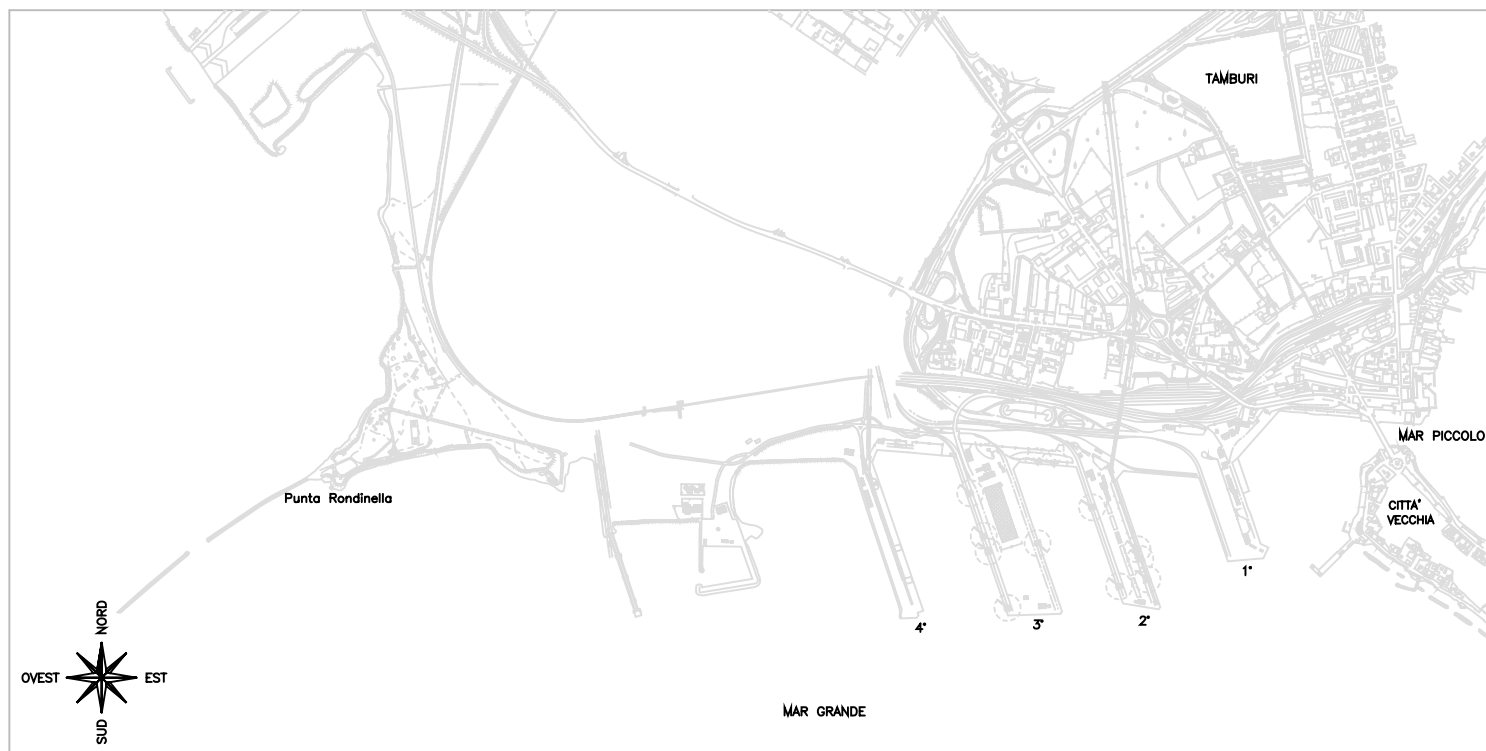




AUTORITA' PORTUALE TARANTO

Oggetto:

VASCA DI CONTENIMENTO DEI MATERIALI DI RISULTA DEI DRAGAGGI PROGETTO DEFINITIVO



Titolo:		Elaborato:	
CALCOLI PRELIMINARI DELLE STRUTTURE E DEGLI IMPIANTI		R3	
Percorso:	Revisioni:	Data:	Scale:
File:	1	26 Aprile 2006	

Progettista

Ing. Marco Tartaglino

Collaboratori alla Progettazione:

Servizi di Ingegneria

MODIMAR S.r.l

Responsabile del Procedimento:

Ing. Domenico Daraio

PORTO DI TARANTO

VASCA DI CONTENIMENTO DEI MATERIALI PROVENIENTI DAGLI SCAVI DEL PORTO DI TARANTO

PROGETTO DEFINITIVO

CALCOLI PRELIMINARI DELLE STRUTTURE E DEGLI IMPIANTI

INDICE

1. PREMESSE	2
2. CARATTERISTICHE DEI MATERIALI IMPIEGATI	4
3. CLASSIFICAZIONE SISMICA	5
4. PARAMETRI SISMICI	6
5. DIMENSIONAMENTO DELLE OPERE DI DIFESA A GETTATA	7
5.1. Generalità	7
5.2. Contenimento dello spostamento dei massi della mantellata per effetto delle onde	9
5.3. Calcolo del sormonto (run-up) e della portata di tracimazione (overtopping)	11
5.3.1 Valutazione del run-up	12
5.3.2 Definizione della portata di tracimazione	14
5.4. Nucleo	18
5.5. Filtri	19
5.6. Spessori delle "mantellate" e dello strato filtro	20
6. IMPIANTO DI SCARICO A MARE DELLE ACQUE DI RAFFREDDAMENTO DELLA RAFFINERIA ENI	21
6.1. Verifiche idrauliche	22
7. CALCOLI STATICI MURO DI SPONDA	26
7.1. Palancole del muro di sponda	28
7.1.1 Condizioni di esercizio	28
7.1.2 Analisi in presenza di sisma	29
7.2. Verifiche delle palancole del muro di banchina	35
7.3. Verifica dei tiranti di ancoraggio	36
- Allegato 1 – Palancole muro di banchina – Condizioni di esercizio – Tabulati di out-put	
- Allegato 1 – Palancole muro di banchina – Condizioni sismiche – Tabulati di out-put	

1. PREMESSE

Nella presente relazione è riportato il dimensionamento preliminare delle opere previste nel progetto della vasca di contenimento dei materiali provenienti dai dragaggi dei fondali del porto di Taranto che è stato rielaborato sulla base dei considerati contenuti nel voto n°09 del 8/2/2006 del C.T.A: presso il S.I.I.T. Puglia e Basilicata.

In particolare oltre alle verifiche di stabilità dei massi costituenti la mantellata di protezione della scarpata esterna della diga a scogliera che delimita la vasca di contenimento ed alle verifiche di stabilità della banchina prevista lungo lo sviluppo della diga, sono riportate anche le verifiche idrauliche delle tubazioni del sistema di scarico delle acque di raffreddamento della raffineria E.N.I.

Per le verifiche geotecniche di stabilità, di portanza del terreno di fondazione ed il calcolo dei cedimenti attesi si rimanda alla relazione specialistica allegata al progetto (v. Relazione Geologica e Geotecnica).

I calcoli riportati nella presente relazione sono stati eseguiti utilizzando le consuete metodologie della Scienza delle Costruzioni, considerando sia le Normative vigenti in materia che la letteratura scientifica, ed in particolare:

- D. M. 14.09.2005: *“Norme tecniche per le costruzioni”*
- Legge 5 Novembre 1971 n.1086: *“Norme per la disciplina delle opere di conglomerato cementizio armato, normale e precompresso ed a struttura metallica”*;
- D. M. 14 Febbraio 1992: *“Norme tecniche per il calcolo, l’esecuzione ed il collaudo delle strutture in cemento armato, normale e precompresso e per le strutture metalliche”* e relativa circolare illustrativa del 24 Giugno 1993 n.37406/STC;
- D. M. 9 Gennaio 1996: *“Norme tecniche per il calcolo, l’esecuzione ed il collaudo delle strutture in cemento armato, normale e precompresso e per le strutture metalliche”* e relativa circolare illustrativa del 15 Ottobre 1996 n.252.
- D. M. 11 Marzo 1988: *“Norme tecniche riguardanti le indagini sui terreni, la stabilità dei pendii naturali e delle scarpate, i criteri generali e*

le prescrizioni per la progettazione, l'esecuzione ed il collaudo delle opere di sostegno delle terre e delle fondazioni”.

- *“Istruzioni Tecniche per la progettazione delle dighe marittime”* – Ministero dei Lavori Pubblici – Consiglio Nazionale delle Ricerche (GNDCI);

2. CARATTERISTICHE DEI MATERIALI IMPIEGATI

Le caratteristiche dei materiali previsti per la realizzazione delle opere in oggetto, a cui si è fatto riferimento per la redazione dei calcoli statici di seguito riportati, sono le seguenti :

- Barre di acciaio d'armatura:

tondini di acciaio FeB44K controllati in stabilimento, zincati a caldo, con tensione ammissibile di 2550 daN/cm².

- Calcestruzzo:

$$R_{ck} = 45 \text{ N/mm}^2$$

$$\gamma_{cls,min} = 25.00 \text{ kN/m}^3$$

$$\sigma_{c, amm} = 60 + (R_{ck} - 150) / 4 = 135 \text{ daN/cm}^2$$

$$\tau_{c0} = 4 + (R_{ck} - 150) / 75 = 8.00 \text{ daN/cm}^2$$

$$\tau_{c1} = 14 + (R_{ck} - 150) / 35 = 22.57 \text{ daN/cm}^2$$

$$c = 4 \text{ cm (copriferro)}$$

- Terreno alle spalle dei palancoati del muro di banchina

$\phi' = 35^\circ$ da cui si ricava:

- coefficiente di spinta attiva (Rankine): $k_a = 0.271$
- coefficiente di spinta attiva in condizioni statiche e dinamiche (Mononobe e Okabe):
 - terreno asciutto: $k_{A_d} = 0.386$ (sisma verticale verso l'alto)
 - terreno saturo: $k_{A_s} = 0.567$ (sisma verticale verso l'alto)

$$\gamma_d = 18.00 \text{ kN/m}^3$$

$$\gamma_s = 20.00 \text{ kN/m}^3$$

$$\gamma_w = 10.30 \text{ kN/m}^3$$

3. CLASSIFICAZIONE SISMICA

L'Ordinanza del Presidente del Consiglio dei Ministri n. 3274 del 20 marzo 2003 ("Primi elementi in materia di criteri generali per la classificazione sismica del territorio nazionale e di normative tecniche per le costruzioni in zona sismica") con le relative modifiche ed integrazioni precisa nell'Allegato 1 i "Criteri per l'individuazione delle zone sismiche – individuazione, formazione ed aggiornamento degli elenchi nelle medesime zone", articolando la nuova classificazione in 4 zone, di cui le prime tre corrispondono, dal punto di vista della relazione con gli adempimenti previsti dalla Legge 64/74, alle zone di sismicità alta ($S=12$), media ($S=9$) e bassa ($S=6$), mentre la zona 4 è di nuova introduzione ed in essa è data facoltà alle Regioni di imporre l'obbligo della progettazione antisismica.

L'Ordinanza stabilisce inoltre che le Regioni possono modificare gli elenchi delle zone sismiche, utilizzando come mappa di riferimento l'Allegato A in essa contenuto avendo rispetto ad esso una tolleranza di attribuzione pari ad una zona.

La Giunta della Regione Puglia con Delibera n. 374 del 31 maggio 2005 prende atto dell'elenco dei Comuni del territorio classificati sismici secondo il quale Taranto cade in zona sismica 3.

4. PARAMETRI SISMICI

I parametri sismici da utilizzare nei calcoli statici sono ricavati dalla Normativa vigente in funzione della classificazione sismica della zona e del profilo stratigrafico dei terreni di fondazione. Nel seguito si riportano i valori di tali parametri per il comune di Taranto che ricade in zona sismica 3

- L'accelerazione orizzontale massima in zona 3 è pari a 0.15g, dove g è l'accelerazione di gravità pari a 9.81 m/s².
- Il fattore S, che tiene conto del profilo stratigrafico dei terreni di fondazione, assume per categorie di suolo B, C ed E, il valore di 1.25.
- Il parametro r, che tiene conto del tipo dell'opera di sostegno, è assunto pari a 1.
- Il coefficiente sismico orizzontale è pari a:

$$k_h = S \cdot \frac{a_g}{g} \cdot \frac{1}{r} = 0.188$$

- Il coefficiente sismico verticale è pari a:

$$k_v = 0.00$$

5. DIMENSIONAMENTO DELLE OPERE DI DIFESA A GETTATA

5.1. Generalità

Il presente capitolo riguarda il dimensionamento della mantellata di protezione esterna dell'opera di difesa/delimitazione della vasca di contenimento dei materiali di dragaggio dei fondali del bacino interno del porto di Taranto.

Per la realizzazione della vasca di contenimento a cui si riferisce la presente è prevista la costruzione di una diga a scogliera che "chiude" l'insenatura esistente nel bacino esterno del porto di Taranto tra il limite dello Yard ex-Belleli e Punta Rondinella.

La diga a scogliera in oggetto è a sezione trapezoidale ed è costituita da un nucleo in tout-venant ed una scogliera di protezione che lato mare ha una pendenza 3/2 ed è protetta da due strati di massi naturali del peso compreso tra 1 e 3 t, mentre la scarpata interna ha una pendenza 3/2 ed è protetta mediante due strati di massi del peso compreso tra 50 e 1000 kg.

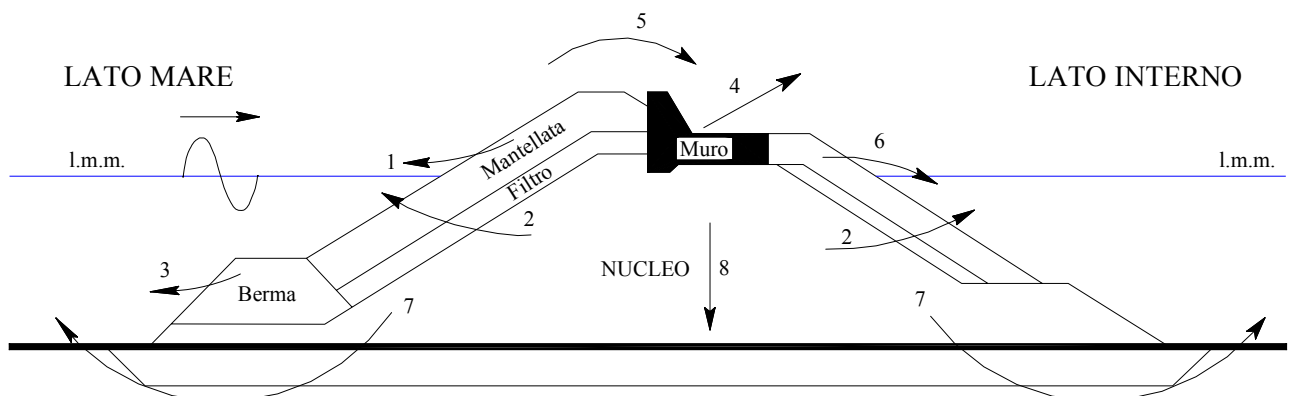
Al disotto della scogliera di protezione lato mare (massi da 1-3 t) è prevista la posa in opera di uno strato filtro costituito da massi naturali del peso compreso tra 50 e 1.000 kg, mentre sulla scarpata interna è previsto che la scogliera di protezione (massi da 50 a 1.000 kg) venga posata direttamente sul nucleo di tout-venant (0.01-500 kg). In progetto è inoltre previsto che per la realizzazione della porzione più esterna delle scarpate del nucleo di tout-venant vengano utilizzati gli elementi di maggiori dimensioni (5-500 kg).

Superiormente la sezione tipo della diga ha una larghezza di circa 10 m e perviene fino a quota +3.00 m s.m. I massi costituenti la mantellata di protezione lato mare dell'opera (massi da 1-3 t) pervengono invece fino a quota +3.50 m così da ridurre il pericolo di tracimazione del moto ondoso.

Le caratteristiche del moto ondoso di progetto a ridosso delle opere sono state definite sulla base dei risultati dello studio meteomarinico svolto (v. Elaborato R/2 "Studio Meteomarinico").

Le principali verifiche di stabilità da eseguire, in accordo con le “Istruzioni Tecniche per la progettazione delle dighe marittime” redatto dal Consiglio Superiore del Ministero dei Lavori Pubblici (1996), sono:

1. Contenimento dello spostamento dei massi della mantellata per effetto delle onde;
2. Contenimento della perdita di massi dello strato sottostante la mantellata e del materiale fino del nucleo;
3. erosione della berma al piede della mantellata
4. stabilità del coronamento sotto l’impatto delle onde che risalgono il paramento;
5. sormonto dell’onda sul coronamento;
6. stabilità del paramento interno alle sollecitazioni indotte dalla tracimazione
7. rottura o cedimento della fondazione
8. contenimento delle deformazioni sotto carico della fondazione e della struttura.



Nel caso in esame le verifiche 3 e 4 non sono necessarie.

5.2. Contenimento dello spostamento dei massi della mantellata per effetto delle onde

Per la mantellata esterna della diga di delimitazione della vasca la scelta è ricaduta sui classici massi naturali che assicurano una struttura robusta ed una buona dissipazione dell'energia del moto ondoso, oltre a risultare esteticamente preferibili ai massi artificiali di calcestruzzo.

