



Il Sindaco del Comune di Messina

Commissario Delegato ex O.P.C.M. n. 3721 del 19 Dicembre 2008

ENTE APPALTANTE

Commissario Delegato per l'Emergenza Traffico a Messina ex OPCM 3633/07 e successive, con sede presso il Comune di Messina, Piazza Unione Europea, 98100 Messina

A.T.I. IMPRESE



Nuova CO.ED.MAR Srl
Via Banchina F - Val da Rio
30015 Chioggia (VE)



CONSORZIO COOPERATIVE COSTRUZIONI

Consorzio Cooperative Costruzioni
CCC Società Cooperativa
Via Marco Emilio Lepido, 182/2
40132 Bologna

PROGETTAZIONE



favero&milan ingegneria

30035 Mirano (VE) Tel. +39 041 5785 711
Viale Belvedere 8/10 Fax +39 041 4355 933
www.favero-milan.com fm@favero-milan.com



20143 Milano Tel. +39 02 8942 2685
Viale Cassala, 11 Fax +39 02 8942 5133
mail@idrotec-ingegneria.it

Ing. Vincenzo Iacopino

Viale Regina Elena, 125 - Messina

Studio Tecnico Falzea

Via 1° Settembre, 37 - Messina

Arch. Claudio Lucchesi

Via Roma, 117 - Pace del Mela (ME)

Ing. Manlio Marino

Via Placida, 6 - Messina

Dott. Geol. Sergio Dolfin

Via Marina, 4 - Torre Faro (ME)

PROGETTO

**COMUNE DI MESSINA
LAVORI DI COSTRUZIONE DELLA PIATTAFORMA
LOGISTICA INTERMODALE TREMESTIERI CON ANNESSO
SCALO PORTUALE - PRIMO STRALCIO FUNZIONALE**

EMISSIONE

PROGETTO DEFINITIVO

TITOLO

**MOLO FORANEO
RELAZIONE DI CALCOLO STRUTTURE MOLO FORANEO**

REV.	DATA	FILE	OGGETTO	DIS.	APPR.
a	-	-	-	-	-
b					
c					
d					
e					

ELABORATO N.

G797FMHR087

DATA: 20/05/2010	SCALA: -	FILE: G797FMHR087.doc
J.N. G797/10	DISEGNATO V.C. - F.F.	APPROVATO T.T.

Indice Generale

1	SINTESI DELLA RELAZIONE	4
2	NORMATIVA DI RIFERIMENTO	6
2.1	LEGGI, DECRETI E CIRCOLARI	6
2.2	NORME NAZIONALI.....	6
2.3	NORME EUROPEE.....	6
3	CARATTERISTICHE MECCANICHE DEI MATERIALI.....	6
3.1	ACCIAIO	6
3.2	CALCESTRUZZO.....	6
4	VITA NOMINALE, CLASSE D'USO E PERIODO DI RIFERIMENTO.....	7
5	CONDIZIONI DI CARICO.....	7
5.1	CONDIZIONI ELEMENTARI DI CARICO.....	7
5.1.1	Peso proprio	7
5.1.2	Carichi permanenti.....	8
5.1.2.1	Permanenti impalcato.....	8
5.1.3	Azioni antropiche.....	8
5.1.3.1	Accidentali impalcato.....	8
5.1.3.2	Tiro bitte.....	8
5.1.3.3	Carichi di accosto.....	8
5.1.4	Azioni ambientali.....	9
5.1.4.1	Neve	9
5.1.4.2	Vento.....	10
5.1.4.3	Sisma.....	10
5.2	COMBINAZIONI ELEMENTARI DI CARICO.....	14
5.2.1	Combinazione eccezionale.....	14
5.2.2	Combinazione stati limite ultimi (SLU).....	14
5.2.3	Combinazioni stati limite d'esercizio (SLE).....	15
6	CALCOLO DELLE SPINTE DEL MOTO ONDOSI	16
6.1	NORME DI RIFERIMENTO E BASI TEORICHE	16
6.1.1	CRESTA d'onda	16
6.1.2	CAVO d'onda.....	16
6.2	ONDE DI PROGETTO	18
6.3	CALCOLO DELLE SPINTE.....	19
7	CODICI DI CALCOLO UTILIZZATI	20
8	CRITERI DI VERIFICA	21
8.1	SLU - FLESSIONE E PRESSOFLESSIONE	21
8.2	SLU - TAGLIO	21
8.3	SLE - TENSIONI.....	22
8.4	SLE - DEFORMAZIONI	23
8.5	SLE - FESSURAZIONI	23
9	VERIFICHE STRUTTURE MOLO FORANEO.....	24
9.1	DEFINIZIONE DEL MODELLO DELL'IMPALCATO	24
9.2	IMPALCATO.....	24
9.2.1	Fase 0.....	25
9.2.1.1	Verifica a flessione.....	26
9.2.1.2	Verifica a taglio.....	27
9.2.1.3	Verifica a fessurazione	28
9.2.1.4	Verifica a deformazione.....	28
9.2.2	Fase 1.....	28

Il Sindaco del Comune di Messina - Commissario Delegato ex O.P.C.M. n. 3721 del 19 Dicembre 2008
**LAVORI DI COSTRUZIONE DELLA PIATTAFORMA LOGISTICA INTERMODALE TREMESTIERI
 CON ANNESSO SCALO PORTUALE - PRIMO STRALCIO FUNZIONALE
 PROGETTO DEFINITIVO**

9.2.2.1	Verifica a flessione.....	28
9.2.2.2	Verifica a taglio.....	31
9.2.2.3	Verifica a fessurazione	32
9.2.2.4	Verifica a deformazione.....	33
9.3	TRAVI DI BORDO LATO BANCHINA	34
9.3.1	Fase 0.....	34
9.3.1.1	Verifica a flessione.....	35
9.3.1.2	Verifica a taglio.....	36
9.3.1.3	Verifica a fessurazione	37
9.3.1.4	Verifica a deformazione.....	37
9.3.2	Fase 1.....	37
9.3.2.1	Verifica a flessione.....	38
9.3.2.2	Verifica a taglio.....	40
9.3.2.3	Verifica a fessurazione	41
9.3.2.4	Verifica a deformazione.....	41
9.4	TRAVI DI BORDO LATO MARE.....	42
9.4.1	Fase 0.....	42
9.4.1.1	Verifica a flessione.....	43
9.4.1.2	Verifica a taglio.....	44
9.4.1.3	Verifica a fessurazione	45
9.4.1.4	Verifica a deformazione.....	45
9.4.2	Fase 1.....	45
9.4.2.1	Verifica a flessione.....	46
9.4.2.2	Verifica a taglio.....	48
9.4.2.3	Verifica a fessurazione	49
9.4.2.4	Verifica a deformazione.....	49
9.5	VERIFICA DEL MURO PARAONDE.....	50
9.5.1	Verifica SLU.....	50
9.5.2	Verifica SLE.....	51
10	MOLO FORANEO: VERIFICHE STRUTTURALI E GEOTECNICHE DEI PALI.....	53
10.1.1	Sezione A-A.....	53
10.1.2	Sezione C-C.....	54
10.2	MODELLO DI CALCOLO.....	54
10.3	COMBINAZIONI ELEMENTARI DI CARICO.....	54
10.3.1	Combinazione rara.....	54
10.3.2	Combinazione eccezionale.....	55
10.3.3	Combinazione sismica:SLD.....	55
10.3.4	Combinazione stati limite ultimi (SLU).....	55
10.4	MODELLO GEOTECNICO.....	56
10.5	SEZIONE A-A.....	57
10.5.1	Onda di cresta.....	57
10.5.1.1	Combinazione rara:risultati analisi.....	57
10.5.1.2	Combinazione eccezionale: risultati analisi.....	63
10.5.1.3	Combinazione sismica SLD: risultati analisi.....	66
10.5.1.4	Combinazione stato limite ultimo statico:risultati analisi.....	69
10.5.1.5	Combinazione stato limite ultimo sismico SLV:risultati analisi.....	71
10.5.2	Onda di cavo.....	72
10.5.2.1	Combinazione rara:risultati analisi.....	73
10.5.2.2	Combinazione stato limite ultimo statico:risultati analisi.....	78
10.5.3	Verifica a pressoflessione.....	79
10.5.3.1	Verifica fili A e B.....	79
10.5.3.2	Verifica filo C.....	80
10.5.4	Verifica di stabilità globale.....	80
10.5.4.1	Modalità di verifica.....	81
10.5.4.2	Valutazione dell'azione sismica.....	81
10.5.4.3	Combinazione rara: verifica di stabilità.....	82
10.5.4.4	Combinazione eccezionale: verifica di stabilità.....	82
10.5.4.5	Combinazione sismica SLD: verifica di stabilità.....	83
10.5.4.6	Combinazione statica SLU: verifica di stabilità.....	83

10.5.4.7	Combinazione sismica SLV: verifica di stabilità	84
10.5.5	Verifica di stabilità globale in condizione di liquefazione.....	84
10.6	SEZIONE C-C	86
10.6.1	Onda di cresta	86
10.6.1.1	Combinazione rara:risultati analisi.....	86
10.6.1.2	Combinazione eccezionale: risultati analisi	91
10.6.1.3	Combinazione sismica SLD: risultati analisi.....	94
10.6.1.4	Combinazione stato limite ultimo statico:risultati analisi.....	97
10.6.1.5	Combinazione stato limite ultimo sismico SLV:risultati analisi	99
10.6.2	Onda di cavo	100
10.6.2.1	Combinazione rara:risultati analisi.....	101
10.6.2.2	Combinazione stato limite ultimo sismico SLV:risultati analisi	106
10.6.3	Verifica a pressoflessione	107
10.6.3.1	Verifica fili A e B.....	107
10.6.3.2	Verifica filo C.....	108
10.6.4	Verifica di stabilità globale.....	108
10.6.4.1	Combinazione rara: verifica di stabilità.....	109
10.6.4.2	Combinazione eccezionale: verifica di stabilità	109
10.6.4.3	Combinazione sismica SLD: verifica di stabilità	110
10.6.4.4	Combinazione statica SLU: verifica di stabilità	110
10.6.4.5	Combinazione sismica SLV: verifica di stabilità	111
10.6.5	Verifica di stabilità globale in condizione di liquefazione.....	111
10.7	CAPACITA' PORTANTE PALI.....	112
10.7.1	Capacita' portante verticale	112
10.7.2	Capacita' portante orizzontale	114
10.7.3	Analisi statiche e sismiche.....	115
10.7.3.1	Capacità Portante Verticale	116
10.7.4	Verifiche di capacità portante verticale pali diametro 1500 mm	116
10.7.4.1	Fondale -8m (SLE e SLU_DA2).....	117
10.7.4.2	Fondale -10m (SLE e SLU_DA2).....	118
10.7.4.3	Fondale -12m (SLE e SLU_DA2).....	119
10.7.4.4	Fondale -15m (SLE e SLU_DA2).....	120
10.8	CAPACITA' PORTANTE PALI IN CONDIZIONE DI LIQUEFAZIONE.....	121
10.8.1	Fondale -8m	121
10.8.2	Fondale -10m	121
10.8.3	Fondale -12m	123
10.8.4	Fondale -15m	124
10.8.5	Fondale -15m (sezione ridotta)	125

1 SINTESI DELLA RELAZIONE

Questa relazione contiene le verifiche strutturali del molo foraneo afferente al progetto definitivo di nuova piattaforma logistica intermodale e tremestieri con annesso scalo portuale, da realizzare a Messina.

Lo studio della struttura del molo si articola con un inquadramento della normativa di riferimento, una trattazione sui materiali utilizzati ed un accenno alla vita nominale della struttura nello spirito del D.M. 14.1.08.

In questo caso, concordemente col bando di gara, si progetta per una vita nominale di 50 anni e per una classe d'uso pari a III.

L'analisi delle condizioni di carico definisce le azioni agenti sulla struttura. Particolare attenzione si presta al tiro delle bitte ed agli urti che i fender trasmettono alla struttura. In particolare per i fender si verificano due casi: l'urto con il carico di progetto del singolo fender come carico concentrato e l'urto previsto dalla normativa al §3.6.3.5 come carico distribuito.

