



REGIONE DEL VENETO
Direzione Ambiente



COMUNE DI VENEZIA



ACQUE RISORGIVE
CONSORZIO DI BONIFICA

Via Rovereto, 12 - 30174 VENEZIA - cod. fisc. 94072730271 - tel. 0415459111
web: www.acquerisorgive.it - e.mail: consorzio@acquerisorgive.it

DELIBERA DEL CONSIGLIO REGIONALE DEL VENETO N. 24 DEL 04.05.2004 - SCHEDE DI PROGETTO N. B.7 E B.15

ACCORDO DI PROGRAMMA DEL 13.04.2006

DELIBERA DELLA GIUNTA REGIONALE DEL VENETO N. 1169 DEL 25.06.2012 - SCHEDA DI PROGETTO N. B.2

DELIBERA DELLA GIUNTA REGIONALE DEL VENETO N. 1204 DEL 14/08/2018

RIQUALIFICAZIONE AMBIENTALE DEL BASSO CORSO DEL FIUME
MARZENEGO-OSELLINO PER LA RIDUZIONE ED IL CONTROLLO DEI
NUTRIENTI SVERSATI IN LAGUNA DI VENEZIA
LOTTO 1

Importo € 5.000.000,00

PROGETTO DEFINITIVO

DATA		ELABORATO							
24 settembre 2018		01.02.00 - RELAZIONE DI CALCOLO DELLE STRUTTURE E RELAZIONE GEOTECNICA							
SCALA		-							
CODICE ELABORATO						CUP			
AR	P.149.1	DEF	01	02	00	REST	00	C68J0500020002	
RESPONSABILE UNICO DEL PROCEDIMENTO						GRUPPO DI LAVORO			
ing. Carlo Bendoricchio CONSORZIO DI BONIFICA ACQUE RISORGIVE DIRETTORE GENERALE						CONSORZIO DI BONIFICA ACQUE RISORGIVE UFFICIO SVILUPPO NUOVE OPERE ing. Piero Zanette geom. Livio Gardellin geom. Matteo Bianchi m.a. Fabio Veronese ing. Laura Grechi			
PROGETTISTA									
ing. Michele Caffini CONSORZIO DI BONIFICA ACQUE RISORGIVE CAPO UFFICIO SVILUPPO NUOVE OPERE									
REV. N°	DATA	MOTIVO DELLA REVISIONE					REDIGE	VERIFICA	APPROVA
0	24-09-2018	Prima emissione						P. Zanette	M. Caffini

PROGETTO
P.149.1



Sommario

1 -	PREMESSE	1
2 -	NORMATIVA DI RIFERIMENTO.....	1
3 -	MATERIALI DI PROGETTO.....	2
4 -	GEOTECNICA DI RIFERIMENTO	2
5 -	DIFESE DI SPONDA	4
5.1.	Soluzioni tecniche adottate	4
5.2.	Modelli di calcolo e verifica	5
5.3.	Verifiche strutturali	8
5.3.1.	Sezione tipo 2 – singola burga su materasso	8
5.3.2.	Sezione tipo 5 - palo a sbalzo L=5.70 m	8
5.3.3.	Sezione tipo 6 – palo tirantato L=4.70 m	11
5.3.4.	Sezione tipo 6 GOLENA – palo tirantato L=3.70 m	15
5.3.5.	Sezione tipo 7 GOLENA - palo tirantato L=4.70 m	19
5.4.	Verifica geotecnica (GEO)	23
5.5.	Verifiche di stabilità globale	23
5.5.1.	Considerazioni generali	23
5.5.2.	Ipotesi di non intervento	26
5.5.3.	Verifica delle sezioni tipo 1, 2, 3 (burghe e materassi)	27
5.5.4.	Verifica delle sezioni tipo 4, 5, 6 e 7 (palificate)	30
6 -	BANCHINA DI ACCOSTO PRESSO VIA PERTINI	32
6.1.	Soluzione tecnica adottata.....	32
6.2.	Modello di calcolo e verifica	33
6.3.	Verifiche strutturali.....	35
6.4.	Verifica di stabilità globale	40



7 - NUOVO MANUFATTO ALLE ROTTE	41
7.1. Soluzione tecnica adottata	41
7.2. Caratterizzazione sismica	41
7.2.1. Criteri generali	41
7.2.2. Parametri sismici	42
7.3. Caratteristiche e condizioni di carico degli elementi strutturali.....	44
7.3.1. Grigliato carrabile	44
7.3.2. Travi portanti della passerella	45
7.3.3. Pile di sostegno	47
7.3.4. Soletta di fondo del manufatto	48
7.4. Verifiche strutturali	48
7.4.1. Grigliato carrabile	48
7.4.2. Travi portanti della passerella	49
7.4.3. Pile	51
7.4.4. Soletta di fondo del manufatto	52



ACQUE
RISORGIVE
CONSORZIO
DI BONIFICA

RIQUALIFICAZIONE AMBIENTALE DEL BASSO CORSO
DEL FIUME MARZENEGO-OSELLINO PER LA
RIDUZIONE ED IL CONTROLLO DEI NUTRIENTI
SVERSATI IN LAGUNA DI VENEZIA – LOTTO 1
PROGETTO DEFINITIVO
[P149.1]

**AII. 01.02.00 REST
RELAZIONE DI CALCOLO DELLE
STRUTTURE**



1 -PREMESSE

La presente relazione riporta i criteri e i calcoli alla base del predimensionamento delle strutture la cui realizzazione è prevista dal progetto definitivo in titolo.

Tali opere vengono di seguito elencate e verranno descritte nei paragrafi seguenti:

- Nuovo manufatto alle Rotte, all'intersezione tra il fiume Osellino e il canale alle Rotte, costituito da paratoie mobili imperniate su una soletta di fondo in c.a., sulla quale poggiano anche i muri di sostegno di una passerella carrabile che consente il transito al di sopra del manufatto;

2 -NORMATIVA DI RIFERIMENTO

Le strutture del presente progetto saranno verificate in accordo con quanto previsto dalle seguenti norme:

- DECRETO MINISTERIALE 14 gennaio 2008: Norme tecniche per le costruzioni.
- DECRETO MINISTERIALE 16 gennaio 1996: Norme tecniche relative ai "Criteri generali per la verifica di sicurezza delle costruzioni e dei carichi e sovraccarichi".
- DECRETO MINISTERIALE 9 gennaio 1996: Norme tecniche per il calcolo, l'esecuzione ed il collaudo delle strutture in cemento armato, normale e precompresso e per le strutture metalliche.
- DECRETO MINISTERIALE 11 marzo 1988: Norme tecniche riguardanti le indagini sui terreni e sulle rocce, la stabilità dei pendii naturali e delle scarpate, i criteri generali e le prescrizioni della progettazione, l'esecuzione e il collaudo delle opere di sostegno delle terre e delle opere di fondazione.
- CIRCOLARE MINISTERO LL.PP. 4 LUGLIO 1996, n. 156AA.G.G./STC: Istruzioni per l'applicazione delle "Norme tecniche relative ai criteri generali per la verifica di sicurezza delle costruzioni e dei cariche e sovraccarichi" di cui al decreto ministeriale 16 gennaio 1996
- Norma UNI 10248: Hot rolled sheet piling of non alloy steels: part 1: technical delivery conditions.



3 - MATERIALI DI PROGETTO

Calcestruzzo Rck 35

- resistenza Rck =35 N/mm²,
- classe di esposizione 2°
- classe minima resistenza. C25/30

Acciaio per c.a. B450C

- Tensione caratteristica di snervamento $f_{yk} = 450MPa$
- Tensione caratteristica di rottura $f_{tk} = 540MPa$

Acciaio per palancole S270GP

- Carico unitario di snervamento minimo $R_{eH} = 270MPa$
- Resistenza a trazione minima $R_m = 410MPa$

Acciaio per carpenteria metallica S355JO per struttura del nuovo manufatto alle Rotte

- Limite di snervamento $R_{eH} = 355 \div 275MPa$
- Carico limite di rottura a trazione $R_m = 510 \div 600MPa$

Pali in legno classe di servizio 2: C22: (UNI EN 338)

- Resistenza a flessione
- Resistenza a taglio

Funi in acciaio per tiranti:

Fune zincata tipo AZ 707 – 49 fili spiroidale 7 (6+1)

- Tensione caratteristica di rottura

4 - GEOTECNICA DI RIFERIMENTO

In fase di progettazione preliminare è stata redatta una “Relazione di caratterizzazione ambientale e analisi di rischio”, volta principalmente alla caratterizzazione chimica dei terreni ed alla localizzazione degli acquiferi. Le numerose indagini svolte all'uopo, sondaggi e campionamenti, sono tuttavia utili per una stima meramente qualitativa delle caratteristiche geomeccaniche dei terreni indagati.

Le fonti dalle quali si sono ricavate le informazioni sono le seguenti:



- Indagini sul Canal Salso del 2003 (ICRAM);
- Indagini relative all'intervento nell'ex discarica di Passo a Campalto (MAV);
- Sondaggi geognostici effettuati nell'Ottobre del 2002 da Geoservizi S.r.l, nell'ambito PSA;
- Progetto Integrato Campalto (PIC), nodo idraulico di Bissuola.

La stratigrafia risulta essere molto complessa, tipica della zona della Laguna di Venezia, mostrando una successione di strati argillosi, limosi e sabbiosi, relativi agli eventi successivi di deposizione ed erosione che la Laguna ha conosciuto. Di conseguenza è difficoltoso contraddistinguere con precisione la correlazione laterale degli strati che costituiscono la stratigrafia della zona.

Dalle analisi disponibili è emersa inoltre la notevole variabilità degli spessori dei singoli strati lungo il corso del canale. Data la scarsità di analisi di laboratorio o prove di campo (ad esempio CPTU) atte ad una caratterizzazione geomeccanica dei terreni si è ritenuta opportuna, ai fini dei calcoli di predimensionamento delle strutture, l'assunzione di una stratigrafia media che, anche sulla base di esperienze pregresse in ambito lagunare, sia contraddistinta dai seguenti parametri geotecnici:

strato	tipo di materiale	Quote in m s.m.m.		γ kN/m ³	φ' °	c' kPa	E kPa
		da	a				
1	riporto	+1.00	-2.00	18.5	25	3	8000
2	sabbie mediamente addensate	-2.00	-8.20	18.5	30	0	15000
3	materiale limoso - argilloso	-8.20	-10.90	18.5	27	0	8000
4	sabbie	-10.90	var.	18.5	30	0	15000

I rilievi disponibili circa lo stato di fatto delle sponde del canale mostrano che la scarpata degli argini esistenti presenta pendenze sull'orizzontale che in certe zone raggiungono i 35°. Ciò è certamente ascrivibile ad un angolo di attrito del terreno costituente l'argine superiore a 25° e/o alla presenza di coesione efficace.

La verifica di sponda viene effettuata considerando un sovraccarico di 5 kPa.



5 - DIFESE DI SPONDA

5.1. Soluzioni tecniche adottate

A seconda del tipo di intervento, del dislivello tra monte e valle del sostegno di sponda e dell'inclinazione del fondo e dell'argine si è stabilita la realizzazione delle seguenti sezioni tipo:

Tipo 2: Singola burga su materasso, per dislivelli fino a 0.50 m, sponda e fondale circa orizzontali;

Tipo 5: Palo in legno Ø 25 cm, L=5.70 m per dislivelli fino a 1.40 m, sponda inclinata fino a 25° sull'orizzontale e fondale inclinato fino a 15° sull'orizzontale;

Tipo 6: Palo in legno Ø 25 cm, L=4.70 m, tirantato, L=3.5 m ad interasse di 1 m, per dislivelli fino a 2.10 m, sponda inclinata fino a 25° sull'orizzontale e fondale inclinato fino a 15° sull'orizzontale;

Tipo 6 GOL: Palo in legno Ø 25 cm, L=3.70 m, tirantato, L=3.5m ad interasse di 2 m, per dislivelli fino a 1.50 m, sponda inclinata fino a 25° sull'orizzontale e fondale inclinato fino a 15° sull'orizzontale;

Tipo 7 GOL: Palo in legno Ø 25 cm, L=4.70 m tirantato, L=4.0 m ad interasse di 2,0 m, per dislivelli fino a 1,80 m, sponda inclinata fino a 25° sull'orizzontale e fondale inclinato fino a 15° sull'orizzontale;

Le sezioni tipo vengono illustrate nel dettaglio nei seguenti paragrafi.

Per gli interventi tipo costituiti da palificate in legno a ridosso degli argini si segnala che, nonostante la testa dei pali si attesti ovunque a quota +11.00 (cioè a +1.00 m s.m.m.), la quota di progetto del terreno a tergo della palificata si attesta a quote variabili tra +10.00 e +10.50.

Lo schema statico per le verifiche strutturali e di stabilità è stato condotto nel caso in cui la quota a tergo sia a +11.00. Rispetto a tale quota si è fissato il dislivello massimo rispetto al fondale in accosto per ciascuna sezione tipo.

Nel caso di golene la testa del palo è portata a +10.50.



5.2. Modelli di calcolo e verifica

La verifica di stabilità delle burghe viene effettuata confrontando l'entità della spinta attiva agente a tergo della burga con l'entità dell'attrito tra la burga e il materasso su cui essa poggia.

La verifica strutturale delle paratie di pali, soggette alle spinte del terreno, dell'acqua e dei sovraccarichi è condotta attraverso l'utilizzo del programma agli elementi finiti PARATIE, che è in grado di modellare il comportamento della struttura in tutte le sue fasi di costruzione.

Per le paratie di pali le fasi costruttive simulate sono due, data la semplicità del processo realizzativo dell'opera e sono di seguito riportate:

1. Condizione geostatica: la palificata (lunghezza variabile tra 4.70 e 5.70 m) viene infissa al piede dell'argine, lato acqua, e a seconda della sezione tipo (cfr. prossimi paragrafi) viene subito tirantata;
2. Si considera poi la configurazione di progetto a lungo termine, in condizioni drenate, nella quale si impongono i dislivelli di progetto tra monte e valle della paratia e le spinte dei terreni vengono calcolate in base alla effettiva inclinazione sull'orizzontale dell'argine (a monte) e del fondo canale (a valle);

La stratigrafia e i parametri geotecnici utilizzati per i terreni di fondazione sono quelli riportati in tabella nel paragrafo precedente.

La bassa marea è fissata a -0.50 m s.m.m., mentre il livello d'acqua in canale è dato dal valore medio di +0.30 m s.m.m.. A tergo delle palificata è previsto il riempimento fino a quota +0.90 m s.m.m. con materiali di scavo resi palabili nell'impianto di cantiere.

Il codice di calcolo utilizzato risolve il palancolato soggetto ai carichi (terreno+acqua) e ai vincoli (ancoraggi), come trave su suolo elastoplastico. Il terreno è simulato come molle elastoplastiche. Gli ancoraggi sono simulati come molle elastiche, la cui rigidità è stata calcolata in base a sezione, interasse, lunghezza libera e caratteristiche del materiale.

Dall'elaborazione mediante il codice PARATIE si ottengono i parametri di sollecitazione da assumere per le verifiche strutturali, ossia momenti (M), sforzi di taglio (V), tiro sull'ancoraggio (T) e deformazioni ed equilibrio della palificata.

L'analisi viene svolta considerando le combinazioni:

- Combinazione 1 (A1+M1+R1) [STR].
- Combinazione 2 (A2+M2+R1) [GEO].



La prima per la verifica strutturale [STR], la seconda per la verifica geotecnica [GEO].

Per le strutture [STR] vengono verificate:

- Verifica a flessione e taglio delle palificate;
- Verifica della resistenza della barra del tirante (ove presente);
- Verifica della resistenza dell'ancoraggio del tirante (ove presente).

Per l'equilibrio del terreno [GEO] vengono verificate:

- Equilibrio (collasso o meno della palificata);
- Deformazioni

Verifica strutture [STR]:

- Verifica a flessione della palificata:

Riguardo al primo ordine di verifiche esse verranno condotte con riferimento alla seguente formulazione:

$$\frac{\sigma_{m,y,d}}{f_{m,y,d}} \leq 1$$

Dove:

- $\sigma_{m,y,d}$ = le tensioni di calcolo massima per flessione
- $f_{m,y,d}$ = resistenze di calcolo a flessione;

$$f_{m,y,d} = \frac{k_{\text{mod}} \cdot X_k}{\gamma_m}$$

$\gamma_m = 1,5$ per legno massiccio

$k_{\text{mod}} = 0,6$ legno massiccio, classe di servizio 2, classe di durata del carico permanente

In merito alla definizione della rigidità flessionale delle palificate in legno si adottano pali Ø25 cm accostati.

- Verifica a taglio della palificata:

Deve essere soddisfatta la condizione:

$$\tau_d \leq f_{v,d}$$

Dove:

- τ_d = tensione massima tangenziale di calcolo;
- $f_{v,d}$ = resistenze di calcolo a taglio;



- Raggiungimento della resistenza dei tiranti:

La verifica della barra del tirante si riterrà invece soddisfatta se:

$$T_d \leq R_{s,d}$$

Dove:

- T_d = tiro di progetto

- $R_{s,d}$ = resistenza ultima acciaio dei tiranti

$$R_{s,d} = f_{pd} \cdot A_{barra}$$

f_{pd} = resistenza a trazione di calcolo dell'acciaio

coefficiente $\gamma_{M0} = 1,05$

A_{barra} = area complessiva dei trefoli

L'analisi viene svolta considerando:

Combinazione 1 (A1+M1+R1). ("Istruzioni per l'applicazione delle NTC")

- Resistenza allo sfilamento della fondazione:

La verifica di tale condizione può essere effettuata con riferimento alla combinazione A1+M1+R3.

Deve essere soddisfatta la condizione:

$$P_d \leq R_{a,d}$$

Dove:

- P_d = massima azione di progetto;

- $R_{a,d}$ = resistenze di progetto, determinata applicando alla resistenza caratteristica R_{ak} il fattore parziali $\gamma_R = 1,2$ (ancoraggi permanenti).

Il valore caratteristico della resistenza allo sfilamento dell'ancoraggio R_{ak} si può determinare con metodi di calcolo analitici, dai valori caratteristici dei parametri geotecnici dedotti dai risultati di prove in sito e/o di laboratorio:

$$R_{ak} = \min \left(\frac{(R_{a,c})_{medio}}{\xi_{a3}} ; \frac{(R_{a,c})_{min}}{\xi_{a4}} \right)$$

$\xi_{a3} = 1.8$ (un profilo di indagine)

$\xi_{a4} = 1.8$ (tre profilo di indagine)

R_{ak} = resistenza limite di sfilamento del bulbo di fondazione.

Può essere determinata con metodi presenti in letteratura (cfr. Bowles, Foundation Analysis and design, fifth edition, 1997)



A supporto del progetto esecutivo si provvederà all'esecuzione di un campo prove tiranti sulla base del quale si procederà ad ottimizzare il sistema palificata tiranti.

5.3. Verifiche strutturali

5.3.1. Sezione tipo 2 – singola burga su materasso

Il dislivello massimo che il sistema deve sostenere è di $h=0.5m$.

Le burghie avranno diametro $\varnothing 60$ cm, circa.

- considerando per il riempimento $\gamma'_B=9.5$ kN/m³,
 - considerando un angolo di attrito tra burga e materasso di $\varphi'_B=30^\circ$,
 - trascurando cautelativamente l'attrito tra materasso e terreno di imposta,
- Si esegue una verifica a scivolamento:

$$\frac{R_d}{E_d} \geq 1$$

$$R_d = W \frac{\tan \varphi'_B}{\gamma_\phi} \cdot \frac{1}{\gamma_R} = 2.7 \cdot \frac{0.58}{1} \cdot \frac{1}{1} = 1,56 \text{ kN / m}$$

Peso burga:

$$W = \pi/4 \times D^2 \times \gamma'_B = 2.7 \text{ kN/m}$$

$$E_d = \gamma_{G1} \cdot S_a \frac{\tan \varphi'_B}{\gamma_\phi} = 1 \cdot 0.43 \cdot \frac{0.58}{1} = 0.25 \text{ kN / m}$$

Spinta attiva:

$$S_a = k_a \times 0.5 \times \gamma'_T \times h^2 = 0.41 \times 0.5 \times 8.5 \times 0.5^2 = 0.43 \text{ kN/m}$$

L'analisi può essere svolta utilizzando:

Combinazione 1 (A1+M1+R1). (“Istruzioni per l'applicazione delle NTC”)

5.3.2. Sezione tipo 5 - palo a sbalzo $L=5.70$ m

Nelle figure seguenti si illustrano lo schema della sezione tipo, il grafico di input del programma e poi a seguire il diagramma del momento e del taglio nella configurazione di progetto.