Per la mantellata esterna della diga è stata adottata la categoria di massi di peso compreso tra 1 e 3 t, mentre per la mantellata interna, che risulta esposta esclusivamente ai moti ondosi generati all'interno della vasca, è stata adottata la categoria di massi del peso compreso tra 50 e 1.000 kg.

La messa in opera dei massi naturali dovrà essere effettuata alla rinfusa, nel senso che i massi sono posti in maniera disordinata ma tale da garantire comunque una porosità di circa il 37% .

Si è proceduto ad una verifica della congruità dei pesi adottati utilizzando la collaudata formula di Hudson facendo riferimento cautelativamente per la sezione corrente alle sezioni dei moli più prossime alla linea di riva dove si realizza il frangimento del moto ondoso incidente. Si ricorda che la relazione semiempirica di Hudson è espressa dalla :

$$P = \gamma_m H_s^3 / [(\gamma_m / \gamma_a - 1)^3 K_d \cot \alpha]$$

dove:

P = peso medio dei singoli massi (t)

γ_m = il peso dell'unità di volume dei massi, assunto pari a 2,50 t/m³ per quelli naturali

γ_a = peso specifico dell'acqua marina, pari a 1,03 t/m³

K_d = coefficiente di stabilità dipendente da numerosi parametri quali il tipo di masso, la pendenza, il tipo di onda, la percentuale di danneggiamento, ecc. Per le condizioni di onda frangente e massi naturali in doppio strato si assume pari a 2.0 per la sezione corrente.

α = pendenza della scarpata sull'orizzontale pari a 1.5

H_s = altezza d'onda significativa (in m)

Per quanto riguarda il valore dell'altezza d'onda H_s al piede dell'opera, dai risultati dello Studio Meteomarino svolto si ricava che le caratteristiche del moto ondoso a ridosso delle opere caratterizzato da un tempo di ritorno di 100 anni sono le seguenti:

- altezza d'onda significativa a ridosso delle opere 1,80 m
- periodo di picco 8.6 s

Sostituendo i valori numerici si ottiene un valore del peso medio degli elementi della mantellata pari a 1,67 t perfettamente compatibile con la categoria dei massi previsti per la realizzazione della mantellata della diga (1-3 t).

5.3. Calcolo del sormonto (run-up) e della portata di tracimazione (overtopping)

In genere l'elemento geometrico che condiziona maggiormente l'entità della tracimazione è la quota sommitale; essa è dettata da considerazioni idrauliche, esecutive, economiche, estetiche e funzionali.

Quote basse di cresta conducono a risparmi di materiale (il volume aumenta quadraticamente con l'altezza) ed a miglioramenti estetico-paesaggistici (visione del mare). Peraltro si presentano alcune complicazioni costruttive e soprattutto si riduce l'efficienza funzionale dell'opera nel contenimento dei sormonti con riduzione dell'agibilità della stessa opera e con il rischio di danneggiamento del paramento interno.

La quota di progetto è legata soprattutto alla finalità di uso e quindi alla sicurezza funzionale nei confronti della tracimazione ondosa; nel nostro caso l'opera a scogliera serve solo a delimitare e contenere il materiale sversato nella vasca e non svolge funzione di protezione di strutture e/o imbarcazioni collocate a tergo. Pertanto occorre quindi verificare che il sormonto non danneggi il lato interno della scogliera.

Dall'analisi dei livelli registrati presso la stazione mareografica di Taranto (v. Studio Meteomarino) risulta che il sovrizzo atteso del livello medio marino a causa delle componenti deterministica (marea astronomica) e stocastica (marea meteorologica) della marea possa ritenersi pari a 50 cm con un tempo di ritorno di 100 anni.

Ai fini della determinazione dell'altezza di risalita dell'onda sull'opera a gettata (run-up) e per il calcolo della portata di tracimazione (overtopping) a tergo dell'opera di difesa stessa si è quindi considerato che in occasione delle mareggiate estreme di progetto si verifica una sopraelevazione del livello medio marino, indotta dall'effetto combinato della marea astronomica e di quella meteorologica, pari a 50 cm.

L'azione del moto ondoso in corrispondenza delle opere può causare una oscillazione della superficie marina superiore alla quota di sommità dell'opera di difesa che può essere ancora più elevata del valore dell'altezza d'onda incidente. I livelli estremi che tali oscillazioni possono raggiungere, denominati run-up R_u e run-down R_d , costituiscono importanti parametri per la definizione della geometria delle

sezioni delle opere di difesa ed in particolare delle quote di sommità e di imbasamento. Quindi nel dimensionamento delle opere di protezione dal moto ondoso è utile valutare il sormonto di masse d'acqua sia per quanto riguarda la stabilità dell'opera che per la sicurezza di mezzi e persone eventualmente presenti a tergo di essa.

Per la determinazione del run-up e dell'overtopping sono state adottate come caratteristiche del moto ondoso incidente quelle derivanti dallo studio di rifrazione inversa spettrale, effettuata nel punto P di rifrazione antistante l'opera in progetto. Come si potrà constatare osservando la tabella riassuntiva riportata nello Studio Meteomarino, sono due gli stati di mare più gravosi da assumere come condizioni di input per le verifiche in esame. Tali stati di mare sono caratterizzati dal:

- valore più alto dell'altezza d'onda proveniente dal settore 170 – 245 °N con valori pari ad $H_s = 1,80$ m e $T_p = 8.6$ s;
- valore più alto del periodo appartenente al settore 130 – 170 °N con valori pari ad $H_s = 1,02$ m e $T_p = 10.2$ s.

5.3.1 Valutazione del run-up

Il calcolo dell'altezza massima di risalita dell'onda sul paramento esterno dell'opera di difesa e del parametro di run-up (rapporto tra altezza massima di risalita e altezza d'onda incidente) è stato effettuato attraverso la collaudata formula di De Waal e Van der Meer (1992) ricavata da numerosi studi effettuati su modello fisico, in scala ridotta, per differenti tipologie di strutture. Negli esperimenti condotti il calcolo del run-up è stato studiato in maniera particolarmente approfondita per le opere a gettata in massi naturali.

Nella determinazione dei valori di risalita dell'onda rivestono particolare importanza alcuni parametri relativi alla geometria della sezione, come:

- la pendenza dei paramenti,
- la porosità della mantellata,
- la permeabilità del nucleo,
- l'angolo di incidenza dell'onda,

- la profondità di imbasamento dell'opera
- l'eventuale presenza di una berma al piede.

La formula utilizzata per il calcolo del run-up viene usualmente espressa nella seguente formulazione:

$$\frac{R_{u2\%}}{H_s} = a \xi_p \quad \text{per } \xi_p < 1,5$$

$$\frac{R_{u2\%}}{H_s} = b \xi_p^c \quad \text{per } \xi_p > 1,5$$

dove

- H_s : altezza d'onda significativa in prossimità delle opere,
- $R_{u2\%}$: altezza di risalita relativa al livello di superamento del 2% delle onde incidenti,
- $\xi_p = \frac{\tan \alpha}{\sqrt{s_p}}$: parametro di surf o numero di Irribarren,
- $a=0.96$, $b=1.17$, $c=0.46$ coefficienti determinati sperimentalmente in funzione dell'altezza di risalita $R_{u2\%}$.

Nelle tabelle allegate sono riportate sinteticamente le verifiche effettuate considerando i due stati di mare rappresentativi di condizioni di moto ondoso estreme associate ad una probabilità di accadimento centennale.

Dai risultati dei calcoli si osserva che la quota massima raggiunta dalle onde sul paramento esterno della diga a scogliera, considerando una sopraelevazione del l.m.m. pari a 50 cm, corrispondente allo stato di mare associato all'altezza d'onda maggiore ($H_s = 1,80$ m e $T_p = 8.6$ s) è pari a + 4.54 m s.l.m., mentre per quello corrispondente al periodo maggiore ($H_s = 1,02$ m e $T_p = 10.2$ s) si ottiene un valore pari a + 3,18 m s.l.m.

Entrambe i valori ottenuti, associati a stati di mare estremi (moto ondoso con tempo di ritorno pari a 100 anni concomitante ad una sovrizzo del livello medio marino con tempo di ritorno pari a 100 anni), si ritengono accettabili considerando che il valore della quota di cresta della scogliera di protezione assunto nel progetto è pari a + 3,50 m s.l.m.

5.3.2 Definizione della portata di tracimazione

Come accennato in precedenza la definizione della quota di sommità delle opere di difesa è vincolata a differenti aspetti sia estetici che funzionali, tra i quali compare la portata che riesce a raggiungere le aree presenti a tergo delle opere di protezione.

Il calcolo delle portate di tracimazione è basata su equazioni empiriche derivate da risultati di numerosi test effettuati su modello fisico, dai quali scaturiscono anche i valori limite delle portate medie di sormonto tollerabili. Tali valori vengono generalmente assunti pari a circa 5 l/s/m per le tempeste estreme e di 0.1 l/s/m per le tempeste aventi ricorrenza annuale.

Nei calcoli per la determinazione delle portate di tracimazione del caso in esame sono stati adottati stati di mare corrispondenti a tempi di ritorno centennali associati anche alla presenza di un sovrizzo del livello marino pari a 0,5 m anch'esso corrispondente a tempi di ritorno centennali.

Il calcolo della portata media di sormonto è stato effettuato con la formula deterministica di Van Der Meer e Jansen (1995) in funzione delle caratteristiche di porosità e pendenza della mantellata:

$$q = 0.06 \cdot \sqrt{gH_s^3} \sqrt{\frac{\tan \alpha}{H_s/L_0}} \exp\left(-4.7 \frac{R_c}{H_s} \frac{\sqrt{H_s/L_0}}{\tan \alpha} \frac{1}{\gamma_b \gamma_v \gamma_f \gamma_\theta}\right) \quad \text{per } \frac{\tan \alpha}{\sqrt{H_s/L_0}} < 2$$

$$q = 0.2 \cdot \sqrt{gH_s^3} \cdot \exp\left(-2.25 \cdot \frac{R_c}{H_s} \frac{1}{\gamma_b \gamma_v \gamma_f \gamma_\theta}\right) \quad \text{per } \frac{\tan \alpha}{\sqrt{H_s/L_0}} \geq 2$$

dove:

- L_o (m): lunghezza d'onda al largo relativa al periodo di picco
- R_c (m): 3.00 m s.l.m. - bordo libero, altezza opera sul livello del mare in occasione di un sovrizzo del l.m.m. di 50 cm
- α : angolo scarpata
- γ : fattori di riduzione per l'influenza della berma $\gamma_b = 1$, della presenza di un muro sulla sommità della diga $\gamma_v = 0.65$, del tipo di scogliera in "massi naturali" (scabrezza) $\gamma_f = 0.55$, dell'angolo d'attacco $\gamma_\theta = 1$,
- q (l/s per m): portata media di sormonto.

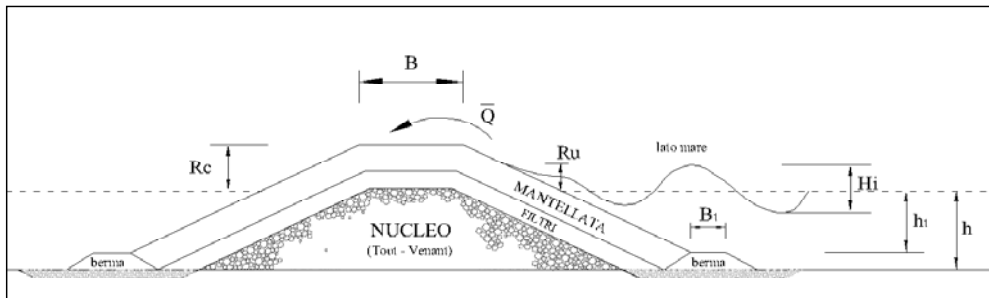
Per esigenze esecutive (doppio strato di massi naturali), idrauliche (contenimento sormonti) e di visuale paesaggistica, la massima quota assegnata alla sommità della berma è di +3.50 m sul medio mare, che assicura una buona protezione in presenza di eventi con frequenza centennale e quindi un sormonto tollerabile in condizioni di tempesta.

Dall'esame dei risultati ottenuti per le due condizioni di moto ondoso incidente considerate (riportati sinteticamente negli schemi di calcolo di seguito allegati) si ricava che la portata media di sormonto associata all'evento meteomarinico con l'altezza d'onda maggiore ($H_s = 1.80$ m – $T_p = 8.6$ s) risulta pari a 0,45 l/s

Pertanto si può affermare che la massima quota assegnata alla sommità della berma della diga a scogliera che delimita la vasca (+3.50 m s. l. m. m.) assicura una buona protezione anche in presenza di eventi con frequenza centennale e quindi un sormonto tollerabile in condizioni di tempesta.

Occorre infine osservare che nei due casi esaminati, le portate di sormonto determinate sono tali da non produrre danni alle strutture, ma possono costituire pericolo per il passaggio dell'uomo soprattutto quando il valore della portata è superiore a 0,1 l/s m. In tali occasioni, peraltro rare, limitatamente alla durata delle mareggiate, il passaggio sulla diga a scogliera deve essere interdetto.

**DIGA FRANGIFLUTTO A GETTATA IN MASSI NATURALI
CALCOLO DEL LIVELLO DI RUN-UP E DELLA PORTATA DI TRACIMAZIONE**



Caratteristiche dell'onda di progetto al largo

Altezza d'onda significativa al largo (m)	H_{so}	3.60
Periodo di picco (s)	T_p	8.56
Periodo medio (s)	T_m	7.87
Lunghezza d'onda al largo relativa a T_p (m)	L_{op}	114.3
Lunghezza d'onda al largo relativa a T_m (m)	L_{om}	96.8
Ripidità dell'onda al largo relativa a T_p	s_o	0.031
Sovralzo massimo del livello medio marino (m s.l.m.)	S_m	0.50
Altezza d'onda significativa al piede dell'opera (m)	H_{so}	1.80

Caratteristiche del fondale di imbasamento della barriera

Profondità del fondale al piede dell'opera (m s.l.m.)	h	4.50
Pendenza del fondale al piede dell'opera	m	1/100

Onda di progetto a ridosso della barriera

ONDA FRANGENTE

Altezza d'onda di progetto (m)	H_s	1.80
Lunghezza d'onda al piede dell'opera (m)	L'_p	57.18
Ripidità dell'onda a ridosso dell'opera	s'_c	0.031
Ripidità dell'onda (T_p)	s_{op}	0.016
Ripidità dell'onda (T_m)	s_{om}	0.019

Caratteristiche geometriche della diga frangiflutti

Quota della berma di sommità (m s.l.m.)	R_c	3.50	barriera
Larghezza berma (m)	B	5.68	
Pendenza paramento lato mare	$\cotg\alpha$	1.50	
Porosità d'insieme della mantellata	P	0.40	

Caratteristiche dei massi di mantellata

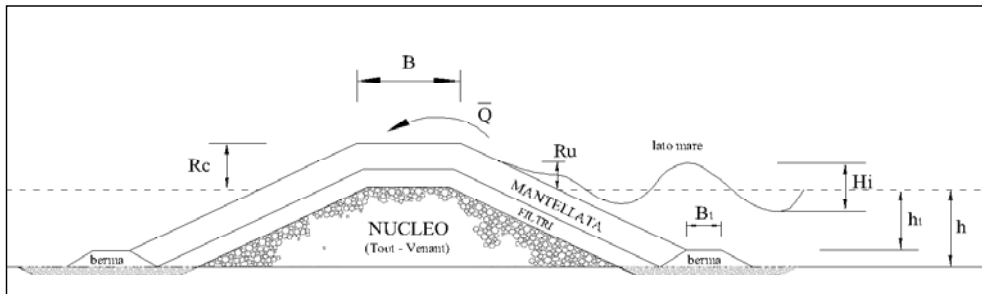
	tipo:	massi naturali
Coefficiente di stabilità	K_d	2.00
Peso specifico apparente dei massi (kg/m^3)	ρ_r	2500
Peso specifico dell'acqua marina (kg/m^3)	ρ_w	1030
Densità relativa dei massi di mantellata	$\Delta = (\rho_r/\rho_w - 1)$	1.43

DETERMINAZIONE LIVELLI DI RUN-UP

Altezza d'onda di progetto a ridosso della scogliera (m)	H_s	1.80	H_s (Tr = 100 anni)
Parametro di Iribarren	ξ_m	5.31	
Tipologia di frangimento		surging	
Altezza max di risalita s.l.m. (m)	$R_{u2\%}$	4.54	
Altezza di sommità relativa (compreso il sovrалzo)	R_c/H_s	1.67	
Valore del livello di run-up	$R_{u2\%}/H_s$	2.52	
Portata media di tracimazione per metro di larghezza (l/s)	Q	0.45	per H_s (Tr = 100 anni)