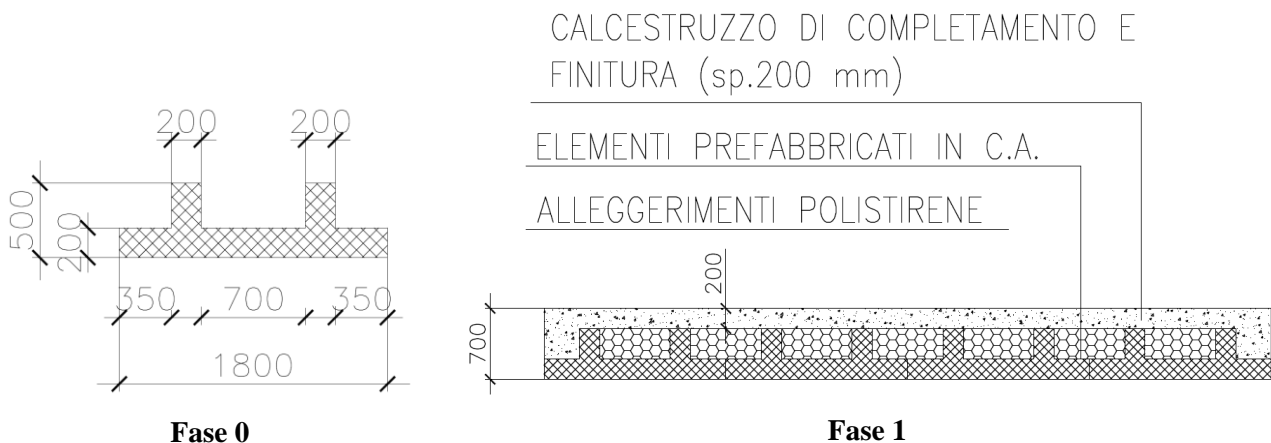
Vengono implementati dei modelli di calcolo agli elementi finiti che riproducono fedelmente la struttura e sui quali vengono svolte le verifiche. Il programma utilizzato è Straus 7 vers. 2.4.1, per le verifiche si utilizza Microsoft Excel e PresFLE+ della Concrete.

Il piano di calpestio del molo è realizzato con travi prefabbricate in calcestruzzo a forma di T rovescio. Vengono impiegate come cassero a perdere, dotate di alleggerimenti in polistirene espanso ed autoportanti.

La realizzazione dell'impalcato è divisa in due fasi:

- Fase 0: posa degli elementi prefabbricati, delle armature ed esecuzione del getto di completamento. Il calcestruzzo fresco è un carico portato e la sezione resistente è costituita solamente dall'elemento prefabbricato;
- Fase 1: il getto di completamento è maturo e contribuisce alla rigidezza strutturale.

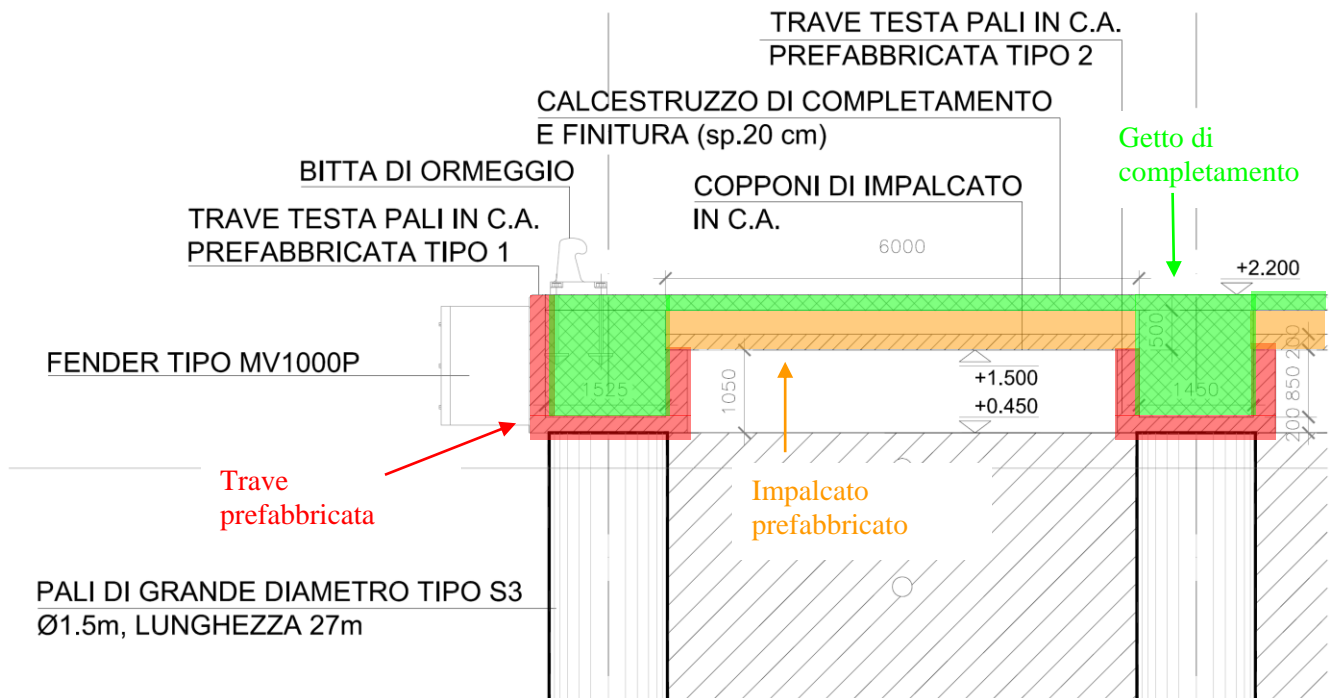
Sezioni dell'impalcato durante le fasi di esecuzione:



Le verifiche di resistenza e di deformabilità vengono condotte sulle varie fasi di costruzione dell'opera.

L'impalcato appoggia su delle travi in calcestruzzo prefabbricate sostenute da pali infissi nel fondale. Anche le travi vengono gettate per fasi; in particolare la fase 1 coincide con la fase 1 dell'impalcato in quanto il getto di completamento è lo stesso per tutti e due gli elementi in modo da realizzare un unico elemento monolitico.

Sezione tipo con le fasi di getto:



Il carico dell'onda che si infrange contro il molo viene assorbito da un muro in calcestruzzo armato poggiato sopra le travi prefabbricate. Il muro assorbe la cresta dell'onda per la parte sopra il pelo libero dell'acqua. Sotto il pelo libero dell'acqua la berlinese di micropali è dimensionata per assorbire la cresta ed il cavo dell'onda.

2 NORMATIVA DI RIFERIMENTO

2.1 LEGGI, DECRETI E CIRCOLARI

- L. 5.11.1971, n° 1086 – “Norme per la disciplina delle opere in conglomerato cementizio armato, normale e precompresso ed a struttura metallica”.
- D.M. 14.1.2008 – “Norme tecniche per le costruzioni”.
- Circolare 2 Febbraio 2009, n. 617 – “Istruzioni per l’applicazione delle Nuove Norme Tecniche per le costruzioni” di cui al D.M. 14.1.2008.

2.2 NORME NAZIONALI

- UNI EN 206-1/2006 – “Calcestruzzo: specificazione, prestazione produzione e conformità”.

2.3 NORME EUROPEE

- UNI EN 1992-1-1:2005 – “Eurocodice 2 – Progettazione delle strutture di calcestruzzo – Parte 1-1: regole generali e regole per gli edifici”.
- UNI EN 1997-1:2005 – “Eurocodice 7 – Progettazione geotecnica – Regole generali”.
- UNI EN 1998-5:2005 – “Eurocodice 8 – Progettazione delle strutture per la resistenza sismica – Parte 5: fondazioni, strutture di contenimento ed aspetti geotecnici”.

3 CARATTERISTICHE MECCANICHE DEI MATERIALI

Si prescrive l’utilizzo dei seguenti materiali.

3.1 ACCIAIO

Barre ad aderenza migliorata in acciaio laminato a caldo tipo B450 C secondo UNI EN ISO 9001:2000, accertato secondo UNI EN ISO 15630-1:2004:

Tensione caratteristica di rottura	$f_{tk} \geq 540$ MPa
Tensione caratteristica di snervamento	$f_{yk} \geq 450$ MPa
Percentuale di allungamento $(A_{gtk})_k \geq$	7.5 %
Rapporto	$1.15 \leq (f_t/f_y)_k \leq 1.35$
Rapporto	$(f_y/f_{y\ nom})_k \leq 1.25$

3.2 CALCESTRUZZO

Classificazione secondo norma UNI-EN 206-1:2006 e UNI 11104:2004:

- Classe di resistenza del calcestruzzo C 35/45
- Classe di abbassamento al cono (slump) S3
- Dimensione massima dell’inerte $D_{max} = 25$ mm
- Classe di esposizione XS3
- Minimo contenuto di cemento 360kg/m^3
- Massimo rapporto a/c 0.45

Resistenza cubica caratteristica a 28 gg $R_{ck} \geq 45$ MPa

Resistenza cilindrica caratteristica a 28 gg

$$f_{ck} \geq 35 \text{ MPa}$$

Resistenza di progetto

$$f_{cd} = \frac{\alpha_{cc} f_{ck}}{\gamma_c} = \frac{0.85 \cdot 35}{1.5} = 19.83 \text{ MPa}$$

Resistenza di progetto a trazione semplice

$$f_{ctd} = \frac{f_{ctk}}{\gamma_c} = \frac{0.7 f_{ctm}}{\gamma_c} = \frac{0.7 \cdot 0.30 \cdot 35^{2/3}}{1.5} = 1.49 \text{ MPa}$$

Modulo elastico medio

$$E_{cm} = 22000 [f_{cm} / 10]^{0.3} = 22000 [(f_{ck} + 8) / 10]^{0.3} = 34077 \text{ MPa}$$

4 VITA NOMINALE, CLASSE D'USO E PERIODO DI RIFERIMENTO

Le opere portuali in progetto sono classificate come "tipo 2" secondo la tabella 2.4.I al §2.4 del D.M. 14.1.08, "Opere ordinarie, ponti, opere infrastrutturali e dighe di dimensioni contenute o di importanza normale", pertanto la vita nominale V_N è:

$$V_N = 50 \text{ anni}$$

La classe d'uso è la III "Costruzioni il cui uso preveda affollamenti significativi. Industrie con attività pericolose per l'ambiente. Reti viarie extraurbane non ricadenti in Classe d'uso IV. Ponti e reti ferroviarie la cui interruzione provochi situazioni di emergenza. Dighe rilevanti per le conseguenze di un loro eventuale collasso". Il coefficiente d'uso C_U associato alla classe III è:

$$C_U = 1,5$$

Il periodo di riferimento V_R per le azioni sismiche è dato dal prodotto della vita nominale ed il coefficiente d'uso:

$$V_R = V_N C_U = 50 \cdot 1.5 = 75 \text{ anni}$$

5 CONDIZIONI DI CARICO

5.1 CONDIZIONI ELEMENTARI DI CARICO

5.1.1 Peso proprio

I pesi propri degli elementi strutturali sono autodeterminati dal software di calcolo strutturale, in funzione delle dimensioni e del peso specifico del materiale. Per calcestruzzo ed acciaio i pesi specifici valgono:

$$\gamma_{cls, \text{armato}} = 25 \text{ kN/m}^3$$

$$\gamma_{acciaio} = 78.5 \text{ kN/m}^3$$

5.1.2 Carichi permanenti

5.1.2.1 Permanenti impalcato

Per l'impalcato di banchina non sono provvisti di massetti o pavimenti di finitura. Il getto di completamento di seconda fase costituisce anche il pavimento finito.

5.1.3 Azioni antropiche

5.1.3.1 Accidentali impalcato

L'impalcato è progettato per un carico accidentale di $q = 40 \text{ kN/m}^2$.

Il carico accidentale presente sul parcheggio adiacente alla banchina genera anche una pressione orizzontale sul muro controterra pari a $p = q \cdot k_0$, dove k_0 è il coefficiente di spinta a riposo del terreno.

5.1.3.2 Tiro bitte

Le bitte trasmettono alla banchina un tiro di $T = 1000 \text{ kN}$.

5.1.3.3 Carichi di accosto

A) Dimensionamento dei parabordi

Si seguono le procedure del rapporto PIANC: Guidelines for the design of Fender System 2002. I documenti di progetto indicano come nave di progetto una Ro-Ro della lunghezza $LOA = 200-220 \text{ m}$, pescaggio max 7-8 m e larghezza 26-28 m.

Lo studio di navigazione condotto da CETENA nell'ambito degli studi del P.R. ha considerato la nave tipo con:

LOA = 200 m
B = 26 m
d = 7,4 m
Dislocamento $W = 31040 \text{ t}$

Per maggiore sicurezza si assume una nave con dislocamento a pieno carico $W = 35000 \text{ t}$.

L'energia normale di progetto è:

$$Ed = \frac{1}{2} * W * V^2 * C_e * C_m * C_s * C_l$$

Ed = energia che deve essere assorbita da 1 fender (KN*m)
W = dislocamento nave (in tonnellate)
V = velocità di accosto (componente perpendicolare alla banchina)
 C_e = coefficiente di eccentricità
 C_m = coefficiente di massa virtuale
 C_s = softness factor
 C_c = coefficiente di configurazione dell'accosto

Nel caso in esame si adottano:

$C_e = 0.5$ (quarter point berthing)
 $C_m = 1.82$
 $C_s = 1.0$

$C_c = 1.0$ (banchina aperta)

Il parametro critico è la velocità di accosto. In base alla Tab. 4.2.1 del rapporto PIANC si adotta

$V = 0.12$ m/s

$E = 229$ KN*m (23 t*m)

Per il dimensionamento del fender si considera la condizione di “abnormal berthing”, con coefficiente moltiplicativo dell’energia normale pari a 2.

