izvedem pod naklonom, ne služi le za zadrževanje zemljine, temveč prevzame tudi del obremenitev in tako razbremenilno plosčadjo na globini 3 m in razponom 2,2 m od osi stene do roba betonske konstrukcije ter pri tem upoštevam lego morskega dna na koti -14 m, dobim naklon stene v razmerju 5,5:1. Za točnejši izračun bi bilo potrebno poznati globino ugreza ladij ter upoštevati še debelino zagatne stena, zato sem s tem, ko upoštevam odmik stene od roba na morskem dnu, na varni strani. Dobljeni naklon je blizu priporočene zgornje meje.

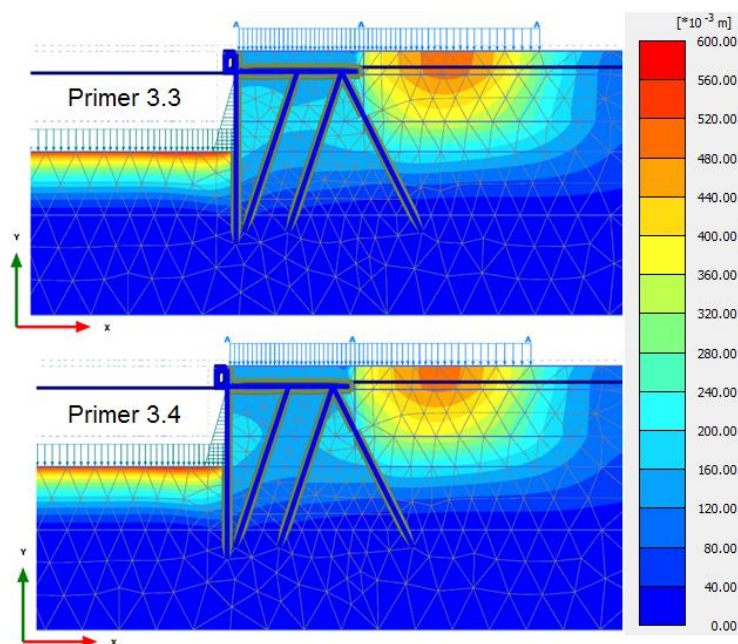
Pri pilotih je priporočeni maksimalen naklon 3:1 v primeru izvedbe betonskih pilotov, pri jeklenih pa je lahko ta naklon strmejši (CUR, 2005). Običajno so konstrukcije v Luki Koper temeljene na sistemu

vertikalnih pilotov z vmesnimi poševnimi piloti pod naklonom 2:1. Sprva sem torej postavila oporne pilote na mesta tegnjenih pilotov, torej na vsako tretje mesto, kot v 10. primeru prejšnjega koraka. Na ta način sem dobila segment dveh vertikalnih in sistema poševnih pilotov. Ker program, v primeru sekanja elementov v ravnini, mesto sečišča obravnava kot spoj (tog ali členkast), sem poševne pilote izvedla v prvi vrsti za steno in ne v drugi. Vertikalni piloti v prvi vrsti so zato razporejeni v enakem rastru kot tisti v drugi. Naklon pilotov sem izbrala 3:1, saj bi pri naklonu 2:1 prišlo do sekanja z zagatno steno kar pa seveda ni možno. Vse pilote sem izvedla do globine 31 m. Kot drugi primer sem vse pilote prve vrste modelirala v naklonu 3:1. Tretji primer pa ima pilote obeh vrst izvedene pod naklonom, vertikalnih pilotov ni. Piloti so v prvi vrsti razporejeni na medsebojni oddaljenosti 5 m, v drugi pa 7,5 m, zaradi vmesnih tegnjenih pilotov. V zadnjem primeru pa je raster obeh vrst enak, 5 m.



Slika 61: Razporeditev pilotov v primeru 3.1 – vsak tretji cevni pilot prve vrste v naklonu 3:1, druge v naklonu 2:1





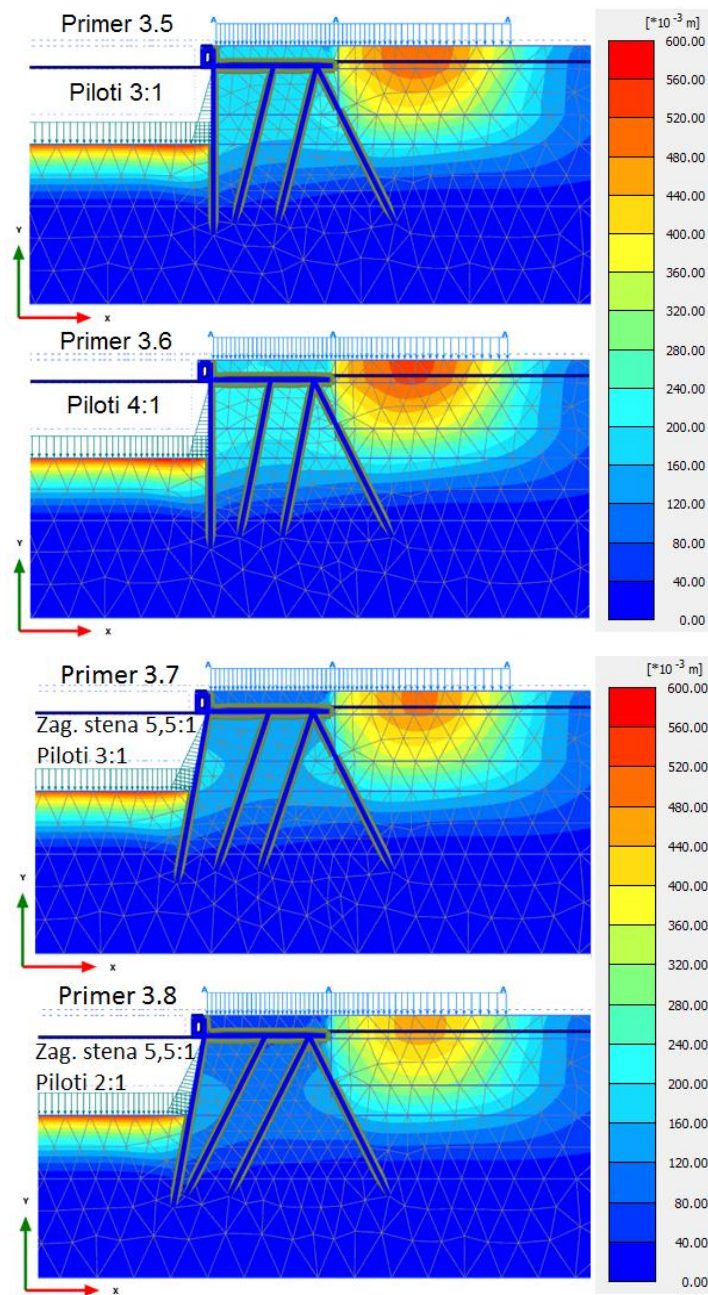
Slika 62: Pomiki modela pri različnih rastrih tlačno obremenjenih pilotov prve in druge zaledne vrste – pri tem so piloti usmerjeni proti morju v naklonu 3:1, tisti proti kopnem pa v naklonu 2:1

Preglednica 21: Horizontalen pomik konstrukcije pri različnem številu tlačno obremenjenih pilotov

Primer	Opis primera	$u_x$ [m]
<b>2.19</b>	Izhodiščni primer – vsak tretji pilot druge vrste v naklonu 2:1 (nateg)	0,44
<b>3.1</b>	2.19 + vsak tretji pilot prve vrste v naklonu 3:1 (tlak)	0,32
<b>3.2</b>	2.19 + vsi piloti prve vrste v naklonu 3:1 (tlak)	0,26
<b>3.3</b>	Vsi piloti prve vrste v naklonu 3:1 (tlak), piloti druge vrste v naklonu 2:1 (tlak, vsak tretji nateg)	0,14
<b>3.4</b>	3.3 + na mestih nateznih pilotov v drugi vrsti tudi tlačni	0,13

Maksimalen horizontalen pomik se v tem koraku precej zmanjša in sicer kar na tretjino vrednosti predhodnega v tretjem in četrtem primeru. Izvedba pilotov pod naklonom je torej nujna, če želim horizontalen pomik zmanjšati na 10 cm.

V nadaljevanju so podani rezultati maksimalnega horizontalnega pomika pri treh različnih naklonih tlačno obremenjenih pilotov. Piloti v nategu ostajajo enaki, v naklonu 2:1 in do globine 31 m, zato v sledeči tabeli niso omenjeni. Globina, do koder segajo oporni piloti, prav tako ostaja nespremenjena, 31 m pod koto terena.



Slika 63: Pomiki modela pri različnih naklonih cevni pilotov in obalne zagatne stene

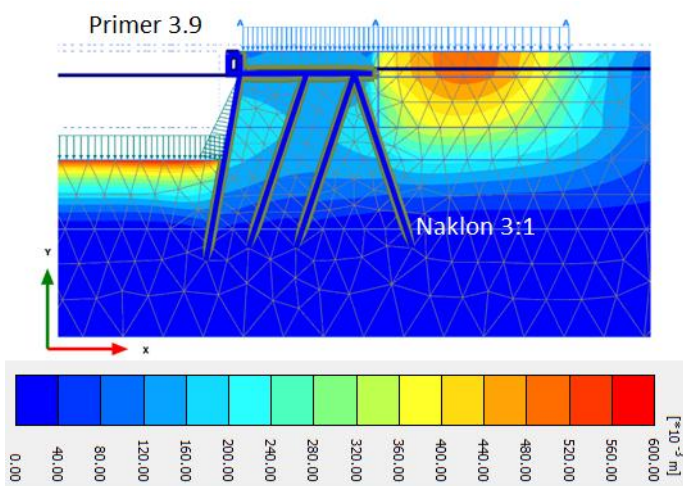
Preglednica 22: Horizontalen pomik konstrukcije pri različnih naklonih cevni pilotov (medsebojna oddaljenost 5 m) in obalne zagatne stene

Primer	Kombinirana zagatna stena	Cevni piloti	$u_x$ [m]
	Naklon elementov		
3.4	1:0	3:1	0,13
3.5	1:0	4:1	0,17
3.6	1:0	5:1	0,20
3.7	5,5:1	3:1	0,11
3.8	5,5:1	2:1	0,06

Najmanjši pomik dobim pri največjem naklonu in obratno. Rezultat je seveda logičen, saj se z večanjem naklona povečuje vertikalna in zmanjšuje horizontalna komponenta sile zaledne zemljine na pilot. Zadnja dva primera podajata maksimalen horizontalen pomik pri izvedbi zagatne stene pod naklonom 5,5:1 - kot največjim možnim naklonom, da ne pride do stika stene in ladij na privezu. Piloti v zaledju stene so izvedeni v naklonu 3:1 ter 2:1.

V zadnjem, osmem primeru, znaša horizontalen pomik le 6 cm, kar pomeni, da je cilj dosežen in presežen. Kljub vsemu pa so piloti pod takim naklonom le za meter oddaljeni od zagatne stene. Če upoštevam še nenatančnost izvedbe in debelino elementov, je smiselno, da se omejim na naklon 3:1. Možna bi bila kvečjemu izvedba pod naklonom 2,5:1, ko je med prvo vrsto pilotov in zagatno steno okoli 5 m razmika. Pomik je sicer v sedmem primeru enak 11 cm, kar bi lahko zadoščalo. Vseeno pa je pred dokončno izbiro oblike konstrukcije potrebno preveriti še druge obtežbe, ki delujejo na obalo saj ta z vidika pomikov vsekakor ni merodajna. Poleg tega ja taka obala v Luki Koper novost in si pri dimenzioniranju ne morem pomagat z dosedanjo prakso ali kakršnimi koli podatki o tem, kako se taka konstrukcija v pogojih koprskega pristanišča obnaša, zato je potrebno pomik karseda zmanjšati, seveda v realnih zmožnostih.

Na koncu koraka sem spremenila še naklon pilotov v nategu. Ker je logično, da so tudi tu pomiki manjši pri večjem naklonu, sem preverila le naklon 3:1 in ga primerjala z naklonom 2:1. Izhajala sem iz sedmega primera tega koraka.



Slika 64: Pomiki v primeru izvedbe nateznih pilotov v naklonu 3:1



Preglednica 23: Horizontalni pomik konstrukcije pri različnih naklonih nateznih pilotov

Primer	Natezno obremenjeni piloti	Tlačno obremenjeni piloti	$u_x$ [m]
3.7	2:1	3:1	0,11
3.9	3:1	3:1	0,13

Horizontalen pomik konstrukcije je seveda večji, zato tega primera v nadaljevanju nisem uporabila.

#### 6.7 Korak 4 – Končna oblika obalne konstrukcije

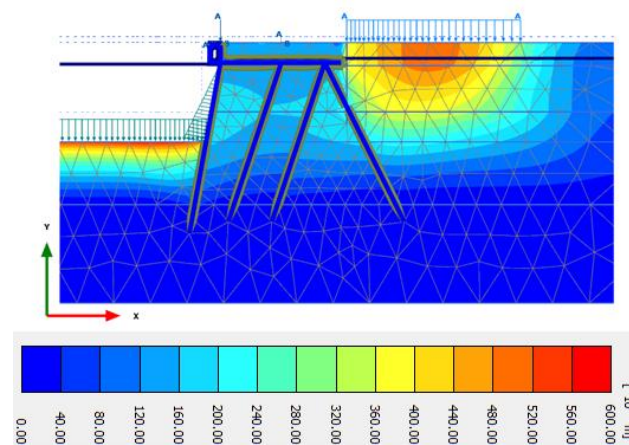
V dosedanjih izračunih sem, zaradi enostavnosti, upoštevala zvezno obtežbo 80 kN/m<sup>2</sup> na obalni in zaledni površini. Taka obtežba obalnega dela ni realna oziroma bi teoretično lahko nastopila ob izjemnih situacijah, ko bi na primer, zaradi zapoljenosti zaledja, kontejnerje začasno raztovorili še na obalo. Z vidika pomikov je najbolj kritičen primer, ko je na obali čim večja horizontalna ter čim manjša vertikalna obtežba, medtem ko je zaledje maksimalno obremenjeno. Vertikalna obtežba obale namreč ugodno vpliva na horizontalne pomike, saj povečuje vertikalno silo v elementih globokega temeljenja in tako odpor na pritisk zaledja. V zaledju sem zato ohranila obtežbo 80 kN/m<sup>2</sup>, medtem ko sem zvezno obtežbo na obali odstranila in jo nadomestila z realnejšo obtežbo.

Preverila sem več možnosti kombinacij obtežb. Z obtežbo obeh dvigal med obratovanjem z ali brez vetra, veter s kopnega ali obale ter kombinacije z vlekom ladje. Pomike sem določila tako, da sem tako stalno, kot tudi vse spremenljive obtežbe množila z varnostnim faktorjem 1,0. Evrokod 0 sicer navaja še uporabo redukcijskih faktorjev  $\psi_p$ , o katerih pa v Evrokodu 7 ni več govora. V geotehnični praksi se sicer vsa spremenljiva obtežba po navadi množi z ena, saj se upošteva kot stalna oziroma prevladujoča, kombinacij se ne dela. Poleg tega je, na primer, obtežba stavb na gradbeno jamo, ki jo dobi geotehnik za svoj račun, določena iz kritične kombinacije obtežb in torej merodajna za obravnavan primer ter že množena z delnimi faktorji. Prav tako je geotehnični del računa precej zahteven, saj je potrebno izbrati ustrezne karakteristike zemljin na podlagi raziskav in velikokrat oceniti tudi obtežbo. Izbira je pri tem vedno na varni strani, saj z razliko od betonskih konstrukcij, kjer točno vemo kakšen beton in armaturo imamo, tu natančne situacije ne poznamo. Pri taki izbiri vhodnih parametrov pa je kakršnakoli redukcija obtežbe vsekakor nesmiselna.