SETTORE 130 – 170 °N

**DIGA FRANGIFLUTTO A GETTATA IN MASSI NATURALI
CALCOLO DEL LIVELLO DI RUN-UP E DELLA PORTATA DI TRACIMAZIONE**



Caratteristiche dell'onda di progetto al largo

Altezza d'onda significativa al largo (m)	H_{so}	5.10
Periodo di picco (s)	T_p	10.19
Periodo medio (s)	T_m	9.37
Lunghezza d'onda al largo relativa a T_p (m)	L_{op}	162.0
Lunghezza d'onda al largo relativa a T_m (m)	L_{om}	137.1
Ripidità dell'onda al largo relativa a T_p	s_o	0.031
Sovralzo massimo del livello medio marino (m s.l.m.)	S_m	0.50
Altezza d'onda significativa al piede dell'opera (m)	H_{so}	1.02

Caratteristiche del fondale di imbasamento della barriera

Profondità del fondale al piede dell'opera (m s.l.m.)	h	4.50
Pendenza del fondale al piede dell'opera	m	1/100

Onda di progetto a ridosso della barriera

ONDA FRANGENTE

Altezza d'onda di progetto (m)	H_s	1.02
Lunghezza d'onda al piede dell'opera (m)	L'_p	69.02
Ripidità dell'onda a ridosso dell'opera	s'_c	0.015
Ripidità dell'onda (T_p)	s_{op}	0.006
Ripidità dell'onda (T_m)	s_{om}	0.007

Caratteristiche geometriche della diga frangiflutti

Quota della berma di sommità (m s.l.m.)	R_c	3.50	barriera
Larghezza berma (m)	B	5.68	
Pendenza paramento lato mare	$\cot\alpha$	1.50	
Porosità d'insieme della mantellata	P	0.40	

Caratteristiche dei massi di mantellata

	tipo:	massi naturali
Coefficiente di stabilità	K_d	2.00
Peso specifico apparente dei massi (kg/m^3)	ρ_r	2500
Peso specifico dell'acqua marina (kg/m^3)	ρ_w	1030
Densità relativa dei massi di mantellata	$\Delta = (\rho_r/\rho_w - 1)$	1.43

DETERMINAZIONE LIVELLI DI RUN-UP

Altezza d'onda di progetto a ridosso della scogliera (m)	H_s	1.02	H_s (Tr = 100 anni)
Parametro di Iribarren	ξ_m	8.40	
Tipo di frangimento		surging	
Altezza max di risalita s.l.m. (m)	$R_{u2\%}$	3.18	
Altezza di sommità relativa (compreso il sovrалzo)	R_o/H_s	2.94	
Valore del livello di run-up	$R_{u2\%}/H_s$	3.11	
Portata media di tracimazione per metro di larghezza (l/s)	Q	0.0004	per H_s (Tr = 100 anni)

5.4. Nucleo

Il corpo centrale dell'opera a gettata è costituito da tout-venant di cava, ossia materiale lapideo di pezzatura assortita (0.01-500 kg) relativamente "chiuso".

Tale gradazione conferisce al nucleo il richiesto grado di impermeabilità, utilizzando il materiale più "povero" ottenuto dalla cava.

La quota di sommità del nucleo si trova a quota +1.50 m s.l.m.m.; tale soluzione consente l'esecuzione dell'opera con mezzi terrestri anche in presenza di moto ondoso e nel contempo di economizzare sui volumi da porre in opera.

La larghezza del nucleo in sommità (10 m circa) è dettata da esigenze funzionali oltre che idrauliche (riduzione delle permeazioni) ed è costante.

Nel caso specifico la larghezza è sufficiente a permettere durante le fasi di costruzione dell'opera il passaggio alternato della gru di posa in opera dei massi e degli automezzi di scarico del tout-venant del nucleo.

5.5. Filtri

Fra il nucleo ed il rivestimento esterno della diga, allo scopo di impedire l'asportazione del materiale di nucleo attraverso quello di rivestimento per azione di filtrazione, è prevista la posa in opera di uno strato filtro costituito da massi naturali del peso compreso tra 50 e 1000 kg.

Il dimensionamento dello strato filtro è stato eseguito facendo riferimento alla regola secondo la quale il peso medio del materiale di filtro (500 kg) non deve essere inferiore a circa 1/10 del peso medio del materiale sovrastante (2000 kg).

Nella realizzazione della porzione più esterna delle scarpate del nucleo di tout-venant è previsto che vengano utilizzati gli elementi di maggiori dimensioni (50-500 kg) che svolgeranno quindi la funzione di filtro tra la porzione più interna del nucleo dell'opera a scogliera e la mantellata di protezione della scarpata interna (massi da 50 a 1.000 kg).

5.6. Spessori delle “mantellate” e dello strato filtro

Lo spessore delle mantellate e degli strati filtro sottostanti si ricava dalla formula:

$$S = 2 K (P / \gamma_m)^{0.333}$$

dove:

- 2 è il numero degli strati
- K è il coefficiente di strato che per i massi naturali è pari a 1.05
- P è il peso medio degli elementi (massi) che costituiscono la mantellata
- γ_m è il peso dell'unità di volume dei massi, assunto pari a 2,50 t/m³

Sostituendo i valori numerici si ottiene uno spessore pari a 1,95 m per la mantellata esterna (massi da 1-3 t) e pari a 1,25 m per la mantellata interna e lo strato filtro (massi da 50-1.000 kg).

6. IMPIANTO DI SCARICO A MARE DELLE ACQUE DI RAFFREDDAMENTO DELLA RAFFINERIA ENI

Lungo il tratto di costa dove è prevista la realizzazione della vasca di contenimento in oggetto attualmente insistono due scarichi a mare della retrostante raffineria ENI S.P.A./ DIVISIONE REFINING AND MARKETITING (ex AGIP Petroli), entrambi autorizzati, dei quali il primo, adiacente al limite della colmata Belleli, scarica in mare le acque di raffreddamento della raffineria (scarico 1: portata massima circa 28.000 m³/h), mentre l'altro, posto circa 670 m a sud del precedente, scarica in mare le acque bianche dello stabilimento (scarico 2: portata massima circa 10.000 m³/h).

Pertanto nel progetto della vasca di contenimento, al fine di garantire la funzionalità dei due scarichi, è stata prevista la realizzazione di un nuovo sistema di scarico che raccoglie le acque dei due scarichi e li convoglia a mare all'esterno della vasca.

In particolare le acque dello scarico 1 e dello scarico 2 vengono convogliate in due tubazioni di PRFV, rispettivamente di diametro pari a 2200 mm e a 1400 mm, che corrono interrate all'interno dell'argine che delimita a terra la vasca, alle spalle del palancoato metallico con giunti impermeabili che costituisce l'elemento di tenuta dell'argine stesso, e che terminano in manufatto di scarico di c.a., collocato a sud della vasca, in prossimità di Punta Rondinella, con caratteristiche analoghe a quello che attualmente realizza l'immissione a mare delle acque di raffreddamento della raffineria (camera con labbro sfiorante + scivolo di c.a).

6.1. Verifiche idrauliche

Attualmente la condotta dello scarico n°1 (acque di raffreddamento della raffineria – portata max 28.000 m³/h) termina in una vasca di carico di c.a. che sulla parete frontale (lato mare) è dotata di un labbro sfiorante posto a quota +3.50 m s.m. attraverso il quale le portate si immettono in un canale di c.a. che realizza la restituzione a mare delle acque di scarico.

Per la derivazione dello scarico è stata prevista la realizzazione, a fianco della vasca di carico nella quale attualmente termina la condotta di scarico, di una vasca di derivazione di c.a. che sul lato che aderisce alla vasca esistente presenta un labbro sfiorante delle stesse caratteristiche geometriche di quello della vasca esistente (larghezza e quota labbro sfiorante) attraverso il quale, dopo aver eseguito l'elevazione della parete frontale della vasca esistente fino a quota +5.25 m s.m., le acque di raffreddamento della raffineria “entreranno nella vasca di derivazione” consentendo la dismissione dell'attuale canale di scarico.

Dalla vasca di derivazione ha origine una tubazione di PRFV DN 2200 con quota di scorrimento posta alla -1.00 m s.m., la quale dopo aver percorso circa 1.100 m interrata con altezze di ricoprimento sulla generatrice superiore variabili tra 2.00 m a 3.00 m, termina nella vasca di carico del nuovo manufatto di scarico.

Per la derivazione delle portate dello scarico n°2 è stato previsto di intercettare la condotta a monte dell'attuale manufatto di scarico e di realizzare un manufatto di ca. a due camere della quali nella prima entra la condotta dello scarico esistente e dalla seconda esce la tubazione DN1400 di PRFV che addurrà le portate dello scarico n°2 al nuovo manufatto di scarico. Le due camere sono messe in comunicazione attraverso uno sfioratore con labbro sfiorante posto a quota +3.50 m s.m. così da isolare il funzionamento idraulico dell'attuale condotta di scarico da quella del nuovo impianto di scarico a mare.

Anche in questo caso la tubazione DN1400 di PRFV esce dal manufatto di derivazione con scorrimento a quota -1.00 m s.m. e dopo aver percorso circa 370 m interrata con altezze di ricoprimento sulla generatrice superiore variabili tra 2.50 m a 3.50 m, termina nella vasca di carico del nuovo manufatto di scarico.

In corrispondenza dell'immissione della vasca di carico la quota di scorrimento di entrambe le tubazioni di scarico è posta a quota -2.00 m s.m.

Analogamente al manufatto di scarico esistente, la vasca di carico lungo la parete frontale lato mare presenta un labbro sfiorante posto a quota +0.50 m s.m. attraverso il quale la portata scaricata si immette in un canale di c.a. che realizza appunto la restituzione a mare delle portate provenienti dalla raffineria.

Nell'ipotesi di contemporaneo funzionamento dei due scarichi a massimo regime la portata complessiva che entra nella vasca di carico e che deve essere sfiorata nel canale di scarico è pari a:

$$Q = 28.000 + 10.000 = 38.000 \text{ m}^3/\text{h} = 10,55 \text{ m}^3/\text{s}$$

Facendo riferimento alla teoria di sfioratore a parete sottile la portata che transita attraverso lo sfioratore è fornita dalla relazione:

$$Q = 2/3 \times \mu \times h \times L \times \sqrt{2 \cdot g \cdot h}$$

nella quale

- $\mu = 0.6$ – coefficiente di deflusso
- $L = 10 \text{ m}$ – lunghezza dello sfioratore
- $h \text{ (m)}$ – battente idraulico sulla soglia
- $Q \text{ (m}^3/\text{s)}$ – portata

sostituendo i valori numerici si ottiene che la portata massima di progetto transita sullo sfioratore con un battente (h) pari a:

$$h = 0.71 \text{ m}$$

Pertanto in queste condizioni estreme la quota dei livelli idrici all'interno della vasca di carico, considerando anche il carico cinetico della portata sfiorante, raggiungeranno quota +1.46 m circa.

Per garantire che l'attuale funzionamento delle condotte di scarico esistenti non venga modificato a seguito della realizzazione delle opere previste in progetto è necessario che, per entrambi gli scarichi, le quote dei livelli idrici all'interno delle rispettive camere di carico necessarie per garantire il passaggio delle rispettive

portate massime di progetto risultino inferiori delle quote degli sfioratori attraverso i quali le portate provenienti dalle condotte di scarico esistenti si immettono nelle suddette vasche di carico.

Le perdite di carico distribuite lungo lo sviluppo delle nuove condotte di scarico sono fornite dalla relazione (Darcy-Manning):

$$Pdc_0 = \frac{Q^2}{A^2 \cdot n^2 \cdot \mathfrak{R}} \times L$$

nella quale:

- Q= portata (m³/s)
- $\chi = \frac{1}{n} \mathfrak{R}^{\frac{1}{6}}$
- A = sezione della tubazione (m²)
- n = 0.011 coefficiente di Manning
- \mathfrak{R} = raggio idraulico =D/4 (m)
- Pdc₀ = perdite di carico
- L = lunghezza della tubazione

Sostituendo i valori numerici si ottiene:

Tubazione scarico 1 – PRFV DN2200 Pdc₀ = 1.26 m

Tubazione scarico 2 – PRFV DN1400 Pdc₀ = 0.60 m

Considerando una perdita di carico all'imbocco ed allo sbocco pari pari rispettivamente al 50% ed al 100% del carico cinetico della portata che transita attraverso le tubazioni le quote che vengono raggiunte dai livelli idrici nelle vasche di carico delle nuove tubazioni di scarico nelle condizioni di progetto sono pari a:

scarico n°1= 1.46+0.21+1.26+0.11= +3.04 m s.m.

scarico n°2= 1.46+0.17+0.60+0.08= +2.31 m s.m.

Pertanto in entrambi i casi il funzionamento degli sfioratori dei manufatti di derivazione (quota labbro sfiorante +3.50 m s.m.) non risulta condizionato dal deflusso delle portate di progetto nelle nuove condotte di scarico e pertanto l'attuale funzionamento idraulico delle tubazioni dei due scarichi esistenti non risulterà modificato a seguito della realizzazione delle opere previste in progetto.

7. CALCOLI STATICI MURO DI SPONDA

Lungo lo sviluppo della diga che delimita la vasca di contenimento è stata prevista la realizzazione di una banchina di servizio necessaria per consentire l'accosto dei mezzi (draghe, bettoline etc.) che dovranno realizzare il trasporto del materiale proveniente dai dragaggi previsti per la realizzazione del IV sporgente del porto di Taranto e il suo conferimento nella vasca di contenimento.

La banchina verrà realizzata mediante l'infissione di una doppia fila di palancole metalliche delle quali quelle lato mare sono lunghe 15.50 m e verranno infisse fino a quota -12.00 m s.m., mentre quelle lato vasca sono lunghe 13.50 m e sono infisse fino a quota -10.00 m s.m.

Entrambi i palancole superiori pervengono fino a quota +3.50 m s.m. che costituisce appunto la quota finita del terrapieno a tergo dei palancole.

Il riempimento del volume compreso tra i palancole verrà eseguito utilizzando tout-venant di cava.

Attualmente le quote dei fondali lungo lo sviluppo dei palancole varia tra -3.30 e -4.20 m s.m.. In corrispondenza dell'impronta delle nuove opere, proprio in corrispondenza del nuovo tratto banchinato, le attività di caratterizzazione ambientale hanno evidenziato la presenza di uno strato di materiale con concentrazioni di inquinanti superiori ai limiti di intervento. Pertanto nel progetto di bonifica dei fondali dello specchio acqueo interessato dalla realizzazione della vasca di contenimento in oggetto è stata prevista la completa asportazione dello strato di sedime contaminato (spessore 1.50 m).

Pertanto a seguito della realizzazione dell'intervento di bonifica, da eseguire prima di procedere alla esecuzione dei lavori previsti nel presente progetto, le quote dei fondali lungo lo sviluppo dei palancole varieranno tra -4.50 e -5.20 m s.m.

Di seguito è riportato il calcolo delle lunghezze di infissione delle palancole e delle sollecitazioni massime alle quali risultano sottoposte relativamente alle fasi di esercizio della banchina ed in condizioni sismiche.

Il calcolo delle lunghezze minime di infissione e delle sollecitazioni massime alle quali sono sottoposte le palancole è stato eseguito utilizzando un programma di

calcolo automatico basato sul metodo di Blum che per il calcolo dei coefficienti di spinta attiva e di resistenza passiva dei terreni utilizza la teoria di Coulomb.

Nei calcoli al fine della determinazione della spinta attiva del terrapieno sul palancoato è stato cautelativamente trascurato l'attrito terreno-parete.

Nei calcoli relativi alle condizioni di esercizio dell'opera è stata considerata la presenza sul terrapieno a tergo del muro di banchina di un sovraccarico uniformemente ripartito di intensità pari a 40 kN/m^2 , inoltre si è cautelativamente ipotizzato che la quota della falda all'interno del terrapieno delimitato dai palancoati coincida con quello massimo all'interno della vasca di contenimento (+3.00 m s.m.).

7.1. Palancole del muro di sponda

7.1.1 Condizioni di esercizio

A lavori ultimati la quota del piano di calpestio della nuova banchina è pari a +3.50 m s.l.m.m. mentre la quota di progetto del fondale marino al piede della nuova opera è pari a -5.00 m s.l.m.m..

Per quanto riguarda i sovraccarichi accidentali si è inoltre ipotizzato che sul terrapieno agisca un sovraccarico di intensità pari a 40 kN/m² e che la quota della falda all'interno del terrapieno, per effetto del riempimento della vasca di contenimento con materiale saturo, sia pari a +3.00 m s.m..

I risultati dell'elaborazione sono riportati nel tabulato allegato (v. Allegato 1), da cui si ricava:

- lunghezza minima di infissione: 5.373 m
- momento flettente massimo: 352.407 kNm/m
- reazione tirante: 228.28 kN/m

La profondità minima di infissione risulta quindi pari a -10.373 m superiore a quella prevista in progetto (-12.00 m).

7.1.2 Analisi in presenza di sisma

7.1.2.1 Modello di calcolo della paratia

Le opere di sostegno devono essere concepite e progettate in modo tale da espletare la loro funzione sia durante che dopo il terremoto di progetto, senza subire danni strutturali significativi.