L’energia di progetto è pertanto

$$E = 46 \text{ t*m.}$$

Un fender tipo Trelleborg MV1000P con lunghezza 1.5 m è adeguato in quanto consente di assorbire un’energia di oltre 50 t*m con reazione dell’ordine di 100 t.

B) Carichi di accosto

Per la verifica ad urto sono previste due condizioni:

1. verifica locale in combinazione di carico allo SLU: carico d’urto concentrato in corrispondenza del fender $N=800$ kN, carico di progetto del singolo fender.
2. verifica globale in combinazione di carico eccezionale: carico d’urto distribuito in accordo al §3.6.3.5 del D.M. 14.1.08. La normativa prevede due azioni, non contemporanee, nelle direzioni parallela ($F_{d,x}$) e ortogonale ($F_{d,y}$). La $F_{d,y} = 0,5 F_{d,x}$. Nei porti è anche possibile considerare forze ridotte del 50%. L’imbarcazione di progetto ha lunghezza $L=200$ m e da Normativa ne deriva una $F_{d,x}=240000$ kN. Si distinguono 3 casi d’urto:

a) attracco inclinato del natante ed urto laterale: la direzione del moto è inclinata di 5° rispetto all’asse della banchina. La forza d’urto è:

$$F_a = 50\% F_{d,x} \sin 5^\circ = 101459 \text{ kN}$$

b) attracco del natante ed urto laterale: La forza d’urto è:

$$F_b = 50\% F_{d,y} = 60000 \text{ kN}$$

c) attracco del natante ed urto frontale: La forza d’urto è:

$$F_c = 50\% F_{d,x} = 120000 \text{ kN}$$

La forza d’urto è applicata ad una superficie d’impatto determinata come da normativa. Nello specifico la superficie d’impatto laterale si estende in altezza di $0,05L$ sopra e sotto il livello dell’acqua, dove $L=200$ m è la lunghezza dell’imbarcazione. In orizzontale l’estensione è di $0,1L$. Nel caso della banchina l’area avrebbe dimensioni $20,0 \times 20,0$ m, in realtà misura $20,0 \times 11,2$ m, dove $11,2$ m è la distanza tra il fondale della darsena e la quota dell’impalcato.

5.1.4 Azioni ambientali

5.1.4.1 Neve

Il carico da neve è circa un quarantesimo del carico accidentale e pertanto è trascurato in fase di progettazione.

5.1.4.2 Vento

Il carico da vento è un quindicesimo dei carichi orizzontali quali tiro trasmesso dalle bitte od urto delle imbarcazioni, ed è stato trascurato in fase di progettazione.

5.1.4.3 Sisma

Le azioni sismiche di progetto sono valutate rispetto ai vari stati limite a partire dalla pericolosità sismica del sito di costruzione. I vari stati limite sono così definiti da Normativa:

- **Stato Limite di Operatività (SLO):** a seguito del terremoto la costruzione nel suo complesso, includendo gli elementi strutturali, quelli non strutturali, le apparecchiature rilevanti alla sua funzione, non deve subire danni ed interruzioni d'uso significativi;
- **Stato Limite di Danno (SLD):** a seguito del terremoto la costruzione nel suo complesso, includendo gli elementi strutturali, quelli non strutturali, le apparecchiature rilevanti alla sua funzione, subisce danni tali da non mettere a rischio gli utenti e da non compromettere significativamente la capacità di resistenza e di rigidità nei confronti delle azioni verticali ed orizzontali, mantenendosi immediatamente utilizzabile pur nell'interruzione d'uso di parte delle apparecchiature.
- **Stato Limite di salvaguardia della Vita (SLV):** a seguito del terremoto la costruzione subisce rotture e crolli dei componenti non strutturali ed impiantistici e significativi danni dei componenti strutturali cui si associa una perdita significativa di rigidità nei confronti delle azioni orizzontali; la costruzione conserva invece una parte della resistenza e rigidità per azioni verticali e un margine di sicurezza nei confronti del collasso per azioni sismiche orizzontali;
- **Stato Limite di prevenzione del Collasso (SLC):** a seguito del terremoto la costruzione subisce gravi rotture e crolli dei componenti non strutturali ed impiantistici e danni molto gravi dei componenti strutturali; la costruzione conserva ancora un margine di sicurezza per azioni verticali ed un esiguo margine di sicurezza nei confronti del collasso per azioni orizzontali.

Per ottenere gli spettri di risposta delle azioni sono assunti i seguenti parametri:

- a_g accelerazione orizzontale massima al sito in condizioni di campo libero su sito rigido di categoria A secondo §3.2.2 di cui D.M. 14.1.08;
- F_0 valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale;
- T^*_C periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale.

Nel caso specifico del Comune di Messina si ha:

STATO LIMITE	TR [anni]	a_g [g]	F0	T^*_c [s]
SLO	45	0.080	2.349	0.287
SLD	75	0.105	2.297	0.309
SLV	712	0.305	2.410	0.372
SLC	1462	0.407	2.449	0.403

Per effetto dell'amplificazione stratigrafica e topografica, l'accelerazione al suolo a_g subisce un'amplificazione pari a $S_S \cdot S_T$. Sottosuolo ed ubicazione topografica sono così definiti:

- Categoria del sottosuolo → C
- Ubicazione dell'opera T1 → $S_T = 1,0$
- Coefficiente S_s

Il Sindaco del Comune di Messina - Commissario Delegato ex O.P.C.M. n. 3721 del 19 Dicembre 2008
**LAVORI DI COSTRUZIONE DELLA PIATTAFORMA LOGISTICA INTERMODALE TREMESTIERI
 CON ANNESSO SCALO PORTUALE - PRIMO STRALCIO FUNZIONALE
 PROGETTO DEFINITIVO**

Categoria sottosuolo	S_s	C_c
A	1,00	1,00
B	$1,00 \leq 1,40 - 0,40 \cdot F_o \cdot \frac{a_g}{g} \leq 1,20$	$1,10 \cdot (T_C^*)^{-0,20}$
C	$1,00 \leq 1,70 - 0,60 \cdot F_o \cdot \frac{a_g}{g} \leq 1,50$	$1,05 \cdot (T_C^*)^{-0,33}$
D	$0,90 \leq 2,40 - 1,50 \cdot F_o \cdot \frac{a_g}{g} \leq 1,80$	$1,25 \cdot (T_C^*)^{-0,50}$
E	$1,00 \leq 2,00 - 1,10 \cdot F_o \cdot \frac{a_g}{g} \leq 1,60$	$1,15 \cdot (T_C^*)^{-0,40}$

Per i vari stati limite si ottiene:

STATO LIMITE	S_s	S_T	a_g [g]	$a_{max/g}$ [g]
SLO	1.50	1.00	0.080	0.120
SLD	1.50	1.00	0.105	0.158
SLV	1.26	1.00	0.305	0.384
SLC	1.11	1.00	0.407	0.452

Gli spettri elastici agli SLV ed SLD sono definiti con le seguenti espressioni stralciate dalla normativa.

$$\begin{aligned}
 0 \leq T < T_B & \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_o \cdot \left[\frac{T}{T_B} + \frac{1}{\eta \cdot F_o} \left(1 - \frac{T}{T_B} \right) \right] \\
 T_B \leq T < T_C & \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_o \\
 T_C \leq T < T_D & \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_o \cdot \left(\frac{T_C}{T} \right) \\
 T_D \leq T & \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_o \cdot \left(\frac{T_C T_D}{T^2} \right)
 \end{aligned} \tag{3.2.4}$$

nelle quali T ed S_e sono, rispettivamente, periodo di vibrazione ed accelerazione spettrale orizzontale. Nelle (3.2.4) inoltre

S è il coefficiente che tiene conto della categoria di sottosuolo e delle condizioni topografiche mediante la relazione seguente

$$S = S_s \cdot S_T, \tag{3.2.5}$$

essendo S_s il coefficiente di amplificazione stratigrafica (vedi Tab. 3.2.V) e S_T il coefficiente di amplificazione topografica (vedi Tab. 3.2.VI);

η è il fattore che altera lo spettro elastico per coefficienti di smorzamento viscosi convenzionali ξ diversi dal 5%, mediante la relazione

$$\eta = \sqrt{10/(5 + \xi)} \geq 0,55, \tag{3.2.6}$$

dove ξ (espresso in percentuale) è valutato sulla base di materiali, tipologia strutturale e terreno di fondazione;

F_o è il fattore che quantifica l'amplificazione spettrale massima, su sito di riferimento rigido orizzontale, ed ha valore minimo pari a 2,2;

T_C è il periodo corrispondente all'inizio del tratto a velocità costante dello spettro, dato da

$$T_C = C_C \cdot T_C^*, \tag{3.2.7}$$

dove T_C^* è definito al § 3.2 e C_C è un coefficiente funzione della categoria di sottosuolo (vedi Tab. 3.2.V);

T_B è il periodo corrispondente all'inizio del tratto dello spettro ad accelerazione costante,

$$T_B = T_C / 3, \tag{3.2.8}$$

T_D è il periodo corrispondente all'inizio del tratto a spostamento costante dello spettro, espresso in secondi mediante la relazione:

$$T_D = 4,0 \cdot \frac{a_g}{g} + 1,6. \tag{3.2.9}$$

Si riportano i grafici degli spettri.

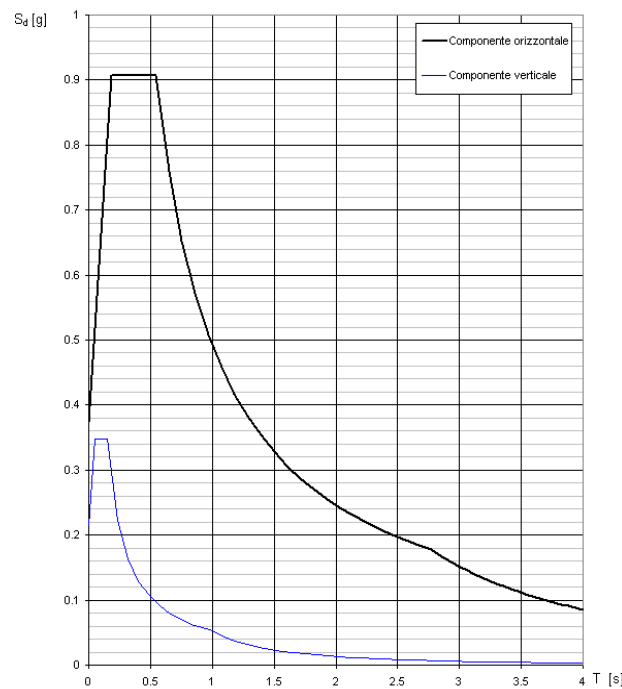


Figura 1 - Spettro elastico di risposta allo SLV

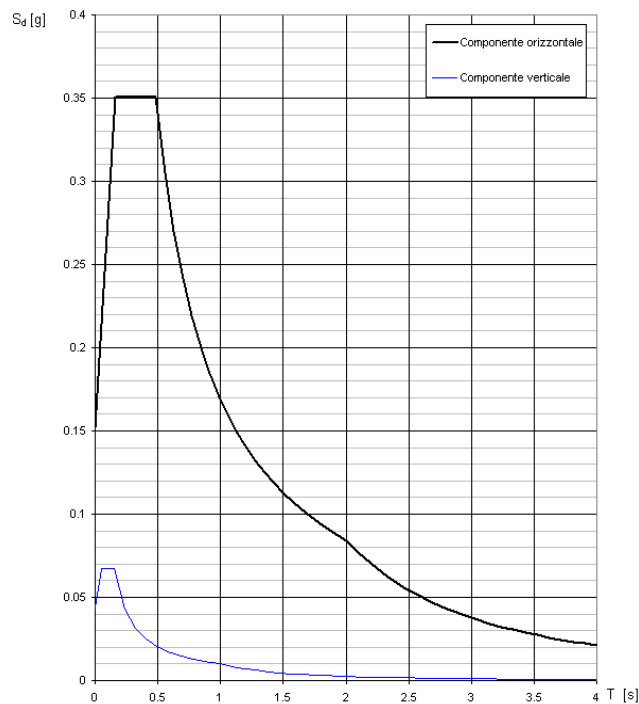


Figura 2 - Spettro elastico di risposta allo SLD

La componente verticale dell'azione sismica è trascurata, mentre le azioni orizzontali lungo le due direzioni principali X e Y sono state combinate con la regola X+30% Y e Y+30% X.