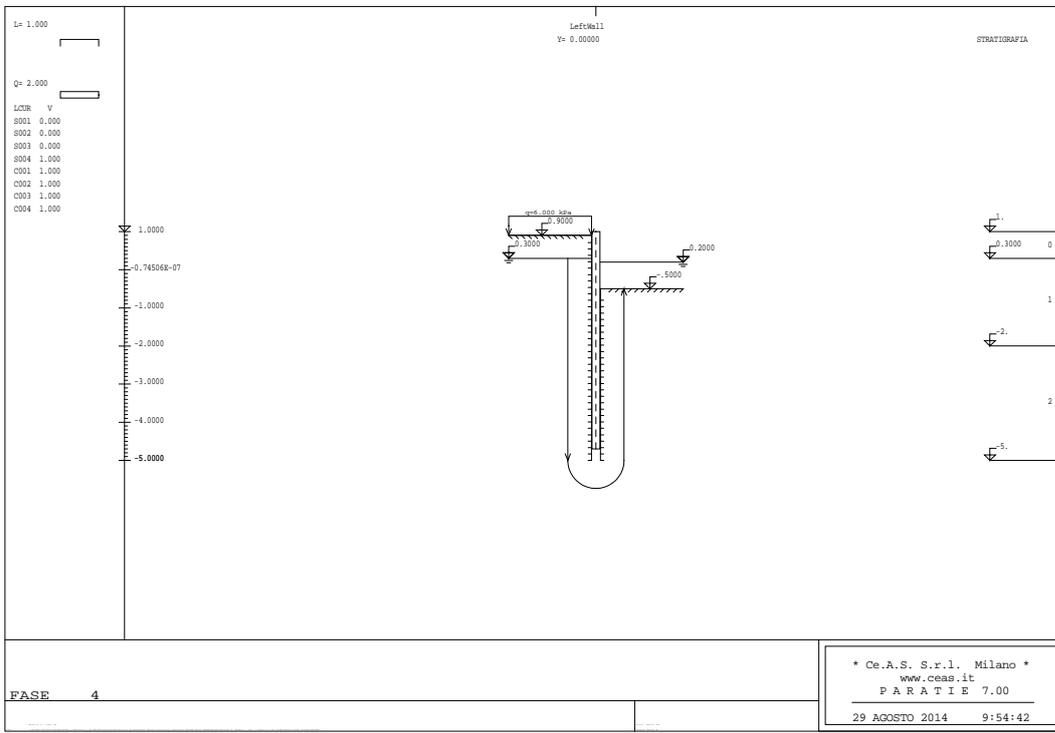


Figura 1 - Sezione tipo 5 - palo Ø 25 - L=5.70 m - input di PARATIE

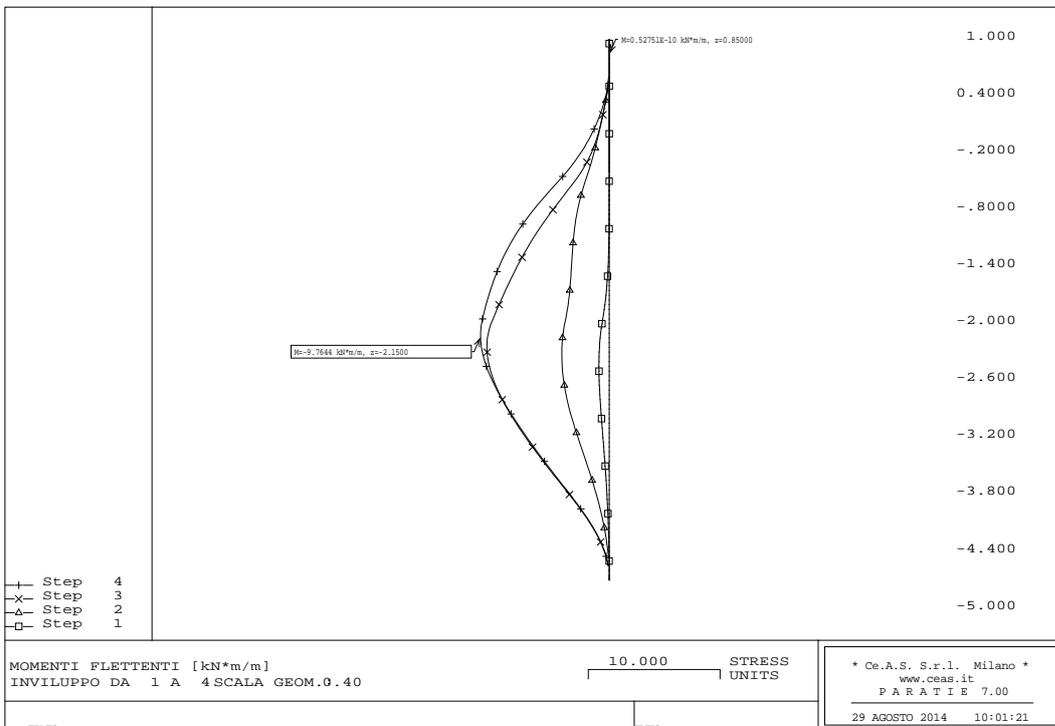


Figura 2 - Sezione tipo 5 - Momento flettente

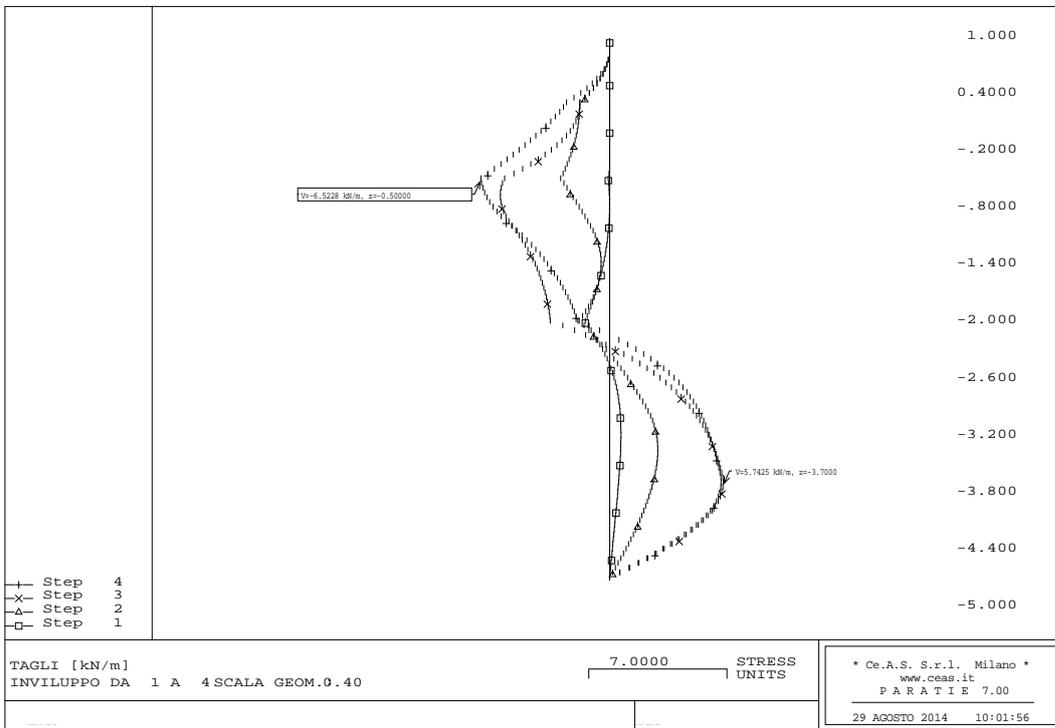


Figura 3 - Sezione tipo 5 - Sforzo di taglio

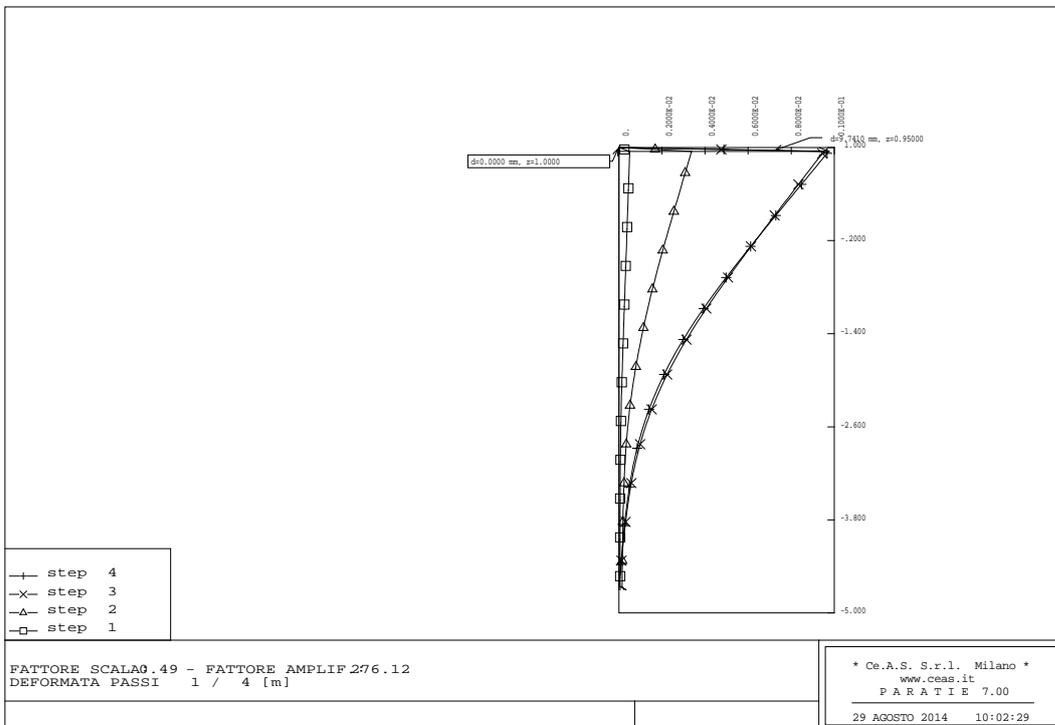


Figura 4 - Sezione tipo 5 – Deformata

Combinazione 1: (A1+M1+R1)

Verifica strutturale sezione tipo 5							
Palo in legno Ø 25cm, L=5.70 m							
M (A1)	T (A1)	W/palo	A/palo	$\sigma_{m,y,d}$	$f_{m,y,d}$	τ_d	$f_{v,d}$
[kNm/palo]	[kN/palo]	[cm ³]	[cm ²]	[MPa]	[MPa]	[MPa]	[MPa]
3.7	2.4	1534	1963	2.4	8.8	0.075	1.00

Siccome le azioni risultano essere minori delle resistenze per il tipo di legname considerato, la verifica risulta essere soddisfatta.

Si ritiene altresì accettabile uno spostamento in sommità al palo di 10 mm verso acqua.

5.3.3. Sezione tipo 6 – palo tirantato L=4.70 m

Nelle figure seguenti si illustrano lo schema della sezione tipo con le condizioni di carico e poi a seguire il diagramma del momento e del taglio nella configurazione di progetto e la deformata.

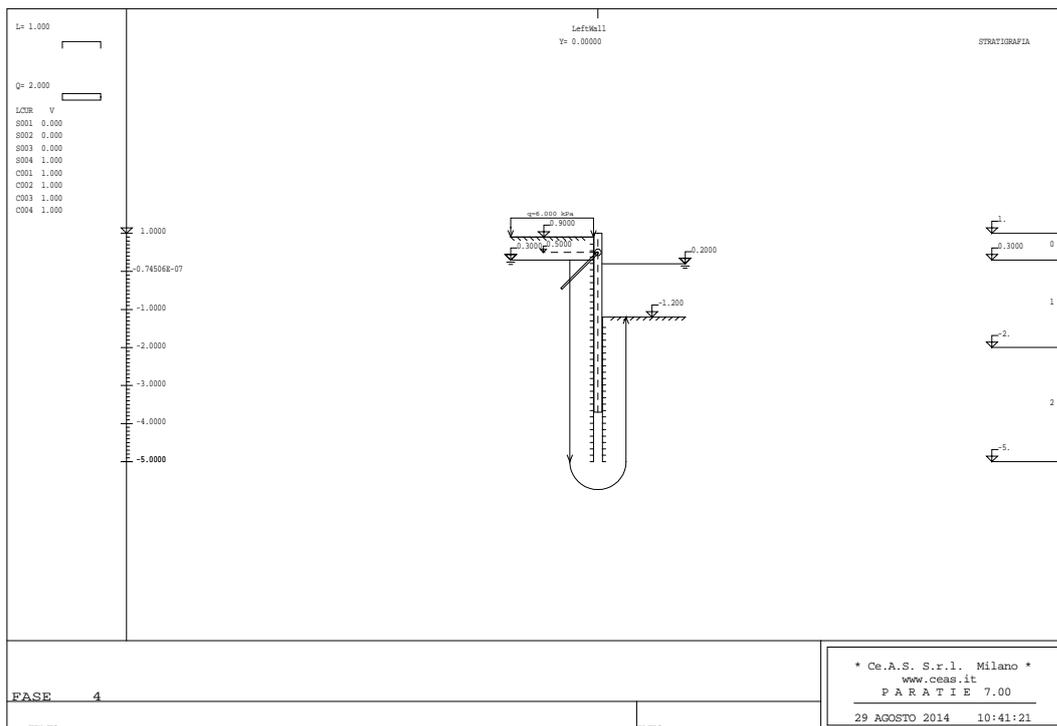


Figura 5 - Sezione tipo 6 - palo Ø 25 cm - L=4.7m - tirantato, L=3.5 m - interasse 1.0m

Verifica pali

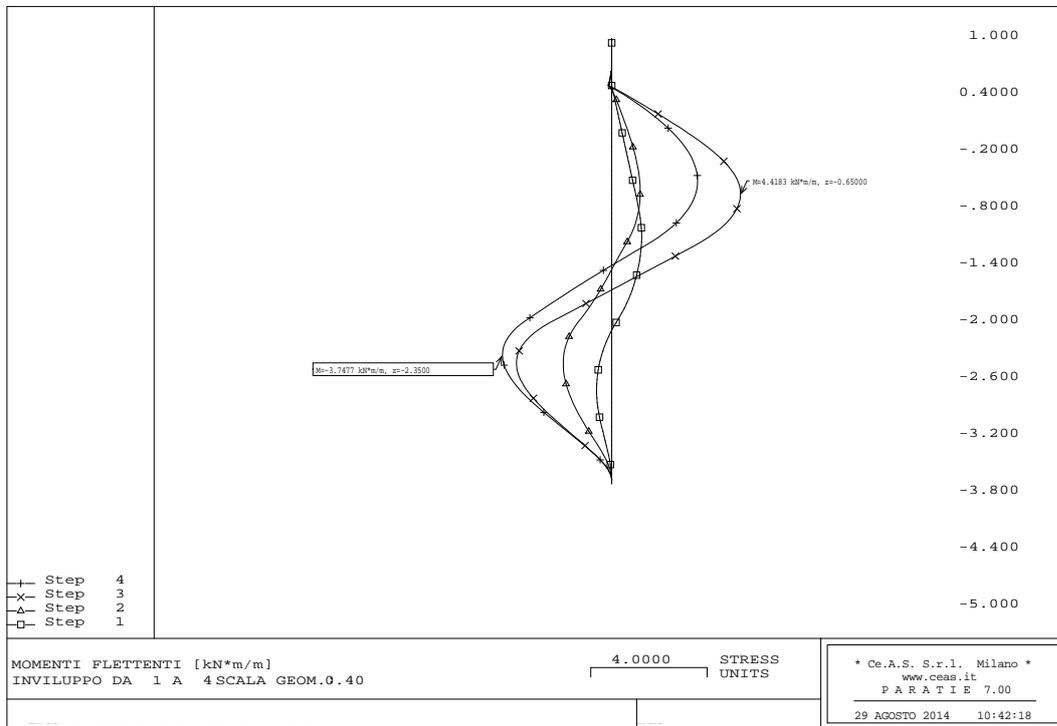


Figura 6 - Sezione tipo 6 - Momento flettente

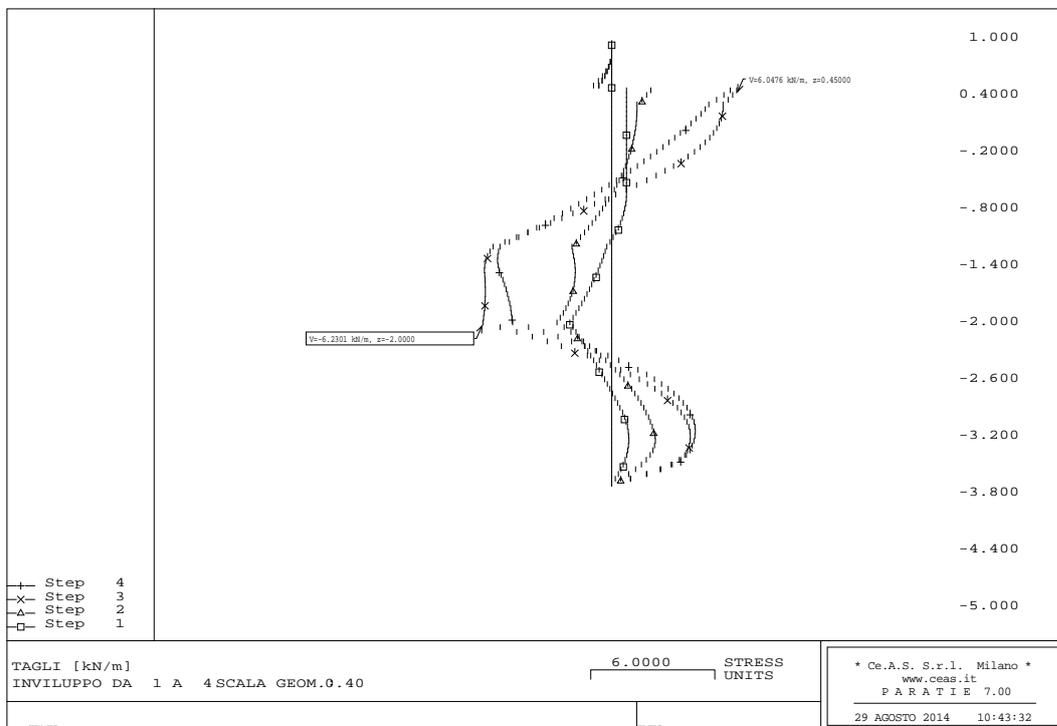


Figura 7 - Sezione tipo 6 - Sforzo di taglio

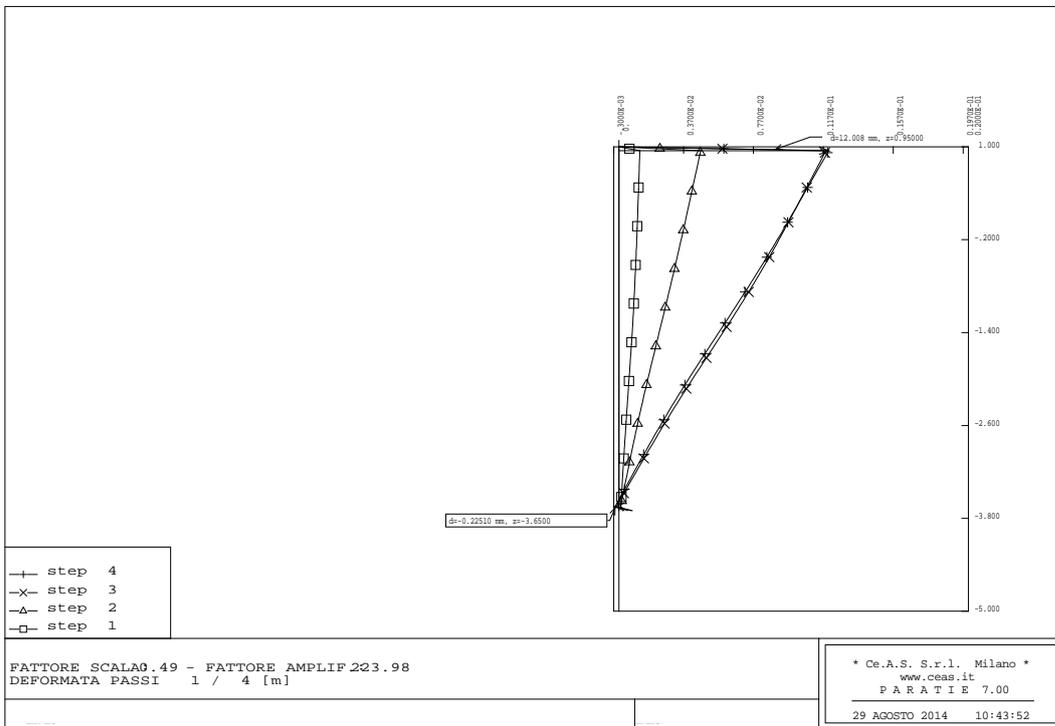


Figura 8 - Sezione tipo 6 – Deformata

Combinazione 1: (A1+M1+R1)

Verifica strutturale sezione tipo 6							
Palo in legno Ø 25cm, L=4.70 m, tirante ad ancora o equivalente, L=3.5, interasse 1.0m							
M (A1)	T (A1)	W/palo	A/palo	$\sigma_{m,y,d}$	$f_{m,y,d}$	τ_d	$f_{v,d}$
[kNm/palo]	[kN/palo]	[cm ³]	[cm ²]	[MPa]	[MPa]	[MPa]	[MPa]
3.7	2.4	1534	1963	1.1	8.8	0.075	1.00

Le azioni sono minori delle resistenze per il tipo di legname considerato, la verifica risulta soddisfatta. Si ritiene altresì accettabile uno spostamento massimo del palo di 2 cm verso acqua.

