PROVINCIA DELLA SPEZIA

AUTORITA' PORTUALE DELLA SPEZIA

ENTE PUBBLICO - LEGGE 28 GENNAIO 1994, N° 84 - COD FISC 00070690110
19126 LA SPEZIA - VIA DEL MOLO, 1

PRUSST AREA CENTRALE LA SPEZIA / VAL DI MAGRA

programma di riqualificazione urbana e sviluppo sostenibile del territorio (ex D.M. 08.10.1998)

REALIZZAZIONE NUOVO MOLO A SERVIZIO DELLA M.M.I. A MARIPERMAN

PROGETTO ESECUTIVO

Elab. D-ST01

RELAZIONE DI CALCOLO E VERIFICHE STRUTTURE

DATA La Spezia, novembre 2009

AGG.

Redatto da:

Dott. Ing. Davide VETRALA

Dott. Ing. Fabrizio SIMONELLI

Collaboratori alla redazione:

P.I. Giorgio BARLETTA

Geom. Pietro ALFANO

Geom. Marco BARATTINI

P.I. Giorgio SARTI

Geom. Francesco DAL MUT

Dott. Ing. Valeria FANELLI

Dott. Ing. Lorenzo MONTANI

Dott. Ing. Federica MONTARESI

Il Responsabile del procedimento

Dott. Ing. Franco POMO

rev. 00 del 09.12.2009

INDICE

1 INTRODUZIONE 3

2 DESCRIZIONE DELLE OPERE 3

3 NORMATIVA 5

4 CARATTERISTICHE DEI MATERIALI 6

4.1 PALANCOLE 6
4.2 TIRANTI 7
4.3 CARPENTERIA METALLICA 8
4.4 ARMATURA PER MICROPALI 8
4.5 CEMENTO ARMATO 8

5 CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA 9

5.1.1 Modello G1 9
5.1.2 Modello G2 10

6 VITA NOMINALE 11

7 CARATTERIZZAZIONE SISMICA DEL SITO 11

8 CARICHI E COMBINAZIONI ALLO STATO LIMITE 12

8.1 CARICHI 12
8.2 COMBINAZIONI STATI LIMITE ULTIMI SLU 12
8.2.1 combinazioni GEO 12
8.2.2 combinazioni STRU 13
8.3 COMBINAZIONI STATI LIMITE DI ESERCIZIO 15

9 IMPOSTAZIONE METODOLOGICA DELLE VERIFICHE GEOTECNICHE 16

9.1 CONSIDERAZIONI GENERALI 16
9.2 AZIONE SISMICA 18
9.3 APPLICAZIONE DEL PROGRAMMA "PARATIE" 19
9.3.1 Storie di carico 20

10 SEZIONE 1 – 1 DOPPIA PARETE 23

10.1 RISULTATI ANALISI CON "*PARATIE*" 25
10.2 VERIFICHE A SLU GEO E DI TIPO IDRAULICO (UPL E HYD) 26
10.2.1 Instabilità globale dell'insieme terreno-opera 28
10.3 VERIFICHE STRUTTURALE (STRU) 32
10.3.1 Raggiungimento della resistenza in uno o più ancoraggi 32
10.3.2 Raggiungimento della resistenza della paratia 34
10.3.3 Raggiungimento della resistenza della trave di coronamento 37
10.4 VERIFICHE ALLO STATO LIMITE DI ESERCIZIO - SLE 40
10.4.1 Verifica deformabilità palancole 40
10.4.2 Verifica fessurazione trave di coronamento 41

11 SEZIONE 2 – 2 DOPPIA PARETE 43

11.1 RISULTATI ANALISI CON "*PARATIE*" 45
11.2 VERIFICHE A SLU GEO E DI TIPO IDRAULICO (UPL E HYD) 46
11.2.1 Instabilità globale dell'insieme terreno-opera 48
11.3 VERIFICHE SLU STRUTTURALE (STRU) 53
11.3.1 Raggiungimento della resistenza in uno o più ancoraggi 53
11.3.2 Raggiungimento della resistenza della paratia 55
11.3.3 Raggiungimento della resistenza della trave di coronamento 57
11.4 VERIFICHE ALLO STATO LIMITE DI ESERCIZIO – SLE 58
11.4.1 Verifica deformabilità palancole 58
11.4.2 Verifica fessurazione trave di coronamento 58

12 SEZIONE 3 – 3 PARETE SINGOLA CON CONTRASTO 59

12.1 RISULTATI ANALISI CON "*PARATIE*" 61
12.2 VERIFICHE A SLU GEO E DI TIPO IDRAULICO (UPL E HYD) 62
12.2.1 Instabilità globale dell'insieme terreno-opera *63*
12.3 VERIFICHE STRUTTURALE (STRU) 64
12.3.1 Raggiungimento della resistenza in uno o più ancoraggi *64*
12.3.2 Raggiungimento della resistenza della paratia *66*
12.3.3 Raggiungimento della resistenza della trave di coronamento *69*
12.4 VERIFICHE ALLO STATO LIMITE DI ESERCIZIO - SLE 70
12.4.1 Verifica deformabilità palancole *70*
12.4.2 Verifica fessurazione trave di coronamento *70*

13 SEZIONE 4 – 4 PARETE SINGOLA TIRANTATA 71

13.1 RISULTATI ANALISI CON "*PARATIE*" 73
13.2 VERIFICHE A SLU GEO E DI TIPO IDRAULICO (UPL E HYD) 74
13.2.1 Instabilità globale dell'insieme terreno-opera *76*
13.2.2 Raggiungimento capacità portante fondazione tirante *80*
13.3 VERIFICHE STRUTTURALE (STRU) 82
13.3.1 Raggiungimento della resistenza in uno o più ancoraggi *82*
13.3.2 Raggiungimento della resistenza della paratia *84*
13.3.3 Raggiungimento della resistenza della trave di coronamento *85*
13.4 VERIFICHE ALLO STATO LIMITE DI ESERCIZIO - SLE 88
13.4.1 Verifica deformabilità palancole *88*
13.4.2 Verifica fessurazione trave di coronamento *89*

14 OPERE PROVVISIONALI 91

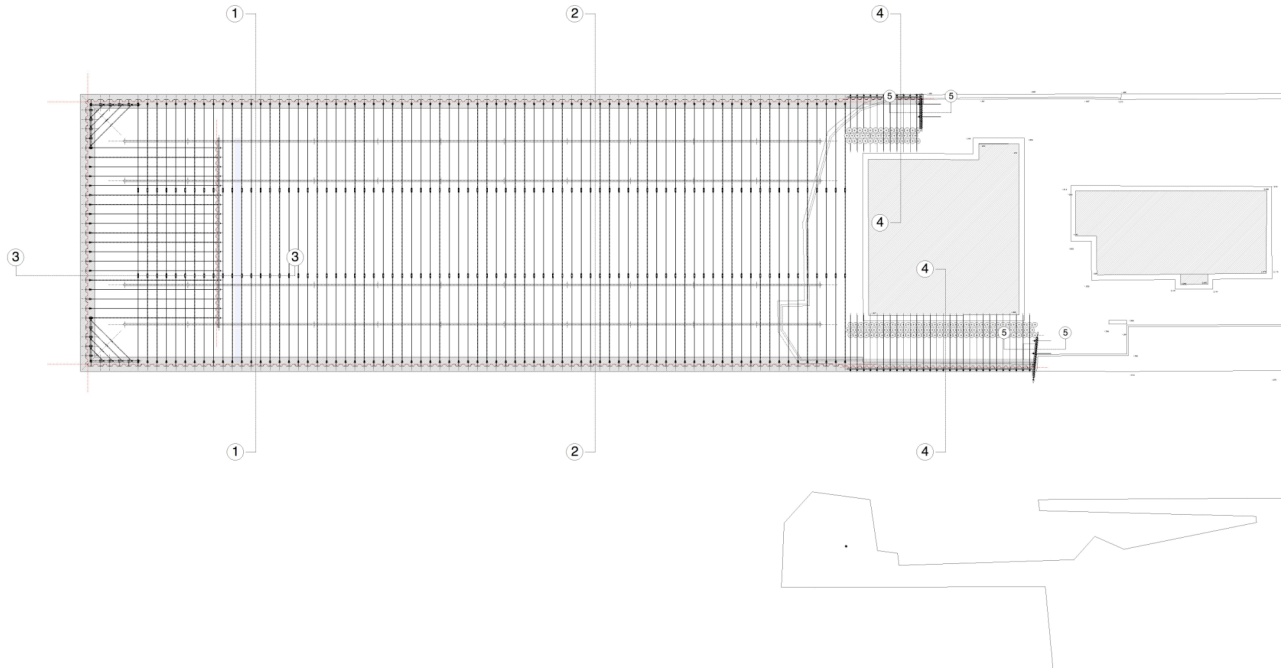
14.1 RISULTATI ANALISI CON "*PARATIE*" 92
14.2 VERIFICHE A SLU GEO E DI TIPO IDRAULICO (UPL E HYD) 93
14.2.1 Instabilità globale dell'insieme terreno-opera *94*
14.2.2 Raggiungimento capacità portante fondazione tirante *97*
14.3 VERIFICHE STRUTTURALE (STRU) 98
14.3.1 Raggiungimento della resistenza in uno o più ancoraggi *98*
14.3.2 Raggiungimento della resistenza della paratia *98*
14.3.3 Raggiungimento della resistenza della trave di contrasto *99*
14.4 VERIFICHE ALLO STATO LIMITE DI ESERCIZIO - SLE 101
14.4.1 Verifica deformabilità palancole *101*

15 TORRE FARO 102

15.1 ANALISI CARICHI 102
15.1.1 AZIONE SISMICA *102*
15.1.2 ANALISI MODALE *103*
15.1.3 AZIONE DEL VENTO *104*
15.2 RISULTATI ANALISI 105
15.2.1 MODELLO DI CALCOLO *105*
15.2.2 VERIFICA ALLOGGIAMENTO POZZETTO *107*
15.2.3 VERIFICA SUOLA DI FONDAZIONE *107*
15.2.4 VERIFICA PALI DI FONDAZIONE *107*

1 INTRODUZIONE

Il progetto in esame prevede la realizzazione di un molo attrezzato per l'attracco di navi di media stazza nell'area di Mariperman a La Spezia.
La nuova struttura nasce come ampliamento e potenziamento del molo esistente che per varie ragioni, quote dei fondali, lunghezza banchina e sistemi di attracco, non ha più una funzionalità adeguata per le mutate esigenze della base operativa.



2 DESCRIZIONE DELLE OPERE

La struttura del nuovo molo è costituita da un palancolato metallico di contenimento sormontato da una trave in cemento armato e contrastato, in testa, con tiranti metallici.
Il riempimento della colmata sarà eseguito con materiale proveniente da cava o in alternativa potrà essere impiegato materiale proveniente da impianti di produzione di materie prime secondarie.
Il palancolato ha uno sviluppo complessivo di 393,75m, ed è realizzato con palancole composte del tipo HZ di lunghezza 21,00m per quasi tutto l'intero sviluppo (L = 342,86m), fatta eccezione per la zona di raccordo con il molo esistente in cui è previsto l'impiego di

palancole semplici del tipo "Z" di lunghezza 16,00m (L = 50,89). Il giunto delle palancole è impermeabilizzato mediante guarnizione in poliuretano.
La larghezza del molo pari a 52,50m ha suggerito la soluzione, poi adottata, di utilizzare due palancolati contrapposti e contrastati direttamente tra loro con tiranti in acciaio.
Sono stati utilizzati tiranti rifollati in barra diametro 3,5" (4" in corrispondenza delle bitte), dotati di testa di ancoraggio e collegamenti intermedi articolati per ridurre i problemi di inflessione causati dal peso del terreno di riporto.
Le palancole della testata del molo sono state ancorate, sempre con tiranti rifollati in acciaio D 3,5", ad un palancolato di contrasto, posto a 24,50 m di distanza e realizzato con profili semplici tipo "Z" di lunghezza 9,00 m.
Il tratto di palancolato che interferisce con l'attuale testata del molo è ancorato mediante tiranti di tipo permanente da realizzare con perforazione nel terreno e successiva iniezione di malta in pressione. I tiranti saranno a cinque trefoli e avranno una lunghezza complessiva di 12,00 m di cui gli ultimi 5,00 m di findazione. La particolarità di questi tiranti è che il tratto di terreno in cui sono fondati sarà preventivamente trattato mediante jetgrouting. In questo modo si realizza una sorta di "masso" di ancoraggio e si può contenere la lunghezza del tirante senza interferire con le fondazioni dell'edificio adiacente. In questo tratto le palancole sono infisse a ridosso della banchina esistente, circa 80 cm di distanza, pertanto prima dell'infissione l'area interessata sarà bonificata rimuovendo gli scogli o gli eventuali basamenti del muro di banchina presenti.
La trave di banchina che sormonta le palancole è realizzata in cemento armato e ha una sezione rettangolare, pressoché costante, di 180x225 cm. Lato mare, la trave in c.a. si approfondisce fino a quota -0,70, rispetto l.m.m., per proteggere la zona più vulnerabile della palancola dalla corrosione. La trave è rifinita con paraspigoli in acciaio inox.
Il riempimento della colmata sarà realizzato, come è già stato detto, con materiale proveniente da cave o da impianti di produzione di materie prime secondarie fino a quota + 1,00 l.m.m.. L'ultimo pacchetto, per formare il piazzale operativo, sarà composto da una fondazione, realizzata con materiale arido di cava a pezzatura variabile, progressivamente più fine e da una pavimentazione in conglomerato bituminoso.
La banchina è attrezzata con una serie di cavidotti predisposti per rete elettrica, rete telematica, rete idrica e rete antincendio.
Per l'ormeggio sono previste bitte da 100 t, parabordi e scalette di manovra.

3 NORMATIVA

Le Leggi e le Norme che verranno utilizzate nel corso della progettazione delle opere strutturali sono di seguito descritte:

- D.M. 14/01/2008: "Nuove Norme tecniche per le Costruzioni".

Le Leggi e le Norme che verranno utilizzate nel corso della progettazione delle opere geotecniche sono di seguito descritte:

- D.M. 14/01/2008: "Nuove Norme tecniche per le Costruzioni".

4 CARATTERISTICHE DEI MATERIALI

4.1 PALANCOLE

Le palancole del muro di banchina sono del tipo HZ, composte da profili principali ad "H" e profili intermedi a "Z".

I sistemi costruttivi indicati negli elaborati di progetto se in qualche modo richiamano o fanno comunque riferimento a prodotti commerciali specifici è soltanto per confermare la loro reperibilità sul mercato, non hanno assolutamente valore vincolante e possono essere sostituiti da sistemi alternativi purchè di equivalenti caratteristiche meccaniche e geometrico-inerziali.

Le caratteristiche sono le seguenti:

COMBINAZIONE HZ TIPO 1

RIF. HZ 775 C - 12 / AZ 18 *(produzione ArcelorMittal)*

Profilo principale	HZ 775 C	lunghezza L = 21,00 m	
Palancola intermedia	AZ 18	lunghezza L = 17,00 m	
Momento d'inerzia	J = 249400 cm^4 / m		
Modulo di elasticità	W = 6610 cm^3 / m		
Acciaio	S 390 GP	tensione di snervamento	$\sigma_s = 390\ N/mm^2$
		tensione di rottura	$\sigma_r = 490\ N/mm^2$

COMBINAZIONE HZ TIPO 2 *(produzione ArcelorMittal)*

RIF. HZ 775 A - 12 / AZ 18

Profilo principale	HZ 775 A	lunghezza L = 19,00 m	
Palancola intermedia	AZ 18	lunghezza L = 16,00 m	
Momento d'inerzia	J = 210260 cm^4 / m		
Modulo di elasticità	W = 5715 cm^3 / m		
Acciaio	S 390 GP	tensione di snervamento	$\sigma_s = 390\ N/mm^2$
		tensione di rottura	$\sigma_r = 490\ N/mm^2$

Le caratteristiche delle palancole singole da infiggere nella zona di raccordo con il molo esistente sono le seguenti:

AZ TIPO 2

RIF. PALANCOLA AZ 26 *(produzione ArcelorMittal)*

lunghezza	L = 16,00 m		
Momento d'inerzia	J = 55510 cm^4 / m		
Modulo di elasticità	W = 2600 cm^3 / m		
Acciaio	S 390 GP	tensione di snervamento	$\sigma_s = 390\ N/mm^2$
		tensione di rottura	$\sigma_r = 490\ N/mm^2$

Le caratteristiche delle palancole di contrasto al palancolato di testata sono le seguenti:

AZ TIPO 1

RIF. PALANCOLA AZ 36 *(produzione ArcelorMittal)*

lunghezza	L = 9,00 m		
Momento d'inerzia	J = 82800 cm^4 / m		
Modulo di elasticità	W = 3600 cm^3 / m		
Acciaio	S 390 GP	tensione di snervamento	$\sigma_s = 390\ N/mm^2$
		tensione di rottura	$\sigma_r = 490\ N/mm^2$

4.2 TIRANTI

Tirante in barra rifollata

Per il contrasto tra palancolati è previsto l'impiego di tiranti rifollati costituiti da barre in acciaio S 355 J0 diametro 3,5".

In corrispondenza delle bitte è previsto di rinforzare il tirante impiegando barre da 4".

RIF. TIRANTI ANKER SCHROEDER *(produzione Arcelor Group)*

Tirante rifollato da 3,5"

diametro sezione utile	Ø = 70 mm
interasse	I = 1,79 m
sezione	A = 3848 mm^2
modulo elasticità	E = 21000 kN/cm^2
tensione snervamento	$f_{yk} = 355\ N/mm^2$
carico limite	$F_s = A \cdot f_{yk} = 1366$ KN

Tirante rifollato da 4"

diametro sezione utile	Ø = 80 mm
interasse	I = 1,79 m
sezione	A = 5026 mm^2
modulo elasticità	E = 21000 kN/cm^2
tensione snervamento	$f_{yk} = 355\ N/mm^2$
carico limite	$F_s = A \cdot f_{yk} = 1784$ KN

Per l'ancoraggio dei palancolati di raccordo con la banchina esistente e le paratie provvisionali sono previsti tiranti in barra di acciaio BSt 500 S diametro Ø 50.

RIF. TIRANTI GEWI *(produzione Dywit)*

Tirante in barra tipo 1

diametro sezione utile	Ø = 50 mm
interasse	I = 1,26 m
sezione	A = 1963 mm^2
modulo elasticità	E = 21000 kN/cm^2
tensione snervamento	f_{yk} = 500 N/mm^2
carico limite	$F_s = A \cdot f_{yk}$ = 982 KN

4.3 CARPENTERIA METALLICA

Acciaio	S 355 J0
f_{yk}	35,50 kN/cm^2

4.4 ARMATURA PER MICROPALI

Armatura metallica	Ø 168,3 S=10 mm
Acciaio	S 355 JR
f_{yk}	35,50 kN/cm^2

4.5 CEMENTO ARMATO

I materiali strutturali da utilizzarsi per la trave di coronamento sono riassunti di seguito:

Calcestruzzo

classe di resistenza	C 35/45
classe di esposizione	XS3-XF4 secondo UNI EN 206-1
classe di consistenza	S4
copriferro	40 mm

Acciaio

tipo	B450C
tensione snervamento caratteristica	f_{yk} = 45,00 kN/cm^2
tensione rottura caratteristica	f_{tk} = 54,00 kN/cm^2
tensione snervamento di progetto	f_{yd} = 39,13 kN/cm^2

5 CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA

In questo paragrafo si riportano i modelli geotecnici definiti nella Relazione Geotecnica in base ai quali saranno effettuati i dimensionamento e le verifiche delle opere strutturali durante le fasi costruttive e in condizioni di esercizio.

5.1.1 Modello G1

I parametri geotecnici sono riportati con il loro valore caratteristico.

Soil 1 materiale di riporto

Quota inizio strato	+ 1,85 l.m.m
angolo attrito interno	$Ø_k = 30°$
angolo attrito terra muro	$\delta = 0{,}3\ Ø$
coesione	$c_k = 0$
peso terreno naturale	$\gamma = 18{,}00\ KN/m^3$
peso terreno immerso	$\gamma' = 10{,}00\ KN/m^3$
modulo elastico	E = 30000 KPa

Soil 2 fanghi argillosi mix riporto

Quota inizio strato	- 8,00 l.m.m
angolo attrito interno	$Ø_k = 22°$
angolo attrito terra muro	$\delta = 0{,}3\ Ø$
coesione	$c_k = 0$
peso terreno naturale	$\gamma = 1800\ KN/m^3$
peso terreno immerso	$\gamma' = 1000\ KN/m^3$
modulo elastico	E = 20000 KPa

Soil 3 limi con intercalazioni sabbiose-ghiaiose

Quota inizio strato	- 9,00 l.m.m
angolo attrito interno	$Ø_k = 22°$
angolo attrito terra muro	$\delta = 0{,}3\ Ø$
coesione	$c_k = 8{,}5$ KPa
peso terreno naturale	$\gamma = 18{,}00\ KN/m^3$
peso terreno immerso	$\gamma' = 10{,}00\ KN/m^3$
modulo elastico	E = 25000 KPa

Soil 4 argille sabbiose

Quota inizio strato	- 15,00 l.m.m
angolo attrito interno	$Ø_k = 30°$
angolo attrito terra muro	$\delta = 0{,}3\ Ø$
coesione	$c_k = 11{,}0$ KPa
peso terreno naturale	$\gamma = 19{,}00\ KN/m^3$
peso terreno immerso	$\gamma' = 11{,}00\ KN/m^3$
modulo elastico	E = 30000 KPa

Soil 5 substrato molto alterato

Quota inizio strato	- 21,00 l.m.m
angolo attrito interno	$Ø_k = 38°$
angolo attrito terra muro	$\delta = 0{,}3\ Ø$

coesione	$c_k = 0$
peso terreno naturale	$\gamma = 19{,}00\ KN/m^3$
peso terreno immerso	$\gamma' = 10{,}00\ KN/m^3$
modulo elastico	$E \geq 50000\ KPa$

5.1.2 Modello G2

I parametri geotecnici sono riportati con il loro valore caratteristico.

Soil 1 materiale di riporto

Quota inizio strato	+ 1,85 l.m.m
angolo attrito interno	$Ø_k = 30°$
angolo attrito terra muro	$\delta = 0{,}3\ Ø$
coesione	$c_k = 0$
peso terreno naturale	$\gamma = 18{,}00\ KN/m^3$
peso terreno immerso	$\gamma' = 10{,}00\ KN/m^3$
modulo elastico	$E = 30000\ KPa$

Soil 2 fanghi argillosi mix riporto

Quota inizio strato	- 7,00 l.m.m
angolo attrito interno	$Ø_k = 22°$
angolo attrito terra muro	$\delta = 0{,}3\ Ø$
coesione	$c_k = 0$
peso terreno naturale	$\gamma = 1800\ KN/m^3$
peso terreno immerso	$\gamma' = 1000\ KN/m^3$
modulo elastico	$E = 20000\ KPa$

Soil 3 limi con intercalazioni sabbiose-ghiaiose

Quota inizio strato	- 8,00 l.m.m
angolo attrito interno	$Ø_k = 22°$
angolo attrito terra muro	$\delta = 0{,}3\ Ø$
coesione	$c_k = 8{,}5\ KPa$
peso terreno naturale	$\gamma = 18{,}00\ KN/m^3$
peso terreno immerso	$\gamma' = 10{,}00\ KN/m^3$
modulo elastico	$E = 25000\ KPa$

Soil 4 argille sabbiose

Quota inizio strato	- 12,00 l.m.m
angolo attrito interno	$Ø_k = 30°$
angolo attrito terra muro	$\delta = 0{,}3\ Ø$
coesione	$c_k = 11{,}0\ KPa$
peso terreno naturale	$\gamma = 19{,}00\ KN/m^3$
peso terreno immerso	$\gamma' = 11{,}00\ KN/m^3$
modulo elastico	$E = 30000\ KPa$

Soil 5 substrato molto alterato

Quota inizio strato	- 19,00 l.m.m
angolo attrito interno	$Ø_k = 38°$
angolo attrito terra muro	$\delta = 0{,}3\ Ø$
coesione	$c_k = 0$
peso terreno naturale	$\gamma = 19{,}00\ KN/m^3$
peso terreno immerso	$\gamma' = 10{,}00\ KN/m^3$
modulo elastico	$E \geq 50000\ KPa$

6 VITA NOMINALE

La vita nominale di un'opera strutturale V_N è intesa come il numero di anni nel quale la struttura, purché soggetta alla manutenzione ordinaria, deve potere essere usata per lo scopo al quale è destinata.

Vita nominale	Vn ≥ 100 anni
Classe edificio	IV
Coefficiente d'uso	$C_u = 2$
Periodo di riferimento per l'azione sismica	$V_R = C_u \cdot V_n$

V_R= 200 superiore o pari a 200 anni.

7 CARATTERIZZAZIONE SISMICA DEL SITO

L'inquadramento sismico del sito di progetto è definito, in conformità al D.M. 14/01/2008 "Nuove Norme tecniche per le Costruzioni".

Sulla base dello stato limite considerato si hanno quindi le probabilità di superamento nel periodo di riferimento, P_{VR}, seguenti:

Stato limite di danno SLD	$P_{VR} = 63\%$
Stato limite di salvaguardia della vita SLV	$P_{VR} = 10\%$

Per La Spezia si riportano i dati sismici in funzione del periodo di ritorno e dei parametri sopra indicati:

SLATO LIMITE	T_R [anni]	a_g [g]	F_o [-]	T_C^* [s]
SLD	*201,1561*	*0,08276*	*2,53509*	*0,276*
SLV	*1898,2443*	*0,19175*	*2,38143*	*0,304*

Si assume come riportato nella relazione geologica redatta dallo Studio Tecnico Geologico Associato Dott. A, Previdi, Dott. A Simonelli, Dott. P. Bertocchi di La Spezia, un terreno di categoria D.

Nell'analisi di opere di sostegno con metodo pseudo-statico si dovrà fare riferimento ad un'accelerazione equivalente data da:

$$a_h = K_h \cdot g = \alpha \cdot \beta \cdot a_{max}$$

$$a_v = 0$$

α può essere stimato in base al grafico 7.11.2 dell'NTC in funzione dell'altezza complessiva della paratia.

β può essere stimato in base al grafico 7.11.3 dell'NTC, ed è funzione del massimo spostamento ammissibile della paratia considerando i limiti:

per $u_s = 0 \rightarrow \beta = 1$ $\quad u_s \leq 0{,}005$ H

8 CARICHI E COMBINAZIONI ALLO STATO LIMITE

8.1 CARICHI

a) Azioni Permanenti

I carichi permanenti sono dovuti alla spinta del terrapieno e sono determinati in funzione della caratteristiche geomeccaniche del terreno riportate nel paragrafo 5.

b) Azioni Variabili

Sul piazzale della banchina è stato considerato un sovraccarico uniformemente distribuito di 40 KN/m^2.

La banchina, inoltre, sarà attrezzata con bitte aventi tiro nominale pari a 1000 KN, disposte ad interasse di 25 m; il tiro di bitta viene schematizzato come un carico distribuito orizzontale pari a 40 kN/m.

b) Azioni Sismiche

L'azione sismica viene valutata con il metodo pseudostatico determinando le accelerazioni orizzontale e verticale equivalenti attraverso quanto indicato in NTC al punto 7.11.6.3.1.

8.2 COMBINAZIONI STATI LIMITE ULTIMI SLU

8.2.1 combinazioni GEO

APPROCCIO 1

combinazione 2 A2+M2+R1

Coefficienti A2

CARICHI	EFFETTO	Coeff. Parz. γ_f o (γ_e)	(A2) GEO
Permanenti	favorevole	γ_{G1}	1,0
	sfavorevole		1,0
Permanenti non strutturali	favorevole	γ_{G2}	0,0
	sfavorevole		1,3
Variabili	favorevole	γ_{G3}	0,0
	sfavorevole		1,3

Il terrapieno si considera elemento strutturale.

Coefficienti M2

PARAMETRO	GRANDEZZA	Coeff.Parz. γ_M	(M2) GEO
Tangente angolo resistenza taglio	tan $Ø'_k$	$\gamma_{Ø'}$	1,25
Coesione efficace	c'_k	$\gamma_{c'}$	1,25
Resistenza non drenata	c_{uk}	γ_{cu}	1,4
Peso unità volume	g	g_g	1,0

Coefficienti R1

sono tutti uguali ad **1,0**.

Con sisma SLV stessi coefficienti M2 mentre i coefficienti A2 sono tutti uguale a 1,0 come precisato nella circolare n. 617 del 2 febbraio 2009 "Istruzioni per l'applicazione delle 'Nuove norme tecniche per le costruzioni' di cui al D.M. 14 gennaio 2008" punto C7.11.6.3. Inoltre per quanto riguarda il sovraccarico entra in gioco il coefficiente di combinazione ψ. Il coefficiente di combinazione ψ per i valori quasi-permanenti della azione variabile viene posto pari a 0.6 (categoria D, Eurocodice 1 – Parte 1).

La verifica di stabilità globale va fatta dell'insieme terreno-opera deve essere effettuata secondo l'Approccio 1 combinazione 2 (coincidente con la combinazione 1 in quanto i coefficienti R1 sono ancora tutti uguali ad 1).

8.2.2 combinazioni STRU

APPROCCIO 1
combinazione 1 A1+M1+R1

Coefficienti A1

CARICHI	EFFETTO	Coeff. Parz. γ_f o (γ_e)	(A1) STRU
Permanenti	favorevole	γ_{G1}	1,0
	sfavorevole		1,3
Permanenti non strutturali	favorevole	γ_{G2}	0,0
	sfavorevole		1,5
Variabili	favorevole	γ_{G3}	0,0
	sfavorevole		1,5

Il terrapieno si considera elemento strutturale.

Coefficienti M1

PARAMETRO	GRANDEZZA	Coeff. Parz. γ_M	(M1) STRU
Tangente angolo resistenza al taglio	tan $Ø'_k$	$\gamma_{Ø'}$	1,0
Coesione efficace	c'_k	$\gamma_{c'}$	1,0
Resistenza non drenata	c_{uk}	γ_{cu}	1,0
Peso unità volume	g	g_g	1,0

Coefficienti R1

sono tutti uguali ad **1,0**.

Con sisma SLV stessi coefficienti M2 mentre i coefficienti A2 sono tutti uguale a 1,0 (circolare n. 617 del 2 febbraio 2009 "Istruzioni per l'applicazione delle 'Nuove norme tecniche per le costruzioni' di cui al D.M. 14 gennaio 2008" punto C7.11.6.3). Inoltre il sovraccarico va moltiplicato per il coefficiente di combinazione ψ=0,6.

APPROCCIO 1

combinazione 2 A2+M2+R1

Coefficienti A2

CARICHI	EFFETTO	Coeff. Parz. γ_f o (γ_e)	(A2) STRU
Permanenti	favorevole	γ_{G1}	1,0
	sfavorevole		1,0
Permanenti non strutturali	favorevole	γ_{G2}	0,0
	sfavorevole		1,3
Variabili	favorevole	γ_{G3}	0,0
	sfavorevole		1,3

Il terrapieno si considera elemento strutturale.

Coefficienti M2

PARAMETRO	GRANDEZZA	Coeff. Parz. γ_M	(M2) STRU
Tangente angolo resistenza al taglio	tan $Ø'_k$	$\gamma_{Ø'}$	1,25
Coesione efficace	c'_k	$\gamma_{c'}$	1,25
Resistenza non drenata	c_{uk}	γ_{cu}	1,4
Peso unità volume	g	g_g	1,0

Coefficienti R1

sono tutti uguali ad **1,0**.

Con sisma SLV stessi coefficienti M2 mentre i coefficienti A2 sono tutti uguale a 1,0 (circolare N. 617 02.02.09 - punto C7.11.6.3). Inoltre il sovraccarico va moltiplicato per il coefficiente di combinazione ψ=0,6.

8.3 COMBINAZIONI STATI LIMITE DI ESERCIZIO

In condizione di esercizio deve essere verificato che gli spostamenti dell'opera di sostegno e del terreno circostante siano compatibili con la funzionalità dell'opera e la sicurezza e la funzionalità dei manufatti adiacenti.
Nella combinazione allo stato limite di esercizio le azioni compaiono con il loro valore e i carichi variabili con il coefficienti di combinazione. Nel nostro caso ψ=0,6.

9 IMPOSTAZIONE METODOLOGICA DELLE VERIFICHE GEOTECNICHE

9.1 CONSIDERAZIONI GENERALI

Per tutte le verifiche geotecniche in campo statico si fa riferimento in generale a quanto riportato dal D.M. 14/01/2008 "Nuove Norme tecniche per le Costruzioni" detto brevemente NTC.

NTC stabilisce i principi per la sicurezza e l'esercizio delle opere, fissando gli stati limite ultimi e di servizio che non devono essere superati; essi consistono in:

(EQU) Perdita di equilibrio della struttura o del terreno, considerato come corpo rigido, in cui la resistenza dei materiali strutturali e del terreno sono trascurabili nel fornire resistenza;

(STR) Collasso (o eccessiva deformazione) di un'opera o di un elemento strutturale secondo meccanismi di rottura condizionati sostanzialmente dalla resistenza di elementi strutturali;

(GEO) Collasso (o eccessiva deformazione) di un'opera o di un elemento strutturale secondo meccanismi di rottura condizionati prevalentemente dalla resistenza del terreno;

(UPL) Perdita di equilibrio della struttura o del terreno dovuto alla forza di sollevamento idraulico o per altre azioni verticali;

(HYD) Sollevamento, erosione o sifonamento del terreno a causa di gradiente idraulico o conseguenti moti di filtrazione.

Quando si considera uno stato limite di rottura o eccessiva deformazione su un elemento strutturale o una sezione di terreno (STR e GEO), si deve verificare che gli effetti delle azioni di progetto siano minori delle resistenze di progetto:

$$E_d \leq R_d$$

NTC definisce tre insiemi di grandezze di calcolo che concorrono alla definizione delle resistenze di progetto R_d e delle sollecitazioni espresse in termini dei loro effetti E_d sull'opera:

Le azioni F di progetto (o i loro effetti E) calcolate incrementando il valore caratteristico delle azioni per il coefficiente parziale $\gamma_F \rightarrow F_d = F_k \cdot \gamma_F$

I parametri geotecnici X di progetto calcolati dividendo i parametri caratteristici per i coefficienti parziali $\gamma_M \rightarrow X_d = X_k / \gamma_M$

Le resistenze R di progetto calcolate dividendo le resistenze caratteristiche per i

coefficienti parziali $\gamma_R \rightarrow R_d = R_k / \gamma_R$

La norma definisce diversi gruppi di moltiplicatori delle azioni γ_F, raccolti in gruppi identificati con le lettere A1 e A2 e suddivisi in funzione della natura delle azioni (permanenti o accidentali).

I coefficienti di sicurezza parziali γ_M relativi ai parametri geotecnici (tan Ø', C', C_u ecc..) sono raggruppati in insiemi classificati con le lettere M1 e M2, differenziati in funzione dell'approccio di calcolo da applicare.

I coefficienti di sicurezza parziali γ_R sulle resistenze sono raggruppati in diversi insiemi di valori R1, R2, R3, a loro volta differenziati a seconda della tipologia di opera.

Affinchè sia garantita la sicurezza rispetto ad ognuno degli stati limite sopra elencati, NTC prescrive che vengano analizzati più scenari, considerando di volta in volta, diversi insiemi (A) di coefficienti delle azioni γ_F, combinati con diversi coeficienti γ_M (M) sui paramettri geotecnici a loro volta combinati con diversi coefficienti γ_R (R) sulle resistenze.

I coefficienti A, M e R variano a seconda della tipologia dell'opera e sono specificati nei paragrafi 6.2 6.5 e 6.6 della norma.

Per le paratie si devono considerare almeno i seguenti stati limite ultimi (punto 6.5.3.1.2 NTC):

SLU di tipo geotecnico (GEO) e di tipo idraulico (UPL e HYD)

1 - collasso per rotazione intorno a un punto dell'opera (atto moto rigido)

~~2 - collasso per carico limite verticale~~

3 - sfilamento di uno o più ancoraggi

~~4 - instabilità del fondo scavo in terreni a grana fine in condizioni non drenate~~

5 - instabilità del fondo scavo per sollevamento

6 - sifonamento del fondo scavo

7 - instabilità globale dell'insieme terreno-opera

SLU di tipo strutturale (STRU)

8 - raggiungimento della resistenza in uno o più ancoraggi

~~9 - raggiungimento della resistenza in uno o più puntoni o sistemi di contrasto~~

10 - raggiungimento della resistenza strutturale della paratia

Gli stati limite 2 - 4 - 9 non sono significativi per il caso in esame.

Il calcolo della paratia sarà effettuato utilizzando il programma di calcolo "Paratie" che quando converge ad una soluzione stabile garantisce implicitamente la verifica degli stati limite 1 - 5 - 6 .

Con gli stati limite 3 ed 8 si ottengono le azioni per la verifica degli ancoraggi, con lo stato limite 10 si ottengono le azioni per la verifica strutturale della paratia.

NTC stabilisce che le paratie si devono calcolare con **l'approccio 1**, in particolare:

la verifica di stabilità globale con	combinazione 2	(A2+M2+R2)
le altre verifiche con	combinazione 1	(A1+M1+R1)
	combinazione 2	(A2+M2+R1)

tenendo conto dei coefficienti riportati nelle tabelle 6.2.I, 6.2.II e 6.5.I.

Deve inoltre essere verificato in condizioni di esercizio che gli spostamenti dell'opera di sostegno e del terreno circostante siano compatibili con la funzionalità dell'opera e la sicurezza e la funzionalità dei manufatti adiacenti.

9.2 AZIONE SISMICA

L'azione sismica come è già stato detto al paragrafo 8.1 viene valutata con il metodo pseudostatico determinando le accelerazioni orizzontale e verticale equivalenti attraverso quanto indicato in NTC al punto 7.11.6.3.1. e applicando il metodo implementato nel programma di *Paratie*.

Nel caso di presenza di acqua nel terrapieno la spinta complessiva sull'opera di sostegno in condizioni sismiche può essere valutata applicando un'estensione del metodo M – O che fornisce un'espressione del tipo:

$$E_d = \frac{1}{2}\gamma^*(1 \pm k_v)K_{A,E}H^2 + E_{ws} + E_{wd}$$

Il primo termine rappresenta la spinta attiva dovuta allo scheletro solido, il secondo termine E_{ws} è la risultante delle pressioni idrostatiche ed il terzo E_{wd} è la risultante delle sovrapressioni interstiziali.

A seconda della definizione del peso specifico γ^* del cuneo e dell'angolo θ, definito come l'angolo, rispetto alla verticale, fra le azioni esterne orizzontali e quelle verticali agenti sul cuneo di spinta di volume V, l'espressione generale può essere utilizzata nei tre casi tipici in cui può trovarsi il terrapieno:

- rilevato asciutto
- rilevato saturo a grana fine (dinamicamente impervio $K < 5 \cdot 10^{-4}$ m/s)
- rilevato saturo a grana grossa (dinamicamente permeabile $K \geq 5 \cdot 10^{-4}$ m/s)

Nel nostro caso si tratta di rilevato saturo a grana fine dinamicamente impervio.

In questo caso si assume che l'acqua, imprigionata negli interstizi, si muova insieme con il tereno, pertanto l'azione sismica agisce sulla massa complessiva (terreno+acqua) del cuneo, pari a $V \cdot \gamma_{sat}$. Si ammette che le pressioni interstiziali non subiscano variazioni ai fini del calcolo delle azioni sulla parete, In questo caso l'equilibrio limite del cuneo è fatto al netto della risultante delle azioni idrostatiche e quindi si avrà:

$$\gamma^{*} = \gamma'$$

$$\tan\theta = \frac{F_h^{'}}{F_v^{'}} = \frac{\gamma_{sat}}{\gamma^{'}} \frac{k_h}{1 \pm k_v}$$

$E_{ws} = 0$ i contributi della spinta idrostatica di monte e di valle si annullano

$E_{wd} = 0$ a monte

$E_{wd} = \frac{7}{12} k_h \gamma_w H^{'2}$ a valle da considerare nel modo più sfavorevole

9.3 APPLICAZIONE DEL PROGRAMMA "PARATIE"

Il calcolo delle è stato effettuato utilizzando il programma denominato "Paratie", versione 7.0, distribuito dalla società Harpaceas di Milano.