O obtežnih kombinacijah obalnih konstrukcijah nekoliko več govori CUR (2005). Ta se sklicuje tako na evropske, kot tudi na nizozemske NEN standarde ter t.i. ROM 0.2-90 (Maritime works recommendations). V slednjih so natančno definirane obtežne kombinacije, ki jih je za posamezno mejno stanje potrebno preveriti. Obravnavano konstrukcijo sestavljajo predvsem jekleni elementi, zato se pri pomikih sklicujem na Evrokod 3. Horizontalen pomik se za jekleno konstrukcijo preveri za karakteristično kombinacijo vplivov  $\sum_{j \geq 1} G_{k,j} + Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \psi_{0,i} Q_{k,i}$ . Redukcijski faktor je po

priporočilih ROM-a (1994) 1,0 za obtežbo zemljine, vode in prevladujoči spremenljivi vpliv ter 0,7 za neprevladujoče spremenljive vplive. Kot prevladujoči vpliv bi v mojem primeru upoštevala vsekakor zvezno obtežbo zaledja in obtežbo dvigal. Neprevladujoči vplivi bi lahko bili prometna obtežba obale pod dvigali ter privezne sile ladij. Kot bo povedano tudi v nadaljevanju, je kritičen pomik dobljen pri kombinacije maksimalne obtežbe zaledja, dvigala pri obratovanju z vetrom proti obali ter vleka ladij. Kljub vsemu pa so horizontalni pomiki predvsem posledica koristne zaledne obtežbe, medtem ko ostale spremenljive obtežbe le malo vplivajo nanj in je skorajda nepomembno ali jih reduciram ali ne. Vrednost pomika se namreč za primer, ko imam le zaledno obtežbo in primer ko upoštevam še prej omenjene koristne obtežbe obale brez redukcije skorajda ne spremeni. V mejnem stanju nosilnosti bo slika drugačne, kljub vsemu pa sem se pri preverjanju mejnega stanja uporabnosti odločila, da ne glede na priporočila ROM-a (1994), vso obtežbo ohranim v polni vrednosti.

Merodajna obtežna kombinacija je celotna zaledna obtežba ter vpliv luškega portalnega dvigala pri obratovanju z vetrom proti morju ter vlek ladje. Do kritične kombinacije bi lahko prišla tudi z naslednjim razmislekom. Ker želim imeti na obali čim manjšo vertikalno obtežbo, upoštevam obtežbo luškega portalnega dvigala in ne kontinuirnega razkladalnega mostu. Luško portalno dvigalo deluje najbolj neugodno, ko obratuje z vetrom s kopnega proti morju, saj se pojavi še horizontalna sila v smeri morja, ki zmanjšuje stabilnost obale. Udar in pritisk ladje prav tako nista kritična, saj delujeta v nasprotni smeri zemeljskih pritiskov, torej ugodno. Neugodno deluje tudi vlek ladij.



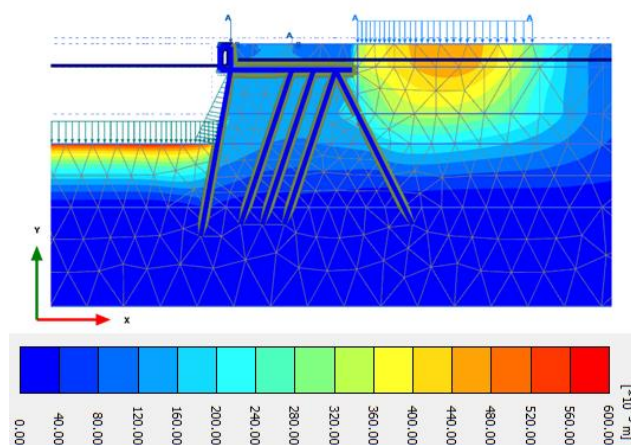
Slika 65: Pomiki modela pri merodajni obtežni kombinaciji

Maksimalna vrednost horizontalnega pomika konstrukcije znaša 13,7 cm kar je skoraj dva centimetra več od sedmega primera prejšnjega koraka pri zvezni obtežbi 80 kN/m<sup>2</sup> čez celoten vez 12. Konstrukcijo je zato potrebno ojačiti in pomike reducirati.

Sprva sem preverila kako je z vplivom korozije. Peti del Evrokoda 3 podaja cone ranljivosti obalne konstrukcije, zaradi korozije glede na gladino morja. Slika je prikazana v poglavju 3. Vpliv korozije je največji na območju pršenja in nizke vode. Ker uporabim razbremenilno ploščad, se izognem območju pršenja, potrebna je le kontrola nizke vode. Višja nizka voda se pojavi približno 20 cm, nižja nizka voda pa 60 cm pod srednjo višino morja (ARSO, 2009). Slednjo sem upoštevala tudi v izračunih. Zagatna stena se mora zato nahajati vsaj 4 m pod koto terena. Na globini 4 m leži ravno dno razbremenilne ploščadi v dosedanjih primerih in ob upoštevanju dejstva, da je vrh zagatnic in profilov še obbetoniran, bi bila lahko konstrukcija z vidika korozije ustrezna. Kljub vsemu pa sem se odločila da betonsko ploščo poglobim še za dodaten meter ali dva. Na ta način se vsekakor nahajam izven con večje ogroženosti, poleg tega pa potrebujem krajše pilote ter nekoliko vplivam na zmanjšanje horizontalnih pomikov.

V nadaljevanju sem premislila o morebitnem podaljšanju elementov zagatne stene, vendar sem že v koraku 2 podaljševala tegnjene pilote in ugotovila, da daljši elementi minimalno spremenijo vrednost pomikov zaradi velike podajnosti. Podobna situacija je tudi tu.

Rešitev, ki sem jo preverila, je dodatna vrsta pilotov pod naklonom. Le to bi lahko na primer postavila med prvo in drugo vrsto opornih jeklenih cevnih pilotov. Ta ukrep zahteva vgradnjo dodatnih 33 pilotov v rastru 5 m, prinaša pa redukcijo pomikov le za 1 cm. V spodnji tabeli so podani še rezultati istega ukrepa v primeru, ko razbremenilno ploščad spustim za 1 in 2 m globlje.



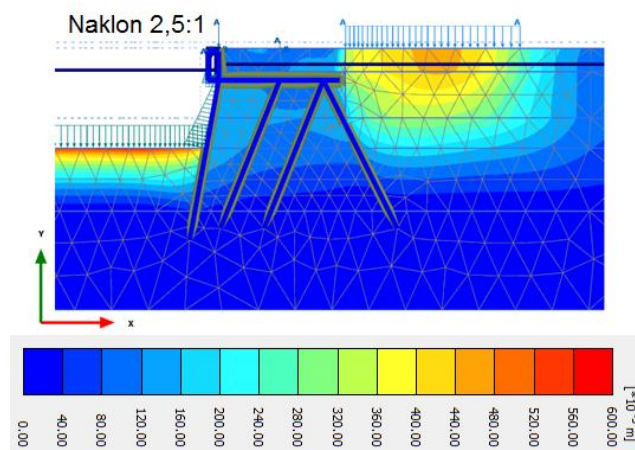
Slika 66: Pomiki modela pri dodatni vrsti pilotov in legi betonske plošče 4 m pod terenom

Preglednica 24: Horizontalen pomik konstrukcije pri poglobitvi betonske konstrukcije in večjemu številu opornih pilotov

Primer	Globina betonske plošče [m]	Dodatna vrsta pilotov	$u_x$ [cm]
4.1	3	Ne	13,7
4.2	3	Da	12,8
4.3	4	Da	12,4
4.4	5	Da	12,0

Iz rezultatov razberem, da meter globlja konstrukcija pomeni zmanjšanje horizontalnega pomika le za 4 mm. Končna vrednost je 12 cm, kar je pa še vedno preveč. Oporni piloti sicer prevzamejo del horizontalne obtežbe, vendar se preko njih prenaša predvsem vertikalna obtežba v temeljna tla. Dodatna vrsta pilotov je torej z vidika porabljenega dodatnega materiala glede na končni horizontalni pomik neekonomična in zato nesmiselna.

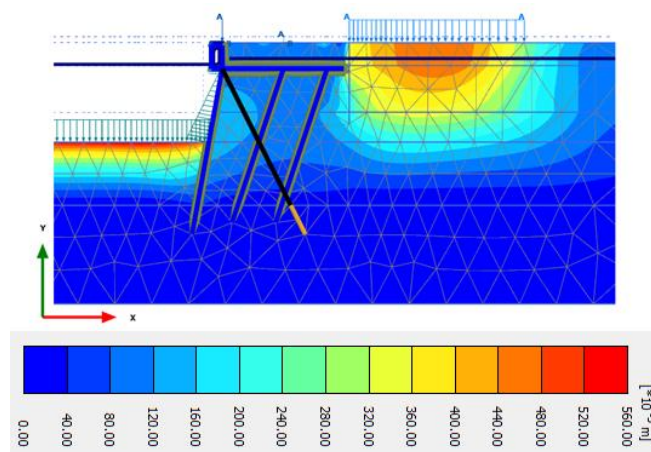
Kot logična rešitev pa se mi je vsekakor zdelo povečanje naklona opornih pilotov iz 3:1 na 2,5:1, saj lahko tako prevzamejo večji del horizontalne obtežbe. Pri naklonu 2:1 je bilo že ugotovljeno, da je razmik med vrsto pilotov in steno minimalen, oziroma ob upoštevanju debelin elementov praktično nič. Prav tako je ta razmik premajhen, če ploščo spustim na globino 5 m. Pri naklonu 2,5:1 in legi razbremenilne ploščadi na globini 5 m znaša odmik 5 m. Tako izvedena obalna konstrukcija se horizontalno premakne za 11,1 cm. Na ta način je redukcija pomika zadovoljiva, ne pa zadostna.



Slika 67: Pomiki modela pri naklonu opornih pilotov 2,5:1

S poglobljanjem, dodajanjem in spreminjanjem naklonov elementov nisem dosegla želenih rezultatov, zato sem se odločila, da uporabim drug način sidranja. V koraku 2 so se kot zelo učinkoviti izkazali MV piloti, za katere pa se do sedaj nisem odločila, zaradi zahtevnejše izvedbe, majhnega povpraševanja in posledično višje cene ter nepoznavanja tovrstnih elementov pri nas. Kljub vsemu pa so sedaj najbolj smiselna odločitev. MV pilote sem razporedila v enakem rastru, kot oporne pilote. Če

bi raster le teh spremenila, bi lahko prišlo do križanja elementov, zaradi česar bi morali pilote na določenih mestih nekoliko odkloniti od pravokotne lege glede na obalo. MV pilote sem izvedla pod naklonom 2:1 pri legi razbremenilne ploščadi na globinah 4 m in 5 m.

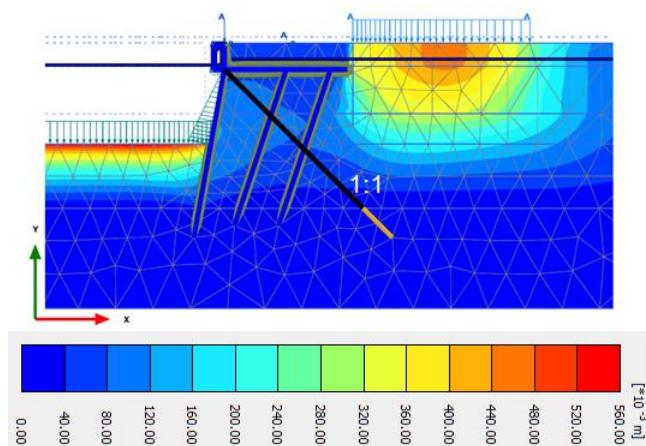


Slika 68: Pomiki modela pri uporabi MV pilotov v naklonu 2:1, betonski plošči 4 m pod terenom ter naklonu tlačnih pilotov 1:2,5

Preglednica 25: Horizontalen pomik konstrukcije pri uporabi MV pilotov in različnih globinah betonske plošče

Primer	Globina betonske plošče [m]	$u_x$ [cm]
4.6	4	10,0
4.7	5	9,3

Horizontalen pomik je v tem primeru znotraj načrtanih ciljev. Uporaba MV pilotov bo torej potrebna, če želim, da maksimalen horizontalen pomik konstrukcije ne preseže vrednosti 10 cm. Ker želim biti na varni strani, sem naredila še en model. V koprskem pristanišču zagatne konstrukcije do sedaj namreč še niso izvedli, zaradi česar, z razliko od temeljenja na pilotih, na voljo ni nobenih podatkov o tem, kako se tovrstna konstrukcija v podanih pogojih obnaša. Ali sledi deformacijam, napovedanim na podlagi numeričnih izračunov, ali so kakšna odstopanja. Lahko se namreč zgodi, da bo pomik pol manjši od napovedanega, kot je lahko tudi še enkrat večji. Zato sem MV pilote izvedla še pod kotom 45°, kot je bilo to na primer storjeno v pristanišču Maasvlakte na Nizozemskem. Globino razbremenilne ploščadi sem izbrala 4 m.



Slika 69: Pomiki modela pri naklonu MV pilotov 1:1

Pomik se zmanjša na 5,6 cm, torej skoraj na polovico. Takšna izvedba sicer prinaša zelo dobre rezultate pri pomikih, zahteva pa skoraj deset metrov daljše elemente kot pri naklonu 2:1. Z injekcijsko maso obdani piloti so v tem primeru dolgi 40 m. Pri tem bi bilo potrebno ugotoviti, ali je vgradnja take dolžine pilotov in pri takem naklonu sploh možna, oziroma ali imamo pri nas na voljo ustrezno opremo in znanje. Piloti takih dolžin in dimenzij so namreč zelo težki in lahko pride recimo do prevrnitve stroja za zabijanje pilotov, zaradi velike lastne teže. V prej omenjenem pristanišču, so bili MV piloti dolgi do 57 m, vgrajeni pa so bili s strani nemškega podjetja BAM Groundtechnique. Izvedba tovrstne konstrukcije je torej možna, tako s kopnega kot tudi iz morja.

Pomiki vrha konstrukcije so znotraj zelenih meja, vseeno pa preverim še pomike zagatne stene. Izkaže se, da MV piloti bistveno reducirajo horizontalne pomike zgornjega dela konstrukcije, medtem ko se spodnji del stene še vedno premakne za 14,5 cm. Pomik nastopi približno na koti morskega dna. Na taki globini sidranje ni možno, rešitev bi bili lahko le bolj togi elementi stene. Močnejša različica uporabljene kombinacije primarnih in sekundarnih elementov pri privzetem proizvajalcu pa ne obstaja. Lahko bi le izbrala kombinacijo drugih profilov. Večjo togost mi dajo samo še jekleni cevni piloti z vmesnimi Z ali U profili. Potreben premer cevnih pilotov, za doseganje vsaj enake oziroma nekoliko večje upogibne togosti, bi bil 1830 mm. Elementi bi bili v tem primeru širši od do sedaj uporabljenih H profilov in zato postavljeni v strmejšem naklonu 1:6,5. Horizontalen pomik stene bi, v primeru uporabe jeklenih cevnih pilotov premera  $D = 1829$  mm in debeline  $t = 22$  mm v kombinaciji z Z profili AZ 18, znašal 12,4 cm. Zmanjšal bi se torej le za 2 cm. Po drugi strani pa bi se povečal horizontalen pomik na vrhu stene za 0,8 cm. Manjši naklon stene torej neugodno vpliva na pomik celotne konstrukcije. Tudi izbira še močnejših primarnih cevnih pilotov bi naklon le teh še zmanjšala. V tem primeru bi bil vprašljiv tudi naklon zalednih pilotov, saj je potrebno zagotoviti zadosten odmik od stene. Namesto nadaljnjega ojačevanja stene in spreminjanja celotne geometrije konstrukcije sem se

odločila, da preizkusim še eno možno rešitev. In sicer izboljšanje materiala pod morskim dnom s t.i. metodo globinskega mešanja zemljine.