Verifica tirante

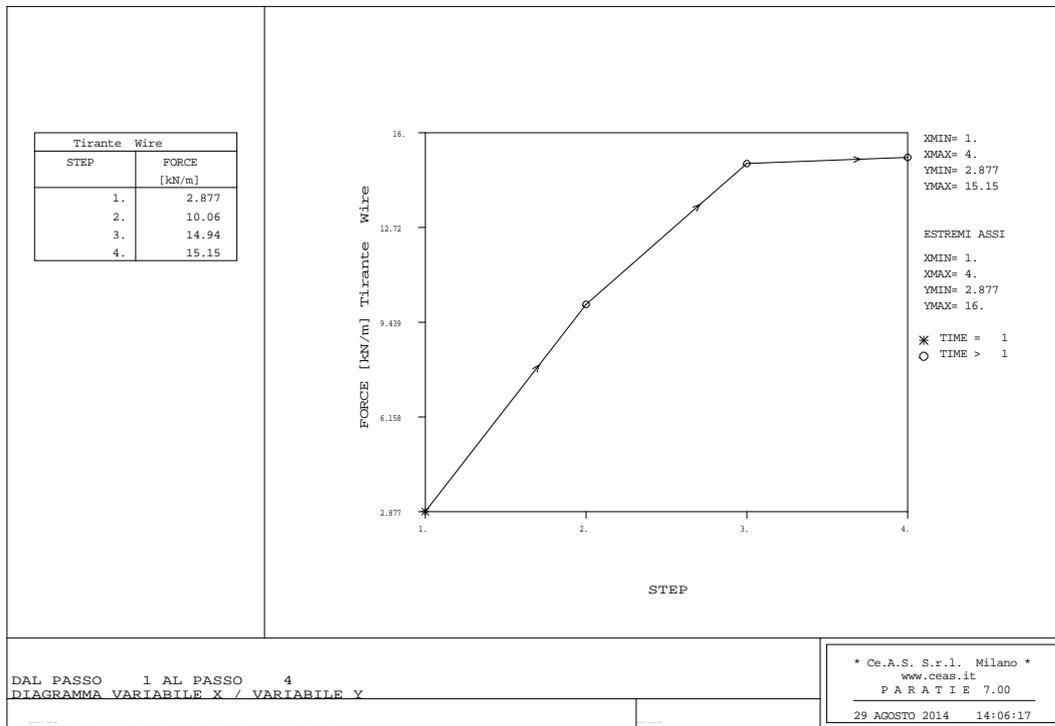


Figura 9 - Sezione tipo 6 - tiro sul tirante

- Verifica di resistenza della fune dell'ancoraggio

Applicando il metodo di verifica descritto al paragrafo 5.2, si verifica la resistenza della fune di ancoraggio:

$$T_d = 19.7kN \leq R_{s,d} = 41.6kN$$

essendo:

$$R_{s,d} = \frac{R_{s,k}}{\gamma_r} = \frac{50}{1.2} = 41.6kN$$

L'analisi viene svolta considerando:

Combinazione 1 (A1+M1+R1).

Quindi la verifica risulta soddisfatta.

- Resistenza a sfilamento della fondazione

La verifica di tale condizione può essere effettuata con riferimento alla combinazione A1+M1+R3.

Deve essere soddisfatta la condizione:

$$P_d = 19.7kN \leq R_{a,d} = 20.6kN$$

essendo:

- $R_{ak} = 44.5 \text{ kN}$ (Bowles, 1997)

Ed applicando i fattori di sicurezza ξ , pari ad 1,8, ed un fattore γ_r , pari ad 1,2.

La verifica allo sfilamento dell'ancoraggio è soddisfatta.

5.3.4. Sezione tipo 6 GOLENA – palo tirantato $L=3.70 \text{ m}$

Nelle figure seguenti si illustrano lo schema della sezione tipo con le condizioni di carico e poi a seguire il diagramma del momento e del taglio nella configurazione di progetto e la deformata.

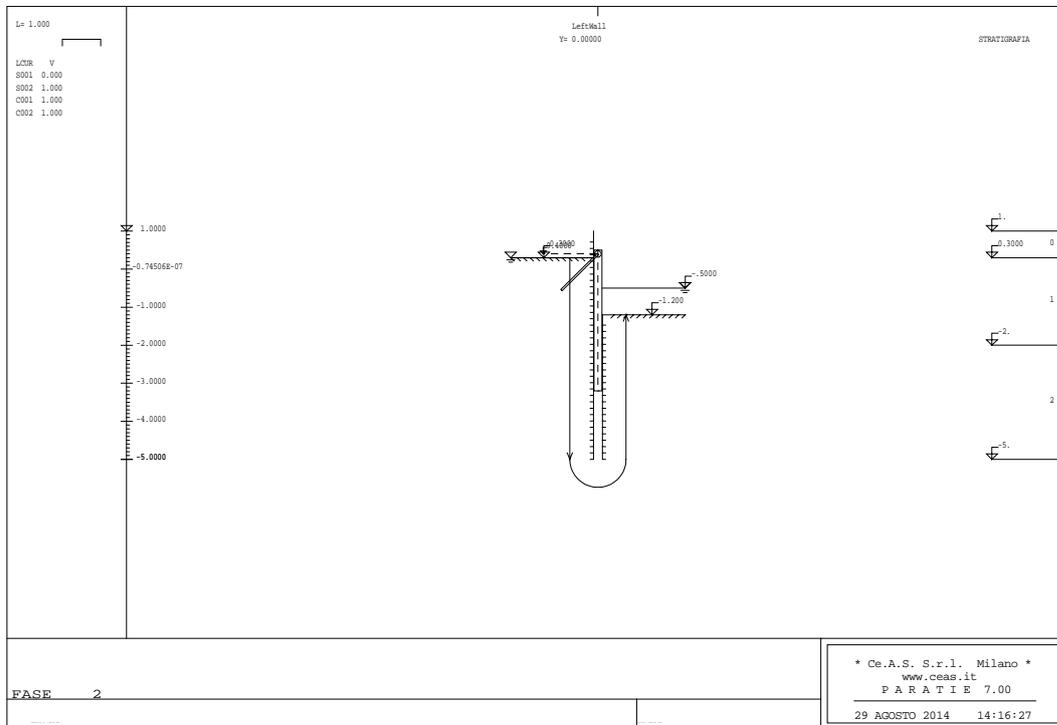


Figura 10 - Sezione tipo 6GOL - palo $\varnothing 25 \text{ cm}$ - $L=3.7\text{m}$ - tirantato $L=3.5$ - interasse 2.0m

Verifica pali

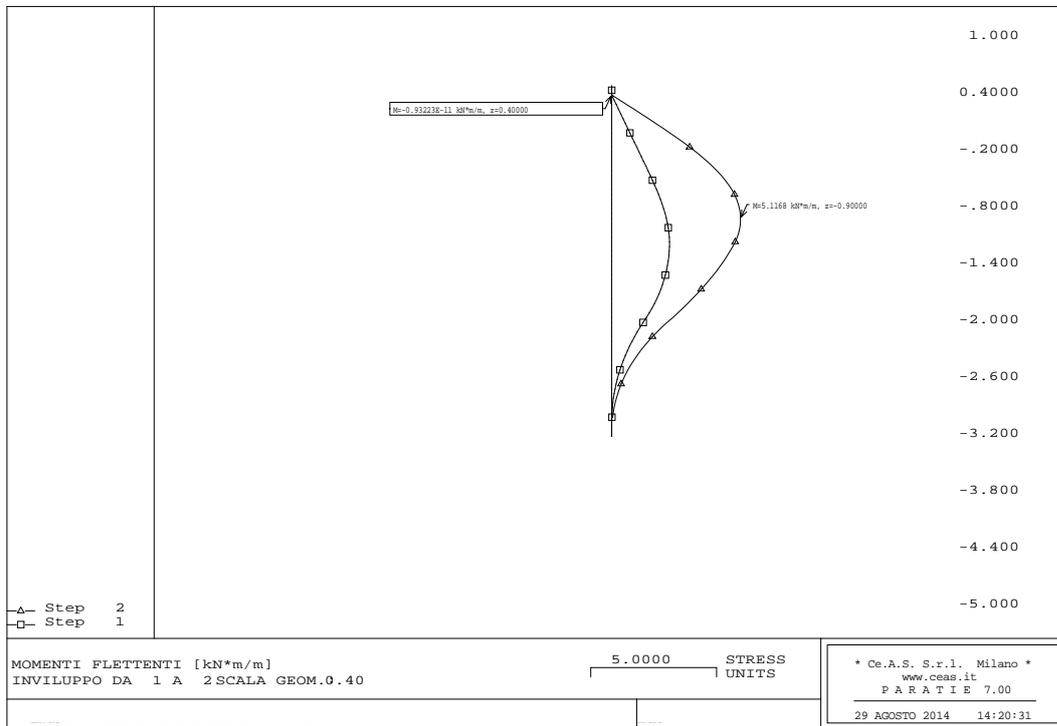


Figura 11 - Sezione tipo 6GOL - Momento flettente

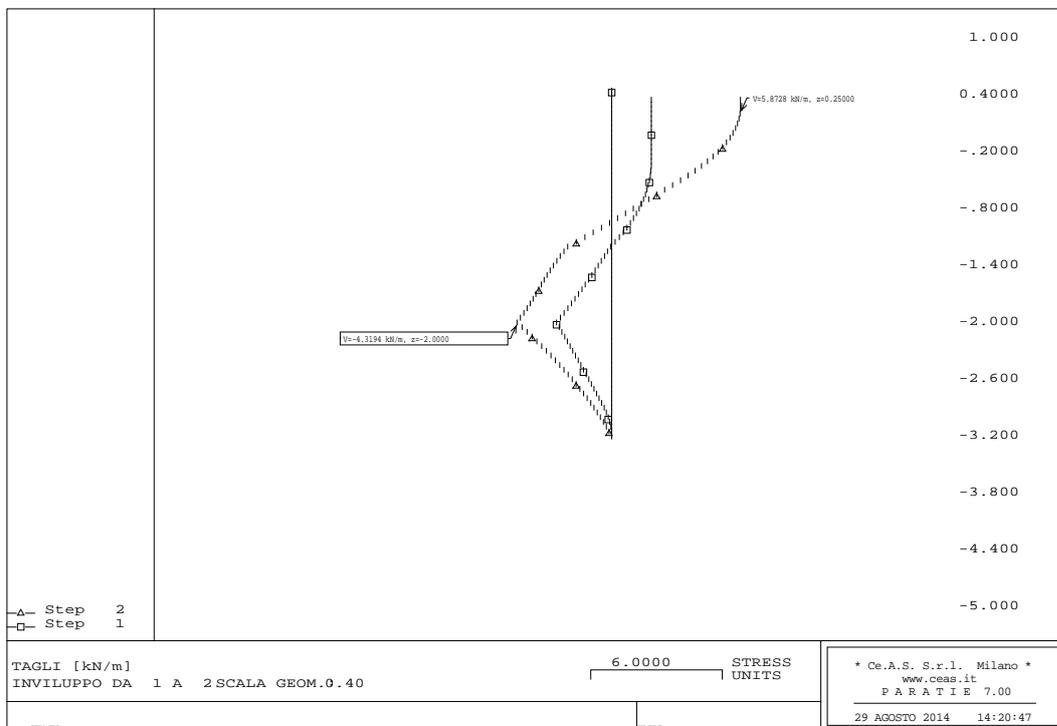


Figura 12 - Sezione tipo 6GOL - Sforzo di taglio

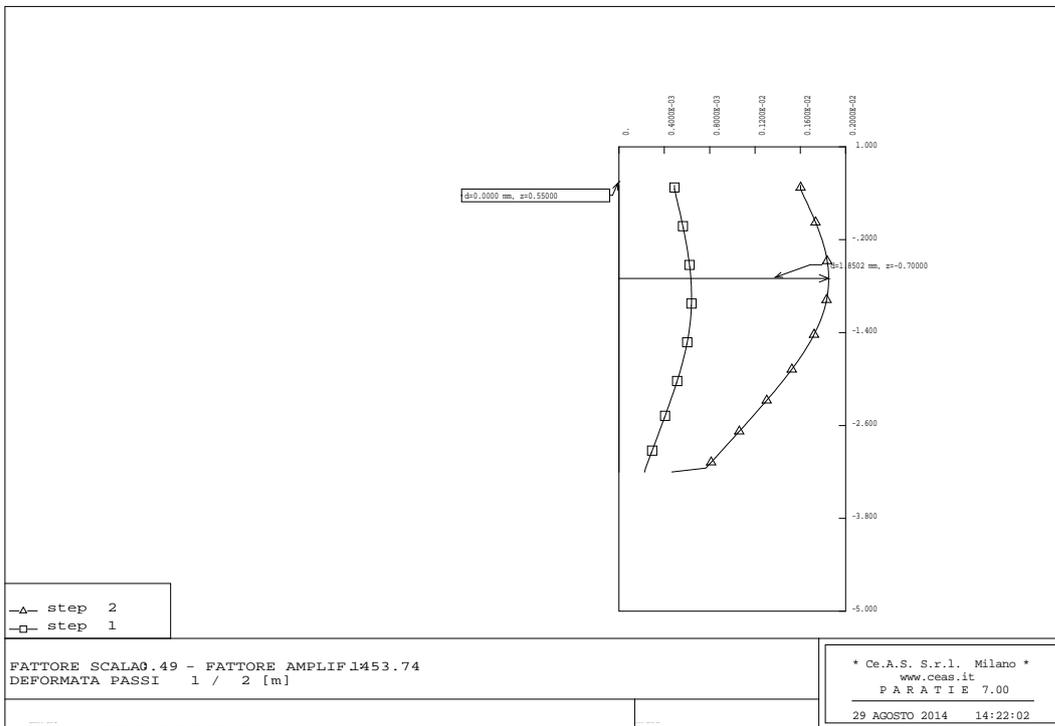


Figura 13 - Sezione tipo 6GOL – Deformata

Combinazione 1: (A1+M1+R1)

Verifica strutturale sezione tipo 6GOL							
Palo in legno Ø 25cm, L=3.70 m, tirante con piatto ad elica, L=3.5, interasse 2.0m							
M (A1)	T (A1)	W/palo	A/palo	$\sigma_{m,y,d}$	$f_{m,y,d}$	τ_d	$f_{v,d}$
[kNm/palo]	[kN/palo]	[cm ³]	[cm ²]	[MPa]	[MPa]	[MPa]	[MPa]
1.9	2.2	1534	1963	1.23	8.8	0.068	1.00

Le azioni risultano essere minori delle resistenze per il tipo di legname considerato; la verifica risulta essere soddisfatta. Si ritiene altresì accettabile uno spostamento massimo del palo inferiore al cm verso acqua.

Verifica tirante

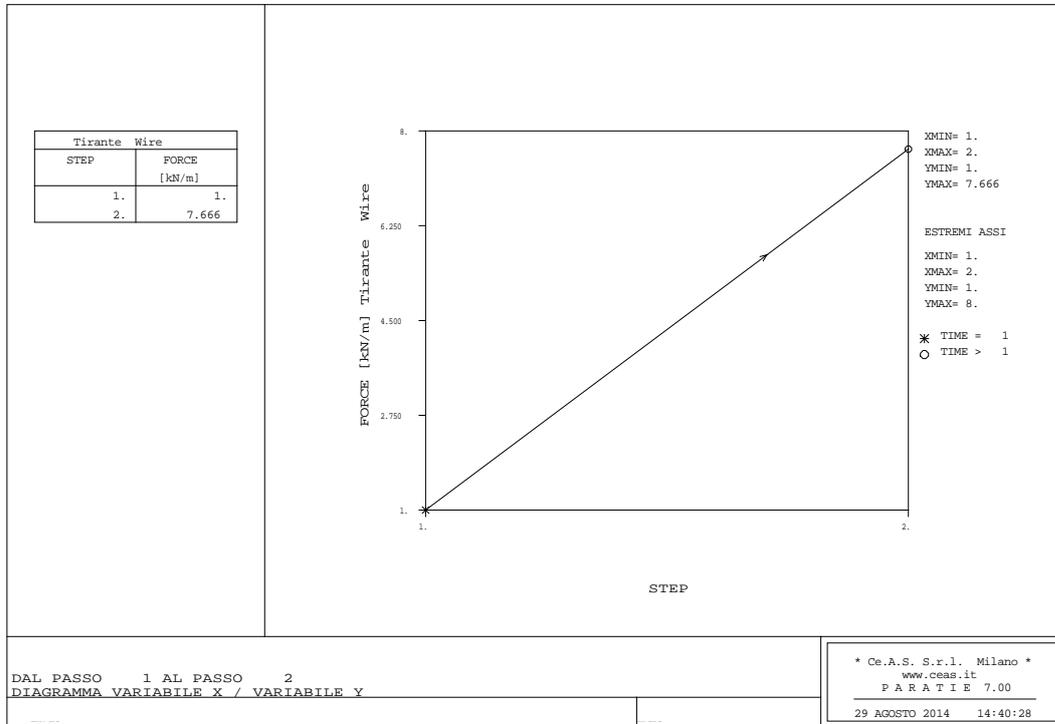


Figura 14 - Sezione tipo 6GOL - tiro sull'ancoraggio

- Verifica di resistenza della barra dell'ancoraggio

Applicando il metodo di verifica descritto al paragrafo 5.2, si verifica la resistenza della barra di ancoraggio:

$$T_d = 19.7kN \leq R_{s,d} = 41.6kN$$

essendo:

$$R_{s,d} = \frac{R_{s,k}}{\gamma_r} = \frac{50}{1.2} = 41.6kN$$

L'analisi viene svolta considerando:

L'analisi viene svolta considerando:

Combinazione 1 (A1+M1+R1).

Quindi la verifica risulta soddisfatta.

- Resistenza a sfilamento della fondazione

La verifica di tale condizione può essere effettuata con riferimento alla combinazione A1+M1+R3.

Deve essere soddisfatta la condizione:

$$P_d = 19.8kN \leq R_{a,d} = 20.6kN$$

essendo:

- $R_{ak} = 44.5 \text{ kN}$ (Bowles, 1997)

Ed applicando i fattori di sicurezza ξ , pari ad 1,8, ed un fattore γ_r , pari ad 1,2.

La verifica allo sfilamento dell'ancoraggio è soddisfatta.

5.3.5. Sezione tipo 7 GOLENA - palo tirantato $L=4.70 \text{ m}$

Nelle figure seguenti si illustrano lo schema della sezione tipo con le condizioni di carico e poi a seguire il diagramma del momento e del taglio nella configurazione di progetto e la deformata.