L'opera viene pertanto studiata applicando l'analisi pseudo-statica, il cui modello di base è costituito dall'opera di sostegno e dalla sua fondazione, da un cuneo di terreno dietro la struttura (in stato di equilibrio limite attivo) e da una massa di terreno alla base dell'opera (in stato limite passivo).

L'azione sismica è rappresentata da un insieme di forze statiche equivalenti orizzontali e verticali date dal prodotto delle forze di gravità per un coefficiente sismico. I coefficienti sismici orizzontale e verticale che interessano tutte le masse sono calcolati come:

$$k_h = \frac{\alpha}{r} = \frac{a_g}{g} \cdot \frac{1}{r}$$

$$k_v = 0.5 \cdot k_h$$

Taranto ricade in zona sismica di **III categoria** con valore di a_g di 0.15g. Per muri tiratati il coefficiente sismico orizzontale r è pari a 1.0. Nel caso di muri non a gravità inoltre si assume $k_v = 0$.

La forza totale di progetto E_d , considerata come risultante delle spinte statiche e dinamiche del terreno, viene calcolata sulla base del modello sopra descritto. La forza dovuta alla *spinta dinamica* del terreno è *applicata a metà dell'altezza del muro*.

Per coefficienti di permeabilità minori di 5×10^{-4} m/s, l'acqua interstiziale non è libera di muoversi rispetto allo scheletro solido, pertanto l'azione sismica è calcolata in condizioni essenzialmente non drenate ed il terreno viene trattato come *mezzo monofase*.

La spinta totale di progetto E_d esercitata dal terrapieno ed agente sull'opera di sostegno è data da:

$$E_d = \frac{1}{2} \cdot \gamma^* \cdot KH^2 + E_{ws} + E_{wd}$$

dove H è l'altezza del muro, E_{ws} è la spinta idrostatica, E_{wd} è la spinta idrodinamica, γ^* è il peso specifico del terreno e K il coefficiente di spinta statico più dinamico.

Il coefficiente di spinta del terreno può essere calcolato mediante la formula di Mononobe e Okabe.

Per stati attivi:

$$\beta \leq \phi - \theta : K = \frac{\text{sen}^2(\psi + \phi - \theta)}{\cos \theta \text{sen}^2 \psi \text{sen}(\psi - \theta - \delta) \left[1 + \sqrt{\frac{\text{sen}(\phi + \delta) \text{sen}(\phi - \beta - \theta)}{\text{sen}(\psi - \theta - \delta) \text{sen}(\psi + \beta)}} \right]^2}$$

$$\beta > \phi - \theta : K = \frac{\text{sen}^2(\psi + \phi - \theta)}{\cos \theta \text{sen}^2 \psi \text{sen}(\psi - \theta - \delta)}$$

Per stati passivi:

$$K = \frac{\text{sen}^2(\psi + \phi - \theta)}{\cos \theta \text{sen}^2 \psi \text{sen}(\psi + \theta) \left[1 - \sqrt{\frac{\text{sen} \phi \text{sen}(\phi - \beta - \theta)}{\text{sen}(\psi + \beta) \text{sen}(\psi + \theta)}} \right]^2}$$

dove:

ϕ è il valore di calcolo dell'angolo di resistenza a taglio del terreno in condizioni di sforzo efficace ($\phi = \text{atan}(\tan 30^\circ)/1.25 = 24.79^\circ$);

ψ, β è l'angolo di inclinazione rispetto all'orizzontale rispettivamente della parete del muro rivolta a monte e della superficie del terrapieno ($\psi = 90^\circ, \beta = 0^\circ$);

δ è il valore di calcolo dell'angolo di resistenza a taglio tra terreno e muro ($\delta = 0^\circ$);

θ è l'angolo definito nelle espressioni seguenti.

La formula per stati di spinta passiva deve essere in generale usata nel caso di muro a parete verticale ($\psi = 90^\circ$).

Per *terreno impermeabile* in condizioni dinamiche *al di sotto del livello di falda* valgono le seguenti definizioni e relazioni:

$$\gamma^* = \gamma_{\text{sat}} - \gamma_w$$

$$\tan \theta = \frac{\gamma_{\text{sat}}}{\gamma_{\text{sat}} - \gamma_w} \cdot \frac{k_h}{1 \mp k_v}$$

$$E_{wd} = 0$$

con γ_{sat} peso specifico del terreno saturo e γ_w peso specifico dell'acqua. Se il *livello di falda* è *al di sotto del muro di sostegno* si ha invece:

$$\gamma^* = \gamma_d$$

$$\tan \theta = \frac{k_h}{1 \mp k_v}$$

$$E_{wd} = 0$$

Poiché la normativa stabilisce che è la sola azione dinamica ad essere applicata ad H/2 è necessario valutare il valore di questa azione (in termini di risultante):

$$S_{\text{dinamica}} = E_d - S_{\text{statica}}$$

La sovraspinta dinamica attiva e la sottospinta dinamica passiva possono essere valutate in termini di spinta efficace come percentuali rispettivamente della spinta statica efficace attiva e passiva:

$$S_{A,\text{dinamica}} = \Delta k_a \cdot S_{A,\text{statica}} = \frac{K_A - k_a}{k_a} \cdot S_{A,\text{statica}}$$

$$S_{P,\text{dinamica}} = \Delta k_p \cdot S_{P,\text{statica}} = \frac{K_P - k_p}{k_p} \cdot S_{P,\text{statica}}$$

dove K_A e K_P sono i coefficienti di spinta attiva e passiva statica più dinamica calcolati con la formula di Mononobe e Okabe (nel caso del coefficiente di spinta attiva statica più dinamica si distingue tra quello calcolato per il terreno asciutto e quello per il terreno saturo) e k_a e k_p sono i coefficienti di spinta attiva e passiva statica calcolati con la formula di Rankine.

Le azioni così valutate sono quindi applicate come carichi rettangolari distribuiti sulla paratia:

$$q_{A,\text{dinamico},i} = \frac{S_{A,\text{dinamico},i}}{H_i}$$

$$q_{P,\text{dinamico}} = \frac{S_{P,\text{dinamico}}}{i}$$

dove il pedice i indica i tratti in cui cambia la spinta attiva (passaggio da terreno asciutto a terreno saturo o da uno strato di terreno ad un altro), ed i la lunghezza di infissione della paratia.

Il calcolo delle sovraspinta e della sottospinta dinamica dipende dalla lunghezza totale della paratia. Ciò comporta la necessità di procedere all'individuazione della lunghezza di infissione iterativamente a partire dalle spinte

dinamiche calcolate per H di primo tentativo (ad esempio 2 volte l'altezza libera della paratia) ed aggiornando le spinte dinamiche in funzione dei nuovi valori di H ottenuti. Ai carichi descritti va inoltre sommata la pressione idrodinamica sulla parete esterna del muro che può essere calcolata come:

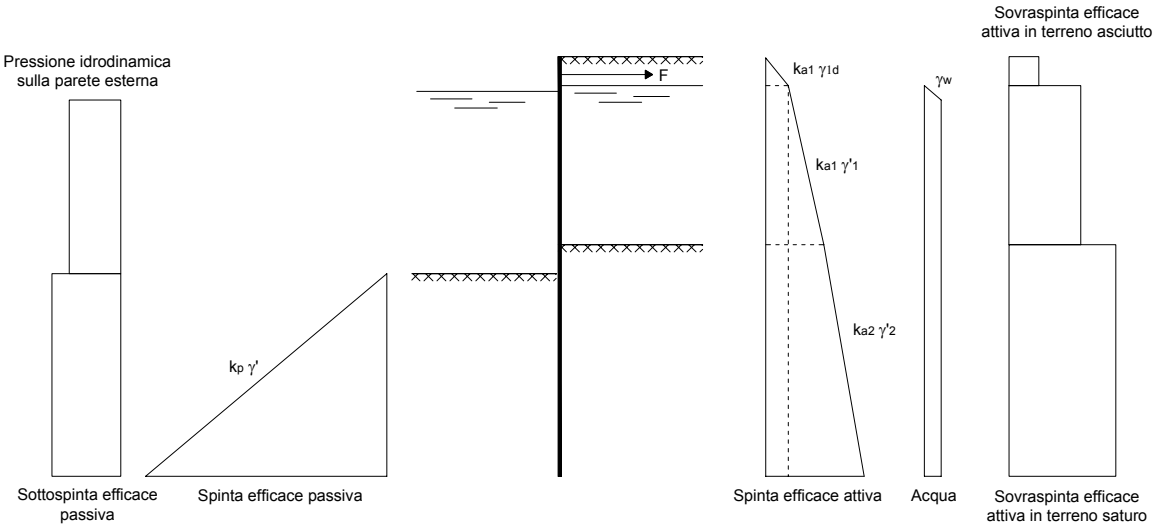
$$E_{wd} = \int_0^{h_w} q(z) dz = \int_0^{h_w} \frac{7}{8} \cdot k_h \cdot \gamma_w \cdot \sqrt{h_w \cdot z_w} dz = \frac{7}{12} \cdot k_h \cdot \gamma_w \cdot h_w^2$$

dove h_w è la quota del pelo libero dell'acqua e z è la coordinata verticale diretta verso il basso con origine al pelo libero dell'acqua.

La condizione più sfavorevole si ha quando tale azione rappresenta una depressione per la paratia. Anche tale carico viene applicato come carico rettangolare distribuito sulla paratia:

$$q_w = \frac{E_{wd}}{h_w}$$

Lo schema di calcolo è riportato nella figura di seguito riportata.



Palancole metalliche – Schema di calcolo

7.1.2.2 Calcoli statici

.

Caratteristiche meccaniche dei terreni di fondazione

Tout Venant

$$\gamma_d = 18 \text{ kN/m}^3, \gamma_{\text{sat}} = 20 \text{ kN/m}^3, \phi = 35^\circ, \delta = 0^\circ$$

$$\text{Rankine: stato attivo: } k_a = 0.271$$

$$\text{stato passivo: } k_p = 3.69$$

$$\text{Mononobe e Okabe: stato attivo: terreno asciutto: } K_{Ad} = 0.386$$

$$\text{terreno saturo: } K_A = 0.567$$

$$\text{stato passivo: terreno saturo: } K_P = 2.851$$

Terreno naturale (Argille Subappenniniche)

$$\gamma_d = 18 \text{ kN/m}^3, \gamma_{\text{sat}} = 20 \text{ kN/m}^3, \phi = 27^\circ; c = 20 \text{ kPa}; \delta = 0^\circ$$

$$\text{Rankine: stato attivo: } k_a = 0.376$$

$$\text{stato passivo: } k_p = 2.668$$

$$\text{Mononobe e Okabe: stato attivo: terreno saturo: } K_A = 0.763$$

$$\text{stato passivo: terreno saturo: } K_P = 1.881$$

Parametri sismici

$$a_g = 0.15g, S = 1.25, r = 1, k_h = 0.188, k_v = 0$$

Caratteristiche comuni alle diverse sezioni delle palancole metalliche

Angolo formato dalla paratia sull'orizzontale: $\psi = 90^\circ$

Angolo formato dal piano calpestabile con l'orizzontale: $\beta = 0^\circ$

Nei calcoli in condizioni sismiche non si è tenuto conto della presenza del sovraccarico accidentale ed è stata considerata una differenza tra la quota della falda all'interno del terrapieno e la quota del mare pari a 0.50 m.

I risultati dell'elaborazione sono riportati nel tabulato allegato (v. Allegato 2), da cui si ricava:

- lunghezza minima di infissione: 6.417 m
- momento flettente massimo: 336.56 kNm/m
- reazione tirante: 206.98 kN/m

La profondità minima di infissione risulta quindi pari a -11.417 m superiore a quella prevista in progetto (-12.00 m).

7.2. Verifiche delle palancole del muro di banchina

Per la realizzazione del tratto di banchinamento è previsto l'impiego di palancole metalliche tipo ARBED AU20.

Le caratteristiche geometriche della palanca sono:

- altezza parete: $h = 444 \text{ mm}$
- larghezza profilo: $b = 750 \text{ mm}$
- spessore ala: $e = 12 \text{ mm}$
- spessore anima: $a = 10 \text{ mm}$
- area: $A = 165 \text{ cm}^2/\text{m}$
- peso: $p = 1290 \text{ kN/m}^2$ (129 kg/m^2)
- modulo di resistenza: $W = 2000 \text{ cm}^3/\text{m}$
- momento di inerzia: $I = 44440 \text{ cm}^4/\text{m}$
- acciaio tipo S430GP (UNI EN 10248/1) $f_{yk} = 430 \text{ N/mm}^2$ - $f_d = 355 \text{ N/mm}^2$.

Le sollecitazioni alle quali sono sottoposte le palancole sono:

Condizioni di esercizio: $M_{\max} = 352.407 \text{ kNm/m}$

Condizioni sismiche: $M_{\max} = 336.555 \text{ kNm/m}$

La verifica delle tensioni nell'acciaio sottoposta a momento flettente è soddisfatta se è rispettata la seguente relazione:

$$\sigma_m = \frac{M}{W} \leq \sigma_{adm}$$

dove:

M = momento flettente

W = modulo di resistenza della sezione nel piano di flessione.

Sostituendo i valori numerici si ottiene:

condizioni di esercizio: $\sigma = 176 \text{ N/mm}^2$

condizioni sismiche: $\sigma = 168 \text{ N/mm}^2$

condizioni di esercizio: $f_d/\sigma = 2.01$

condizioni sismiche: $f_d/\sigma = 2.11$

7.3. Verifica dei tiranti di ancoraggio

I tiranti di ancoraggio delle palancole verranno realizzati con barre $\phi 50$ mm di acciaio GEWI (classe St500/550) caratterizzate da una tensione di snervamento pari a 500 N/mm^2 , messe in opera con un interasse di 1.50 m (n°1 barra ogni coppia di palancole).

Le reazioni massime dei tiranti in oggetto sono pari a:

- Condizioni di esercizio: $R_{\max} = 228.28 \cdot 1.50 = 342.42 \text{ kN}$

- Condizioni sismiche: $R_{\max} = 206.98 \cdot 1.50 = 310.47 \text{ kN}$

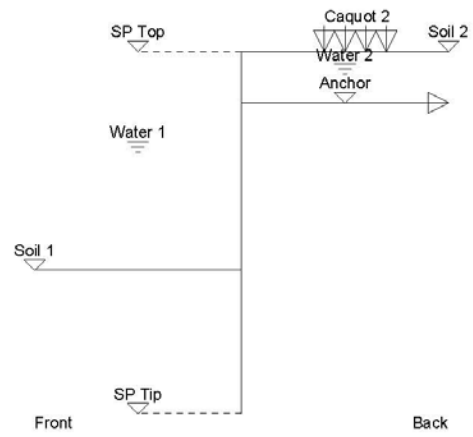
Tenendo conto dell'indebolimento della sezione resistente del tirante provocata dall'esecuzione della filettatura. ($A = 1661.9 \text{ mm}^2$), la resistenza di calcolo, corrispondente al raggiungimento della tensione di snervamento, è pari a:

$$R_d = 1661.99 \cdot (500/1.15) = 722.56 \text{ kN} > R_{\max}$$

Allegato 1
Palancole muro di banchina
Condizioni di esercizio
Tabulati di out-put

Geodata

	Unit
Sheet Pile Top Level [m]	-3.500
Sheet Pile Tip Level [m]	10.578
Soil Level in Front [m]	5.000
Soil Level behind [m]	-3.500
Anchorlevel [m]	-1.500
Water Level in Front [m]	0.000
Water Level behind [m]	-3.000
Soil Surface Inclination in Front [Deg]	0.000
Soil Surface Inclination behind [Deg]	0.000
Caquot Surcharge in Front [kN/m2]	0.000
Caquot Surcharge behind [kN/m2]	40.000
Anchor Inclination [Deg]	0.000
Earth Support	Fixed



Soil Layers

Layers in Front

	Layer Tip [m]	Density Moist [kN/m3]	Density Submerged [kN/m3]	Kph	Phi [Deg]	Delta [Deg]	Cohesion [kN/m2]
Layer 1	5.000	18.000	10.000	3.690	35.000	0.000	0.000
Layer 2	30.000	20.000	10.000	2.668	27.000	0.000	20.000

Layers behind

	Layer Tip [m]	Density Moist [kN/m3]	Density Submerged [kN/m3]	Kph	Phi [Deg]	Delta [Deg]	Cohesion [kN/m2]
Layer 1	5.000	18.000	10.000	0.271	35.000	0.000	0.000
Layer 2	30.000	20.000	10.000	0.376	27.000	0.000	20.000