Paratie consente di analizzare la risposta, durante tutte le varie fasi realizzative, di una parete flessibile, tirantata o no, tenendo conto della deformabilità dell'opera.

Lo studio della parete flessibile è condotto riproducendo le reali fasi realizzative dell'opera: partendo dall'infissione della parete, possono essere simulate fasi di scavo o riempimento, intercalate dall'installazione di tiranti o puntoni. In questo modo, la "storia" di carico a cui i vari elementi strutturali sono sottoposti viene riprodotta fedelmente; in particolare, lo sviluppo di eventuali deformazioni plastiche nel terreno a monte o a valle viene incluso nella simulazione numerica, così come l'influenza che differenti modalità costruttive possono avere sullo stato di sollecitazione nelle strutture in presenza di iperstaticità. Con Paratie è possibile, inoltre, variare, ad ogni fase, la presenza di elementi strutturali attivi nel modello: ciò permette, in particolare, la simulazione dell'installazione di tiranti ed il loro successivo detensionamento; analogamente, lo scavo di una porzione di terreno avviene attraversi la rimozione di una parte di molle che simulano l'interazione terreno-parete.

9.3.1 Storie di carico

Esaminare tutti gli stati limite richiesti dalla normativa significa studiare differenti storie di carico ad ognuna delle quali corrisponde un preciso set di coefficienti parziali che agiscono sulle azioni e sui parametri geotecnici, i coefficienti relativi alle resistenze sono sempre uguali ad 1,0.
Sono necessarie 4 storie di carico che elenchiamo brevemente facendo riferimento al caso specifico della sezione 1-1, per gli altri casi vale la stessa metodologia, cambiano evidentemente alcune sequenze di fasi come nel caso della sezione 4-4, dove non compare la seconda paratia ma è presente un tirante attivo.

HISTORY 00 AP1 COMB 1

Fasi

0- condizioni iniziali
1- posa palancole
2- riempimento fino a quota – 6,00 m (l.m.m)
3- posa tirante
4- riempimento fino a + 1,85 sul l.m.m.
5- banchina in esercizio con sovraccarico (*)
Q=40·1,5/1,3 KN/mq + azione su bitta F=40·1,5/1,3 KN/m
6- abbassamento fondale a quota -9,00 m (l.m.m)
7- sovrapressione idraulica + 0,50 m (l.m.m)

Calcolo standard in cui si considerano anche:

extrascavo 0,50 m
innalzamento falda di monte 0,50 m

CARICHI	EFFETTO	Coeff. Parz. γ_f o (γ_e)	(A1) STRU
Permanenti	sfavorevole	γ_{G1}	1,3
Variabili	sfavorevole	γ_{G3}	1,5

M1 e R1 tutti uguali a 1,0
(*) si utilizza un artificio, solo per facilitare l'inviluppo dei risultati con il software utilizzato, moltiplicando i carichi variabili per un coefficiente dato dal rapporto tra il coefficiente parziale γ_{G3}=1,5 e γ_{G1}=1,3. In questo modo i risultati finali possono essere moltiplicati per un unico fattore 1,3.

HISTORY 01	AP1 COMB 1 + SLV

Fasi

0- condizioni iniziali

1- posa palancole

2- riempimento fino a quota – 6,00 m (l.m.m)

3- posa tirante

4- riempimento fino a + 1,85 sul l.m.m.

5- banchina in esercizio con sovraccarico Q=40·0,6= 24 KN/mq

6- abbassamento fondale a quota -9,00 m (l.m.m)

7- sisma SLV

Calcolo con sisma stato limite salvaguardia della vita SLV.

extrascavo 0,50 m

innalzamento falda di monte 0,00 m

Sovraccarico Q ridotto con il coefficiente di combinazione ψ=0,6.

CARICHI	EFFETTO	Coeff. Parz. γ_f o (γ_e)	(A1) STRU
Permanenti	sfavorevole	γ_{G1}	1,3
Variabili	sfavorevole	γ_{G3}	1,5

M1 e R1 tutti uguali a 1,0

HISTORY 02	AP1 COMB 2 + SLV

Fasi

0- condizioni iniziali

1- posa palancole

2- riempimento fino a quota – 6,00 m (l.m.m)

3- posa tirante

4- riempimento fino a + 1,85 sul l.m.m.

5- banchina in esercizio con sovraccarico Q=40·1,3= 52 KN/mq

6- abbassamento fondale a quota -9,00 m (l.m.m)

7- sovrapressione idraulica + 0,50 m (l.m.m)

8- sisma SLV (*riduzione sovraccarico Q=40· 0,6=24 KN/mq – no sovrappressione*)

Calcolo con sisma stato limite salvaguardia della vita SLV.

extrascavo 0,50 m

innalzamento falda di monte con sisma 0,00 m

CARICHI	EFFETTO	Coeff. Parz. γ_f o (γ_e)	(A1) GEO
Permanenti	sfavorevole	γ_{G1}	1,0
Variabili	sfavorevole	γ_{G3}	1,3

PARAMETRO	GRANDEZZA	Coeff. Parz. γ_M	(M2) GEO
Tangente angolo resistenza al taglio	tan $Ø'_k$	$\gamma_{Ø'}$	1,25
Coesione efficace	c'_k	$\gamma_{c'}$	1,25
Peso unità volume	g	g_g	1,0

R1 tutti uguali a 1,0

HISTORY 03 SLE + SLD

Fasi

0- condizioni iniziali

1- posa palancole

2- riempimento fino a quota – 6,00 m (l.m.m)

3- posa tirante

4- riempimento fino a + 1,85 sul l.m.m.

5- banchina in esercizio con sovraccarico Q=40 KN/mq

6- abbassamento fondale a quota -9,00 m (l.m.m)

7- sovrapressione idraulica + 0,50 m (l.m.m)

8- sisma SLD (*riduzione sovraccarico Q=40·0,6=24 KN/mq – no sovrappressione*)

Calcolo con sisma stato limite salvaguardia della vita SLD.

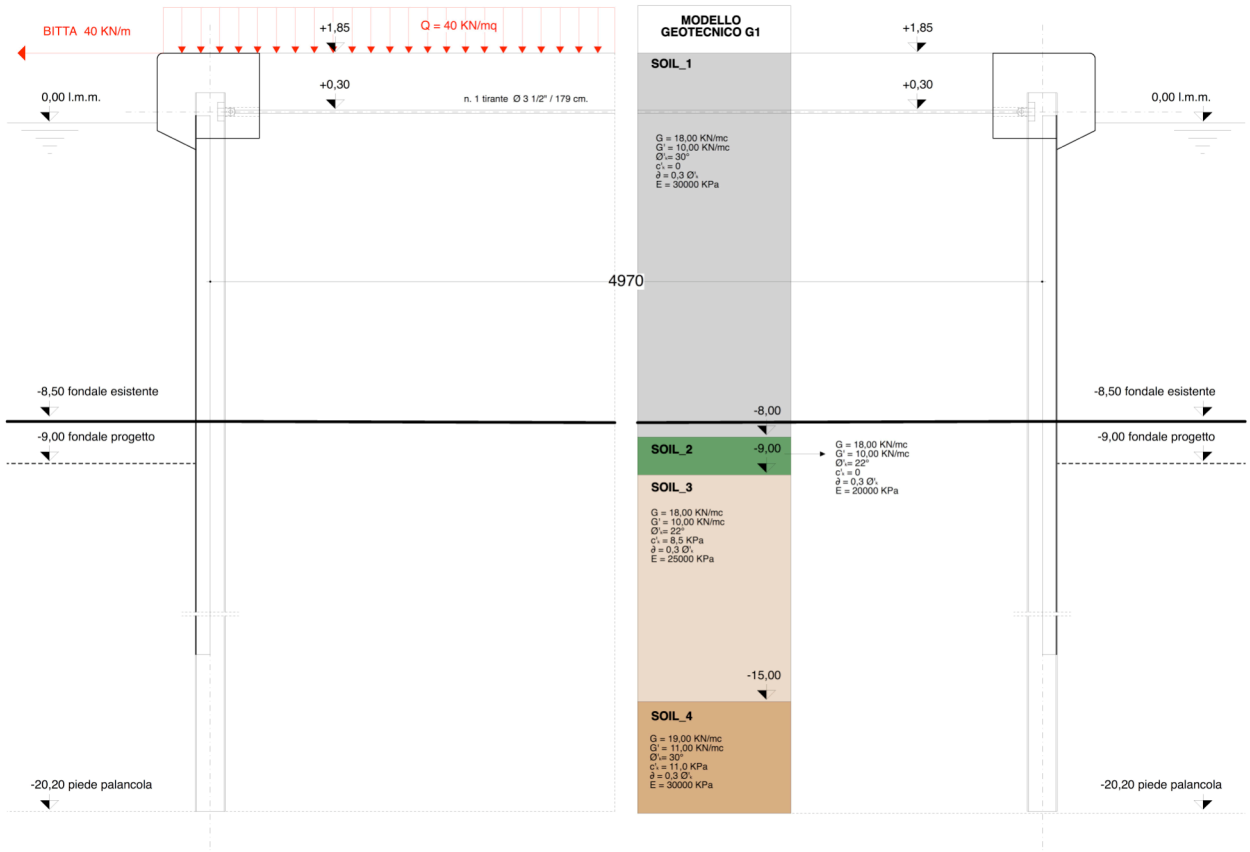
extrascavo 0,50 m

innalzamento falda di monte con sisma 0,00 m

Gli stati limite ultimi GEO sono esaminati attraverso la History O2.

Gli stati limite STRU sono studiati con le History 00 – 01 – 03. Per tutte queste storie di carico il programma inviluppa i risultati combinandoli con i rispettivi coefficienti.

10 SEZIONE 1 – 1 DOPPIA PARETE



SEZIONE 1 - 1

Caratteristiche del palancolato di banchina

Profilo principale	HZ 775 C	lunghezza L = 21,00 m
Palancola intermedia	AZ 18	lunghezza L = 17,00 m
Momento d'inerzia	J = 249400 cm^4 / m	
Modulo di elasticità	W = 6610 cm^3 / m	
Acciaio	S 390 GP	

Caratteristiche del tirante rifollato

diametro sezione utile	Ø = 70 mm
lunghezza	L = 49,70 m
interasse	I = 1,79 m
sezione	A = 3848 mm^2

In corrispondenza delle bitte tirante Ø 80

diametro sezione utile	Ø = 80 mm
sezione	A = 5026 mm^2

Carichi variabili
Carico distribuito in banchina Q = 40 KN/mq
Tiro su bitta F = 40 KN / ml di banchina
Modello geotecnico di riferimento **G1**

Accelerazioni pseudostatiche equivalenti relative alla paratia in esame e in base ai parametri definiti nel capitolo 7
Si è considerato uno spostamento max ammissibile di 10 cm.

Vita nominale	V_n =	***100***		
Classe dell'opera		***IV***		
S_T coefficiente amplificazione topografica	S_T =	***1***		
Categoria Suolo		***E***		
Quota banchina (l.m.m.)		***1,85***	*m*	
Quota fondo scavo		***-9,00***	*m*	
Quota testa palancola		***0,80***	*m*	
Quota piede palancola		***-20,20***	*m*	
Valore spostamento max ammisiibile u_s	u_s =	***0,10***	*m*	
coefficiente d'uso	C_u =	*2*		
Periodo di riferimento	$V_R = C_u \cdot V_n$ =	*200*		

parametri sismici relativi al sito	*Stato Limite*	P_{VR} *[%]*	T_R *[anni]*	a_g *[g]*	F_0 *[-]*
	SLD	*63*	*201,1561*	*0,08276*	*2,53509*
	SLV	*10*	*1898,2443*	*0,19175*	*2,38143*

parametri geometrici di riferimento			
Altezza libera	H =	*10,85*	*m*
infissione	I =	*11,20*	*m*
Altezza complessiva paratia	L =	*20,05*	*m*

Metodo pseudo statico

accelerazione equivalente	a_h =	$K_h \cdot g$	
	a_v =	*0*	*per le paratie*

a_h può essere legata all'accelerazione di picco a_{max} attesa nel volume di terreno significativo per l'opera attreverso la relazione:

$$a_h = K_h \cdot g = \alpha \cdot \beta \, a_{max}$$

a dipende dall'altezza complessiva della paratia H e dalla categoria di sottosuolo mediante il grafico 7.11.2

α = *0,30*

b può essere stimato in base al grafico 7.11.3 dell'NTC, ed è funzione del massimo spostamento u_s ammissibile della paratia considerando i limiti.

per u_s = 0	β =	*1*	
$u_s \leq 0{,}005\ H$	$u_s \leq$	*0,11025*	*m*
valore assunto	u_s =	*0,10*	*m*
per cui si ricava per β	β =	*0,4*	
accelerazione di picco	a_{max} =	$S_S \cdot S_T \cdot a_g$	

S_S coefficiente amplificazione stratigrafica
a_g accelerazione orizz. max attesa su sito di riferimento rigido fornita dalla norma

SLD	S_S =	*1,6*		
SLV	S_S =	*1,4977*		
SLD	a_{max} =	$S_S \cdot S_T \cdot a_{g=}$	*0,132*	
SLV	a_{max} =	$S_S \cdot S_T \cdot a_{g=}$	*0,287*	
	$\alpha \cdot \beta$ =	*0,37*	*comunque ≥ 0,20*	
SLD	a_h =	$\alpha \cdot \beta \, a_{max}$=	***0,026***	*[g]*
SLV	a_h =	$\alpha \cdot \beta \, a_{max}$=	***0,057***	*[g]*

10.1 RISULTATI ANALISI CON "*PARATIE*"

Si riportano in sintesi i risultati dell'analisi per ciascuna storia di carico

HISTORY	STATI LIMITE	COMBINAZIONI	M_d	Z	V_d	Z	N_d	D	Z
			[KNm]	[m]	[KNm]	[m]	[KN]	[m]	[m]
0	SLU **STRU**	AP1 COMB 1	1087,90	-6,50	323,35	0,30	423,89	0,086	-6,70
1	SLU **STRU**	AP1 COMB 1+SLV	1163,10	-7,10	277,50	0,30	301,71	0,092	-7,50
2	SLU **GEO**	AP1 COMB 2	1551,40	-7,30	377,18	0,30	428,87	0,117	-8,10
		AP1 COMB 2+SLV	2316,10	-8,10	471,19	0,30	511,54	0,202	-8,70
3	**SLE**		836,68	-6,30	231,77	0,30	260,60	0,057	-7,10
	SLE+ **SLD**		924,62	-6,70	233,52	0,30	264,77	0,066	-7,50

M_d momento flettente di progetto

V_d taglio di progetto

Nd sforzo normale di progetto

D deformazione

Z quota relativa al valore della sollecitazione indica nella casella posta a sinistra

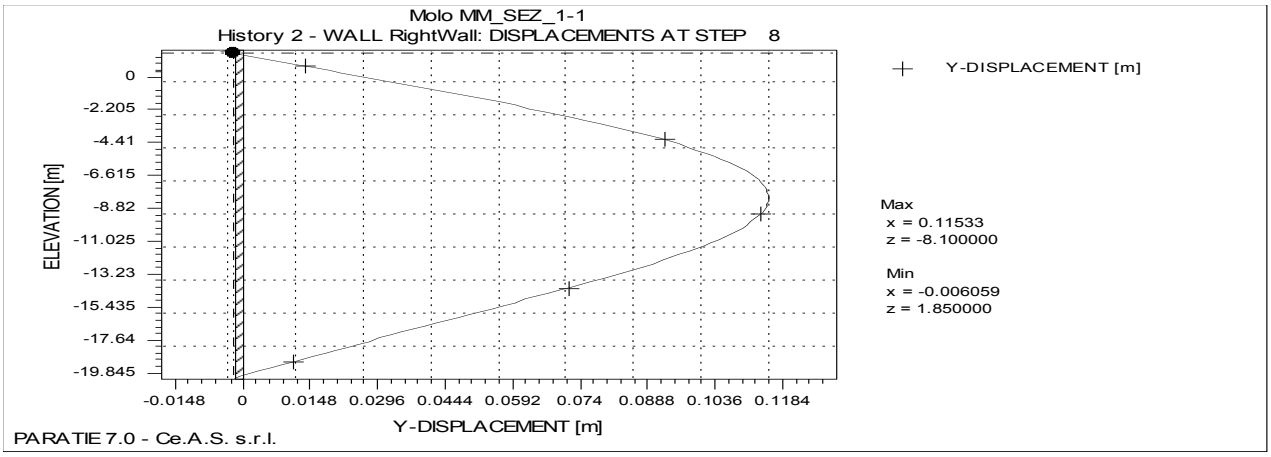
I risultati completi dell'analisi compreso i dati di input sono contenuti nel CD allegato alla presente relazione.

10.2 VERIFICHE A SLU GEO E DI TIPO IDRAULICO (UPL E HYD)

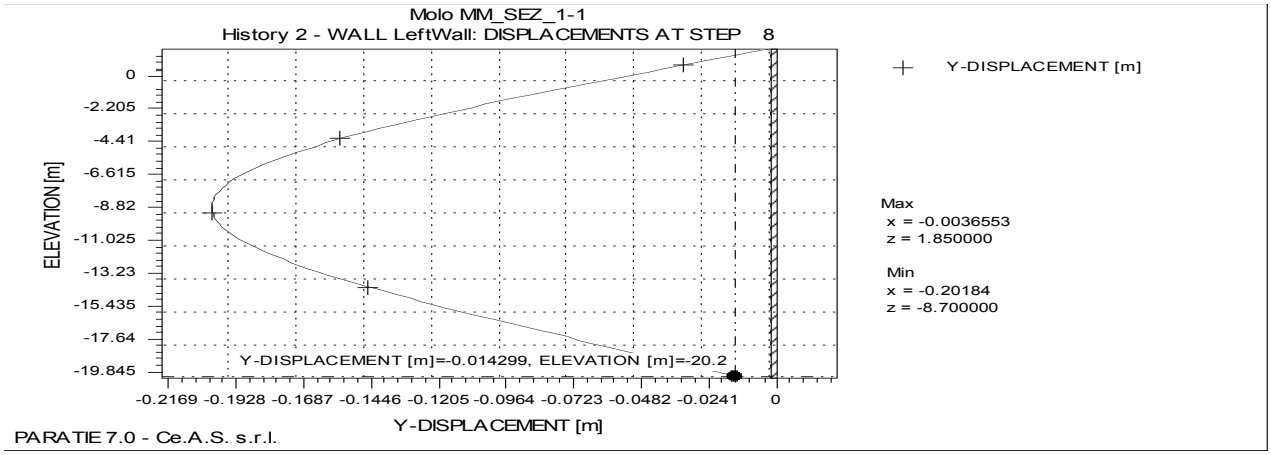
L'analisi della struttura composta dalla doppia paratia effettuata con il software "*Paratie*", con la configurazione geometrica indicata nella sezione 1-1 e applicando il modello geotecnico G1, restituisce soluzioni convergenti, pertanto, per quanto detto al paragrafo 9.1, risultano verificati gli stati limite 1 – 5 – 6

1 - collasso per rotazione intorno a un punto dell'opera (atto moto rigido)
5 - instabilità del fondo scavo per sollevamento
6 - sifonamento del fondo scavo

Si riportano i grafici delle deformazioni delle due paratie relativamente alla History 02 sicuramente la più gravosa per gli stati limite in esame.
I risultati completi dell'analisi compreso i dati di input sono contenuti nel CD allegato alla presente relazione.



Deformata paratia di destra – History 02



Deformata paratia di sinistra – History 02

La deformabilità massima della palancola risulta pari a 0,202 m a quota – 8,70 m rispetto a l.m.m.. Il diagramma della deformabilità conferma il comportamento complessivamente corretto della struttura di sostegno. Il valore del massimo spostamento resta in limiti accettabili, anche se in questo caso conta più l'aspetto "qualitativo" del comportamento della paratia che l'aspetto quantitativo, infatti per le verifiche di deformabilità si rinvia al paragrafo relativo allo stato limite di esercizio.

10.2.1 Instabilità globale dell'insieme terreno-opera

Secondo le direttive della norma le verifiche in oggetto sono state condotte secondo l'approccio 1 combinazione 2 (A2-M2-R2)

E' stata considerata l'interazione terreno struttura di solo una parete, questo risulta a favore di sicurezza, in quanto considerando l'intero complesso le superfici critiche andrebbero ad interessare il substrato roccioso avente caratteristiche geotecniche nettamente migliori.

10.2.1.1 Condizioni statiche

CARATTERISTICHE GEOTECNICHE DEI TERRENI

Terreno : PARATIA	Descrizione : PARATIA IN ACCIAIO		
Coesione		[kN/m²]	1999999991808.00
Angolo d'attrito		[°]	0.00
Rapporto di pressione interstiziale (Ru)			0.00
Peso specifico terreno secco		[kN/m³]	10.00
Peso specifico terreno saturo		[kN/m³]	10.00
Modulo elastico		[kN/m²]	0.00
Coefficiente di Poisson			0.30
Terreno : SOIL_1	Descrizione : Riempimento		
Coesione		[kN/m²]	0.00
Angolo d'attrito		[°]	24.00
Rapporto di pressione interstiziale (Ru)			0.00
Peso specifico terreno secco		[kN/m³]	18.00
Peso specifico terreno saturo		[kN/m³]	21.00
Modulo elastico		[kN/m²]	0.00
Coefficiente di Poisson			0.30
Terreno : SOIL_2	Descrizione : Fanghi		
Coesione		[kN/m²]	0.00
Angolo d'attrito		[°]	12.00
Rapporto di pressione interstiziale (Ru)			0.00
Peso specifico terreno secco		[kN/m³]	18.00
Peso specifico terreno saturo		[kN/m³]	20.00
Modulo elastico		[kN/m²]	0.00
Coefficiente di Poisson			0.30
Terreno : SOIL_3	Descrizione : Limo argilloso		
Coesione		[kN/m²]	6.80
Angolo d'attrito		[°]	16.00
Rapporto di pressione interstiziale (Ru)			0.00
Peso specifico terreno secco		[kN/m³]	18.00
Peso specifico terreno saturo		[kN/m³]	20.00
Modulo elastico		[kN/m²]	0.00
Coefficiente di Poisson			0.30
Terreno : SOIL_4	Descrizione : Argille sabbiose compatte		
Coesione		[kN/m²]	8.80
Angolo d'attrito		[°]	24.00
Rapporto di pressione interstiziale (Ru)			0.00
Peso specifico terreno secco		[kN/m³]	19.00
Peso specifico terreno saturo		[kN/m³]	20.00
Modulo elastico		[kN/m²]	0.00
Coefficiente di Poisson			0.30
Terreno : SOIL_5	Descrizione : Cappellaccio		
Coesione		[kN/m²]	0.00
Angolo d'attrito		[°]	30.40
Rapporto di pressione interstiziale (Ru)			0.00
Peso specifico terreno secco		[kN/m³]	19.00
Peso specifico terreno saturo		[kN/m³]	20.00
Modulo elastico		[kN/m²]	0.00
Coefficiente di Poisson			0.30

PROFILI STRATIGRAFICI

Strato: ARGILLA COMPATTA_1 Descrizione:
Terreno : SOIL_4

X	Y	X	Y	X	Y	X	Y
[m]	[m]	[m]	[m]	[m]	[m]	[m]	[m]
0.00	35.00	49.50	35.00				

Strato: ARGILLA COMPATTA_3 Descrizione:
Terreno : SOIL_4

X	Y	X	Y	X	Y	X	Y
[m]	[m]	[m]	[m]	[m]	[m]	[m]	[m]
50.00	35.00	50.00	35.00	100.00	35.00		

Strato: CAPPELLACCIO Descrizione:
Terreno : SOIL_5

X	Y	X	Y	X	Y	X	Y
[m]	[m]	[m]	[m]	[m]	[m]	[m]	[m]
0.00	31.50	100.00	31.50				

Strato: FANGHI_2 Descrizione:
Terreno : SOIL_2

X	Y	X	Y	X	Y	X	Y
[m]	[m]	[m]	[m]	[m]	[m]	[m]	[m]
0.00	42.00	49.50	42.00				

Strato: FANGHI_3 Descrizione:
Terreno : SOIL_2

X	Y	X	Y	X	Y	X	Y
[m]	[m]	[m]	[m]	[m]	[m]	[m]	[m]
50.00	42.00	100.00	42.00				

Strato: LIMO ARGILLOSO_2 Descrizione:
Terreno : SOIL_3

X	Y	X	Y	X	Y	X	Y
[m]	[m]	[m]	[m]	[m]	[m]	[m]	[m]
0.00	41.00	49.50	41.00				

Strato: LIMO ARGILLOSO_3 Descrizione:
Terreno : SOIL_3

X	Y	X	Y	X	Y	X	Y
[m]	[m]	[m]	[m]	[m]	[m]	[m]	[m]
50.00	41.00	100.00	41.00				

Strato: PARATIA_1 Descrizione:
Terreno : PARATIA

X	Y	X	Y	X	Y	X	Y
[m]	[m]	[m]	[m]	[m]	[m]	[m]	[m]
49.50	51.85	50.00	51.85	50.00	42.00		

Strato: PARATIA_2 Descrizione:
Terreno : PARATIA

X	Y	X	Y	X	Y	X	Y
[m]	[m]	[m]	[m]	[m]	[m]	[m]	[m]
49.50	42.00	50.00	42.00	50.00	41.00		

Strato: PARATIA_3 Descrizione:
Terreno : PARATIA

X	Y	X	Y	X	Y	X	Y
[m]	[m]	[m]	[m]	[m]	[m]	[m]	[m]
49.50	41.00	50.00	41.00	50.00	35.00		

Strato: PARATIA_4 Descrizione:
Terreno : PARATIA

X	Y	X	Y	X	Y	X	Y
[m]	[m]	[m]	[m]	[m]	[m]	[m]	[m]
49.50	35.00	50.00	35.00	50.00	31.80		

Strato: RIPORTO Descrizione:
Terreno : SOIL_1

X	Y	X	Y	X	Y	X	Y
[m]	[m]	[m]	[m]	[m]	[m]	[m]	[m]
0.00	51.85	49.50	51.85				

PROFILI FALDE FREATICHE

Falda: LMM Descrizione: LIVELLO MEDIO MARE

X	Y	Y	P	X	Y	Y	P
[m]	[m]	[m]	[kN/m²]	[m]	[m]	[m]	[kN/m²]
50.00	50.00	43.50		100.00	50.00	43.50	

CARICHI

Forza : TIRANTE Descrizione :
Intensità [kN] = 200.00 Inclinazione [°] = -90.00
Passo [m] = 1.79

Pressione : SOVRACCARICO Descrizione : SOVRACCARICO DA 40 kPA
Intensità [kN/m²] = 52.00 Inclinazione [°] = 0.00
Ascissa [m] : Da = 0.00 To = 49.50

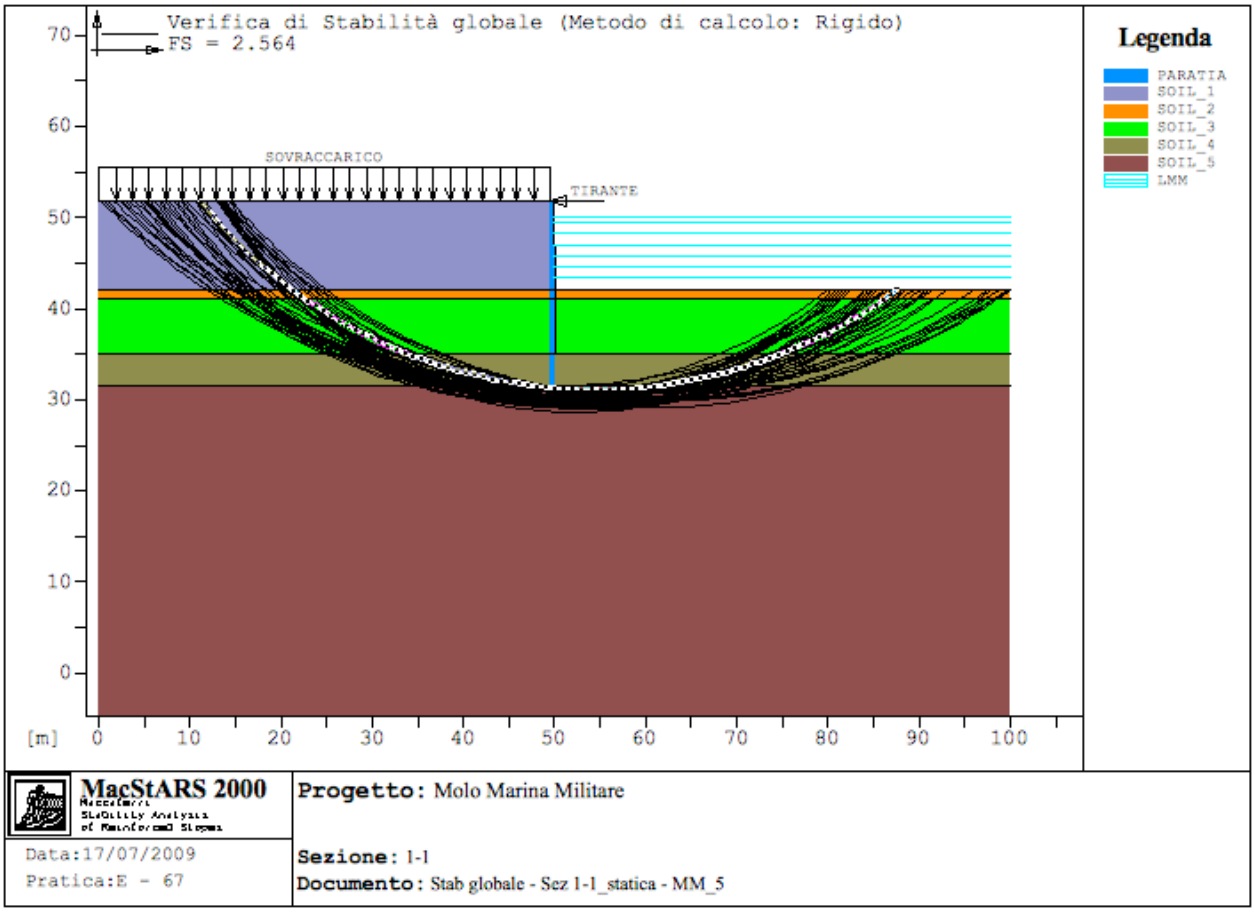
VERIFICHE

Verifica di stabilità globale :
Calcolo delle forze nei rinforzi col metodo rigido
Ricerca delle superfici critiche col metodo di Bishop
Coefficiente di sicurezza minimo calcolato : 2.564

Intervallo di ricerca delle superfici

Segmento di partenza, ascisse [m]		Segmento di arrivo, ascisse [m]	
Primo punto	Secondo punto	Primo punto	Secondo punto
0.00	15.00	80.00	100.00

Numero punti avvio superfici sul segmento di partenza : 50
Numero totale superfici di prova : 500
Lunghezza segmenti delle superfici [m] : 1.00
Angolo limite orario [°] : 0.00
Angolo limite antiorario [°] : 0.00



Quindi risulta **Fs=2,56** > 1,1 *verifica soddisfatta*

10.2.1.2Condizioni sismiche

CARICHI

Forza : TIRANTE Descrizione : tirante
Intensità [kN] = 200.00 Inclinazione [°] = -90.00
Passo [m] = 1.79

Pressione : SOVRACCARICO Descrizione : SOVRACCARICO DA 40 kPA
Intensità [kN/m²] = 24.00 Inclinazione [°] = 0.00
Ascissa [m] : Da = 0.00 To = 49.50

Sisma :
Accelerazione [m/s²] : Orizzontale = 0.86 Verticale = 0.43

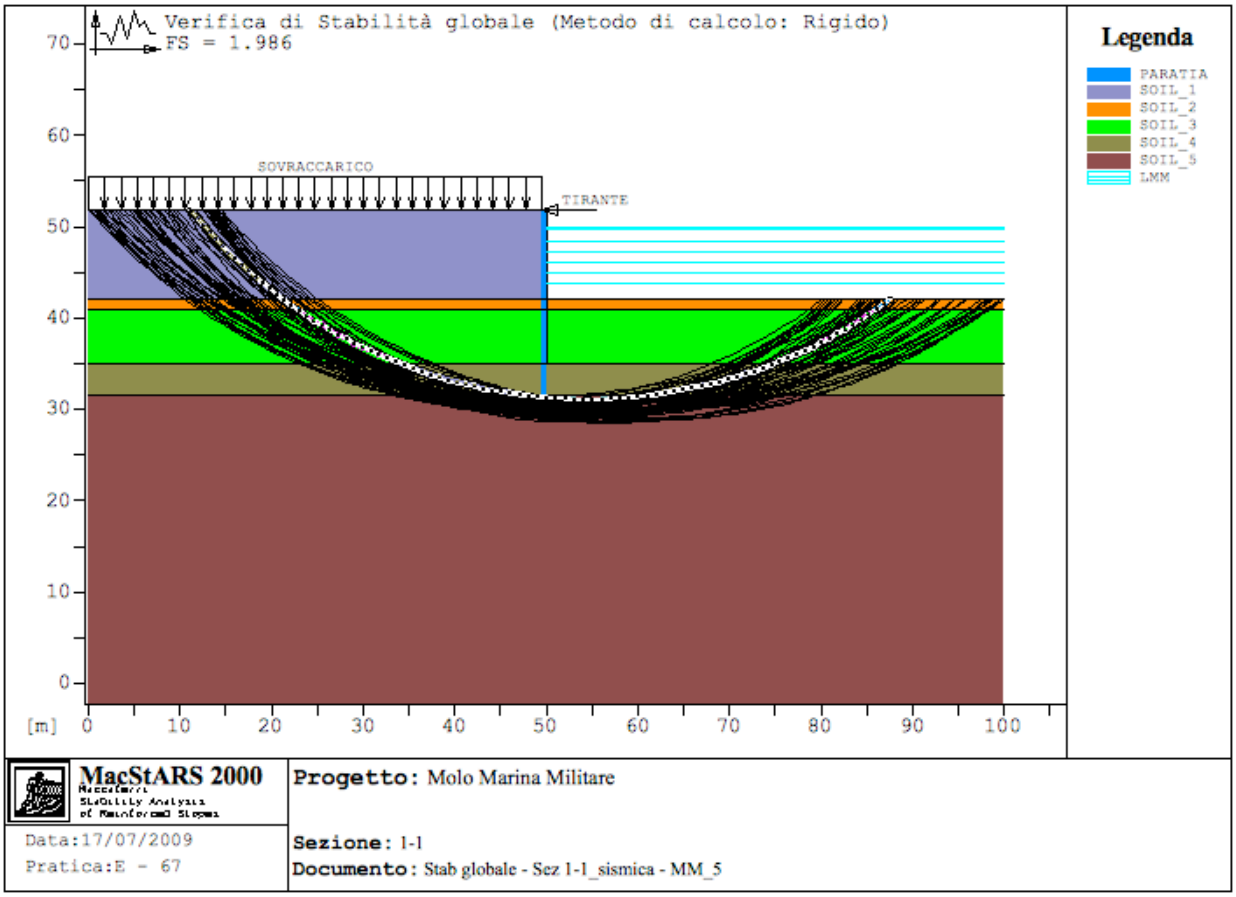
VERIFICHE

Verifica di stabilità globale :
Calcolo delle forze nei rinforzi col metodo rigido
Ricerca delle superfici critiche col metodo di Bishop
Coefficiente di sicurezza minimo calcolato : 1.986

Intervallo di ricerca delle superfici

Segmento di partenza, ascisse [m]		Segmento di arrivo, ascisse [m]	
Primo punto	Secondo punto	Primo punto	Secondo punto
0.00	15.00	80.00	100.00

Numero punti avvio superfici sul segmento di partenza : 50
Numero totale superfici di prova : 500
Lunghezza segmenti delle superfici [m] : 1.00
Angolo limite orario [°] : 0.00
Angolo limite antiorario [°] : 0.00



Quindi risulta **Fs=1,98** > 1,1 *verifica soddisfatta*

10.3 VERIFICHE STRUTTURALE (STRU)

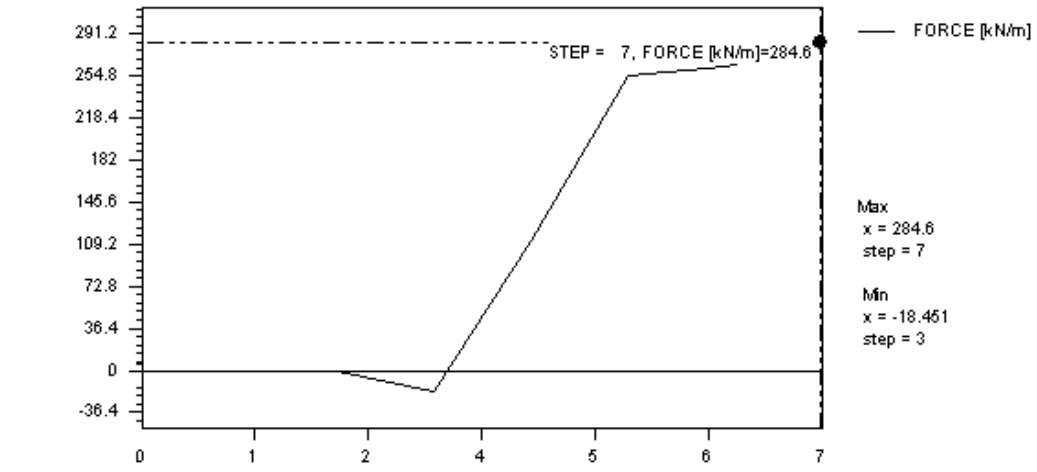
10.3.1 Raggiungimento della resistenza in uno o più ancoraggi

Le sollecitazioni significative rispetto alle quali condurre la verifica sono:

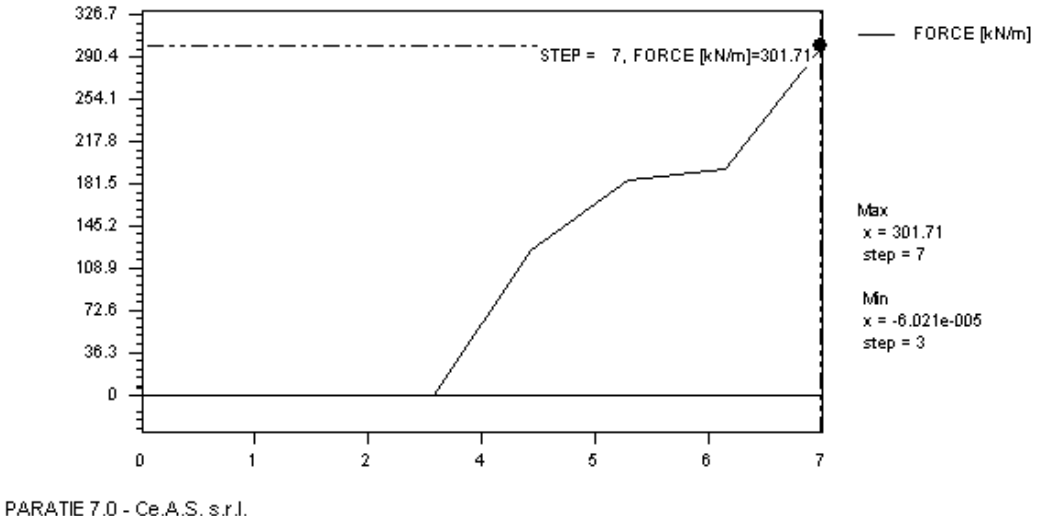
sforzo normale massimo N = 511,5 kN/m

interasse tiranti i = 1,79 m

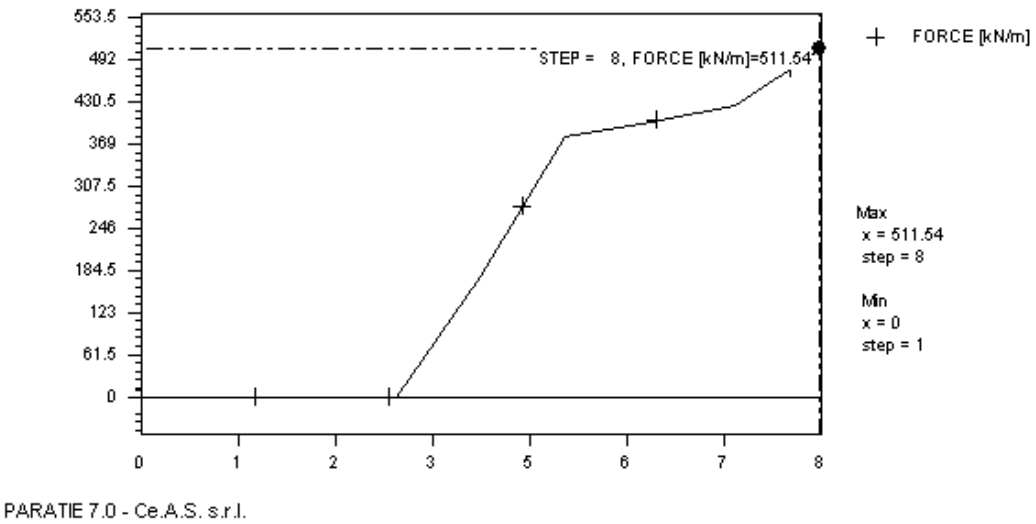
sforzo normale massimo N_{Ed} = 915,6 kN sul singolo tirante