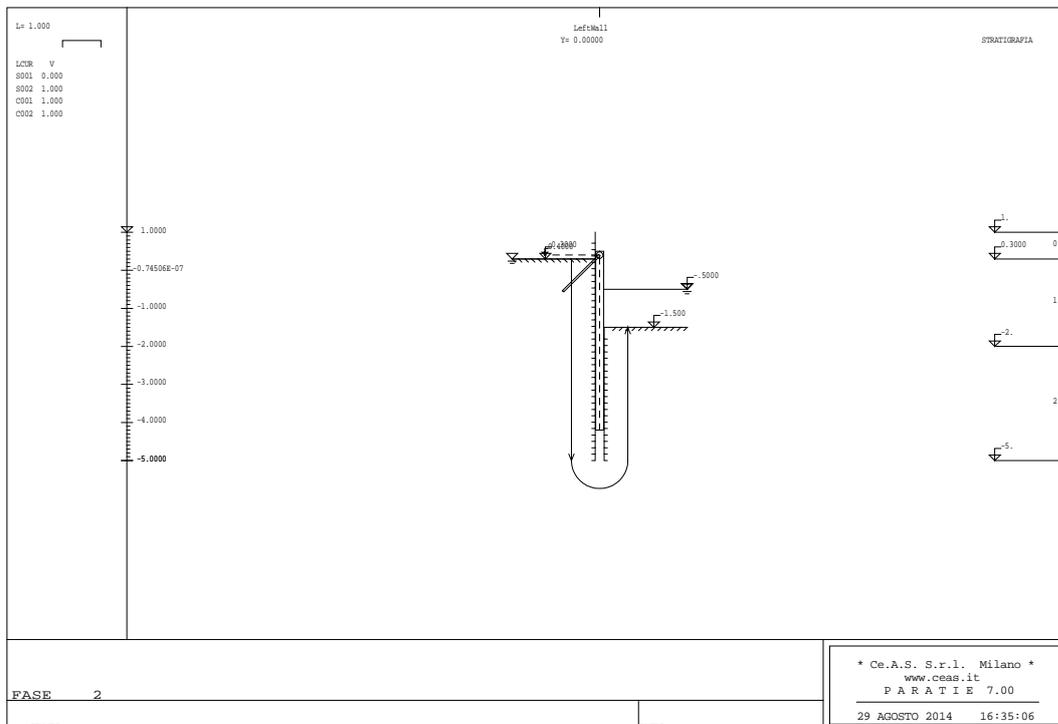


Figura 15 - Sezione tipo 7 GOL - palo $\varnothing 25$ - $L=4.70 \text{ m}$ - tirantato $L=4.0\text{m}$ - interasse 2.0m

Verifica pali

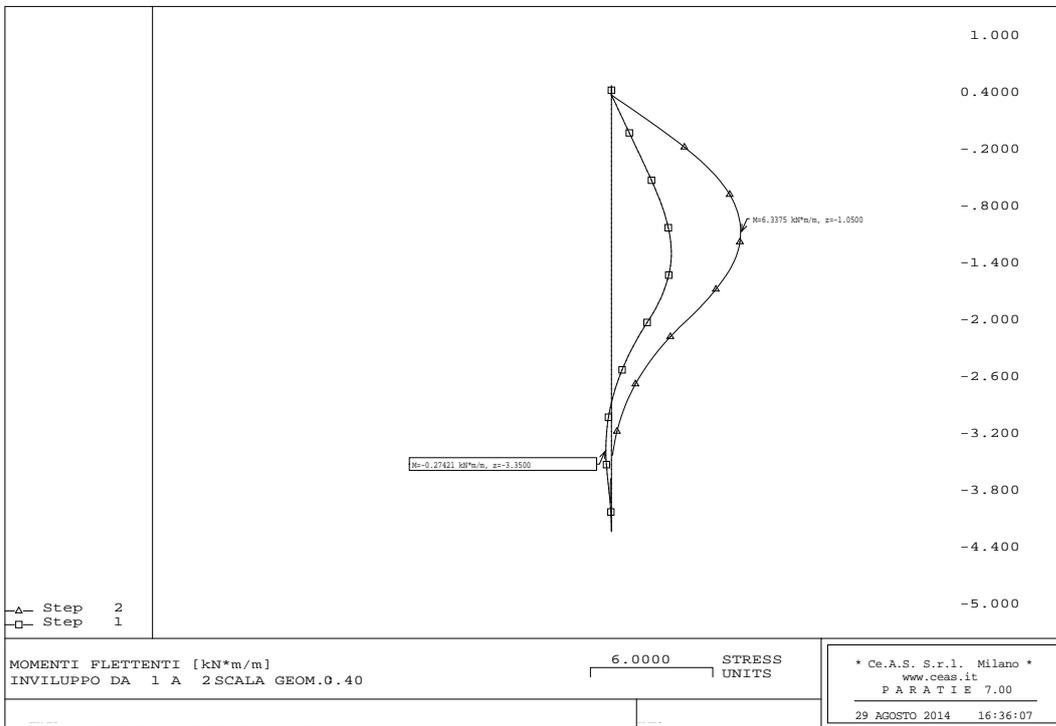


Figura 16 - Sezione tipo 7 - Momento flettente

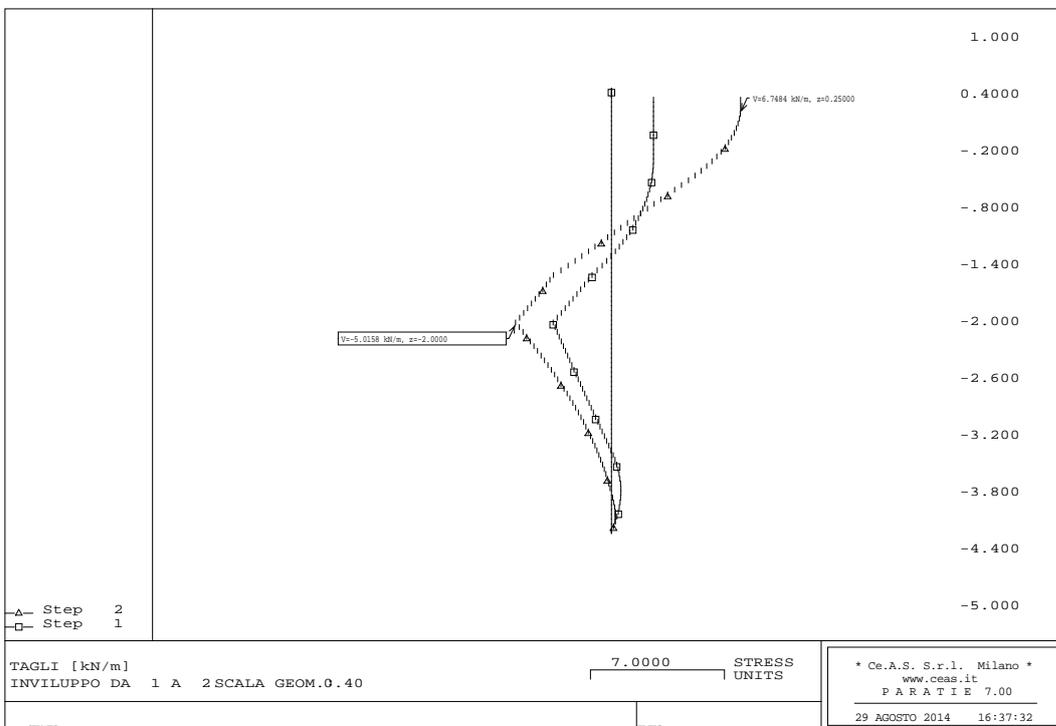


Figura 17 - Sezione tipo 7GOL - Sforzo di taglio

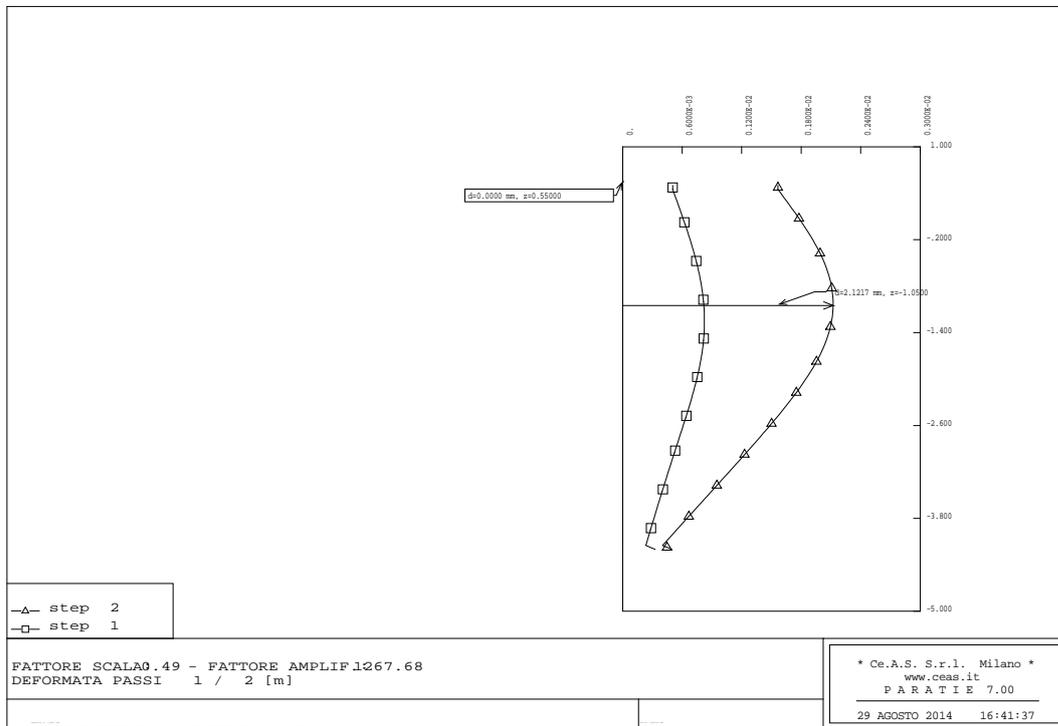


Figura 18 - Sezione tipo 7GOL – Deformata

Combinazione 1: (A1+M1+R1)

Verifica strutturale sezione tipo 7 GOL							
Palo in legno Ø 25cm, L=5.70 m, tirante con piatto ad elica, L=4.0, interasse 2.0m							
M (A1)	T (A1)	W/palo	A/palo	$\sigma_{m,y,d}$	$f_{m,y,d}$	τ_d	$f_{v,d}$
[kNm/palo]	[kN/palo]	[cm ³]	[cm ²]	[MPa]	[MPa]	[MPa]	[MPa]
2.4	2.5	1534	1963	1.56	8.8	0.077	1.00

Siccome le azioni risultano essere minori delle resistenze per il tipo di legname considerato, la verifica risulta essere soddisfatta. Si ritiene altresì accettabile uno spostamento massimo del palo di 2 cm verso acqua.

Verifica tiranti

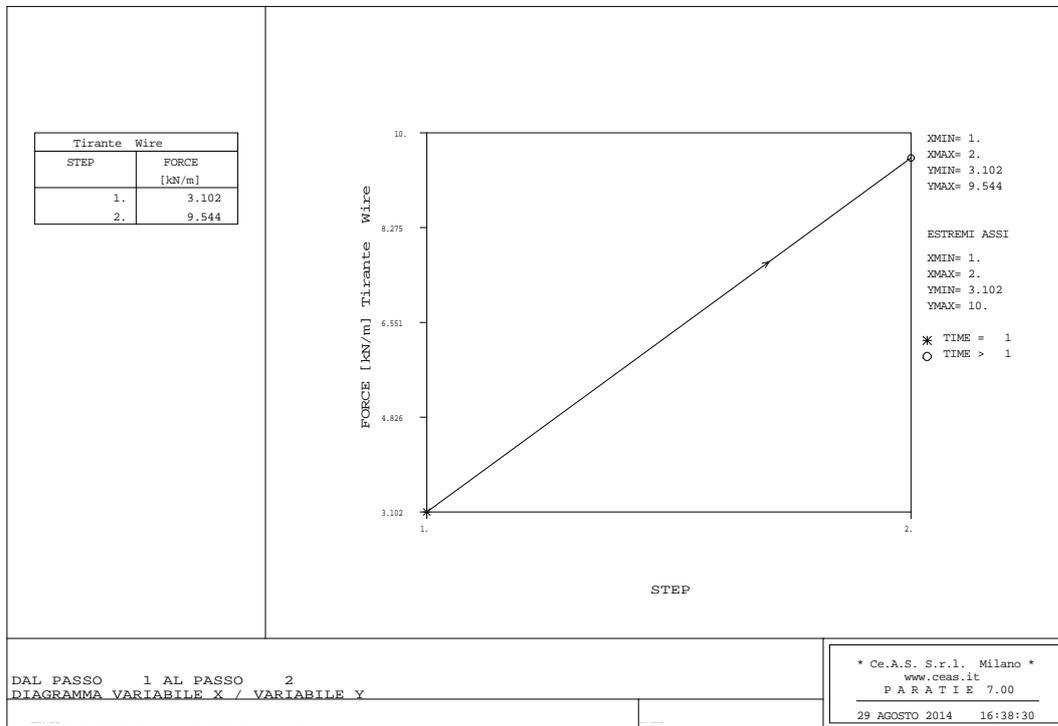


Figura 19 - Sezione tipo 7GOL - tiro sul tirante

- Verifica di resistenza della barra dell'ancoraggio

Applicando il metodo di verifica descritto al paragrafo 5.2, si verifica la resistenza della barra di ancoraggio:

$$T_d = 19.7kN \leq R_{s,d} = 41.6kN$$

essendo:

$$R_{s,d} = \frac{R_{s,k}}{\gamma_r} = \frac{50}{1.2} = 41.6kN$$

L'analisi viene svolta considerando:

Combinazione 1 (A1+M1+R1).

Quindi la verifica risulta soddisfatta.

o Resistenza a sfilamento della fondazione

La verifica di tale condizione può essere effettuata con riferimento alla combinazione A1+M1+R3.

Deve essere soddisfatta la condizione:

$$P_d = 24.8kN \leq R_{a,d} = 26.9kN$$

essendo:

- $R_{ak} = 58.0$ kN (Bowles, par.13-8.3, 1997)



Ed applicando i fattori di sicurezza ξ , pari ad 1,8, ed un fattore γ_r , pari ad 1,2.

La verifica allo sfilamento dell'ancoraggio è soddisfatta.

5.4. Verifica geotecnica (GEO)

La implementazione del modello in PARATIE secondo la combinazione 2: A2+M2+R1, non comporta per nessuna delle sezioni di progetto il collasso o deformazioni superiori a quelle compatibili con la funzione della struttura.

Le sezioni risultano verificate sia nella condizione STR sia nella condizione GEO.

5.5. Verifiche di stabilità globale

5.5.1. Considerazioni generali

Si è effettuata un'analisi della stabilità globale delle sponde del canale nelle diverse configurazioni di progetto già descritte e verificate dal punto di vista strutturale nei paragrafi precedenti.

Il metodo di verifica di stabilità globale utilizzato è quello all'equilibrio limite secondo la formulazione di Morgenstern e Price, ipotizzando delle superfici di rottura circolari (per analisi di stabilità globale) e calcolando il fattore di sicurezza del sistema come rapporto tra le resistenze disponibili nel terreno e quelle effettivamente mobilitate per la superficie di rottura analizzata.

Il calcolo è stato effettuato mediante l'utilizzo del codice GeoSlope 2004.

Si è inoltre valutata la stabilità locale del piede dell'argine, lato canale, ipotizzando delle superfici di rottura a blocchi, dove all'oggi sono evidenti i fenomeni di erosione e di distacco di blocchi di terreno.

A seconda della sezione tipo di progetto, si metterà dunque in evidenza il beneficio strutturale indotto dalle opere di difesa costituite da materassi, burghe, palificate a sbalzo e tirantate.

Come già anticipato nel capitolo relativo alla geotecnica di riferimento, per riprodurre la situazione reale e valutarne le condizioni di stabilità ante operam, si è effettuata un'analisi a ritroso al fine di determinare, data la configurazione geometrica della sponda allo stato attuale e gli angoli di attrito dei terreni come riportati nel medesimo capitolo, un minimo valore della coesione efficace c' al terreno costituente l'argine tale che la sponda presenti un fattore di sicurezza, allo stato attuale, di poco superiore all'unità.



Tale assunzione costituisce un punto di riferimento per valutare come possano migliorare le condizioni di stabilità una volta realizzate le opere in progetto.

Ciò premesso si è ricostruita una geometria della sponda osservando le sezioni rilevate lungo il corso d'acqua e si è ritenuto che la situazione potenzialmente più instabile fosse quella avente le seguenti caratteristiche:

- scarpata dell'argine inclinata a 35° sull'orizzontale;
- fondale in accosto inclinato a 25° e massima profondità dell'alveo -1.20 m s.m.m.;
- erosione della sponda con formazione di uno scalino di circa 1 metro di altezza a cavallo della quota media dell'acqua (+0.00 m s.m.m.).

Si è quindi effettuata per tentativi l'attribuzione di un valore della coesione efficace c' nello strato superficiale, relativamente alla porzione di terreno corrispondente al rilevato arginale esistente, tale da ottenere un fattore di sicurezza di poco superiore all'unità.

L'analisi a ritroso ha condotto a ritenere cautelativamente assumibile una coesione $c'=10$ kPa.

A tali assunzioni corrisponde la determinazione di un fattore di sicurezza relativamente alla stabilità del pendio $FS=1.263$, di poco superiore rispetto all'unità.

Di seguito è illustrata la sezione corrispondente allo stato di fatto e la superficie di rottura corrispondente al minor fattore di sicurezza ($FS=1.263$).

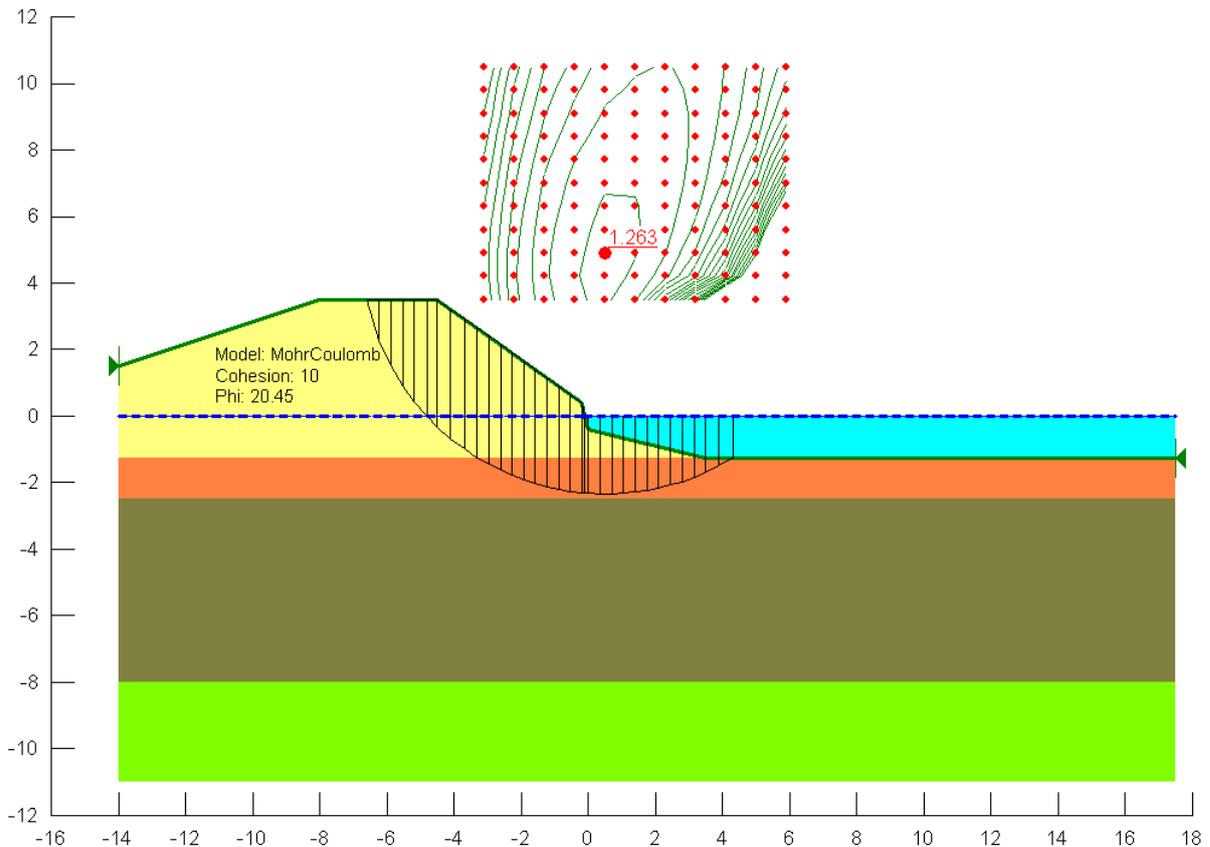


Figura 20 - Verifica di stabilità globale dell'argine nello stato di fatto

Relativamente alla valutazione della stabilità locale del piede dell'argine lato canale si è già accennato che all'oggi sono evidenti importanti fenomeni erosivi e di distacco di blocchi di terreno dalla sponda.