Metoda globinskega mešanja služi izboljšanju temeljnih tal z mehanskim mešanjem zemljine in dodanega veziva. Kot vezivo se uporabljajo cement in apno ter razni dodatki. Glede na način dodajanja veziva se metoda deli na metodo suhega, vezivo se dodaja v obliki suhega prahu, in metodo mokrega mešanja, vezivo v obliki vezivne paste. Z metodo mokrega mešanja dosegamo bolj homogeno mešanico, večje globine, izvajamo jo lahko na terenu ali v vodi in je primerna za različne tipe zemljin, medtem ko je dosežena trdnost manjša v primerjavi s suho metodo. Metoda globinskega mešanja se uporablja za zmanjšanje posedkov, povečanje nosilnosti temeljnih tal, povečanje globalne stabilnosti konstrukcij, preprečitev utekočinjenja tal, gradnjo vodotesnih zapor ipd. Ena izmed prednosti metode je tudi možnost uporabe le te na obalnih območjih in pod morskim dnom, kar je ravno obravnavana situacija. Vrsta in količina veziva je pogojena s karakteristikami zemljine, ki jo želimo izboljšati (Cotelj, 2011).

Na temo izboljšanja morske gline z metodo globinskega mešanja, je bila napisana tudi diplomska naloga »Preiskave mulja iz Luke Koper za načrtovano stabilizacijo z globinskim mešanjem« (Cotelj, 2011). V omenjeni diplomu je bila za izkopni material, ki ga v Luki Koper pridobivajo s poglobljanjem morskega dna (t.i. reful), ugotovljena optimalna količina dodanega apna, cementa in drugih dodatkov. Zaradi visoke plastičnosti zemljine, ki je povzročala lepljenje materiala na mešalke in drugo laboratorijsko opremo, je bila opuščena metoda mokrega in izvedena simulacija suhega mešanja. V diplomu je avtor prišel do naslednjih zaključkov:

- z vidika dosežene enoosne tlačne trdnosti  $q_u$  in togosti stabilizirane zemljine je za cementno stabilizacijo najprimernejši cement z dodatkom pepela CII/B-V 42,5,
- optimalno masno razmerje apno CL 90 Q/cement CII/B-V 42,5 za apno-cementno stabilizacijo je 0,25/0,75,
- glede na doseženo trdnost in količino dodanega veziva se je kot najučinkovitejša izkazala cementna stabilizacija s cementom CII/B-V 42,5 pri vsebnosti veziva 16%, apno-cementna stabilizacija je bila manj učinkovita, medtem ko je bila apnena stabilizacija neučinkovita.

Pri izbiri vhodnih parametrov za modeliranje cementno stabiliziranega sloja morske gline sem upoštevala izmerjeno enoosno tlačno trdnost materiala po 28 dneh ter korelacijo (Cotelj, 2011):

$$q_{u,teren} = 1,6 \cdot 0,3 \cdot q_{u,lab}.$$

Pri tem je prvi faktor posledica različnih pogojev hranjenja vzorcev, drugi pa možnosti odstopanj laboratorijskih rezultatov od pričakovane situacije na terenu.

Upoštevane karakteristike cementno stabilizirane morske gline (Cotelj, 2011):

$$q_{u,teren} = 1,6 \cdot 0,3 \cdot q_{u,lab} = 286 \text{ kPa},$$

$$c_u = 0,5 \cdot q_{u,teren} = 143 \text{ kPa},$$

$$E_{oed} = 150 \cdot c_u = 21 \text{ MPa},$$

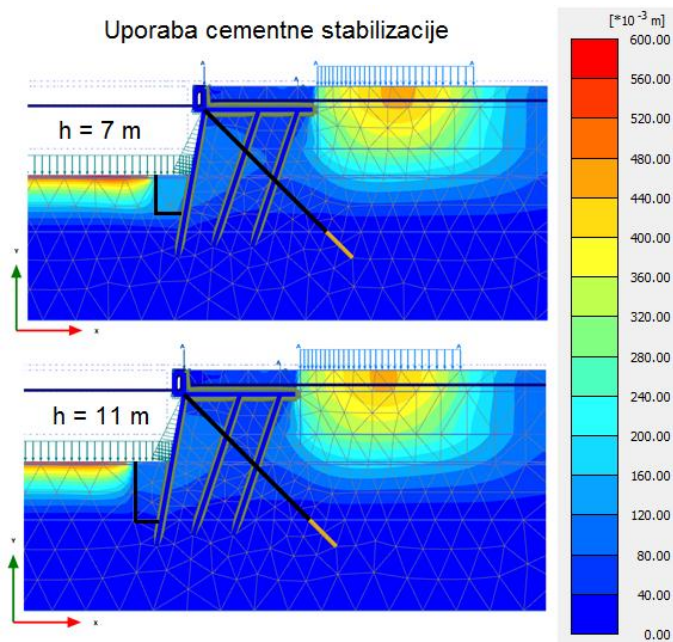
$$E_{50} = 11 \text{ do } 18 \text{ MPa}.$$



Slika 70: Mehanizacija za izvedbo globinskega mešanja (Grouting Committee, 2012)

Zamenjavo materiala sem izvedla na različno velikih območjih tik pred steno, pod morskim dnom. Na spodnjih slikah je prikazana zamenjava na pasu širine in globine 7 m ter širine 7 m in globine do prodnatega sloja. S stabilizacijo se poveča pasivni odpor pred steno. Navedena zamenjava oziroma cementna stabilizacija sloja 7x7 m zmanjša horizontalen pomik stene iz 14,5 cm na 12,3 cm. Dosegla sem torej enak rezultat kot v primeru z jeklenimi cevni piloti kot primarnimi elementi stene, z razliko od pomika na vrhu obalne konstrukcije. Ta se namreč v tem primeru ne poveča, temveč še dodatno zmanjša na 4,7 cm. V primeru izvedbe stabilizacije do prodnatega sloja pa znaša pomik na koti morskega dna 11,5 cm, kar je še slaba 2 cm manj, medtem ko se vrh konstrukcije premakne za 4,4 cm. Z zadnjim primerom sem tako dokazala, da je tudi metoda globinskega mešanja možna rešitev pri zmanjšanju horizontalnih pomikov obalne konstrukcije.





Slika 71: Pomiki modela v primeru uporabe cementne stabilizacije do različnih globin: 7 m - levo, do prodnatega sloja - desno

V nadaljnjih računih za mejno stanje nosilnosti cementne stabilizacije ne upoštevam in sem s tem na varni strani.

### 6.8 Korak 5 – Mejno stanje nosilnosti

V nadaljevanju sem ob upoštevanju varnostnih in redukcijskih faktorjev za obtežbo in zemljino določila obremenitve posameznih elementov obalne konstrukcije. Pri MSU sem konstrukcijo obremenila z obtežbo zaledja, dvigala in vleka ladij. Pri tem spremenljiva obtežba obale ni imela večjega vpliva, pri MSN pa ni tako, zato je redukcija neprevladujočih spremenljivih vplivov smiselna. Najbolj kritična situacija nastopi takrat, ko je obtežba obale največja in ne najmanjša, kot je bilo to pri pomikih. Vendar je verjetnost, da se vse obtežbe pojavijo hkrati v svoji največji vrednosti majhna, zato sem uporabila redukcijske faktorje  $\psi_i$ . Slednje sem povzela po CUR-u (2005) oziroma ROM-u (1994), ki ima načela dimenzioniranja povzeta po evrokod standardih ter dopolnjena s priporočili za obalne konstrukcije.

V nizozemskem standardu NEN 6702 je, podobno kot v evropskih, obtežba razdeljena v tri kategorije:

- *stalna*: sem sodi lastna teža obale in oprema obale, obtežba zemljine in vode pod nivojem nizke vode ter trenje med zemljino in konstrukcijo,
- *spremenljiva*: spremenljivo obtežbo predstavlja hidrostatični pritisk zaradi razlik med nizko in visoko vodo, sile polerjev in odbojnikov, obtežba pretovarjanja tovora in njegovo skladiščenje,

obtežba dvigal, prometa ter meteorološki vplivi kot je valovanje, spremembe temperature, led, potres, ...

- nezgodna: kot nezgodna obtežba se smatra obtežba vode pri ekstremno visoki vodi oziroma pri poplavljanju obale, ekstremna obtežba skladiščenega tovora v nujnih primerih, udarci zaradi padca tovora, trčenja ladij in podobno.

V obravnavanem primeru sem naredila nekaj poenostavitev:

- upoštevala sem le najnižjo gladino morske vode, brez nihanja le te,
- zanemarila sem meteorološke vplive in nezgodno obtežbo,
- upoštevala sem obtežbo zaledja, zaradi skladiščenja tovora, prometa pod dvigali na obalnem delu, obtežbo dveh največjih dvigal ter sile, ki izvirajo iz priveza ladij.

Za prevladujoči spremenljivi vpliv sem upoštevala, da je reprezentativna vrednost enaka karakteristični:  $F_{rep} = F_k$ . Karakteristične vrednosti obtežbe opreme obale in skladiščenega tovora po navadi podajajo ladjarji, proizvajalci luške mehanizacije ali kar pristanišča, zaradi česar je ta obtežba relativno natančno podana, medtem ko je potrebno ostalo, na primer prometno obtežbo, oceniti. Verjetnost, da hkrati nastopi več obtežb sem zajela z redukcijskimi faktorji, s katerimi sem množila karakteristične vrednosti neprevladujočih spremenljivih vplivov:  $F_{i,rep} = \psi_i \cdot F_{i,k}$ . Projektne vrednosti sem dobila z množenjem reprezentativnih vrednosti z delnimi faktorji:  $F_d = \gamma_f \cdot F_{rep}$ . Slednje sem nato uporabila za dimenzioniranje elementov obalne konstrukcije po projektne pristopu 1, ki je opisan v nadaljevanju. Redukcijski faktorji  $\psi_i$  so v NEN in Evrokod standardih definirani predvsem za stavbe, ROM pa jih navaja tudi za obalne konstrukcije. Redukcijski faktorji, ki jih podaja ROM (1994) so podani v poglavju 5, preglednica 8.

Pri metodi končnih elementov direktna implikacija projektne pristopa 2 (PP2), ki je sicer v standardu priporočen za račun geotehničnih problemov, ni možna (Beg, Pogačnik, 2009), zato sem uporabila projektne pristop 1 (PP1), kjer se račun izvede v dveh fazah. Najprej sem naredila račun za mejno stanje uporabnosti, nato pa še za mejno stanje nosilnosti za dve kombinaciji delnih faktorjev (Beg, Pogačnik, 2009):

- kombinacija 1: A1 "+" M1 "+" R1,
- kombinacija 2: A2 "+" M2 "+" R1 oziroma  
A2 "+" (M1 ali M2) "+" R4 za osno obremenjene pilote in sidra.

Pri tem pomenijo:

- A1, A2 delne faktorje za vplive ( $\gamma_F$ ) in učinke vplivov ( $\gamma_E$ ),  
 M1, M2 delne faktorje za parametre zemljin ( $\gamma_M$ ),  
 R1, R4 delne faktorje odpornosti ( $\gamma_R$ ) za zabite pilote in podporne konstrukcije.

Preglednica 26: Delni faktorji za podporne konstrukcije in zabite pilote (SIST EN 1997-1, 2005)

PP1	Vplivi in/ali učinki vplivov		Parametri zemljine	Odpornost tal	
	Iz konstrukcije	Iz tal		Podporne konstr.	Zabiti piloti
Komb. 1	$\gamma_G = 1,35; \gamma_Q = 1,50$		$\gamma_\phi = \gamma_c = 1,0;$ $\gamma_{cu} = 1,0$	$\gamma_{R,e} = \gamma_{R,v} = 1,0;$ $\gamma_{R,h} = 1,0$	$\gamma_b = \gamma_s = \gamma_t = 1,0;$ $\gamma_{s;t} = 1,25$
Komb. 2	$\gamma_G = 1,00; \gamma_Q = 1,30$		$\gamma_\phi = \gamma_c = 1,25;$ $\gamma_{cu} = 1,40$	$\gamma_{R,e} = \gamma_{R,v} = 1,0;$ $\gamma_{R,h} = 1,0$	$\gamma_b = \gamma_s = \gamma_t = 1,3;$ $\gamma_{s;t} = 1,6$

Kontrolo mejnega stanja nosilnosti sem naredila za končno fazo gradnje, trajno stanje, torej po izgradnji obalne konstrukcije in nanosu obtežbe, ko je obremenitev največja. Kontrolo mejnega stanja nosilnosti po izgradnji gradbene jame sem naredila v naslednjem koraku, v sklopu preverjanja začasne zaščite gradbene jame. Vmesne faze, ki zajemajo zasip gradbene jame in odkop pred steno, pa z vidika nosilnosti niso kritične.

Ker gre za podporno konstrukcijo, katere stabilnost je pogojena z odporom zemljine pred konstrukcijo, sem upoštevala še dodaten izkop v višini 0,5 m. Zmanjšanje kote morskega dna sem naredila za karakteristične vrednosti parametrov zemljine in konstrukcije.

Račun za 1. kombinacijo se naredi tako, da se namesto vplivov pomnoži učinke vplivov z ustreznim varnostnim faktorjem. Projektne vrednosti se dobi nato z množenjem karakterističnih vrednosti notranjih sil z  $\gamma_G = 1,35$ , če je učinek posledica stalne obtežbe oziroma z  $\gamma_Q = 1,50$ , če je učinek posledica spremenljivih vplivov. V primeru računa po metodi končnih elementov, pa je postopek običajno nekoliko drugačen, saj ne poznamo učinka posameznega vpliva, temveč le vrednost, ki je posledica vseh delujočih vplivov. Končne vrednosti notranjih sil sem zato dobila tako, da sem spremenljive vplive množila z varnostnim faktorjem  $1,50/1,35 = 1,11$ , končne vrednosti učinkov vplivov pa nato z  $\gamma_G = 1,35$ .

Sledil je račun za drugo kombinacijo. To sem naredila tako, da sem sprva neugodno spremenljivo obtežbo povečala z  $\gamma_Q = 1,30$ , nato pa parametre zemljine reducirala s faktorjem  $\gamma_\phi = \gamma_c = 1,25$ . Redukcijo karakterističnih strižnih trdnosti zemljine sem v Plaxisu naredila s t.i. postopkom » $\phi$ -c redukcije«. Pod vrsto izračuna sem izbrala »varnost (safety)«, ki mi brez nadaljnjih sprememb poda globalno varnost konstrukcije. Ta je dobljena tako, da se strižna trdnost zemljine reducira, dokler

model ne pride v mejno stanje. Podobno se izvede tudi redukcija strižnih parametrov kontaktnih elementov. Globalna varnost » $SF$ «, kot rezultat izračuna, predstavlja torej razmerje med razpoložljivo strižno trdnostjo in trdnostjo ob porušitvi (Brinkgreve, 2011):

$$SF = \frac{\text{razpoložljiva strižna trdnost}}{\text{strižna trdnost ob porušitvi}} = \Sigma M_{sf, \text{ ob porušitvi}}.$$

Če želim izvesti redukcijo strižnih karakteristik z določenim faktorjem, predpišem varnost  $\Sigma M_{sf}$ . Račun se tedaj ustavi, ko je dosežena predpisana varnost ali predpisano število korakov izračuna, v kolikor mejno stanje ne nastopi prej. Količnik  $\Sigma M_{sf}$  sem določila na naslednji način (Brinkgreve, 2011):

$$\Sigma M_{sf} = \frac{s_k}{s_d} = \frac{c_k}{c_d} = \frac{\tan \varphi_k}{\tan \varphi_d} = 1,25,$$

kjer je  $s_k$  karakteristična,  $s_d$  pa projektna vrednost strižnih parametrov.