HISTORY 0 – SFORZO TIRANTI



HISTORY 1 – SFORZO TIRANTI



HISTORY 2 – SFORZO TIRANTI

Resistenze di progetto

Sforzo normale resistente

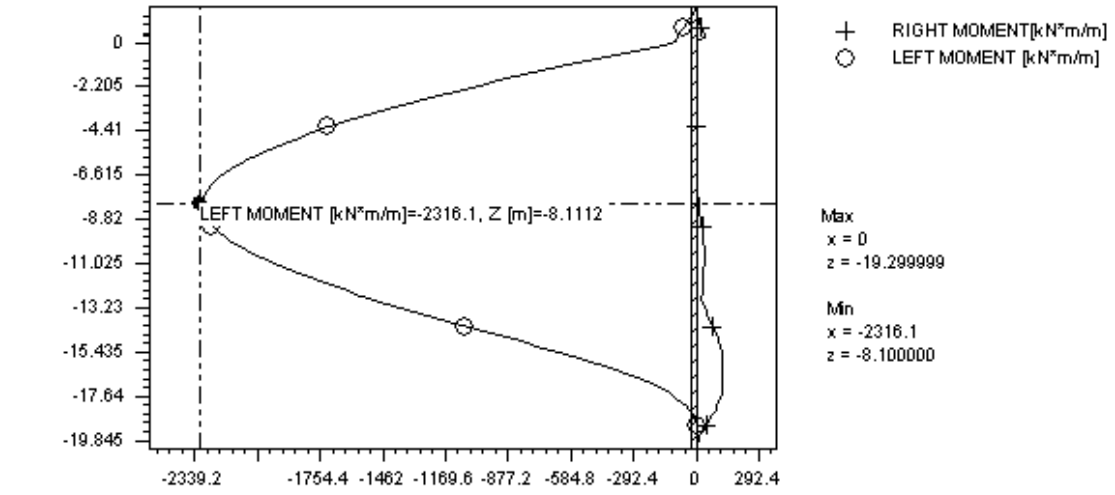
$$N_{t,Rd} = \frac{A \cdot \sigma_s}{\gamma_{M0}} = \frac{38{,}48 \cdot 35{,}50}{1{,}05} = 1301 \text{ kN}$$

Quindi risulta

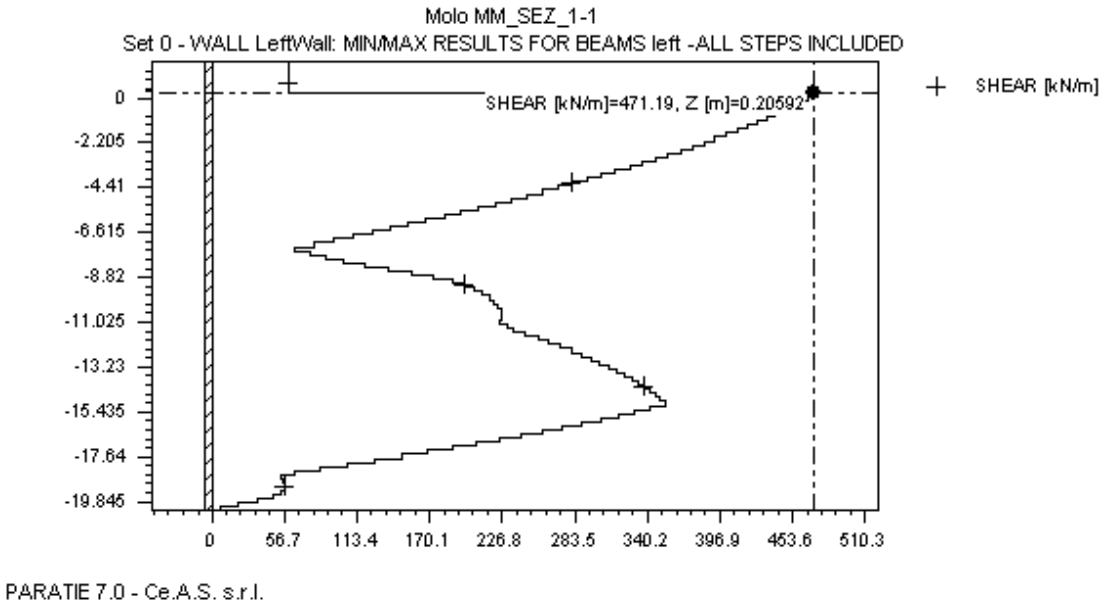
$$\frac{N_{Ed}}{N_{t,Rd}} = \frac{915{,}6}{1301{,}0} = 0{,}70 \le 1 \qquad \textit{verifica soddisfatta}$$

10.3.2 Raggiungimento della resistenza della paratia

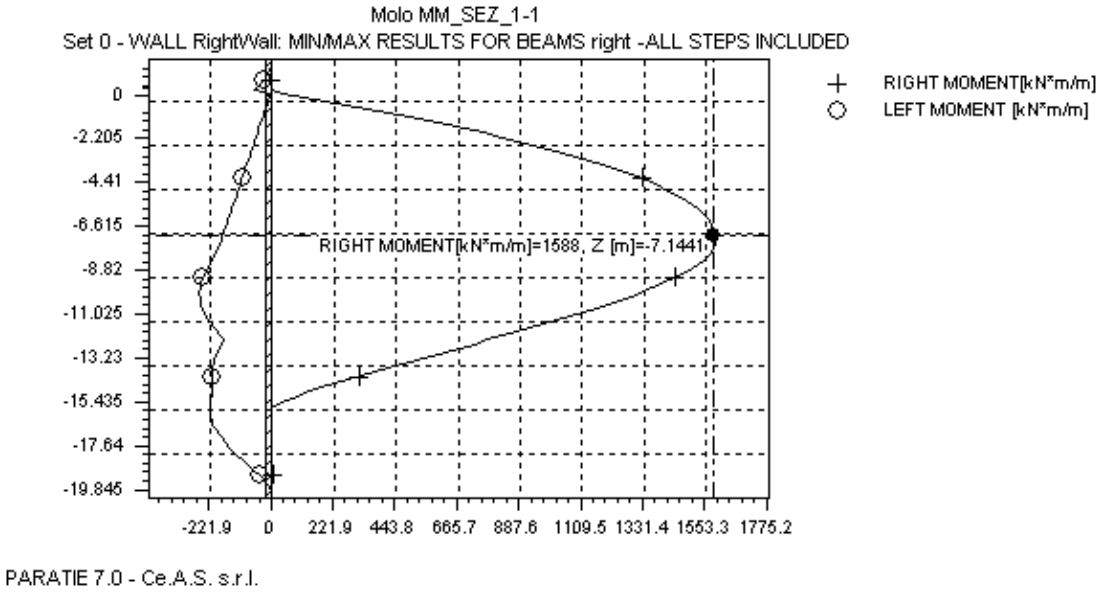
Si riportano anche i diagrammi più significativi del momento flettente e del taglio.



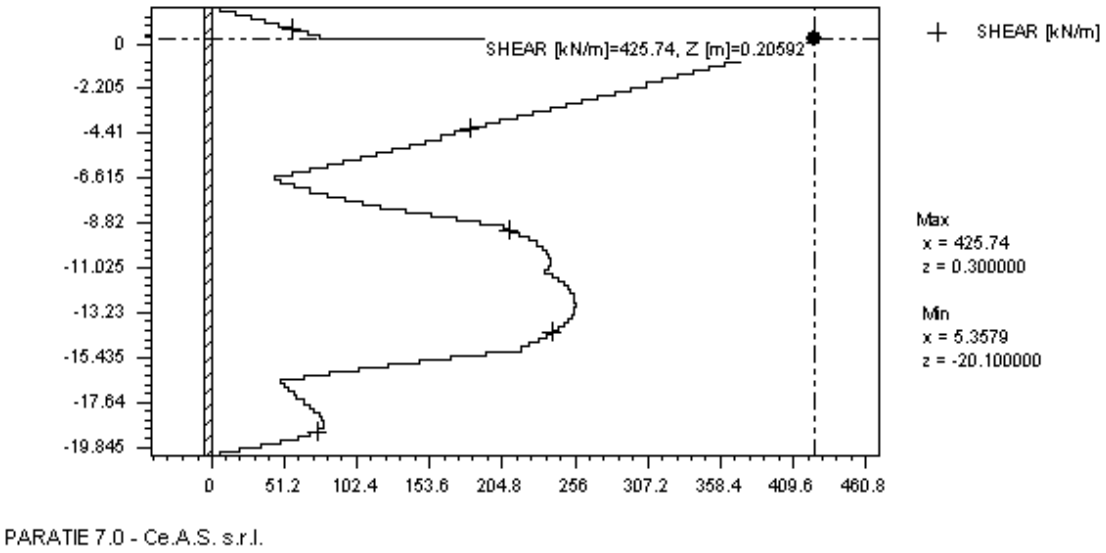
INVILUPPO MOMENTO FLETTENTE PARATIA SX



INVILUPPO TAGLIO PARETE SX



INVILUPPO MOMENTO FLETTENTE PARETE DX



INVILUPPO TAGLIO PARETE DX

Effetti delle azioni di progetto

In questo caso le sollecitazioni significative rispetto alle quali condurre la verifica sono:

Momento flettente max	M_d = 2316,1 kN m /m	quota – 8,1 m
Taglio	T_d = 471,2 kN /m	quota + 0,3 m

Resistenze di progetto

La sezione in base alla classificazione del nuovo testo risulta essere in classe 4 e quindi

saranno utilizzati i moduli di resistenza elastici effettivi per la verifica a flessione.

Resistenza a taglio $V_{c,Rd} = \frac{A_v \cdot f_{yk}}{\sqrt{3} \cdot \gamma_{M0}}$

Per semplicità si considera la sola sezione del profilo HZ 775 C trascurando il contributo del profilo AZ 18.

Abbiamo quindi $A_v = A - 2 \cdot b \cdot t_f + (t_w + 2 \cdot r) \cdot t_f$ essendo A l'area della sezione del profilo, b la larghezza delle ali, t_f lo spessore delle ali, t_w lo spessore dell'anima ed r il raggio di raccordo tra l'anima e le ali.

Otteniamo:

$$V_{c,Rd} = \frac{A_v \cdot f_{yk}}{\sqrt{3} \cdot \gamma_{M0}} = \frac{6808 \cdot 390}{\sqrt{3} \cdot 1{,}05} = 1464226\,\text{N}$$

Quindi risulta $\frac{V_{Ed}}{V_{c,Rd}} = \frac{472{,}1 \cdot 1{,}79}{1464{,}2} = 0{,}57 \le 1$ *verifica soddisfatta*

Momento resistente $M_{c,Rd} = \frac{W_{elast,y} \cdot f_{yk}}{\gamma_{M0}} = 2455{,}1\ \text{kN m}$

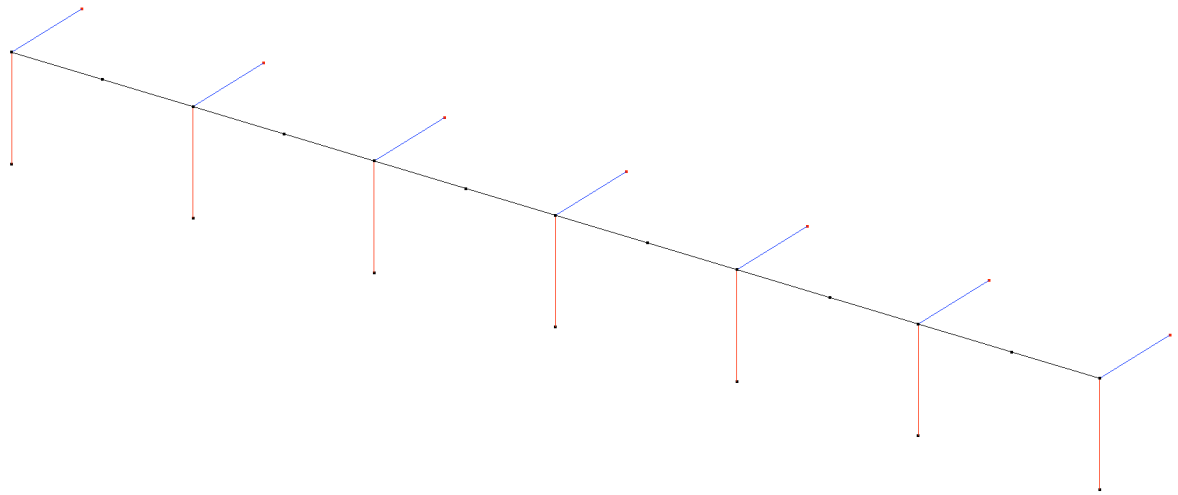
Quindi risulta $\frac{M_{Ed}}{M_{c,Rd}} = \frac{2316{,}1}{2455{,}1} = 0{,}94 \le 1$ *verifica soddisfatta*

10.3.3 Raggiungimento della resistenza della trave di coronamento

I tiranti sono disposti orizzontalmente ad interasse di 1,79 m
Il calcolo della trave di coronamento viene effettuato con riferimento allo sforzo normale massimo nei tiranti ricavato per la condizione di carico allo stato limite ultimo e pari a circa 511,5 kN/m, è stato inoltre considerato il tiro trasmesso dalla bitta pari a 1000 kN.

La trave è stata modellata con il programma strutturale Nòlian, i tiranti sono stati rappresentati con elementi boundary, gli appoggi nel piano verticale, costituiti dalle palancole, sono stati schematizzate sempre con elementi boundary di rigidezza infinita.

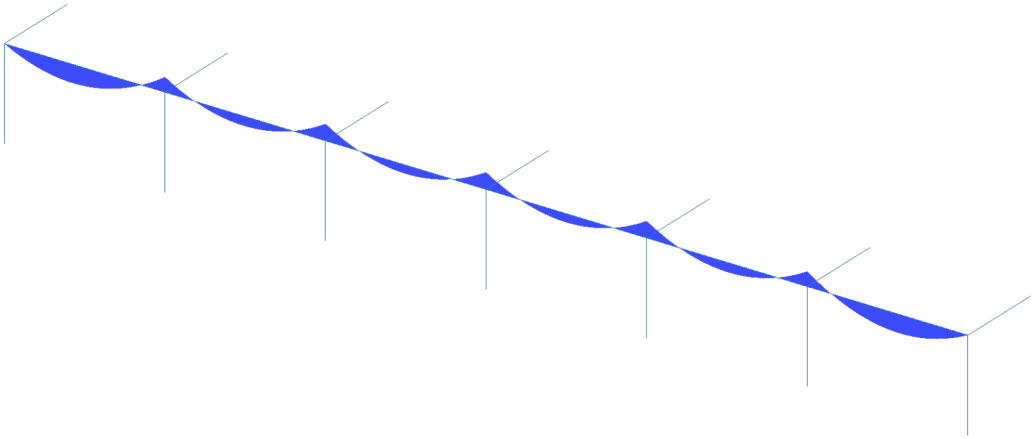
peso proprio	2,25 · 2,70 · 25 · 1,3	197,44	KN/m
sovraccarico	2,70 · 40 · 1,5	162,00	KN/m



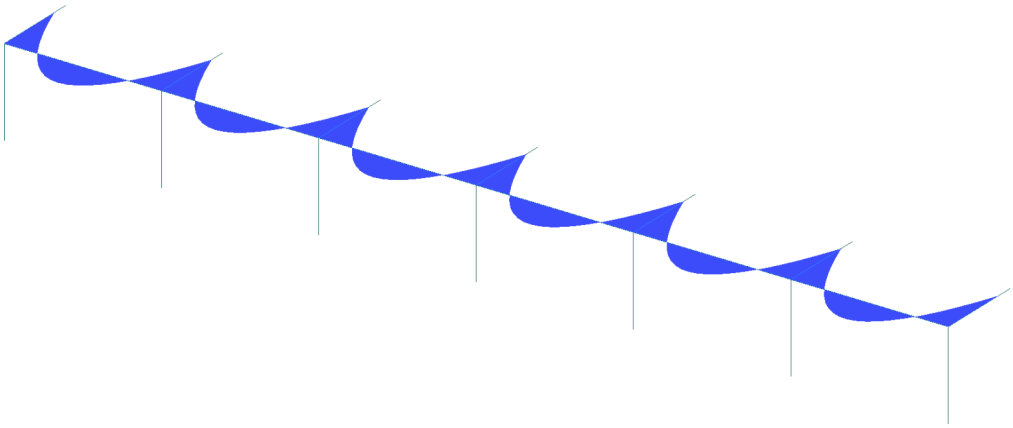
Schema statico

Dall'analisi si ricavano i seguenti valori massime delle sollecitazioni:

M_y = 695,7 kNm
M_z = 80,9 kNm
T_y = 301,9 kN
T_z = 1082,5 kN

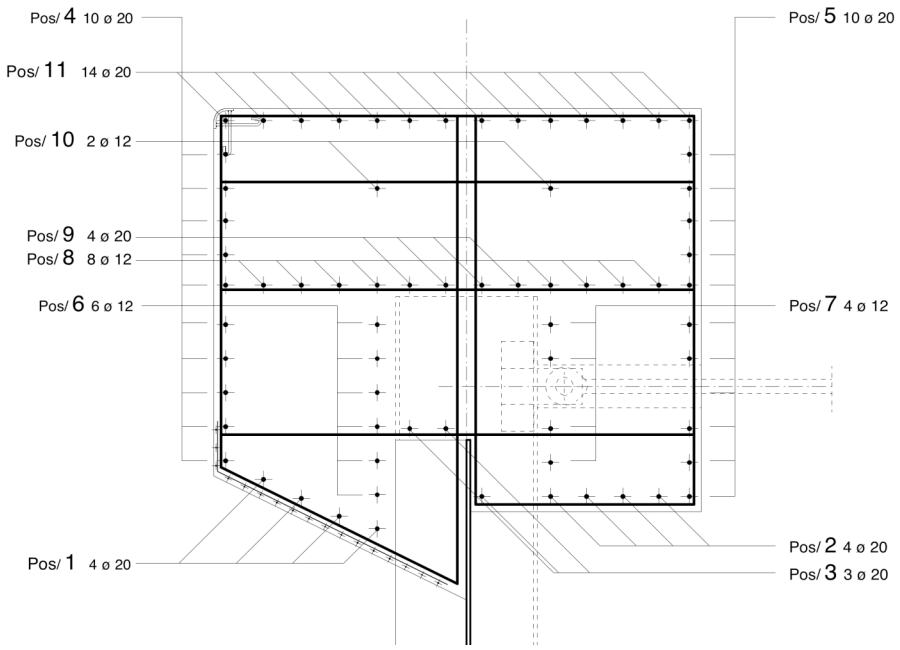


Momento flettente M_z

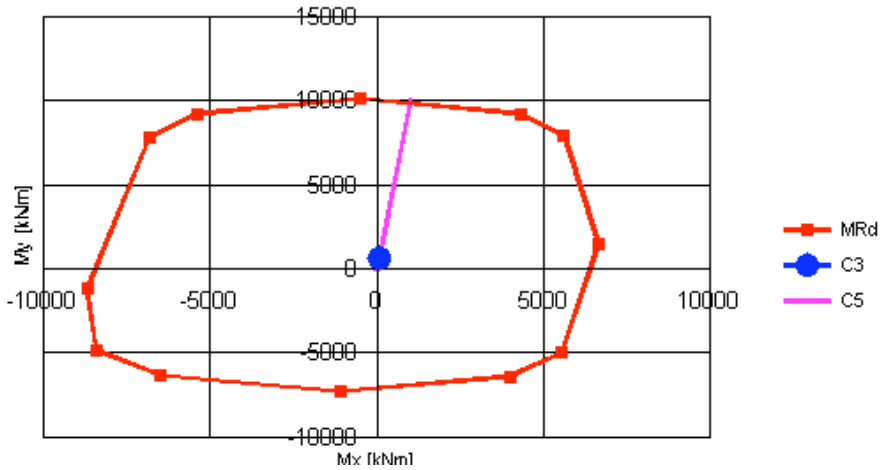


Momento flettente M_y

Le verifiche sono riferite alla sezione nel quali sono stati posti 42Ø20 come segue:



Il momento resistente è stato valutato tramite un programma fornito dal "Prof. Gelfi" del quale si riporta il grafico ottenuto del dominio di resistenza della sezione, dal quale si evince la minima sollecitazione della trave.



La norma (NTC 4.1.2.1.3.1) per elementi privi di armatura specifica impone:

$V_{RD} = \{0{,}18 \cdot k \cdot (100 \cdot r_l \cdot f_{ck})1/3/\gamma_c + 0{,}15 \cdot \sigma_{cp}\ \} \cdot b_W \cdot d = 1776{,}4$ kN

Quindi:

$$V_{SD}/V_{Rd} = 0{,}61 < 1 \quad \textit{verifica soddisfatta}$$

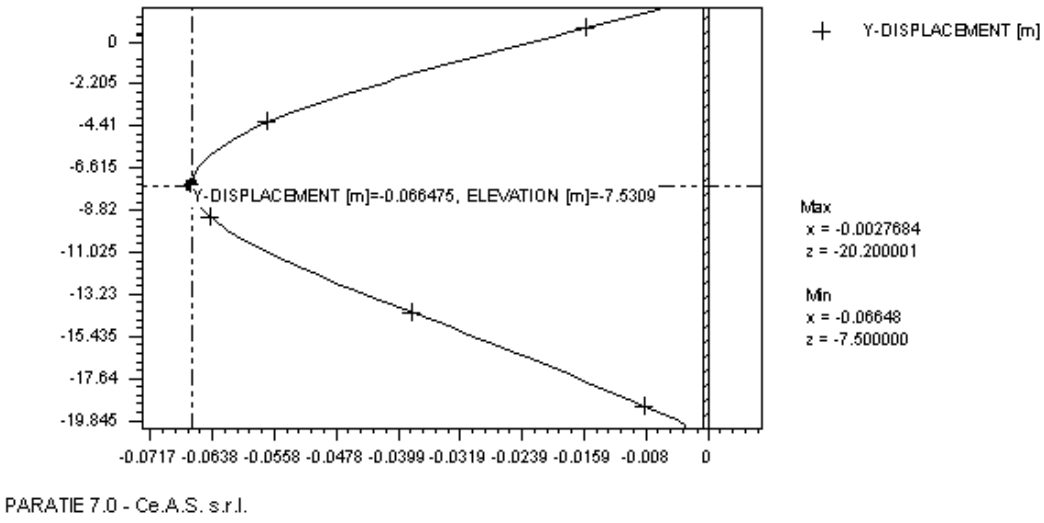
10.4 VERIFICHE ALLO STATO LIMITE DI ESERCIZIO - SLE

Le verifiche significative per questo tipo di struttura sono:

- verifica deformabilità della parete.
- verifica di fessurazione nelle strutture in c.a.

10.4.1 Verifica deformabilità palancole

Si controllano le deformazioni relative alla condizione allo stato limite di esercizio



HISTORY 3 – DEFORMAZIONI SLD

Deformata massima a quota – 7,50 l.m.m. pari a 66 mm, corrispondente a circa il 0,6 % dell'altezza libera della palancola. *Si ritiene essere un valore accettabile.*

10.4.2 Verifica fessurazione trave di coronamento

Valgono le stesse considerazioni effettuate per la verifica a SLU dell'elemento sulla geometria e sulle ipotesi di calcolo, mentre nei carichi l'unica variazione consiste nel far riferimento allo sforzo normale massimo nei tiranti ricavato per la condizione di carico allo stato limite di esercizio pari a circa 278,8KN/m.
Considerando condizioni ambientali molto aggressive, la presenza di armature sensibili alla corrosione, dalla tabella di normativa ricaviamo i valori limite di fessurazione validi per le due condizioni di stato limite di esercizio pari a $w < w_1$=0,2 mm.

Gruppi di esigenze	**Condizioni ambientali**	**Combinazione di azioni**	**Armatura**			
			Sensibile		**Poco sensibile**	
			Stato limite	**w_d**	**Stato limite**	**w_d**
a	Ordinarie	Frequente	ap.fessure	$\leq w_2$	ap.fessure	$\leq w_3$
		Quasi permanente	ap.fessure	$\leq w_1$	ap.fessure	$\leq w_2$
b	Aggressive	Frequente	ap.fessure	$\leq w_1$	ap.fessure	$\leq w_2$
		Quasi permanente	decompressione	-	decompressione	$\leq w_1$
c	Molto aggressive	Frequente	formazione fessure	-	formazione fessure	$\leq w_1$
		Quasi permanente	decompressione	-	decompressione	$\leq w_1$

Per il calcolo della fessurazione massima si è applicato il metodo esposto nel D.M. 16.01.1996 come consentito dalla normativa vigente.
Si riportano le verifiche effettuate in corrispondenza dei tiranti dove il momento sollecitante risulta massimo:

VERIFICA A FESSURAZIONE SECONDO D.M. 9/1/1996 E RELATIVE ISTRUZIONI 15/10/1996

Data:	04-11-2009
Progetto:	E67 – MOLO M.M.
Elemento:	TR. CORONAMENTO

Dati geometrici:	Altezza sezione:	H	270	cm	
	Larghezza sezione	B	225	cm	
	Spaziatura orizzontale barre:	s	20,00	cm	<14fi OK
	Spaziatura verticale barre:	S	0,00	cm	<14fi OK
	Copertura ferro:	c	5,00	cm	>2cm OK
	Copertura ferro di normativa:	cmin	4,00	cm	per travi

Armature:

strato arm.	posizione dello strato (cm)	A (cm2)	barre (n fdiam)
1	6	31,42	10 ϕ 20
2	0	0,00	ϕ
3	0	0,00	ϕ
4	0	0,00	ϕ
5	0	0,00	ϕ
6	0	0,00	ϕ
7	0	0,00	ϕ
8	264	31,42	10 ϕ 20

Materiale:	Acciaio B450C		
	Calcestruzzo Rbk	400	daN/cm2
	ssamm=	2600	daN/cm2
	scamm=	97,5	daN/cm2
	Modulo elastico acciaio=	2100000	daN/cm2
rif.2.1.2	Resistenza a trazione del cls fctm=	31,58	daN/cm2
rif.4.3.1.2	Resistenza a trazione del cls fcfk=	26,53	daN/cm2
	Coeff.di omogeneizzazione=	15	

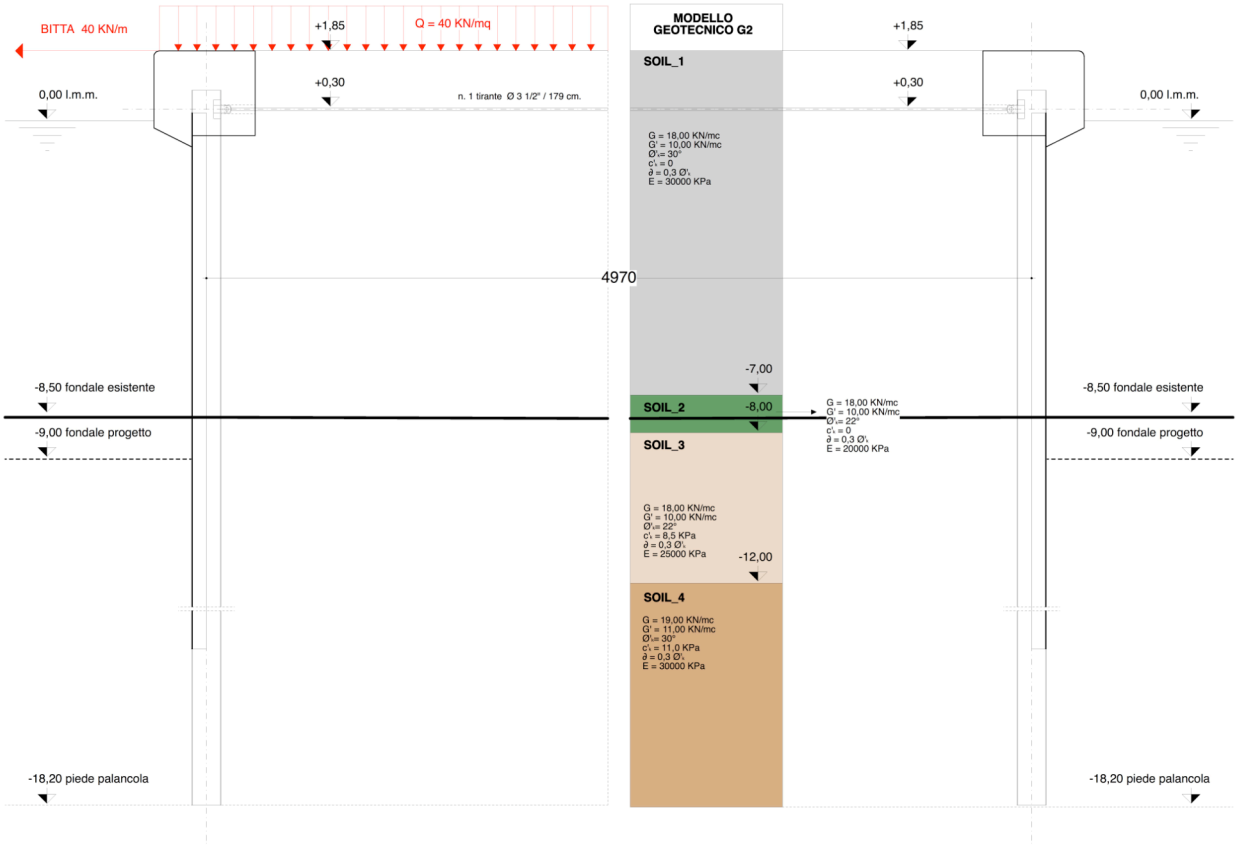
Scelta del valore limite di apertura delle fessure:

rif. 4.3.1.3	Condizione di carico quasi permanente			
rif. 4.3.1.4	Condizioni ambientali moderatamente aggressive			
rif. 4.3.1.5	Armature poco sensibili			
rif. 4.3.1.6	Valore nominale di apertura:	w	0,2	mm
Sollecitazioni:	Sforzo normale:	N	0	daN
	Momento flettente:	M	32354	daN m

ATTENZIONE: **Il momento è inferiore al valore di prima fessurazione: non è necessario il calcolo dell'ampiezza delle fessure.**

Verifiche:	Calcolo della distanza media tra le fessure:			
rif. B.6.6.3	Barre ad aderenza migliorata(Y/N)?	y		
	Coeff. che caratterizza l'aderenza:	k2	0,4	
	Coeff. che tiene conto del diagramma delle tensioni:	k3	0,231	
	Larghezza efficace:	beff.	225,00	cm
	Altezza efficace:	deff.	20,00	cm
	Area efficace:	Ac.eff.	4500,00	cm^2
	Area acciaio posta in Ac.eff.:	As	31,42	cm^2
	Percentuale di armatura efficace:	ρr	0,007	
	Distanza media tra le fessure:	Srm	**40,53**	cm
	Calcolo della deformazione unitaria media dell'armatura:			
	Tensione dell'acciaio:	σs	404,96	daN/cm^2
	Tensione dell'acciaio 1° fessurazione:	σsr	11264,9	daN/cm^2
	Coeff. rappresentativo aderenza:	β1	1	
	Carichi di lunga durata(Y/N)?	y		
	Coeff. durata carichi:	β2	0,5	
	Deformazione unitaria media:	εsm	0,00007714	
rif.4.3.1.7.1.2	Calcolo ampiezza delle fessure:	wk	0,053	mm
	Coefficiente di riduzione:	cmin/c	0,80	
rif.B.6.2	Ampiezza ridotta:	wrid.	**0,043**	mm
			VERIFICATO	

11 SEZIONE 2 – 2 DOPPIA PARETE



SEZIONE 2 - 2

Caratteristiche del palancolato di banchina

Profilo principale	HZ 775 A	lunghezza L = 19,00 m
Palancola intermedia	AZ 18	lunghezza L = 16,00 m
Momento d'inerzia	J = 210260 cm^4 / m	
Modulo di elasticità	W = 5715 cm^3 / m	
Acciaio	S 390 GP	

Caratteristiche del tirante rifollato

diametro sezione utile	Ø = 70 mm
lunghezza	L = 49,70 m
interasse	I = 1,79 m
sezione	A = 3848 mm^2

In corrispondenza delle bitte tirante Ø 80

diametro sezione utile	Ø = 80 mm
sezione	A = 5026 mm^2

Carichi variabili
Carico distribuito in banchina Q = 40 KN/mq
Tiro su bitta F = 40 KN / ml di banchina
Modello geotecnico di riferimento **G2**

Accelerazioni pseudostatiche equivalenti relative alla paratia in esame e in base ai parametri definiti nel capitolo 7
Si è considerato uno spostamento max ammissibile di 10 cm.

Vita nominale	V_n =	**100**	
Classe dell'opera		**IV**	
S_T coefficiente amplificazione topografica	S_T =	**1**	
Categoria Suolo		**E**	
Quota banchina (l.m.m.)		**1,85**	m
Quota fondo scavo		**-9,00**	m
Quota testa palancola		**0,80**	m
Quota piede palancola		**-18,20**	m
Valore spostamento max ammisiibile u_s	u_s =	**0,10**	m
coefficiente d'uso	C_u =	2	
Periodo di riferimento	$V_R = C_u \cdot V_n$ =	200	

parametri sismici relativi al sito

Stato Limite	P_{VR} [%]	T_R [anni]	a_g [g]	F_0 [-]
SLD	63	201,1561	0,08276	2,53509
SLV	10	1898,2443	0,19175	2,38143

parametri geometrici di riferimento

Altezza libera	H =	10,85	m
infissione	I =	9,20	m
Altezza complessiva paratia	L =	20,05	m

Metodo pseudo statico

accelerazione equivalente $a_h = K_h \cdot g$
a_v = 0 per le paratie

a_h può essere legata all'accelerazione di picco a_{max} attesa nel volume di terreno significativo per l'opera attreverso la relazione:

$$a_h = K_h \cdot g = \alpha \cdot \beta \, a_{max}$$

a dipende dall'altezza complessiva della paratia H e dalla categoria di sottosuolo mediante il grafico 7.11.2

α = 0,30

b può essere stimato in base al grafico 7.11.3 dell'NTC, ed è funzione del massimo spostamento u_s ammissibile della paratia considerando i limiti.

per u_s = 0	β =	1	
$u_s \leq 0{,}005$ H	$u_s \leq$	0,10025	m
valore assunto	u_s =	0,10	m
per cui si ricava per β	β =	0,4	
accelerazione di picco	a_{max} =	$S_S \cdot S_T \cdot a_g$	

S_S coefficiente amplificazione stratigrafica
a_g accelerazione orizz. max attesa su sito di riferimento rigido fornita dalla norma

SLD	S_S =	1,6		
SLV	S_S =	1,4977		
SLD	a_{max} =	$S_S \cdot S_T \cdot a_{g=}$	0,132	
SLV	a_{max} =	$S_S \cdot S_T \cdot a_{g=}$	0,287	
	$\alpha \cdot \beta$ =	0,12	comunque ≥ 0,20	
SLD	a_h =	$\alpha \cdot \beta \, a_{max}$=	**0,026**	[g]
SLV	a_h =	$\alpha \cdot \beta \, a_{max}$=	**0,057**	[g]

11.1 RISULTATI ANALISI CON "*PARATIE*"

Si riportano in sintesi i risultati dell'analisi per ciascuna storia di carico

HISTORY	STATI LIMITE	COMBINAZIONI	M_d	Z	V_d	Z	N_d	D	Z
			[KNm]	[m]	[KNm]	[m]	[KN]	[m]	[m]
0	SLU **STRU**	AP1 COMB 1	1037,72	-6,30	316,95	0,30	423,44	0,083	-6,30
1	SLU **STRU**	AP1 COMB 1+SLV	1015,8	-6,7	256,93	0,30	281,09	0,076	-6,90
2	SLU **GEO**	AP1 COMB 2	1343,4	-6,90	349,69	0,30	403,80	0,098	-7,30
		AP1 COMB 2+SLV	1591,6	-7,30	367,46	0,30	422,20	0,127	-7,70
3	**SLE**		804,24	-6,30	227,46	0,30	259,90	0,055	-6,90
	SLE+ SLD		845,00	-6,50	223,16	0,30	259,30	0,059	-6,90

M_d momento flettente di progetto

V_d taglio di progetto

Nd sforzo normale di progetto

D deformazione

Z quota relativa al valore della sollecitazione indica nella casella posta a sinistra

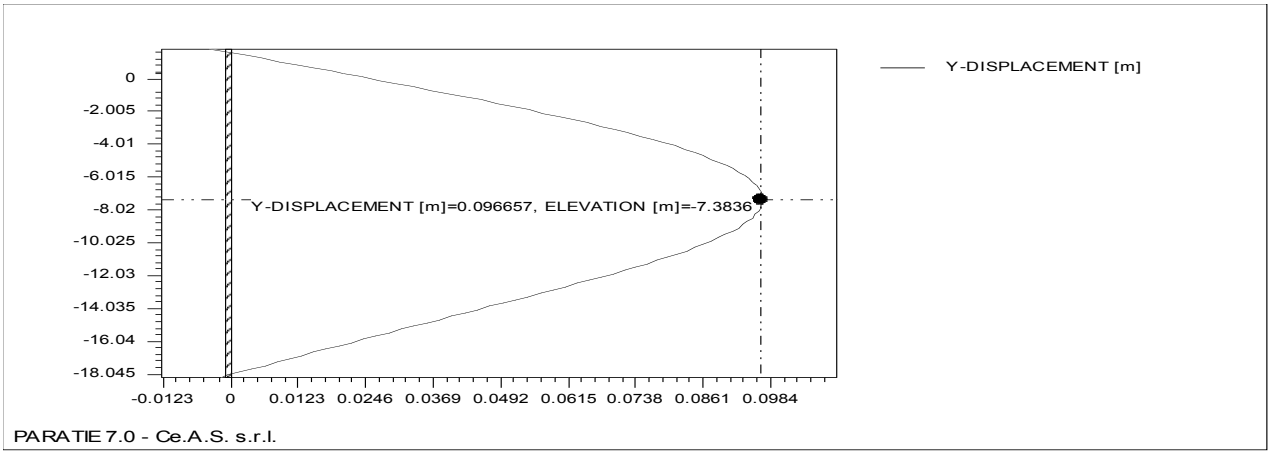
I risultati completi dell'analisi compreso i dati di input sono contenuti nel CD allegato alla presente relazione.

11.2 VERIFICHE A SLU GEO E DI TIPO IDRAULICO (UPL E HYD)

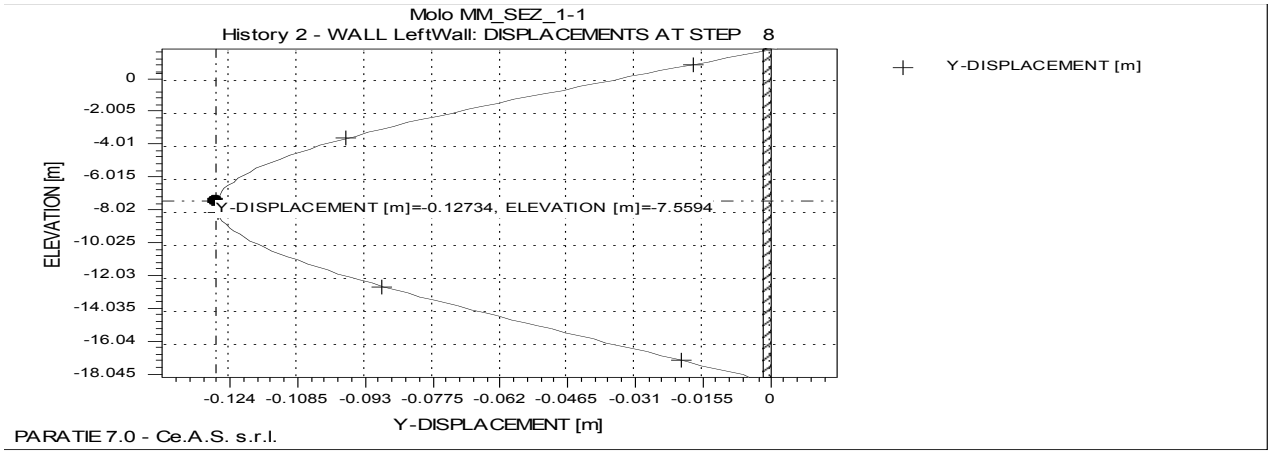
L'analisi della struttura composta dalla doppia paratia effettuata con il software "*Paratie*", con la configurazione geometrica indicata nella sezione 2-2 e applicando il modello geotecnico G1, restituisce soluzioni convergenti, pertanto, per quanto detto al paragrafo 9.1, risultano verificati gli stati limite 1 – 5 – 6

1 - collasso per rotazione intorno a un punto dell'opera (atto moto rigido)
5 - instabilità del fondo scavo per sollevamento
6 - sifonamento del fondo scavo

Si riportano i grafici delle deformazioni delle due paratie relativamente alla History 02 sicuramente la più gravosa per gli stati limite in esame.
I risultati completi dell'analisi compreso i dati di input sono contenuti nel CD allegato alla presente relazione.