Valutando in condizioni drenate l'altezza critica per uno scavo a parete pseudoverticale, si ha che, date le assunzioni di progetto circa i parametri geotecnici del terreno che costituisce il corpo arginale ($\gamma=18.5 \text{ kN/m}^3$, $\varphi'=25^\circ$, $c'=10 \text{ kPa}$), tale valore è espresso dalla formula seguente:

$$h_c = \frac{2 \cdot c'}{\gamma} \sqrt{k_p} = 2.51 \text{ m}$$

Tale valore rispecchia quanto riscontrabile in molte zone delle sponde del canale ove sono evidenti erosioni e distacchi di blocchi con la formazione di "scalini" di circa un metro di altezza.

Il fenomeno è legato al moto ondoso generato dai natanti che percorrono il canale e certamente in parte aggravato dalle oscillazioni di marea.

Data l'entità delle oscillazioni medie di marea (circa +/-0.50 m), il loro periodo (circa 12 h) e la natura del materiale costituente il corpo arginale, la propagazione dell'oscillazione nel corpo arginale diventa certamente trascurabile ad una distanza dalla sponda tale da non risultare necessario considerarne l'effetto per le verifiche di stabilità globale dell'intero argine.

5.5.2. Ipotesi di non intervento

Qualora non si realizzassero le opere di difesa descritte, la necessità ambientale del dragaggio dei fondali del canale genererà l'abbassamento del fattore di sicurezza: nella seguente Figura si è simulata la configurazione in cui avvenga il dragaggio dei sedimenti fino a quota -2.00 m s.m.m.. Il fattore di sicurezza diminuisce da 1.263 a 1.089, producendo una situazione non sostenibile.

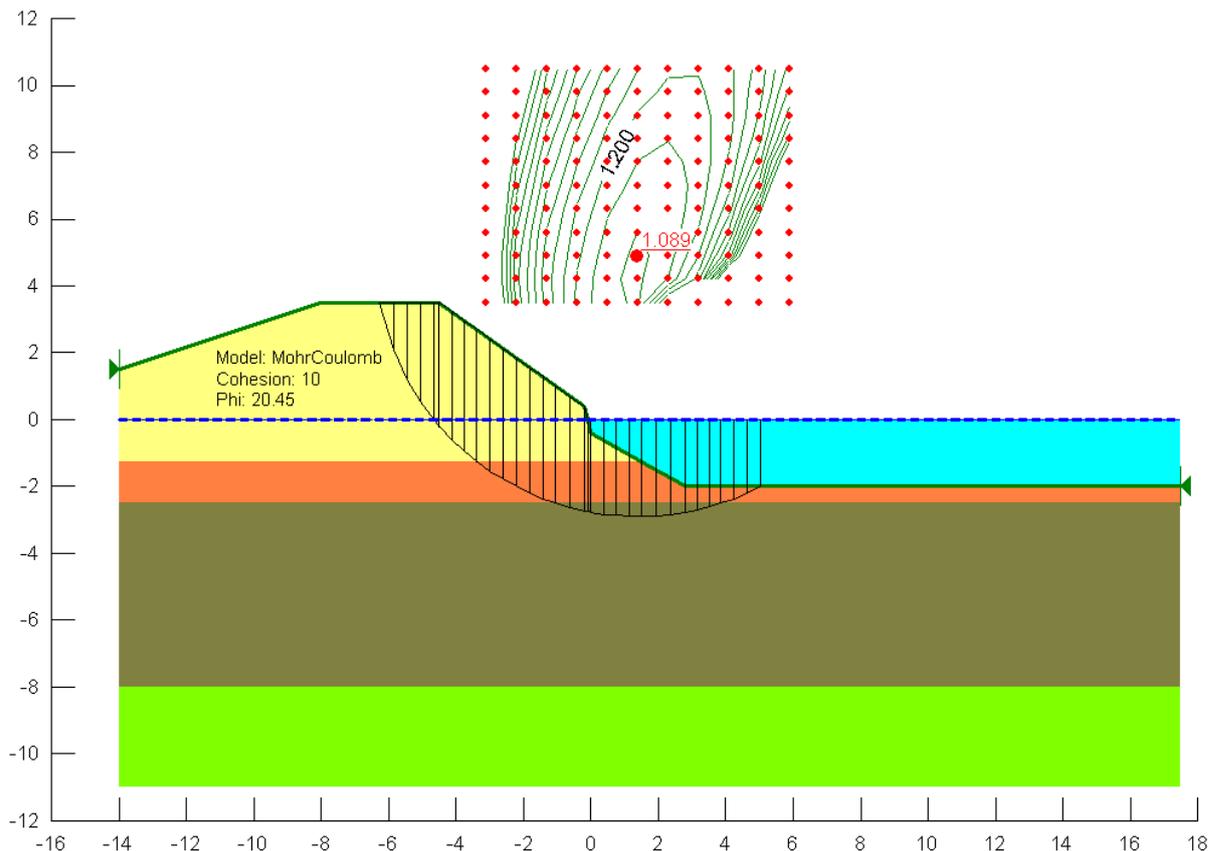


Figura 21 - Valutazione della stabilità dell'argine nell'ipotesi di dragaggio in assenza delle opere di difesa previste in progetto. Il fatto che si abbia FS=1.089 è indicativo dell'insostenibilità dell'ipotesi di non intervento

 <p>ACQUE RISORGIVE CONSORZIO DI BONIFICA</p>	<p>RIQUALIFICAZIONE AMBIENTALE DEL BASSO CORSO DEL FIUME MARZENEGO-OSELLINO PER LA RIDUZIONE ED IL CONTROLLO DEI NUTRIENTI SVERSATI IN LAGUNA DI VENEZIA – LOTTO 1 PROGETTO DEFINITIVO [P149.1]</p>	<p>AII. 01.02.00 REST RELAZIONE DI CALCOLO DELLE STRUTTURE</p>
--	--	---

5.5.3. Verifica delle sezioni tipo 1, 2, 3 (burghe e materassi)

Analogamente a quanto riportato per le verifiche strutturali, per la sezione tipo 1 (materasso antierosivo) non risulta necessaria una verifica di stabilità globale data la tipologia di opera e l'assenza di dislivelli tra monte e valle della stessa. Si consideri infatti che la funzione del dispositivo di progetto è quella di prevenire le conseguenze del ruscellamento o dell'idrodinamica e non è legata ad aspetti propriamente geotecnici.

Per la sezione tipo 2 (singola burga su materasso) si è già dimostrato che la struttura è in grado di sostenere le spinte del terreno a tergo per il massimo dislivello di progetto tra monte e valle (0.50 m). Nella figura successiva si riporta il risultato della simulazione effettuata tramite il codice Geoslope relativamente alla verifica di stabilità globale dell'argine ($FS=1.514 > 1.300$).

Relativamente alla stabilità locale della scarpa sostenuta dalla singola burga su materasso, certamente la natura del dispositivo è in grado di prevenire il distacco di blocchi di terreno che si verificano nello stato attuale (come verificato in precedenza) e inoltre non aggrava la stabilità a valle ($FS=3.392 > 1.300$) come illustrato in Figura 46.

Le verifiche risultano quindi soddisfatte ed è quindi evidente il miglioramento delle condizioni di stabilità introdotto dall'opera rispetto alle condizioni critiche in cui versa attualmente la sponda.

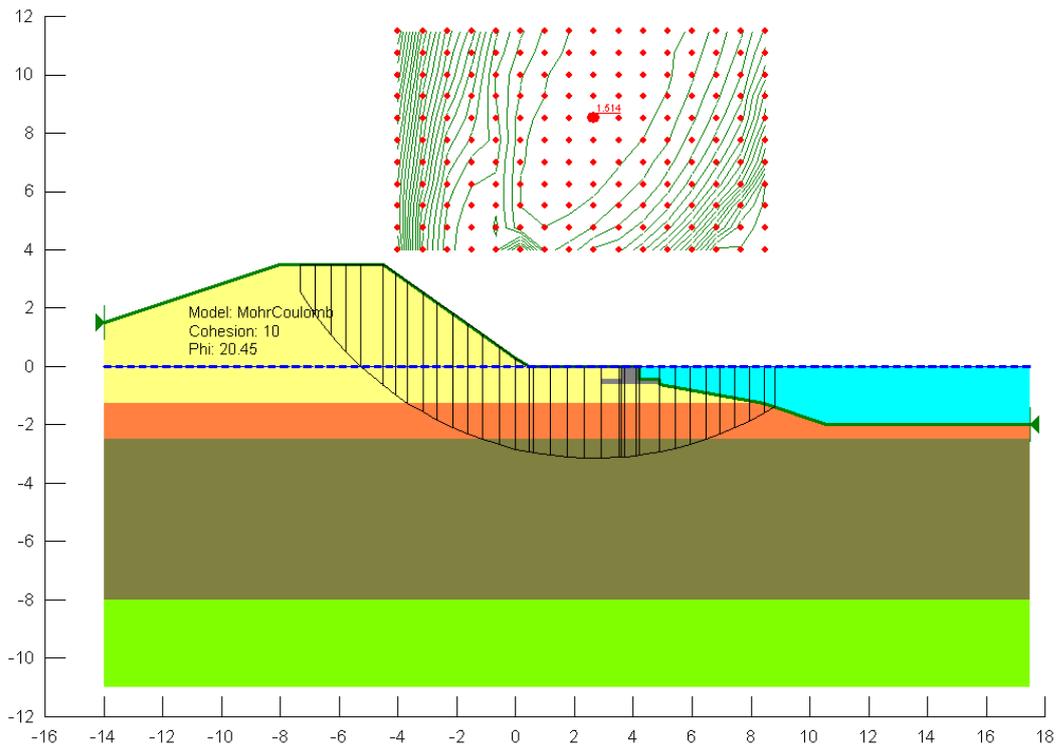


Figura 22 - Verifica di stabilità globale - Sezione tipo 2 (singola burga su materasso)

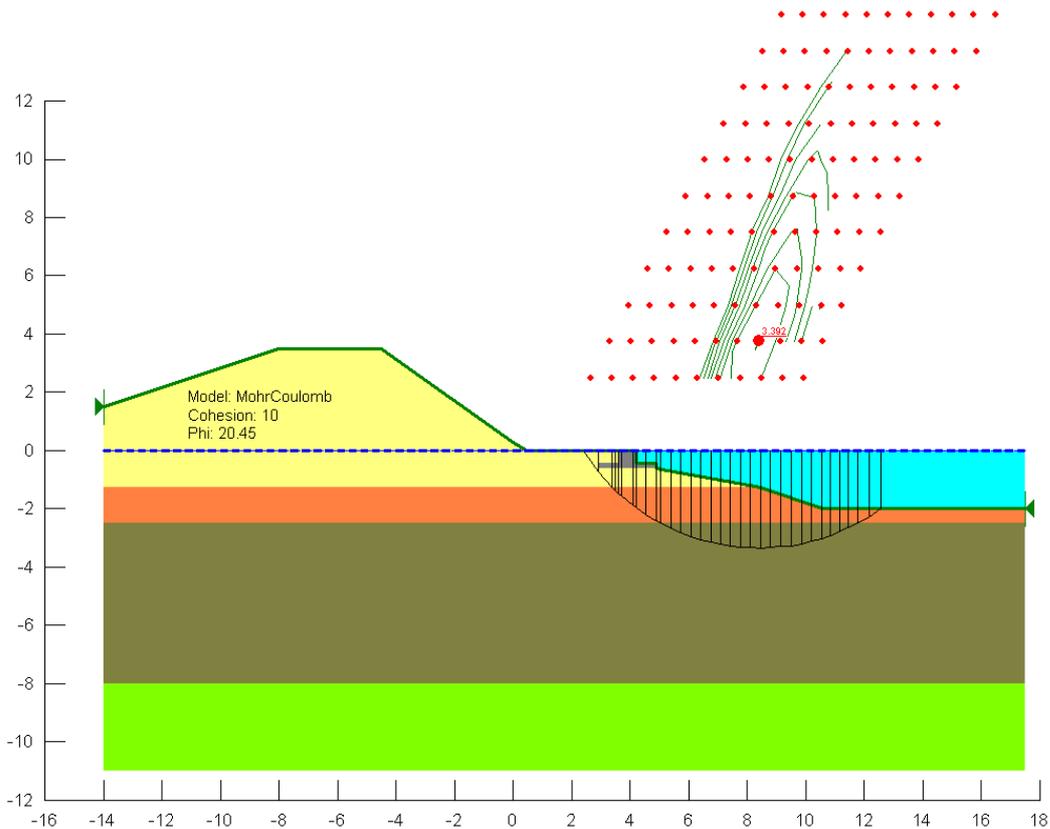


Figura 23 - Verifica di stabilità a valle della sezione tipo 2 (singola burga su materasso)

Per la sezione tipo 3 (tripla burga su materasso) si è già dimostrato che la struttura è in grado di sostenere le spinte del terreno a tergo per il massimo dislivello di progetto tra monte e valle (0.80 m). Nella Figura 47 si riporta il risultato della simulazione effettuata tramite il codice Geoslope relativamente alla verifica di stabilità globale dell'argine (FS=1.502>1.300). Relativamente alla stabilità locale della scarpa sostenuta dalla tripla burga su materasso, certamente la natura del dispositivo è in grado di prevenire il distacco di blocchi di terreno che si verificano nello stato attuale (come verificato in precedenza) e inoltre non aggrava la stabilità a valle (FS=3.45>1.300) come illustrato in Figura 48.

Le verifiche risultano soddisfatte ed è evidente il miglioramento delle condizioni di stabilità introdotto dall'opera rispetto alle condizioni critiche in cui versa attualmente la sponda.

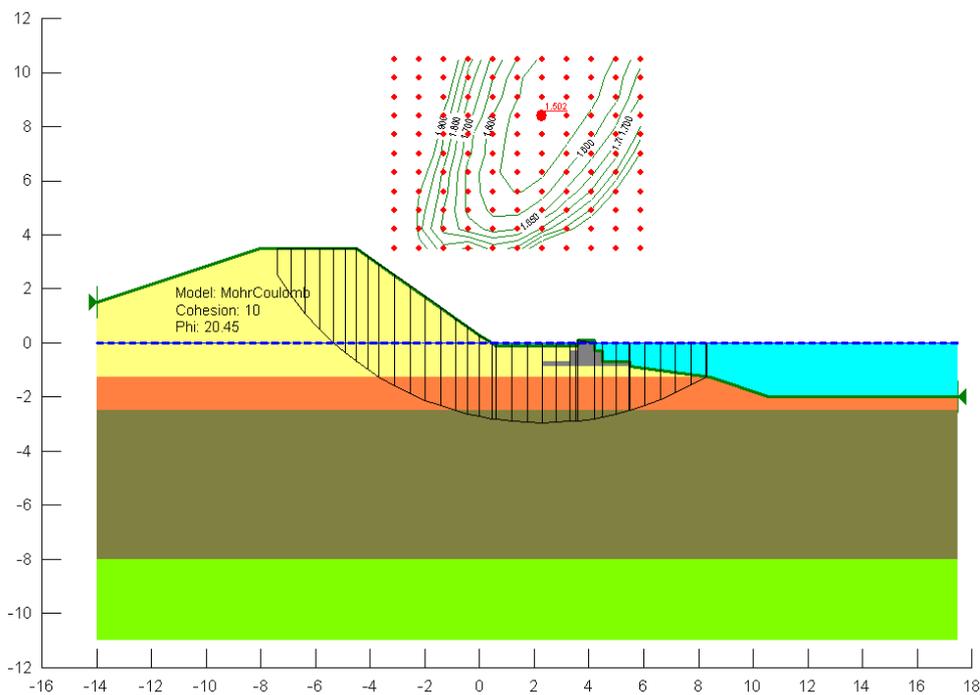


Figura 24 - Verifica di stabilità globale - Sezione tipo 3 (tripla burga su materasso)

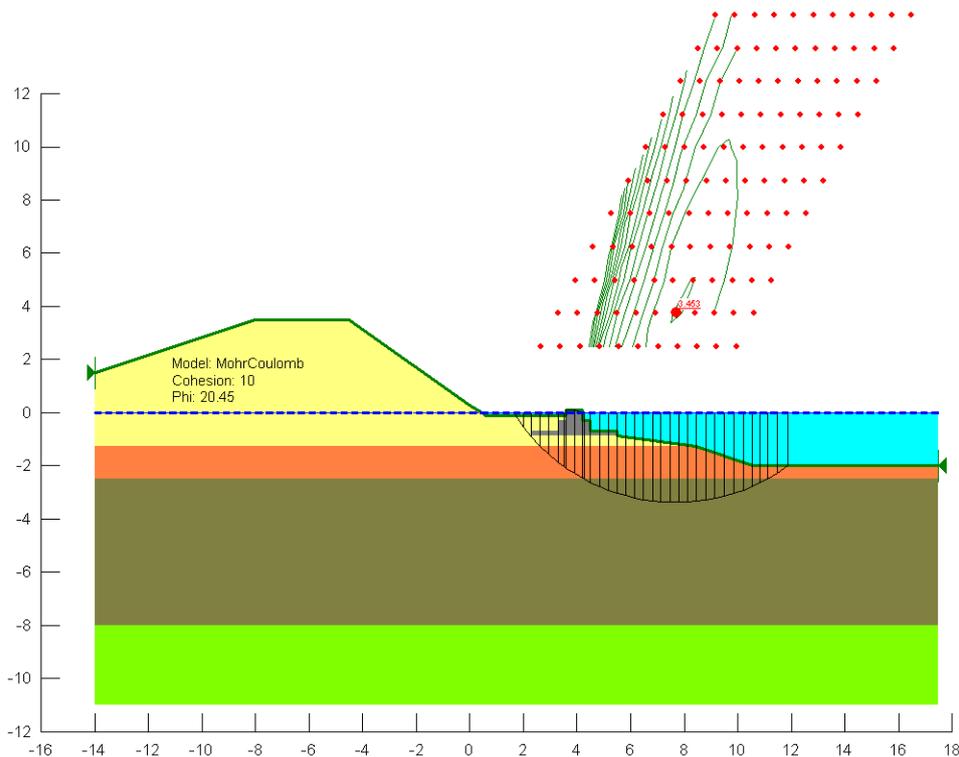


Figura 25 - Verifica di stabilità a valle della sezione tipo 3 (tripla burga su materasso)

5.5.4. Verifica delle sezioni tipo 4, 5, 6 e 7 (palificate)

Anche la realizzazione delle palificate di difesa delle sponde implica un notevole aumento della stabilità.

Il programma di calcolo Geoslope simula la presenza di una palificata come la presenza di un elemento di rinforzo che agisce nel terreno nel quale è inserito incrementando la resistenza al taglio lungo la porzione della superficie di rottura considerata di un'aliquota pari alla resistenza a taglio dell'elemento di rinforzo. Il risultato è che tutte le superfici calcolate dal programma che intersecano l'elemento di rinforzo presenteranno generalmente una resistenza disponibile sensibilmente superiore a tutte quelle che ad esempio passano al di sotto dell'elemento di rinforzo.

Nella seguente figura è illustrata la configurazione di progetto come prevista dalla sezione tipo 6, nella quali si ha la presenza di pali da 4.20 m tirantati e il dislivello tra la quota in sommità al palo e in accosto è 1.40 m. Analogamente a sopra si è assunta poi una quota di dragaggio del fondale a -2.00 m s.m.m.

Il fattore di sicurezza è $FS=1.233$ (cfr. Figura 35).