Projektne vrednosti notranjih sil so določene kot maksimalne izmed vrednosti (Beg, Pogačnik, 2009):

$$S_d = \max \left\{ \begin{array}{l} 1,35 \cdot S_{MSU} \\ 1,35 \cdot S_{MSN; komb.1} \\ S_{MSN; komb.2} \end{array} \right\}.$$

Kritično kombinacijo obtežb sem določila za stalna in začasna projektna stanja po enačbi (SIST EN 1990, 2004):

$$\Sigma_{j \geq 1} \gamma_{G,j} G_{k,j} + \gamma_{Q,1} Q_{k,1} + \Sigma_{i > 1} \gamma_{Q,i} \psi_{0,i} Q_{k,i}.$$

Ker bi bilo določanje kritične kombinacije obtežb za posamezno notranjo silo posameznega elementa obale preobsežno, sem stvari nekoliko poenostavila. Na primeru, v katerem upoštevam le redukcijske faktorje, brez delnih, sem naredila nekaj obtežnih kombinacij. Spreminjala sem izbiro prevladujoče in neprevladujoče obtežbe ter preverila vpliv obtežbe posameznega dvigala z ali brez vetra, z ali brez vleka in pritiska ladje na privezu. Izkaže se, da so notranje sile posledica predvsem stalne obtežbe zemljine in vode ter lastne teže zemljine in betona nad zagatno steno in cevnimi piloti, zaradi česar se ob spreminjanju koristne obtežbe vrednosti notranjih sil le malo spremenijo. Odstopanja so velikostnega reda  $\pm 10\%$ . Na podlagi tega sem se odločila, da namesto okoli 20 kombinacij, ki bi mi dale maksimalne vrednosti posameznih notranjih sil in ostali dve pripadajoči vrednosti, upoštevam le eno. Na ta način dobim le eno vrednost momenta, osne in prečne sile. Odločila sem se za kombinacijo,

ki mi je v testnih izračunih dala večinoma večje vrednosti notranjih sil v posameznih elementih. Kot prevladujoči spremenljivi vpliv sem upoštevala obtežbo zaledja in obtežbo kontinuirnega razkladalnega mostu pri obratovanju z vetrom proti morju. Neprevladujoči vplivi, ki sem jih reducirala s faktorjem  $\psi_0 = 0,7$ , pa sta bili prometna obtežba obale in vlek ladje na privezu. Poenostavitev pri obtežnih kombinacijah lahko na koncu kompenziram z izbiro nekoliko večjih obremenitev od izračunanih ter z manjšo izkoriščenostjo elementov konstrukcije.

Izbrano obtežno kombinacijo sem nato preverila še za tri kombinacije delnih faktorjev, kot je bilo predhodno razloženo. Absolutno maksimalne vrednosti posameznih notranjih sil so podane v spodnji tabeli.

Preglednica 27: Absolutne vrednosti notranjih sil v elementih obalne konstrukcije po PP1

Element	MSU			MSN – kombinacija 1			MSN – kombinacija 2		
	<i>M</i> [kNm/m]	<i>N</i> [kN/m]	<i>Q</i> [kN/m]	<i>M</i> [kNm/m]	<i>N</i> [kN/m]	<i>Q</i> [kN/m]	<i>M</i> [kNm/m]	<i>N</i> [kN/m]	<i>Q</i> [kN/m]
1	4450	1234	769	4630	1505	792	4799	1693	810
2	1980	1056	755	1944	1336	767	2127	1547	775
3	278	934	119	279	1053	122	274	1086	135
4	252	1148	116	261	1310	119	279	1269	130
5	/	959	/	/	923	/	/	1034	/
6	1625	1334	2460	1725	1577	2579	1826	1719	2702
7	1681	1010	3390	1755	1429	3550	1854	1598	3753
8	25	107	82	25	121	92	27	133	98
9	35	74	41	37	243	42	44	281	49

Oznake elementov pomenijo:

- 1 kombinirana zagatna stena (H in Z profili),
- 2 primarni elementi zagatne stene (H profili),
- 3 prva vrsta opornih pilotov za steno,
- 4 druga vrsta opornih pilotov za steno,
- 5 MV piloti,
- 6 betonska plošča,
- 7 desni del betonskega okvirja,
- 8 levi del betonskega okvirja,
- 9 zgornji del betonskega okvirja.

Merodajna obtežna kombinacija je za vse elemente MSN – kombinacija 1, razen za natezno obremenjene MV pilote, kjer je merodajna kombinacija za MSU. Slednje je seveda logično, saj so natezne sile največje, ko se konstrukcija maksimalno premakne naprej. Projektne vrednosti notranjih

sil sem dobila po enačbi  $S_d = 1,35 \cdot S_{MSN;komb.1/MSU}$  (Beg, Pogačnik, 2009). Podane so v spodnji tabeli.

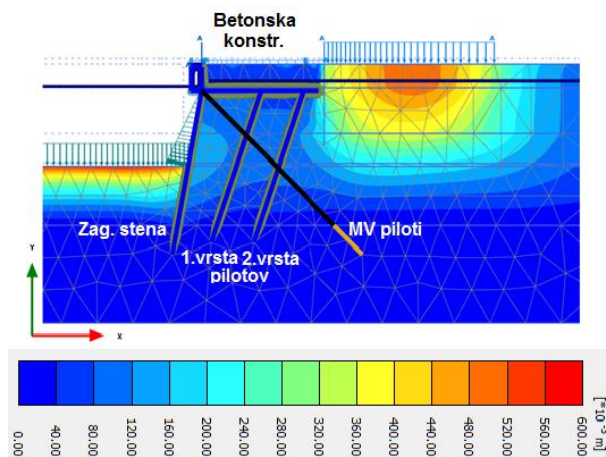
Preglednica 28: Projektne vrednosti notranjih sil pri merodajni obtežni kombinaciji po PP1

Element	1,35 * MSN – kombinacija 1 oz. 1,35 * MSU		
	$M_{Ed}$ [kNm/m]	$N_{Ed}$ [kN/m]	$Q_{Ed}$ [kN/m]
1	6251	2032	1069
2	2625	1804	1036
3	377	1422	165
4	353	1769	161
5	0	1295	0
6	2329	2129	3482
7	2369	1929	4793
8	34	164	124
9	50	328	57

Obtežba dobljena v programu je podana na tekoči meter. Prave vrednosti obremenitev pilotov dobim tako, da dobljene rezultate množim z oddaljenostjo med elementi.

Identification	Phase no.	Start from	Calculation	Loading input	Pore pressure	Time	Stage	Water	First	Last
Initial phase	0	N/A	K0 procedure	Unassigned	Phreatic	0,00	0	0	1	1
Začetno napetostno stanje	1	0	Plastic	Staged construction	Phreatic	0,00	1	1	2	6
Gradbena jama	2	1	Plastic	Staged construction	Phreatic	0,00	2	2	7	30
Obalna konstrukcija in zasip jame	3	2	Plastic	Staged construction	Phreatic	0,00	3	3	31	80
Odkop pred steno	4	3	Plastic	Staged construction	Phreatic	0,00	4	4	81	103
Obtežba obale in zaledja (MSU)	5	4	Plastic	Staged construction	Phreatic	0,00	5	5	104	201
Dodaten izkop 0,5 m (MSN)	6	5	Plastic	Staged construction	Phreatic	0,00	6	6	202	208
Faktorirana obtežba (F=1.50/1.35, MSN1)	7	6	Plastic	Staged construction	Phreatic	0,00	7	7	209	216
Faktorirana obtežba (F=1.30, MSN2)	8	6	Plastic	Staged construction	Phreatic	0,00	8	8	217	243
Phi-c redukcija (F=1.25, MSN2)	9	8	Safety	Target Σ-Msf	From previous phase	0,00	8	8	244	244

Slika 72: Računski koraki v Plaxisu po projektne pristopu 1



Slika 73: Pomiki modela po nanosu merodajne obtežne kombinacije za MSN po PP1

## 6.9 Korak 6 – Zaščita gradbene jame

Začasno zaščito gradbene jame sem modelirala in obravnavala posebej. Podrobnejše analize in optimizacije nisem delala, saj bi lahko bila, glede na potrebne gabarite in zahtevnost robnih pogojev, že gradbena jama sama po sebi tema diplomske naloge.

V dosedanjih primerih je bila izvedena iz U profilov, dolžine 15 m, ki so na vrhu povezani s tlačno razporo. Tlačno razporo predstavljajo cevni piloti premera 508 mm, debeline 8,5 mm in dolžine 25 m. Piloti so razporejeni na medsebojni oddaljenosti 10 m v vzdolžni smeri. Tlačna razpora se nahaja 1 m nad terenom, da ne ovira gradnje obalne konstrukcije, kljub temu da bi nižja lega pripomogla k manjšim pomikom. Gradbena jama je globoka 5 m in široka 25 m.

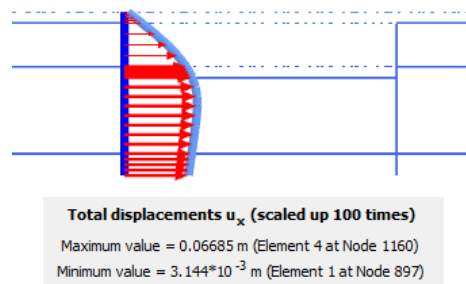
Togosti zagatnic in cevnih pilotov kot tlačnih razpor:

- Zagatnice AU 25:

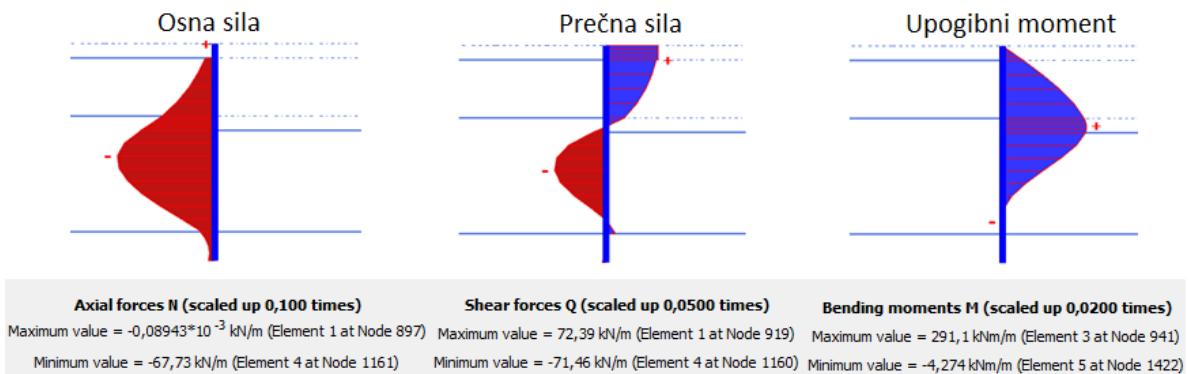
$$EA=3,94 \cdot 10^6 \text{ kN/m} \quad EI=1,18 \cdot 10^5 \text{ kN/m}$$

- Jekleni cevni piloti premera 805 mm, debeline 8,5 mm:

$$EA=2,86 \cdot 10^6 \text{ kN/m} \quad L_{spacing}=10 \text{ m}$$



Slika 74: Pomiki začasne zaščite gradbene jame iz U profilov AU 25

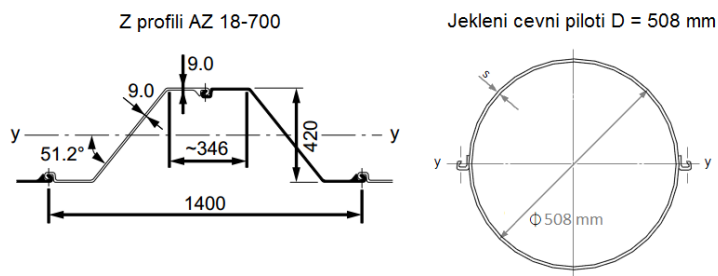


Slika 75: Notranje sile v zagatni steni iz U profilov AU 25 za začasno zaščito gradbene jame

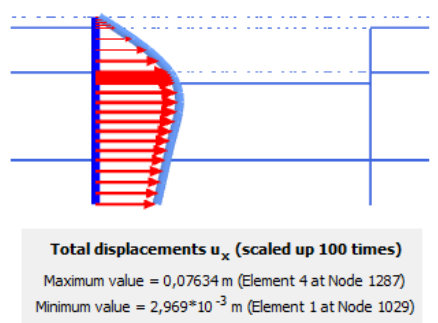
Zgornja slika prikazuje pomike zaščite gradbene jame. Maksimalen horizontalen pomik znaša slabih 7 cm in se zgodi približno na dnu gradbene jame. V kolikor obeh strani gradbene jame ne bi povezovala tlačna razpora, preko katere si ena drugi nudita odpora, ki izvira iz pritiskov zemljine za steno, bi bili pomiki največji na vrhu. Konstrukcija bi bila tedaj navadna konzola. Podobno se pomiki zaradi pasivnega odpora zemljine pred steno z globino manjšajo. Maksimalna vrednost momentov je prav tako na dnu gradbene jame.

Pomiki bi bili, glede na izbrano natančnost, sprejemljivi. Kljub vsemu pa sem se odločila, da naredim še model iz Z profilov, kakršni so uporabljeni kot sekundarni elementi obalne zagatne stene in tako nekoliko poenostavim projekt. Tudi dolžine Z profilov (AZ 18-700) sem ohranila enake, 17 m, kar je dva metra več od predhodnega primera. Novi togosti zagatnic sta  $EA=2,92 \cdot 10^6$  kN/m in  $EI=7,94 \cdot 10^4$  kN/m, kar je sicer manj od predhodne rešitve. Maksimalen horizontalen pomik sedaj znaša 7,6 cm. Kljub centimeter večjemu pomiku se odločim za te elemente, saj je taka izbira bolj praktična in ekonomična.





Slika 76: Prečna prereza uporabljenih elementov za varovanje gradbene jame (Arcelor Mittal, 2012)



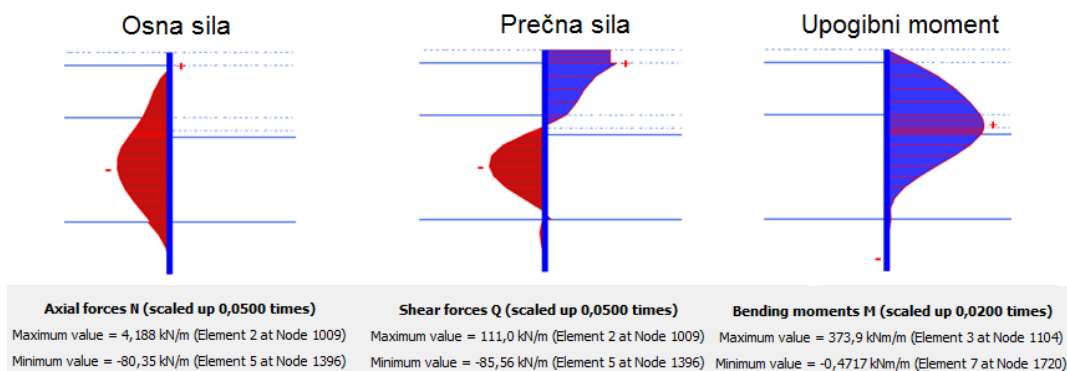
Slika 77: Pomiki konstrukcije pri uporabi Z profilov AZ 18-700 za zaščito gradbene jame

Notranje sile sem določila na enak način kot v prejšnjem koraku. Ker na konstrukcijo ne deluje nobena koristna obtežba, sta računa za MSU in 1. kombinacijo delnih faktorjev pri MSN skorajda enaka, razlika je le v upoštevanem dodatnem izkopu 0,5 m. Rezultati so podani v spodnji razpredelnici.

Preglednica 29: Projektne vrednosti notranjih sil v elementih zaščite gradbene jame po projektne pristopu 1

Element	1,35*MSU			1,35*MSN – kombinacija 1			MSN – kombinacija 2		
	$M_{Ed}$ [kNm/m]	$N_{Ed}$ [kN/m]	$Q_{Ed}$ [kN/m]	$M_{Ed}$ [kNm/m]	$N_{Ed}$ [kN/m]	$Q_{Ed}$ [kN/m]	$M_{Ed}$ [kNm/m]	$N_{Ed}$ [kN/m]	$Q_{Ed}$ [kN/m]
zagatnice	355	89	96	<b>505</b>	<b>110</b>	<b>150</b>	375	81	111
razpora	/	93	/	/	<b>137</b>	/	/	101	/

Merodajna kombinacija je ponovno prva kombinacija za mejnem stanju nosilnosti, tako za zagatnice kot tudi jeklene cevne pilote v razpori. Slika obremenitev začasne zagatne stene je prikazana v nadaljevanju. Projektne vrednosti sem dobila tako, da sem rezultate pomnožila z delnim faktorjem za stalno obtežbo  $\gamma_G = 1,35$ . Enako sem naredila za elemente tlačne razpore, v katerih tlačna sila brez faktoriranja znaša  $N = 101$  kN/m.