Deformata paratia di destra – History 02



Deformata paratia di sinistra – History 02

La deformabilità massima della palancola risulta pari a 0,127 m a quota – 7,56 m rispetto a l.m.m.. Il diagramma della deformabilità conferma il comportamento complessivamente corretto della struttura di sostegno. Il valore del massimo spostamento resta in limiti accettabili, anche se in questo caso conta più l'aspetto "qualitativo" del comportamento della paratia che l'aspetto quantitativo, infatti per le verifiche di deformabilità si rinvia al paragrafo relativo allo stato limite di esercizio.

11.2.1 Instabilità globale dell'insieme terreno-opera

Secondo le direttive della norma le verifiche in oggetto sono state condotte secondo l'approccio 1 combinazione 2 (A2-M2-R2).

E' stata considerata l'interazione terreno struttura di solo una parete, questo risulta a favore di sicurezza, in quanto considerando l'intero complesso le superfici critiche andrebbero ad interessare il substrato roccioso avente caratteristiche geotecniche nettamente migliori.

11.2.1.1 Condizioni statiche

CARATTERISTICHE GEOTECNICHE DEI TERRENI

Terreno : PARATIA	Descrizione : PARATIA IN ACCIAIO		
Coesione	[kN/m²]	:	1999999991808.00
Angolo d'attrito	[°]	:	0.00
Rapporto di pressione interstiziale (Ru)		:	0.00
Peso specifico terreno secco	[kN/m³]	:	10.00
Peso specifico terreno saturo	[kN/m³]	:	10.00
Modulo elastico	[kN/m²]	:	0.00
Coefficiente di Poisson		:	0.30
Terreno : SOIL_1	Descrizione : Riempimento		
Coesione	[kN/m²]	:	0.00
Angolo d'attrito	[°]	:	24.00
Rapporto di pressione interstiziale (Ru)		:	0.00
Peso specifico terreno secco	[kN/m³]	:	18.00
Peso specifico terreno saturo	[kN/m³]	:	21.00
Modulo elastico	[kN/m²]	:	0.00
Coefficiente di Poisson		:	0.30
Terreno : SOIL_2	Descrizione : Fanghi		
Coesione	[kN/m²]	:	0.00
Angolo d'attrito	[°]	:	12.00
Rapporto di pressione interstiziale (Ru)		:	0.00
Peso specifico terreno secco	[kN/m³]	:	18.00
Peso specifico terreno saturo	[kN/m³]	:	20.00
Modulo elastico	[kN/m²]	:	0.00
Coefficiente di Poisson		:	0.30
Terreno : SOIL_3	Descrizione : Limo argilloso		
Coesione	[kN/m²]	:	6.80
Angolo d'attrito	[°]	:	16.00
Rapporto di pressione interstiziale (Ru)		:	0.00
Peso specifico terreno secco	[kN/m³]	:	18.00
Peso specifico terreno saturo	[kN/m³]	:	20.00
Modulo elastico	[kN/m²]	:	0.00
Coefficiente di Poisson		:	0.30
Terreno : SOIL_4	Descrizione : Argille sabbiose compatte		
Coesione	[kN/m²]	:	8.80
Angolo d'attrito	[°]	:	24.00
Rapporto di pressione interstiziale (Ru)		:	0.00
Peso specifico terreno secco	[kN/m³]	:	19.00
Peso specifico terreno saturo	[kN/m³]	:	20.00
Modulo elastico	[kN/m²]	:	0.00
Coefficiente di Poisson		:	0.30
Terreno : SOIL_5	Descrizione : Cappellaccio		
Coesione	[kN/m²]	:	0.00
Angolo d'attrito	[°]	:	30.40
Rapporto di pressione interstiziale (Ru)		:	0.00
Peso specifico terreno secco	[kN/m³]	:	19.00
Peso specifico terreno saturo	[kN/m³]	:	20.00
Modulo elastico	[kN/m²]	:	0.00
Coefficiente di Poisson		:	0.30

PROFILI STRATIGRAFICI

Strato: ARGILLA COMPATTA_1 Descrizione:
Terreno : SOIL_4

X	Y	X	Y	X	Y	X	Y
[m]	[m]	[m]	[m]	[m]	[m]	[m]	[m]
0.00	38.00	49.50	38.00				

Strato: ARGILLA COMPATTA_3 Descrizione:
Terreno : SOIL_4

X	Y	X	Y	X	Y	X	Y
[m]	[m]	[m]	[m]	[m]	[m]	[m]	[m]
50.00	38.00	50.00	38.00	100.00	38.00		

Strato: ARGILLA_3 Descrizione:
Terreno : SOIL_4

X	Y	X	Y	X	Y	X	Y
[m]	[m]	[m]	[m]	[m]	[m]	[m]	[m]
0.00	32.00	100.00	32.00				

Strato: CAPPELLACCIO Descrizione:
Terreno : SOIL_5

X	Y	X	Y	X	Y	X	Y
[m]	[m]	[m]	[m]	[m]	[m]	[m]	[m]
0.00	31.50	100.00	31.50				

Strato: FANGHI_2 Descrizione:
Terreno : SOIL_2

X	Y	X	Y	X	Y	X	Y
[m]	[m]	[m]	[m]	[m]	[m]	[m]	[m]
0.00	43.00	49.50	43.00				

Strato: FANGHI_3 Descrizione:
Terreno : SOIL_2

X	Y	X	Y	X	Y	X	Y
[m]	[m]	[m]	[m]	[m]	[m]	[m]	[m]
50.00	43.00	100.00	43.00				

Strato: LIMO ARGILLOSO_2 Descrizione:
Terreno : SOIL_3

X	Y	X	Y	X	Y	X	Y
[m]	[m]	[m]	[m]	[m]	[m]	[m]	[m]
0.00	42.00	49.50	42.00				

Strato: LIMO ARGILLOSO_3 Descrizione:
Terreno : SOIL_3

X	Y	X	Y	X	Y	X	Y
[m]	[m]	[m]	[m]	[m]	[m]	[m]	[m]
50.00	42.00	100.00	42.00				

Strato: PARATIA_1 Descrizione:
Terreno : PARATIA

X	Y	X	Y	X	Y	X	Y
[m]	[m]	[m]	[m]	[m]	[m]	[m]	[m]
49.50	51.85	50.00	51.85	50.00	43.00		

Strato: PARATIA_2 Descrizione:
Terreno : PARATIA

X	Y	X	Y	X	Y	X	Y
[m]	[m]	[m]	[m]	[m]	[m]	[m]	[m]
49.50	43.00	50.00	43.00	50.00	42.00		

Strato: PARATIA_3 Descrizione:
Terreno : PARATIA

X	Y	X	Y	X	Y	X	Y
[m]	[m]	[m]	[m]	[m]	[m]	[m]	[m]
49.50	42.00	50.00	42.00	50.00	38.00		

Strato: PARATIA_4 Descrizione:
Terreno : PARATIA

X	Y	X	Y	X	Y	X	Y
[m]	[m]	[m]	[m]	[m]	[m]	[m]	[m]
49.50	38.00	50.00	38.00	50.00	32.00		

Strato: RIPORTO Descrizione:
Terreno : SOIL_1

X	Y	X	Y	X	Y	X	Y
[m]	[m]	[m]	[m]	[m]	[m]	[m]	[m]
0.00	51.85	49.50	51.85				

PROFILI FALDE FREATICHE

Falda: LMM Descrizione: LIVELLO MEDIO MARE

X	Y	Y	P	X	Y	Y	P
[m]	[m]	[m]	[kN/m²]	[m]	[m]	[m]	[kN/m²]
50.00	50.00	43.50		100.00	50.00	43.50	

CARICHI

Forza : TIRANTE Descrizione :
Intensità [kN] = 200.00 Inclinazione [°] = -90.00
Passo [m] = 1.79

Pressione : SOVRACCARICO Descrizione : SOVRACCARICO DA 40 kPA
Intensità [kN/m²] = 52.00 Inclinazione [°] = 0.00
Ascissa [m] : Da = 0.00 To = 49.50

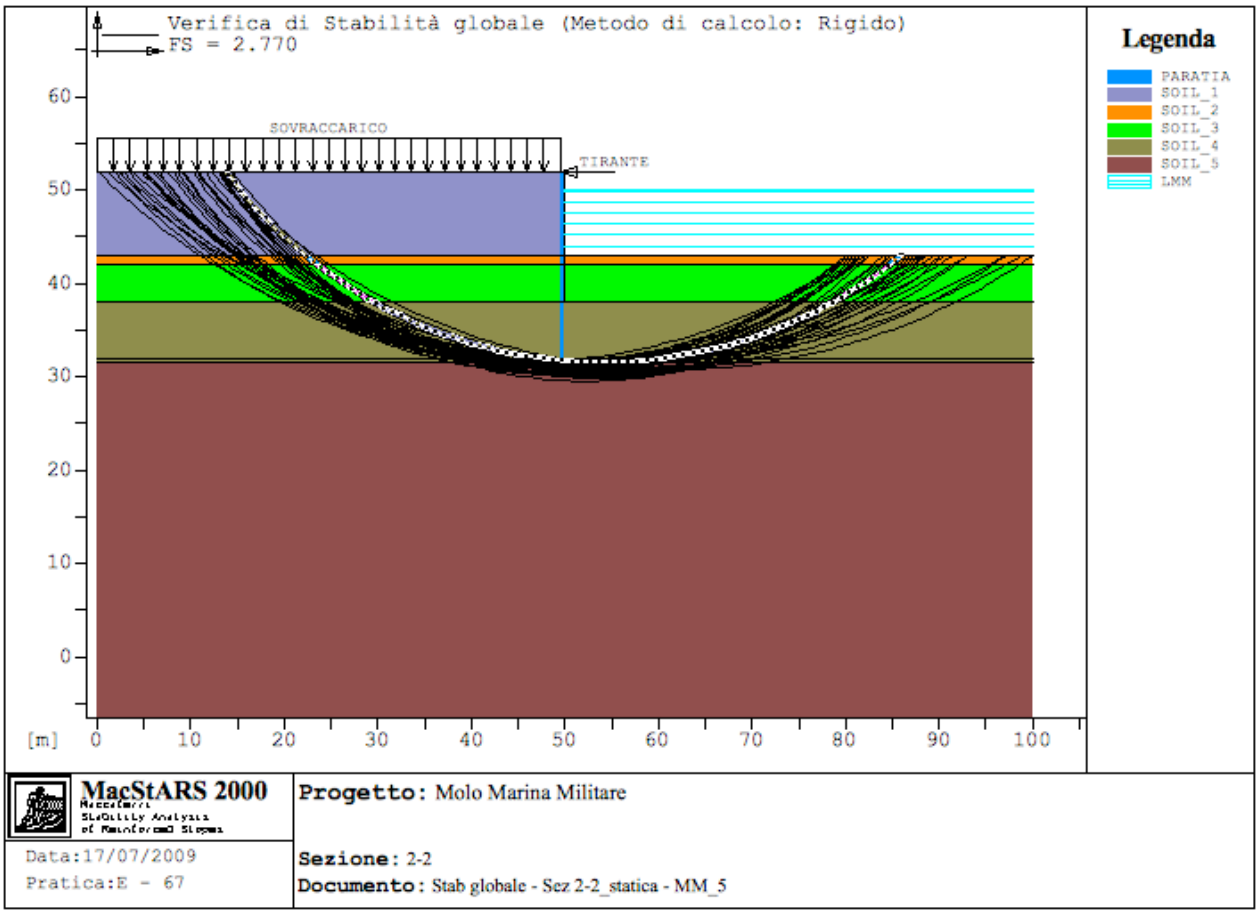
VERIFICHE

Verifica di stabilità globale :
Calcolo delle forze nei rinforzi col metodo rigido
Ricerca delle superfici critiche col metodo di Bishop
Coefficiente di sicurezza minimo calcolato : 2.770

Intervallo di ricerca delle superfici

Segmento di partenza, ascisse [m]		Segmento di arrivo, ascisse [m]	
Primo punto	Secondo punto	Primo punto	Secondo punto
0.00	15.00	80.00	100.00

Numero punti avvio superfici sul segmento di partenza : 50
Numero totale superfici di prova : 500
Lunghezza segmenti delle superfici [m] : 1.00
Angolo limite orario [°] : 0.00
Angolo limite antiorario [°] : 0.00



Quindi risulta **Fs=2,77** > 1,1 *verifica soddisfatta*

11.2.1.2 Condizioni sismiche

CARICHI

Forza : TIRANTE Descrizione :
Intensità [kN] = 200.00 Inclinazione [°] = -90.00
Passo [m] = 1.79

Pressione : SOVRACCARICO Descrizione : SOVRACCARICO DA 40 kPA
Intensità [kN/m²] = 24.00 Inclinazione [°] = 0.00
Ascissa [m] : Da = 0.00 To = 49.50

Sisma :
Accelerazione [m/s²] : Orizzontale = 0.86 Verticale = 0.43

VERIFICHE

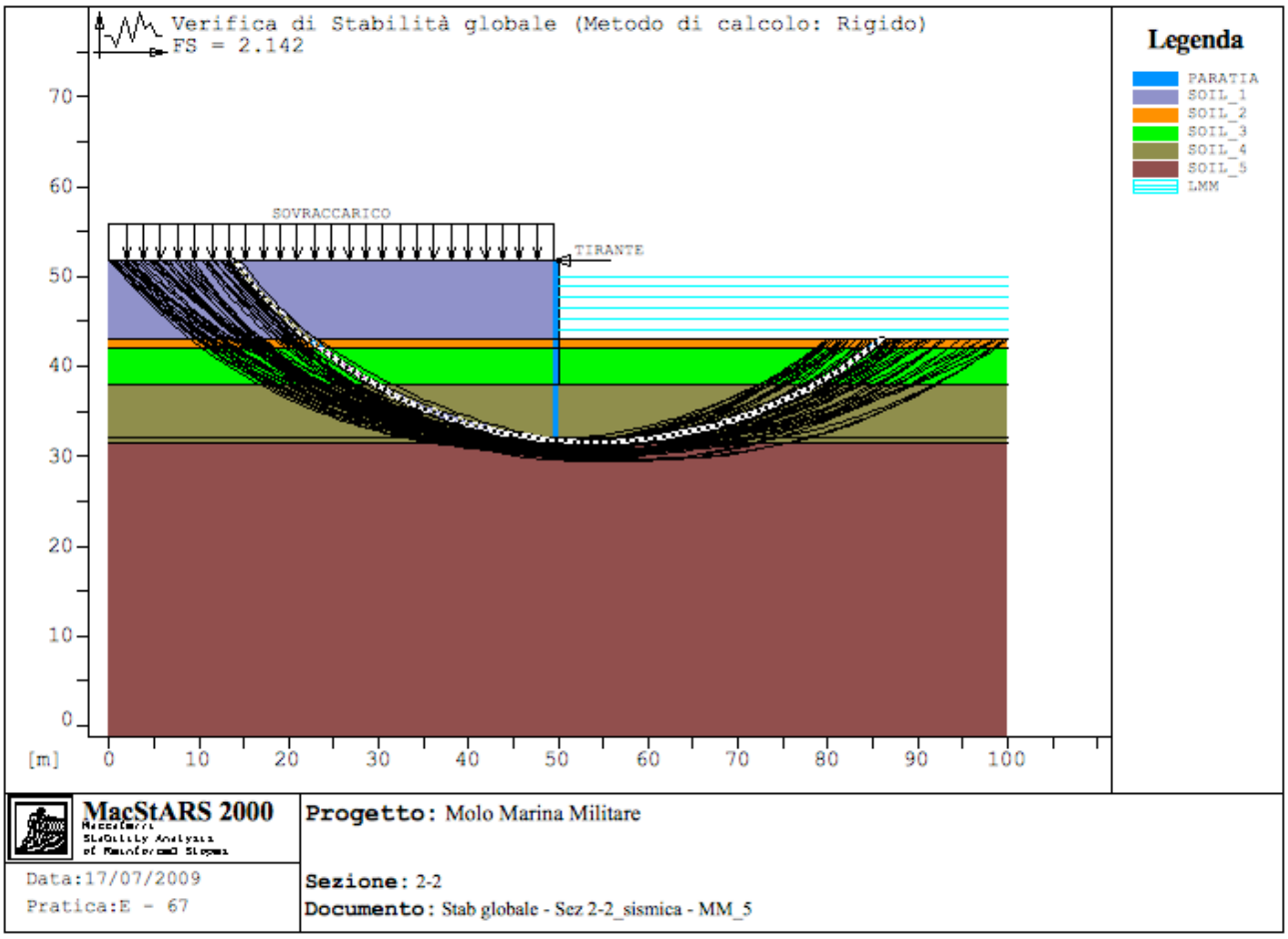
Verifica di stabilità globale :
Calcolo delle forze nei rinforzi col metodo rigido
Ricerca delle superfici critiche col metodo di Bishop
Coefficiente di sicurezza minimo calcolato : 2.142

Intervallo di ricerca delle superfici

Segmento di partenza, ascisse [m]		Segmento di arrivo, ascisse [m]	
Primo punto	Secondo punto	Primo punto	Secondo punto
0.00	15.00	80.00	100.00

Numero punti avvio superfici sul segmento di partenza : 50
Numero totale superfici di prova : 500

Lunghezza segmenti delle superfici [m] : 1.00
Angolo limite orario [°] : 0.00
Angolo limite antiorario [°] : 0.00



Quindi risulta **Fs=2,14** > 1,1 *verifica soddisfatta*

11.3 VERIFICHE SLU STRUTTURALE (STRU)

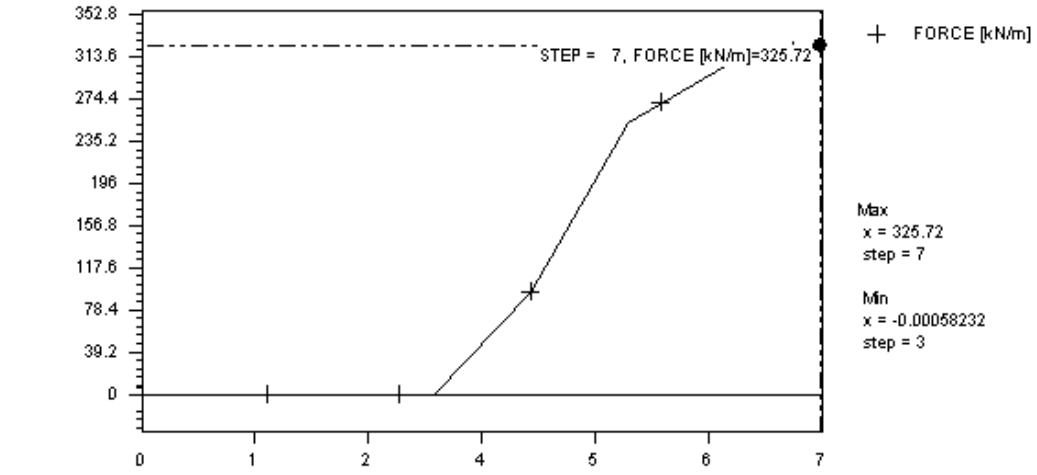
11.3.1 Raggiungimento della resistenza in uno o più ancoraggi

Le sollecitazioni significative rispetto alle quali condurre la verifica sono:

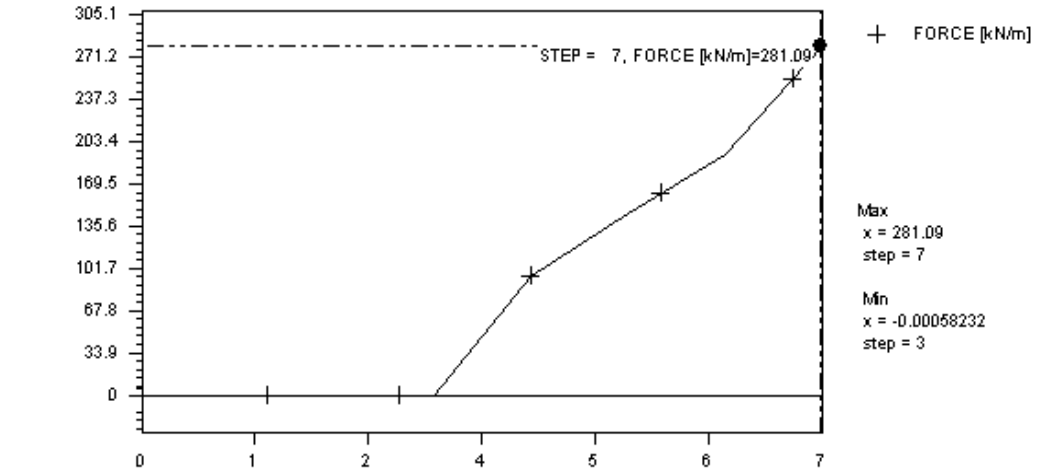
sforzo normale massimo $N_{Ed} = 422{,}2$ kN / m

interasse tiranti $i = 1{,}79$ m

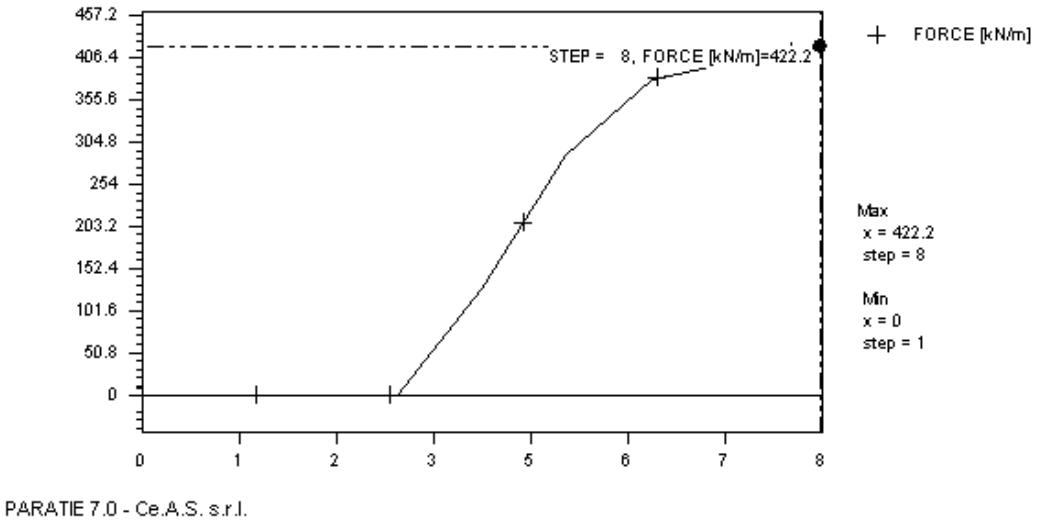
sforzo normale massimo $N_{Ed} = 755{,}7$ kN sul singolo tirante



HISTORY 0 – SFORZO TIRANTI



HISTORY 1 – SFORZO TIRANTI



HISTORY 2 – SFORZO TIRANTI

Resistenze di progetto

Sforzo normale resistente

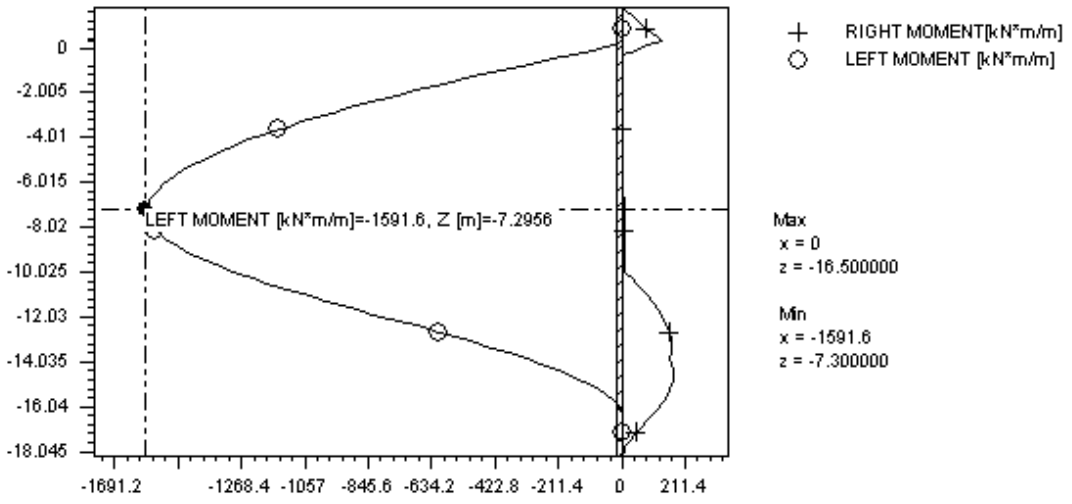
$$N_{t,Rd} = \frac{A \cdot \sigma_s}{\gamma_{M0}} = \frac{38{,}48 \cdot 35{,}50}{1{,}05} = 1301 \text{ kN}$$

Quindi risulta

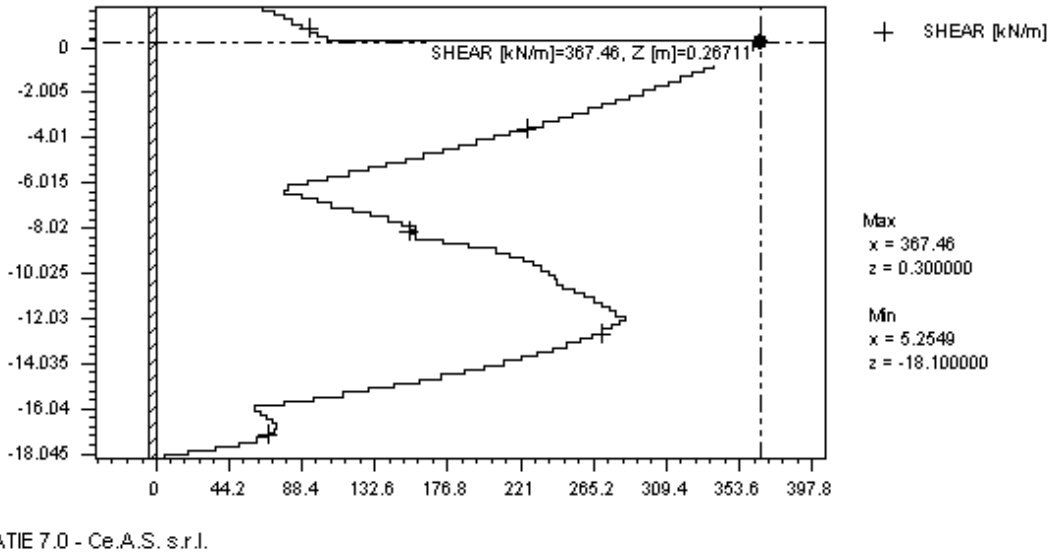
$$\frac{N_{Ed}}{N_{t,Rd}} = \frac{755{,}7}{1301{,}0} = 0{,}58 \le 1 \qquad \textit{verifica soddisfatta}$$

11.3.2 Raggiungimento della resistenza della paratia

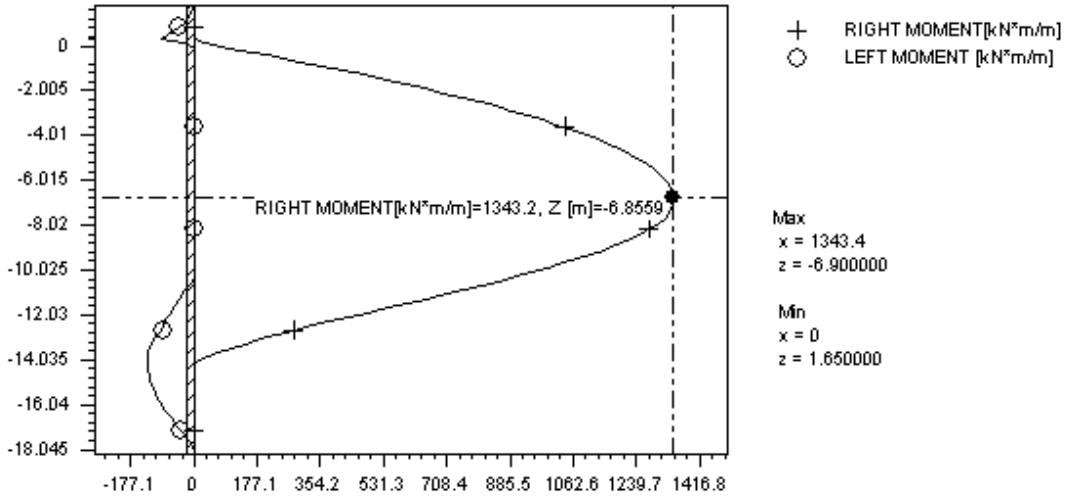
Si riportano anche i diagrammi più significativi del momento flettente e del taglio.



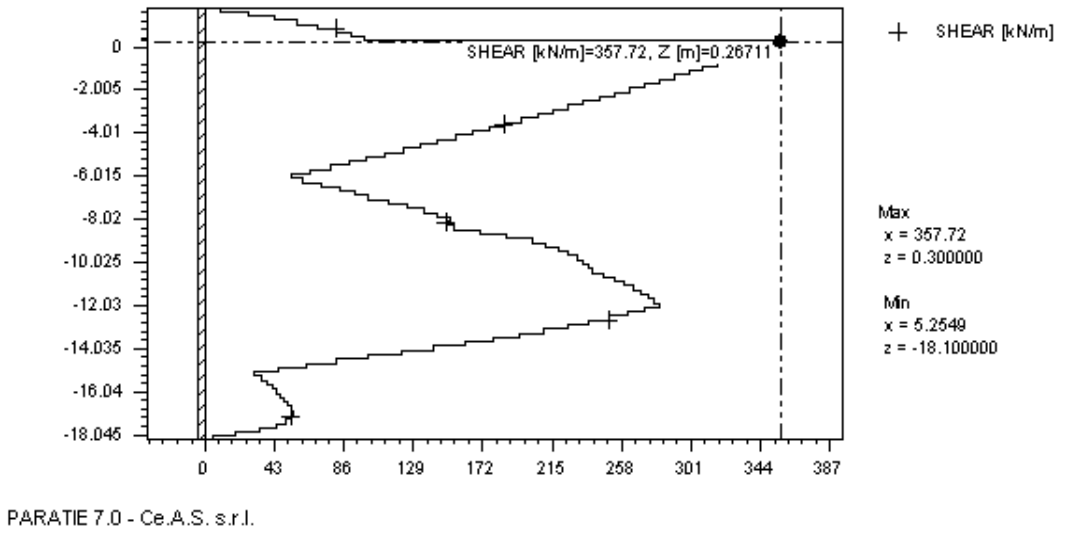
INVILUPPO MOMENTO FLETTENTE PARATIA SX



INVILUPPO TAGLIO PARETE SX



INVILUPPO MOMENTO FLETTENTE PARETE DX



INVILUPPO TAGLIO PARETE DX

Effetti delle azioni di progetto

In questo caso le sollecitazioni significative rispetto alle quali condurre la verifica sono:

Momento flettente max	M_d = 1591,5 kN m /m	quota – 7,3 m
Taglio	T_d = 367,5 kN /m	quota + 0,3 m

Resistenze di progetto

La sezione in base alla classificazione del nuovo testo risulta essere in classe 4 e quindi saranno utilizzati i moduli di resistenza elastici effettivi per la verifica a flessione.

Resistenza a taglio $$V_{c,Rd} = \frac{A_v \cdot f_{yk}}{\sqrt{3} \cdot \gamma_{M0}}$$

Per semplicità si considera per la verifica a taglio la sola sezione del profilo HZ575A trascurando il contributo del profilo AZ13.

Abbiamo quindi $A_v = A - 2 \cdot b \cdot t_f + (t_w + 2 \cdot r) \cdot t_f$ essendo A l'area della sezione del profilo, b la larghezza delle ali, t_f lo spessore delle ali, t_w lo spessore dell'anima ed r il raggio di raccordo tra l'anima e le ali.

Otteniamo:

$$V_{c,Rd} = \frac{A_v \cdot f_{yk}}{\sqrt{3} \cdot \gamma_{M0}} = \frac{6456 \cdot 390}{\sqrt{3} \cdot 1{,}05} = 1384453 \text{ N}$$

Quindi risulta $\frac{V_{Ed}}{V_{c,Rd}} = \frac{367{,}5 \cdot 1{,}79}{1384{,}4} = 0{,}48 \leq 1$ *verifica soddisfatta*

Momento resistente $$M_{c,Rd} = \frac{W_{elast,y} \cdot f_{yk}}{\gamma_{M0}} = 2122{,}7 \text{ kN m}$$

Quindi risulta $\frac{M_{Ed}}{M_{c,Rd}} = \frac{1591{,}5}{2026{,}0} = 0{,}79 \leq 1$ *verifica soddisfatta*

11.3.3 Raggiungimento della resistenza della trave di coronamento

Valgono le stesse considerazioni fatte per la sez. 1-1 ed avendo inoltre una sollecitazione inferiore nei tiranti della sezione in esame (422,2 kN/m), tutte le verifiche risultano automaticamente soddisfatte.

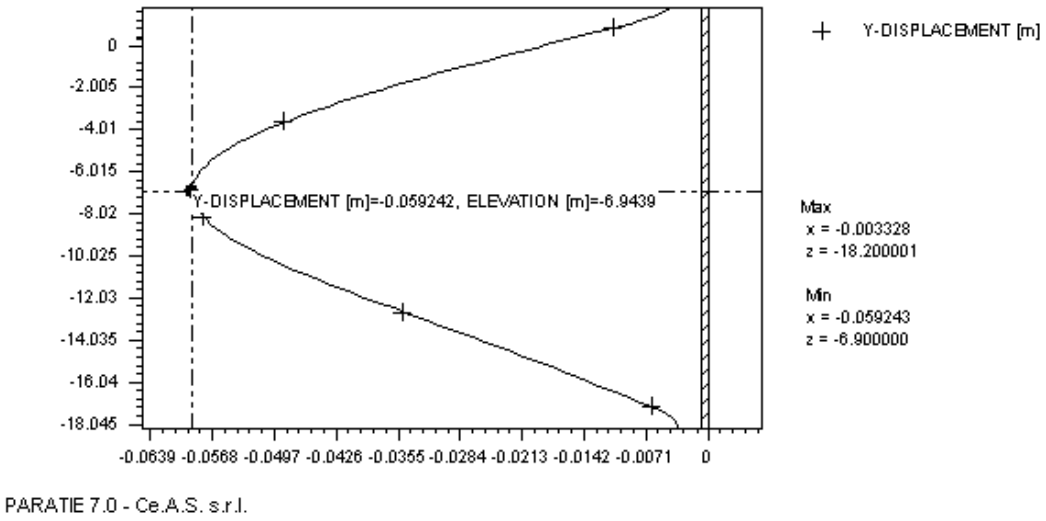
11.4 VERIFICHE ALLO STATO LIMITE DI ESERCIZIO – SLE

Le verifiche significative per questo tipo di struttura sono:

verifica deformabilità della parete.
verifica di fessurazione nelle strutture in c.a.

11.4.1 Verifica deformabilità palancole

Si controllano le deformazioni relative alla condizione allo stato limite di esercizio



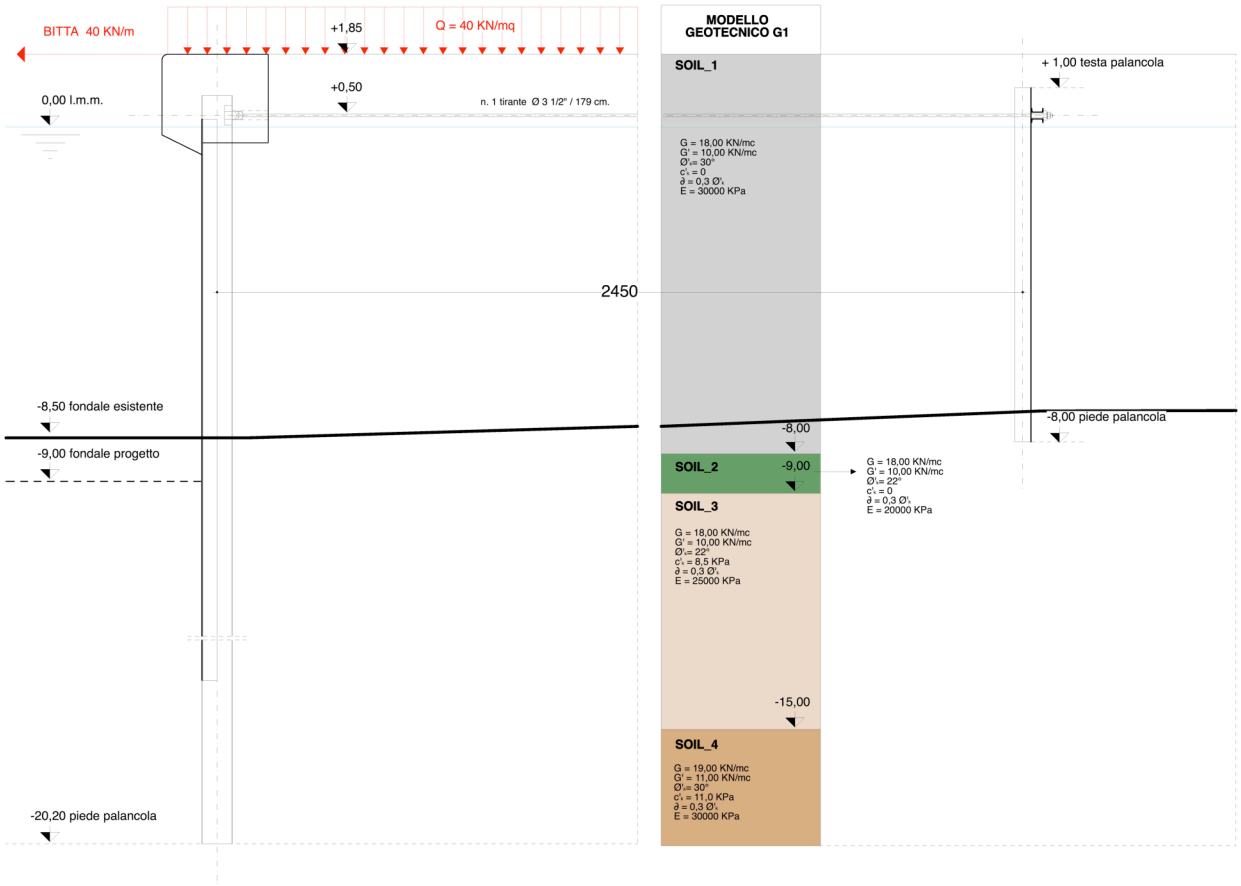
HISTORY 3 – DEFORMAZIONI SLE

Deformata massima a quota – 6,90 l.m.m. pari a 59 mm, corrispondente a circa il 0,55 % dell'altezza libera della palancola. *Si ritiene essere un valore accettabile.*

11.4.2 Verifica fessurazione trave di coronamento

Valgono le stesse considerazioni effettuate per la verifica a SLU dell'elemento, pertanto le verifiche in oggetto si ritengono automaticamente soddisfatte.