All Values

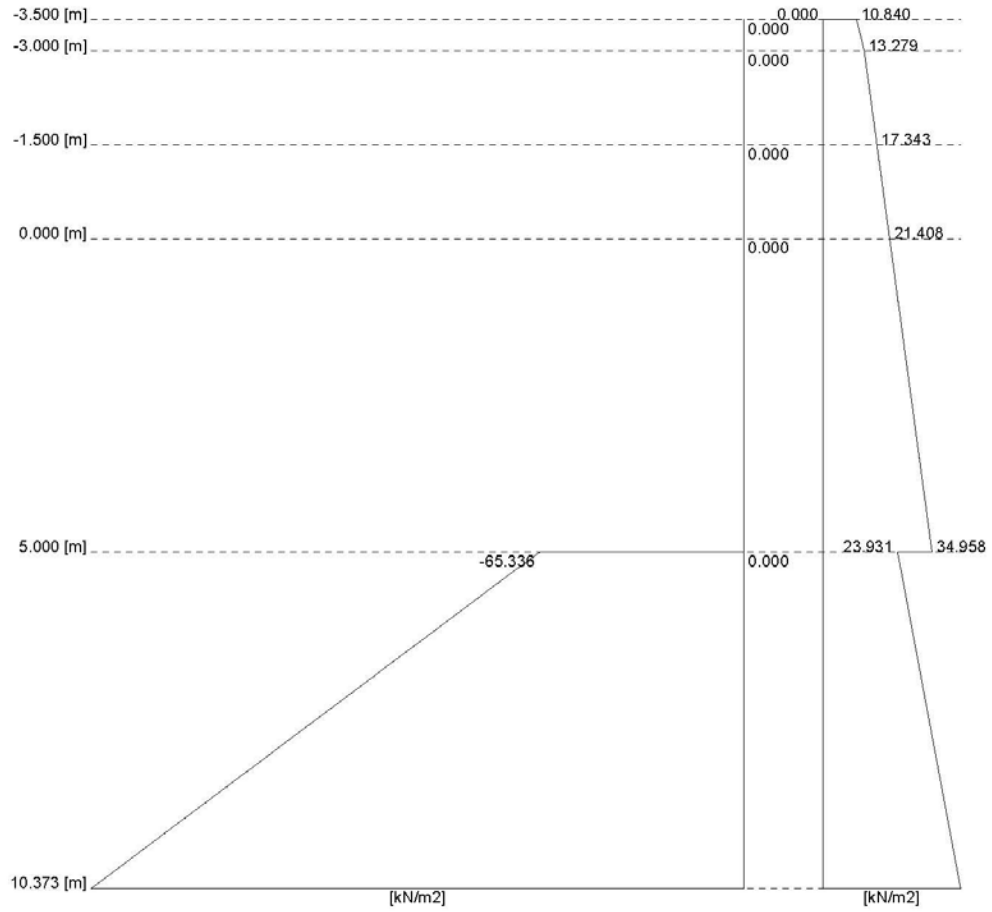
Depth [m]	Deflection [m]	Rotation [Rad]	Cross Force [kN/m]	Moment [kNm/m]	Total Pressure [kN/m ²]	Earth Pressure in Front [kN/m ²]	behind [kN/m ²]	Water Pressure [kN/m ²]	Userdefined Pressure [kN/m ²]
-3.500	0.026	-0.013	0.000	0.000	10.840	0.000	10.840	0.000	0.000
-3.250	0.023	-0.013	2.862	0.351	12.059	0.000	12.059	0.000	0.000
-3.000	0.020	-0.013	6.030	1.457	13.279	0.000	13.279	0.000	0.000
-2.750	0.016	-0.013	9.746	3.412	16.456	0.000	13.956	2.500	0.000
-2.500	0.013	-0.013	14.258	6.396	19.633	0.000	14.633	5.000	0.000
-2.250	0.010	-0.013	19.563	10.607	22.811	0.000	15.311	7.500	0.000
-2.000	0.006	-0.013	25.663	16.244	25.988	0.000	15.988	10.000	0.000
-1.750	0.003	-0.013	32.557	23.505	29.166	0.000	16.666	12.500	0.000
-1.500	0.000	-0.013	40.246	32.589	32.343	0.000	17.343	15.000	0.000
-1.250	-0.003	-0.013	-179.553	-13.377	35.521	0.000	18.021	17.500	0.000
-1.000	-0.007	-0.013	-170.275	-57.122	38.698	0.000	18.698	20.000	0.000
-0.750	-0.010	-0.013	-160.203	-98.448	41.876	0.000	19.376	22.500	0.000
-0.500	-0.013	-0.012	-149.337	-137.157	45.053	0.000	20.053	25.000	0.000
-0.250	-0.016	-0.012	-137.677	-173.050	48.231	0.000	20.731	27.500	0.000
0.000	-0.019	-0.011	-125.222	-205.929	51.408	0.000	21.408	30.000	0.000
0.250	-0.021	-0.010	-112.285	-235.621	52.086	0.000	22.086	30.000	0.000
0.500	-0.024	-0.010	-99.179	-262.058	52.763	0.000	22.763	30.000	0.000
0.750	-0.026	-0.009	-85.904	-285.197	53.441	0.000	23.441	30.000	0.000
1.000	-0.028	-0.008	-72.459	-304.995	54.118	0.000	24.118	30.000	0.000
1.250	-0.030	-0.007	-58.844	-321.412	54.796	0.000	24.796	30.000	0.000
1.500	-0.032	-0.006	-45.061	-334.403	55.473	0.000	25.473	30.000	0.000
1.750	-0.033	-0.005	-31.108	-343.928	56.151	0.000	26.151	30.000	0.000
2.000	-0.034	-0.004	-16.986	-349.943	56.828	0.000	26.828	30.000	0.000
2.250	-0.035	-0.002	-2.694	-352.407	57.505	0.000	27.505	30.000	0.000
2.500	-0.035	-0.001	11.767	-351.276	58.183	0.000	28.183	30.000	0.000
2.750	-0.035	0.000	26.398	-346.509	58.860	0.000	28.860	30.000	0.000
3.000	-0.035	0.001	41.197	-338.063	59.538	0.000	29.538	30.000	0.000
3.250	-0.035	0.002	56.167	-325.896	60.215	0.000	30.215	30.000	0.000
3.500	-0.034	0.003	71.305	-309.966	60.893	0.000	30.893	30.000	0.000
3.750	-0.033	0.004	86.613	-290.230	61.570	0.000	31.570	30.000	0.000
4.000	-0.032	0.005	102.090	-266.645	62.248	0.000	32.248	30.000	0.000
4.250	-0.031	0.006	117.737	-239.171	62.925	0.000	32.925	30.000	0.000
4.500	-0.030	0.006	133.553	-207.763	63.603	0.000	33.603	30.000	0.000
4.750	-0.028	0.007	149.538	-172.380	64.280	0.000	34.280	30.000	0.000
5.000	-0.026	0.008	165.693	-132.980	64.958	0.000	34.958	30.000	0.000
5.250	-0.024	0.008	162.125	-91.973	-17.137	-72.006	24.869	30.000	0.000
5.500	-0.024	0.008	162.125	-91.973	-17.137	-72.006	24.869	30.000	0.000

Depth [m]	Deflection [m]	Rotation [Rad]	Cross Force [kN/m]	Moment [kNm/m]	Total Pressure [kN/m ²]	Earth Pressure in Front [kN/m ²]	behind [kN/m ²]	Water Pressure [kN/m ²]	Userdefined Pressure [kN/m ²]
5.500	-0.022	0.008	157.125	-52.037	-22.868	-78.676	25.808	30.000	0.000
5.500	-0.022	0.008	157.125	-52.037	-22.868	-78.676	25.808	30.000	0.000
5.750	-0.020	0.008	150.691	-13.530	-28.599	-85.346	26.747	30.000	0.000
5.750	-0.020	0.008	150.691	-13.530	-28.599	-85.346	26.747	30.000	0.000
6.000	-0.018	0.008	142.825	23.190	-34.330	-92.016	27.686	30.000	0.000
6.000	-0.018	0.008	142.825	23.190	-34.330	-92.016	27.686	30.000	0.000
6.250	-0.016	0.008	133.526	57.764	-40.061	-98.686	28.625	30.000	0.000
6.250	-0.016	0.008	133.526	57.764	-40.061	-98.686	28.625	30.000	0.000
6.500	-0.014	0.008	122.795	89.834	-45.793	-105.356	29.564	30.000	0.000
6.500	-0.014	0.008	122.795	89.834	-45.793	-105.356	29.564	30.000	0.000
6.750	-0.012	0.008	110.630	119.042	-51.524	-112.026	30.502	30.000	0.000
6.750	-0.012	0.008	110.630	119.042	-51.524	-112.026	30.502	30.000	0.000
7.000	-0.010	0.007	97.033	145.029	-57.255	-118.696	31.441	30.000	0.000
7.000	-0.010	0.007	97.033	145.029	-57.255	-118.696	31.441	30.000	0.000
7.250	-0.009	0.007	82.003	167.439	-62.986	-125.366	32.380	30.000	0.000
7.250	-0.009	0.007	82.003	167.439	-62.986	-125.366	32.380	30.000	0.000
7.500	-0.007	0.006	65.540	185.911	-68.717	-132.036	33.319	30.000	0.000
7.500	-0.007	0.006	65.540	185.911	-68.717	-132.036	33.319	30.000	0.000
7.750	-0.006	0.005	47.644	200.089	-74.448	-138.706	34.258	30.000	0.000
7.750	-0.006	0.005	47.644	200.089	-74.448	-138.706	34.258	30.000	0.000
8.000	-0.004	0.005	28.315	209.614	-80.180	-145.376	35.196	30.000	0.000
8.000	-0.004	0.005	28.315	209.614	-80.180	-145.376	35.196	30.000	0.000
8.250	-0.003	0.004	7.554	214.128	-85.911	-152.046	36.135	30.000	0.000
8.250	-0.003	0.004	7.554	214.128	-85.911	-152.046	36.135	30.000	0.000
8.500	-0.002	0.003	-14.640	213.272	-91.642	-158.716	37.074	30.000	0.000
8.500	-0.002	0.003	-14.640	213.272	-91.642	-158.716	37.074	30.000	0.000
8.750	-0.001	0.003	-38.267	206.688	-97.373	-165.386	38.013	30.000	0.000
8.750	-0.001	0.003	-38.267	206.688	-97.373	-165.386	38.013	30.000	0.000
9.000	-0.001	0.002	-63.327	194.019	-103.104	-172.056	38.952	30.000	0.000
9.000	-0.001	0.002	-63.327	194.019	-103.104	-172.056	38.952	30.000	0.000
9.250	0.000	0.001	-89.819	174.906	-108.836	-178.726	39.890	30.000	0.000
9.250	0.000	0.001	-89.819	174.906	-108.836	-178.726	39.890	30.000	0.000
9.500	0.000	0.001	-117.744	148.990	-114.567	-185.396	40.829	30.000	0.000
9.500	0.000	0.001	-117.744	148.990	-114.567	-185.396	40.829	30.000	0.000
9.750	0.000	0.000	-147.102	115.914	-120.298	-192.066	41.768	30.000	0.000
9.750	0.000	0.000	-147.102	115.914	-120.298	-192.066	41.768	30.000	0.000
10.000	0.000	0.000	-177.893	75.320	-126.029	-198.736	42.707	30.000	0.000
10.000	0.000	0.000	-177.893	75.320	-126.029	-198.736	42.707	30.000	0.000
10.250	0.000	0.000	-210.117	26.848	-131.760	-205.406	43.646	30.000	0.000
10.250	0.000	0.000	-210.117	26.848	-131.760	-205.406	43.646	30.000	0.000
10.373	0.000	0.000	-226.497	0.000	-134.580	-208.688	44.108	30.000	0.000

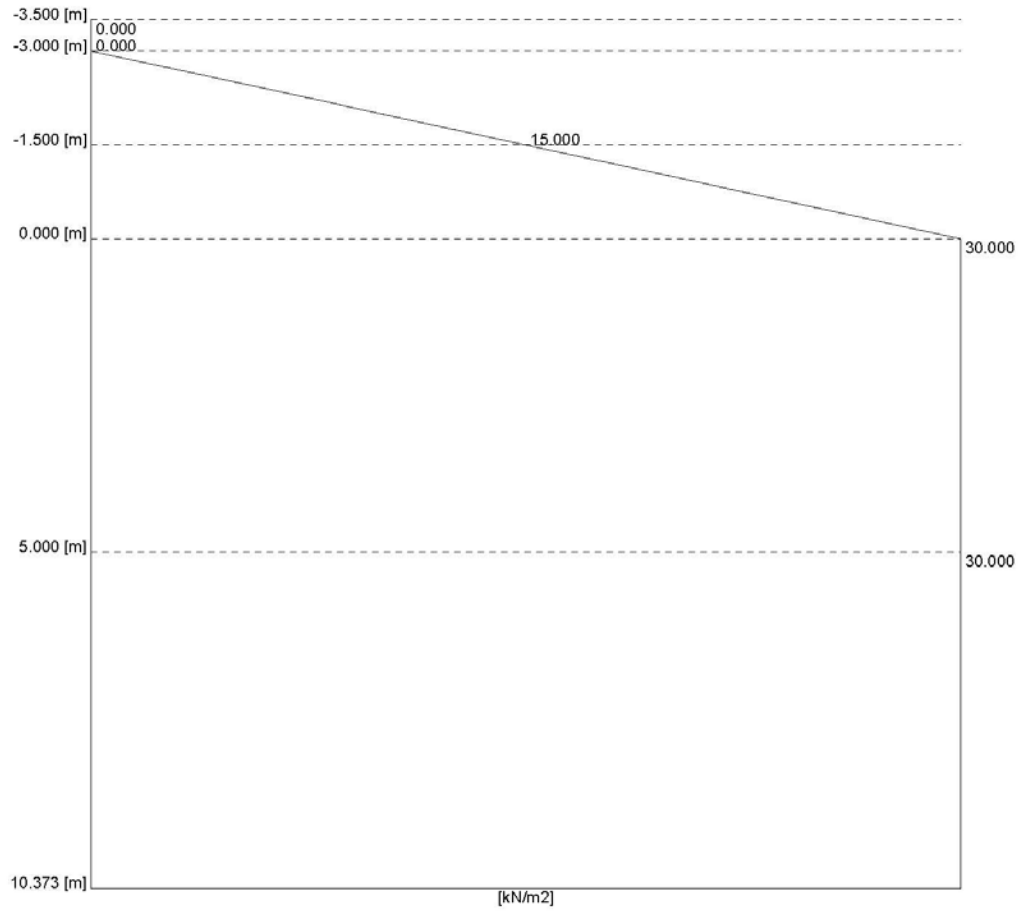
Extremal Values

	z Min [m]	Min	z Max [m]	Max
Deflection [m]	2.750	-0.035	-3.500	0.026
Cross Force [kN/m]	10.373	-226.497	5.000	165.693
Moment [kNm/m]	2.250	-352.407	8.250	214.128