Le strutture del molo sono molto rigide e dotate di strutture di fondazione poco deformabili. Da analisi dei modi di vibrare, si ricava che l'accelerazione sismica si ottiene dallo spettro di progetto per periodo di vibrazione T prossimo a zero. Ne deriva che il taglio sismico trasmesso ai diaframmi di fondazione è pari al prodotto della massa strutturale per l'accelerazione massima a_{max} al suolo:

$$a_{max} = a_g \cdot S_s \cdot S_T = 0.384g \rightarrow \text{SLV}$$

5.2 COMBINAZIONI ELEMENTARI DI CARICO

5.2.1 Combinazione eccezionale

$$F_d = G + A_d + \sum \psi_2 Q_{ki}$$

Dove:

G pesi propri e permanenti
A_d urto imbarcazioni
Q accidentali
ψ₂=0.8 Categoria E: ambienti ad uso industriale

Riepilogo delle combinazioni di calcolo:

	Ad urto globale
Peso proprio	1
Permanenti	1
Accidentali impalcato	0.8
Tiro bitte	
Urto locale imbarcazioni	
Urto globale imbarcazioni	1
Spinta sismica terrapieno	
Spinta sismica manufatto X	
Spinta simica terr sotto falda	
Spinta idrodinamica	
Spinta sismica manufatto Y	

5.2.2 Combinazione stati limite ultimi (SLU)

$$F_d = \gamma_G G + \gamma_{Q1} Q_1 + \sum \gamma_{Qi} \psi_0 Q_{ki} \quad \text{azioni statiche}$$

$$F_d = G + E + \sum \psi_2 Q_{ki} \quad \text{azioni sismiche}$$

dove:

G pesi propri e permanenti
Q accidentali
E sisma

$$\gamma_G = 1.3$$

$$\gamma_Q = 1.5$$

ψ₀ = 1 accidentali impalcato, tiro bitte ed urti. Ambiente categoria E (uso industriale)

Riepilogo delle combinazioni di calcolo:

Il Sindaco del Comune di Messina - Commissario Delegato ex O.P.C.M. n. 3721 del 19 Dicembre 2008
LAVORI DI COSTRUZIONE DELLA PIATTAFORMA LOGISTICA INTERMODALE TREMESTIERI
CON ANNESSO SCALO PORTUALE - PRIMO STRALCIO FUNZIONALE
PROGETTO DEFINITIVO

	SLU acc	SLU bitte	SLU urto	SLU bitte+acc	SLU urto+acc	SLV Eyx	SLU Exy	SLV E-xy	SLV E-yx
Peso proprio	1.3	1.3	1.3	1.3	1.3	1	1	1	1
Permanenti	1.3	1.3	1.3	1.3	1.3	1	1	1	1
Accidentali impalcato	1.5			1.5	1.5	0.8	0.8	0.8	0.8
Tiro bitte		1.5		1.5					
Urto locale imbarcazioni			1.5		1.5				
Urto globale imbarcazioni									
Spinta sismica terrapieno						1	0.3	-0.3	-1
Spinta sismica manufatto X						1	0.3	-0.3	-1
Spinta simica terr sotto falda						1	0.3	-0.3	-1
Spinta idrodinamica						1	0.3	-0.3	-1
Spinta sismica manufatto Y						0.3	1	1	0.3

5.2.3 Combinazioni stati limite d'esercizio (SLE)

$$F_d = G + \sum \psi_0 Q_{ki} \quad \text{rara}$$

$$F_d = G + \sum \psi_2 Q_{ki} \quad \text{quasi permanente}$$

$$F_d = G + E + \sum \psi_2 Q_{ki} \quad \text{azioni sismiche}$$

dove:

G pesi propri e permanenti

Q accidentali

E sisma allo SLD

$\psi_0 = 1$ accidentali impalcato, tiro bitte ed urti. Ambiente categoria E (uso industriale)

$\psi_2 = 0.8$ accidentali impalcato, tiro bitte ed urti. Ambiente categoria E (uso industriale)

Riepilogo delle combinazioni di calcolo:

	SLE-R- acc	SLE-R-bitte	SLE-R-urto	SLE-R-bitte+acc	SLE-R-urto+acc	SLE-QP-acc
Peso proprio	1	1	1	1	1	1
Permanenti	1	1	1	1	1	1
Accidentali impalcato	1			0.8	0.8	0.8
Tiro bitte		1		1		
Urto locale imbarcazioni			1		1	
Urto globale imbarcazioni						
Spinta sismica terrapieno						
Spinta sismica manufatto X						
Spinta simica terr sotto falda						
Spinta idrodinamica						
Spinta sismica manufatto Y						

	SLV Eyx	SLU Exy	SLV E-xy	SLV E-yx
Peso proprio	1	1	1	1
Permanenti	1	1	1	1
Accidentali impalcato	0.8	0.8	0.8	0.8
Tiro bitte				
Urto locale imbarcazioni				
Urto globale imbarcazioni				
Spinta sismica terrapieno	1	0.3	-0.3	-1
Spinta sismica manufatto X	1	0.3	-0.3	-1
Spinta simica terr sotto falda	1	0.3	-0.3	-1
Spinta idrodinamica	1	0.3	-0.3	-1
Spinta sismica manufatto Y	0.3	1	1	0.3

6 CALCOLO DELLE SPINTE DEL MOTO ONDOSO

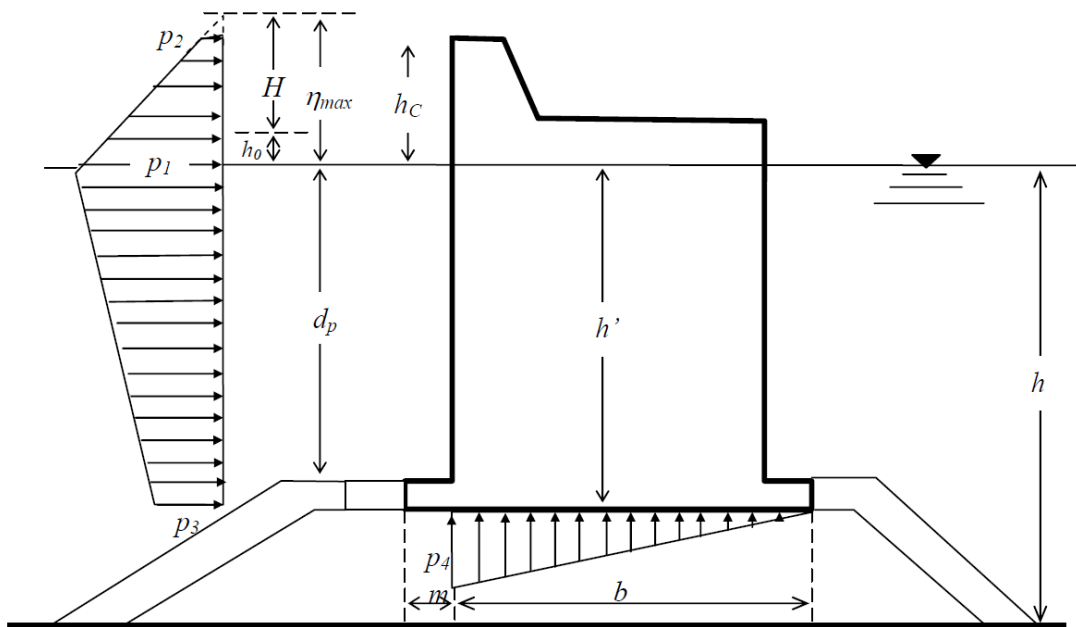
6.1 NORME DI RIFERIMENTO E BASI TEORICHE

Il calcolo delle spinte del moto ondoso sulla parete verticale è stato condotto per le condizioni di cresta d'onda e cavo d'onda di fronte all'opera, seguendo le "Istruzioni Tecniche per la progettazione delle dighe marittime" del Ministero LL.PP.

Le teorie utilizzate sono quelle di SAINFLOU e di GODA.

La trattazione di SAINFLOU viene utilizzata quando si è in condizioni di onda stazionaria, cioè quando l'altezza H dell'onda incidente è superiore o pari a 1.5 volte l'altezza libera della parete misurata sotto il livello dell'acqua (d_p).

6.1.1 CRESTA d'onda



$$\text{sovrizzo orbitale } h_0 = \frac{k_s H^2}{2} \operatorname{cth} k_s d_p$$

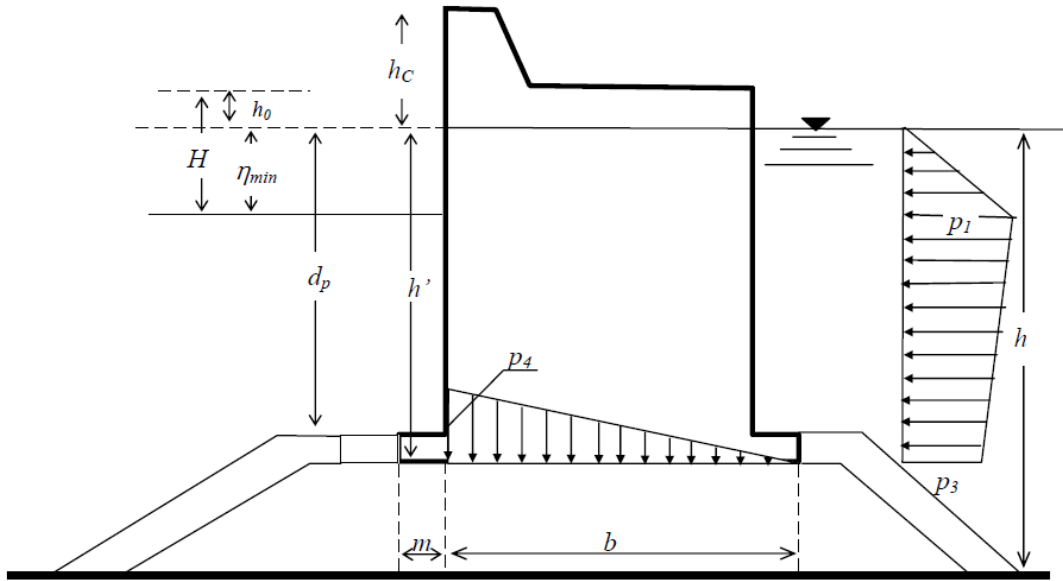
$$\text{livello dell'acqua rispetto al livello medio } \eta_{\max} = h_0 + H$$

$$\text{cresta } p_1 = \rho g \left(h' + \frac{H}{\operatorname{ch} k_s h'} \right) \frac{\eta_{\max}}{h' + \eta_{\max}} \quad p_2 = p_1 \frac{\eta_{\max} - h_C}{\eta_{\max}} \quad (\eta_{\max} > h_C); \quad p_2 = 0 \quad (\eta_{\max} < h_C)$$

$$p_3 = \rho g \frac{H}{\operatorname{ch} k_s h'}$$

$$p_4 = p_3 \frac{b}{b+m}$$

6.1.2 CAVO d'onda



fase di cavo $\eta_{min} = H - h_0$

$$p_1 = \rho g \eta_{min}$$

La p_3 calcolata alla Sainflou ovvero al piede del fusto e sopra l'ala vale:

$$p_3 = \rho g \frac{H}{\cosh k_s h'}$$

Mentre tenedo conto della presenza dell'ala (o mensola) da considerazioni di tipo geometrico (facendo le debite proporzioni con le pressioni p_1 e p di Sainflou) si ha che:

$$p_3 = \rho g \frac{H}{\cosh k_s h'} \left(\frac{h' - \eta_{min}}{d - \eta_{min}} \right) - p_1 \left(\frac{h' - d}{d - \eta'} \right)$$

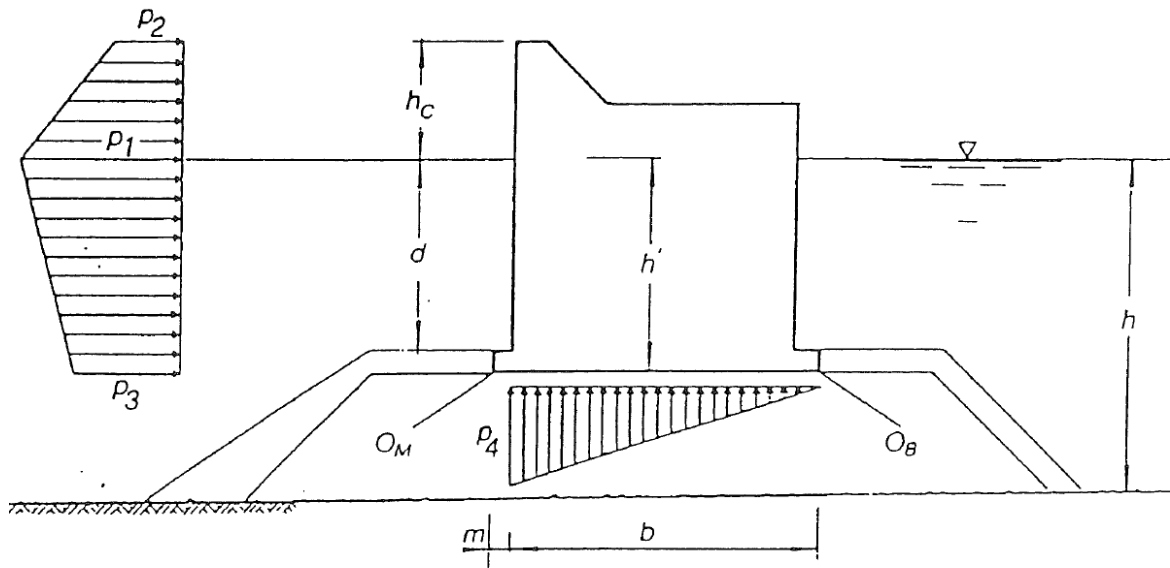
Oppure come si riporta nelle Istruzioni Tecniche del CSLP

$$p_3 = \rho g \frac{H}{\cosh k_s h'} \left(\frac{h' - \eta_{min}}{d - \eta_{min}} \right) - p_1 \left(\frac{h' - d}{d - \eta'} - 1 \right)$$