12 SEZIONE 3 – 3 PARETE SINGOLA CON CONTRASTO



SEZIONE 3 - 3

Caratteristiche del palancolato di banchina

Profilo principale	HZ 775 C	lunghezza L = 21,00 m
Palancola intermedia	AZ 18	lunghezza L = 17,00 m
Momento d'inerzia	J = 249400 cm^4 / m	
Modulo di elasticità	W = 6610 cm^3 / m	
Acciaio	S 390 GP	

Caratteristiche del palancolato di contrasto

Palancola	AZ 36	lunghezza L = 9,00 m
Momento d'inerzia	J = 82800 cm^4 / m	
Modulo di elasticità	W = 3600 cm^3 / m	
Acciaio	S 390 GP	

Caratteristiche del tirante rifollato

diametro sezione utile	Ø = 70 mm
lunghezza	L = 24,50 m
interasse	I = 1,79 m
sezione	A = 3848 mm^2

In corrispondenza delle bitte tirante Ø 80
diametro sezione utile Ø = 80 mm
sezione A = 5026 mm^2

Carichi variabili
Carico distribuito in banchina Q = 40 KN/mq
Tiro su bitta F = 40 KN / ml di banchina
Modello geotecnico di riferimento **G1**

Accelerazioni pseudostatiche equivalenti relative alla paratia in esame e in base ai parametri definiti nel capitolo 7
Si è considerato uno spostamento max ammissibile di 10 cm.

Vita nominale	V_n =	**100**	
Classe dell'opera		**IV**	
S_T coefficiente amplificazione topografica	S_T =	**1**	
Categoria Suolo		**B**	
Quota banchina (l.m.m.)		**1,85**	m
Quota fondo scavo		**-9,00**	m
Quota testa palancola		**0,80**	m
Quota piede palancola		**-20,20**	m
Valore spostamento max ammisiibile u_s	u_s =	**0,10**	m
coefficiente d'uso	C_u =	2	
Periodo di riferimento	$V_R = C_u \cdot V_n$ =	200	

parametri sismici relativi al sito

Stato Limite	P_{VR} [%]	T_R [anni]	a_g [g]	F_0 [-]
SLD	63	201,1561	0,08276	2,53509
SLV	10	1898,2443	0,19175	2,38143

parametri geometrici di riferimento

Altezza libera	H =	10,85	m
infissione	I =	11,20	m
Altezza complessiva paratia	L =	20,05	m

Metodo pseudo statico

accelerazione equivalente $a_h = K_h \cdot g$
a_v = 0 per le paratie

a_h può essere legata all'accelerazione di picco a_{max} attesa nel volume di terreno significativo per l'opera attreverso la relazione:

$a_h = K_h \cdot g = \alpha \cdot \beta \, a_{max}$

a dipende dall'altezza complessiva della paratia H e dalla categoria di sottosuolo mediante il grafico 7.11.2

α = 0,93

b può essere stimato in base al grafico 7.11.3 dell'NTC, ed è funzione del massimo spostamento u_s ammissibile della paratia considerando i limiti.

per u_s = 0	β =	1	
$u_s \leq 0{,}005$ H	$u_s \leq$	0,11025	m
valore assunto	u_s =	0,10	m
per cui si ricava per β	β =	0,4	
accelerazione di picco	a_{max} =	$S_S \cdot S_T \cdot a_g$	

S_S coefficiente amplificazione stratigrafica
a_g accelerazione orizz. max attesa su sito di riferimento rigido fornita dalla norma

SLD	S_S =	1,6		
SLV	S_S =	1,4977		
SLD	a_{max} =	$S_S \cdot S_T \cdot a_{g=}$	0,132	
SLV	a_{max} =	$S_S \cdot S_T \cdot a_{g=}$	0,287	
	$\alpha \cdot \beta$ =	0,12	comunque ≥ 0,20	
SLD	a_h =	$\alpha \cdot \beta \, a_{max}$=	**0,026**	[g]
SLV	a_h =	$\alpha \cdot \beta \, a_{max}$=	**0,057**	[g]

12.1 RISULTATI ANALISI CON "*PARATIE*"

Si riportano in sintesi i risultati dell'analisi per ciascuna storia di carico

Palancolato principale

HISTORY	STATI LIMITE	COMBINAZIONI	M_d	Z	V_d	Z	N_d	D	Z
			[KNm]	[m]	[KNm]	[m]	[KN]	[m]	[m]
0	SLU **STRU**	AP1 COMB 1	1113,20	-6,30	323,35	0,50	415,08	0,096	-6,30
1	SLU **STRU**	AP1 COMB 1+SLV	1191,20	-6,90	277,16	0,50	297,40	0,097	-7,50
2	SLU **GEO**	AP1 COMB 2	1540,90	-7,10	370,37	0,50	407,21	0,179	-6,10
		AP1 COMB 2+SLV	1903,20	-7,70	397,83	0,50	427,83	0,218	-6,90
3	**SLE**		847,19	-6,30	229,94	0,50	253,45	0,064	-6,70
	SLE+ SLD		939,65	-6,70	232,70	0,50	264,31	0,074	-7,10

Palancolato di contrasto

HISTORY	STATI LIMITE	COMBINAZIONI	M_d	Z	V_d	Z	D	Z
			[KNm]	[m]	[KNm]	[m]	[m]	[m]
0	SLU **STRU**	AP1 COMB 1	438,88	-1,70	358,24	0,50	0,034	+1,00
1	SLU **STRU**	AP1 COMB 1+SLV	275,95	-1,50	253,68	0,50	0,019	+1,00
2	SLU **GEO**	AP1 COMB 2	767,43	-3,10	376,67	0,50	0,118	+1,00
		AP1 COMB 2+SLV	809,00	.3,10	397,29	0,50	0,126	+1,00
3	**SLE**		206,20	-1,30	209,72	0,50	0,013	+1,00
	SLE+ SLD		214,62	-1,30	220,58	0,50	0,014	+1,00

M_d momento flettente di progetto

V_d taglio di progetto

Nd sforzo normale di progetto

D deformazione

Z quota relativa al valore della sollecitazione indica nella casella posta a sinistra

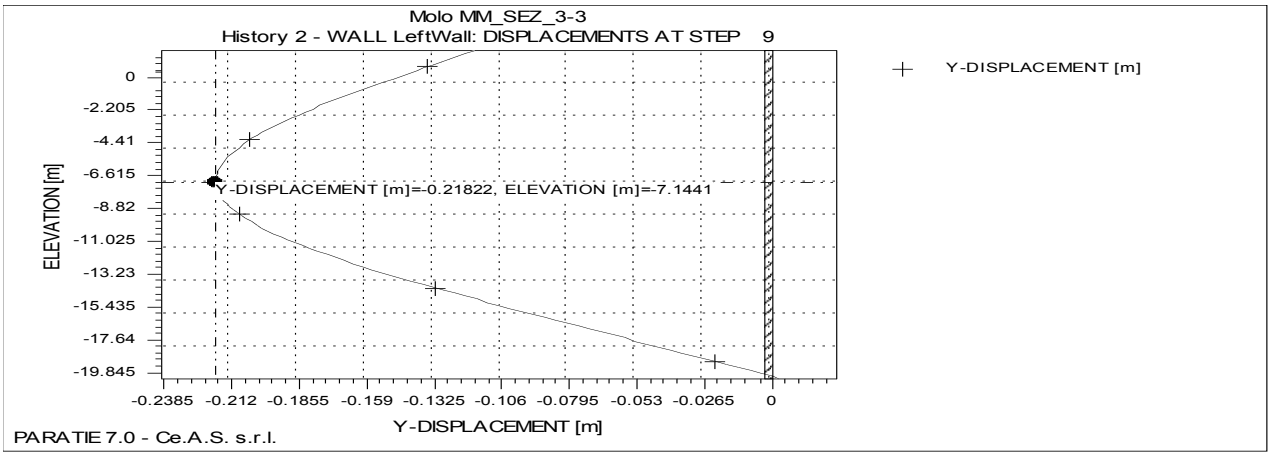
I risultati completi dell'analisi compreso i dati di input sono contenuti nel CD allegato alla presente relazione.

12.2 VERIFICHE A SLU GEO E DI TIPO IDRAULICO (UPL E HYD)

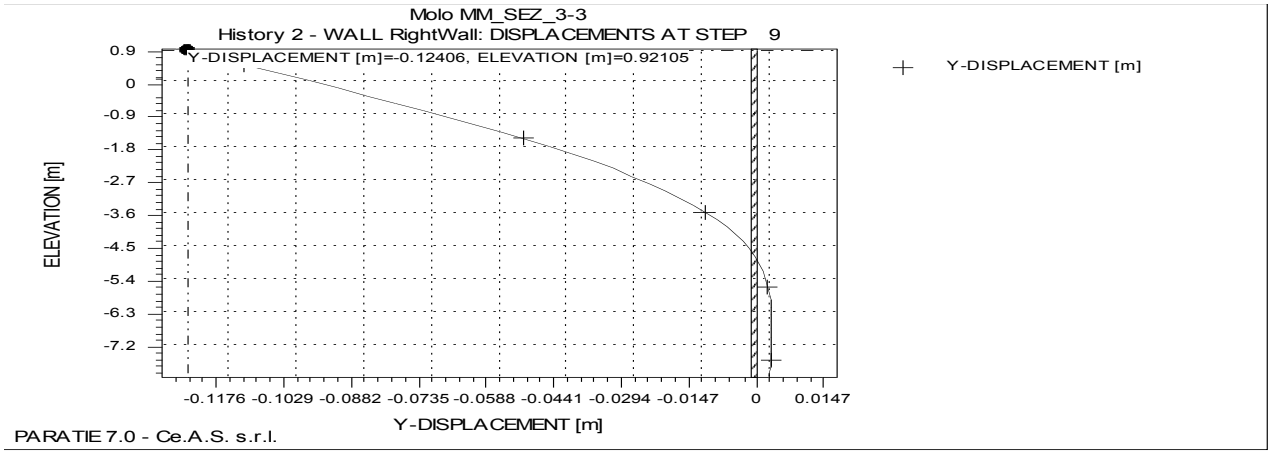
L'analisi della struttura composta dalla doppia paratia effettuata con il software "*Paratie*", con la configurazione geometrica indicata nella sezione 3-3 e applicando il modello geotecnico G1, restituisce soluzioni convergenti, pertanto, per quanto detto al paragrafo 9.1, risultano verificati gli stati limite 1 – 5 – 6

1 - collasso per rotazione intorno a un punto dell'opera (atto moto rigido)
5 - instabilità del fondo scavo per sollevamento
6 - sifonamento del fondo scavo

Si riportano i grafici delle deformazioni delle due paratie relativamente alla History 02 sicuramente la più gravosa per gli stati limite in esame.
I risultati completi dell'analisi compreso i dati di input sono contenuti nel CD allegato alla presente relazione.



Deformata paratia principale – History 02



Deformata paratia di contrasto – History 02

La deformabilità massima della palancola principale risulta pari a 0,218 m a quota – 7,14 m rispetto a l.m.m., quella del palancolato di contrasto risulta di 0,12 m in corrispondenza della testa della palancola. I diagrammi della deformabilità confermano il comportamento complessivamente corretto della struttura di sostegno. Il valore del massimo spostamento resta in limiti accettabili, anche se in questo caso conta più l'aspetto "qualitativo" del comportamento della paratia che l'aspetto quantitativo, infatti per le verifiche di deformabilità si rinvia al paragrafo relativo allo stato limite di esercizio.

12.2.1 Instabilità globale dell'insieme terreno-opera

Le verifiche della sezione in esame sono riconducibili a quelle della sez 1-1, pertanto si ritengono già soddisfatte senza la necessità di ulteriori approfondimenti.

12.3 VERIFICHE STRUTTURALE (STRU)

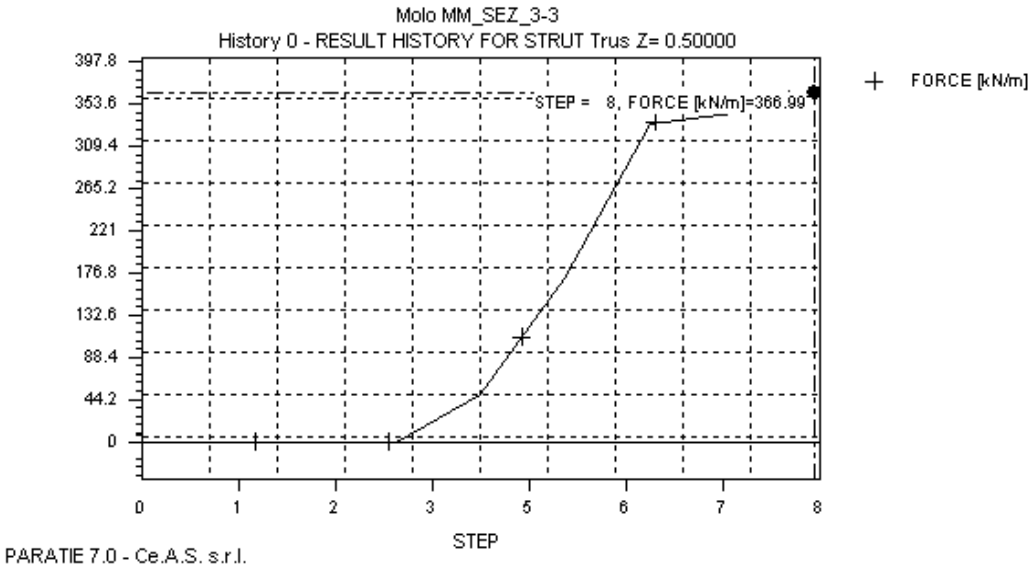
12.3.1 Raggiungimento della resistenza in uno o più ancoraggi

Le sollecitazioni significative rispetto alle quali condurre la verifica sono:

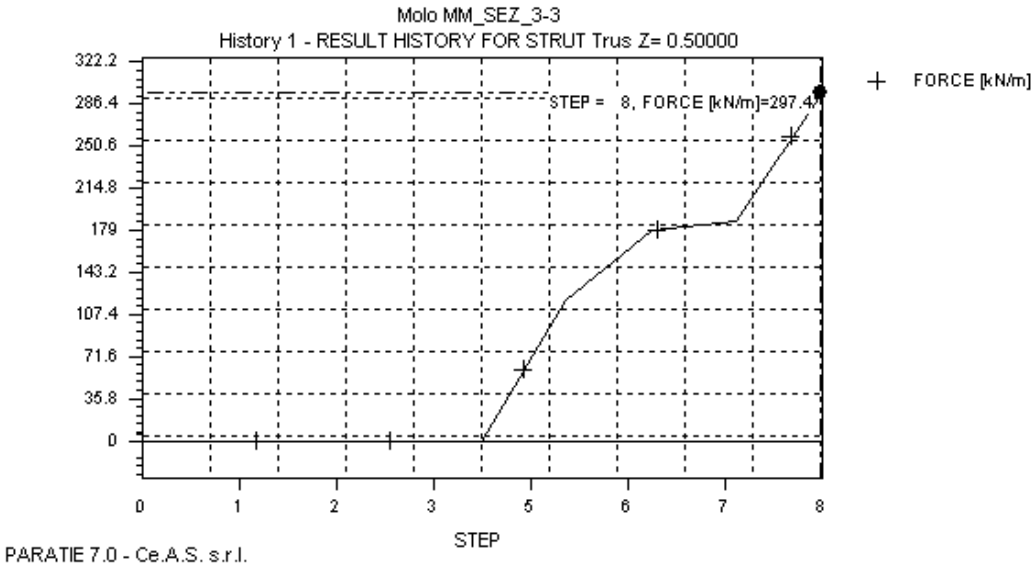
sforzo normale massimo N = 427,8 kN / m

interasse tiranti i = 1,79 m

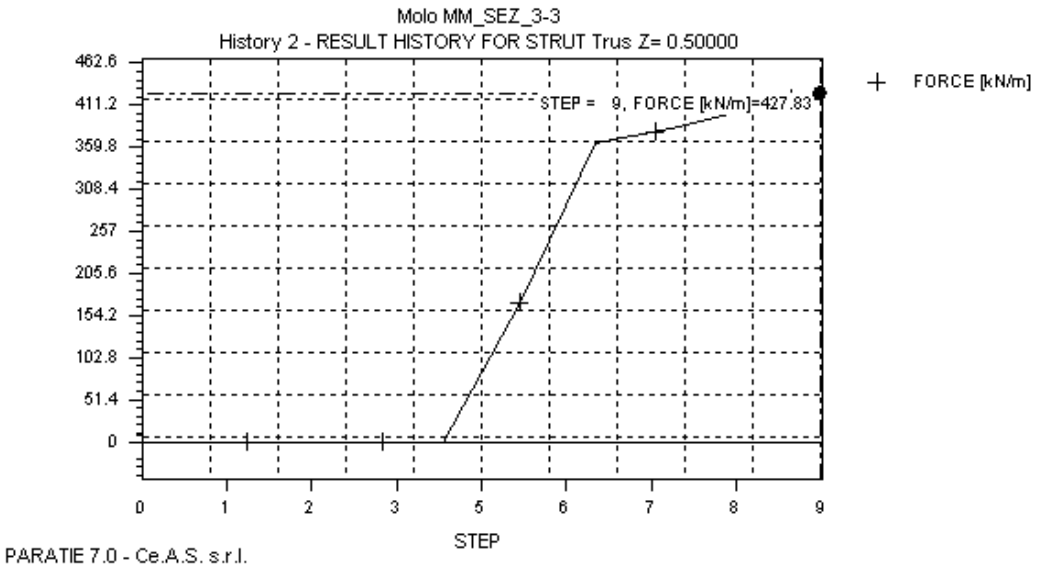
sforzo normale massimo N_{Ed} = 765,7 kN sul singolo tirante



HISTORY 0 – SFORZO TIRANTI



HISTORY 1 – SFORZO TIRANTI



HISTORY 2 – SFORZO TIRANTI

Resistenze di progetto

Sforzo normale resistente

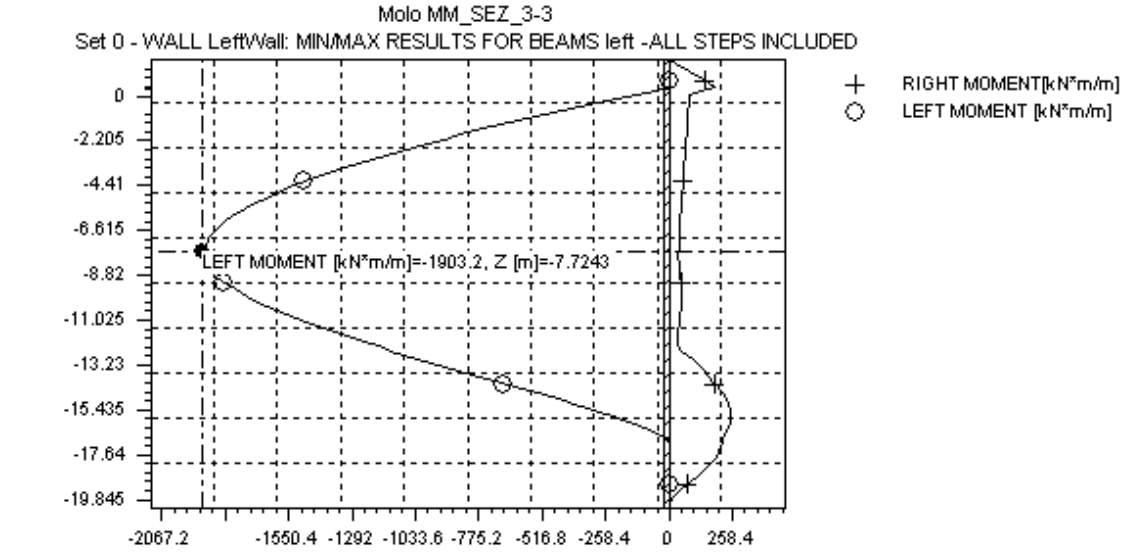
$$N_{t,Rd} = \frac{A \cdot \sigma_s}{\gamma_{M0}} = \frac{38{,}48 \cdot 35{,}50}{1{,}05} = 1301 \text{ kN}$$

Quindi risulta

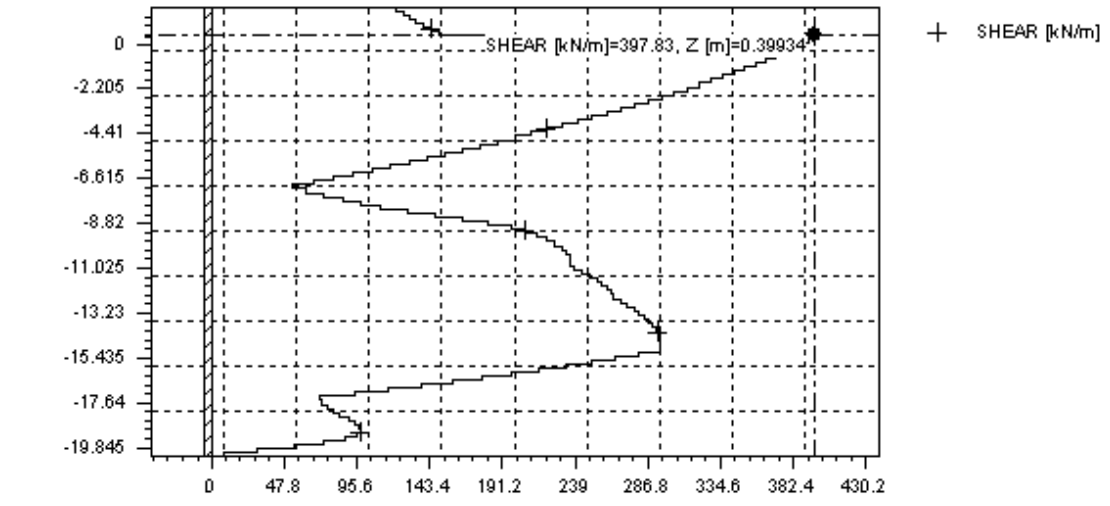
$$\frac{N_{Ed}}{N_{t,Rd}} = \frac{765{,}8}{1301{,}0} = 0{,}59 \le 1 \qquad \textit{verifica soddisfatta}$$

12.3.2 Raggiungimento della resistenza della paratia

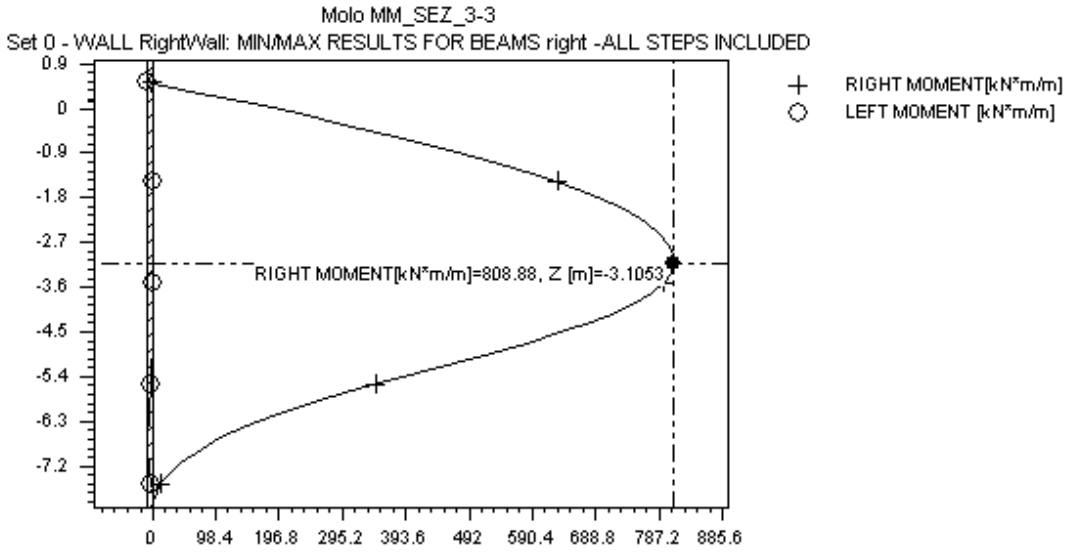
Si riportano anche i diagrammi più significativi del momento flettente e del taglio.



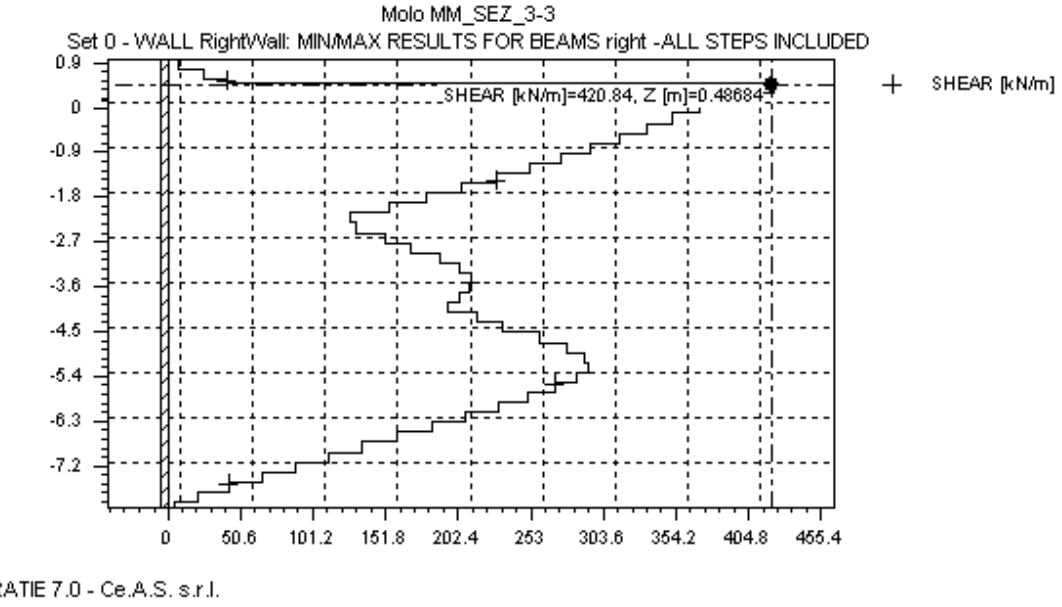
INVILUPPO MOMENTO FLETTENTE PALANCOLA PRINCIPALE



INVILUPPO TAGLIO PALANCOLA PRINCIPALE



INVILUPPO MOMENTO FLETTENTE PARETE DI CONTRASTO



INVILUPPO TAGLIO PARETE DI CONTRASTO

Effetti delle azioni di progetto

In questo caso le sollecitazioni significative rispetto alle quali condurre la verifica sono:

Palancola principale:

Momento flettente max	M_d = 1903,2 kN m /m	quota – 7,7 m
Taglio	T_d = 397,8 kN /m	quota + 0,5 m

Contrasto:

Momento flettente max	M_d = 808,9 kN m /m	quota – 3,1 m
Taglio	T_d = 420,8 kN /m	quota + 0,5 m

Resistenze di progetto **parete SX** (Combinazione HZ775C-12/AZ18)

La sezione in base alla classificazione del nuovo testo risulta essere in classe 4 e quindi saranno utilizzati i moduli di resistenza elastici effettivi per la verifica a flessione.

Resistenza a taglio $V_{c,Rd} = \dfrac{A_v \cdot f_{yk}}{\sqrt{3} \cdot \gamma_{M0}}$

Per semplicità si considera la sola sezione del profilo HZ775C trascurando il contributo del profilo AZ18.

Abbiamo quindi $A_v = A - 2 \cdot b \cdot t_f + (t_w + 2 \cdot r) \cdot t_f$ essendo A l'area della sezione del profilo, b la larghezza delle ali, t_f lo spessore delle ali, t_w lo spessore dell'anima ed r il raggio di raccordo tra l'anima e le ali.

Otteniamo:

$$V_{c,Rd} = \frac{A_v \cdot f_{yk}}{\sqrt{3} \cdot \gamma_{M0}} = \frac{6808 \cdot 390}{\sqrt{3} \cdot 1{,}05} = 1464226\,\text{N}$$

Quindi risulta $\dfrac{V_{Ed}}{V_{c,Rd}} = \dfrac{397{,}8 \cdot 1{,}79}{1464{,}2} = 0{,}49 \le 1$ *verifica soddisfatta*

Momento resistente $M_{c,Rd} = \dfrac{W_{elast,y} \cdot f_{yk}}{\gamma_{M0}} = 2455{,}1$ kN m

Quindi risulta $\dfrac{M_{Ed}}{M_{c,Rd}} = \dfrac{1903{,}2}{2455{,}1} = 0{,}78 \le 1$ *verifica soddisfatta*

Resistenze di progetto **parete DX** di contrasto (profilo AZ36)

La massima tensione tangenziale risulta essere pari, secondo la teoria di Jourawsky :

$$\tau_{Ed} = \frac{S^I \cdot T}{J \cdot b} = \frac{1050 \cdot 466300}{82800 \cdot 2 \cdot 1{,}4} = 1906\ \text{N/cm}^2$$

Otteniamo:

$$\frac{\tau_{Ed}}{f_{yk} \Big/ \sqrt{3} \cdot \gamma_{M0}} = 0{,}1 \le 1 \qquad \textit{verifica soddisfatta}$$

Momento resistente $M_{c,Rd} = \frac{W_{elast,y} \cdot f_{yk}}{\gamma_{M0}} = 1337{,}1$ kN m

Quindi risulta $\frac{M_{Ed}}{M_{c,Rd}} = \frac{808{,}9}{1337{,}1} = 0{,}60 \leq 1$ *verifica soddisfatta*

12.3.3 Raggiungimento della resistenza della trave di coronamento

Valgono le stesse considerazioni fatte per la sez. 1-1 ed avendo inoltre una sollecitazione inferiore nei tiranti della sezione in esame (427,8 kN/m), tutte le verifiche risultano automaticamente soddisfatte.

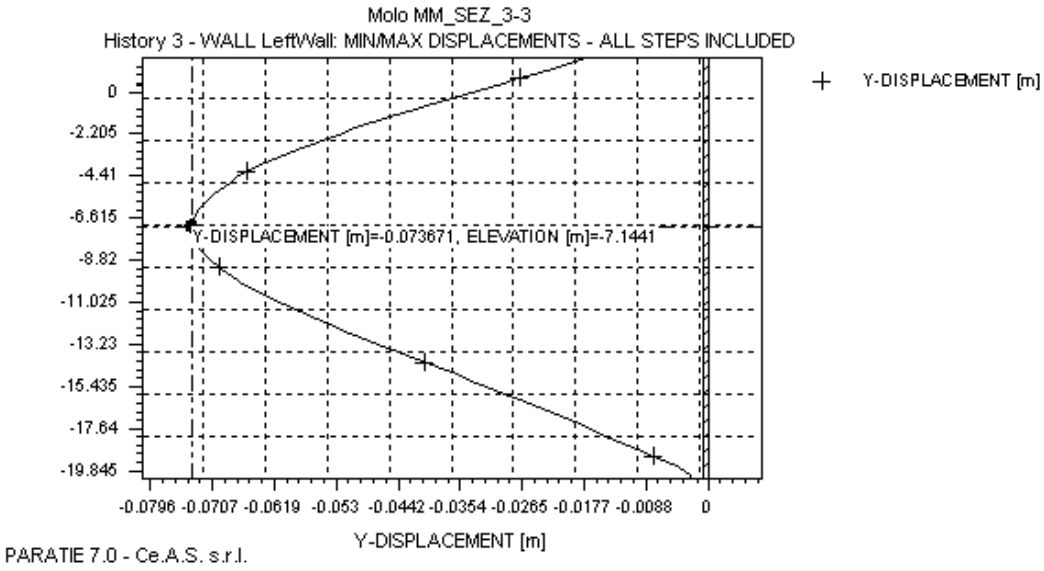
12.4 VERIFICHE ALLO STATO LIMITE DI ESERCIZIO - SLE

Le verifiche significative per questo tipo di struttura sono:

verifica deformabilità della parete.
verifica di fessurazione nelle strutture in c.a.

12.4.1 Verifica deformabilità palancole

Si controllano le deformazioni relative alla condizione allo stato limite di esercizio



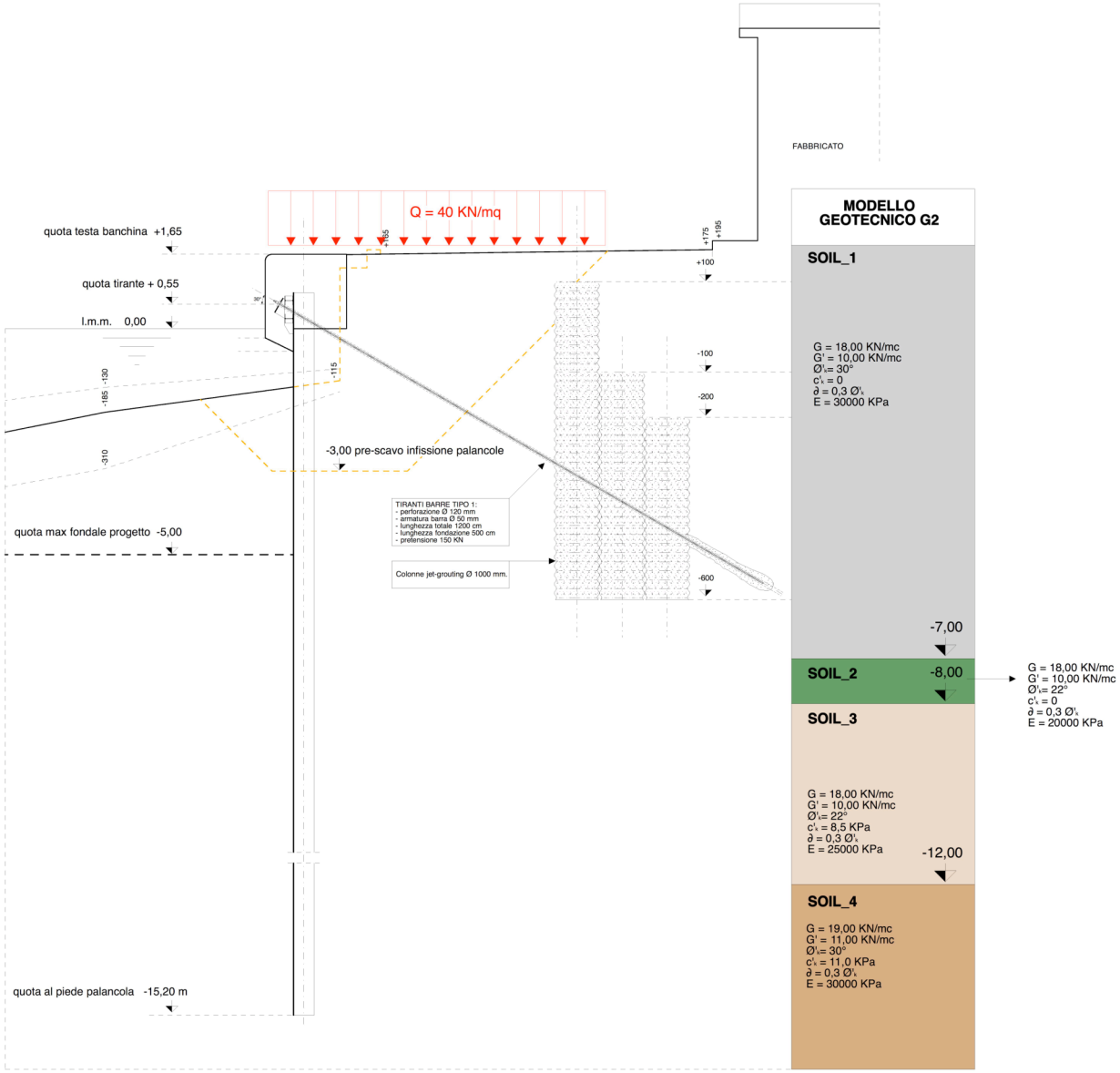
HISTORY 3 – DEFORMAZIONI SLE

Deformata massima a quota – 7,10 l.m.m. pari a 74 mm.
Valore accettabile.

12.4.2 Verifica fessurazione trave di coronamento

Valgono le stesse considerazioni effettuate per la verifica a SLU dell'elemento, pertanto le verifiche in oggetto si ritengono automaticamente soddisfatte.

13 SEZIONE 4 – 4 PARETE SINGOLA TIRANTATA



SEZIONE 4 - 4

Caratteristiche del palancolato di banchina

Palancola	AZ 26 lunghezza L = 16,00 m
Momento d'inerzia	J = 55510 cm^4 / m
Modulo di elasticità	W = 2600 cm^3 / m
Acciaio	S 390 GP

Caratteristiche del tirante

diametro sezione utile	Ø = 50 mm
lunghezza	L = 12,00 m
interasse	I = 1,26 m
sezione	A = 1963 mm^2
Acciaio	Bst 500 S

Carichi variabili
Carico distribuito in banchina Q = 40 KN/mq
Tiro su bitta F = 40 KN / ml di banchina
Modello geotecnico di riferimento **G2**

Accelerazioni pseudostatiche equivalenti relative alla paratia in esame e in base ai parametri definiti nel capitolo 7
Si è considerato uno spostamento max ammissibile di 10 cm.

Vita nominale	V_n =	**100**	
Classe dell'opera		**IV**	
S_T coefficiente amplificazione topografica	S_T =	**1**	
Categoria Suolo		**E**	
Quota banchina (l.m.m.)		**1,85**	m
Quota fondo scavo		**-9,00**	m
Quota testa palancola		**0,80**	m
Quota piede palancola		**-15,20**	m
Valore spostamento max ammisiibile u_s	u_s =	**0,10**	m
coefficiente d'uso	C_u =	2	
Periodo di riferimento	$V_R = C_u \cdot V_n$ =	200	

parametri sismici relativi al sito

Stato Limite	P_{VR} [%]	T_R [anni]	a_g [g]	F_0 [-]
SLD	63	201,1561	0,08276	2,53509
SLV	10	1898,2443	0,19175	2,38143

parametri geometrici di riferimento

Altezza libera	H =	6,85	m
infissione	I =	10,20	m
Altezza complessiva paratia	L =	17,05	m

Metodo pseudo statico

accelerazione equivalente $a_h = K_h \cdot g$
a_v = 0 per le paratie

a_h può essere legata all'accelerazione di picco a_{max} attesa nel volume di terreno significativo per l'opera attreverso la relazione:

$a_h = K_h \cdot g = \alpha \cdot \beta \, a_{max}$

a dipende dall'altezza complessiva della paratia H e dalla categoria di sottosuolo mediante il grafico 7.11.2

α = 0,43

b può essere stimato in base al grafico 7.11.3 dell'NTC, ed è funzione del massimo spostamento u_s ammissibile della paratia considerando i limiti.

per u_s = 0	β =	1	
$u_s \leq 0{,}005$ H	$u_s \leq$	0,08525	m
valore assunto	u_s =	0,10	m
per cui si ricava per β	β =	0,4	
accelerazione di picco	a_{max} =	$S_S \cdot S_T \cdot a_g$	

S_S coefficiente amplificazione stratigrafica
a_g accelerazione orizz. max attesa su sito di riferimento rigido fornita dalla norma

SLD	S_S =	1,6		
SLV	S_S =	1,4977		
SLD	a_{max} =	$S_S \cdot S_T \cdot a_{g=}$	0,132	
SLV	a_{max} =	$S_S \cdot S_T \cdot a_{g=}$	0,287	
	$\alpha \cdot \beta$ =	0,17	comunque ≥ 0,20	
SLD	a_h =	$\alpha \cdot \beta \, a_{max}$=	**0,026**	[g]
SLV	a_h =	$\alpha \cdot \beta \, a_{max}$=	**0,057**	[g]

13.1 RISULTATI ANALISI CON "*PARATIE*"

Si riportano in sintesi i risultati dell'analisi per ciascuna storia di carico

HISTORY	STATI LIMITE	COMBINAZIONI	M_d	Z	V_d	Z	N_d	D	Z
			[KNm]	[m]	[KNm]	[m]	[KN]	[m]	[m]
0	SLU **STRU**	AP1 COMB 1	309,18	-3,65	175,08	0,55	312,23	0,044	-4,25
1	SLU **STRU**	AP1 COMB 1+SLV	309,40	-3,85	128,65	0,55	172,78	0,040	-4,45
2	SLU **GEO**	AP1 COMB 2	455,08	-4,05	187,20	0,55	261,34	0,069	-5,05
		AP1 COMB 2+SLV	567,34	-4,65	200,38	0,55	276,00	0,095	-5,45
3	**SLE**		240,71	-3,45	115,32	0,55	165,36	0,032	-4,45
	SLE+ **SLD**		256,55	-3,65	112,63	0,55	156,83	0,034	-4,45

M_d momento flettente di progetto

V_d taglio di progetto

Nd sforzo normale di progetto

D deformazione

Z quota relativa al valore della sollecitazione indica nella casella posta a sinistra

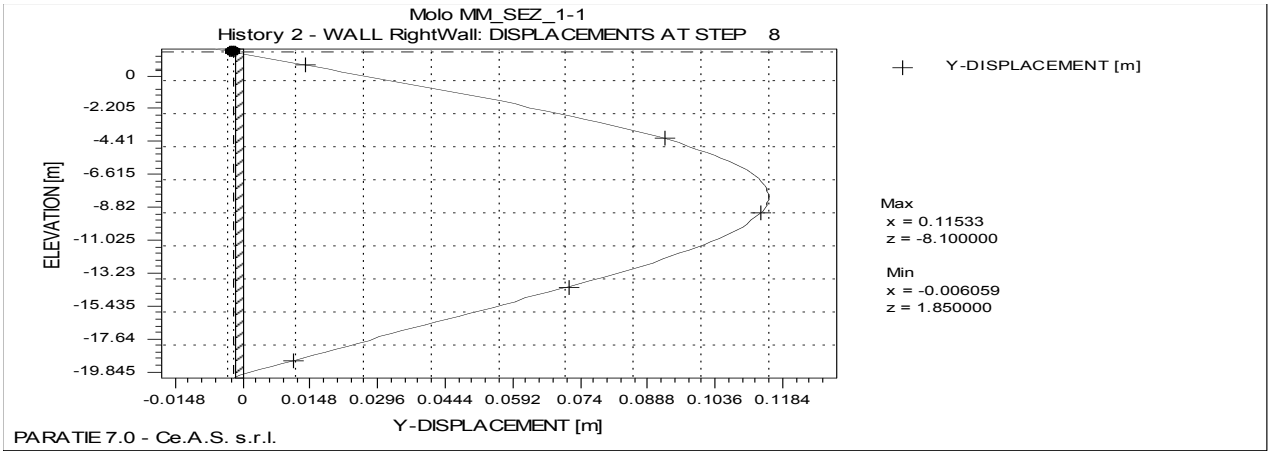
I risultati completi dell'analisi compreso i dati di input sono contenuti nel CD allegato alla presente relazione.