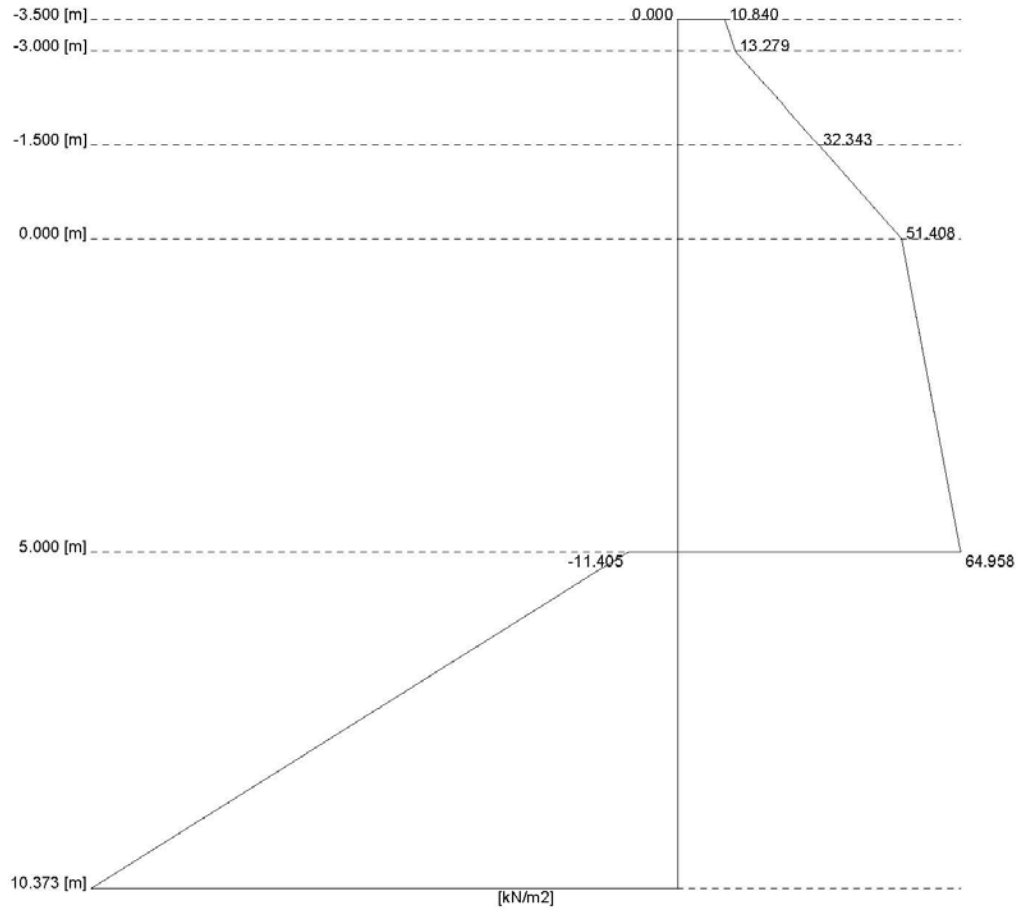
Earth Pressure Diagram



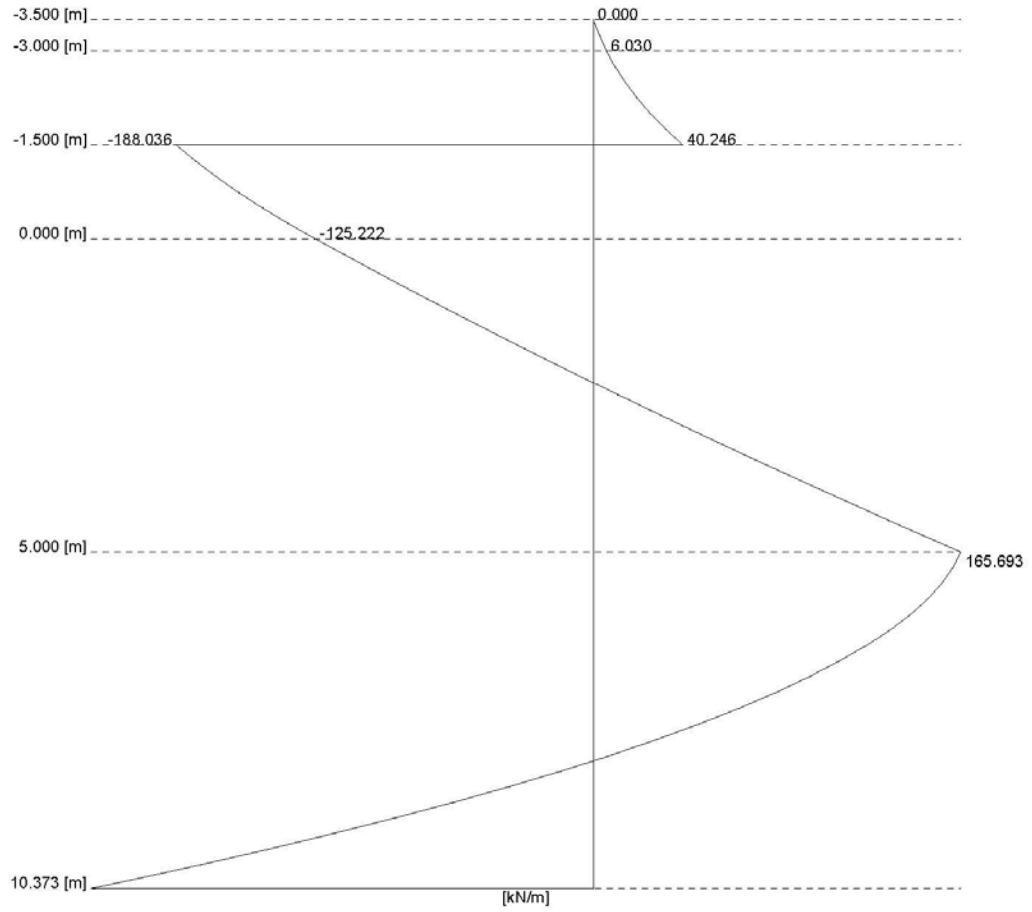
Water Pressure Diagram



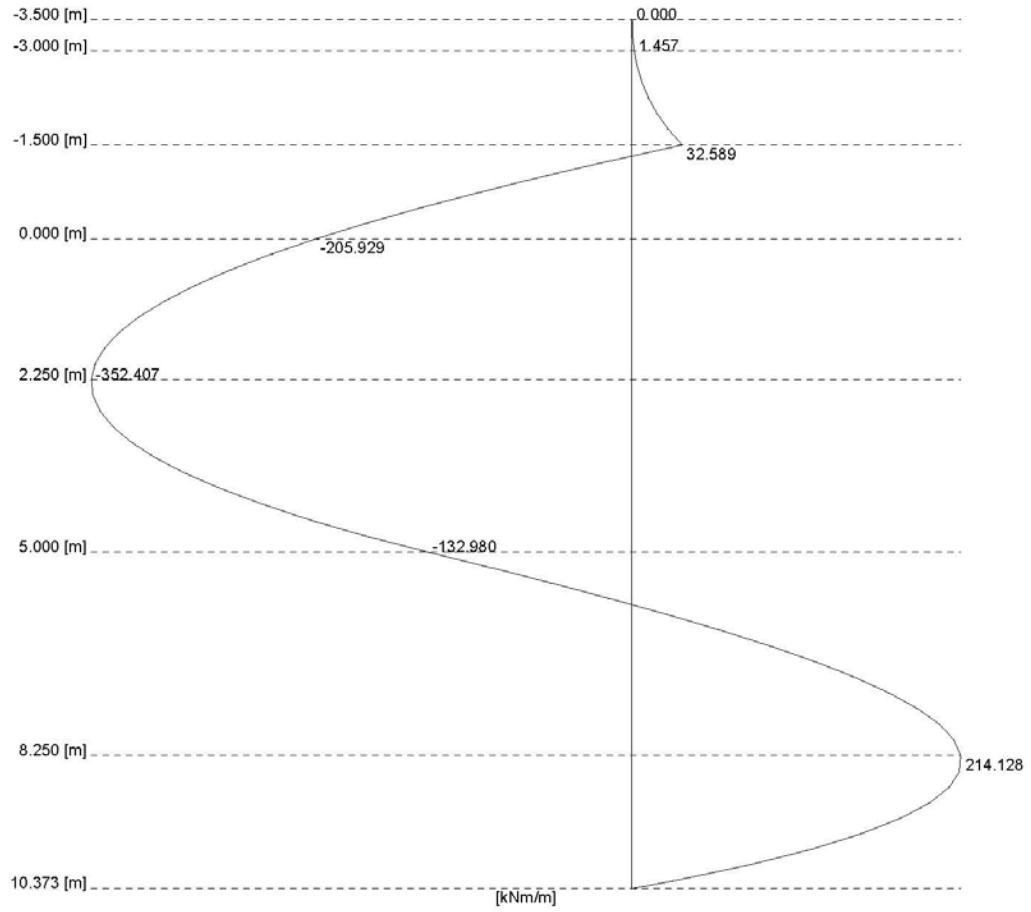
Total Pressure Diagram



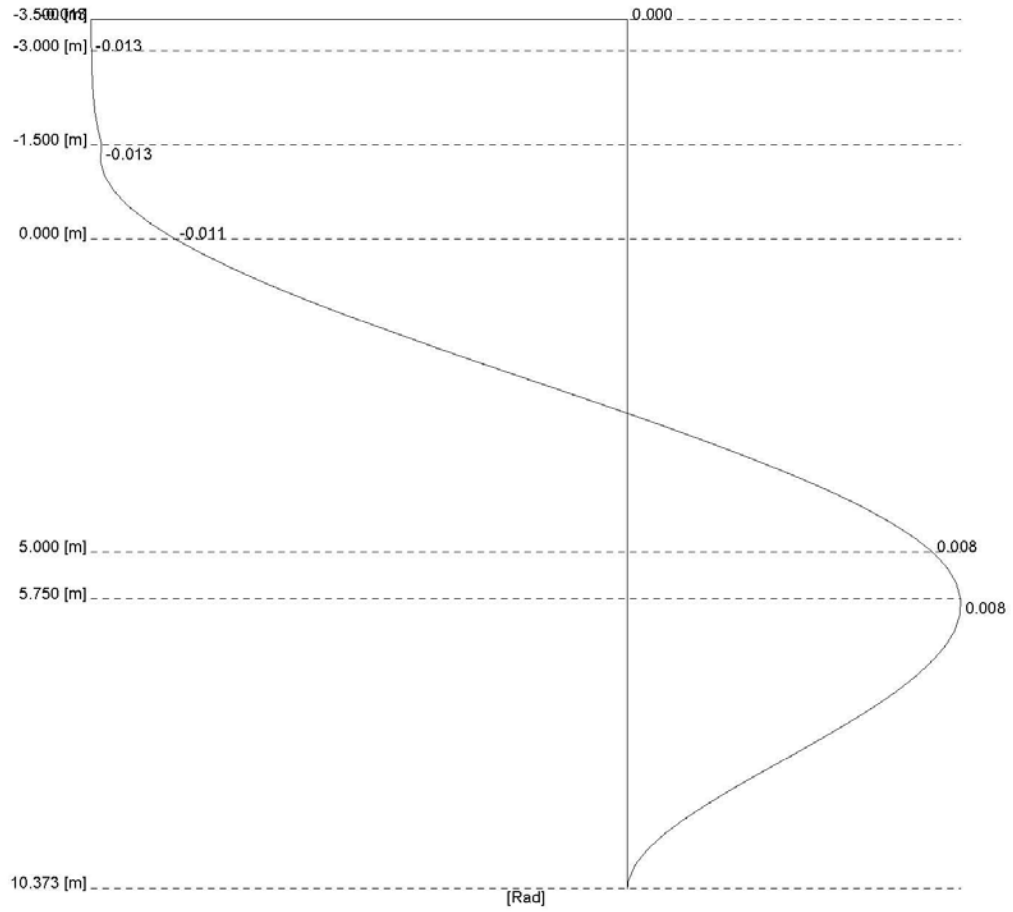
Cross Force Diagram



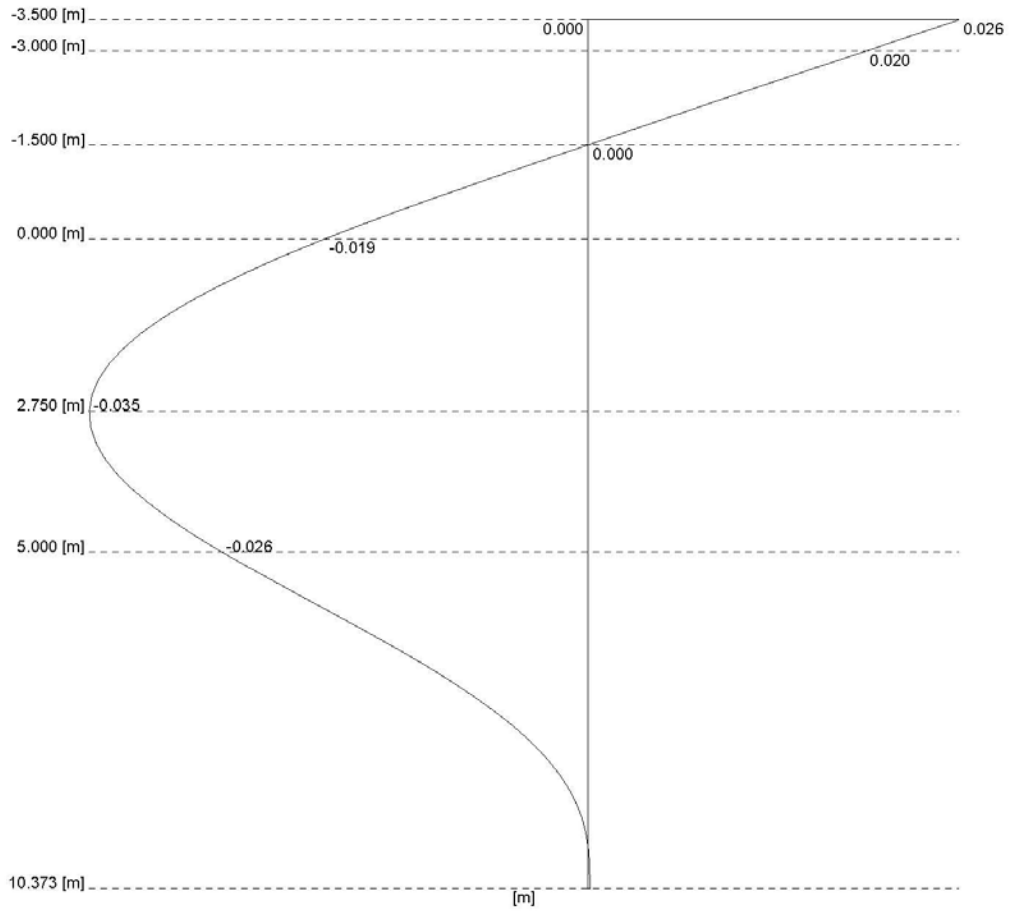
Moment Diagram



Rotation Diagram

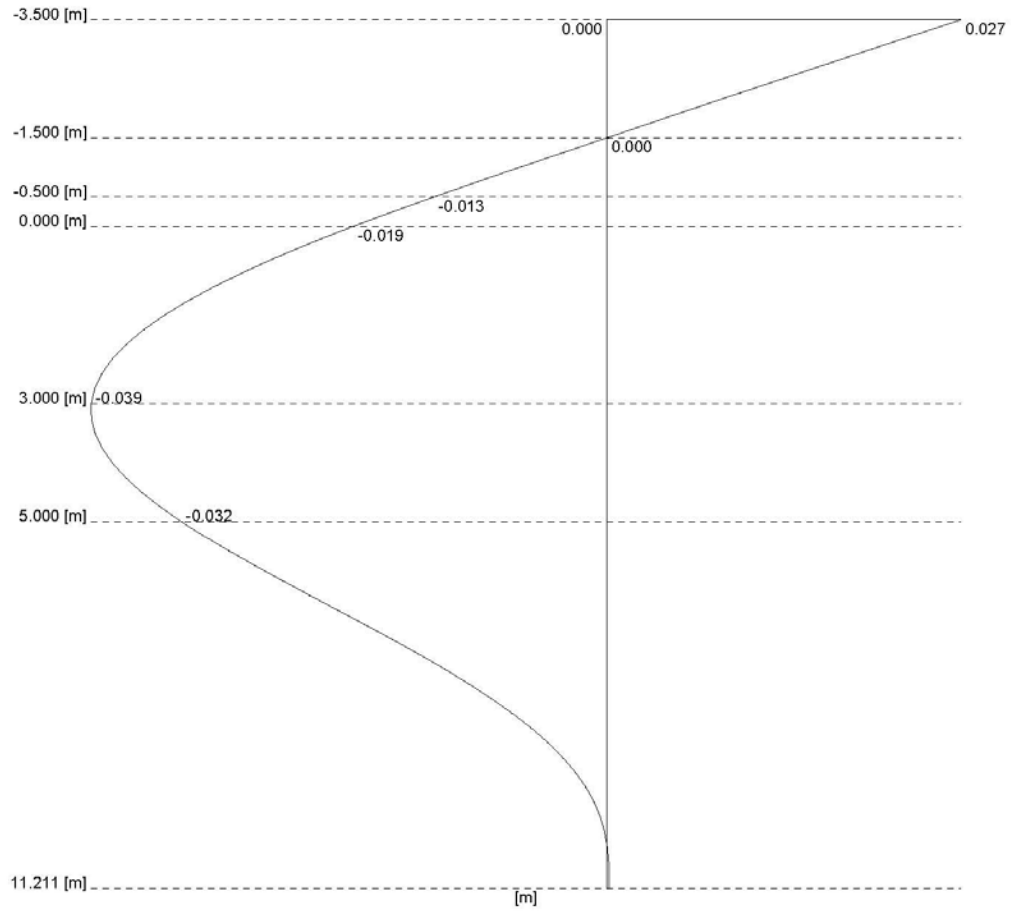


Deflection Diagram



Allegato 1
Palancole muro di banchina
Condizioni di esercizio
Tabulati di out-put

Deflection Diagram



Soil Layers

Layers in Front

	Layer Tip [m]	Density Moist [kN/m3]	Density Submerged [kN/m3]	Kph	Phi [Deg]	Delta [Deg]	Cohesion [kN/m2]
Layer 1	5.000	18.000	10.000	3.690	35.000	0.000	0.000
Layer 2	100.000	20.000	10.000	2.668	27.000	0.000	20.000

Layers behind

	Layer Tip [m]	Density Moist [kN/m3]	Density Submerged [kN/m3]	Kph	Phi [Deg]	Delta [Deg]	Cohesion [kN/m2]
Layer 1	5.000	18.000	10.000	0.271	35.000	0.000	0.000
Layer 2	100.000	20.000	10.000	0.376	27.000	0.000	20.000

Userdefined Pressures

	Pressure Top [kN/m2]	Pressure Tip [kN/m2]	Depth Top [m]	Depth Tip [m]
Strip 1	16.050	16.050	-3.500	0.000
Strip 2	21.700	21.700	0.000	5.000
Strip 3	60.050	60.050	5.000	11.420