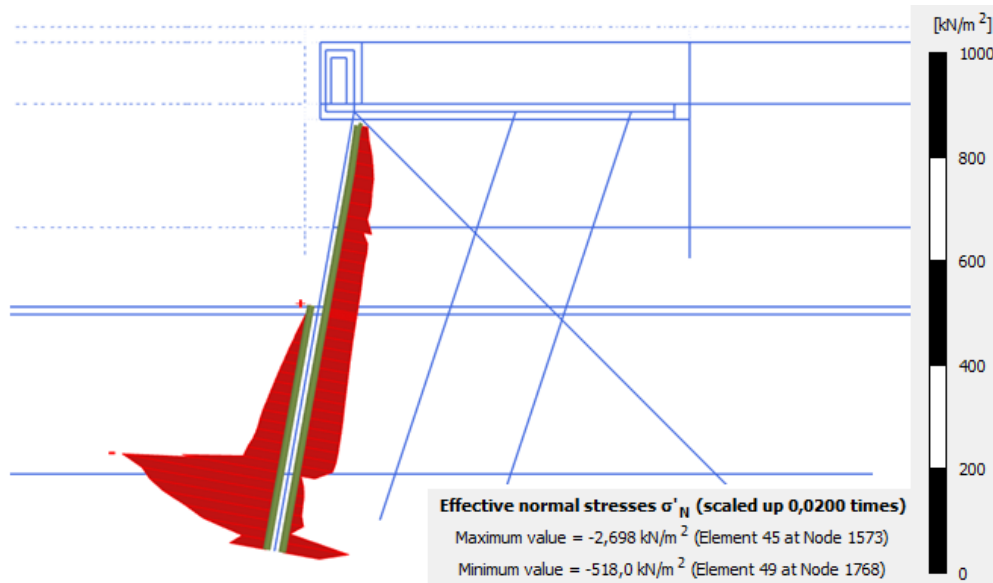
Slika 78: Obremenitev zagatnic AZ 18-700 začasne zaščitne gradbene jame pri prvi kombinaciji delnih faktorjev po PPI

Na podlagi izračunanih obremenitev je potrebno nato preveriti nosilnost prečnih prereзов elementov. Običajno podajo dopustno obremenitev, ki jo element lahko prenese, kar sami proizvajalci profilov. Gre namreč za elemente, ki se standardno uporabljajo, zaradi česar je vsakokratno računanje nosilnosti nesmiselno in nepotrebno. V kolikor je kontrola vseeno potrebna, osnovne enačbe podaja SIST EN 1993-1-1, v katerem so splošna pravila in pravila za stavbe ter SIST EN 1993-5, ki se nanaša na pilotiranje.

## 6.10 Korak 7 – Določitev potrebne globine sekundarnih elementov obalne zagatne stene

Sekundarni elementi naj bi po priporočilih CUR-a (2005) segali vsaj do težišča obtežbe, to je do točke, kjer so zemeljski pritiski na aktivni in pasivni strani enaki. Običajno je merodajen pogoj tesnost stene in notranja erozija, ki mora biti preprečena. Do tega pride v drobno granuliranih prepustnih slojih, zaradi gorvodnega toka podtalnice kot posledica razlik v gladini podtalnice in morja. V obravnavanem primeru pa te nevarnosti ni, saj so tla slabo prepustna, gladini pa praktično enaki. Zato sem se osredotočila le na globino vrtilišča stene.

Točko, v kateri pride do izenačitve napetosti pred in za steno, najlažje določim kar s pomočjo programa Plaxis. Na spodnji sliki je prikazan potek efektivnih normalnih napetosti za steno. Razvidno je, da je iskana globina približno na stiku sloja morske gline in zaglinjenega proda. Sekundarni elementi so v dosedanjih primerih segali do globine 23 m pod koto terena, kar je 5 m nad peščenim slojem. Z profile v steni zato podaljšam. Ukrep je smiseln tudi z vidika materiala, v katerem se zagatnice nahajajo. Za primer, ko le te segajo do sredine sloja gline, obstaja nevarnost izpodrivanja gline pod steno.



Slika 79: Potek efektivnih normalnih napetosti v obalni zagatni steni

## 7 DIMENZIONIRANJE JEKLENIH ELEMENTOV

### 7.1 Obremenitev

Obremenitve posameznih elementov obalne konstrukcije so izračunane v petem koraku poglavja 6 ter povzete v nadaljevanju.

- Kombinirana zagatna stena:  $M_{Ed} = 6251 \text{ kNm/m}$ ,  $N_{Ed} = 2032 \text{ kN/m}$ ,  $Q_{Ed} = 1069 \text{ kN/m}$ .
- Primarni H profili stene:  $M_{Ed} = 2625 \text{ kNm/m}$ ,  $N_{Ed} = 1804 \text{ kN/m}$ ,  $Q_{Ed} = 1036 \text{ kN/m}$ .
- Leva vrsta opornih pilotov:  $M_{Ed} = 377 \text{ kNm/m}$ ,  $N_{Ed} = 1422 \text{ kN/m}$ ,  $Q_{Ed} = 165 \text{ kN/m}$ .
- Desna vrsta opornih pilotov:  $M_{Ed} = 353 \text{ kNm/m}$ ,  $N_{Ed} = 1769 \text{ kN/m}$ ,  $Q_{Ed} = 161 \text{ kN/m}$ .
- MV piloti:  $N_{Ed} = 1295 \text{ kN/m}$ .

### 7.2 Nosilnost osno obremenjenih pilotov na podlagi terenskih raziskav

Nosilnost cevnih pilotov s konico sem določila na podlagi dveh terenskih preiskav, standardnega penetracijskega preizkusa in presiometra, ki sta podrobneje opisana v poglavju 4.2 Terenske preiskave. Merodajna je manjša nosilnost.

Za račun na podlagi terenskih ali laboratorijskih preiskav ponuja Evrokod 7 dve možnosti, t.i. metodo modelnega pilota in alternativno metodo. Pri metodi modelnega pilota izračunamo odpornost za vsak niz terenskih raziskav (CPT ali SPT oziroma PMT v posamezni vrtini) na določeni lokaciji posebej, neodvisno od ostalih rezultatov preiskav. Na ta način dobimo več računskih odpornosti, ki jih vstavimo v spodnjo enačbo ter tako dobimo karakteristično odpornost pilotov:

$$R_{c,k} = \min \left\{ \frac{(R_{c,cal})_{mean}}{\xi_3}; \frac{(R_{c,cal})_{min}}{\xi_4} \right\}.$$

Korelacijski faktorji  $\xi$  so podani v dodatku A Evrokoda 7-1 ter povzeti v spodnji tabeli.

Preglednica 30: Korekcijski faktorji za račun karakteristične odpornosti pilotov iz rezultatov terenskih raziskav (SIST EN 1997-1, 2005: str. 114)

	$\xi$ za n =	1	2	3	4	5
<b>Gibke konstrukcije</b>	$\xi_3$	1,4	1,35	1,33	1,31	1,29
	$\xi_4$	1,4	1,27	1,23	1,20	1,15

Alternativna metoda pa je bolj primerna za laboratorijske preskuse, katerih število v posamezni vrtini je premajhno za uporabo modelnega pilota. Po tej metodi najprej določimo karakteristike posameznih

slojev in naredimo ustrezen model, na podlagi katerega nato določimo odpornost kot vsoto nosilnosti konice in plašča pilotov.

Za prikaz obeh metod, sem nosilnost na podlagi SPT-ja izračunala po alternativni, nosilnost s pomočjo rezultatov presiometriških meritev pa po metodi modelnega pilota.

Oсна nosilnost kola je vsota nosilnosti ob konici kola  $Q_b$  in nosilnosti po plašču kola  $Q_s$  (Logar, 2010):

$$R_{c;k} + W_P = R_{b;k} + R_{s;k} = q_{b;k}A_b + q_{s;k}A_s ,$$

kjer je:

$W_P$	lastna teža kola,
$q_{b;k}, q_{s;k}$	nosilnost pod konico in ob plašču kola,
$A_b = \frac{\pi D_b^2}{4}$	prečni prerez konice kola,
$A_s = \pi DH$	površina plašča kola.

#### A. Standardna penetracijska preiskava (SPT)

Nosilnost pod konico in ob plašču kola sem določila na podlagi empiričnih obrazcev, ki sta jih za zabite kole podala Bazaara in Kurkur (Logar, 2010):

$$q_{b;k} = 200N \text{ in } q_{s;k} = 2,2N',$$

kjer pomeni:

$N$	povprečno izmerjeno število udarcev za globine preiskav $3,75D$ nad nogo kola in $1,0D$ pod nogo kola,
$D$	premer kola,
$N'$	povprečno izmerjeno število udarcev za globine preiskav na območju plašča kola.

Skupno je bilo izvedenih 11 vrtin, od tega dve na morju. Vrtine na morju nisem upoštevala, preostale pa sem razdelila v dve skupini. V prvo skupino sem uvrstila tiste vrtine, ki se nahajajo bolj v notranjosti in sem jih uporabila za račun nosilnosti zalednih pilotov, v drugo pa tiste, ki se nahajajo na območju predvidene obalne zagatne stene. V prvo skupino sodi 5 vrtin, P1, P2, P3, F1 in F2. Koli so dolgi 26 m in segajo od globine 5 m do globine 31 m, premer pilota znaša  $D = 813$  mm. Meje obravnave za konico so:  $3,75D = 3,05$  m in  $1,0D = 0,81$  m nad in pod nogo kola, kar pomeni približno

med globinama 28 m in 32 m ter za plašč med globinama 5 in 30 m, če odštejemo približno 1 m konice kola. V spodnji preglednici so povzeti rezultati števila udarcev za obe območji za pet vrtn ter ocenjeni karakteristični vrednosti.

Preglednica 31: Izmerjeno število udarcev pri standardnem penetracijskem preskusu ter izbrani karakteristični vrednosti

	<b>F1</b>	<b>F2</b>	<b>P1</b>	<b>P2*</b>	<b>P3</b>	<b>Karakteristična vrednost</b>
<i>N</i> (28-32 m)	53	31	58	/	57	<b>35</b>
<i>N'</i> (5-30 m)	53	23	58	/	57	<b>25</b>

\*Opomba: Preiskava ni segala do obravnavnih globin.

Odpora pod konico in ob plašču kola sta enaki:

$$q_{b;k} = 200 \cdot N = 7000 \text{ kPa} \quad \text{in} \quad q_{s;k} = 2,2 \cdot N' = 55 \text{ kPa}.$$

Prerez konice in površina plašča:

$$A_b = \frac{\pi D_b^2}{4} = \frac{\pi \cdot (0,81\text{m})^2}{4} = 0,52 \text{ m}^2,$$

$$A_s = \pi DH = \pi \cdot 0,81\text{m} \cdot 26\text{m} = 66,2 \text{ m}^2.$$

Upoštevala sem vertikalno dolžino pilotov in sem tako na varni strani, saj je dejanska površina plašča večja.

Lastno težo pilota sem zanemarila. Karakteristična vrednost nosilnosti pilota je zato enaka:

$$R_{c;k} = q_{b;k} A_b + q_{s;k} A_s = 7000 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \cdot 0,52\text{m}^2 + 55 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \cdot 66,2 \text{ m}^2 = 7281 \text{ kN}.$$

Projektno vrednost odpornosti tal sem dobila tako, da sem karakteristično vrednost delila z modelnim  $\gamma_M$  in delnim faktorjem  $\gamma_{R;c}$  za projektni pristop 2:

$$R_{c;d} = \frac{R_{c;k}}{\gamma_{R;c} \gamma_M} = \frac{7281 \text{ kN}}{1,3 \cdot 1,10} = \mathbf{5091 \text{ kN}}.$$

## B. Preiskava s presiometrom

Osnovne enačbe za izračun nosilnosti kolov na podlagi presiometrične preiskave so podane v SIST EN 1997-2, dodatek E (2007).

Karakteristična vrednost nosilnosti pod konico je določena z enačbo:

$$q_{b;k} = k \cdot (p_{LM} - p_0),$$

kjer je:

$k$  faktor odpora za tlačno obremenjene kole,  
 $p_{LM}$  mejni tlak na globini noge kola,  
 $p_0 = k_o \cdot \gamma' \cdot z$  mirni zemeljski pritisk na koti presiometričnega testa.

$k_o$  je koeficient mirnega zemeljskega pritiska in je za zaglinjen prod enak:

$$k_o = 1 - \sin\varphi = 1 - \sin(38^\circ) = 0,38.$$

Od tod sledi:

$$p_0 = 0,38 \cdot (20,3 - 10) \text{ kN/m}^3 \cdot 31 \text{ m} = 121,3 \text{ kPa}.$$

Presiometrična preiskava je bila izvedena v vrtinah P2, F2 in F3. Prvi dve se nahajata na območju opornih pilotov, zato sem ju upoštevala, medtem ko je vrtina F3 upoštevana pri računu nosilnosti zagatne stene. Vrednosti mejnega tlaka za omenjeni vrtini na globini 31 m znašata:

$$p_{LM,P2} = 3,1 \text{ MPa},$$

$$p_{LM,F2} = 3,2 \text{ MPa}.$$

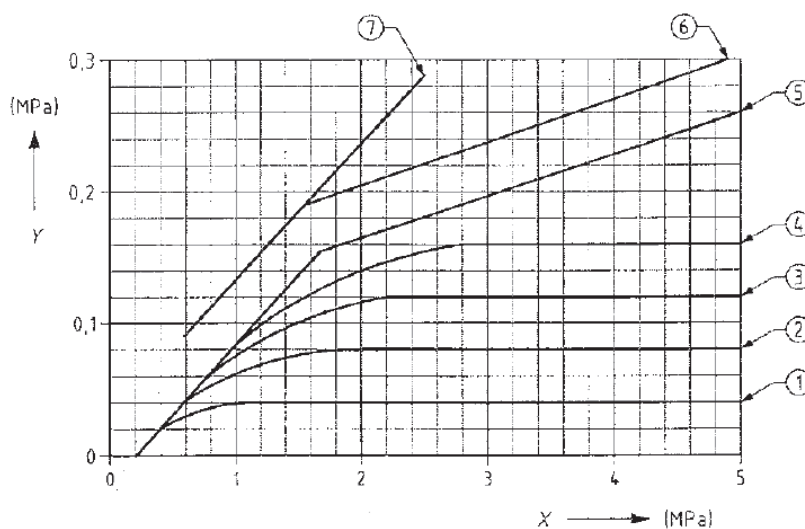
Na podlagi mejnega tlaka na globini noge kola sem iz tabele E.4 odčitala vrednost koeficienta  $k$ , ki za gline in melje ter C kategorijo mejnega tlaka znaša 1,3.

Nosilnost pod konico kola za obe vrtini:

- P2:  $q_{b;k} = 1,3 \cdot (3100 - 121,3) \text{ kPa} = 3872,3 \text{ kPa}$ ,
- F2:  $q_{b;k} = 1,3 \cdot (3200 - 121,3) \text{ kPa} = 4002,3 \text{ kPa}$ .

Nosilnost po plašču kola sem določila na podlagi tabele E.5, ob upoštevanju slike E.1. Za jeklene cevne pilote z zaprto konico in C kategorijo mejnega tlaka, se nosilnost ob plašču določi na podlagi krivulje 2 za sloj gline in melja ter krivulje 3 za prodat sloj. Del pilotov, ki sega v prod, sem zanemarila in dobila:

- P2:  $q_{s;k} = 0,08 \text{ MPa}$ ,
- F2:  $q_{s;k} = 0,08 \text{ MPa}$ .



Slika 80: Graf za določitev nosilnosti po plašču kola na podlagi presiometrične preiskave (SIST EN 1997-2, 2007: str. 124)

Odpornost posameznega modelnega pilota:

- P2:  $R_{c;cal} = q_{b;k}A_b + q_{s;k}A_s = 3872,3 \cdot 0,52 + 80 \cdot 66,2 = 7309,6 \text{ kN}$ ,
- F2:  $R_{c;cal} = q_{b;k}A_b + q_{s;k}A_s = 4002,3 \cdot 0,52 + 80 \cdot 66,2 = 7377,2 \text{ kN}$ .