13.2 VERIFICHE A SLU GEO E DI TIPO IDRAULICO (UPL E HYD)

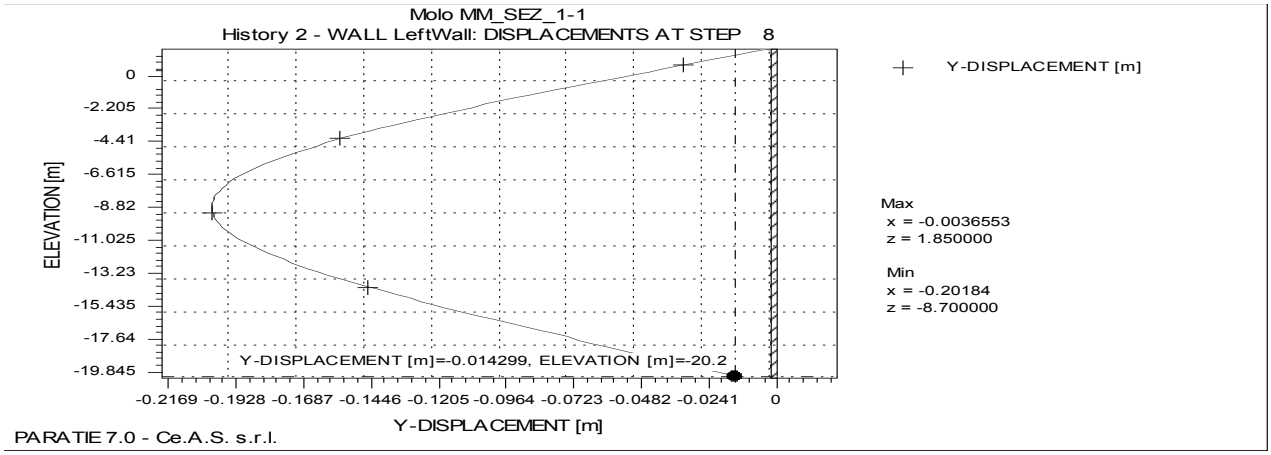
L'analisi della struttura composta dalla doppia paratia effettuata con il software "*Paratie*", con la configurazione geometrica indicata nella sezione 4-4 e applicando il modello geotecnico G1, restituisce soluzioni convergenti, pertanto, per quanto detto al paragrafo 9.1, risultano verificati gli stati limite 1 – 5 – 6

1 - collasso per rotazione intorno a un punto dell'opera (atto moto rigido)
5 - instabilità del fondo scavo per sollevamento
6 - sifonamento del fondo scavo

Si riportano i grafici delle deformazioni delle due paratie relativamente alla History 02 sicuramente la più gravosa per gli stati limite in esame.
I risultati completi dell'analisi compreso i dati di input sono contenuti nel CD allegato alla presente relazione.



Deformata paratia di destra – History 02



Deformata paratia di sinistra – History 02

La deformabilità massima della palancola risulta pari a 0,202 m a quota – 8,70 m rispetto a l.m.m.. Il diagramma della deformabilità conferma il comportamento complessivamente corretto della struttura di sostegno. Il valore del massimo spostamento resta in limiti accettabili, anche se in questo caso conta più l'aspetto "qualitativo" del comportamento della paratia che l'aspetto quantitativo, infatti per le verifiche di deformabilità si rinvia al paragrafo relativo allo stato limite di esercizio.

13.2.1 Instabilità globale dell'insieme terreno-opera

13.2.1.1Condizioni statiche

CARATTERISTICHE GEOTECNICHE DEI TERRENI

Terreno : PARATIA	Descrizione : PARATIA IN ACCIAIO		
Coesione	[kN/m²]	:	1999999991808.00
Angolo d'attrito	[°]	:	0.00
Rapporto di pressione interstiziale (Ru)		:	0.00
Peso specifico terreno secco	[kN/m³]	:	10.00
Peso specifico terreno saturo	[kN/m³]	:	10.00
Modulo elastico	[kN/m²]	:	0.00
Coefficiente di Poisson		:	0.30
Terreno : SOIL_1	Descrizione : Riempimento		
Coesione	[kN/m²]	:	0.00
Angolo d'attrito	[°]	:	24.00
Rapporto di pressione interstiziale (Ru)		:	0.00
Peso specifico terreno secco	[kN/m³]	:	18.00
Peso specifico terreno saturo	[kN/m³]	:	21.00
Modulo elastico	[kN/m²]	:	0.00
Coefficiente di Poisson		:	0.30
Terreno : SOIL_2	Descrizione : Fanghi		
Coesione	[kN/m²]	:	0.00
Angolo d'attrito	[°]	:	12.00
Rapporto di pressione interstiziale (Ru)		:	0.00
Peso specifico terreno secco	[kN/m³]	:	18.00
Peso specifico terreno saturo	[kN/m³]	:	20.00
Modulo elastico	[kN/m²]	:	0.00
Coefficiente di Poisson		:	0.30
Terreno : SOIL_3	Descrizione : Limo argilloso		
Coesione	[kN/m²]	:	6.80
Angolo d'attrito	[°]	:	16.00
Rapporto di pressione interstiziale (Ru)		:	0.00
Peso specifico terreno secco	[kN/m³]	:	18.00
Peso specifico terreno saturo	[kN/m³]	:	20.00
Modulo elastico	[kN/m²]	:	0.00
Coefficiente di Poisson		:	0.30
Terreno : SOIL_4	Descrizione : Argille sabbiose compatte		
Coesione	[kN/m²]	:	8.80
Angolo d'attrito	[°]	:	24.00
Rapporto di pressione interstiziale (Ru)		:	0.00
Peso specifico terreno secco	[kN/m³]	:	19.00
Peso specifico terreno saturo	[kN/m³]	:	20.00
Modulo elastico	[kN/m²]	:	0.00
Coefficiente di Poisson		:	0.30
Terreno : SOIL_5	Descrizione : Cappellaccio		
Coesione	[kN/m²]	:	0.00
Angolo d'attrito	[°]	:	30.40
Rapporto di pressione interstiziale (Ru)		:	0.00
Peso specifico terreno secco	[kN/m³]	:	19.00
Peso specifico terreno saturo	[kN/m³]	:	20.00
Modulo elastico	[kN/m²]	:	0.00
Coefficiente di Poisson		:	0.30

PROFILI STRATIGRAFICI

Strato: ARGILLA COMPATTA_1 Descrizione:
Terreno : SOIL_4

X	Y	X	Y	X	Y	X	Y
[m]	[m]	[m]	[m]	[m]	[m]	[m]	[m]
0.00	38.00	49.50	38.00				

Strato: ARGILLA COMPATTA_3 Descrizione:
Terreno : SOIL_4

X	Y	X	Y	X	Y	X	Y
[m]	[m]	[m]	[m]	[m]	[m]	[m]	[m]
50.00	38.00	50.00	38.00	100.00	38.00		

Strato: ARGILLA_4 Descrizione:
Terreno : SOIL_4

X	Y	X	Y	X	Y	X	Y
[m]	[m]	[m]	[m]	[m]	[m]	[m]	[m]
0.00	34.80	100.00	34.80				

Strato: CAPPELLACCIO Descrizione:
Terreno : SOIL_5

X	Y	X	Y	X	Y	X	Y
[m]	[m]	[m]	[m]	[m]	[m]	[m]	[m]
0.00	31.50	100.00	31.50				

Strato: FANGHI_2 Descrizione:
Terreno : SOIL_2

X	Y	X	Y	X	Y	X	Y
[m]	[m]	[m]	[m]	[m]	[m]	[m]	[m]
0.00	43.00	49.50	43.00				

Strato: FANGHI_3 Descrizione:
Terreno : SOIL_2

X	Y	X	Y	X	Y	X	Y
[m]	[m]	[m]	[m]	[m]	[m]	[m]	[m]
50.00	43.00	100.00	43.00				

Strato: LIMO ARGILLOSO_2 Descrizione:
Terreno : SOIL_3

X	Y	X	Y	X	Y	X	Y
[m]	[m]	[m]	[m]	[m]	[m]	[m]	[m]
0.00	42.00	49.50	42.00				

Strato: LIMO ARGILLOSO_3 Descrizione:
Terreno : SOIL_3

X	Y	X	Y	X	Y	X	Y
[m]	[m]	[m]	[m]	[m]	[m]	[m]	[m]
50.00	42.00	100.00	42.00				

Strato: PARATIA_1 Descrizione:
Terreno : PARATIA

X	Y	X	Y	X	Y	X	Y
[m]	[m]	[m]	[m]	[m]	[m]	[m]	[m]
49.50	51.85	50.00	51.85	50.00	43.00		

Strato: PARATIA_2 Descrizione:
Terreno : PARATIA

X	Y	X	Y	X	Y	X	Y
[m]	[m]	[m]	[m]	[m]	[m]	[m]	[m]
49.50	43.00	50.00	43.00	50.00	42.00		

Strato: PARATIA_3 Descrizione:
Terreno : PARATIA

X	Y	X	Y	X	Y	X	Y
[m]	[m]	[m]	[m]	[m]	[m]	[m]	[m]
49.50	42.00	50.00	42.00	50.00	38.00		

Strato: PARATIA_4 Descrizione:
Terreno : PARATIA

X	Y	X	Y	X	Y	X	Y
[m]	[m]	[m]	[m]	[m]	[m]	[m]	[m]
49.50	38.00	50.00	38.00	50.00	34.80		

Strato: RIPORTO Descrizione:
Terreno : SOIL_1

X	Y	X	Y	X	Y	X	Y
[m]	[m]	[m]	[m]	[m]	[m]	[m]	[m]
0.00	51.85	49.50	51.85				

PROFILI FALDE FREATICHE
Falda: LMM Descrizione: LIVELLO MEDIO MARE

X	Y	Y	P	X	Y	Y	P
[m]	[m]	[m]	[kN/m²]	[m]	[m]	[m]	[kN/m²]
50.00	50.00	43.50		100.00	50.00	43.50	

CARICHI

Pressione : SOVRACCARICO Descrizione : SOVRACCARICO DA 40 kPA
Intensità [kN/m²] = 52.00 Inclinazione [°] = 0.00
Ascissa [m] : Da = 0.00 To = 49.50

Tirante : TIRANTE Descrizione :
Intensità [kN] = 150.00 Inclinazione [°] = 150.00
Passo [m] = 1.26 Lunghezza [m] = 12.00
Posizione [m] : Ascissa = 50.00 Ordinata = 51.85

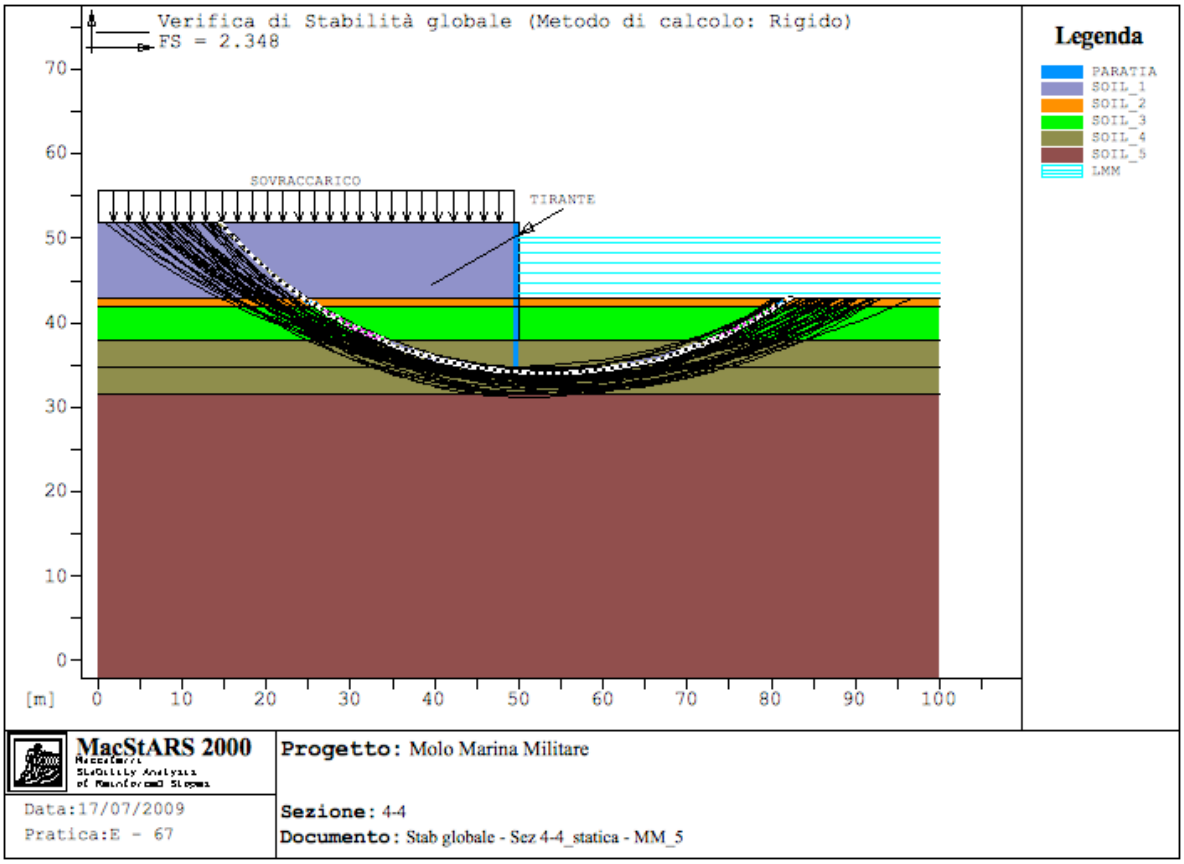
VERIFICHE

Verifica di stabilità globale :
Calcolo delle forze nei rinforzi col metodo rigido
Ricerca delle superfici critiche col metodo di Bishop
Coefficiente di sicurezza minimo calcolato : 2.348

Intervallo di ricerca delle superfici

Segmento di partenza, ascisse [m]		Segmento di arrivo, ascisse [m]	
Primo punto	Secondo punto	Primo punto	Secondo punto
0.00	15.00	80.00	100.00

Numero punti avvio superfici sul segmento di partenza : 50
Numero totale superfici di prova : 500
Lunghezza segmenti delle superfici [m] : 1.00
Angolo limite orario [°] : 0.00
Angolo limite antiorario [°] : 0.00



Quindi risulta **Fs=2,34** > 1,1 *verifica soddisfatta*

13.2.1.2 Condizioni sismiche

CARICHI

Pressione : SOVRACCARICO Descrizione : SOVRACCARICO DA 40 kPA
Intensità [kN/m²] = 24.00 Inclinazione [°] = 0.00
Ascissa [m] : Da = 0.00 To = 49.50

Tirante : TIRANTE Descrizione :
Intensità [kN] = 150.00 Inclinazione [°] = 150.00
Passo [m] = 1.26 Lunghezza [m] = 12.00
Posizione [m] : Ascissa = 50.00 Ordinata = 51.85

Sisma :
Accelerazione [m/s²] : Orizzontale = 0.86 Verticale = 0.43

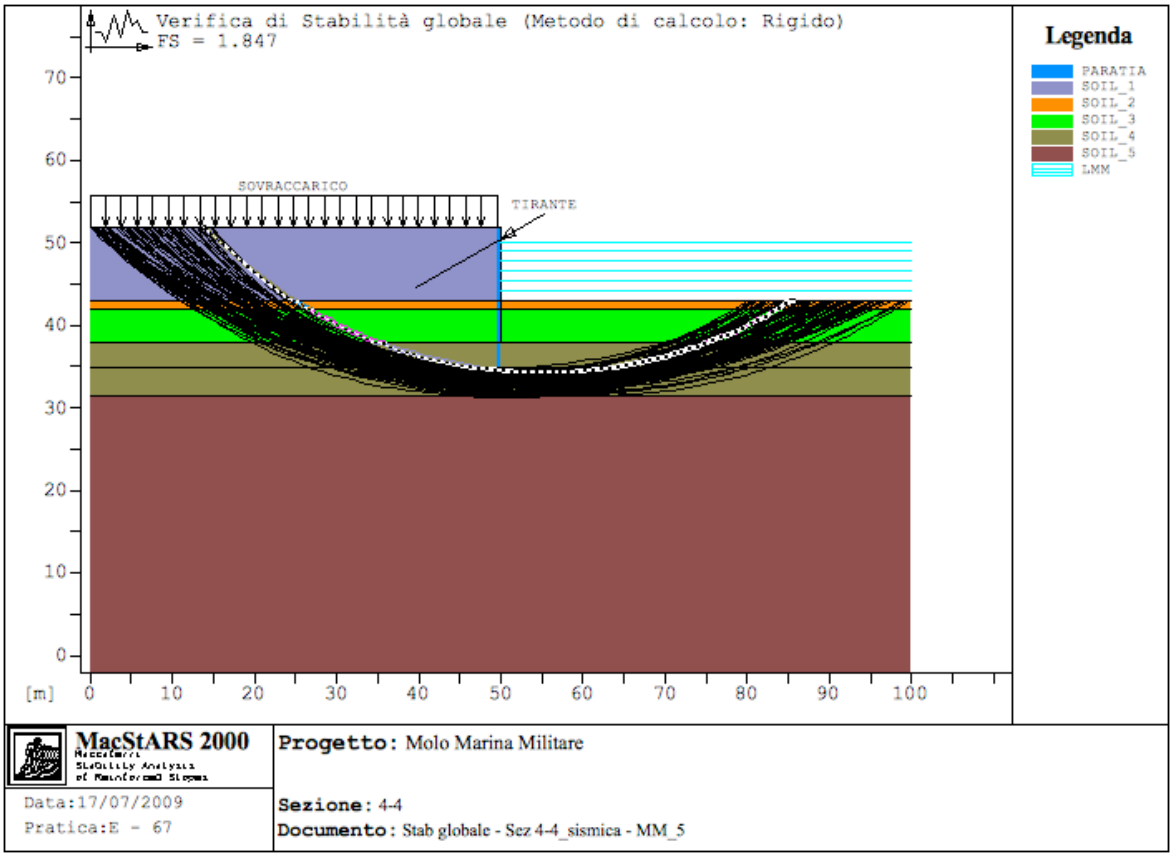
VERIFICHE

Verifica di stabilità globale :
Calcolo delle forze nei rinforzi col metodo rigido
Ricerca delle superfici critiche col metodo di Bishop
Coefficiente di sicurezza minimo calcolato : 1.847

Intervallo di ricerca delle superfici

Segmento di partenza, ascisse [m]		Segmento di arrivo, ascisse [m]	
Primo punto	Secondo punto	Primo punto	Secondo punto
0.00	15.00	80.00	100.00

Numero punti avvio superfici sul segmento di partenza : 50
Numero totale superfici di prova : 500
Lunghezza segmenti delle superfici [m] : 1.00
Angolo limite orario [°] : 0.00
Angolo limite antiorario [°] : 0.00



Quindi risulta **Fs=1,84** > 1,1 *verifica soddisfatta*

13.2.2 Raggiungimento capacità portante fondazione tirante

Per la verifica dei tiranti è stato utilizzato la combinazione (A1+M1+R3) per la determinazione dei coefficienti di fattorizzazione delle azioni sollecitanti delle caratteristiche geotecniche e delle resistenze di progetto.

Per valutare il carico ultimo sopportabile dall'interfaccia terreno-bulbo si è optato per il criterio di "Bowles" che fornisce per il calcolo della forza limite della fondazione tale relazione:

$$N_{terra-bulbo} = \frac{\pi \cdot D_f \cdot L_f \cdot \tau_f}{\gamma_f \cdot \xi}$$

Dove i simboli indicati hanno il seguente significato α è un coefficiente migliorativo funzione del tipo di iniezione, D_f è il diametro della fondazione, τ_f la tensione limite di attrito laterale tra bulbo e terreno, L_f è la lunghezza della fondazione, γ_f è il coefficiente di sicurezza ed infine ξ è il coefficiente di correlazione.

Inoltre τ_f è valutabile come

$$\tau_f = \gamma_t \cdot h_f \cdot k \cdot \tan(\delta) + c_a$$

dove:

- γ_t è il peso medio del terreno sovrastante la fondazione
- h_f è la profondità media della fondazione
- δ è l'angolo di attrito terreno fondazione
- c_a è la adesione, valutabile come 0,7 C

Nel caso in esame avremo:

$D_f = 0{,}12$ m

$L_f = 5{,}0$ m

$\gamma_f = 1{,}2$ m

$\xi = 1{,}8$ (avendo un unico profilo di indagine)

$\gamma_t = 18\ kN/m^2$

$h_f = 18$ m

$\delta = 18{,}0°$

C = 1500 Kpa (valore cuatelativo – vedi tab. Lamberti e Botto)

$c_a = 1050\ kN/m^2$ (terreno trattato con jet-grouting)

$\tau_f = 1071{,}7\ kN/m^2$

$N_{terra\text{-}bulbo} = 935{,}2$ kN

Interasse tiranti i = 1,26 m

Sollecitazione tirante

$$T = 1{,}26 \times N_1 = 1{,}26 \times 312{,}23 = 393{,}41 \text{ kN}$$

Quindi

$$N_{terra\text{-}bulbo} = 935{,}2 \text{ kN} > T = 393{,}41 \text{ kN}$$

Verifica soddisfatta

Inoltre si verifica anche l'interfaccia barra-malta cementizia, valutando la resistenza come segue:

$$N_{barra-malta} = \frac{\pi \cdot D_{barra} \cdot L_f \cdot f_{bk}}{\gamma_c} = 1343{,}9 \text{ kN}$$

$$N_{barra\text{-}malta} = 1343{,}9 \text{ kN} > T = 393{,}41 \text{ kN}$$

Verifica soddisfatta

13.3 VERIFICHE STRUTTURALE (STRU)

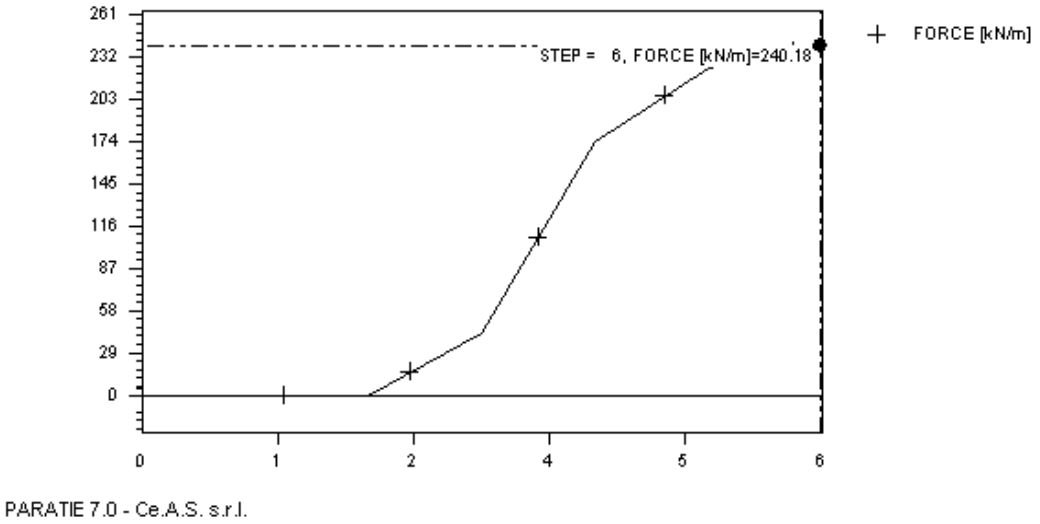
13.3.1 Raggiungimento della resistenza in uno o più ancoraggi

Le sollecitazioni significative rispetto alle quali condurre la verifica sono:

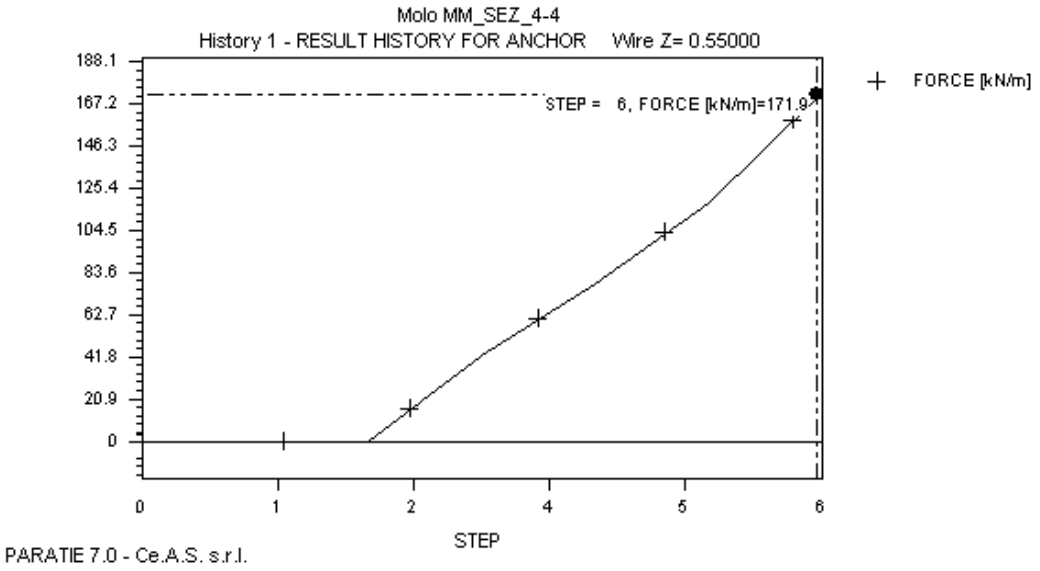
sforzo normale massimo N = 312,23 kN/m

interasse tiranti i = 1,26 m

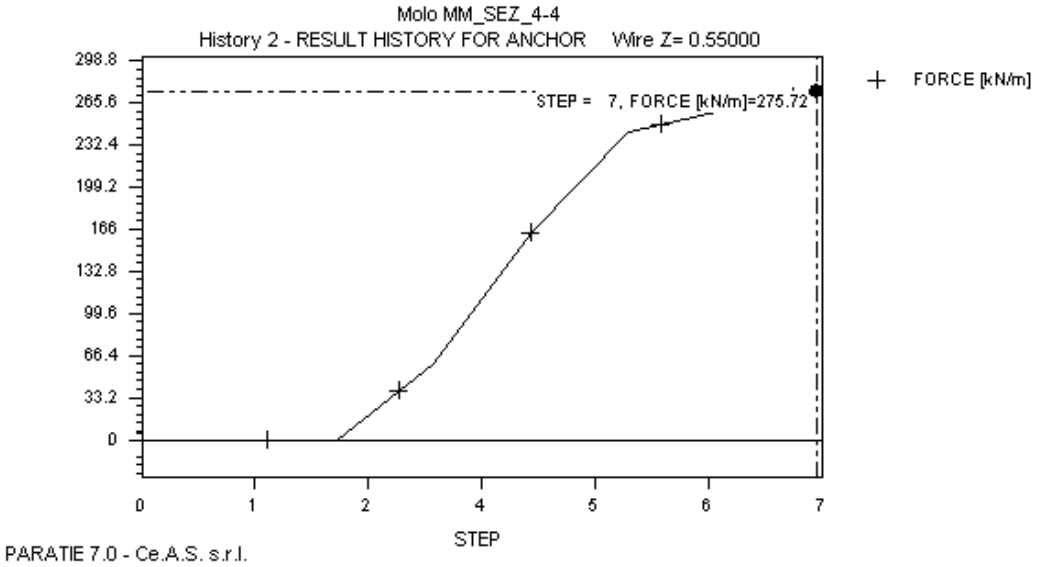
sforzo normale massimo N_{Ed} = 393,41 kN sul singolo tirante



HISTORY 0 – SFORZO TIRANTI



HISTORY 1 – SFORZO TIRANTI



HISTORY 2 – SFORZO TIRANTI

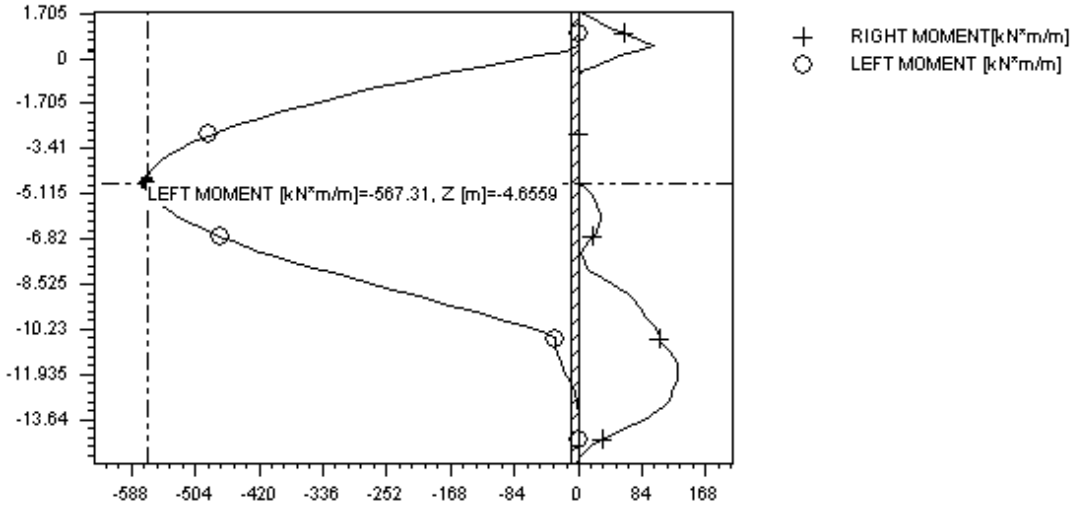
Resistenze di progetto

Sforzo normale resistente $N_{t,Rd} = \frac{A \cdot \sigma_s}{\gamma_{M0}} = \frac{12{,}57 \cdot 50{,}0}{1{,}05} = 598{,}1 \text{ kN}$

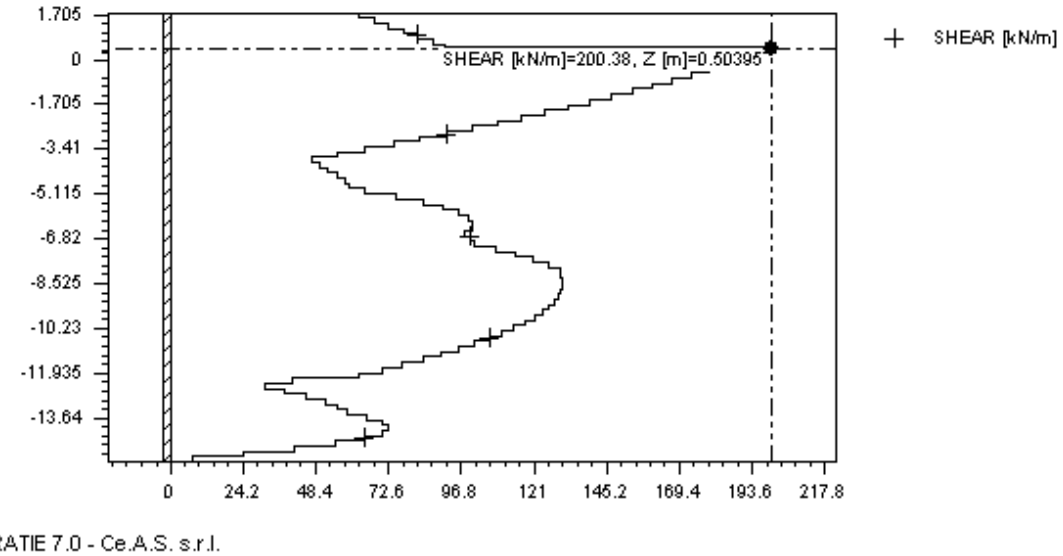
Quindi risulta $\frac{N_{Ed}}{N_{t,Rd}} = \frac{393{,}41}{598{,}1} = 0{,}66 \le 1$ *verifica soddisfatta*

13.3.2 Raggiungimento della resistenza della paratia

Si riportano i diagrammi più significativi del momento flettente e del taglio.



INVILUPPO MOMENTO FLETTENTE



INVILUPPO TAGLIO

Effetti delle azioni di progetto

In questo caso le sollecitazioni significative rispetto alle quali condurre la verifica sono:

Momento flettente max	M_d = 567,3 kN m /m	quota – 4,65 m
Taglio	T_d = 201,5 kN /m	quota + 0,55 m

Resistenze di progetto (profilo AZ26)
La massima tensione tangenziale risulta essere pari, secondo la teoria di Jourawsky :

$$\tau_{Ed} = \frac{S^I \cdot T}{J \cdot b} = \frac{765 \cdot 201500}{55510 \cdot 2 \cdot 1{,}22} = 1138 \text{ N/cm}^2$$

Otteniamo:

$$\frac{\tau_{Ed}}{f_{yk} / \sqrt{3} \cdot \gamma_{M0}} = 0{,}1 \le 1 \qquad \textit{verifica soddisfatta}$$

Momento resistente $M_{c,Rd} = \frac{W_{elast,y} \cdot f_{yk}}{\gamma_{M0}} = 965{,}7 \text{ kN m}$

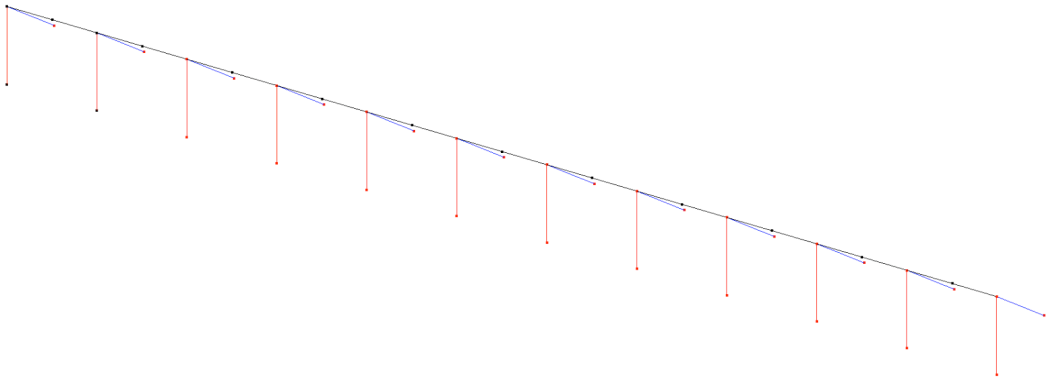
Quindi risulta $\frac{M_{Ed}}{M_{c,Rd}} = \frac{567{,}3}{965{,}7} = 0{,}58 \le 1$ *verifica soddisfatta*

13.3.3 Raggiungimento della resistenza della trave di coronamento

I tiranti sono disposti orizzontalmente ad interasse di 1,26 m
Il calcolo della trave di coronamento viene effettuato con riferimento allo sforzo normale massimo nei tiranti ricavato per la condizione di carico allo stato limite ultimo e pari a circa 312,23 kN/m.

La trave è stata modellata con il programma strutturale Nòlian, i tiranti sono stati rappresentati con elementi boundary, gli appoggi nel piano verticale, costituiti dalle palancole, sono stati schematizzate sempre con elementi boundary di rigidezza infinita.

peso proprio	1,65 · 1,80 · 25 · 1,3	96,53 KN/m
sovraccarico	1,80 · 40 · 1,5	108,00 KN/m



Schema statico

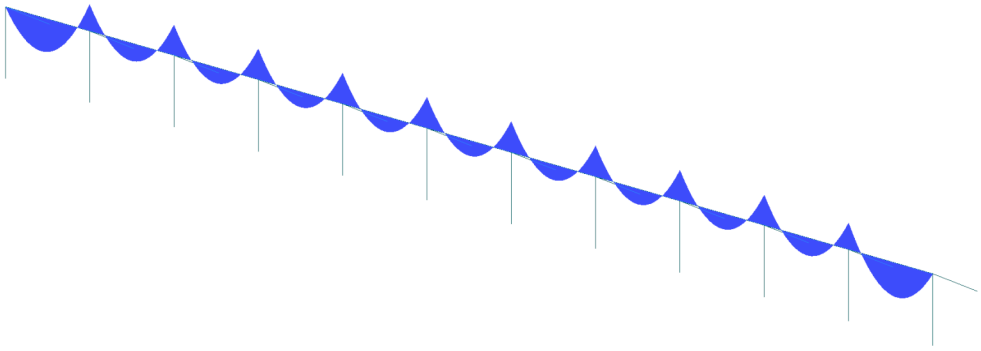
Dall'analisi si ricavano i seguenti valori massime delle sollecitazioni:

M_y = 100,2 kNm

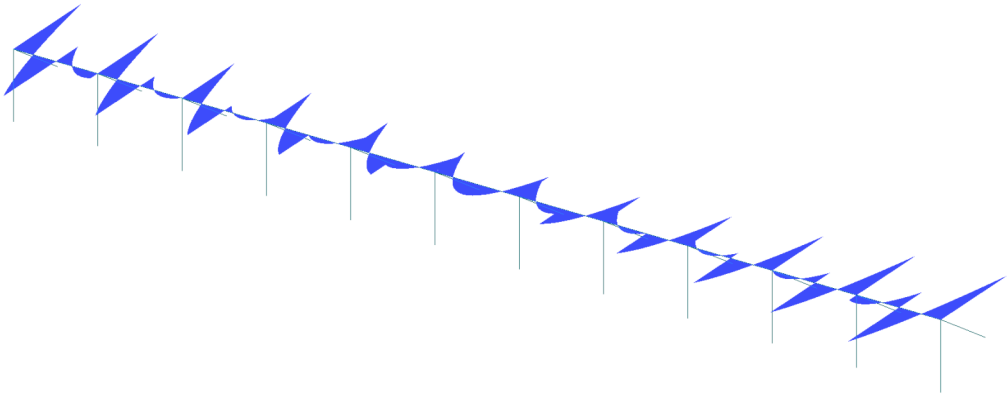
M_z = 33,6 kNm

T_y = 162,8 kN

T_z = 280,9 kN

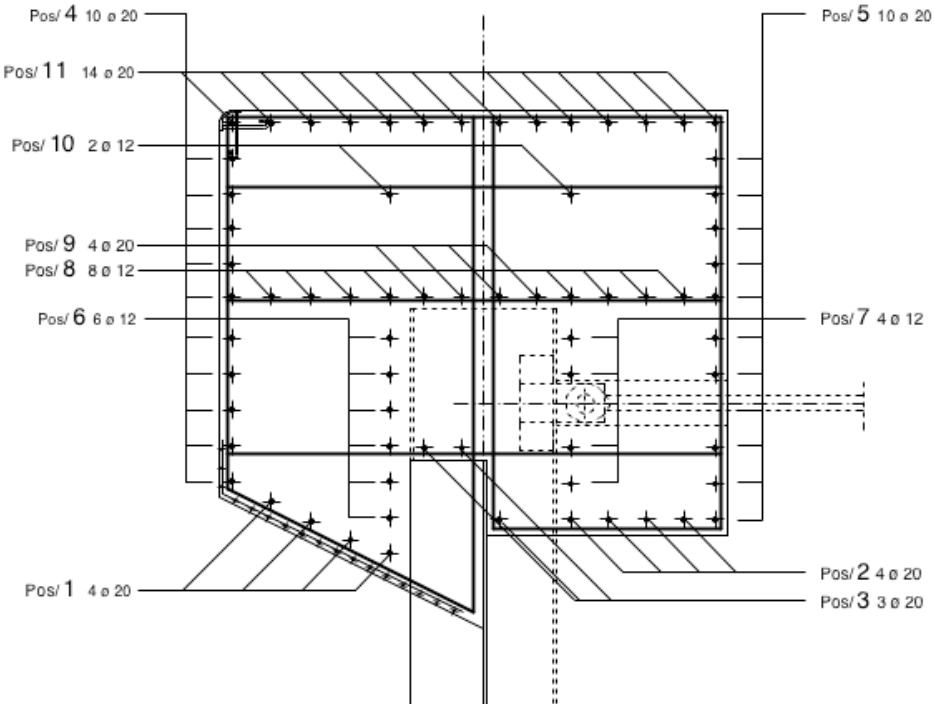


Momento flettente M_z

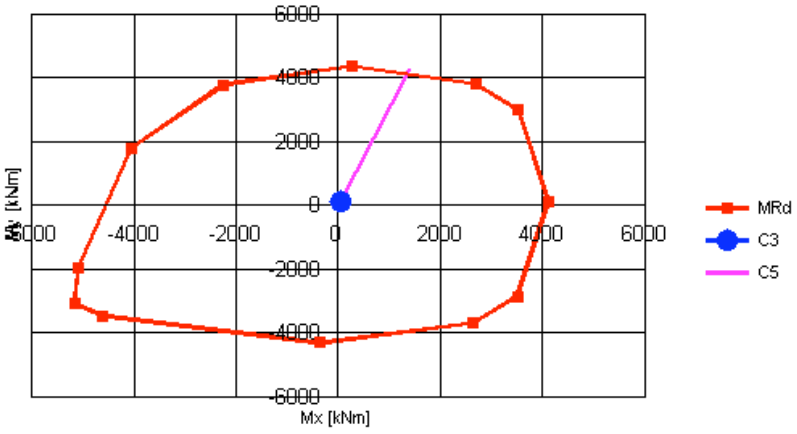


Momento flettente M_y

Le verifiche sono riferite alla sezione nel quali sono stati posti 42ø20 come segue:



Il momento resistente è stato valutato tramite un programma fornito dal "Prof. Gelfi" del quale si riporta il grafico ottenuto del dominio di resistenza della sezione, dal quale si evince la minima sollecitazione della trave.