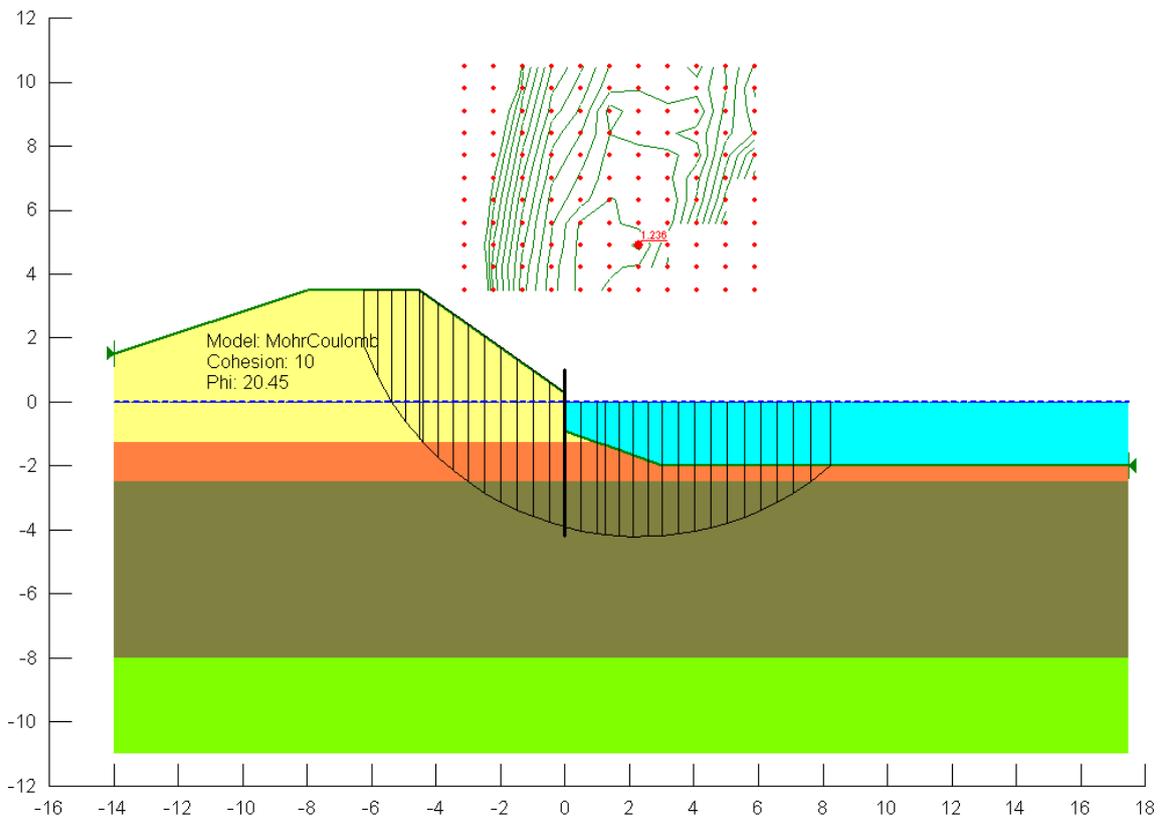


Figura 26 - Verifica di stabilità globale - Sezione tipo 6 (pali L=4.7m, tirantati)

La verifica di stabilità globale della sezione tipo 4, i cui i medesimi pali non vengono tirantati è certamente meno onerosa, quindi certamente con fattore di sicurezza maggiore della sezione tipo 6, in quanto nella sezione tipo 6 il tirante rientra nel blocco di rottura e non contribuisce alla stabilità globale ma funge esclusivamente da contrasto alla flessione del palo. La configurazione della sezione tipo 4 è quindi analoga alla 6, ma con dislivello tra monte e valle minore (0.60 m), quindi meno gravoso.

Nella seguente figura è illustrata la configurazione di progetto come prevista dalla sezione tipo 7, nella quale si ha la presenza di pali da 5m tirantati e il dislivello tra la quota in sommità al palo e in accosto è di 1.8 m. Analogamente a sopra si è assunta poi una quota di dragaggio del fondale a -2.00 m s.m.m.

Il fattore di sicurezza è $FS=1.3$ quindi la verifica è soddisfatta.

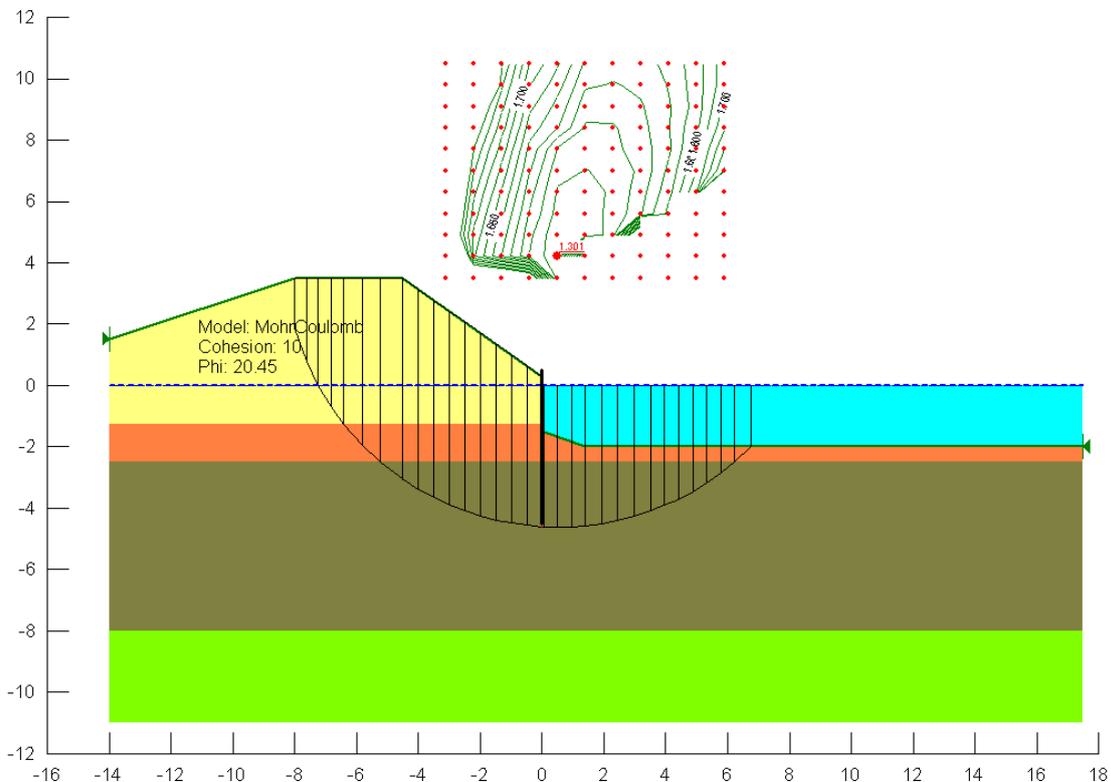


Figura 27 - Verifica di stabilità globale - Sezione tipo 7 (pali L=5.5m, tirantati)

La verifica di stabilità globale della sezione tipo 5, i cui i medesimi pali non vengono tirantati è certamente meno onerosa, quindi certamente con fattore di sicurezza maggiore della sezione tipo 7, in quanto nella sezione tipo 7 il tirante rientra nel blocco di rottura e non contribuisce alla stabilità globale ma funge esclusivamente da contrasto alla flessione del palo. La configurazione della sezione tipo 5 è quindi analoga alla 7, ma con dislivello tra monte e valle minore (0.80 m), quindi meno gravoso.

6 - BANCHINA DI ACCOSTO PRESSO VIA PERTINI

6.1. Soluzione tecnica adottata

In corrispondenza della varice presso via Pertini verrà realizzato un accosto attrezzato per piccoli natanti.

L'intervento tipo consiste nella realizzazione di un palancoato metallico con trave di ripartizione sommitale in c.a., 120cmx60cm, e tirantato.

Il palancoato metallico, L=9 m, avrà modulo di rigidezza $W=2420 \text{ cm}^3/\text{m}$.



I tiranti saranno del tipo autop perforante, costituiti da barre Ø30/11 mm, L=12m, inclinazione 36°, e verranno realizzati ad interasse i=2.4m.

Inoltre avranno le seguenti caratteristiche:

Øest chiodo	Øint chiodo	sezione minima	lunghezza libera	lunghezza immorsamento	Ø perforazione	Tiro ammissibile P _{amm}
[mm]	[mm]	[mm ²]	[m]	[m]	[mm]	[kN]
30	11	446	4.0	8.0	75	150

6.2. Modello di calcolo e verifica

I criteri di calcolo e verifica del palancolato metallico sono i medesimi del §5.2,

Determinati i parametri di sollecitazione delle strutture con il codice “PARATIE” si procederà alla verifica strutturale dei singoli elementi paratia e tirante:

- Verifica a flessione e taglio della paratia;
- Verifica della resistenza del cavo del tirante (ove presente);
- Verifica della resistenza dell’ancoraggio del tirante (ove presente).

- Verifica a flessione della paratia:

Il momento flettente di calcolo M_{Ed} deve rispettare la seguente formulazione:

$$M_{Ed} \leq M_{Rd}$$

Dove:

- M_{Ed} = momento flettente di calcolo
- M_{Rd} = resistenza di calcolo a flessione retta della sezione

$$M_{Rd} = \frac{f_{yk} \cdot W}{\gamma_{m0}} \beta_B$$

$$\gamma_{m0} = 1,05$$

$$\beta_B = 0,7 \text{ (NBN EN-5/N1 1F)}$$

L’analisi viene svolta considerando:

Combinazione 1 (A1+M1+R1).

Combinazione 2 (A2+M2+R1).



- Verifica a taglio della paratia:

Deve essere soddisfatta la condizione:

$$V_{Ed} \leq V_{pl,Rd}$$

Dove:

$$V_{pl,Rd} \equiv \frac{A_v \cdot f_{yk}}{\gamma_{m0} \cdot \sqrt{3}}$$

A_v = area resistente a taglio

$$A_v = t_w \cdot (h - t_f)$$

t_w , spessore dell'anima

t_f , spessore delle ali

h , altezza delle sezioni cave

$f_{v,k}$ = resistenze caratteristica a taglio;

L'analisi viene svolta considerando:

Combinazione 1 (A1+M1+R1).

Combinazione 2 (A2+M2+R1).

- Raggiungimento della resistenza dei puntoni:

La verifica del cavo del tirante si riterrà invece soddisfatta se:

$$T_d \leq R_{s,d}$$

Dove:

- T_d = tiro di progetto

- $R_{s,d}$ = resistenza ultima acciaio dei tiranti

$$R_{s,d} = f_{pd} \cdot A_{tref}$$

f_{pd} = resistenza a trazione di calcolo dell'acciaio

A favore di sicurezza viene ridotta applicando un coefficiente $\gamma_{M0} = 1,05$

A_{tref} = area complessiva dei trefoli

L'analisi viene svolta considerando:

Combinazione 1 (A1+M1+R1).

- Resistenza allo sfilamento della fondazione:

La verifica può essere effettuata con riferimento alla combinazione A1+M1+R3.

Deve essere soddisfatta la condizione:

$$P_d \leq R_{a,d}$$

Dove:

- P_d = massima azione di progetto;
- $R_{a,d}$ = resistenze di progetto, determinata applicando alla resistenza caratteristica R_{ak} il fattore parziali $\gamma_R=1,2$ (ancoraggi permanenti).

Il valore caratteristico della resistenza allo sfilamento dell'ancoraggio R_{ak} si può determinare con metodi di calcolo analitici, dai valori caratteristici dei parametri geotecnici dedotti dai risultati di prove in sito e/o di laboratorio:

$$R_{ak} = \min \left(\frac{(R_{a,c})_{medio}}{\xi_{a3}} ; \frac{(R_{a,c})_{min}}{\xi_{a4}} \right)$$

$\xi_{a3}=1.8$ (un profilo di indagine)

$\xi_{a4}=1.8$ (un profilo di indagine)

R_{ak} = resistenza limite di sfilamento del bulbo di fondazione.

Può essere determinata con metodi empirici presenti in letteratura (Ostermayer, 1974 e Ostermayer e Scheele, 1977).

- Verifica dimensionamento trave di ripartizione in c.a.:

Si verificherà inoltre il dimensionamento della trave di ripartizione in c.a., considerando uno schema a trave di lunghezza indefinita appoggiata su appoggi a distanza pari all'interasse dei tiranti ($i=2.4$ m), e sollecitando la trave con un carico ripartito q corrispondente al tiro a metro lineare del tirante, derivante dalla simulazione svolta con PARATIE, si ottengono come parametri di sollecitazione:

$$M_{max} = \frac{q \cdot i^2}{12}$$

$$T_{max} = \frac{q \cdot i}{2}$$

6.3. Verifiche strutturali

Nelle figure seguenti si illustrano lo schema della sezione tipo (negli elaborati grafici identificata come la n°8), il grafico di input del programma e poi a seguire il diagramma del momento e del taglio nella configurazione di progetto.

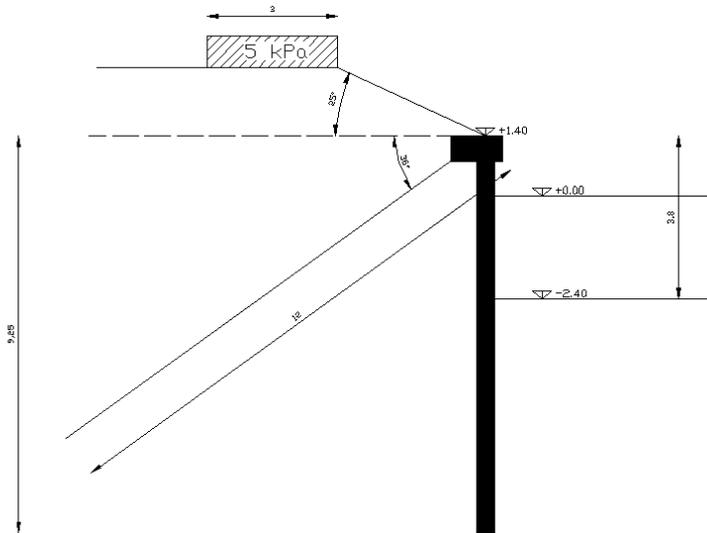


Figura 28 - Sezione tipo 8 – palancoato metallico - L=9m – tiranti L=12m - interasse 2.4m