Karakteristično vrednost sem dobila po spodnji enačbi:

$$R_{c;k} = \min \left\{ \frac{(R_{c;cal})_{mean}}{\xi_3}; \frac{(R_{c;cal})_{min}}{\xi_4} \right\} = \min \left\{ \frac{7343,4}{1,35}; \frac{7309,6}{1,27} \right\} = \min \{5439,6; 5755,6\},$$

$$R_{c;k} = 5439,6 \text{ kN}.$$

Projektno vrednost sem dobila ob upoštevanju delnega faktorja  $\gamma_{R;c} = 1,10$ :

$$R_{c;d} = \frac{R_{c;k}}{\gamma_{R;c}} = \frac{5439,6}{1,10} = 4945 \text{ kN}.$$



Preglednica 32: Nosilnost pilotov na podlagi terenskih preiskav

Preiskava	$R_{c,d}$ [kN]
SPT	5091
Presiometer	<b>4945</b>

Merodajna je manjša izmed vrednosti. Dobljen rezultat lahko primerjam z rezultatom statičnega obremenilnega testa izvedenega na testnem pilotu premera 812,8 mm, debeline 12,5 m in z jekleno konico zapolnjeno z betonom na lokaciji veza 12 junija 2007. Pilot je segal sicer nekoliko globlje, do globine -36 m NMV, dosežena maksimalna obremenitev pa je znašala >6750 kN (Strniša, 2009). Vidim, da je velikostni red ustrezen, kar potrjuje pravilnost računa na podlagi SPT in presiometrične preiskave.

Za vse obtežne kombinacije mora veljati, da je projektna obremenitev v osni smeri pilota manjša ali enaka projektni vrednosti odpornosti tal pod nogo in ob plašču pilota:

$$F_{c;d} \leq R_{c;d}.$$

Maksimalna osna obremenitev zalednih pilotov znaša  $1769 \text{ kN/m} \cdot 5 \text{ m} = 8843 \text{ kN/m}$  in je večja od projektne odpornosti. Nosilnost pilotov je zato potrebno povečati za 44 %. Rešitev je gostejši raster pilotov, dodatna vrsta ali dve pilotov ter večje dolžine le teh.

### 7.3 Nosilnost zagatne stene

Ker se je račun nosilnosti na podlagi presiometra izkazal za merodajnega, sem račun nosilnosti zagatne stene določila le na podlagi tega. Pri tem sem zanemarila nosilnost sekundarnih Z profilov in upoštevam le primarne H profile. Tako sem dobila škatlast prerez širine 920 mm in višine 1087,4 mm. Primarni elementi segajo do globine 33 m in so dolgi 29 m.

Ker je na območju predvidene zagatne stene na voljo le eno preiskavo v vrtini F3, je alternativna metoda enaka metodi modelnega pilota za eno vrtino in je  $\gamma_M = \xi(n = 1) = 1,4$ .

Izračun:

$$k_o = 1 - \sin\varphi = 1 - \sin(38^\circ) = 0,38,$$

$$p_0 = 0,38 \cdot (20,3 - 10) \text{ kN/m}^3 \cdot 33 \text{ m} = 129,2 \text{ kPa},$$

$$p_{LM,F3} = 3,2 \text{ MPa},$$

$$k = 1,3,$$

$$q_{b;k} = k \cdot (p_{LM} - p_0) = 1,3 \cdot (3200 - 129,2) \text{ kPa} = 3992,0 \text{ kPa},$$

$$q_{s;k} = 0,08 \text{ MPa},$$

$$A_b = 0,11 \text{ m}^2,$$

$$A_s = o \cdot H = 232,9 \text{ m}^2,$$

$$R_{c;k} = q_{b;k}A_b + q_{s;k}A_s = 3992,0 \text{ kN/m}^2 \cdot 0,11 \text{ m}^2 + 80 \text{ kN/m}^2 \cdot 232,9 \text{ m}^2 = 19067,8 \text{ kN},$$

$$R_{c,d} = \frac{R_{c,k}}{\gamma_{R;c} \gamma_M} = \frac{19067,8 \text{ kN}}{1,10 \cdot 1,40} = \mathbf{12381 \text{ kN}}.$$

Veljati mora, da je projektna obremenitev v osni smeri pilota manjša ali enaka projektni vrednosti odpornosti pilota:

$$F_{c;d} \leq R_{c;d},$$

$$F_{c;d} = 1804 \text{ kN/m} \cdot 2,4 \text{ m} = 4330 \text{ kN} \leq R_{c;d} = 12381 \text{ kN}.$$

Nosilnost primarnih elementov zagatne stene je večja od obremenitve.

#### 7.4 MV piloti

Preverjanje nosilnosti nateznih pilotov poteka na enak način kot pri tlačno obremenjenih pilotih, spremeni se le delni faktor  $\gamma_M = 1,15$ . Za vse obtežne kombinacije mora zato veljati, da projektna vrednost učinka vseh vplivov ne preseže projektne natezne odpornosti:

$$F_{t;d} \leq R_{t;d}.$$

MV piloti so obdani z injekcijsko maso, ki sicer povečuje natezno trdnost pilota, vendar je s standardnimi računi nosilnosti pilotov ne morem upoštevati. Zato sem zanemarila ugoden vpliv injektiranja. Rezultati so na varni strani.

Projektno nosilnost pilota sem dobila po enačbi:

$$R_{t;d} = \frac{R_{t;k}}{\gamma_{s;t} \gamma_M} = \frac{R_{s;k}}{\gamma_{s;t} \gamma_M}.$$

Karakteristična vrednost odpornosti tal  $R_{t;k}$  je enaka produktu karakteristične vrednosti odpornosti ob plašču pilota  $q_{s;k}$ , ki sem jo določila na podlagi rezultatov presiometriške preiskave in površine plašča HP profila:

$$R_{S;k} = q_{S;k} A_S = 80 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \cdot 86 \text{ m}^2 = 6880 \text{ kN},$$

$$A_{S,HP360x152} = 86 \text{ m}^2.$$

Od tod sledi:

$$R_{t;d} = \frac{R_{S;k}}{\gamma_{S;t} \gamma_M} = \frac{6880 \text{ kN}}{1,30 \cdot 1,15} = \mathbf{4602 \text{ kN}}.$$

Rezultat sem primerjala z rezultati raziskave (CUR, 2005), v kateri so primerjali nosilnost približno enakih pilotov z in brez injekcijske mase v enakih pogojih. Izkazalo se je, da je nosilnost MV pilotov skoraj trikrat večja od nosilnosti ustreznega »golega« profila. Zato lahko sklepam, da je tudi nosilnost pilotov v mojem primeru vsaj enkrat ali dvakrat večja. Za natančnejše podatke, bi bilo potrebno izvesti test nosilnosti na vzorčnem pilotu v dejanskih pogojih.

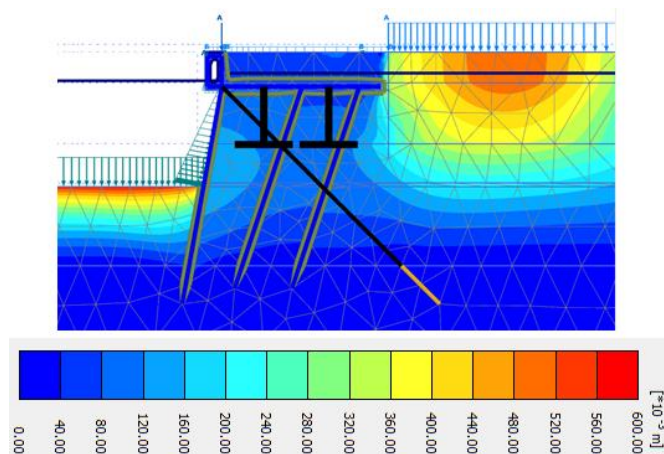
Izračunana obremenitev pilotov znaša:

$$F_{c;d} = 1295 \text{ kN/m} \cdot 5 \text{ m} = 6475 \text{ kN} \geq R_{c;d} = 4602 \text{ kN}.$$

Obremenitev je sicer večja od nosilnosti pilota brez injekcijske mase. Če pa se sklicujem na rezultate prej omenjen preiskave, pa lahko rečem, da je dejanska nosilnost večja. Zato pilotov nisem spreminjala.

## 7.5 Izpolnitev pogoja nosilnosti za pilote v tlaku

Na podlagi izračunov nosilnosti pilotov sem ugotovila, da je le ta zadostna pri primarnih elementih obalne zagatne stene in nateznih pilotih, medtem ko obremenitev preseže nosilnost tlačno obremenjenih pilotov. Slednje sem zato razporedila na manjši medsebojni oddaljenosti. Rastra v vzdolžni smeri nisem spreminjala in ostaja 5 m. V prečni smeri pa sem dodala dve vrsti pilotov in sicer eno med steno in prvo vrsto obstoječih pilotov, drugo pa med obstoječi vrsti kolov. Na ta način sem povečala število elementov, na katere se preko monolitne betonske plošče prenaša obtežba. Obremenitev, ki odpade na posamezen pilot, je zato manjša. S tem ugodno vplivam tudi na razporeditev obtežbe v plošči, saj zmanjšam razpone med podporami.



Slika 81: Model konstrukcije z dodatnima vrstama vertikalnih pilotov

Dodatne pilote sem postavila pravokotno na betonsko ploščo ter jih modelirala kot sidra z nepomičnim koncem. Taka sidra so v bistvu elastične vzmeti, definirane z osno togostjo, na fiksni podlagi. Kot rezultat program poda le osno obremenitev, brez momenta in prečne sile. Tak način modeliranja ni povsem točen, mi pa omogoča izognitev skokom notranjih sil, zaradi sečišč elementov in torej nepravilnim rezultatom.

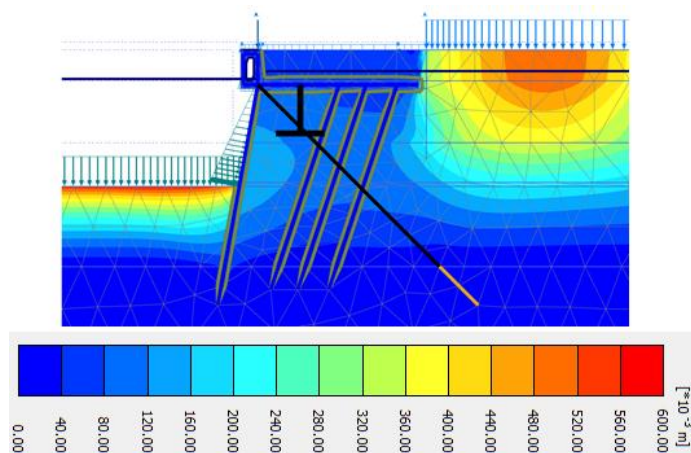
Ker pa velika tlačna osna sila v pilotih ni le posledica vertikalne obtežbe, temveč velik del le te izvira iz horizontalne obtežbe zemljine, ta rešitev ni zadostovala. Osna sila v pilotih je bila še vedno prevelika, saj so dodatni piloti prevzeli le del vertikalne obtežbe. Izračun sem naredila samo za prvo kombinacijo mejnega stanja nosilnosti, ki se je izkazala za merodajno. Obremenitev je znašala:

$$F_{c;d} = 8269 \text{ kN} > R_{c;d} = 4945 \text{ kN}.$$

V tem in sledečih primerih sem upoštevala tudi potrebno podaljšanje sekundarnih elementov do prodnatega sloja.

Kot logična posledica prejšnje ugotovitve je bila poraba dodatnih pilotov pod naklonom. Zaradi bližine zagatne stene, sem jih lahko postavila le med obstoječi vrsti pilotov, za zagatno steno so ostali vertikalno postavljeni. Upoštevala sem enak naklon in enak raster kot pri obstoječih pilotih. Nova obremenitev zunanje vrste se je zmanjšala za več kot 1500 kN, vendar je še vedno presegala izračunano nosilnost pilotov:

$$F_{c;d} = 6757 \text{ kN} > R_{c;d} = 4945 \text{ kN}.$$



Slika 82: Pomiki modela pri uporabi dodatnih, vertikalnih in poševnih pilotov

Nato sem preverila še dve možnosti. Prva je bila podaljšanje jeklenih cevnih pilotov, druga pa izbira cevi večjih dimenzij. V obeh primerih sem postopala po obratni poti in sicer sem na podlagi znane obremenitve za primer z dodatnima vrstama pilotov določila potrebno dolžino oziroma premer jeklenih cevnih pilotov, da je izpolnjen pogoj  $F_{t;d} \leq R_{t;d}$ . Upoštevala sem tlačno osno silo desne vrste pilotov pod tiri kontinuirnega razkladalnega mostu. Izkazalo se je, da je za ustrezno nosilnost pri uporabi dodatnih vertikalnih kolov v obeh vrstah potrebno podaljšati pilote za dobrih 15 m oziroma povečati premer le teh na 1170 mm. V primeru izvedbe ene vrste vertikalne, druge pod naklonom pa podaljšanje za 8 m oziroma povečanje premera na 1000 mm.

Prikaz izračuna za drugo možnost:

#### A. Podaljšanje pilotov

$$z = 39 \text{ m,}$$

$$H = z - 5 \text{ m} = 34 \text{ m,}$$

$$D = 0,81 \text{ m,}$$

$$A_b = \frac{\pi D_b^2}{4} = \frac{\pi \cdot (0,81 \text{ m})^2}{4} = 0,52 \text{ m}^2,$$

$$A_s = \pi D H = \pi \cdot 0,81 \text{ m} \cdot 34 \text{ m} = 86,5 \text{ m}^2,$$

$$k_o = 1 - \sin \varphi = 0,38,$$

$$p_0 = k_o \cdot \gamma' \cdot z = 0,38 \cdot (20,3 - 10) \text{ kN/m}^3 \cdot 39 \text{ m} = 152,6 \text{ kPa,}$$

$$k = 1,3,$$

$$p_{LM,P2} = 3,1 \text{ MPa,}$$

$$p_{LM,F2} = 3,2 \text{ Mpa.}$$

Nosilnost pod konico kola za obe vrtini:

- P2:  $q_{b;k} = k \cdot (p_{LM} - p_0) = 1,3 \cdot (3100 - 152,6) \text{ kPa} = 3831,6 \text{ kPa}$ ,
- F2:  $q_{b;k} = k \cdot (p_{LM} - p_0) = 1,3 \cdot (3200 - 152,6) \text{ kPa} = 3961,6 \text{ kPa}$ .

Nosilnost po plašču kola:

Za del kola v glinenem sloju sem upoštevala vrednost 80 kPa, za del v produ pa 120 kPa. Povprečna vrednost znaša:

- P2,F2:  $q_{s;k} = 82\% \cdot 80 + 18\% \cdot 120 = 92,9 \text{ kPa}$ .

Odpornost posameznega modelnega pilota:

- P2:  $R_{c;cal} = q_{b;k}A_b + q_{s;k}A_s = 3831,6 \cdot 0,52 + 92,9 \cdot 86,5 = 10015,6 \text{ kN}$ ,
- F2:  $R_{c;cal} = q_{b;k}A_b + q_{s;k}A_s = 3961,6 \cdot 0,52 + 92,9 \cdot 86,5 = 10082,6 \text{ kN}$ .

Karakteristična vrednost:

$$R_{c;k} = \min \left\{ \frac{(R_{c;cal})_{mean}}{\xi_3}, \frac{(R_{c;cal})_{min}}{\xi_4} \right\} = \min \left\{ \frac{10049,1}{1,35}, \frac{10015,6}{1,27} \right\} = 7443,8 \text{ kN}.$$

Projektna vrednost:

$$R_{c;d} = \frac{R_{c;k}}{\gamma_{R,c}} = \frac{7443,8}{1,10} = \mathbf{6767 \text{ kN}}.$$

Pogoj nosilnosti je izpolnjen:

$$F_{c;d} = 6757 \text{ kN} \leq R_{c;d} = 6767 \text{ kN}.$$

Nova dolžina kolov je 34 m in segajo do globine -39 m glede na koto terena.