Infine la pressione di sottospinta è:

$$p_4 = p_3 \frac{b}{b + m}$$

La trattazione di GODA viene utilizzata quando si è in condizioni di onda non stazionaria, cioè quando l'altezza H dell'onda incidente è inferiore a 1.5 volte l'altezza libera della parete misurata sotto il livello dell'acqua (d_p).



$$\eta^* = 0.75(1 + \cos\beta)H$$

$$\alpha_1 = 0.6 + 0.5 \left(\frac{2kh}{\sinh 2kh} \right)^2$$

$$\alpha_2 = \min \left\{ \frac{h_b - d}{3h_b} \left(\frac{H}{d} \right)^2, \frac{2d}{H} \right\}$$

$$\alpha_3 = 1 - \frac{h'}{h} \left(1 - \frac{1}{\cosh kh} \right)$$

$$p_1 = 0.5(1 + \cos\beta) (\alpha_1 + \alpha_2 \cos^2 \beta) \gamma H$$

$$p_3 = \alpha_3 p_1$$

$$p_2 = p_1 \frac{\eta^* - h_c}{\eta^*}$$

$$p_4 = 0.5(1 + \cos\beta) \alpha_1 \alpha_3 \gamma H$$

6.2 ONDE DI PROGETTO

Come esposto nella Relazione Idraulico Marittima del presente progetto (Elaborato A008_R Cap. 7.4) viene fatto riferimento alla seguente condizione di progetto:

$$T_R = 150 \text{ anni}$$

$$H_S = 4.70 \text{ m}$$

$$T_P = 9.92 \text{ s}$$

Altezza d'onda $H_{1/20} = 6.58$ m in fase di cresta
 $H_{1/100} = 7.80$ m in fase di cavo

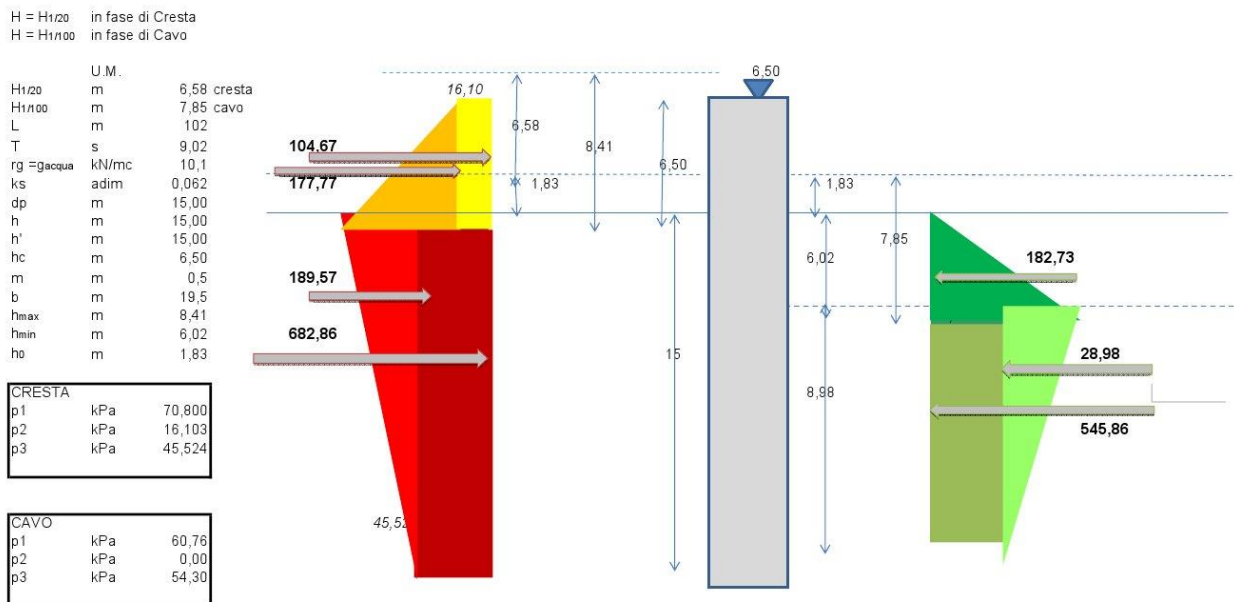
Perché non si abbia frangimento di fronte all'opera è necessario che il fondale sia pari a ~1.5 volte l'altezza d'onda.

$$d_{\min} = 1.5 \times 7.80 = 11.70 \text{ m}$$

Il tratto terminale dell'opera, per il quale le azioni complessive delle onde risultano maggiori e quindi dimensionanti, è quindi in condizioni di non frangimento.

6.3 CALCOLO DELLE SPINTE

La figura che segue illustra l'andamento delle pressioni ottenute con la teoria di Sainflou in fase di cresta e cavo.



CRESTA			CAVO		
Spinte orizzontali			Spinte orizzontali		
1	kN/m	104,66828	1	kN/m	182,734569
2	kN/m	177,765622	2	kN/m	28,9838116
3	kN/m	189,56917	3	kN/m	545,86429
4	kN/m	682,860564	4	kN/m	0
somma	kN/m	1154,86364	somma	kN/m	757,58267

La spinta complessiva vale

F = 117 t in fase di cresta
 F = 77 t in fase di cavo

7 CODICI DI CALCOLO UTILIZZATI

Le elaborazioni mediante calcolatore sono state condotte con l'ausilio dei seguenti software:

- Straus7® sviluppato da G+D Computing, Suite 1, Level 7, 541 Kent St, Sydney NSW 2000 Australia e distribuito in Italia dalla HSH, via N.Tommaseo 13, 35131 Padova. Questo software è utilizzato per l'analisi delle sollecitazioni sugli elementi strutturali;
- PresFLE+® e BeamCAD® prodotti da CONCRETE s.r.l., via della Pieve 19, 35121 Padova. Questo software è utilizzato per il calcolo e la verifica delle sezioni in calcestruzzo armato;
- PLAXIS V8 versione 7 (copyright program by Plaxis bv P.O. Box 572, 2600 AN Delft, Netherlands) per le verifiche di stabilità globale e il calcolo dei cedimenti in stato piano di deformazione.
- PHASE 2 – Version 6 prodotto dalla Rocscience Inc., 31 Balsam Ave., Toronto, Ontario, M4E 1B2 Canada (www.rocscience.com). Le unità di misura utilizzate nel software sono [kN; m].
- SLIDE – Version 5 (2D limit equilibrium slope stability for soil and rock slopes) prodotto dalla Rocscience Inc., 31 Balsam Ave., Toronto, Ontario, M4E 1B2 Canada (www.rocscience.com). I metodi di calcolo del coefficiente di sicurezza sono quelli di *Bishop* semplificato e di *Fellenius*. Le unità di misura utilizzate nel software sono [kN; m].
- VCASLU Versione 6.4. sviluppato dal Prof. *Gelfi* e dai suoi studenti dell'Università di Brescia. Le unità di misura utilizzate nel software sono [kN; mm].
- Paratie (copyright Harpaceass.r.l. Viale Richard,1 20143 Milano), per le verifiche delle opere di sostegno provvisionali.

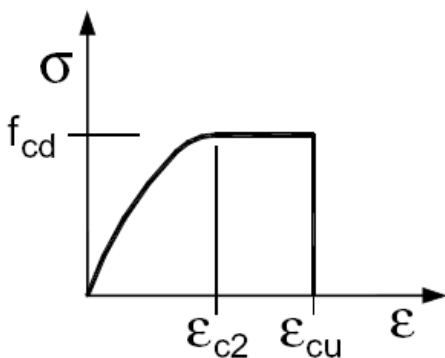
I software vengono usati dalla scrivente in forza di regolari licenze d'uso e sono testati periodicamente mediante procedure di controllo codificate, tali da verificare l'attendibilità delle applicazioni e dei risultati ottenuti ed individuare eventuali vizi ed anomalie.

8 CRITERI DI VERIFICA

8.1 SLU - FLESSIONE E PRESSOFLESSIONE

Per le verifiche a presso flessione si fanno le seguenti ipotesi:

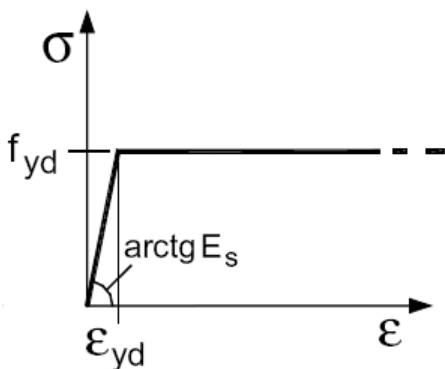
1. conservazione delle sezioni piane;
2. perfetta aderenza acciaio-calcestruzzo;
3. resistenza a trazione nulla del calcestruzzo;
4. rottura del calcestruzzo per raggiungimento della sua capacità ultima di deformazione a compressione;
5. rottura dell'acciaio per raggiungimento della sua capacità ultima di deformazione a trazione;
6. legge costitutiva del calcestruzzo tipo parabola-rettangolo:



$$\epsilon_{c2} = 0,20\%$$

$$\epsilon_{cu} = 0,35\%$$

7. legge costitutiva dell'acciaio tipo lineare



$$E_s = 210000 \text{ MPa}$$

$$\epsilon_{cu} = 1,00\%$$

8.2 SLU - TAGLIO

Le sezioni di calcestruzzo non armate a taglio hanno una resistenza a taglio offerta dal calcestruzzo stesso e dai meccanismi secondari. Secondo normativa tale resistenza è valutabile con la seguente espressione:

$$V_{Rd} = \left\{ 0,18 \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_1 \cdot f_{ck})^{1/3} / \gamma_c + 0,15 \cdot \sigma_{cp} \right\} \cdot b_w \cdot d \geq (v_{\min} + 0,15 \cdot \sigma_{cp}) \cdot b_w \cdot d \quad (4.1.14)$$

con

$$k = 1 + (200/d)^{1/2} \leq 2$$

$$v_{\min} = 0,035 k^{3/2} f_{ck}^{1/2}$$

e dove

d è l'altezza utile della sezione (in mm);

$\rho_1 = A_{sl} / (b_w \cdot d)$ è il rapporto geometrico di armatura longitudinale ($\leq 0,02$);

$\sigma_{cp} = N_{Ed} / A_c$ è la tensione media di compressione nella sezione ($\leq 0,2 f_{cd}$);

b_w è la larghezza minima della sezione (in mm).

Nel caso il taglio sollecitante V_{Ed} sia maggiore del taglio V_{Rd} , è da prevedersi apposita armatura a taglio. In tal caso il taglio resistente è il minore tra il taglio V_{Rsd} offerto dalle armature ed il taglio V_{Rcd} offerto dal calcestruzzo. V_{Rsd} e V_{Rcd} valgono:

$$V_{Rsd} = 0,9 \cdot d \cdot \frac{A_{sw}}{s} \cdot f_{yd} \cdot (\text{ctg}\alpha + \text{ctg}\theta) \cdot \sin\alpha$$

$$V_{Rcd} = 0,9 \cdot d \cdot b_w \cdot \alpha_c \cdot f'_{cd} \cdot (\text{ctg}\alpha + \text{ctg}\theta) / (1 + \text{ctg}^2\theta)$$

dove d, b_w e σ_{cp} hanno il significato già visto in § 4.1.2.1.3.1. e inoltre si è posto:

A_{sw} area dell'armatura trasversale;

s interasse tra due armature trasversali consecutive;

α angolo di inclinazione dell'armatura trasversale rispetto all'asse della trave;

f'_{cd} resistenza a compressione ridotta del calcestruzzo d'anima ($f'_{cd} = 0,5 \cdot f_{cd}$);

α_c	coefficiente maggiorativo pari a	1	per membrature non compresse
		$1 + \sigma_{cp}/f_{cd}$	per $0 \leq \sigma_{cp} < 0,25 f_{cd}$
		1,25	per $0,25 f_{cd} \leq \sigma_{cp} \leq 0,5 f_{cd}$
		$2,5(1 - \sigma_{cp}/f_{cd})$	per $0,5 f_{cd} < \sigma_{cp} < f_{cd}$

In presenza di significativo sforzo assiale, ad esempio conseguente alla precompressione, si dovrà aggiungere la limitazione:

$$(\text{ctg}\theta_1 \leq \text{ctg}\theta) \quad (4.1.21)$$

dove θ_1 è l'angolo di inclinazione della prima fessurazione ricavato da $\text{ctg}\theta_1 = \tau/\sigma_1$ mentre τ e σ_1 sono rispettivamente la tensione tangenziale e la tensione principale di trazione sulla corda baricentrica della sezione intesa interamente reagente.