La norma (NTC 4.1.2.1.3.1) per elementi privi di armatura specifica impone:

$V_{RD} = \{0{,}18 \cdot k \cdot (100 \cdot r_l \cdot f_{ck})1/3/\gamma_c + 0{,}15 \cdot \sigma_{cp}\ \} \cdot b_W \cdot d = 930{,}9$ kN

Quindi:

$$V_{SD}/V_{Rd} = 0{,}30 < 1 \quad \textit{verifica soddisfatta}$$

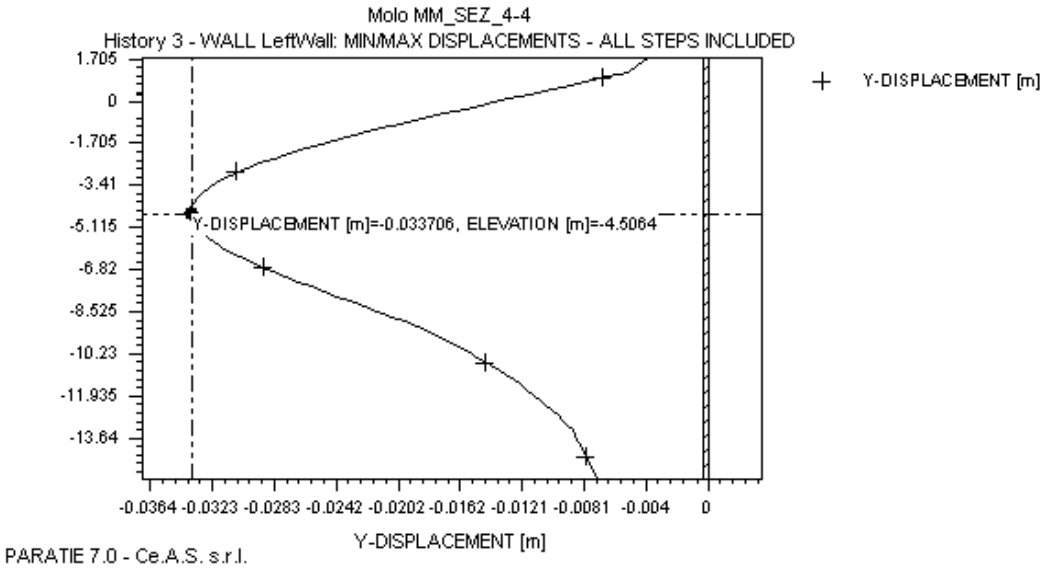
13.4 VERIFICHE ALLO STATO LIMITE DI ESERCIZIO - SLE

Le verifiche significative per questo tipo di struttura sono:

verifica deformabilità della parete.
verifica di fessurazione nelle strutture in c.a.

13.4.1 Verifica deformabilità palancole

Si controllano le deformazioni relative alla condizione allo stato limite di esercizio



HISTORY 3 – DEFORMAZIONI SLE

Deformata massima a quota – 4,50 l.m.m. pari a 34 mm.
Valore accettabile.

13.4.2 Verifica fessurazione trave di coronamento

Valgono le stesse considerazioni effettuate per la verifica a SLU dell'elemento sulla geometria e sulle ipotesi di calcolo, mentre nei carichi l'unica variazione consiste nel far riferimento allo sforzo normale massimo nei tiranti ricavato per la condizione di carico allo stato limite di esercizio pari a circa 278,8KN/m.
Considerando condizioni ambientali molto aggressive, la presenza di armature sensibili alla corrosione, dalla tabella di normativa ricaviamo i valori limite di fessurazione validi per le due condizioni di stato limite di esercizio pari a $w < w_1$=0,2 mm.

Gruppi di esigenze	**Condizioni ambientali**	**Combinazione di azioni**	**Armatura**			
			Sensibile		**Poco sensibile**	
			Stato limite	**w_d**	**Stato limite**	**w_d**
a	Ordinarie	Frequente	ap.fessure	$\leq w_2$	ap.fessure	$\leq w_3$
		Quasi permanente	ap.fessure	$\leq w_1$	ap.fessure	$\leq w_2$
b	Aggressive	Frequente	ap.fessure	$\leq w_1$	ap.fessure	$\leq w_2$
		Quasi permanente	decompressione	-	decompressione	$\leq w_1$
c	Molto aggressive	Frequente	formazione fessure	-	formazione fessure	$\leq w_1$
		Quasi permanente	decompressione	-	decompressione	$\leq w_1$

Per il calcolo della fessurazione massima si è applicato il metodo esposto nel D.M. 16.01.1996 come consentito dalla normativa vigente.
Si riportano le verifiche effettuate in corrispondenza dei tiranti dove il momento sollecitante risulta massimo:

VERIFICA A FESSURAZIONE SECONDO D.M. 9/1/1996 E RELATIVE ISTRUZIONI 15/10/1996

Data:	04-11-2009
Progetto:	E67 – MOLO M.M. SEZ TIPO 3
Elemento:	TR. CORONAMENTO

Dati geometrici:	Altezza sezione:	H	180	cm	
	Larghezza sezione	B	160	cm	
	Spaziatura orizzontale barre:	s	20,00	cm	<14fi OK
	Spaziatura verticale barre:	S	0,00	cm	<14fi OK
	Copertura ferro:	c	5,00	cm	>2cm OK
	Copertura ferro di normativa:	cmin	4,00	cm	per travi
Armature:					
strato	posizione dello strato	A		barre	

arm.	(cm)	(cm2)	(n fdiam)
1	6	31,42	10 ϕ 20
2	0	0,00	ϕ
3	0	0,00	ϕ
4	0	0,00	ϕ
5	0	0,00	ϕ
6	0	0,00	ϕ
7	0	0,00	ϕ
8	174	31,42	10 ϕ 20

Materiale:	Acciaio B450C		
	Calcestruzzo Rbk	400	daN/cm2
	ssamm=	2600	daN/cm2
	scamm=	97,5	daN/cm2
	Modulo elastico acciaio=	2100000	daN/cm2
rif.2.1.2	Resistenza a trazione del cls fctm=	31,58	daN/cm2
rif.4.3.1.2	Resistenza a trazione del cls fcfk=	26,53	daN/cm2
	Coeff.di omogeneizzazione=	15	

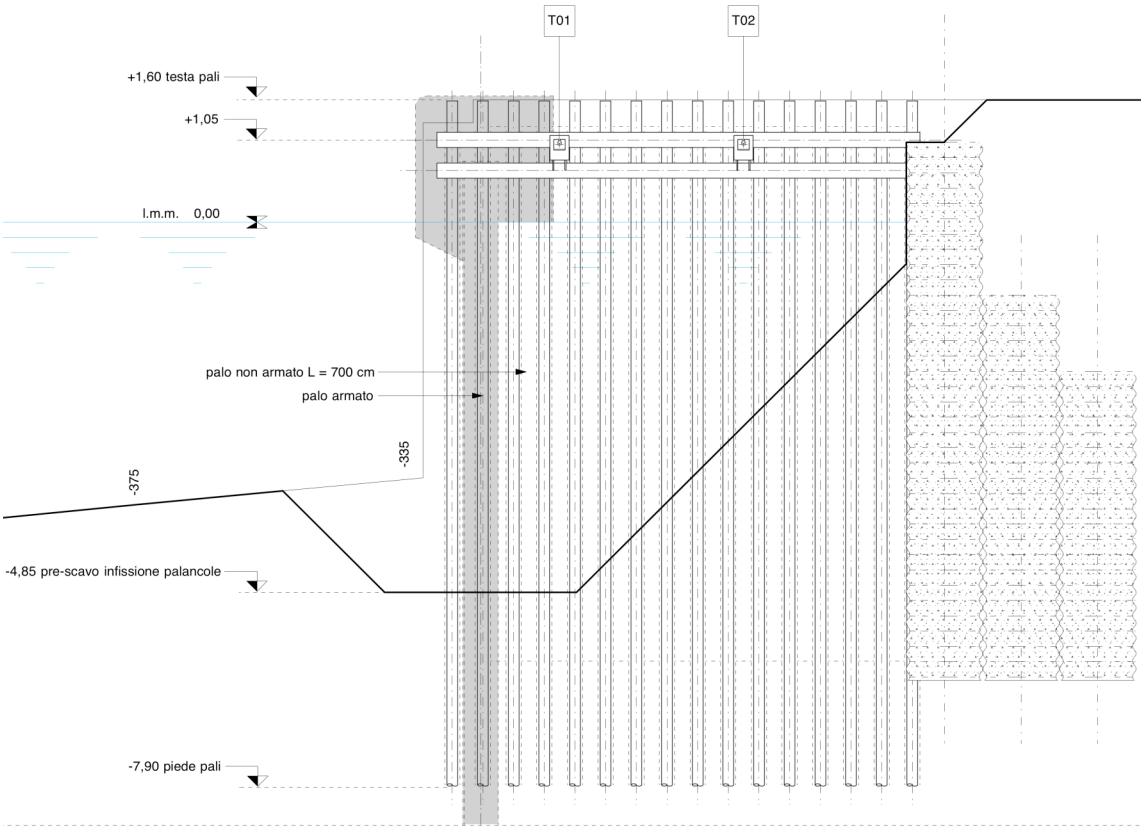
Scelta del valore limite di apertura delle fessure:

rif. 4.3.1.3	Condizione di carico quasi permanente			
rif. 4.3.1.4	Condizioni ambientali moderatamente aggressive			
rif. 4.3.1.5	Armature poco sensibili			
rif. 4.3.1.6	Valore nominale di apertura:	w	0,2	mm
Sollecitazioni:	Sforzo normale:	N	0	daN
	Momento flettente:	M	4950	daN m

ATTENZIONE: **Il momento è inferiore al valore di prima fessurazione: non è necessario il calcolo dell'ampiezza delle fessure.**

Verifiche:	Calcolo della distanza media tra le fessure:			
rif. B.6.6.3	Barre ad aderenza migliorata(Y/N)?	y		
	Coeff. che caratterizza l'aderenza:	k2	0,4	
	Coeff. che tiene conto del diagramma delle tensioni:	k3	0,222	
	Larghezza efficace:	beff.	165,00	cm
	Altezza efficace:	deff.	20,00	cm
	Area efficace:	Ac.eff.	3300,00	cm^2
	Area acciaio posta in Ac.eff.:	As	31,42	cm^2
	Percentuale di armatura efficace:	ρr	0,007	
	Distanza media tra le fessure:	Srm	**32,67**	cm
	Calcolo della deformazione unitaria media dell'armatura:			
	Tensione dell'acciaio:	σs	95,29	daN/cm^2
	Tensione dell'acciaio 1° fessurazione:	σsr	5867,3	daN/cm^2
	Coeff. rappresentativo aderenza:	β1	1	
	Carichi di lunga durata(Y/N)?	y		
	Coeff. durata carichi:	β2	0,5	
	Deformazione unitaria media:	εsm	0,0001815	
rif.4.3.1.7.1.2	Calcolo ampiezza delle fessure:	wk	0,010	mm
	Coefficiente di riduzione:	cmin/c	0,80	
rif.B.6.2	Ampiezza ridotta:	wrid.	**0,008**	mm
			VERIFICATO	

14 OPERE PROVVISIONALI



SEZIONE 5-5

Come consentito dalla norma, trattandosi di opere cha avranno vita inferiore ai due anni non sarà presa in considerazione l'azione sismica.

Caratteristiche della paratia

Micropali	Ø 220
lunghezza	L = 9,50 m
Armatura tubo	Ø 168,3 S = 10 mm
Acciaio	S355 JR

Caratteristiche del tirante

diametro sezione utile	Ø = 50 mm
lunghezza totale	L = 20,00 m
lunghezza fondazione	L = 10,00 m
interasse	I = 2,40m
sezione	A = 1963 mm^2
Acciaio	Bst 500 S

Carichi variabili

Carico distribuito in banchina Q = 2,00 KN/mq

Modello geotecnico di riferimento **G2**

14.1 RISULTATI ANALISI CON "*PARATIE*"

Si riportano in sintesi i risultati dell'analisi per ciascuna storia di carico

HISTORY	STATI LIMITE	COMBINAZIONI	M_d	Z	V_d	Z	N_d	D	Z
			[KNm]	[m]	[KNm]	[m]	[KN]	[m]	[m]
0	SLU **STRU**	AP1 COMB 1	82,91	-2,50	52,78	-4,70	88,11	0,049	-2,70
1	SLU **GEO**	AP1 COMB 2	129,74	-3,1	62,07	0,70	93,59	0,113	-3,30
2	**SLE**		61,95	-2,50	39,95	-4,70	65,96	0,037	-2,70

M_d momento flettente di progetto

V_d taglio di progetto

Nd sforzo normale di progetto

D deformazione

Z quota relativa al valore della sollecitazione indica nella casella posta a sinistra

I risultati completi dell'analisi compreso i dati di input sono contenuti nel CD allegato alla presente relazione.

14.2 VERIFICHE A SLU GEO E DI TIPO IDRAULICO (UPL E HYD)

L'analisi della struttura composta dalla doppia paratia effettuata con il software "*Paratie*", con la configurazione geometrica indicata nella sezione 5-5 e applicando il modello geotecnico G1, restituisce soluzioni convergenti, pertanto, per quanto detto al paragrafo 9.1, risultano verificati gli stati limite 1 – 5 – 6

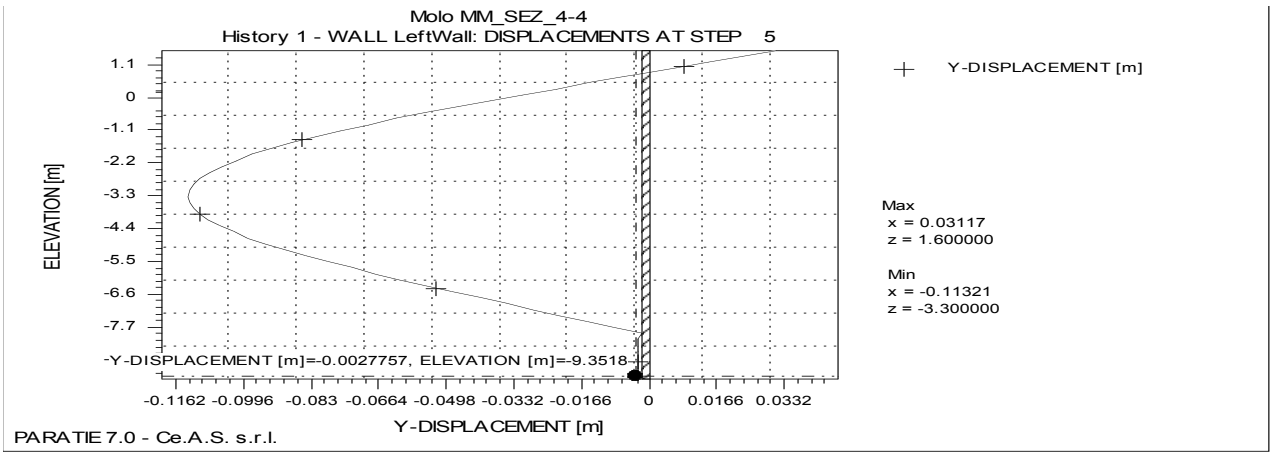
1 - collasso per rotazione intorno a un punto dell'opera (atto moto rigido)

5 - instabilità del fondo scavo per sollevamento

6 - sifonamento del fondo scavo

Si riportano i grafici delle deformazioni delle due paratie relativamente alla History 01 sicuramente la più gravosa per gli stati limite in esame.

I risultati completi dell'analisi compreso i dati di input sono contenuti nel CD allegato alla presente relazione.



Deformata paratia di destra – History 01

La deformabilità massima della palancola risulta pari a 0,113 m a quota – 3,30 m rispetto a l.m.m.. Il diagramma della deformabilità conferma il comportamento complessivamente corretto della struttura di sostegno. Il valore del massimo spostamento resta in limiti accettabili, anche se in questo caso conta più l'aspetto "qualitativo" del comportamento della paratia che l'aspetto quantitativo, infatti per le verifiche di deformabilità si rinvia al paragrafo relativo allo stato limite di esercizio.

14.2.1 Instabilità globale dell'insieme terreno-opera

14.2.1.1 Condizioni statiche

CARATTERISTICHE GEOTECNICHE DEI TERRENI

Terreno : PARATIA	Descrizione : PARATIA IN ACCIAIO	
Coesione	[kN/m²]	1999999991808.00
Angolo d'attrito	[°]	0.00
Rapporto di pressione interstiziale (Ru)		0.00
Peso specifico terreno secco	[kN/m³]	10.00
Peso specifico terreno saturo	[kN/m³]	10.00
Modulo elastico	[kN/m²]	0.00
Coefficiente di Poisson		0.30
Terreno : SOIL_1	Descrizione : Riempimento	
Coesione	[kN/m²]	0.00
Angolo d'attrito	[°]	24.00
Rapporto di pressione interstiziale (Ru)		0.00
Peso specifico terreno secco	[kN/m³]	18.00
Peso specifico terreno saturo	[kN/m³]	21.00
Modulo elastico	[kN/m²]	0.00
Coefficiente di Poisson		0.30
Terreno : SOIL_2	Descrizione : Fanghi	
Coesione	[kN/m²]	0.00
Angolo d'attrito	[°]	12.00
Rapporto di pressione interstiziale (Ru)		0.00
Peso specifico terreno secco	[kN/m³]	18.00
Peso specifico terreno saturo	[kN/m³]	20.00
Modulo elastico	[kN/m²]	0.00
Coefficiente di Poisson		0.30
Terreno : SOIL_3	Descrizione : Limo argilloso	
Coesione	[kN/m²]	6.80
Angolo d'attrito	[°]	16.00
Rapporto di pressione interstiziale (Ru)		0.00
Peso specifico terreno secco	[kN/m³]	18.00
Peso specifico terreno saturo	[kN/m³]	20.00
Modulo elastico	[kN/m²]	0.00
Coefficiente di Poisson		0.30
Terreno : SOIL_4	Descrizione : Argille sabbiose compatte	
Coesione	[kN/m²]	8.80
Angolo d'attrito	[°]	24.00
Rapporto di pressione interstiziale (Ru)		0.00
Peso specifico terreno secco	[kN/m³]	19.00
Peso specifico terreno saturo	[kN/m³]	20.00
Modulo elastico	[kN/m²]	0.00
Coefficiente di Poisson		0.30
Terreno : SOIL_5	Descrizione : Cappellaccio	
Coesione	[kN/m²]	0.00
Angolo d'attrito	[°]	30.40
Rapporto di pressione interstiziale (Ru)		0.00
Peso specifico terreno secco	[kN/m³]	19.00
Peso specifico terreno saturo	[kN/m³]	20.00
Modulo elastico	[kN/m²]	0.00
Coefficiente di Poisson		0.30

PROFILI STRATIGRAFICI

Strato: ARGILLA COMPATTA_1 Descrizione:
Terreno : SOIL_4

X	Y	X	Y	X	Y	X	Y
[m]	[m]	[m]	[m]	[m]	[m]	[m]	[m]
0.00	38.00	100.00	38.00				

Strato: CAPPELLACCIO Descrizione:
Terreno : SOIL_5

X	Y	X	Y	X	Y	X	Y
[m]	[m]	[m]	[m]	[m]	[m]	[m]	[m]
0.00	31.50	100.00	31.50				

Strato: FANGHI_2 Descrizione:
Terreno : SOIL_2

X	Y	X	Y	X	Y	X	Y
[m]	[m]	[m]	[m]	[m]	[m]	[m]	[m]
0.00	43.00	49.50	43.00				

Strato: FANGHI_3 Descrizione:
Terreno : SOIL_2

X	Y	X	Y	X	Y	X	Y
[m]	[m]	[m]	[m]	[m]	[m]	[m]	[m]
50.00	43.00	100.00	43.00				

Strato: FANGO_4 Descrizione: FANGHI_4
Terreno : SOIL_2

X	Y	X	Y	X	Y	X	Y
[m]	[m]	[m]	[m]	[m]	[m]	[m]	[m]
0.00	42.50	100.00	42.50				

Strato: LIMO ARGILLOSO_2 Descrizione:
Terreno : SOIL_3

X	Y	X	Y	X	Y	X	Y
[m]	[m]	[m]	[m]	[m]	[m]	[m]	[m]
0.00	42.00	100.00	42.00				

Strato: PARATIA_1 Descrizione:
Terreno : PARATIA

X	Y	X	Y	X	Y	X	Y
[m]	[m]	[m]	[m]	[m]	[m]	[m]	[m]
49.50	51.85	50.00	51.85	50.00	45.00		

Strato: PARATIA_2 Descrizione:
Terreno : PARATIA

X	Y	X	Y	X	Y	X	Y
[m]	[m]	[m]	[m]	[m]	[m]	[m]	[m]
49.50	45.00	50.00	45.00	50.00	43.00		

Strato: PARATIA_5 Descrizione:
Terreno : PARATIA

X	Y	X	Y	X	Y	X	Y
[m]	[m]	[m]	[m]	[m]	[m]	[m]	[m]
49.50	43.00	50.00	43.00	50.00	42.35		

Strato: RIPORTO Descrizione:
Terreno : SOIL_1

X	Y	X	Y	X	Y	X	Y
[m]	[m]	[m]	[m]	[m]	[m]	[m]	[m]
0.00	51.85	49.50	51.85				

Strato: RIPORTTO_2 Descrizione:
Terreno : SOIL_1

X	Y	X	Y	X	Y	X	Y
[m]	[m]	[m]	[m]	[m]	[m]	[m]	[m]
50.00	45.00	100.00	45.00				

PROFILI FALDE FREATICHE

Falda: LMM Descrizione: LIVELLO MEDIO MARE

X	Y	Y	P	X	Y	Y	P
[m]	[m]	[m]	[kN/m²]	[m]	[m]	[m]	[kN/m²]
50.00	50.00	43.50		100.00	50.00	43.50	

CARICHI

Pressione : SOVRACCARICO Descrizione : SOVRACCARICO DA 10 kPA
Intensità [kN/m²] = 13.00 Inclinazione [°] = 0.00
Ascissa [m] : Da = 0.00 To = 49.50

Tirante : TIRANTE Descrizione :
Intensità [kN] = 50.00 Inclinazione [°] = 150.00
Passo [m] = 1.26 Lunghezza [m] = 20.00
Posizione [m] : Ascissa = 50.00 Ordinata = 51.85

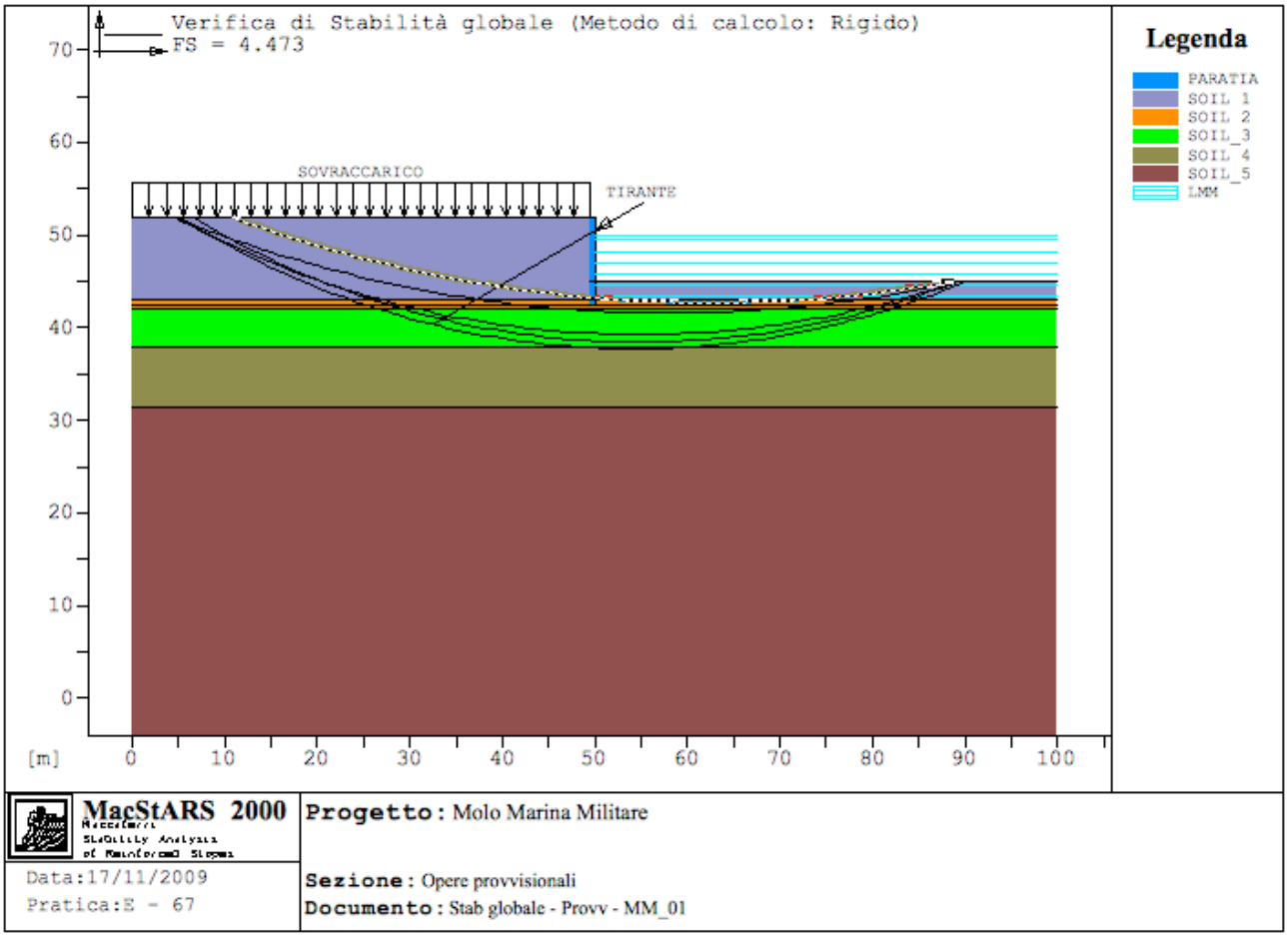
VERIFICHE

Verifica di stabilità globale :
Calcolo delle forze nei rinforzi col metodo rigido
Ricerca delle superfici critiche col metodo di Bishop
Coefficiente di sicurezza minimo calcolato : 4.473

Intervallo di ricerca delle superfici

Segmento di partenza, ascisse [m]		Segmento di arrivo, ascisse [m]	
Primo punto	Secondo punto	Primo punto	Secondo punto
0.00	15.00	70.00	90.00

Numero punti avvio superfici sul segmento di partenza : 50
Numero totale superfici di prova : 500
Lunghezza segmenti delle superfici [m] : 1.00
Angolo limite orario [°] : 0.00
Angolo limite antiorario [°] : 0.00



Quindi risulta **Fs=4,47** > 1,1 *verifica soddisfatta*

14.2.2 Raggiungimento capacità portante fondazione tirante

Per la verifica dei tiranti è stato utilizzato la combinazione (A1+M1+R3) per la determinazione dei coefficienti di fattorizzazione delle azioni sollecitanti delle caratteristiche geotecniche e delle resistenze di progetto.

Per valutare il carico ultimo sopportabile dall'interfaccia terreno-bulbo si è optato per il criterio di "Schneebelì" tale metodo per il calcolo della forza limite della fondazione risultati meno cautelativi rispetto quello di "Bowles" utilizzato fino ad ora; tale scelta risulta tuttavia giustificata vista la natura provvisionale dell'opera prescrivendo comunque per la totale sicurezza la verifica in fase di esecuzione del carico limite ipotizzato.

Nel caso in esame avendo:

diametro foro	$D_f = 0{,}12$ m
lunghezza fondazione	$L_f = 10{,}0$ m
coefficiente di sicurezza (opera provvisionale)	$\gamma_f = 1{,}1$ m
coefficiente di correlazione (avendo un unico profilo di indagine)	$\xi = 1{,}8$
peso medio del terreno sovrastante la fondazione	$\gamma_t = 11\ kN/m^2$
profondità media della fondazione	$h_f = 8{,}3$ m
angolo di attrito terreno fondazione	$\delta = 18{,}0°$
tensione limite di attrito laterale tra bulbo e terreno	$\tau_f = 157{,}6\ kN/m^2$

$N_{terra\text{-}bulbo} = 300{,}0$ kN

Interasse tiranti i = 2,4 m

Sollecitazione tirante

$T = 2{,}4 \times N_1 = 2{,}4 \times 93{,}6 = 224{,}6$ kN

Quindi

$N_{terra\text{-}bulbo} = 300{,}0\ kN > T = 224{,}6\ kN$

Verifica soddisfatta

Inoltre si verifica anche l'interfaccia barra-malta cementizia, valutando la resistenza come segue:

$$N_{barra-malta} = \frac{\pi \cdot D_{barra} \cdot L_f \cdot f_{bk}}{\gamma_c} = 1343{,}9\ kN$$

$N_{barra\text{-}malta} = 1343{,}9\ kN > \quad T = 224{,}6\ kN$

Verifica soddisfatta

14.3 VERIFICHE STRUTTURALE (STRU)

14.3.1 Raggiungimento della resistenza in uno o più ancoraggi

Le sollecitazioni significative rispetto alle quali condurre la verifica sono:

sforzo normale massimo N = 93,6 kN/m

interasse tiranti i = 2,40m

sforzo normale massimo N_{Ed} = 224,6 kN sul singolo tirante

Resistenze di progetto

Sforzo normale resistente $N_{t,Rd} = \frac{A \cdot \sigma_s}{\gamma_{M0}} = \frac{12{,}57 \cdot 50{,}0}{1{,}05} = 598{,}1 \text{ kN}$

Quindi risulta $\frac{N_{Ed}}{N_{t,Rd}} = \frac{224{,}6}{598{,}1} = 0{,}38 \le 1$ *verifica soddisfatta*

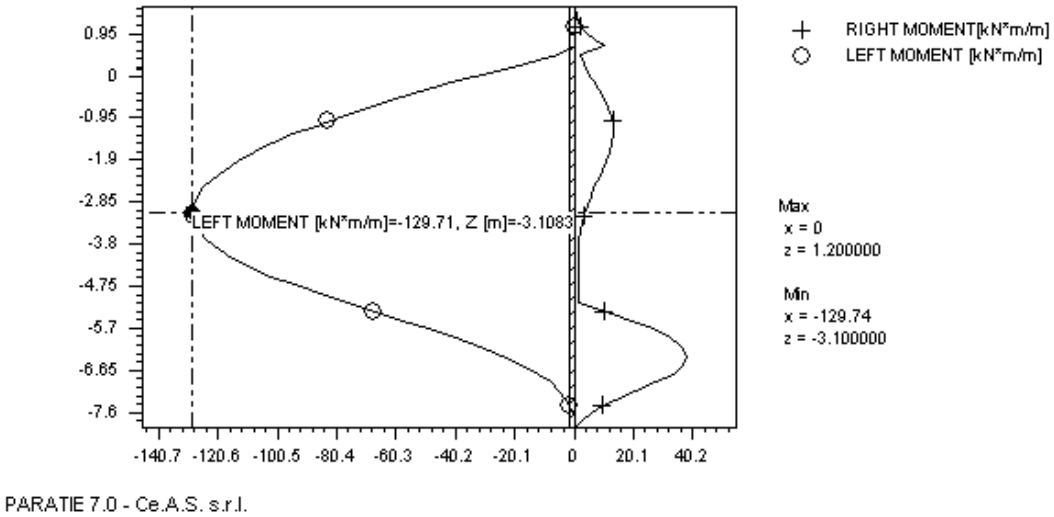
14.3.2 Raggiungimento della resistenza della paratia

Effetti delle azioni di progetto

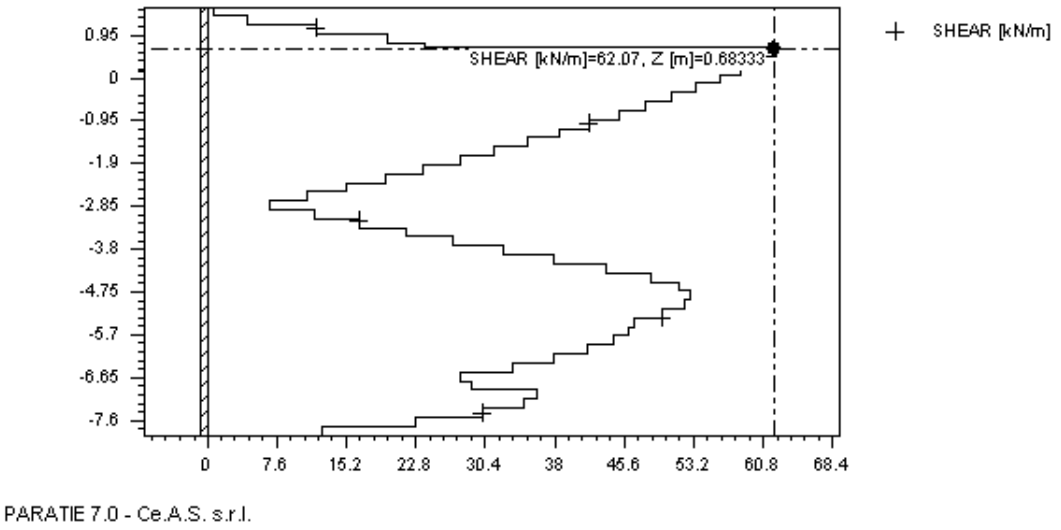
In questo caso le sollecitazioni significative rispetto alle quali condurre la verifica sono:

Momento flettente max M_d = 129,7 kN m /m quota – 3,10 m

Taglio T_d = 62,1 kN /m quota + 0,70 m



INVILUPPO MOMENTO FLETTENTE



INVILUPPO TAGLIO

Resistenze di progetto (Armatura Ø168,3 s=10)

La massima tensione tangenziale risulta essere pari, secondo la teoria di Jourawsky :

$$\tau_{Ed} = \frac{S^I \cdot T}{J \cdot b} = \frac{237 \cdot 24840}{1564 \cdot 2} = 1882 \text{ N/cm}^2$$

Otteniamo:

$$\frac{\tau_{Ed}}{f_{yk} / \sqrt{3} \cdot \gamma_{M0}} = 0{,}1 \le 1 \qquad \textit{verifica soddisfatta}$$

Momento resistente $$M_{c,Rd} = \frac{W_{elast,y} \cdot f_{yk}}{\gamma_{M0}} = 157{,}2 \text{ kN m}$$

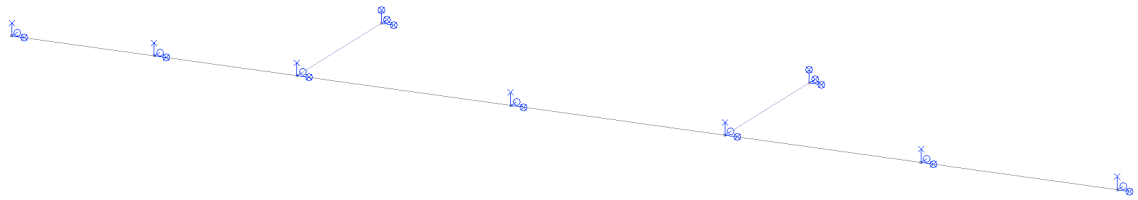
Quindi risulta $$\frac{M_{Ed}}{M_{c,Rd}} = \frac{129{,}7}{157{,}2} = 0{,}83 \le 1 \qquad \textit{verifica soddisfatta}$$

14.3.3 Raggiungimento della resistenza della trave di contrasto

I tiranti sono disposti orizzontalmente ad interasse di circa 2,4 m.

Il calcolo della trave di coronamento viene effettuato con riferimento allo sforzo normale massimo nei tiranti ricavato per la condizione di carico allo stato limite ultimo e pari a circa 93,6 kN/m.

La trave è stata modellata con il programma strutturale Nòlian, i tiranti sono stati rappresentati con elementi boundary.

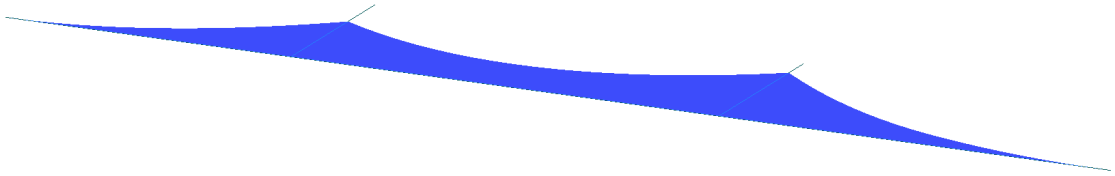


Schema statico

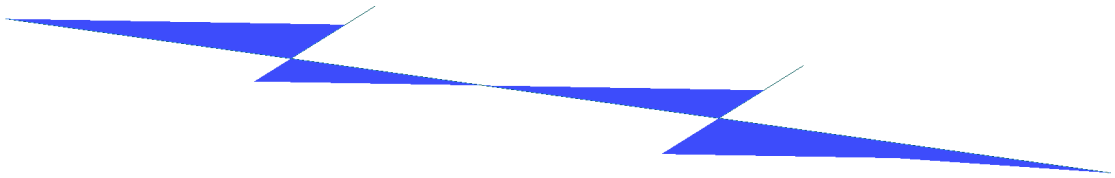
Dall'analisi si ricavano i seguenti valori massime delle sollecitazioni su ciascun profilo (HEA200):

$$M_y = 73{,}8 \text{ kNm/profilo}$$

$$T_y = 79{,}2 \text{ kN/profilo}$$



Momento flettente M_z



Taglio M_y

Resistenza a taglio $$V_{c,Rd} = \frac{A_v \cdot f_{yk}}{\sqrt{3} \cdot \gamma_{M0}}$$

Abbiamo quindi $A_v = A - 2 \cdot b \cdot t_f + (t_w + 2 \cdot r) \cdot t_f$ essendo A l'area della sezione del profilo, b la larghezza delle ali, t_f lo spessore delle ali, t_w lo spessore dell'anima ed r il raggio di

raccordo tra l'anima e le ali.