## B. Koli večjega premera

$$D = 1,0 \text{ m},$$

$$z = 31 \text{ m},$$

$$H = z - 5\text{m} = 26 \text{ m},$$

$$A_b = \frac{\pi D_b^2}{4} = \frac{\pi \cdot (1,0\text{m})^2}{4} = 0,79 \text{ m}^2,$$

$$A_s = \pi D H = \pi \cdot 1,0\text{m} \cdot 26\text{m} = 81,9 \text{ m}^2,$$

$$k_o = 1 - \sin\varphi = 0,38,$$

$$p_0 = k_o \cdot \gamma' \cdot z = 0,38 \cdot (20,3 - 10) \text{ kN/m}^3 \cdot 39 \text{ m} = 121,3 \text{ kPa},$$

$$k = 1,3,$$

$$p_{LM,P2} = 3,1 \text{ MPa},$$

$$p_{LM,F2} = 3,2 \text{ MPa}.$$

Nosilnost pod konico kola za obe vrtini:

- P2:  $q_{b;k} = k \cdot (p_{LM} - p_0) = 1,3 \cdot (3100 - 152,6) \text{ kPa} = 3872,3 \text{ kPa}$ ,
- F2:  $q_{b;k} = k \cdot (p_{LM} - p_0) = 1,3 \cdot (3200 - 152,6) \text{ kPa} = 4002,3 \text{ kPa}$ .

Nosilnost po plašču kola:

Za del kola v glinenem sloju sem upoštevala vrednost 80 kPa, za del v produ pa 120 kPa. Povprečna vrednost znaša:

- P2,F2:  $q_{s;k} = 88,5\% \cdot 80 + 11,5\% \cdot 120 = 84,6 \text{ kPa}$ .

Odpornost posameznega modelnega pilota:

- P2:  $R_{c;cal} = q_{b;k}A_b + q_{s;k}A_s = 3872,3 \cdot 0,79 + 92,9 \cdot 81,9 = 9982,9 \text{ kN}$ ,
- F2:  $R_{c;cal} = q_{b;k}A_b + q_{s;k}A_s = 4002,3 \cdot 0,79 + 92,9 \cdot 81,9 = 10085,4 \text{ kN}$ .

Karakteristična vrednost:

$$R_{c;k} = \min \left\{ \frac{(R_{c;cal})_{mean}}{\xi_3}; \frac{(R_{c;cal})_{min}}{\xi_4} \right\} = \min \left\{ \frac{(10034,2)}{1,35}; \frac{9982,9}{1,27} \right\} = 7432,7 \text{ kN}.$$

Projektna vrednost:

$$R_{c,d} = \frac{R_{c,k}}{\gamma_{R,c}} = \frac{7432,7}{1,10} = \mathbf{6757 \text{ kN}}.$$

Pogoj nosilnosti je izpolnjen:

$$F_{c,d} = 6757 \text{ kN} \leq R_{c,d} = 6757 \text{ kN}.$$

Možne so seveda tudi kombinacije ukrepov A in B. V spodnji tabeli so podani rezultati za različne dolžine in različne premere kolov, ki dajo ustrezno nosilnost za oba primera.

Preglednica 33: Različne kombinacije dolžin in premerov kolov, ki zagotavljajo potrebno nosilnost

Obe vrsti dodatnih pilotov vertikalni: $R_{c,d} = \mathbf{8269 \text{ kN}}$		Ena vrsta vertikalna, druga v naklonu 2:1: $R_{c,d} = \mathbf{6757 \text{ kN}}$	
$H$ [m]	$D$ [mm]	$H$ [m]	$D$ [mm]
26	1170	26	1000
28	1110	27	970
30	1050	28	950
32	1000	29	920
34	960	30	900
36	910	31	870
38	870	32	850
40	830	33	830
41,4	810	34	810

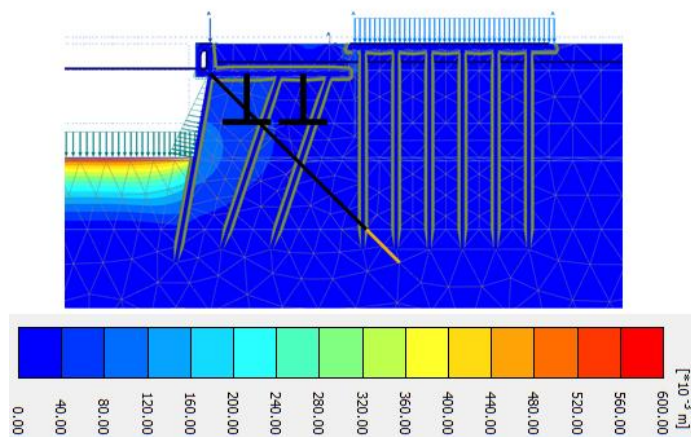
Izberem lahko na primer jeklene cevne pilote premera  $D = 1016 \text{ mm}$ , debeline  $t = 12,7 \text{ mm}$  in dolžine  $H = 32 \text{ m}$  z nosilnostjo  $R_{c,d} = 8409 \text{ kN}$  ali kole enakega prečnega prereza in nespremenjene dolžine z nosilnostjo  $R_{c,d} = 6878 \text{ kN}$  za drugi primer.

Ker pa je iz zadnjih dveh slik lepo razvidno, da se večji del posedkov zgodi pod zaledno obtežbo, sem kot možno rešitev preverila še dodatno globoko temeljenje zaledja. Na ta način sem zmanjšala obremenitev in horizontalen pomik obalne konstrukcije, saj se obtežba prenese na temeljna tla in dodatno ne obremenjuje obalne konstrukcije. Zaledje sem temeljila na kolih premera  $508 \text{ mm}$ , debeline  $8,5 \text{ mm}$  in dolžine  $31 \text{ m}$ , kakršni so bili uporabljeni za temeljenje zaledja veza 11. Pilete sem razporedila v rastru  $5 \times 5 \text{ m}$  ter jih na vrhu tega povezala z betonsko ploščo debeline  $1 \text{ m}$ , enako kot sem to storila pri obalni konstrukciji. Izhajala sem iz primera z dodatnima vrstama vertikalnih pilotov. Ukrepov glede povečanja dolžine in premera obstoječih kolov sprva nisem upoštevala. Obremenitev zadnje vrste pilotov obale se je s temeljenjem zaledja iz  $8269 \text{ kN}$  zmanjšala na  $5724 \text{ kN}$ , torej za  $30\%$ .



Kljub vsemu pa je presegala nosilnost pilotov. Podobno je pri zalednih piloti, ki so obremenjeni s silo 3423 kN, medtem ko znaša njihova nosilnost 2901 kN. Možna rešitev je podaljšanje kolov in sicer, obalnih za 3 m, zalednih pa za 5 m. Novi nosilnosti sta:

- piloti obalne konstrukcije:  $F_{c;d} = 5724 \text{ kN} \leq R_{c;d} = 5748 \text{ kN}$ ,
- piloti zaledne konstrukcije:  $F_{c;d} = 3423 \text{ kN} \leq R_{c;d} = 3543 \text{ kN}$ .



Slika 83: Pomiki modela ob upoštevanju globokega temeljenja zaledne konstrukcije

Iz slike je razvidno, da so pomiki obale, ob upoštevanju zaledne konstrukcije, ki prevzame vertikalno obtežbo skladiščnih površin, praktično nič. Horizontalen pomik vrha obalne konstrukcije znaša v tem primeru zgolj 3 cm. Nekoliko večji pomik je pri zagatni steni na koti morskega dna, 10 cm, kar pa je še vedno 4,5 cm manj od predhodno določenega v primeru brez temeljenja zaledne konstrukcije.

Konstrukcijo zalednega območja sem okvirno prikazala in je zato podrobneje ne obravnavam. Dokazati sem želela le, da bo temeljenje skladiščnega območja najverjetneje potrebno, ter da ugodno vpliva na deformabilnost ter nosilnost obalne konstrukcije in ga je zato smiselno upoštevati.

Projekt obalne konstrukcije v danih pogojih je vsekakor zelo obsežen in zahteva analizo velikega števila dejavnikov, ki vplivajo na končno obliko konstrukcije. Če bi želela analizirati vse parametre in določiti »optimalno konstrukcijo«, bi bil obseg diplomske naloge bistveno večji. Ker je primarni cilj deformabilnost obale, sem z zgornjo rešitvijo zaključila z modeliranjem obalne konstrukcije v Plaxisu. V predhodni tabeli so tako podane možne rešitve glede dimenzij cevnic pilotov, ki, skupaj z ostalimi elementi konstrukcije, izpolnjujejo zadane omejitve pomikov in pogoje nosilnosti temeljnih tal. Prav tako je bila prikazana možnost uporabe metode globinskega mešanja in dodatnega globokega temeljenja zaledja, kot ukrepa, ki ugodno vplivata na zmanjšanje pomikov in obremenitev konstrukcijskih elementov. Nerazrešenih pa seveda ostaja še veliko vprašanj, kot je na primer ravno

omenjeno globoko temeljenje zaledja veza 12. Ker je zaledje namenjeno skladiščenju tovora, ki predstavlja relativno veliko obtežbo, bo to najverjetneje potrebno. Pri tem pa bo potrebno določiti še ustrezne dimenzije pilotov, raster in morebitno togo povezavo med elementi z AB ploščo. Prav tako ostaja odprto vprašanje o tem, kakšna oblika betonskega okvira obalne konstrukcije je optimalna. Ali je smiselno razširiti betonski okvir, da se zmanjša vertikalna obtežba pilotov, ki izvira iz lastne teže zemljine nad betonsko ploščo ali je to zaradi velikih razsežnosti obale nesmiselno in z vidika vzgona konstrukcije celo problematično? K betonskemu delu sodi še določitev dimenzij prečnih prereзов, količino armature in morebitno prednapetje betonskih elementov, v kolikor bi bilo to potrebno. Naslednje vprašanje so dimenzije pilotov obalnega dela. Ali je bolje izbrati daljše pilote premera 813 mm ali ohraniti manjše globine in povečati premer ter kakšne dimenzije elementov so potrebne z vidika nosilnosti prečnih prereзов in stabilnosti elementov? Premeri pilotov so vsekakor odvisni tudi od potrebnega odmika od zagatne stene. Pri izbiri pilotov v zaledju, za steno bi bilo smiselno razmisliti tudi o morebitnem drugačnem prečnem prerezu le teh. Cevni piloti se sicer v luki uporabljajo že vrsto let, saj so se za gradnjo odprtih pomolov s položno podvodno brežino izkazali za primerne, vendar gre v obravnavanem primeru za drugačen način gradnje in mogoče potrebo po drugačnih pilotih. Poleg tega ne smem pozabiti še na kopico drugih, manjših detajlov take konstrukcije. To so na primer stiki pilotov in zagatnic z betonsko ploščo, oprema za privez ladij kot so polerji in odbojniki, sistem odvodnjavanja obale, korozijska zaščita jeklenih delov, prostori za vodenje kablov in vsi potrebni priključki, navezava na obstoječo obalo ipd.

## **7.6 Nosilnost prečnih prereзов in stabilnost jeklenih elementov**

Pred potrditvijo ustreznosti cevni pilotov in primarnih ter sekundarnih elementov zagatne stene, je potrebna še kontrola mejnega stanja nosilnosti prečnih prereзов in stabilnosti elementov. Osnovne zahteve o tem so podane v prvem, petem in šestem delu Evrokoda 3 ter v Evrokodu 7.

Pri jeklenih konstrukcijah predstavlja pomemben faktor korozija, ki jo je potrebno preprečiti oziroma karseda reducirati. Elemente se zato zaščiti s protikorozijskimi premazi, uporabi se močnejše profile ali višja kvaliteta jekla, izogibamo se velikim momentom v območju največje ogroženosti, lahko se uporabi katodna zaščita ali obbetoniranje elementov. V kolikor se elementov dodatno ne zaščiti pred korozijo, je potrebno v računu nosilnosti upoštevati ustrezno zmanjšanje debeline prereзов. Vrednosti so podane v SIST EN 1993-5, razpredelnici 4-1 in 4-2. V obravnavanem primeru bi bilo na primer potrebno, za konstrukcijo z življenjsko dobo 50 let, upoštevati zmanjšanje debeline za 0,6 mm, zaradi agresivnega delovanja neonesnažene zemljine in konsolidiranega nasutja ter 1,75 mm, zaradi trajne potopitve.

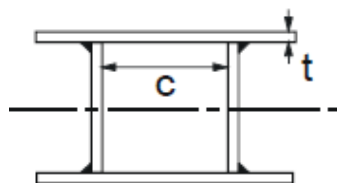
Kontrolo nosilnosti prečnega prereza elementa se izvede po naslednjem postopku:

- prečni prerez se uvrsti v enega od štirih razredov kompaktnosti (piloti naj bodo uvrščeni vsaj v tretji razred kompaktnosti),
- preveri se normalne in strižne napetosti ter morebitno interakcijo.

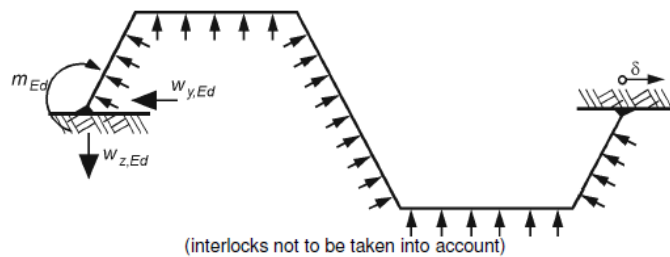
Osnovne enačbe za zgoraj omenjene kontrole so podane v SIST EN 1993-1-1. Razredi kompaktnosti so podani v preglednici 5.2, poglavja 5.6, strižna, osna in upogibna nosilnost prereza so opisani v poglavju 6.2. V kolikor se izkaže, da je prerez jeklenih cevnih pilotov vitek, se je potrebno sklicevati na SIST EN 1993-1-6: »Trdnost in stabilnost lupinastih konstrukcij«. V prvem delu Evrokoda 3 je namreč metoda sodelujoče širine prereza narejena za ravne in ne ukrivljene pločevine, kot so cevi.

Pri preverjanju nosilnosti prečnega prereza stene je prav tako nekaj posebnosti, na katere je potrebno biti pozoren in poenostavitev, ki jih lahko upoštevamo:

- primarni in sekundarni elementi stene ter spoji se lahko obravnavajo ločeno,
- primarne H profile, ki se za izbrani primer obalne zagatne stene nahajajo v parih, lahko za določitev razreda kompaktnosti upoštevamo kot škatlast prerez s previsnimi pasnicami. Enačbe so podane v SIST EN 1993-1-1, preglednica 5.2,
- pri sekundarnih Z elementih stene se razvrstitev v razred kompaktnosti izvede po preglednici 5-1, SIST EN 1993-5,
- sekundarni Z profili morajo biti sposobni prenesti obremenitev na primarne elemente. Kontrola nosilnosti se lahko naredi z uporabo poenostavljenega ravninskega modela oziroma ni potrebna, v kolikor so izpolnjeni pogoji, opisani v poglavju 5.5.2, SIST EN 1993-5.
- spoji med elementi morajo biti sposobni prenesti obremenitve iz sekundarnih na primarne elemente. Podrobneje so opisani v poglavju 5.5.3 v SIST EN 1993-5.



Slika 84: Škatlasta oblika prečnega prereza kot model za določitev razreda kompaktnosti primarnih elementov obalne zagatne stene (SIST EN 1993-1-1, 2005: str. 42)



Slika 85: Poenostavljen model za preverjanje nosilnosti sekundarnih elementov stene (SIST EN 1993-5, 2007: str. 50)

Kontrola globalne stabilnosti jeklenih pilotov ni potrebna, če zemljina nudi ustrezno bočno podporo (nedrenirana strižna trdnost večja od 10 kPa – poglavje 7.8 v SIST EN 1997-1) in če osna obremenitev pilota ne presega 10% kritične Eulerjeve sile (SIST EN 1993-5).