8.3 SLE – TENSIONI

La tensione massima di compressione nel calcestruzzo deve rispettare i seguenti limiti:

$\sigma_c < 0,60 f_{ck}$ in combinazione rara

$\sigma_c < 0,45 f_{ck}$ in combinazione quasi permanente

La tensione massima nell'acciaio deve rispettare il seguente limite:

$\sigma_s < 0,80 f_{yk}$

8.4 SLE - DEFORMAZIONI

Le deformazioni verticali dell'impalcato sono accettabili se inferiori a $L/250$.

8.5 SLE - FESSURAZIONI

Il limite massimo di apertura delle fessure è stabilito in funzione delle condizioni ambientali. La struttura in oggetto sarà realizzata in condizioni ambientali aggressive, classificabili in classe d'esposizione XS3. L'acciaio impiegato è definito poco sensibile. Alla luce di queste ipotesi di base, l'ampiezza massima di apertura delle fessure vale:

$w_1 = 0,2\text{mm}$ in combinazione frequente e quasi permanente

9 VERIFICHE STRUTTURE MOLO FORANEO

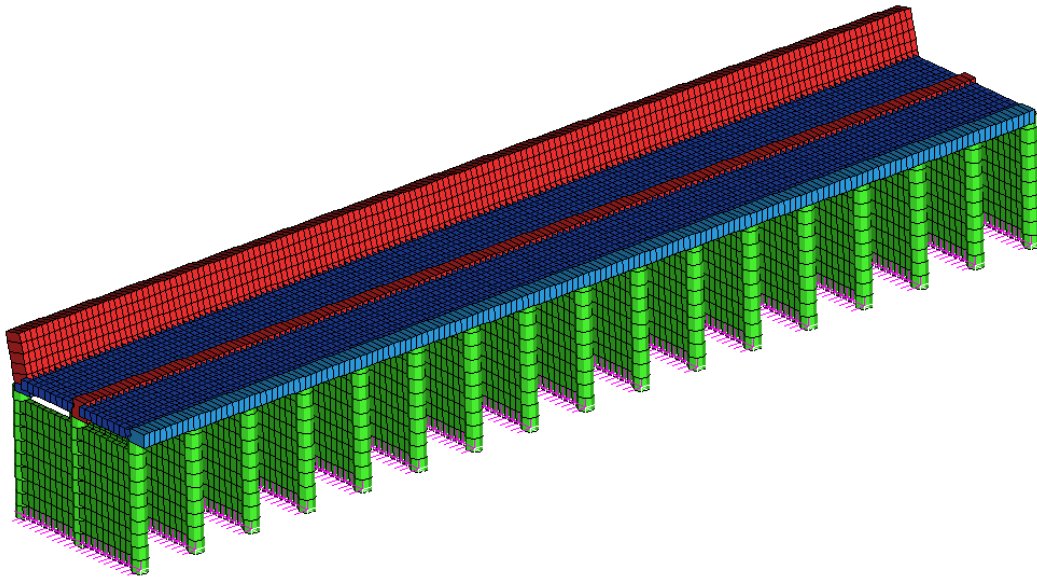
9.1 DEFINIZIONE DEL MODELLO DELL'IMPALCATO

Grazie alla raffinatezza del software Straus7® è stato possibile analizzare il comportamento di tutti gli elementi compositivi delle stesse, considerando l'effettivo contributo alla rigidezza complessiva del sistema fornito da ciascun componente elementare.

Si è realizzato un modello agli elementi finiti per un tratto di 96 m di molo.

Impalcato e setti sono modellati con elementi bidimensionali *plate* a quattro nodi; travi e pali sono modellati con elementi *beam*. Plate e beam sono dotati di rigidezza in regime non fessurato delle sezioni di solo calcestruzzo, trascurando la presenza delle armature. I pali sono stati incastrati alla base.

Si allega un'immagine del modello di calcolo agli elementi finiti.



Modello di calcolo agli elementi finiti della banchina

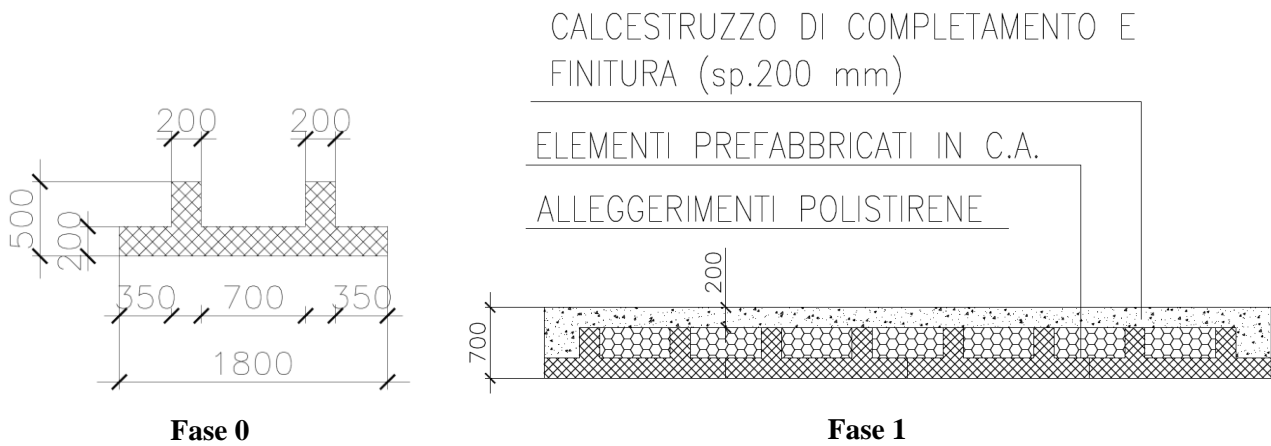
9.2 IMPALCATO

L'impalcato è realizzato con travi prefabbricate di calcestruzzo, con suola di dimensioni 1800x9700x200 mm e nervature di dimensioni 200x500x9700 mm. Sono impiegate come cassero a perdere, dotate di alleggerimenti in polistirene espanso e autoportanti.

La realizzazione dell'impalcato è divisa in due fasi:

- fase 0: posa degli elementi prefabbricati, delle armature ed esecuzione del getto di completamento. Il calcestruzzo fresco è un carico portato e la sezione resistente è costituita solamente dall'elemento prefabbricato;
- fase 1: il getto di completamento è maturo e contribuisce alla rigidezza strutturale.

Sezioni dell'impalcato nelle due fasi d'esecuzione:



ANALISI DEI CARICHI FASE 0

- peso proprio trave: $[(1.8 \times 0.2) + (2 \times 0.3 \times 0.2)] 25 \text{ kN/m}^3 = 12.00 \text{ kN/m}$
- peso polistirene: $[(0.7 \times 0.3) + (2 \times 0.35 \times 0.5)] 0.35 \text{ kN/m}^3 = 0.20 \text{ kN/m}$
- calcestruzzo fresco: $[0.2 \times 1.8] 25 \text{ kN/m}^3 = 9.00 \text{ kN/m}$

$$q_{\text{tot}} = 21.2 \text{ kN/m}$$

ANALISI DEI CARICHI FASE 1

- peso proprio trave: 21.20 kN/m
- accidentali: $40.00 \text{ kN/m}^2 \times 1.8 \text{ m} = 72 \text{ kN/m}$

$$q_{\text{tot}} = 93.20 \text{ kN/m}$$

9.2.1 Fase 0

$$g = 12.2 \text{ kN/m}$$

$$q_{\text{acc}} = 9.00 \text{ kN/m}$$

$$L = 6.00 \text{ m}$$

Calcolo di momento e taglio massimi.

$$q = g + q_{\text{acc}} = 21.2 \text{ kN/m}$$

$$M = \frac{qL^2}{8} = 95.4 \text{ kNm}$$

$$V = \frac{qL}{2} = 27 \text{ kN}$$

9.2.1.1 Verifica a flessione

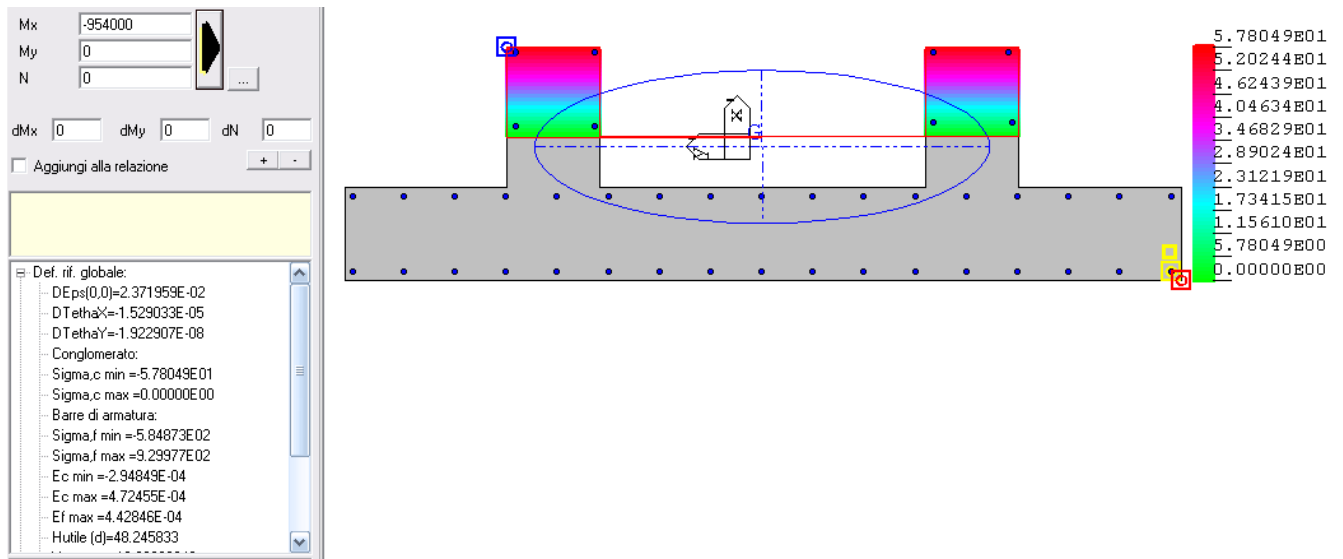


Figura 3 - Calcolo delle tensioni. Unità di misura kg/cm

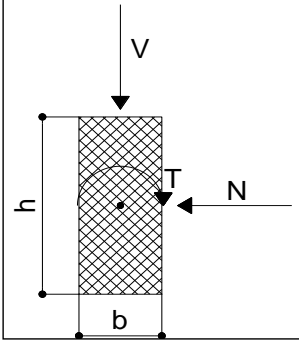
Calcestruzzo: $\sigma_c = -5.7 \text{ MPa} < 0,6 f_{ck} = 21 \text{ MPa}$

Acciaio : $\sigma_s = 93 \text{ MPa} < 0.8 f_{yk} = 360 \text{ MPa}$

La verifica è soddisfatta.

9.2.1.2 Verifica a taglio

Per la verifica a taglio si considerano resistenti solamente le nervature, di sezione 200x500mm.