All Values

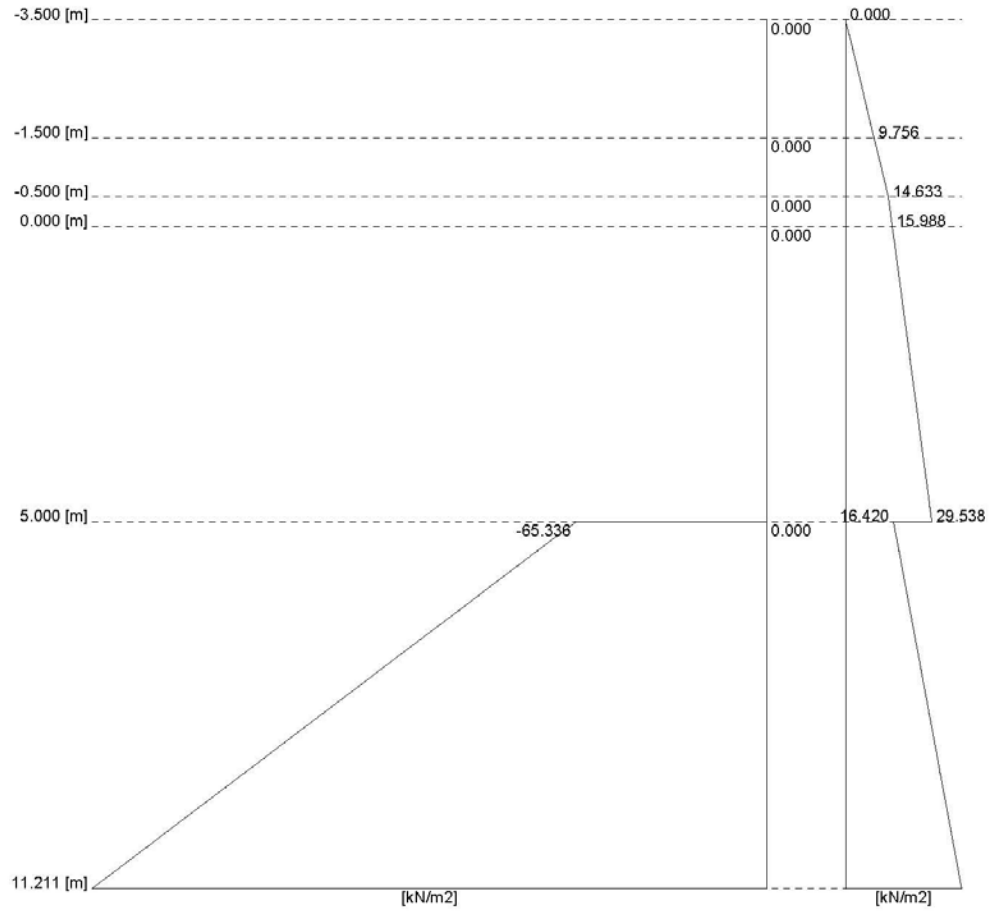
Depth [m]	Deflection [m]	Rotation [Rad]	Cross Force [kN/m]	Moment [kNm/m]	Total Pressure [kN/m ²]	Earth Pressure in Front [kN/m ²]	behind [kN/m ²]	Water Pressure [kN/m ²]	Userdefined Pressure [kN/m ²]
-3.500	0.027	-0.013	0.000	0.000	16.050	0.000	0.000	0.000	16.050
-3.250	0.023	-0.013	4.165	0.514	17.269	0.000	1.219	0.000	16.050
-3.250	0.023	-0.013	4.165	0.514	17.269	0.000	1.219	0.000	16.050
-3.000	0.020	-0.013	8.635	2.108	18.489	0.000	2.439	0.000	16.050
-3.000	0.020	-0.013	8.635	2.108	18.489	0.000	2.439	0.000	16.050
-2.750	0.017	-0.013	13.409	4.857	19.708	0.000	3.658	0.000	16.050
-2.750	0.017	-0.013	13.409	4.857	19.708	0.000	3.658	0.000	16.050
-2.500	0.013	-0.013	18.489	8.838	20.928	0.000	4.878	0.000	16.050
-2.500	0.013	-0.013	18.489	8.838	20.928	0.000	4.878	0.000	16.050
-2.250	0.010	-0.013	23.873	14.127	22.147	0.000	6.097	0.000	16.050
-2.250	0.010	-0.013	23.873	14.127	22.147	0.000	6.097	0.000	16.050
-2.000	0.007	-0.013	29.563	20.800	23.367	0.000	7.317	0.000	16.050
-2.000	0.007	-0.013	29.563	20.800	23.367	0.000	7.317	0.000	16.050
-1.750	0.003	-0.013	35.557	28.934	24.586	0.000	8.536	0.000	16.050
-1.750	0.003	-0.013	35.557	28.934	24.586	0.000	8.536	0.000	16.050
-1.500	0.000	-0.013	41.856	38.804	25.806	0.000	9.756	0.000	16.050
-1.500	0.000	-0.013	-165.123	38.804	25.806	0.000	9.756	0.000	16.050
-1.250	-0.003	-0.013	-158.519	-1.858	27.025	0.000	10.975	0.000	16.050
-1.250	-0.003	-0.013	-158.519	-1.858	27.025	0.000	10.975	0.000	16.050
-1.000	-0.007	-0.013	-151.611	-40.631	28.245	0.000	12.195	0.000	16.050
-1.000	-0.007	-0.013	-151.611	-40.631	28.245	0.000	12.195	0.000	16.050
-0.750	-0.010	-0.013	-144.397	-77.638	29.464	0.000	13.414	0.000	16.050
-0.750	-0.010	-0.013	-144.397	-77.638	29.464	0.000	13.414	0.000	16.050
-0.500	-0.013	-0.013	-136.879	-112.804	30.683	0.000	14.633	0.000	16.050
-0.500	-0.013	-0.013	-136.879	-112.804	30.683	0.000	14.633	0.000	16.050
-0.250	-0.016	-0.012	-128.811	-146.031	33.861	0.000	15.311	2.500	16.050
-0.250	-0.016	-0.012	-128.811	-146.031	33.861	0.000	15.311	2.500	16.050
0.000	-0.019	-0.012	-119.948	-177.143	37.038	0.000	15.988	5.000	16.050
0.000	-0.019	-0.012	-119.948	-177.143	42.688	0.000	15.988	5.000	21.700
0.250	-0.022	-0.011	-109.191	-205.789	43.366	0.000	16.666	5.000	21.700
0.250	-0.022	-0.011	-109.191	-205.789	43.366	0.000	16.666	5.000	21.700
0.500	-0.025	-0.010	-98.265	-231.724	44.043	0.000	17.343	5.000	21.700
0.500	-0.025	-0.010	-98.265	-231.724	44.043	0.000	17.343	5.000	21.700
0.750	-0.027	-0.010	-87.170	-254.907	44.721	0.000	18.021	5.000	21.700
0.750	-0.027	-0.010	-87.170	-254.907	44.721	0.000	18.021	5.000	21.700
1.000	-0.029	-0.009	-75.905	-275.295	45.398	0.000	18.698	5.000	21.700
1.000	-0.029	-0.009	-75.905	-275.295	45.398	0.000	18.698	5.000	21.700
1.250	-0.031	-0.008	-64.471	-292.846	46.076	0.000	19.376	5.000	21.700
1.250	-0.031	-0.008	-64.471	-292.846	46.076	0.000	19.376	5.000	21.700
1.500	-0.033	-0.007	-52.867	-307.516	46.753	0.000	20.053	5.000	21.700
1.500	-0.033	-0.007	-52.867	-307.516	46.753	0.000	20.053	5.000	21.700
1.750	-0.035	-0.006	-41.094	-319.265	47.431	0.000	20.731	5.000	21.700
1.750	-0.035	-0.006	-41.094	-319.265	47.431	0.000	20.731	5.000	21.700
2.000	-0.036	-0.005	-29.152	-328.049	48.108	0.000	21.408	5.000	21.700
2.000	-0.036	-0.005	-29.152	-328.049	48.108	0.000	21.408	5.000	21.700
2.250	-0.037	-0.004	-17.040	-333.827	48.786	0.000	22.086	5.000	21.700
2.250	-0.037	-0.004	-17.040	-333.827	48.786	0.000	22.086	5.000	21.700
2.500	-0.038	-0.003	-4.759	-336.555	49.463	0.000	22.763	5.000	21.700
2.500	-0.038	-0.003	-4.759	-336.555	49.463	0.000	22.763	5.000	21.700
2.750	-0.039	-0.002	7.692	-336.192	50.141	0.000	23.441	5.000	21.700
2.750	-0.039	-0.002	7.692	-336.192	50.141	0.000	23.441	5.000	21.700
3.000	-0.039	0.000	20.312	-332.695	50.818	0.000	24.118	5.000	21.700
3.000	-0.039	0.000	20.312	-332.695	50.818	0.000	24.118	5.000	21.700
3.250	-0.039	0.001	33.101	-326.022	51.496	0.000	24.796	5.000	21.700
3.250	-0.039	0.001	33.101	-326.022	51.496	0.000	24.796	5.000	21.700
3.500	-0.039	0.002	46.059	-316.130	52.173	0.000	25.473	5.000	21.700
3.500	-0.039	0.002	46.059	-316.130	52.173	0.000	25.473	5.000	21.700
3.750	-0.038	0.003	59.187	-302.978	52.851	0.000	26.151	5.000	21.700
3.750	-0.038	0.003	59.187	-302.978	52.851	0.000	26.151	5.000	21.700
4.000	-0.037	0.004	72.485	-286.523	53.528	0.000	26.828	5.000	21.700
4.000	-0.037	0.004	72.485	-286.523	53.528	0.000	26.828	5.000	21.700
4.250	-0.036	0.004	85.951	-266.722	54.205	0.000	27.505	5.000	21.700
4.250	-0.036	0.004	85.951	-266.722	54.205	0.000	27.505	5.000	21.700
4.500	-0.035	0.005	99.587	-243.533	54.883	0.000	28.183	5.000	21.700
4.500	-0.035	0.005	99.587	-243.533	54.883	0.000	28.183	5.000	21.700
4.750	-0.034	0.006	113.393	-216.914	55.560	0.000	28.860	5.000	21.700
4.750	-0.034	0.006	113.393	-216.914	55.560	0.000	28.860	5.000	21.700
5.000	-0.032	0.007	127.368	-186.822	56.238	0.000	29.538	5.000	21.700
5.000	-0.032	0.007	127.368	-186.822	16.134	-65.336	16.420	5.000	60.050
5.250	-0.030	0.007	130.685	-154.536	10.403	-72.006	17.359	5.000	60.050
5.250	-0.030	0.007	130.685	-154.536	10.403	-72.006	17.359	5.000	60.050

Depth [m]	Deflection [m]	Rotation [Rad]	Cross Force [kN/m]	Moment [kNm/m]	Total Pressure [kN/m ²]	Earth Pressure in Front [kN/m ²]	behind [kN/m ²]	Water Pressure [kN/m ²]	Userdefined Pressure [kN/m ²]
5.500	-0.028	0.008	132.569	-121.599	4.672	-78.676	18.298	5.000	60.050
5.500	-0.028	0.008	132.569	-121.599	4.672	-78.676	18.298	5.000	60.050
5.750	-0.026	0.008	133.021	-88.371	-1.059	-85.346	19.237	5.000	60.050
5.750	-0.026	0.008	133.021	-88.371	-1.059	-85.346	19.237	5.000	60.050
6.000	-0.024	0.008	132.039	-55.208	-6.791	-92.016	20.175	5.000	60.050
6.000	-0.024	0.008	132.039	-55.208	-6.791	-92.016	20.175	5.000	60.050
6.250	-0.022	0.008	129.625	-22.470	-12.522	-98.686	21.114	5.000	60.050
6.250	-0.022	0.008	129.625	-22.470	-12.522	-98.686	21.114	5.000	60.050
6.500	-0.020	0.008	125.778	9.485	-18.253	-105.356	22.053	5.000	60.050
6.500	-0.020	0.008	125.778	9.485	-18.253	-105.356	22.053	5.000	60.050
6.750	-0.018	0.008	120.499	40.299	-23.984	-112.026	22.992	5.000	60.050
6.750	-0.018	0.008	120.499	40.299	-23.984	-112.026	22.992	5.000	60.050
7.000	-0.016	0.008	113.786	69.615	-29.715	-118.696	23.931	5.000	60.050
7.000	-0.016	0.008	113.786	69.615	-29.715	-118.696	23.931	5.000	60.050
7.250	-0.014	0.008	105.641	97.073	-35.447	-125.366	24.869	5.000	60.050
7.250	-0.014	0.008	105.641	97.073	-35.447	-125.366	24.869	5.000	60.050
7.500	-0.012	0.007	96.063	122.316	-41.178	-132.036	25.808	5.000	60.050
7.500	-0.012	0.007	96.063	122.316	-41.178	-132.036	25.808	5.000	60.050
7.750	-0.010	0.007	85.052	144.985	-46.909	-138.706	26.747	5.000	60.050
7.750	-0.010	0.007	85.052	144.985	-46.909	-138.706	26.747	5.000	60.050
8.000	-0.009	0.007	72.609	164.723	-52.640	-145.376	27.686	5.000	60.050
8.000	-0.009	0.007	72.609	164.723	-52.640	-145.376	27.686	5.000	60.050
8.250	-0.007	0.006	58.732	181.170	-58.371	-152.046	28.625	5.000	60.050
8.250	-0.007	0.006	58.732	181.170	-58.371	-152.046	28.625	5.000	60.050
8.500	-0.006	0.005	43.423	193.969	-64.103	-158.716	29.564	5.000	60.050
8.500	-0.006	0.005	43.423	193.969	-64.103	-158.716	29.564	5.000	60.050
8.750	-0.004	0.005	26.681	202.762	-69.834	-165.386	30.502	5.000	60.050
8.750	-0.004	0.005	26.681	202.762	-69.834	-165.386	30.502	5.000	60.050
9.000	-0.003	0.004	8.506	207.190	-75.565	-172.056	31.441	5.000	60.050
9.000	-0.003	0.004	8.506	207.190	-75.565	-172.056	31.441	5.000	60.050
9.250	-0.002	0.003	-11.102	206.896	-81.296	-178.726	32.380	5.000	60.050
9.250	-0.002	0.003	-11.102	206.896	-81.296	-178.726	32.380	5.000	60.050
9.500	-0.002	0.003	-32.142	201.520	-87.027	-185.396	33.319	5.000	60.050
9.500	-0.002	0.003	-32.142	201.520	-87.027	-185.396	33.319	5.000	60.050
9.750	-0.001	0.002	-54.615	190.706	-92.758	-192.066	34.258	5.000	60.050
9.750	-0.001	0.002	-54.615	190.706	-92.758	-192.066	34.258	5.000	60.050
10.000	-0.001	0.002	-78.521	174.093	-98.490	-198.736	35.196	5.000	60.050
10.000	-0.001	0.002	-78.521	174.093	-98.490	-198.736	35.196	5.000	60.050
10.250	0.000	0.001	-103.860	151.326	-104.221	-205.406	36.135	5.000	60.050
10.250	0.000	0.001	-103.860	151.326	-104.221	-205.406	36.135	5.000	60.050
10.500	0.000	0.001	-130.632	122.044	-109.952	-212.076	37.074	5.000	60.050
10.500	0.000	0.001	-130.632	122.044	-109.952	-212.076	37.074	5.000	60.050
10.750	0.000	0.000	-158.836	85.891	-115.683	-218.746	38.013	5.000	60.050
10.750	0.000	0.000	-158.836	85.891	-115.683	-218.746	38.013	5.000	60.050
11.000	0.000	0.000	-188.473	42.507	-121.414	-225.416	38.952	5.000	60.050
11.000	0.000	0.000	-188.473	42.507	-121.414	-225.416	38.952	5.000	60.050
11.211	0.000	0.000	-214.602	0.000	-126.251	-231.046	39.744	5.000	60.050

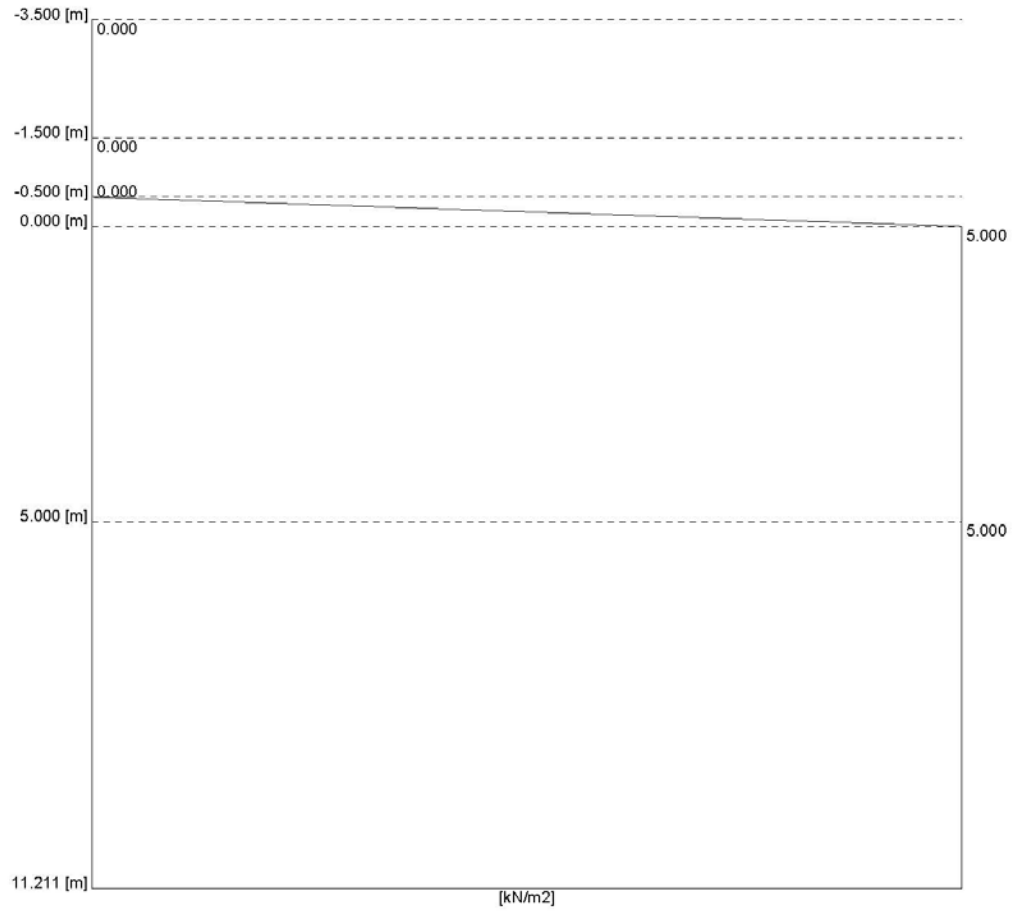
Extremal Values

	z Min [m]	Min	z Max [m]	Max
Deflection [m]	3.000	-0.039	-3.500	0.027
Cross Force [kN/m]	11.211	-214.602	5.750	133.021
Moment [kNm/m]	2.500	-336.555	9.000	207.191