Zgornji pogoj je izpolnjen za zaledne pilote, medtem ko je za obalno zagatno steno kontrola globalne stabilnosti potrebna in poteka po naslednjih korakih:

- obravnavamo samo primarne elemente zagatne stene, katerih prečni prerez podamo kot škatlast prerez ustreznih dimenzij in kvalitete jekla,
- primarni element modeliramo kot prostoležeči nosilec z drsno podporo. Za to uporabimo ustrezen program za račun po metodi končnih elementov,
- obtežbo na nosilec določimo z reverzno metodo na podlagi notranjih znanih statičnih veličin, izračunanih s pomočjo Plaxisa,
- sprva poženemo linearno analizo modela, v kateri preverimo ustreznost notranjih sil in nosilnost prereza,
- sledi nelinearna analiza, kjer, ob upoštevanju globalnih nepolnosti, določimo povečanje momenta zaradi tlačne osne sile,
- uklonsko dolžino elementa, za kontrolo stabilnosti, določimo kot razdajo med prevojnima točkama momentne linije, dobljene ob upoštevanju TDR,
- element v šibki,  $z$  smeri podpremo – bočno podporo predstavljajo sekundarni elementi stene,
- sledi kontrola stabilnosti po interakcijskih enačbah v SIST EN 1993-1-1,
- na koncu preverimo še lokalni vpliv sil sekundarnih elementov na nosilnost primarnih profilov po poenostavljeni metodi iz poglavja D.1 v SIST EN 1993-5.

SIST EN 1993-5 podaja tudi navodila za kontrolo mejnega stanja uporabnosti, ki pa v tem primeru verjetno ne bi bila merodajna.

## 8 ZAKLJUČKI

V diplomski nalogi sem analizira možnost izvedbe obalne konstrukcije veza 12 v Luki Koper z zagatno steno. V začetnem delu so bili predstavljeni štiri osnovni tipi konstrukcij, ki se običajno uporabljajo za obalne objekte. Sledil je pregled tehničnih zahtev, ki jih je pri dimenzioniranju potrebno upoštevati ter opravljenih terenskih in laboratorijskih preiskav. Na podlagi rezultatov preiskav so bili določeni parametri zemljine, ki predstavljajo vhodne podatke za modeliranje v Plaxisu. Nato sem postopoma oblikovala ustrezen model konstrukcije. Pri tem sem spreminjala različne elemente stene ter analizirala vpliv let teh na obnašanje celotne konstrukcije. Sprva sem primere med seboj primerjala na podlagi horizontalnega pomika vrha konstrukcije, nato pa sem ustreznost potrdila oziroma ovrgla še s kontrolo nosilnosti temeljnih tal.

Pri določanju primerne oblike konstrukcije ter končnemu računu nosilnosti elementov sem prišla do naslednjih zaključkov:

1. izbira močnejših primarnih in sekundarnih elementov zagatne stene ne doprinese veliko k zmanjšanju pomikov, saj predstavlja glavni problem majhna nosilnost sloja morske gline in globoka lega boljšega, prodnatega sloja. Prav tako pomeni izbira bolj togih primarnih elementov večjih premerov manjši naklon stene in s tem manjši odpor na zaledne pritiske ter večje pomike vrha konstrukcije,
2. podobni zaključki kot v prvi točki veljajo za dolžine cevni pilotov. Daljši elementi pomenijo sicer večjo nosilnost, zaradi velike podajnosti pa ostajajo pomiki praktično enaki,
3. slabi pogoji, v katerih se konstrukcija nahaja, zahtevajo sidranje. Zaradi že prej omenjene slabe nosilnosti temeljnih tal in nizkoležečega prodnatega sloja sidranje s prednapetimi geotehničnimi sidri ne pride v poštev. Podobno bi sidranje s sidrno ploščo zahtevalo velike razpone in globino gradbene jame, katere zaščita je lahko v danih pogojih tudi problematična. Rešitvi sta primernejši za območja z boljšimi karakteristikami zemljine oziroma pri gradnji konstrukcije od spodaj navzgor (izvedba podporne stene in nato zasipavanje po fazah),
4. sidranje je možno z natezno obremenjenimi piloti. To so lahko kar cevni piloti, ki se izvedejo pod naklonom ali t.i. MV piloti. Naklon prvih ni odvisen od oblike konstrukcije, saj so usmerjeni proti notranjosti obale, omejen je le s tehnologijo gradnje. Seveda večji naklon pomeni manjši horizontalen pomik konstrukcije in obratno. Za učinkovitejše pa so se izkazali Müller-Verfahren piloti. Gre za H profile obdane z injekcijsko maso, ki med vgradnjo olajšuje vtiskanje pilotov, po strditvi pa povečuje natezno nosilnost, zaradi zagotavljanja večjega trenja med elementi in zemljino,
5. zaradi velikih horizontalnih pritiskov zemljine in majhnega pasivnega odpora pred steno je neizogibna tudi izvedba podporne stene in opornih pilotov v naklonu. Na ta način se poveča vertikalna in zmanjša horizontalna komponenta obtežbe zemljine na elemente obalne

- konstrukcije. Naklon stene je pogojen z globino ugreza ladij in zahtevo o preprečitvi morebitnega stika z ladjami na privezu, medtem ko so nakloni pilotov za steno odvisni od potrebnega odmika od stene, kar pomeni omejitvev na razmerje 3:1 oziroma 2,5:1 pri pilotih in 5,5:1 pri steni,
6. na zmanjšanje horizontalnega pomika konstrukcije ugodno vpliva cementna stabilizacija glinenega sloja. Le to je smiselno izvesti od morskega dna pa vse do prodnatega sloja, saj je tedaj učinek večji,
  7. posebno pozornost je potrebno nameniti tudi določitvi ustrezne kombinacije obtežbe. Poleg tega, da na konstrukcijo deluje več obtežb, maksimalno obremenitev posameznega elementa ne povzroča vedno ista kombinacija. Ker je konstrukcija sestavljena iz velikega števila komponent, je kombinacij veliko. Delo si lahko bistveno poenostavimo z ustreznim programom, ki to naredi namesto nas, v nasprotnem primeru, pri peš računu, pa so poenostavitve zaželeno. To še posebej velja pri uporabi projektnega pristopa 1, ki zahteva preverjanje za dve kombinaciji delnih faktorjev,
  8. obravnavana oblika obalne konstrukcije v danih pogojih ni problematična le z vidika pomikov, temveč predstavlja problem tudi nosilnost. Velika tlačna osna sila v poševnih pilotih je le deloma posledica lastne teže betona in zemljine nad konstrukcijo, glavni prispevek prinaša horizontalna obtežba zemljine. Uporaba dodatnih pilotov za prevzem prekomerne obtežbe torej ni smiselna, ugodno vpliva le na zmanjšanje razpona med podporami betonske plošče. Potrebna je izbira elementov večjega premera oziroma elementov z večjo površino, saj se obtežba prenaša s trenjem po površini elementa, ali izbira daljših pilotov,
  9. poleg obalnega dela se je kot smiselno izkazalo tudi globoko temeljenje površine, namenjene skladiščenju tovara. Na ta način se obtežba zaledja preko pilotov prenese na temeljna tla in dodatno ne obremenjuje obalne konstrukcije. Pomiki in obremenitve elementov se na ta način bistveno zmanjšajo,
  10. pri tovrstni konstrukciji se ne moremo omejiti le na Evrokod 7, temveč je potrebna hkratna uporaba Evrokoda 3 in 2. Po izpolnitvi pogojev glede deformabilnosti in nosilnosti temeljnih tal, je namreč potrebna še kontrola nosilnosti prečnih prerezov in stabilnosti stene ter cevni pilotov. Prav tako je potrebna kontrola mejnega stanja uporabnosti in nosilnosti betonskega dela konstrukcije,
  11. ko je zadoščeno MSU in MSN ostane nedorečenih še kopica drugih, manjših detajlov, ki dokončno definirajo sleherno podrobnost obalne konstrukcije in projekt sklenejo v celoto.

Ko tako na koncu vse skupaj povzamem, se pojavi vprašanje o smiselnosti tovrstne konstrukcije. Pozitivna stran uporabe zagatne stene je vsekakor ta, da ni potreben izkop tako velike količine mulja, medtem ko je z vidika potrebnih elementov najverjetneje neupravičena. Obstoječe obale so namreč

zgrajene iz betonske ploščadi, temeljene na cevni pilotih enakega premera in debeline, kot v obravnavanem primeru, njihova razporeditev pa je tudi zelo podobna. Nekoliko krajši piloti ali kakšen pilot manj v predlaganem modelu ne odtehta dodatne zagatne stene, ki v bistvu predstavlja primarni element konstrukcije. Poleg tega razbremenilna ploščad ne leži na koti terena, temveč 4 m pod njim, kar zahteva globoko gradbeno jamo. Podobno je skorajda nujna izvedba vseh elementov pod naklonom, medtem ko je večina pilotov obstoječih pomolov vertikalnih. Za realnejšo sliko upravičenosti tovrstne konstrukcije bi bila potrebna podrobnejša analiza, ki zahteva natančnejše dimenzioniranje in ne le analizo pomikov konstrukcije in nosilnosti temeljih tal ter prikaz stroškov tovrstnega načina gradnje. Kljub navidezno ustrežnejšemu obstoječemu načinu gradnje pomolov, je v diplomski nalogi predstavljena osnovna ideja konstrukcije z zagatno steno in razbremenilno ploščadjo, njene prednosti in slabosti ter opozorjeno na številne parametre, ki jih je potrebno pri projektiranju upoštevati.

**VIRI**

Battelino, L. 2009. Vpliv geotehnike na razvoj obalnih konstrukcij. V: Petkovšek, A. (ur.), Trauner L. (ur.), Klopčič J. (ur.). Zbornik referatov, 10. Šukljetovi dnevi. Brdo pri Kranju, Slovensko geotehnično društvo: str. 77-87.

Battelino, L. 2012. Vez 12 – obtežba obalne konstrukcije. Elektronska pošta za: Logar, J. 20.1.2012. Osebna komunikacija.

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

Brinkgreve, R.B.J., Swolfs, W.M., Engin, E. 2011. Plaxis 2D 2011. Delft, Plaxis bv.

Bruderman, B. 2009. Gradnja pomola III v Luki Koper. Diplomski naloga. Ljubljana, Univerza v Ljubljani, Fakulteta za gradbeništvo in geodezijo (samozaložba B. Bruderman): 89 str.

Cotelj, T. 2011. Preiskave mulja iz Luke Koper za načrtovanje stabilizacije z globinskim mešanjem. Diplomski naloga. Ljubljana, Univerza v Ljubljani, Fakulteta za gradbeništvo in geodezijo (samozaložba T. Cotelj): 165 str.

Chelmsford, N. 2005. Sheet pile wall design and performance in peat. Lowell, University of Massachusetts Lowell, Department of Civil and Environmental Engineering, Geotechnical Engineering Research Laboratory: 108 str.

CUR, Center of civil engineering research and codes. 2005. Handbook quay walls. Leiden, London, New York, Philadelphia, Singapore, Taylor & Francis: 717 str.

Departamento Técnico de Tecnología y Normativa. 1994. ROM 0.2-90, Actions in the design of maritime and harbor works. Madrid, Departamento Técnico de Tecnología y Normativa: 264 str.

Fašalek, M. 2008. Zaščita gradbenih jam v mestnih središčih – praksa v Sloveniji. Gradbenik, 2: 31-33.

Gedeon, G. 1994. Design of sheet pile walls. CED engineering: 76 str.



General catalogue – 2nd edition. 2009. Luxembourg, Arcelor Mittal: 47 str.

General catalogue 2012. Arcelor Mittal.

[http://www.arcelormittal.com/sheetpiling/uploads/files/AMCRPS\\_Gen\\_Cat\\_GB\\_2012.pdf](http://www.arcelormittal.com/sheetpiling/uploads/files/AMCRPS_Gen_Cat_GB_2012.pdf)

(Pridobljeno 5.10.2012.)

Građevinski projekt – Obala za generalne terete u bazenu II. Idejno rješenje. 2004. Rijeka, Luka Koper d.d.

Grouting Committee 2012.

<http://www.grouters.org/> (Pridobljeno 7.10.2012.)

Hidrološki letopis Slovenije 2009. Agencija Republike Slovenije za okolje (ARSO).

<http://www.arso.gov.si/vode/publikacije%20in%20poro%C4%8Dila/letopisi.html> (Pridobljeno 12.1.2012.)

Innovative steel sheet pile solutions for modern ports. 2007. Luxembourg, Arcelor Mittal: 135 str.

Kort, D. A. 2002. Steel sheet pile walls in soft soil. Netherlands, UDP Science: 280 str.

Logar, J. 2009. Geotehnika v Luki Koper na začetku 21. stoletja. V: Petkovšek, A. (ur.), Trauner L. (ur.), Klopčič J. (ur.). Zbornik referatov, 10. Šukljatovi dnevi. Brdo pri Kranju, Slovensko geotehnično društvo: str. 43-74.

Logar, J. 2010. Zemeljska dela. Študijsko gradivo.

Logar, J., Ravnikar T. M. 2004. Projektiranje in gradnja nasipa Srmin. V: Razprave četrtega posvetovanja Slovenskih geoteknikov. Rogaška Slatina, Slovensko geotehnično društvo: str. 263-273.

Luka Koper d.d. 2012.

<http://www.luka-kp.si/> (Pridobljeno 20.10.2012.)

Pregelj, M., Kocijančič, B., Boštjančič, A. 2009. Predstavitev tehnologije izgradnje objektov v Luki Koper – od temelja do uporabe. V: Petkovšek, A. (ur.), Trauner L. (ur.), Klopčič J. (ur.). Zbornik referatov, 10. Šukljatovi dnevi. Brdo pri Kranju, Slovensko geotehnično društvo: str. 113-126.

Strniša, G. 2009. Statični in dinamični testi na pilotih v Luki Koper. V: Petkovšek, A. (ur.), Trauner L. (ur.), Klopčič J. (ur.). Zbornik referatov, 10. Šukljjetovi dnevi. Brdo pri Kranju, Slovensko geotehnično društvo: str. 91-109.

Štemberger, R. 2012. Slike veza 11. Elektronska pošta za: Frank, D. 2.11.2012. Osebna komunikacija.

Troha, A. I. 2012. Analiza tveganja obratovanja globoko temeljenih konstrukcij v Luki Koper. Magistrsko delo. Ljubljana, Univerza v Ljubljani, Fakulteta za gradbeništvo in geodezijo (samozaložba I. A. Troha): 88 str.

Vasič, M. 2011. Izgradnja kontejnerske obale Veza 7C v podaljšku pomola I v Luki Koper. Pisna naloga za strokovni izpit po Zakonu o graditvi objektov iz odgovornega vodenja del. Ljubljana, Inženirska zbornica Slovenije (samozaložba M. Vasič): 47 str.

Venturini, S. (ur.) 2004. Geotehnično poročilo o izvršenih raziskavah na lokaciji obala v podaljšku veza 11. Ljubljana, Luka Koper d.d.

### **Standardi:**

SIST EN 1990:2004. Evrokod – Osnove projektiranja konstrukcij. Ljubljana, Slovenski inštitut za standardizacijo.

SIST EN 1991-1-1:2004. Evrokod 1: Vplivi na konstrukcije – 1-1. del: Splošni vplivi – Prostorninske teže, lastna teža, koristne obtežbe stavb. Ljubljana, Slovenski inštitut za standardizacijo.

SIST EN 1992-1-1:2005. Evrokod 2: Projektiranje betonskih konstrukcij – 1-1. del: Splošna pravila in pravila za stavbe. Ljubljana, Slovenski inštitut za standardizacijo.

SIST EN 1993-1-1:2005. Evrokod 3: Projektiranje jeklenih konstrukcij – 1-1. del: Splošna pravila in pravila za stavbe. Ljubljana, Slovenski inštitut za standardizacijo.

SIST EN 1993-5:2007. Evrokod 3: Projektiranje jeklenih konstrukcij – 5. del: Pilotiranje. Ljubljana, Slovenski inštitut za standardizacijo.

SIST EN 1997-1:2005. Evrokod 7: Geotehnično projektiranje – 1. del: Splošna pravila. Ljubljana, Slovenski inštitut za standardizacijo.

SIST EN 1997-2:2007. Evrokod 7: Geotehnično projektiranje – 2. del: Preiskovanje in preskušanje tal.  
Ljubljana, Slovenski inštitut za standardizacijo.