Geometria		Materiali			
b[mm]=	200	fck[Mpa]=	35		
h[mm]=	500	fcd[Mpa]	19.83		
copriferro lordo[mm]=	50	fyd[Mpa]	360		
Diametro armatura tesa[mm]=	12	Azioni			
Numero barre tese =	3	N[kN]=	0		
Diametro armatura compressa[mm]=	12	V[kN]=	27		
Numero barre compresse =	4	T[kNm]=	0		
Numero compl. barre long. per flessione=	7				
Armato taglio? si-no	si				
Diametro staffe[mm]=	10				
Bracci	2				
Passo staffe a taglio[mm]=	150				
Inclinazione staffe α [deg]=	90				
Inclinazione puntone θ [deg]=	45				
Sezione cava per azioni torcenti?si-no	no				
Spessore sezione cava[mm]=	#				
Passo staffe a torsione[mm]=	100				
Numero barre aggiuntive longitudinali per la torsione	0				
Diametro armatura aggiuntiva long.[mm]=	20				
Verifica a taglio					
Vrd[kN]=	54			Resistenza per sezioni non armate a taglio	
$V_{Rd} = \left\{ 0,18 \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_1 \cdot f_{ck})^{1/3} / \gamma_c + 0,15 \cdot \sigma_{cp} \right\} \cdot b_w \cdot d \geq (v_{\min} + 0,15 \cdot \sigma_{cp}) \cdot b_w \cdot d$					
Vrsd[kN]=	153	Resistenza per rottura armatura a taglio			
$V_{Rsd} = 0,9 \cdot d \cdot \frac{A_{sw}}{s} \cdot f_{yd} \cdot (\text{ctg}\alpha + \text{ctg}\theta) \cdot \sin \alpha$					
Vrcd[kN]=	402	Taglio limite per rottura biella calcestruzzo			
$V_{Rcd} = 0,9 \cdot d \cdot b_w \cdot \alpha_c \cdot f'_{cd} \cdot (\text{ctg}\alpha + \text{ctg}\theta) / (1 + \text{ctg}^2\theta)$					
$V_{Rd} = \min (V_{Rsd}, V_{Rcd})$	153	Verifica superata			

9.2.1.3 Verifica a fessurazione

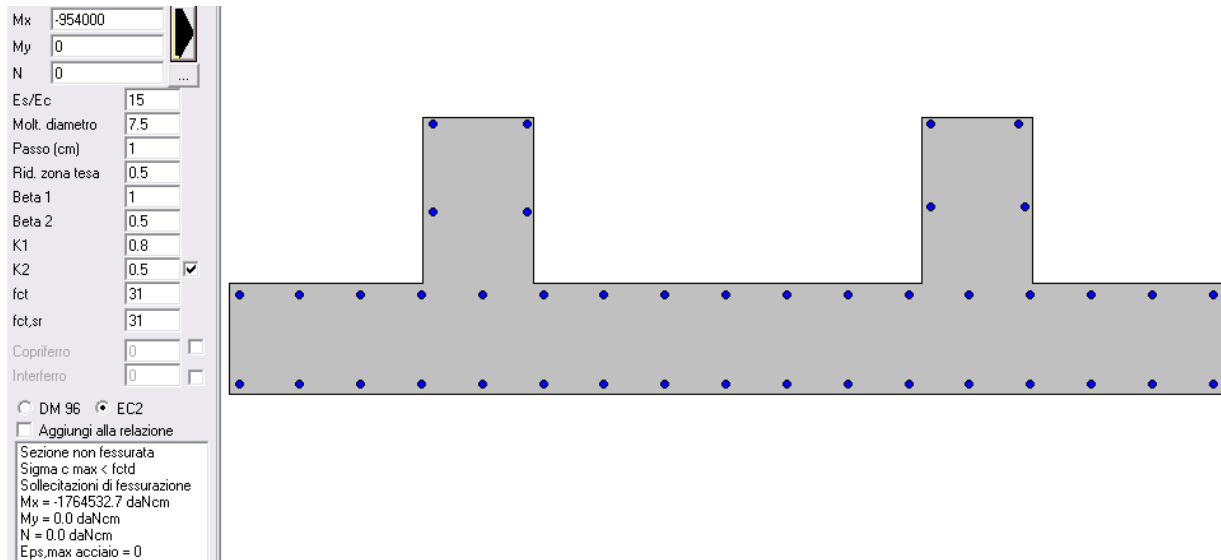


Figura 4 - Calcolo della fessurazione. Unità di misura kg,cm

La sezione non fessura. La verifica è soddisfatta.

9.2.1.4 Verifica a deformazione

La freccia viene calcolata con modulo elastico medio a tempo zero e sezione interamente reagente.

$$f = \frac{5qL^4}{384EJ} = \frac{5 \cdot 21.2 \cdot 6000^4}{384 \cdot 34077 \cdot 7.72 \cdot 10^9} = 1.35 \text{ mm}$$

Il rapporto $L/f = 4412 > 250$. La verifica è soddisfatta.

9.2.2 Fase 1

$$g = 21.2 \text{ kN/m}$$

$$q_{acc} = 72.00 \text{ kN/m}$$

$$L = 6 \text{ m}$$

Calcolo di momento e taglio massimi.

Nella fase 1 l'incremento di tensione è dovuta esclusivamente all'applicazione del carico accidentale perché il peso proprio è già intervenuto nella fase 0.

$$q = q_{acc} = 72.00 \text{ kN/m}$$

$$M = \frac{qL^2}{8} = 324 \text{ kNm}$$

$$V = \frac{qL}{2} = 216 \text{ kN}$$

9.2.2.1 Verifica a flessione

VERIFICA ALLO SLE

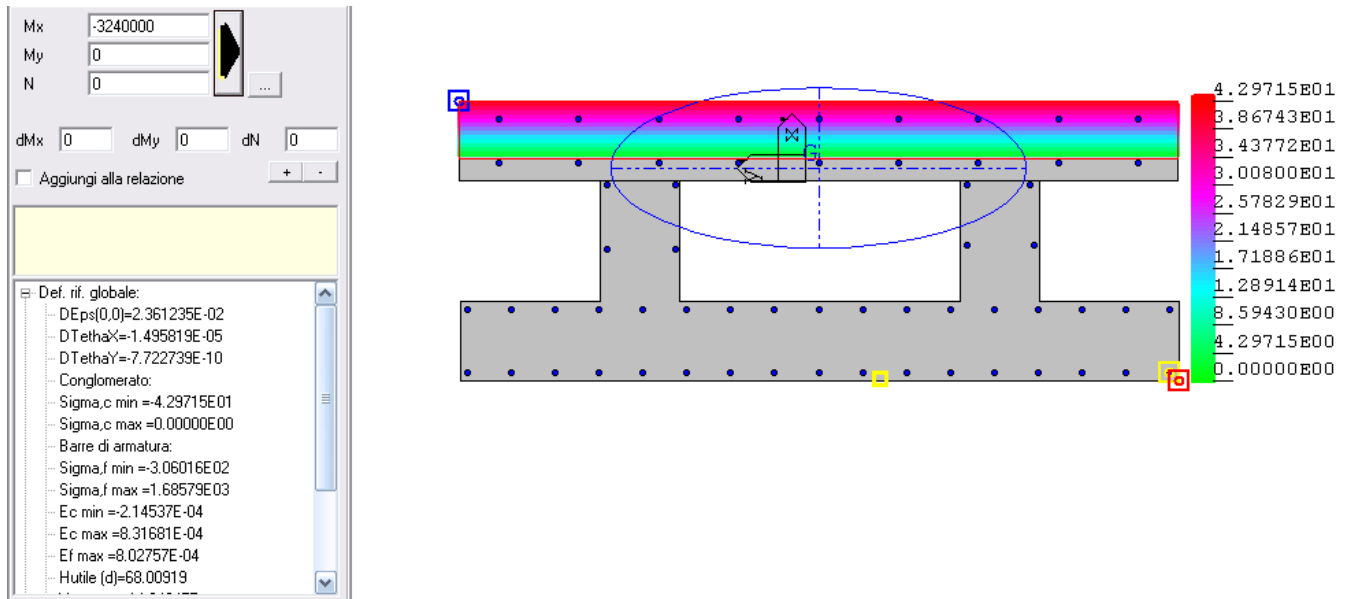


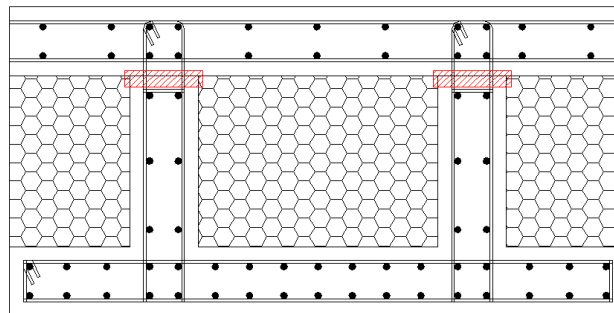
Figura 5 - Calcolo delle tensioni all'appoggio. Unità di misura kg,cm

Calcestruzzo: $\sigma_c = -4.3 \text{ MPa} < 0,6 f_{ck} = 21 \text{ MPa}$

Acciaio : $\sigma_s = 168.5 \text{ MPa} < 0.8 f_{yk} = 360 \text{ MPa}$

La verifica è soddisfatta.

Le tensioni ottenute in fase 1 sono da sommare alle tensioni presenti già dalla fase 0



	Fase 0	Fase 1	Totale	Limite
	σ [MPa]	σ [MPa]	σ [MPa]	σ [MPa]
Posizione 1 (acciaio)	93	168	261	360
Posizione 3 (CLS)	5.7	4.3	10	21

La verifica è soddisfatta.

VERIFICA ALLO SLU

Campata:

$$q_{slu} = 1.3g + 1.5q = 1.3 \cdot 21.2 + 1.5 \cdot 72 = 135.56 \text{ kN/m}$$

$$M_{campata} = \frac{qL^2}{8} = 610 \text{ kNm}$$

Verifica :

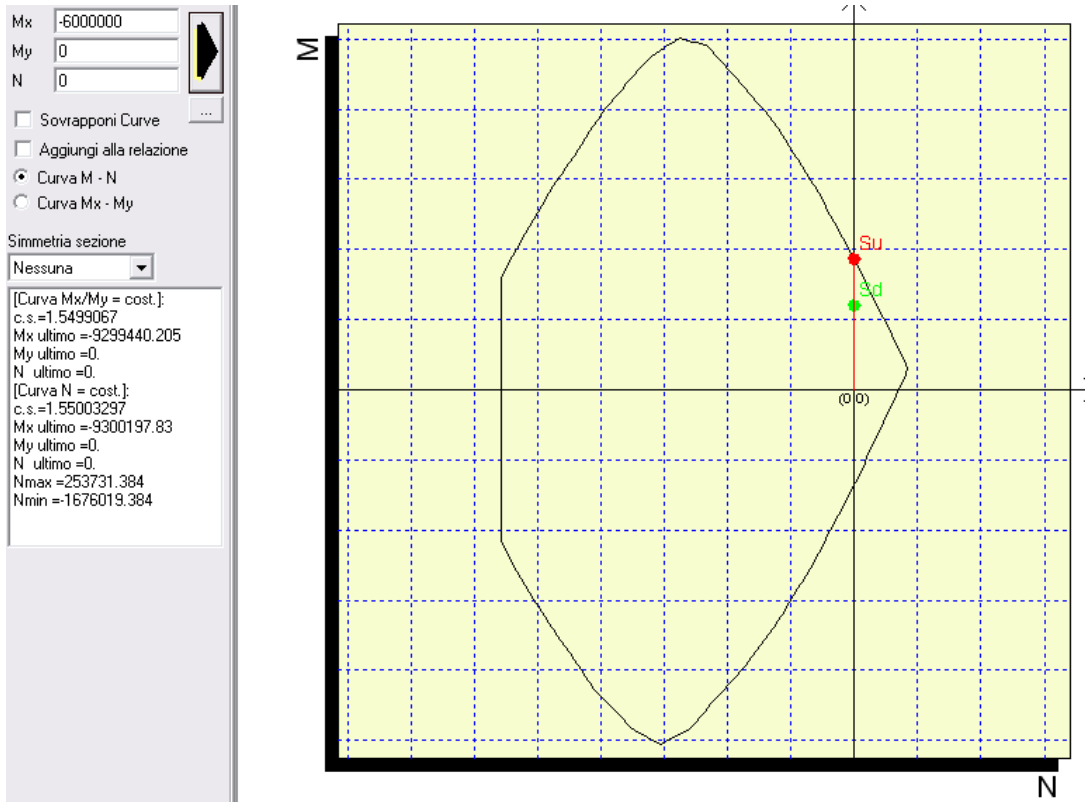
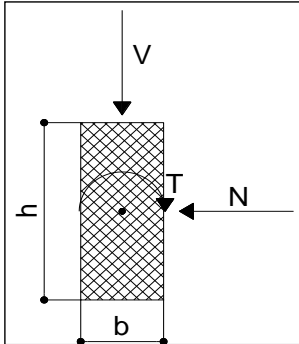


Figura 6 - Verifica allo SLU in campata. Unità di misura kg, cm

Il coefficiente di sicurezza c.s. = 1.54 > 1. La verifica è soddisfatta.

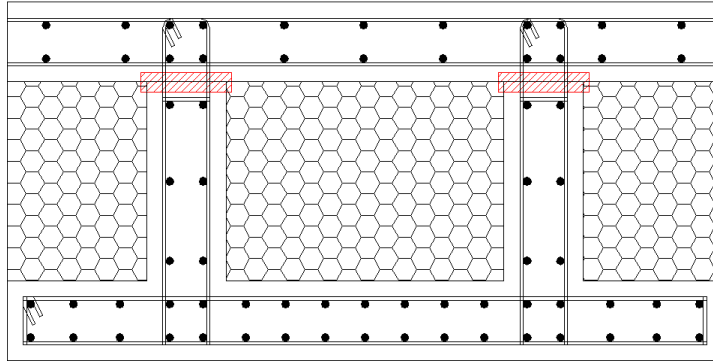
9.2.2.2 Verifica a taglio

Per la verifica a taglio si considerano resistenti solamente le nervature, di sezione 200x700mm. Il taglio sollecitante è la somma del taglio di fase 0 e del taglio di fase 1.