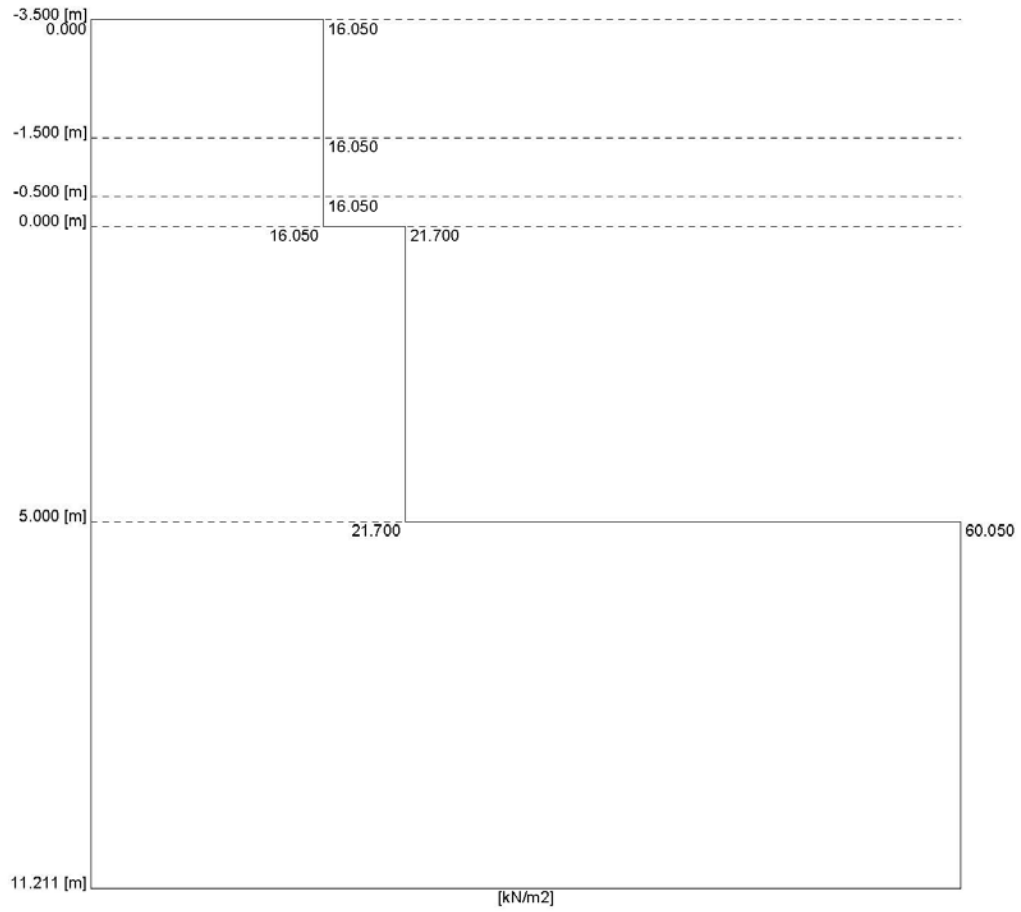
Earth Pressure Diagram



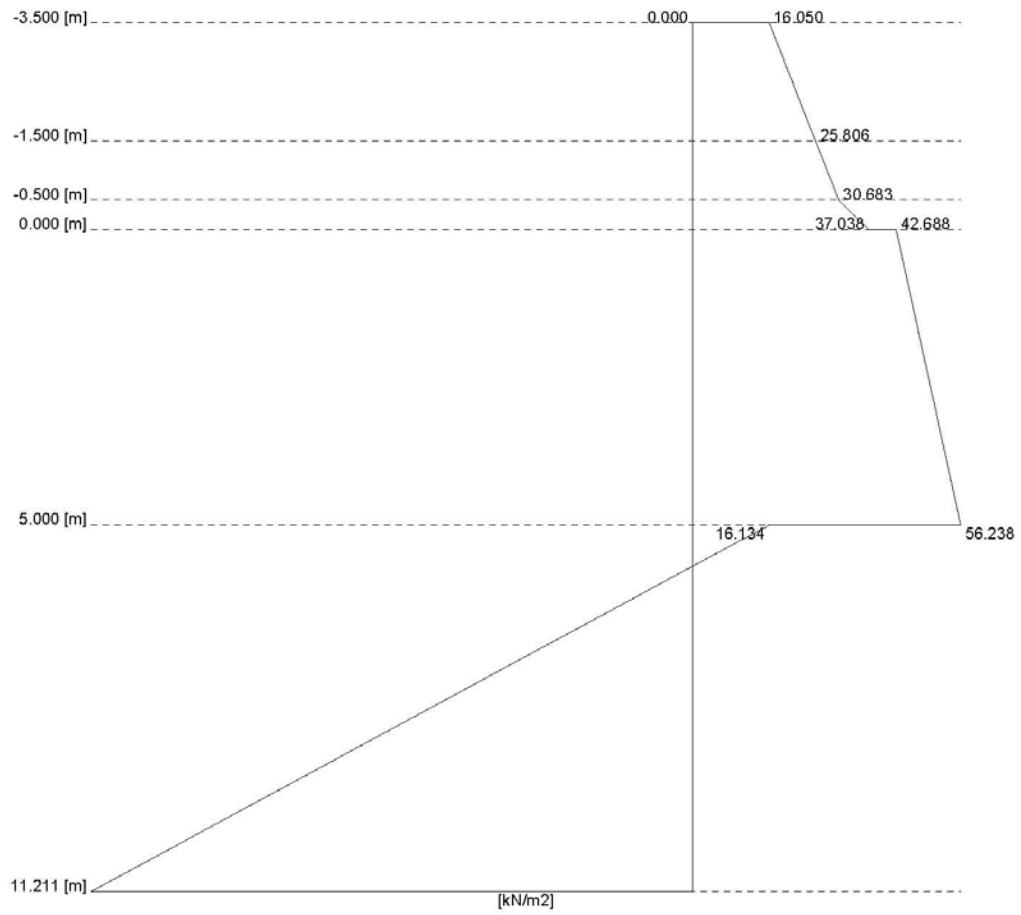
Water Pressure Diagram



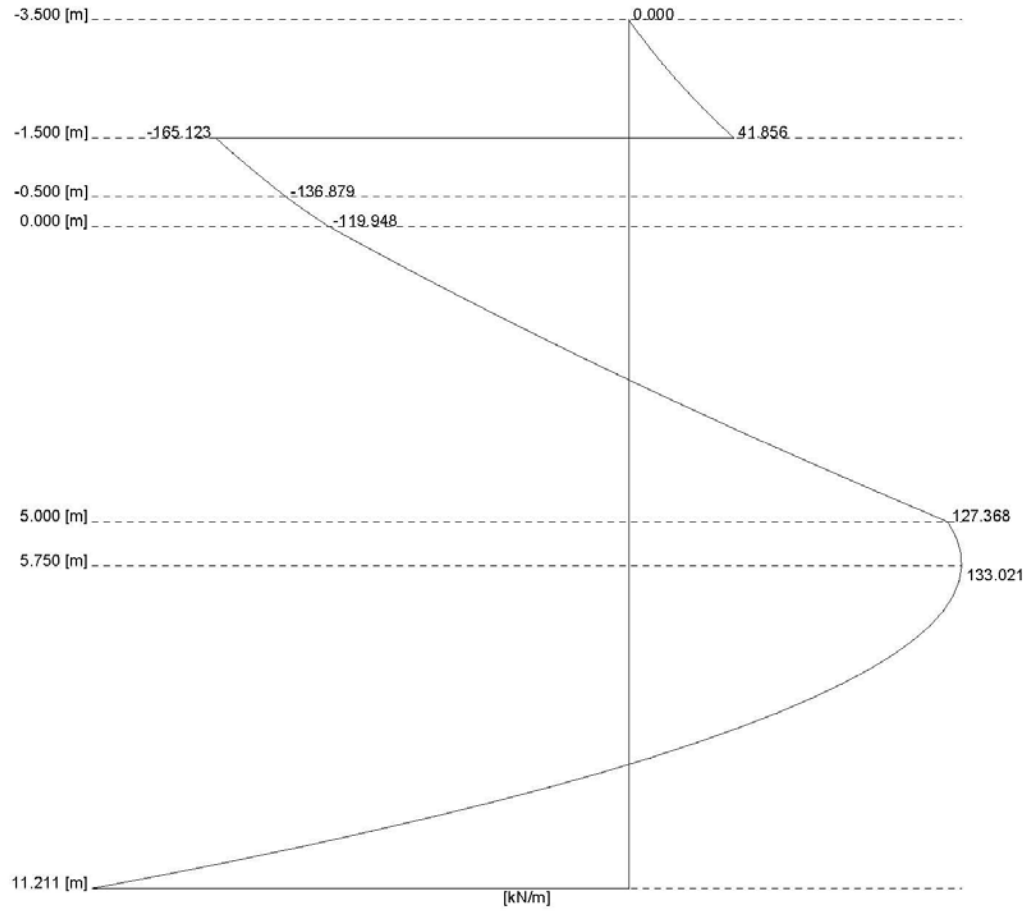
Userdefined Pressure Diagram



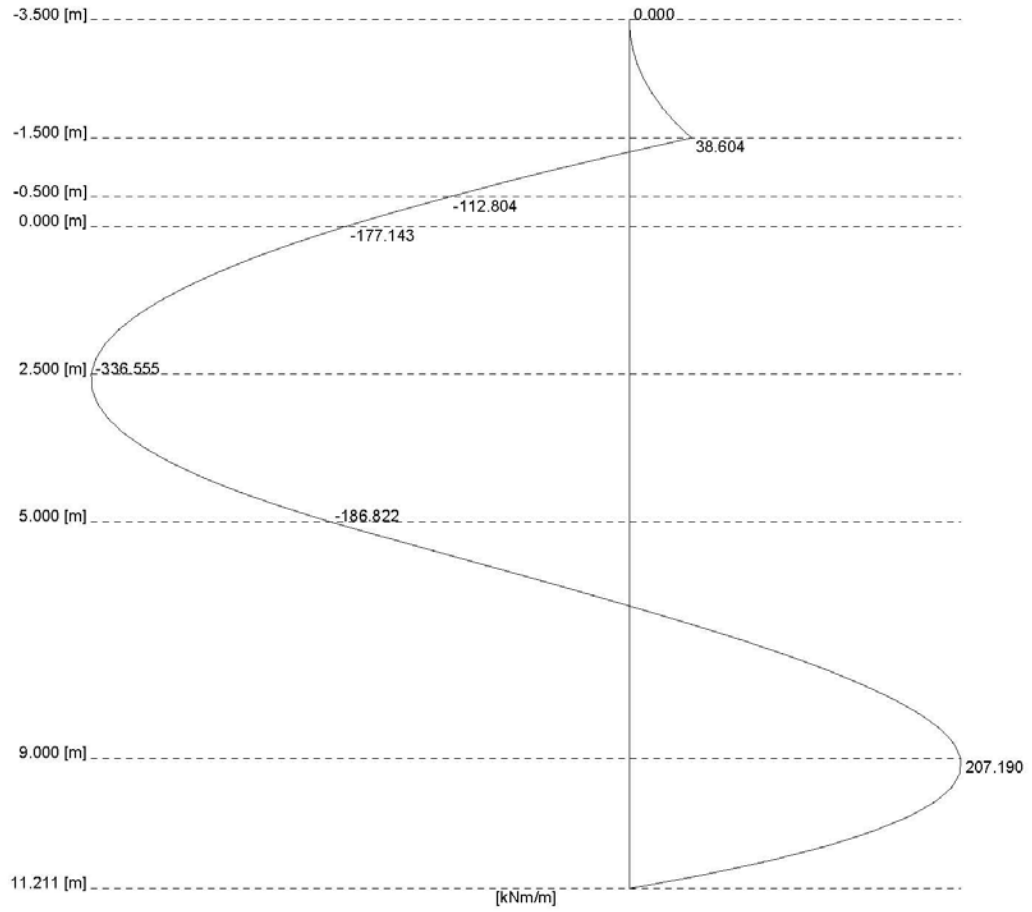
Total Pressure Diagram



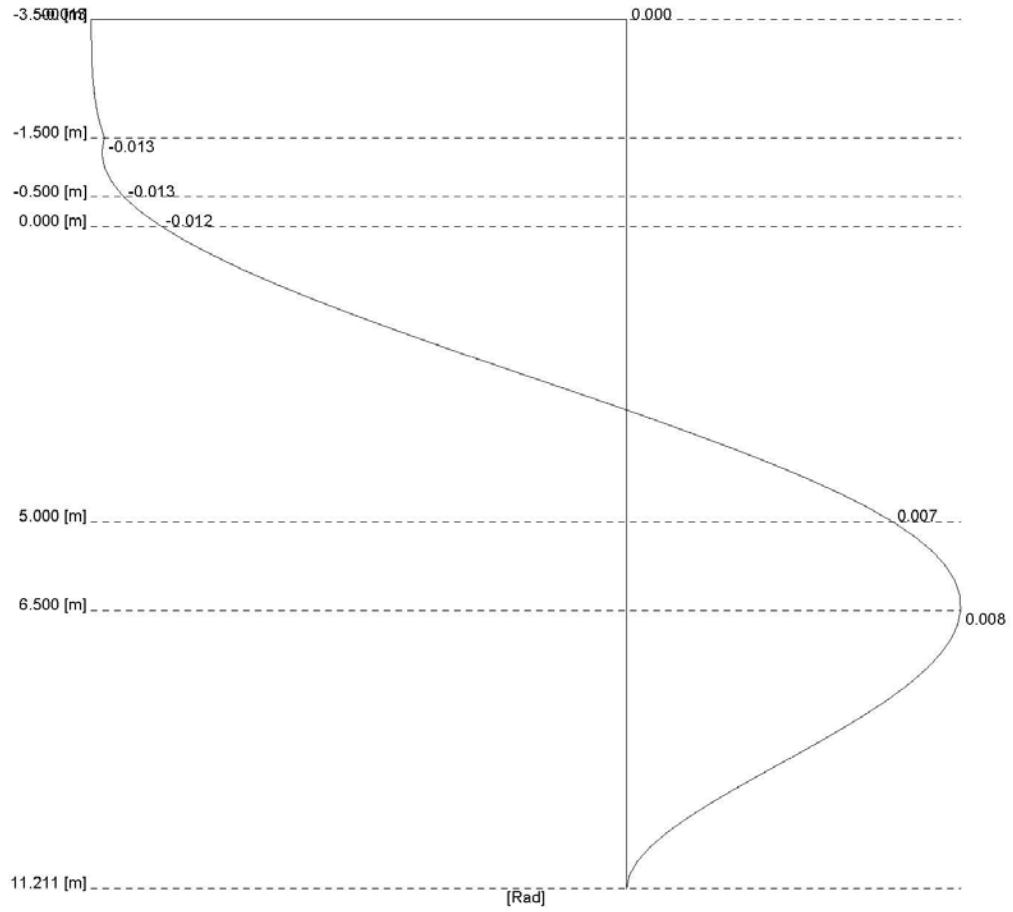
Cross Force Diagram



Moment Diagram



Rotation Diagram



Geodata

	Unit
Sheet Pile Top Level [m]	-3.500
Sheet Pile Tip Level [m]	11.417
Soil Level in Front [m]	5.000
Soil Level behind [m]	-3.500
Anchorlevel [m]	-1.500
Water Level in Front [m]	0.000
Water Level behind [m]	-0.500
Soil Surface Inclination in Front [Deg]	0.000
Soil Surface Inclination behind [Deg]	0.000
Caquot Surcharge in Front [kN/m2]	0.000
Caquot Surcharge behind [kN/m2]	0.000
Anchor Inclination [Deg]	0.000
Earth Support	Fixed