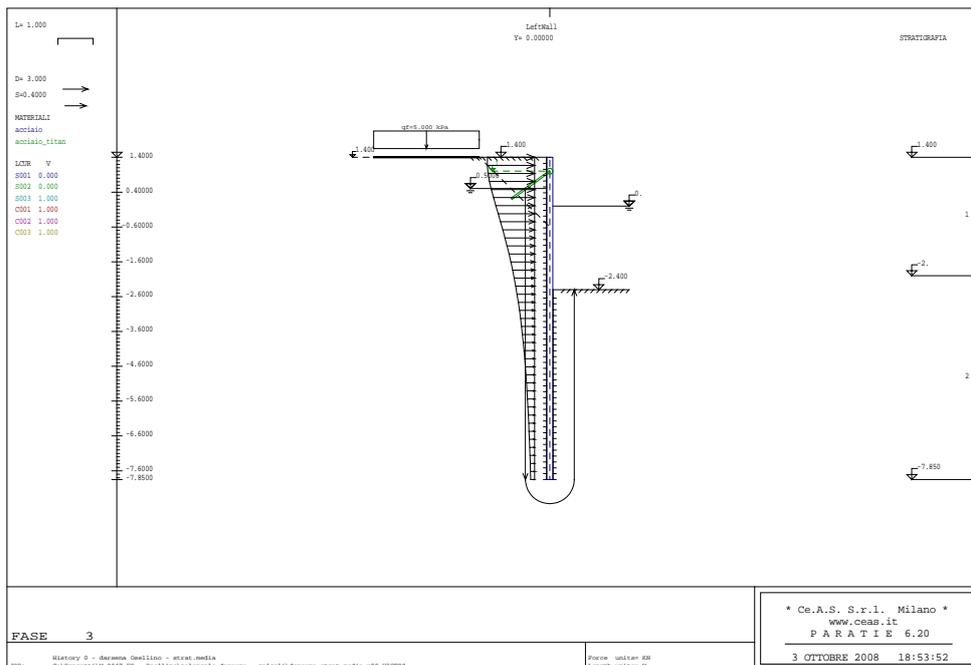


Figura 29 - Sezione tipo 8 - input di PARATIE

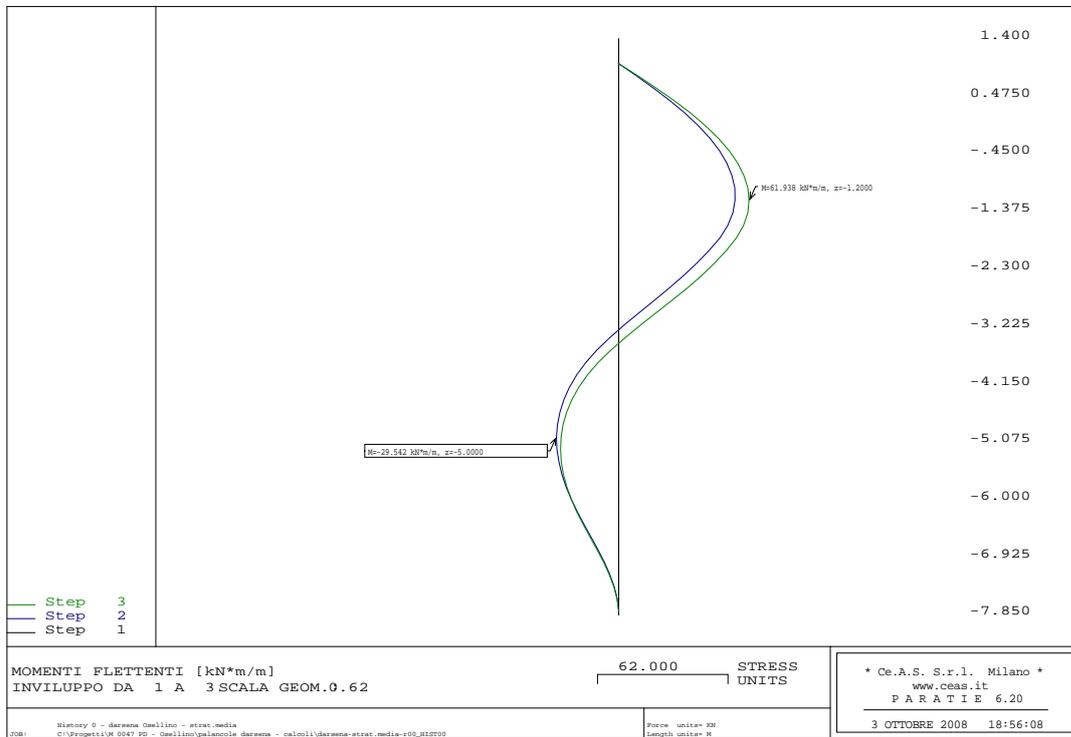


Figura 30 - Sezione tipo 8 - Momento flettente

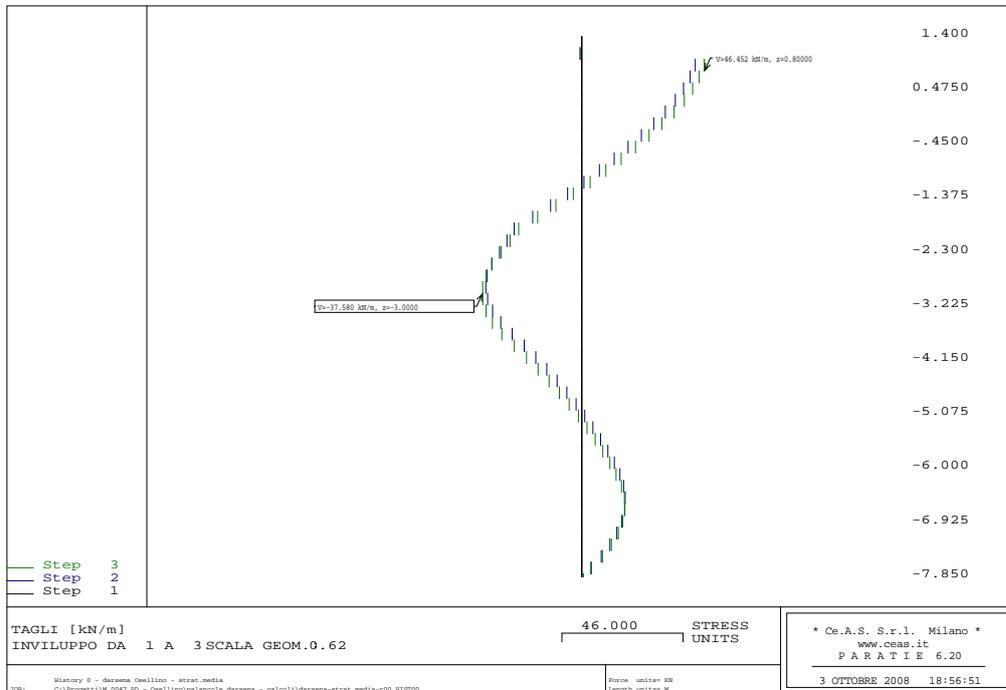


Figura 31 - Sezione tipo 8 - Sforzo di taglio

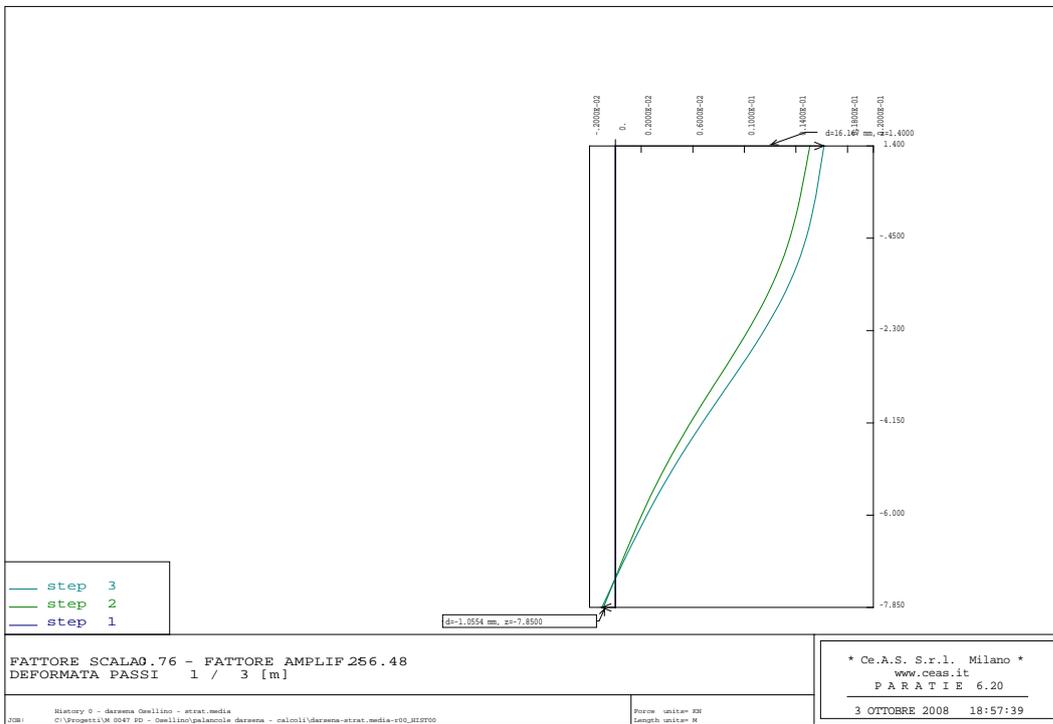


Figura 32 - Sezione tipo 8 – Deformata

Verifica strutturale palanca					
Tipo Larssen 605, acciaio S270GP					
M	T	W	A	M_{Rd}	V_{Rd}
[kNm/m]	[kN/m]	[cm ³]	[cm]	[MPa]	
		2420	89		

Siccome la massima tensione sollecitante la struttura risulta essere minore della tensione ammissibile per il tipo di acciaio considerato (), la verifica risulta essere soddisfatta.

Si ritiene altresì accettabile uno spostamento massimo della paratia di 2 cm verso acqua.

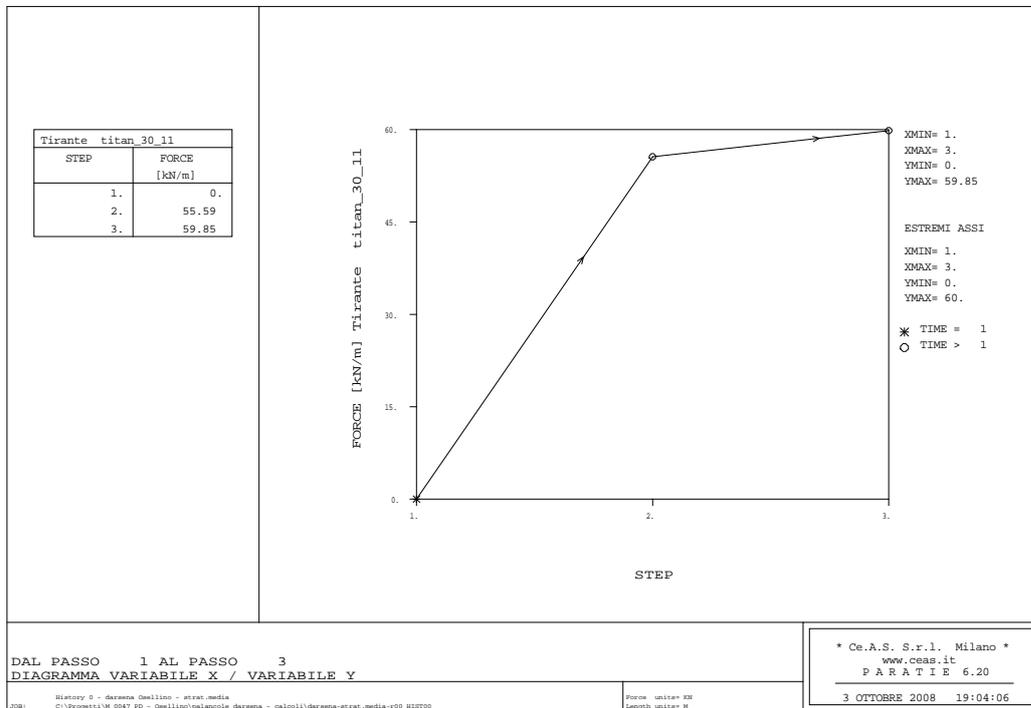


Figura 33 - Sezione tipo 8 - tiro sul tirante

- Verifica di resistenza della barra di ancoraggio:

$$P=60 \text{ kN/m} \times 2.4\text{m}=144 \text{ kN} < P_{\text{amm}}=150 \text{ kN}$$

Quindi la verifica risulta soddisfatta.

- Verifica di resistenza del terreno

$$P \times 2.5=144 \times 2.5=360 \text{ kN} < P_u=389 \text{ kN}$$

Quindi la verifica risulta soddisfatta.

- Verifica sul cordolo

Segue ora la verifica del cordolo; i parametri di sollecitazione sono:

$$M_{\text{max}} = \frac{q \cdot i^2}{12} = (60 \times 2.4^2) / 12 = 28.8 \text{ kNm}$$

$$T_{\text{max}} = \frac{q \cdot i}{2} = 60 \times 2.4 / 2 = 72 \text{ kN}$$

Armando la sezione con 4Ø12 su entrambi i lembi (teso e compresso) si ottengono le seguenti sollecitazioni sui materiali:

$\sigma_c =$	-0.5 MPa	tensione calcestruzzo
$\sigma_s =$	56.0 MPa	tensione acciaio teso
$\sigma'_s =$	-6.7 MPa	tensione acciaio compresso

che sono inferiori ai valori ammissibili per i materiali considerati.

Si mantiene tale armatura in quanto non di molto superiore a quella minima da regolamento.

Valutando gli sforzi di taglio come:

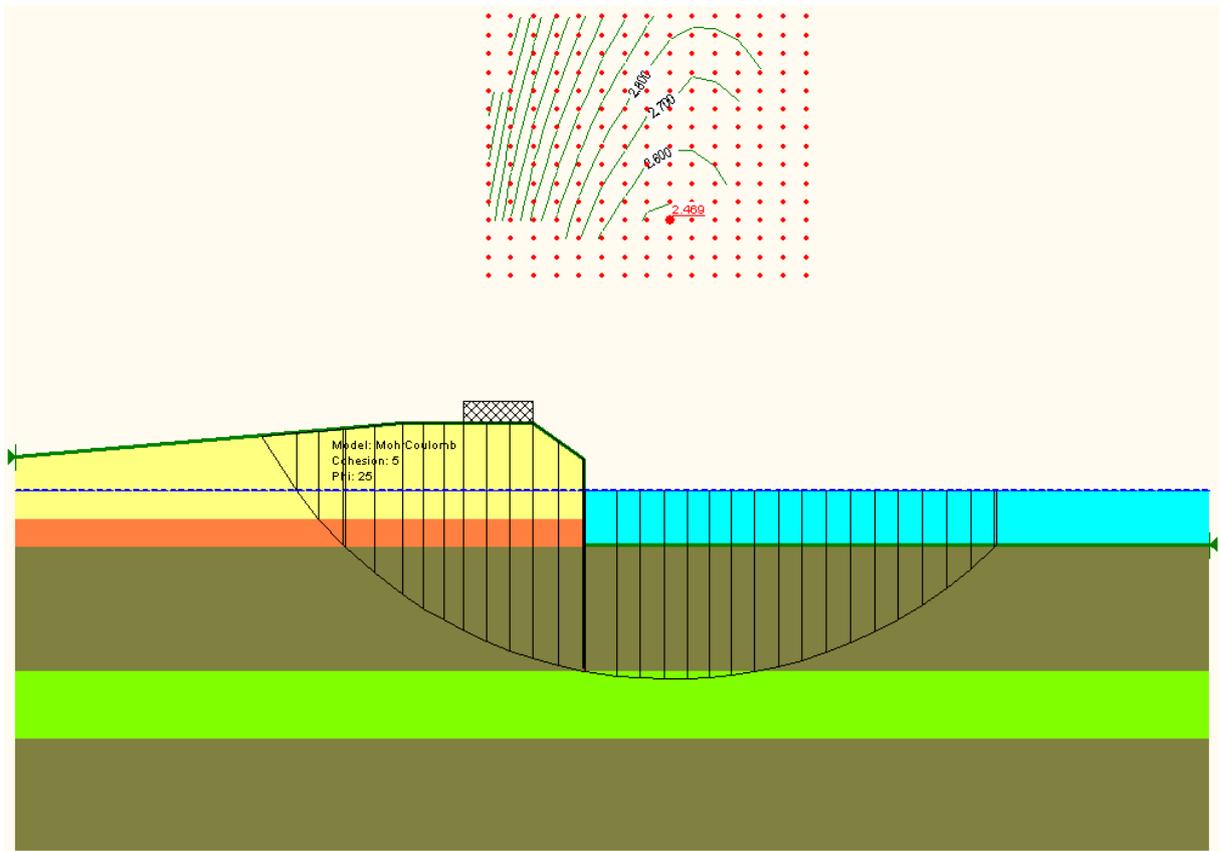
$$\tau_{\max} = \frac{3}{2} \cdot \frac{T_{\max}}{A} = 1.5 \times \frac{72000N}{1200 \times 600mm^2} = 0.15MPa < T_{c0} = 0.67 MPa$$

non è necessario dunque il dimensionamento di apposita armatura a taglio. Si disporranno staffe Ø10/20cm.

6.4. Verifica di stabilità globale

Con approccio analogo a quello esposto nel paragrafo 5.4 si è effettuata l'analisi di stabilità globale della banchina di accosto secondo la configurazione geometrica e di carico descritta al paragrafo precedente.

Nella figura seguente si illustra il risultato della verifica effettuata. Il fattore di sicurezza è $2.469 > 1.300$, quindi la verifica è soddisfatta.





7 - NUOVO MANUFATTO ALLE ROTTE

7.1. Soluzione tecnica adottata

Il nuovo manufatto alle rotte è costituito dai seguenti elementi strutturali:

- Soletta di fondo in c.a., sulla quale verranno installate le nuove paratoie mobili e costituirà la fondazione per i muri di sostegno della passerella carrabile;
- Muri di sostegno della passerella carrabile, in calcestruzzo armato;
- Travi portanti della passerella, costituiti da profili in acciaio tipo HEB;
- Piano carrabile della passerella realizzato in grigliato di acciaio.

7.2. Caratterizzazione sismica

7.2.1. Criteri generali

La pericolosità sismica è definita, nel DM 14/01/2008, in termini di accelerazione orizzontale massima attesa a_g in condizioni di campo libero su sito di riferimento rigido con superficie topografica orizzontale, nonché di ordinate dello spettro di risposta elastico in accelerazione ad essa corrispondente, con riferimento a prefissate probabilità di superamento PVR, nel periodo di riferimento VR.

Le forme spettrali sono definite, per ciascuna delle probabilità di superamento nel periodo di riferimento PVR, a partire dai valori dei seguenti parametri su sito di riferimento rigido orizzontale:

- a_g accelerazione orizzontale massima al sito;
- F0 valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale;
- TC* periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale.

Allegati alla norma vengono tabellate, per i punti del reticolo di riferimento, tali terne di parametri in base al tempo di ritorno considerato, che è legato al periodo di riferimento VR secondo la relazione:

$$T_R = - \frac{V_R}{\ln(1 - P_{VR})}$$



Gli stati limite sono definiti con riferimento alle prestazioni della costruzione:

- Stato limite di operatività (SLO)
- Stato limite di danno (SLD)
- Stato limite di salvaguardia della vita (SLV)
- Stato limite di prevenzione del collasso (SLC)

La probabilità di superamento PVR cui riferirsi in ciascuno degli stati limite considerati viene di seguito riassunta:

Tabella 3.2.I – Probabilità di superamento P_{VR} al variare dello stato limite considerato

Stati Limite		P_{VR} : Probabilità di superamento nel periodo di riferimento V_R
Stati limite di esercizio	SLO	81%
	SLD	63%
Stati limite ultimi	SLV	10%
	SLC	5%

La vita nominale della struttura è stata valutata intorno ai 50 anni. Infatti l'opera in questione, una passerella pedonale, ricade nella classificazione "Opere ordinarie, ponti, opere infrastrutturali e dighe di dimensioni contenute o di importanza normale".

Dato che si ritiene che l'opera in questione ricada in "Ponti, opere infrastrutturali, reti viarie non ricadenti in classe d'uso III o in classe d'uso IV", la classe d'uso della struttura è stata assunta pari a II.

La vita di riferimento per la struttura è quindi presa pari al minimo di 50 anni.

Il fattore di struttura in direzione orizzontale è stato preso cautelativamente pari ad 1.

Il fattore di struttura in direzione verticale è stato preso pari ad 1.

7.2.2. Parametri sismici

La caratterizzazione sismica del sito è stata sviluppata con il programma "Spettri di Risposta" (ver. 1.0.3) predisposto dal Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici, rispondente a quanto disposto dal DM 14/01/2008.

Il sito ha le seguenti coordinate: longitudine 12.2781 e latitudine 45.4774.



Figura 34 – ubicazione manufatto alle Rotte

FASE 1. INDIVIDUAZIONE DELLA PERICOLOSITÀ DEL SITO

Ricerca per coordinate

LONGITUDINE: LATITUDINE:

Ricerca per comune

REGIONE: PROVINCIA: COMUNE:

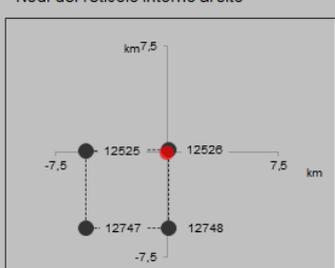
Elaborazioni grafiche

- Grafici spettri di risposta
- Variabilità dei parametri

Elaborazioni numeriche

- Tabella parametri

Nodi del reticolo intorno al sito



Reticolo di riferimento

Controllo sul reticolo

- Sito esterno al reticolo
- Interpolazione su 3 nodi
- Interpolazione corretta

Interpolazione:

La "Ricerca per comune" utilizza le coordinate ISTAT del comune per identificare il sito. Si sottolinea che all'interno del territorio comunale le azioni sismiche possono essere significativamente diverse da quelle così individuate e si consiglia, quindi, la "Ricerca per coordinate".

FASE 2. SCELTA DELLA STRATEGIA DI PROGETTAZIONE

Vita nominale della costruzione (in anni) - V_N info

Coefficiente d'uso della costruzione - C_U info

Valori di progetto

Periodo di riferimento per la costruzione (in anni) - V_R info

Periodi di ritorno per la definizione dell'azione sismica (in anni) - T_R info

Stati limite di esercizio - SLE {

- SLO - $P_{VR} = 81\%$
- SLD - $P_{VR} = 63\%$

Stati limite ultimi - SLU {

- SLV - $P_{VR} = 10\%$
- SLC - $P_{VR} = 5\%$

Elaborazioni

- Grafici parametri azione
- Grafici spettri di risposta
- Tabella parametri azione

Strategia di progettazione

LEGENDA GRAFICO

- Strategia per costruzioni ordinarie
- Strategia scelta

I parametri sismici risultano:

SLATO LIMITE	T_R [anni]	a_g [g]	F_o [-]	T_c^* [s]
SLO	30	0,029	2,507	0,206
SLD	50	0,035	2,539	0,242
SLV	475	0,077	2,707	0,355
SLC	975	0,102	2,623	0,379

7.3. Caratteristiche e condizioni di carico degli elementi strutturali

7.3.1. Grigliato carrabile

Si è scelta una tipologia di grigliato carrabile idoneo a sostenere un transito di mezzi di massa 30 kN , carico dinamico 10 kN, impronta a terra 20cm×20cm.

La luce massima sulla quale poggeranno i singoli pannelli è di 1.75m, pari all'interasse tra le travi portanti trasversali.



7.3.2. Travi portanti della passerella

Qualora le paratoie necessitino di manutenzione è necessario che un mezzo pesante possa accedere e stazionare sulla passerella. In questo caso sarà necessario posare delle lastre di acciaio sopra al grigliato, in ausilio allo stesso.

Il dimensionamento della struttura viene quindi eseguito, pur trattandosi di passerella pedonale (ponte di 3a categoria), con riferimento a condizioni di carico da ponte di 2a categoria, per la possibile presenza di mezzi di manutenzione. Come illustrato nella figura seguente, si sono imposte le due configurazioni di carico, dedotte dallo schema di carico 1 (par. 5.1.3.3.5 delle NTC 2008, che risultano maggiormente onerose per gli elementi strutturali in carpenteria: travi trasversali e longitudinali. Gli schemi di calcolo degli elementi strutturali sono stati ricondotti a travi semplicemente appoggiate. Tali schemi sono illustrati sempre nella figura seguente.

La trave trasversale viene quindi schematizzata come trave su due appoggi (luce 3.5 m) caricata da due forze concentrate di intensità (~160 kN) pari alla risultante delle due coppie di impronte di carico da 2a categoria ridistribuita tra la trave oggetto di verifica e le due travi adiacenti e da un carico uniformemente distribuito di 7.2 kPa.

La trave longitudinale viene invece schematizzata come trave a 4 campate (luce max 7.5 m) caricata, a metà di una delle luci, da due delle quattro impronte di carico da 120 kN più una forza (~144 kN) derivante dall'azione delle altre due impronte sulla trave trasversale e trasmessa da questa alla trave longitudinale. Sulla carreggiata viene inoltre applicato, come previsto per carichi di seconda categoria, un carico uniformemente distribuito di 7.2 kPa.