Otteniamo:

$$V_{c,Rd} = \frac{A_v \cdot f_{yk}}{\sqrt{3} \cdot \gamma_{M0}} = \frac{955 \cdot 355}{\sqrt{3} \cdot 1{,}05} = 186415\,\text{N}$$

Quindi risulta $\frac{V_{Ed}}{V_{c,Rd}} = \frac{79{,}2}{186{,}4} = 0{,}42 \le 1$ *verifica soddisfatta*

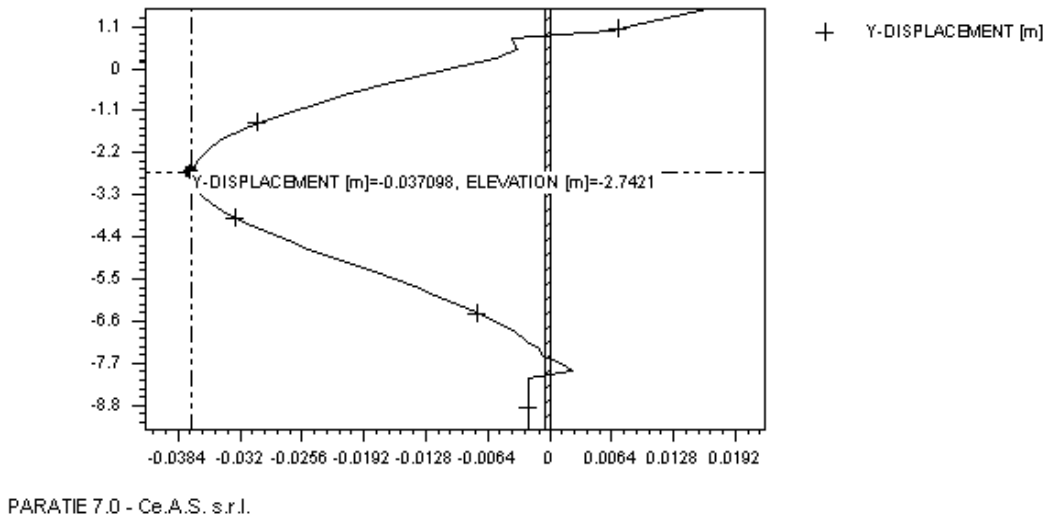
Momento resistente $M_{c,Rd} = \frac{W_{elast,y} \cdot f_{yk}}{\gamma_{M0}} = 131{,}5\ \text{kN m}$

Quindi risulta $\frac{M_{Ed}}{M_{c,Rd}} = \frac{73{,}8}{131{,}5} = 0{,}56 \le 1$ *verifica soddisfatta*

14.4 VERIFICHE ALLO STATO LIMITE DI ESERCIZIO - SLE

14.4.1 Verifica deformabilità palancole

Si controllano le deformazioni relative alla condizione allo stato limite di esercizio



HISTORY 3 – DEFORMAZIONI SLE

Deformata massima a quota – 2,75 l.m.m. pari a 37 mm.

Valore accettabile.

15 TORRE FARO

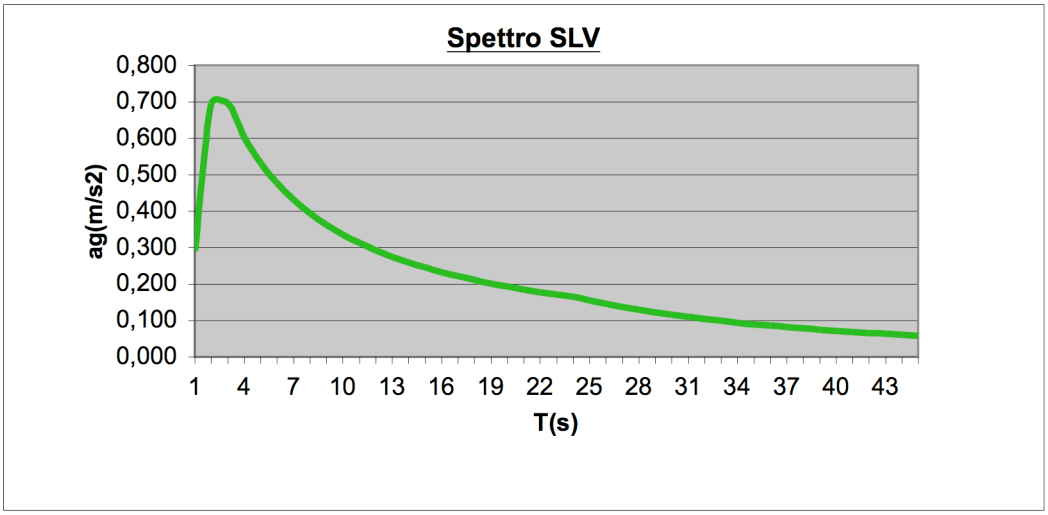
15.1 ANALISI CARICHI

15.1.1 AZIONE SISMICA

L'opera che si intende realizzare in base alla tabella Tabella 2.4.I del NTC è da progettare per una vita nominale Vn maggiore uguale a 100 anni, inoltre sempre in base alla classificazione fornita dalla medesima norma al punto 2.4.2 risulta un edificio di classe IV, con quindi un coefficiente d'uso C_u=2.
Le azioni sismiche devono essere valutate in relazione ad un periodo di riferimento $R_v = C_u \cdot V_n$ superiore o pari a 200 anni.
Come illustrato al p.to 7.2.5 del NTC le fondazioni vanno progettate in campo elastico, pertanto non vanno presi accorgimenti atti a renderle duttili, anche in virtù si assume a favore di sicurezza un coefficiente di struttura q unitario.
Per La Spezia si riportano i dati sismici in funzione del periodo di ritorno e dei parametri sopra commentati:

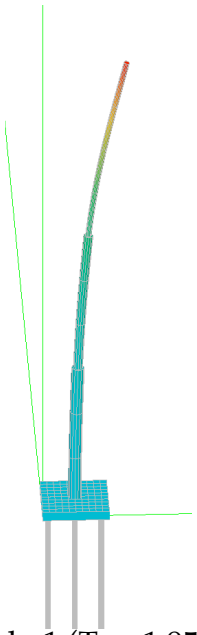
SLATO LIMITE	T_R [anni]	a_g [g]	F_o [-]	T_C^* [s]
SLD	201	0,08276	2,53509	0,276
SLV	1898	0,19175	2,38143	0,304

Si assume un terreno di tipo E per il quale risulta il seguente diagramma dello spettro di risposta della componente orizzontale :



15.1.2 ANALISI MODALE

Dall'analisi modale effettuata è emerso come la struttura risulti molto flessibile.



Modo 1 (T_1 = 1,954 s)

In seguito è stata eseguita un'analisi dinamica modale con la tecnica dello spettro di risposta.
Lo spettro di progetto utilizzato è quello del NTC del 2008 per terreni di tipo "E" già mostrato in precedenza.
Considerata la regolarità, nessuna eccitazione sismica verticale è stata presa in conto.
Le combinazioni modali sono state eseguite in automatico dal codice di calcolo "Nòlian" con la tecnica CQC "Complete Quadratic Combination" per tener in conto di eventuali correlazioni tra i diversi modi.
La risposta ottenuta è stata poi combinata con le altre azioni presenti sulla struttura, considerando tutte le combinazioni possibili con entrambi i segni, secondo le modalità indicate di seguito.

15.1.3 AZIONE DEL VENTO

In base alla localizzazione dell' intervento, zona 7 (Liguria), la normativa fornisce i seguenti valori:

$V_{b0}(m/s)$	a_0	$k_s\,(1/s)$
28	1000	0,015

La pressione del vento è ricavata dalla normativa che ne propone il calcolo mediante la seguente :

$$p = q_b \cdot c_e \cdot c_p \cdot c_d$$

dove $q_b = \frac{1}{2} \cdot \rho \cdot v_b^2$ è la pressione cinetica di riferimento, v_b è la velocità di riferimento ρ è la densità dell'aria, assunta convenzionalmente costante e pari a 1,25 kg/m^3 ; c_e è il coefficiente d'esposizione, c_p quello di pressione ed infine c_d quello dinamico assunto per tale struttura (a favore di sicurezza) unitario.

Il coeffiente di esposizione c_e secondo la normativa è fornito dalla seguente espressione:

$$c_e(z) = k_t \cdot c_t \cdot \ln\left(\frac{z}{z_0}\right) \cdot \left(7 + c_t \cdot \ln\left(\frac{z}{z_0}\right)\right)$$

assumendo una classe di rugosità D (area priva di ostacoli), considerando la zona 7, ci troviamo in categoria III di esposizione del sito per la quale si hanno i seguenti valori:

k_t	$z_0(m)$	$z_{min}\,(m)$
0,2	0,1	5

15.2 RISULTATI ANALISI

15.2.1 MODELLO DI CALCOLO

Si riportano i dati di input dell'analisi introdotti nel programma di calcolo Nolian.

E 67 - TORRE FARO_01.sap

Generato martedì 10 novembre 2009 alle ore 11:26:21.

Nolian EWS 30 (17.07.2009) build 3223

© 1984-2009, Softing srl — 25805

Spettro

SLV-200-E-q1-la spezia	
Periodo	**risposta**
0.00000	1,8000
0.07635	1,9184
0.17860	2,0368
0.22906	2,1429
0.30542	2,1429
0.38177	2,1429
0.45813	2,1429
0.53580	2,1429
0.61084	2,1429
0.68719	2,1429
0.76355	1,8616
0.83990	1,6924
0.91626	1,5514
0.99261	1,4320
1.06896	1,3297
1.14532	1,2411
1.22167	1,1635
1.29803	1,0951
1.37438	1,0342
1.45074	0,9798
1.52709	0,9308
1.60345	0,8865
1.67980	0,8462
1.75616	0,8094
1.83251	0,7757
1.90886	0,7447
1.98522	0,7160
2.06157	0,6895
2.13793	0,6649
2.21428	0,6234
2.29064	0,5825
2.36699	0,5456

INFORMAZIONI - ANALISI "_265" (Fase 1)

Equazioni.....	1083
Semibanda.....	351
Numero blocchi.....	1
Zero algoritmico.....	8.7315e-007
Tempo totale analisi (sec).....	0.13

ACCELERAZIONI SISMICHE				
Vect.	**X**	**Y**	**Z**	**Spettro**
1	81.19	0.00	0.00	SLD-200-E-q1-la spezia
2	188.11	0.00	0.00	SLV-200-E-q1-la spezia

Masse abilitate secondo: " X Y "

COEFFICIENTI DI PARTECIPAZIONE MODALE - ANALISI "_779" (Fase 1)

Modo	x	y	z
1	0.99200	-0.33949	0.00000
2	0.33949	0.99200	0.00000
3	0.63829	-0.25744	0.00000
4	0.25744	0.63829	0.00000
5	-0.40154	0.18659	0.00000
6	0.18659	0.40154	0.00000
7	0.13965	0.25066	0.00000
8	0.25066	-0.13965	0.00000
9	-0.14803	-0.20122	0.00000
10	-0.20122	0.14803	0.00000

Tipi di carico

Nome	Tipo	Grav.	Gamma	Gamma sismico	Psi 0	Psi 1	Psi 2	Psi 2 sismico	Phi (coeff. correl.)
Permanente	permanente	*	1.30	1.00	nd	nd	nd	nd	nd
Sismico SLU	sismico		1.00	0.00	nd	nd	nd	nd	nd
Sismico SLD	sismico		0.00	1.00	nd	nd	nd	nd	nd
Torcente SLU	sismico correlato		1.00	0.00	nd	nd	nd	nd	nd
Torcente SLD	sismico correlato		0.00	1.00	nd	nd	nd	nd	nd
Cat. A: Residenziale	variabile	*	1.50	1.00	0.70	0.50	0.30	0.30	1.00
Cat. B: Uffici	variabile	*	1.50	1.00	0.70	0.50	0.30	0.30	1.00
Cat. C: Affollamento	variabile	*	1.50	1.00	0.70	0.70	0.60	0.60	1.00
Cat. D: Commerciale	variabile	*	1.50	1.00	0.70	0.70	0.60	0.60	1.00
Cat. E: Magazzini	variabile	*	1.50	1.00	1.00	0.90	0.80	0.80	1.00
Cat. F: Rimesse (<30kN)	variabile	*	1.50	1.00	0.70	0.70	0.60	0.60	1.00
Cat. G: Rimesse (>30kN)	variabile	*	1.50	1.00	0.70	0.50	0.30	0.30	1.00
Cat. H: Copertura	variabile	*	1.50	1.00	0.00	0.00	0.00	0.20	1.00
Neve (q<1000)	variabile	*	1.50	1.00	0.50	0.20	0.00	0.20	1.00
Neve (q>1000)	variabile	*	1.50	1.00	0.70	0.50	0.20	0.20	1.00
Vento	variabile non contemporaneo		1.50	0.00	0.60	0.20	0.00	0.00	1.00

ELEMENTI TIPO (Fase 1)

TRAVE GENERICA

Tipo	Nome	Ax	Ay	Az	Jx	Jy	Jz	vi	vj
Materiale elastico: E=2.1e+006 G=800000									
1	tronco_O-672	104.7721	0.0000	0.0000	116529.9000	58268.2260	58268.2260	0	0
2	tronco_O-491	76.3407	0.0000	0.0000	45078.4210	22541.5960	22541.5960	0	0
3	tronco_O-299	37.0708	0.0000	0.0000	8065.2145	4033.3487	4033.3487	0	0
4	O_139,7_s10	40.7465	0.0000	0.0000	1713.6014	861.8940	861.8940	0	0

GUSCIO

Tipo	Tk
Materiale elastico: E=300000	
5	50.0000

Come intuibile per la tipologia strutturale le sollecitazioni dimensionanti sono fornite dall' azione del vento; si riportano le verifiche effettuate negli allegati seguenti sviluppati con fogli di calcolo excel.

15.2.2 VERIFICA ALLOGGIAMENTO POZZETTO

Vedi allegato 1

15.2.3 VERIFICA SUOLA DI FONDAZIONE

Vedi allegato 2

15.2.4 VERIFICA PALI DI FONDAZIONE

Vedi allegato 3

VERIFICA ALLOGGIAMENTO POZZETTO

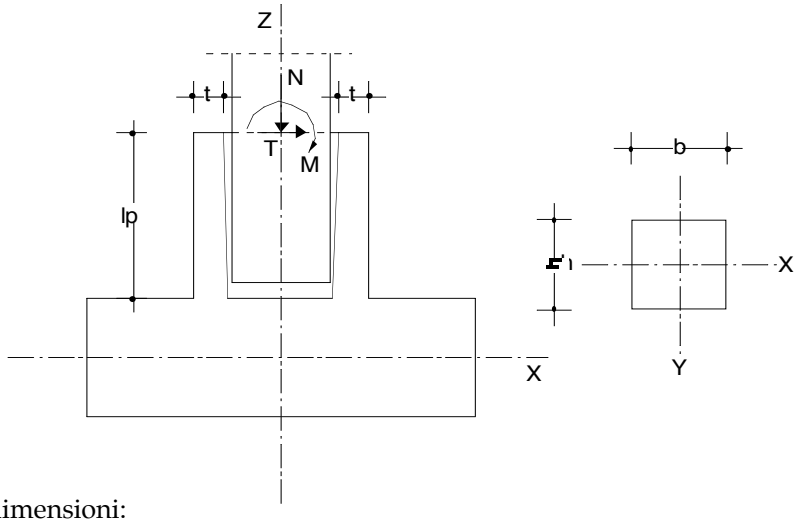
CALCOLO ALLOGGIAMENTO A POZZETTO DEI PILASTRI
CNR 10025
CON SUPERFICI INTERNE ORGANIZZATE

Sollecitazioni valutate a collo plinto

PLINTO TIPO **A**
Comb. carico p+a+t

N_1 =	37.820	daN
T_x =	0	daN
T_y =	2.631	daN
M_x =	4.904.150	daN cm
M_y =	0	daN cm
M_z =	0	daN cm

Calcestruzzo f_{ck} = 350 classe esposizione XS3



Pilastro dimensioni:

b = h = 76 cm

limitazioni altezza l_p dell'alloggiamento

$l_p \geq$	1,2 h	se	e ≤ 0,15 h	11,40	cm
	2,0 h	se	e ≥ 2,0 h	152,00	cm

con interpolazione lineare tra i valori estremi

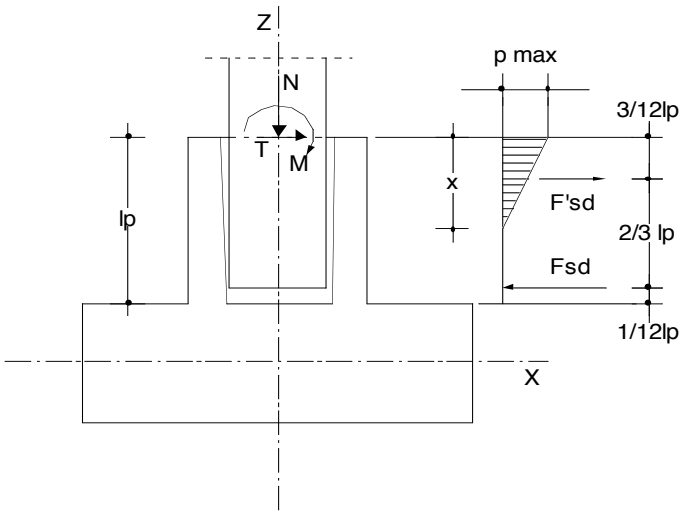
$e_x = M_y / N_1$ =	0,00	cm	
$e_y = M_x / N_1$ =	129,67	cm	
e max =	129,67	cm	

$l_{p\,(min)}$ = 142,34 cm

Dimensioni del pozzetto:

vuoto s = 12,0	cm	
t = 35	cm	
$b_p = h_p$ = 100,0	cm	dim. pozzetto interno
l_p = 200	cm	
B = 170,0	cm	dim. pozzetto esterno

Distribuzione tensioni fra pilastro e superfici interne del pozzetto
(schema semplificato)



<u>Pareti del pozzetto trasversali al piano di sollecitazione</u>

Sollecitazioni di calcolo

pareti piano ZX

$F'_{Sd} = 3/2\ (M_x/l_p + 11/12T_y) =$	40.399	daN
$F_{Sd} = 3/2\ (M_x/l_p + 3/12\ T_y) =$	37.768	daN

pareti piano ZY

$F'_{Sd} = 6/5\ (M_y/l_p + T_x) =$	0	daN
$F_{Sd} = 6/5\ (M_y/l_p + 1/6\ T_x) =$	0	daN

resistenze di calcolo

$F'_{Rd} = \partial\ f_{cd}\ b_p\ l_p$
$F_{Rd} = \partial_1\ N_{Sd} + \partial_2\ f_{cd}\ b_p\ l_p$

∂ = 0,25	coefficiente attrito
f_{cd} = 198,3	daN/cm^2
f_{sd} = 3.913	daN/cm^2

$\partial_1 = 0{,}40$ coeff. attrito tra calcestruzzo e palo fondo pozzetto
$\partial_2 = 0{,}2$ coeff. attrito

$F'_{Rd} = 991.667$ daN
$F_{Rd} = 808.461$ daN

Verifica della resistenza ultima

La verifica è soddisfatta se:

1 - $F'_{Sd} < F'_{Rd}$
2 - risultano positive le verifiche di sicurezza relative ai <<telai>> orizzontali chiusi che si formano nella parte attiva dell'alloggiamento.

Verifica 1

$F'_{Sd} < F'_{Rd}$ *verifica soddisfatta*

Verifica 2

Si considera lo schema statico definito dalla CNR 10025

Forza risultante F'_{Sd} = 40.399 daN

Verifica dei tiranti che si formano nelle pareti parallele alla direzione delle azioni

azione = $F'_{Sd}/2$ = 20.200 daN

armatura minima A_a = 5,16 cm^2

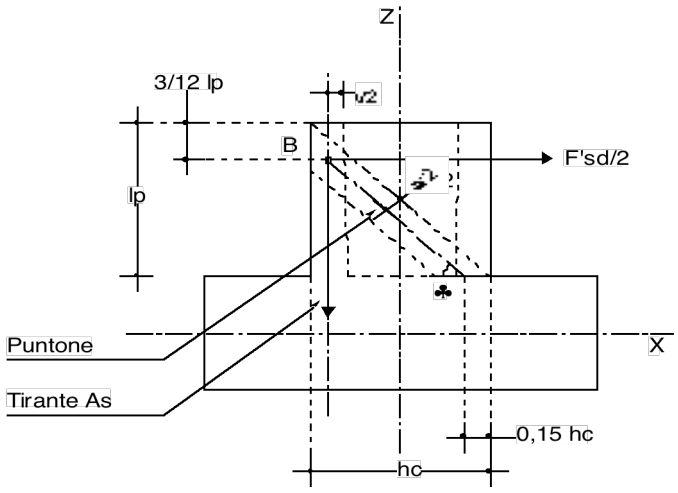
armatura prevista
diametro = 14
numero = 4
A_a = 6,16 cm^2

verifica soddisfatta

Pareti ortogonali alla direzione delle azioni

Nelle pareti trasversali si colloca in alto la stessa armatura orizzontale come nelle pareti longitudinali - come indica il Leonhardt a pag. 240

Pareti pozzetto nel piano parallelo al piano di sollecitazione



$ß = \text{arctg } 3/4\ l_p\ /\ (0{,}85\ h_c - t/2)$
$ß = 0{,}92$ rad
$ß = 52{,}69$ °
$h_c = B$

$a/2 = 0{,}15\ h_c \cdot \sin ß$
$a/2 = 20{,}28$ cm

Sollecitazioni di calcolo

$N_{s\,Sd} = 0{,}5 \cdot F'_{sd} \cdot \text{tg}ß$
$N_{c\,Sd} = 0{,}5 \cdot F'_{sd}\ /\ \cos ß$

$N_{s\,Sd} = 26.509$ daN
$N_{c\,Sd} = 33.328$ daN

Resistenze di calcolo

$N_{s\,Rd} = f_{sd}\ A_s$
$N_{c\,Rd} = f_{cd}\ a \cdot t$

essendo A_s la sezione del tirante ed *a* la larghezza del puntone
sono considerati efficaci soltanto i ferri verticali contenuti nel "pilastrino d'angolo" formato dall'incrocio delle pareti

amatura minima $A_a =$ 6,77 cm^2
armatura prevista
diametro = 16
numero = 4
$A_a =$ 8,04 cm^2

$N_{s\,Rd}$ = 31.470 daN
$N_{c\,Rd}$ = 281.590 daN

Verifica della resistenza ultima

La verifica è positiva se:

1 - sono verificate entrambe le relazioni $N_{s\,Sd} \le N_{s\,Rd}$, $N_{c\,Sd} \le N_{c\,Rd}$

2 - gli ancoraggi delle armature A_s sono garantiti

Verifica 1

$N_{s\,Sd} < N_{s\,Rd}$
$N_{c\,Sd} < N_{c\,Rd}$
verifica soddisfatta

Verifica 2

lunghezza ancoraggio > 100 cm
massimo sforzo amm. nelle barre = 7.867,55 daN

lunghezza minima ancoraggio:
circonferenza barra = 5,03 cm
aderenza = f_{bd} = 33,52 daN/cm^2
L_{min} = 46,69 cm
verifica soddisfatta

Verifica a punzonamento

Si considera efficace soltanto il contributo della soletta di fondo trascurando l'attrito laterale delle pareti del pozzetto.

Sollecitazione di punzonamento = N_1 = 37.820 daN
Resistenza di punzonamento = $P_{Rd} = 0{,}5 \cdot fctd \cdot 2 \cdot (b + h + 2d) \cdot d$

f_{ctd} = 14,90 daN/cm^2
altezza utile basamento fondazione
d = 55 cm
P_{Rd} = 214.699 daN > N_1

verifica soddisfatta

CALCOLO PLINTO

Pressione del vento $p=q_{ref}\ c_e\ c_p\ c_d$

q_{ref}= pressione cinetica di riferimento

c_e= coefficiente di esposizione

c_p= coefficiente aerodinamico

c_d= coefficiente dinamico

Zona 7 (Liguria)

$v_{ref}= v_{ref,0}=$ 28 m/s

$q_{ref} = v_{ref}^2/1,6 =$ 490 N/m^2

Classe di rugosità D

Categoria di esposizione del sito III

$z_{min}=$ 5 m

$z_0=$ 0,1 m

$k_r=$ 0,2

$c_t=$ 1

corpo cilindrico

$c_p=$ 0,7

$c_d=$ 1

Geometria Apparecchiature

Superficie esposta proiettori

Numero proiettori	N=	6	
Superficie esposta x proiettore	Ap=	0,65	m^2
Superficie esposte supporti	As=	0,65	m^2
Superficie totale	A=6Ap+As	4,55	m^2

Peso proiettori	P1=	1680	N
Peso supporti	P2=	1200	N

AZIONI SUL FUSTO

altezza torre	H=	26	m
intervallo	Dh=	1	m
diametro di base	D1=	0,503	m
diametro di testa	D2=	0,18	m
conicità	zDz=	0,01242308	
spessore	s=	0,004	m
peso specifico	g=	78500	N/m^3

tronco	z (m)	r	Dh (m)	D (m)	A (m^2)	ce	F (N)	M (Nm)
1	0,5	490	1	0,4968	0,4968	1,708	416	208
2	1,5	490	1	0,4844	0,4844	1,708	405	608
3	2,5	490	1	0,4719	0,4719	1,708	395	987
4	3,5	490	1	0,4595	0,4595	1,708	385	1346
5	4,5	490	1	0,4471	0,4471	1,708	374	1684
6	5,5	490	1	0,4347	0,4347	1,764	376	2066
7	6,5	490	1	0,4223	0,4223	1,866	386	2510
8	7,5	490	1	0,4098	0,4098	1,955	393	2944
9	8,5	490	1	0,3974	0,3974	2,033	396	3365
10	9,5	490	1	0,3850	0,3850	2,105	397	3772
11	10,5	490	1	0,3726	0,3726	2,169	396	4158
12	11,5	490	1	0,3601	0,3601	2,229	393	4523
13	12,5	490	1	0,3477	0,3477	2,284	389	4864
14	13,5	490	1	0,3353	0,3353	2,336	384	5181
15	14,5	490	1	0,3229	0,3229	2,384	377	5469
16	15,5	490	1	0,3104	0,3104	2,430	370	5729
17	16,5	490	1	0,2980	0,2980	2,472	361	5956
18	17,5	490	1	0,2856	0,2856	2,513	352	6154
19	18,5	490	1	0,2732	0,2732	2,552	342	6320
20	19,5	490	1	0,2608	0,2608	2,591	331	6455
21	20,5	490	1	0,2483	0,2483	2,63	320	6560
22	21,5	490	1	0,2359	0,2359	2,669	309	6633
23	22,5	490	1	0,2235	0,2235	2,708	297	6672
24	23,5	490	1	0,2111	0,2111	2,747	284	6676
25	24,5	490	1	0,1986	0,1986	2,786	271	6644
26	25,5	490	1	0,1862	0,1862	2,825	258	6573
							9355	114059

CARICHI AL PIEDE

Momento flettente (z=0)	M=	114059	Nm
Peso colonna	N=	16000	N
Taglio	T=	9355	N

AZIONI SULLE APPARECCHIATURE

Superficie esposta	A=	4,55	m^2
Coefficiente aerodinamico	c_p=	1,3	
Coeff. Di esposizione (z=20)	c_e=	2,825	
Coefficiente dinamico	c_d=	1	
Pressione cinetica di riferimento	q_{ref}=	490	N/m^2
Spinta totale		8188	N
Quota baricentro		26	m

CARICHI AL PIEDE

Sono valutati alla base della colonna, ell'estradosso del pozzetto di fondazione

Momento flettente (z=0)	M=	212884	Nm
Peso apparecchiatura	N=	2880	N
Taglio	T=	8188	N

CARICHI AL PIEDE TOTALI

Momento flettente (z=0)	M=	326943	Nm
Carichi verticali	N=	18880	N
Taglio	T=	17543	N

CARICHI AL PIEDE TOTALI

Dimensioni pozzetto

Altezza	h=	2	m
Lato	C=	1,7	m
Momento flettente (z=-1,5)	M=	326943	Nm
Carichi verticali(pozzetto compreso)	N=	68380	N
Taglio	T=	17543	N

VERIFICA PLINTO

Dimensioni plinto

Altezza		h=	0,6	m
Lato inferiore		B=	3,5	m

Sollecitazioni AGLI SLU

		Msd=	490415	Nm
		Nsd=	378195	N
		Tsd=	26314	N

Verifica sezione

Larghezza sezione condiderata		b=	290	cm
Acciaio teso	14ø 16	A_s=	28,15	cm^2
Acciaio compresso	14ø 16	A_s=	28,15	cm^2
Momento flettente resistente		Mrd=	596600	Nm

Mrd maggiore di Msd pertanto *sezione verificata*

Resistenza palo soggetto a carichi assiali

Terreni stratificati coesivi-incoerenti

Il valore della resistenza R_d di progetto si ottiene a partire dal valore caratteristico R_k applicando i coefficienti parziali γ_R della tabella 6.4.II del NTC 2008
Nel nostro caso R_k è calcolata con metodo analitico utilizzando valori caratteristici dei parametri del terreno. R_k nel caso di pali soggetti a sola compressione diventa $R_{c,k}$ ed è data dai due contributi: resistenza alla base $R_{c,b}$ e resistenza laterale $R_{c,s}$.
I coefficienti parziali γ_R sono diversi per le due resistenze.

Tabella 6.4.II

Resistenza	simbolo	pali infissi			pali trivellati			pali ad elica continua		
	γ_R	(R1)	(R2)	(R3)	(R1)	(R2)	(R3)	(R1)	(R2)	(R3)
base	γ_b	1,00	1,45	1,15	1,00	1,70	1,35	1,00	1,60	1,30
lat. Comp.	γ_s	1,00	1,45	1,15	1,00	1,45	1,15	1,00	1,45	1,15
totale	γ_t	1,00	1,45	1,15	1,00	1,60	1,30	1,00	1,55	1,25
lat. traz.	γ_{st}	1,00	1,60	1,25	1,00	1,60	1,25	1,00	1,60	1,25

Con riferimento alle procedure analitiche che prevedano l'utilizzo dei parametri geotecnici o dei risultati di prove in sito, il valore caratteristico della resistenza $R_{c,k}$ (o $R_{t,k}$) è dato dal minore dei valori ottenuti applicando alle resistenze calcolate $R_{c,cal}$ ($R_{t,cal}$) i fattori di correlazione ξ riportati nella Tab. 6.4.IV, in funzione del numero n di verticali di indagine:

$$R_{c,k} = \min\left[\frac{(R_{c,cal})_{media}}{\xi_3}; \frac{(R_{c,cal})_{\min}}{\xi_4}\right] \qquad [1]$$

$$R_{t,k} = \min\left[\frac{(R_{t,cal})_{media}}{\xi_3}; \frac{(R_{t,cal})_{\min}}{\xi_4}\right]$$

Tabella 6.4.IV

Numero di prove	1	2	3	4	5	7	10
ξ_3	1,70	1,65	1,60	1,55	1,50	1,45	1,40
ξ_4	1,70	1,55	1,48	1,42	1,34	1,28	1,21

Resistenza caratteristica di base calcolata in base ai parametri caratteristici del terreno.

$R_{c,b\,cal} = A_b(c' \cdot N'_c + \sigma_{vb} \cdot N'_q)$

A_b= area di base del palo
c'= coesione efficace

N'_c = fattore capacità portante relativo alla coesione corretto_per effetti forma e profondità
σ_{vb}= pressione verticale efficace alla base del palo

N'_q = fattore capacità portante relativo alla pressione alla base corretto per effetti forma e profondità

$N'_c = 9$ si considera un valore costante
$N'_q = N_q\, s_q\, d_q$
N_q = fattore adimensionale di capacità portante ricavato dalla formula di Hansen
s_q: fattore di forma $s_q = 1 + \tan \phi'$
d_q: fattore di profondità $d_q = 1 + 2 \tan \phi'(1-\sin\phi') \cdot K$

dove $K = \arctan ŁD$ D: diametro del palo
L: immorsamento del palo nel terreno

$R_{c,b} = R_{c,b\,cal} / \gamma_b$ resistenza caratteristica di base

Resistenza caratteristica laterale calcolata in base ai parametri caratteristici del terreno.

$$R_{c,s\,cal} = \pi \cdot B \cdot \sum_0^D f_z d_z$$

$$f_z = Ca + s'_z \cdot \tan \partial$$
$$f_z = v\, c + (Ks \cdot g' z) \cdot \tan \partial$$

C*a*: adesione
s'_z : pressione geostatica alla quota z
$\tan \partial$: coefficiente di attrito palo-terreno ≈ tan ø′
K_s : coefficiente di spinta orizzontale del terreno ≈ coeff. di spinta a riposo
v : coefficiente di adesione
c : coesione media
$K_s \approx K_0 = 1 - \sin ø'$
ø′ : angolo d'attrito efficace

$v = 0{,}50$

$R_{c,s} = R_{c,s\,cal} / \gamma_s$ resistenza caratteristica laterale

Resistenza di progetto

$R_{c,cal} = R_{c,s} + R_{c,b}$ resistenza caratteristica di calcolo

La resistenza di progetto si ricava applicando la relazione [1]. In questo caso i valori $(R_{c,cal})_{medio}$ e $(R_{c,cal})_{n}$ coincidono per cui si ha:

$R_{c,d} = R_{c,cal} / \xi_3$ resistenza a compressione di progetto $\xi_3 > \xi_4$

Per ottenere il valore di progetto della resistenza sarà utilizzato l'approccio 2 che prevede un'unica combinazione con i coefficienti (A1+M1+R3)

Resistenza palo soggetto a carichi assiali

Terreni stratificati coesivi-incoerenti

Parametri caratteristici del terreno

Unità	N°	**zi** (quota iniz.)	**zf** (quota fin.)	**ø**	**ø** (rad)	**c** KN/m²	**g** KN/m³	**g′** KN/m³	**ko**
	1	**0,75**	**-8,00**	**30**	0,52	**0,0**	**17,00**	**10,00**	0,500
	2	**-8,00**	**-15,00**	**22**	0,38	**8,5**	**17,50**	**10,00**	0,625
	3	**-15,00**	**-18,50**	**30**	0,52	**11,0**	**19,00**	**11,00**	0,500
	4	**-18,50**	**-30,00**	**38**	0,66	**0,0**	**19,00**	**11,00**	0,384

coefficiente di adesione v = **0,50**

Dati di riferimento palo

tipologia palo = **trivellato**
N° di prove in situ (verticali) = **1**
quota estradosso terreno = **0,00** m
quota media terreno naturale = **0,00** m
Lunghezza palo L = **20,00** m
diametro fusto palo D = **0,22** m
diametro base palo D′ = **0,22** m
quota testa palo = **0,75** m
circonferenza = 0,691 m
z_B = 7,00 m

Approccio 2 (A1+M1+R3)

coefficienti parziali γ_R
γ_s = 1,15
γ_b = 1,35
fattori di correlazione ξ
ξ_3 = 1,70
ξ_4 = 1,70

Resistenza caratteristica laterale del palo

Resistenza laterale Q_l = 245,84 KN
effetto dell'attrito negativo Q_n = 0,00 KN
Res. laterale caratt. di calcolo $R_{c,s\,cal}$ = 245,84 KN dalla tabella A

Res. laterale caratteristica $R_{c,s} = R_{c,s\,cal} / \gamma_s$
$R_{c,s}$ = 213,77 KN

Tabella **A**

N.	quota	unità			Q_l	Q_n
		livello	g′·z	f_z		
	m	terreno	KN/m²	KN/m²	KN	KN
1	0,00	1	0,00	0,00	0,00	0,00
2	-0,50	1	5,00	1,44	0,25	0,00
3	-1,00	1	10,00	2,89	0,75	0,00
4	-1,50	1	15,00	4,33	1,25	0,00
5	-2,00	1	20,00	5,77	1,75	0,00
6	-2,50	1	25,00	7,22	2,24	0,00
7	-3,00	1	30,00	8,66	2,74	0,00
8	-3,50	1	35,00	10,10	3,24	0,00
9	-4,00	1	40,00	11,55	3,74	0,00
10	-4,50	1	45,00	12,99	4,24	0,00
11	-5,00	1	50,00	14,43	4,74	0,00
12	-5,50	1	55,00	15,88	5,24	0,00
13	-6,00	1	60,00	17,32	5,74	0,00
14	-6,50	1	65,00	18,76	6,23	0,00
15	-7,00	1	70,00	20,21	6,73	0,00
16	-7,50	1	70,00	20,21	6,98	0,00
17	-8,00	2	70,00	21,94	7,28	0,00
18	-8,50	2	70,00	21,94	7,58	0,00
19	-9,00	2	70,00	21,94	7,58	0,00
20	-9,50	2	70,00	21,94	7,58	0,00
21	-10,00	2	70,00	21,94	7,58	0,00
22	-10,50	2	70,00	21,94	7,58	0,00
23	-11,00	2	70,00	21,94	7,58	0,00
24	-11,50	2	70,00	21,94	7,58	0,00
25	-12,00	2	70,00	21,94	7,58	0,00
26	-12,50	2	70,00	21,94	7,58	0,00
27	-13,00	2	70,00	21,94	7,58	0,00
28	-13,50	2	70,00	21,94	7,58	0,00
29	-14,00	2	70,00	21,94	7,58	0,00
30	-14,50	2	70,00	21,94	7,58	0,00
31	-15,00	3	70,00	25,71	8,23	0,00
32	-15,50	3	70,00	25,71	8,88	0,00
33	-16,00	3	70,00	25,71	8,88	0,00
34	-16,50	3	70,00	25,71	8,88	0,00
35	-17,00	3	70,00	25,71	8,88	0,00
36	-17,50	3	70,00	25,71	8,88	0,00
37	-18,00	3	70,00	25,71	8,88	0,00
38	-18,50	4	70,00	21,02	8,07	0,00
39	-19,00	4	70,00	21,02	7,26	0,00
40	-19,50	4	70,00	21,02	7,26	0,00

Resistenza caratteristica di base del palo

$R_{c,b\,cal} = A_b(c'\cdot N'_c + \sigma_{vb}\cdot N'_q)$

quota base palo = -19,25 m

unità terreno = 4,00

ø′= 38,00 °

ø′= 0,66 rad

c′= 0 KN/m²

N'_c = 9 si considera un valore costante

$N'_q = N_q\, s_q\, d_q$

$s_q = 1 + \tan ø'$

$d_q = 1 + 2\tan ø'(1-\sin ø')\cdot K$ K = arctan ŁD

K = 1,560 radianti

s_q = 1,781

d_q = 1,937

N_q = 33,30 ricavato da Vesic

N'_q = 114,88

σ_{vb} = 70,00 KN/m²

D' = 0,22 m

ß = 1,00 coefficiente di riduzione della base di fondazione

A_b = **0,03801** m²

$R_{c,b\ cal}$ = 305,69 KN

Resistenza di base caratteristica $R_{c,b} = R_{c,b\ cal} / \gamma_b$

$R_{c,b}$ = 226,44 KN

Resistenza di base di progetto

$R_{c,cal} = R_{c,s} + R_{c,b}$ resistenza caratteristica di calcolo

$R_{c,cal}$ = 440,21 KN

$R_{c,d} = R_{c,cal} / \xi_3$ resistenza a compressione di progetto

$R_{c,d}$ = **258,95** KN

$N_{sd,tot}$ = 378,2 kN

$M_{sd,tot}$ = 490,4 kNm

numero pali 8

i= 2,9 **m**

N_{max} = 216,4 kN **Nmax < Rc,b Verifica soddisfatta**