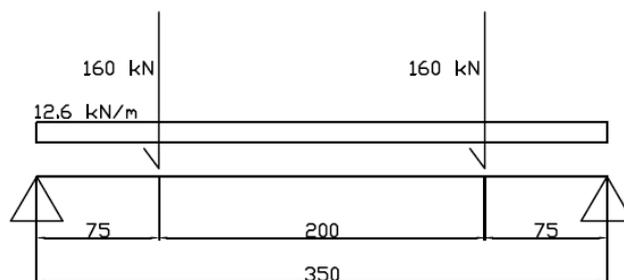


Figura 35 – Schema trave trasversale

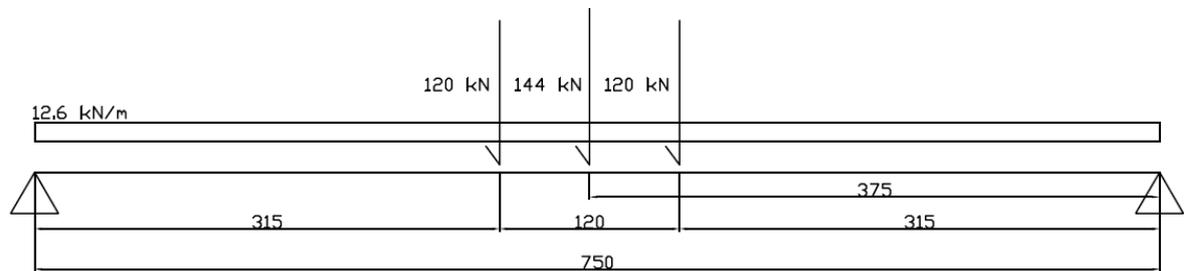


Figura 36 – Schema trave longitudinale

La verifica delle travi viene condotta con riferimento a:

- Verifica a flessione retta (rif. 4.2.12 delle NTC 2008)
- Verifica a taglio (rif. 4.2.17 delle NTC 2008)

Adottando l'approccio1, combinazione1 (A1)

o Verifica a flessione retta

La verifica a flessione retta risulta soddisfatta se:

$$\frac{M_{Ed}}{M_{c,Rd}} \leq 1$$

dove, per il profilo HEB di classe 1, risulta:

- M_{Ed} = momento flettente di calcolo
- $M_{c,Rd}$ = resistenza di calcolo a flessione retta della sezione

$$M_{c,Rd} = \frac{f_{yk} \cdot W_{pl}}{\gamma_{m0}}$$

$$\gamma_{m0} = 1,05$$

- Verifica a taglio:

Deve essere soddisfatta la condizione:

$$\frac{V_{Ed}}{V_{c,Rd}} \leq 1$$

Dove:

- V_{Ed} = forza di taglio di calcolo
- $V_{c,Rd}$ = resistenza di calcolo a taglio



$$V_{C,Rd} = \frac{f_{yk} \cdot A_v}{\gamma_{m0} \cdot \sqrt{3}}$$

$$A_v = A - 2bt_f + (t_w + 2r)t_f$$

t_f = spessore delle ali

t_w = spessore dell'anima

7.3.3. Pile di sostegno

Risulta dimensionante il carico orizzontale.

Vengono considerate due condizioni di carico:

- Azione longitudinale di frenamento (q_3 , valore caratteristico);
- Combinazione per sisma (sisma più 75% dell'azione longitudinale di frenamento)

Azione longitudinale di frenamento

L'azione longitudinale di frenamento per ponti di 2^a categoria è fornita dalla relazione (cfr. § 5.1.3.5 NTC2008):

$$144 \text{ kN} \leq q_3 = 0,6(2Q_{1k}) + 0,10 \cdot q_{1k} \cdot w_1 \cdot L \leq 900 \text{ kN}$$

Nella quale Q_{1k} e q_{1k} sono i carichi concentrati e distribuiti rispettivamente pari a: 240 kN e 7,2 kN/m², w_1 è l'ampiezza della carreggiata ed L la lunghezza del tratto caricato.

Per la verifica da azione frenante si assume:

$$0,6 * 2 * 240 + 0,1 * 7,2 * 3,5 * 7,5 = 307 \text{ kN}$$

Combinazione sismica

- **Combinazione sismica, impiegata per gli stati limite ultimi e di esercizio connessi all'azione sismica E (v. § 3.2):**

$$E + G_1 + G_2 + P + \psi_{21} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \dots \quad (2.5.5)$$

Nella quale:

G1:



Elementi			Peso (kN)
Pila:	7,75*5,68*0,50*25	=	550,0
Grigliato:	3,50*7,50*0,80	=	21,0
Travi trasversali (HEB200):	4,3*3,50*0,61	=	9,2
Travi longitudinali (HEB360):	2*7,50*1,42	=	21,3
		Tot.	651,5

E:

La componente orizzontale dell'azione sismica è data da:

$$K_h = \frac{a_g}{g} = \frac{0,077}{9,81} = 7,85 * 10^{-3}$$

L'azione sismica orizzontale risulta

$$E = K_h * G_1 = 7,85 * 10^{-3} * 651,5 = 5,11 kN$$

La più gravosa delle due combinazioni risulta quella per azione frenante.

7.3.4. Soletta di fondo del manufatto

Si considerano le azioni derivanti dal peso delle strutture che poggiano sulla soletta (impalcato in carpenteria e muri di sostegno in c.a.). A queste si sommano quelle derivanti dai carichi cui tali strutture sono soggette, ossia la presenza di carichi per ponti di 2^a Categoria, come descritto in precedenza.

La reazione del terreno di fondazione è stata schematizzata mediante una costante di sottofondo (k di Winkler), opportunamente valutata sulla base della tipologia di terreni presenti in sito e delle dimensioni della fondazione.

7.4. Verifiche strutturali

7.4.1. Grigliato carrabile

Il grigliato è costituito da barre portanti in acciaio S235JR di sezione 60x4 mm ad interasse 1.5 cm. La direzione delle barre portanti è parallela all'asse della passerella e i pannelli (1.75x3.5 m²) sono poggiati sulla luce massima di 1.75m corrispondente all'interasse delle travi di sostegno.



Il grigliato è in grado di sostenere carichi da 30 kN, con una freccia elastica inferiore ai 5mm , facendo lavorare l'acciaio a tensioni inferiori a:

- $R_{EH} = 215 \text{ MPa}$ valore minimo del carico di snervamento (UNI EN 10025-2)
- $R_m = 300-510 \text{ MPa}$ carico di rottura minimo e massimo

7.4.2. Travi portanti della passerella

Travi trasversali

Le travi sono costituite da profili HEB200.

Secondo lo schema a trave semplicemente appoggiata, descritto al paragrafo 8.3.2, momento e taglio massimi risultano, sovrapponendo gli effetti delle distribuzioni di carico:

Schema di carico	T_{Ed} (kN)	M_{Ed} (kNm)
Carichi concentrati	160.0	120.0
Carichi unif. distr.	22.0	19.3
Tot.	182.0	139.3

o Verifica a flessione retta

La resistenza di calcolo a flessione retta della sezione HEB200 risulta, per W_{pl} di 642 cm^3 ed f_{yk} di 355 N/mm^2 e $\gamma_{m0} = 1,05$, pari a:

$$M_{C,Rd} = \frac{f_{yk} \cdot W_{pl}}{\gamma_{m0}} = 217 \text{ kNm}$$

Essendo:

$$\frac{M_{Ed}}{M_{C,Rd}} \leq 1$$

la verifica a flessione retta risulta soddisfatta.

- Verifica a taglio:

La resistenza di calcolo a taglio della sezione HEB200 risulta, per A_v di 24.83 cm^2 ed f_{yk} di 355 N/mm^2 e $\gamma_{m0} = 1,05$, pari a:

$$V_{C,Rd} = \frac{f_{yk} \cdot A_v}{\gamma_{m0} \cdot \sqrt{3}} = 484,7 \text{ kN}$$



Essendo:

$$\frac{V_{Ed}}{V_{c,Rd}} \leq 1$$

la verifica a flessione retta risulta soddisfatta.

Travi longitudinali

Le travi sono costituite da profili HEB360.

Secondo lo schema a trave semplicemente appoggiata, descritto al paragrafo 8.3.2, si ottengono i parametri di sollecitazione riportati in tabella:

Schema di carico	T _{Ed} (kN)	M _{Ed} (kNm)
Carico conc. mezz.	72	270
Carichi conc.	120	112.5
Carichi unif. distr.	60	378
Tot.	252.0	760.5

o Verifica a flessione retta

La resistenza di calcolo a flessione retta della sezione HEB360 risulta, per W_{pl} di 2683 cm³ ed f_{yk} di 355 N/mm² e $\gamma_{m0}=1,05$, pari a:

$$M_{c,Rd} = \frac{f_{yk} \cdot W_{pl}}{\gamma_{m0}} = 907 \text{ kNm}$$

Essendo:

$$\frac{M_{Ed}}{M_{c,Rd}} \leq 1$$

la verifica a flessione retta risulta soddisfatta.

- Verifica a taglio:

La resistenza di calcolo a taglio della sezione HEB360 risulta, per A_v di 60.60 cm² ed f_{yk} di 355 N/mm² e $\gamma_{m0}=1,05$, pari a:



$$V_{c,Rd} = \frac{f_{yk} \cdot A_v}{\gamma_{m0} \cdot \sqrt{3}} = 1.182,9kN$$

Essendo:

$$\frac{V_{Ed}}{V_{c,Rd}} \leq 1$$

la verifica a flessione retta risulta soddisfatta.

7.4.3. Pile

La verifica viene condotta con riferimento all'azione longitudinale di frenamento (cfr. § 8.33)

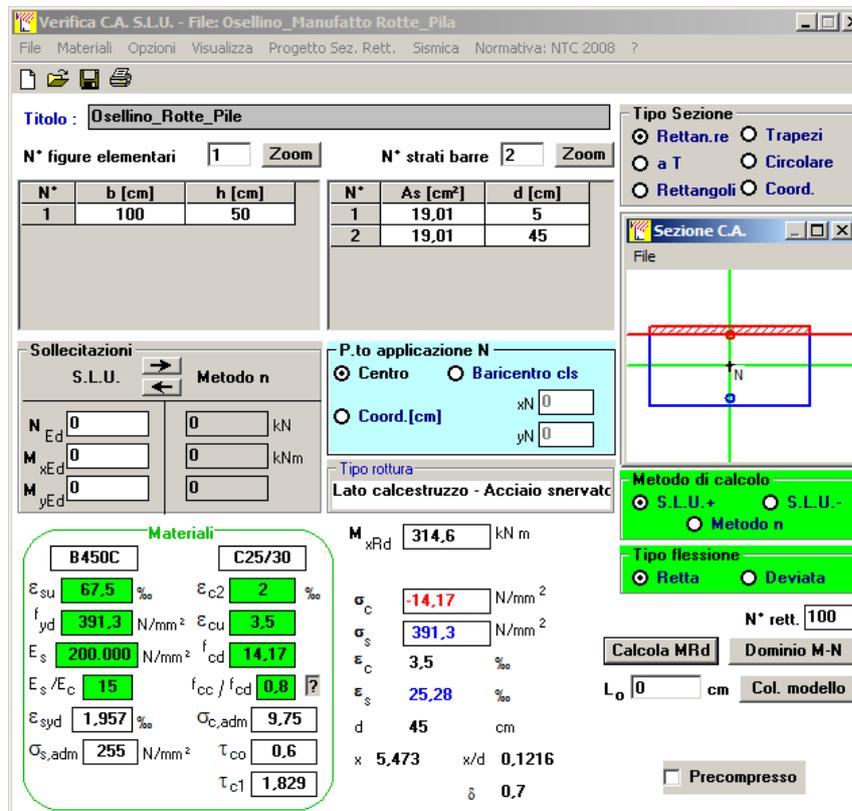
La pila viene schematizzata come una trave incastrata alla base e sollecitata in sommità dalla suddetta forza orizzontale.

Considerata l'azione frenante longitudinale uniformemente agente sulla sommità per metro di muro risulta: 43,2 kN/m (307kN/7,10 m)

Considerando il muro unitario come una trave verticale incastrata alla base, di altezza circa 5.70 m e sezione 50×100 cm², si assume che l'azione frenante orizzontale unitaria agisca uniformemente in sommità e generi quindi alla base i seguenti momento e taglio massimi:

$$M=q \times h=43,2 \times 5,7= 246,4 \text{ kNm/m}$$

Armando con Ø22/20 cm, il momento resistente della sezione di muro unitario risulta dall'analisi sotto riportata:



Verifica C.A. S.L.U. - File: Osellino_Manufatto_Rotte_Pila

File Materiali Opzioni Visualizza Progetto Sez. Rett. Sismica Normativa: NTC 2008 ?

Titolo: **Osellino_Rotte_Pila**

N° figure elementari: 1 Zoom N° strati barre: 2 Zoom

N°	b [cm]	h [cm]	N°	As [cm²]	d [cm]
1	100	50	1	19,01	5
			2	19,01	45

Sollecitazioni: S.L.U. Metodo n

N_{Ed} 0 0 kN
M_{xEd} 0 0 kNm
M_{yEd} 0 0

P.to applicazione N: Centro Baricentro cls
Coord.[cm] xN 0 yN 0

Tipo rottura: Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

M_{xRd} 314,6 kN m

σ_c -14,17 N/mm²
σ_s 391,3 N/mm²
ε_c 3,5 ‰
ε_s 25,28 ‰
d 45 cm
x 5,473 x/d 0,1216
δ 0,7

Materiali: B450C C25/30

ε_{su} 67,5 ‰ ε_{c2} 2 ‰
f_{yd} 391,3 N/mm² ε_{cu} 3,5 ‰
E_s 200.000 N/mm² f_{cd} 14,17 N/mm²
E_s/E_c 15 f_{cc}/f_{cd} 0,8
ε_{syd} 1,957 ‰ σ_{c,adm} 9,75 N/mm²
σ_{s,adm} 255 N/mm² τ_{co} 0,6
τ_{c1} 1,829

Tipo Sezione: Rettan.re Trapezi
a T Circolare
Rettangoli Coord.

Sezione C.A. File

Metodo di calcolo: S.L.U.+ S.L.U.-
Metodo n

Tipo flessione: Retta Deviata

N° rett. 100

Calcola MRd Dominio M-N

L₀ 0 cm Col. modello

Precompresso

Risultando il momento resistente di progetto, pari a 314,6 kNm/m, maggiore al carico di esercizio la verifica risulta soddisfatta.

7.4.4. Soletta di fondo del manufatto

Sulla soletta di dimensioni 10 m x 30 m si considera che agiscano i pesi della struttura sovrastante, trasmessi in corrispondenza della base dei muri di sostegno:

- Grigliato carrabile $0,80 \text{ kPa} \times (3,5 \times 30 \text{ m}^2) = 84 \text{ kN}$
- Carpenteria metallica dell'impalcato: Travi longitudinali (travi HEB360) $142 \text{ kg/m} = \sim 1,42 \text{ kN/m}$, n.8, lunghezza 7.5 m da cui circa 285.2 kN per l'intero impalcato;
- Carpenteria metallica dell'impalcato: Travi trasversali (travi HEB360) $61 \text{ kg/m} = \sim 0,61 \text{ kN/m}$, n.18, lunghezza 3.5 m da cui circa 38.4 kN per l'intero impalcato;
- Muri di sostegno $3 \times (0,5 \times 7,65 \times 5,7 \text{ m}^3) \times 25 \text{ kN/m}^3 = 1635,2 \text{ kN}$

A tali forze corrisponde una sommatoria di 681 kN sull'impronta di ciascun muro di sostegno.

Si è poi considerata l'azione longitudinale di frenamento, presenza del mezzo da 307 kN al di sopra del muro centrale e il momento trasmesso alla base del muro 1750 kNm.

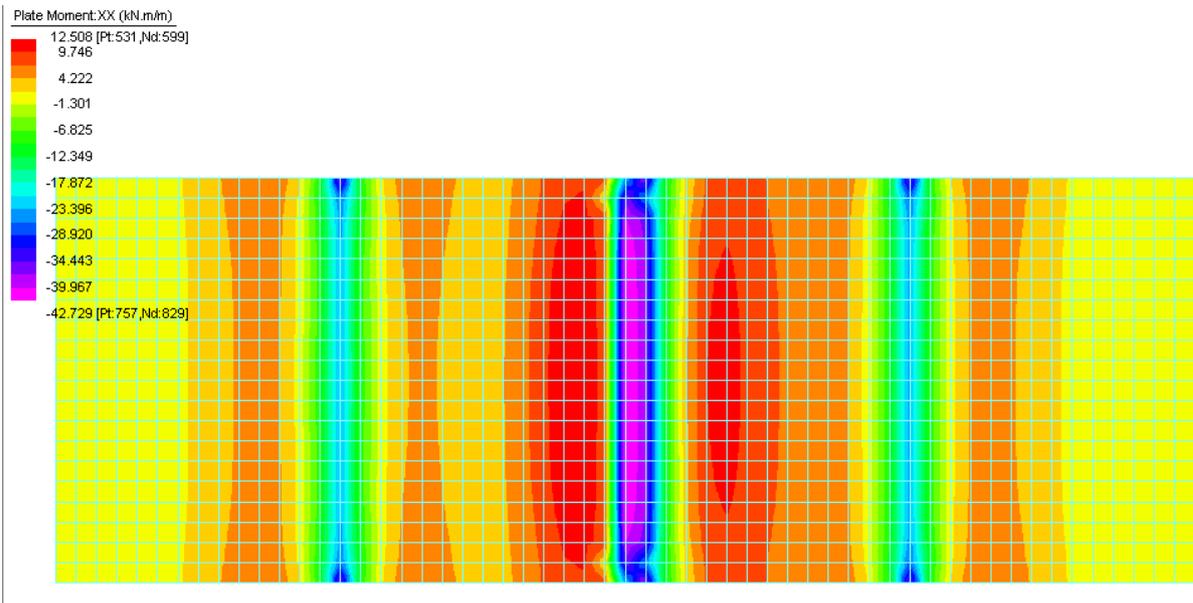
Assumendo come costante di sottofondo $k_w = 30000 \text{ kN/m}^3$ (valore indicativo per prove su piastra di diametro $b = 30 \text{ cm}$, su terreni sabbiosi saturi mediamente addensati e coesivi

mediamente compatti) e rapportando tale valore a quello per la fondazione in esame (B=10m), utilizzando la formula del Terzaghi, si ottiene:

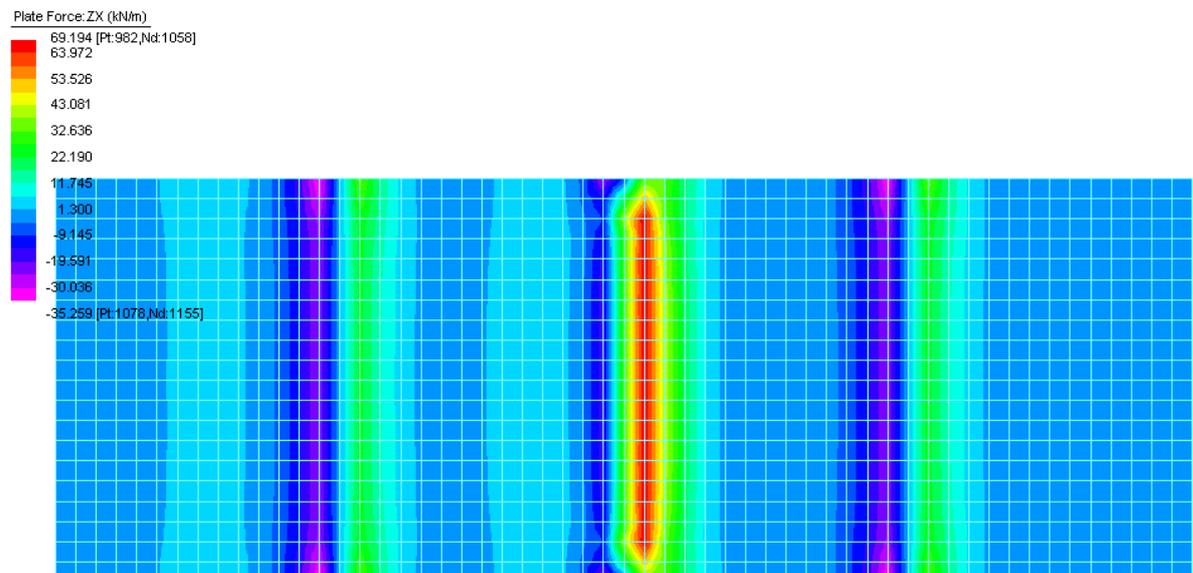
$$k = k_w \frac{b}{1.5 \times B} = 600 \text{ kN/m}^3$$

Seguono i grafici del momento e del taglio calcolati mediante il codice Straus 7.

Momento:



Taglio:





Armando con $\varnothing 12/20$ cm all'incastro col muro si ottengono le seguenti sollecitazioni sui materiali:

compressione calcestruzzo $\sigma_c = 2.39 \text{ N/mm}^2 < \sigma_{c \text{ amm}} = 11.00 \text{ N/mm}^2$

tensione acciaio $\sigma_a = 180 \text{ N/mm}^2 < \sigma_{a \text{ amm}} = 255 \text{ N/mm}^2$

Si verifica poi a taglio la sezione ottenendo uno sforzo

$$\tau = T/(0.9 \times A) = 69194 \text{ N} / (0.9 \times 500 \times 1000 \text{ mm}^2) = 0.15 \text{ N/mm}^2 < \tau_{c0} = 0.67 \text{ N/mm}^2$$

Non risulta quindi necessario dimensionare una specifica armatura a taglio.