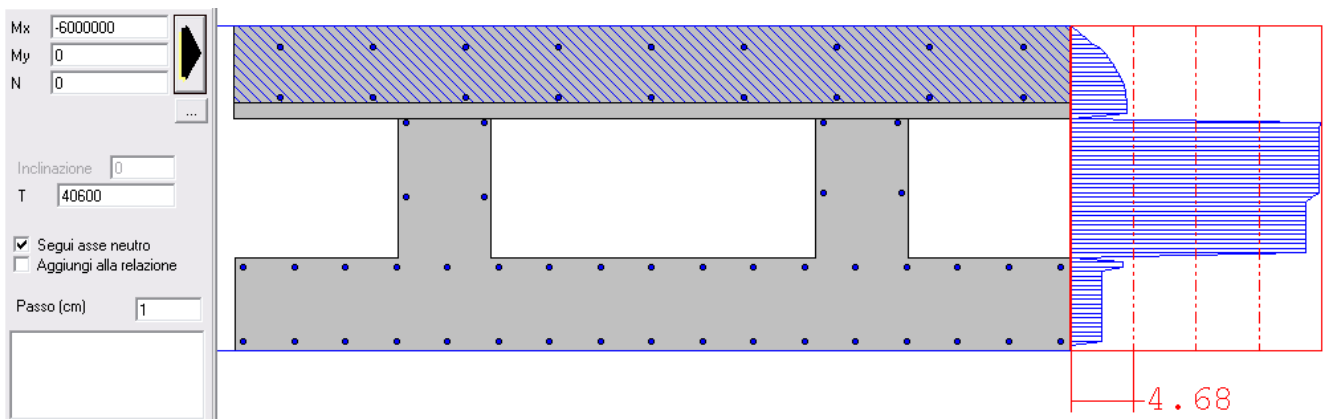
Geometria		Materiali	
b[mm]=	200	fck[Mpa]=	35
h[mm]=	700	fcd[Mpa]	19.83
copriferro lordo[mm]=	50	fyd[Mpa]	360
Diametro armatura tesa[mm]=	12	Azioni	
Numero barre tese =	3	N[kN]=	0
Diametro armatura compressa[mm]=	12	V[kN]=	216
Numero barre compresse =	4	T[kNm]=	0
Numero compl. barre long. per flessione=	7		
Armato taglio? si-no	si		
Diametro staffe[mm]=	10		
Bracci	2		
Passo staffe a taglio[mm]=	150		
Inclinazione staffe α [deg]=	90		
Inclinazione puntone θ [deg]=	45		
Sezione cava per azioni torcenti?si-no	no		
Spessore sezione cava[mm]=	#		
Passo staffe a torsione[mm]=	100		
Numero barre aggiuntive longitudinali per la torsione	0		
Diametro armatura aggiuntiva long.[mm]=	20		

Verifica a taglio		
Vrd[kN]=	66	Resistenza per sezioni non armate a taglio
$V_{Rd} = \left\{ 0,18 \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_1 \cdot f_{ck})^{1/3} / \gamma_c + 0,15 \cdot \sigma_{cp} \right\} \cdot b_w \cdot d \geq (v_{min} + 0,15 \cdot \sigma_{cp}) \cdot b_w \cdot d$		
Vrsd[kN]=	221	Resistenza per rottura armatura a taglio
$V_{Rsd} = 0,9 \cdot d \cdot \frac{A_{sw}}{s} \cdot f_{yd} \cdot (\text{ctg}\alpha + \text{ctg}\theta) \cdot \sin\alpha$		
Vrcd[kN]=	581	Taglio limite per rottura biella calcestruzzo
$V_{Rcd} = 0,9 \cdot d \cdot b_w \cdot \alpha_c \cdot f'_{cd} \cdot (\text{ctg}\alpha + \text{ctg}\theta) / (1 + \text{ctg}^2\theta)$		
$V_{Rd} = \min(V_{Rsd}, V_{Rcd})$	221	Verifica superata

L'impalcato è realizzato in due fasi e non è prevista l'applicazione di adesivi epossidici sulla superficie di ripresa di getto. L'effetto dello scorrimento tra i due getti, causato dal taglio, è pertanto trasmesso dalle staffe che escono dalle nervature di irrigidimento delle travi prefabbricate. Nell'immagine che segue sono evidenziate le superfici di ripresa di getto dove l'armatura passante è $(1+1)\varnothing 10/150$.



Taglio e momento valgono: $V=406$ kN e $M=610$ kNm. Si calcola la tensione tangenziale agente nella sezione di ripresa di getto:



La tensione tangenziale nel punto indagato è di $\tau = 0.131$ MPa. Integrando la tensione su un tratto di lunghezza 150mm, pari all'interasse delle armature, si ottiene:

$$V = \int_A \tau da = 0.468 \times 200 \times 150 = 14040 \text{ N}$$

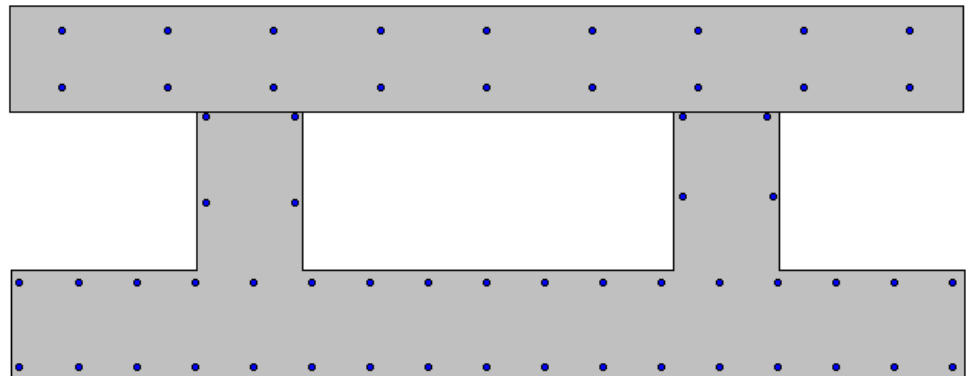
La tensione tangenziale che agisce nelle armature risulta:

$$\tau_s = \frac{V}{A_s} = \frac{14040}{157} = 89 \text{ MPa} < 360 / \sqrt{3} = 207 \text{ MPa}$$

9.2.2.3 Verifica a fessurazione

In campata si ha la somma del momento di fase 0 e del momento di fase 1. Risulta $M=420$ kNm.

Mx	-4200000
My	0
N	0
Es/Ec	15
Molt. diametro	7.5
Passo (cm)	1
Rid. zona tesa	0.5
Beta 1	1
Beta 2	0.5
K1	0.8
K2	0.5 <input checked="" type="checkbox"/>
fct	31
fct,sr	31
Copriferro	0 <input type="checkbox"/>
Interferro	0 <input type="checkbox"/>
<input type="radio"/> DM 96 <input checked="" type="radio"/> EC2	
<input type="checkbox"/> Aggiungi alla relazione	
Sezione non fessurata	
Sigma c max < fctd	
Sollecitazioni di fessurazione	
Mx = -4809222.4 daNcm	
My = 0.0 daNcm	
N = 0.0 daNcm	
Eps,max acciaio = 0	



La sezione non fessura. La verifica è soddisfatta.

9.2.2.4 Verifica a deformazione

La freccia viene calcolata con modulo elastico medio a tempo zero e sezione interamente reagente.

Plate Disp: D(XYZ) (mm)

1.4050 [Pt:3247,Nd:4083]

1.1577

0.9723

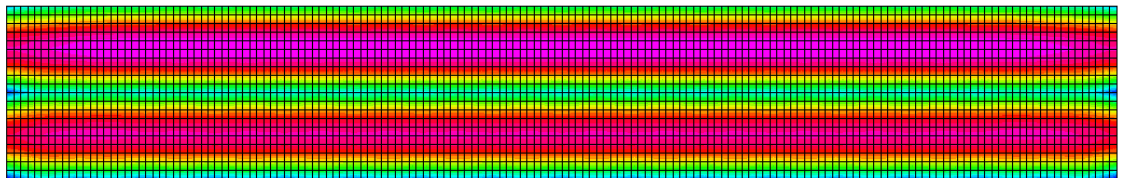
0.7869

0.6015

0.4161

0.2306

0.1688 [Pt:9,Nd:5]



Il rapporto $L/f = 4285 > 250$. Considerando anche la freccia maturata in fase zero si ha:

Includendo gli effetti della viscosità si ottiene la freccia a tempo infinito:

$$f_{\text{tot},\infty} = 3.3f_{\text{tot}} = 4.65 \text{ mm} = L/1289 < L/250$$

La verifica è soddisfatta.

9.3 TRAVI DI BORDO LATO BANCHINA

La trave di bordo è realizzata in calcestruzzo armato prefabbricato, con una suola di dimensioni 2000x200 con irrigidimenti di spessore 200 come pareti .

Sugli elementi prefabbricati viene poi realizzato il getto di completamento che solidarizza impalcato e travi.

La realizzazione dell'impalcato è divisa in due fasi:

- fase 0: posa degli elementi prefabbricati, delle armature ed esecuzione del getto di completamento. Il calcestruzzo fresco è un carico portato e la sezione resistente è costituita solamente dall'elemento prefabbricato;
- fase 1: il getto di completamento è maturo e contribuisce alla rigidezza strutturale.

ANALISI DEI CARICHI FASE 0

- peso proprio trave: 17.00 kN/m
- calcestruzzo fresco: 37.70 kN/m
- peso impalcato: 35.4 kN/m

$$q_{\text{tot}} = 90.1 \text{ kN/m}$$

9.3.1 Fase 0

$$g = 90.1 \text{ kN/m}$$

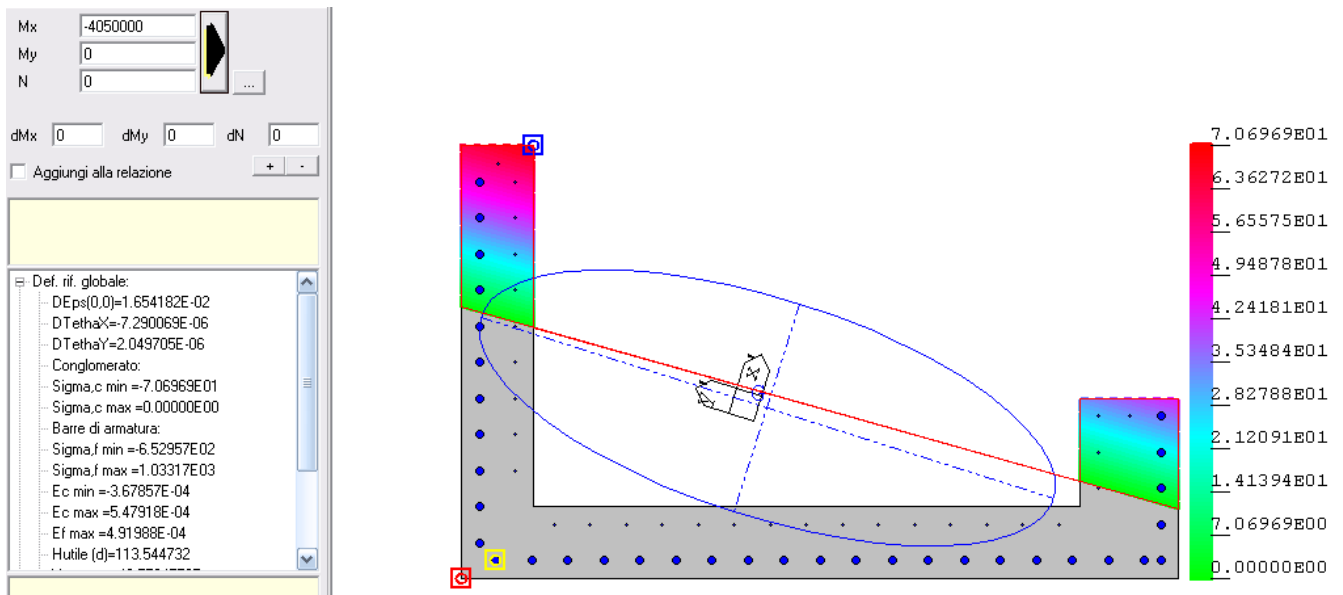
$$L = 6.00 \text{ m}$$

Calcolo di momento e taglio massimi.

$$M = \frac{qL^2}{8} = 405.5 \text{ kNm}$$

$$V = \frac{qL}{2} = 270.3 \text{ kN}$$

9.3.1.1 Verifica a flessione



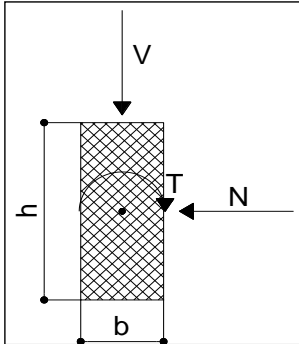
Calcestruzzo: $\sigma_c = -7 \text{ MPa} < 0,6 f_{ck} = 21 \text{ MPa}$

Acciaio : $\sigma_s = 103 \text{ MPa} < 0,8 f_{yk} = 360 \text{ MPa}$

La verifica è soddisfatta.

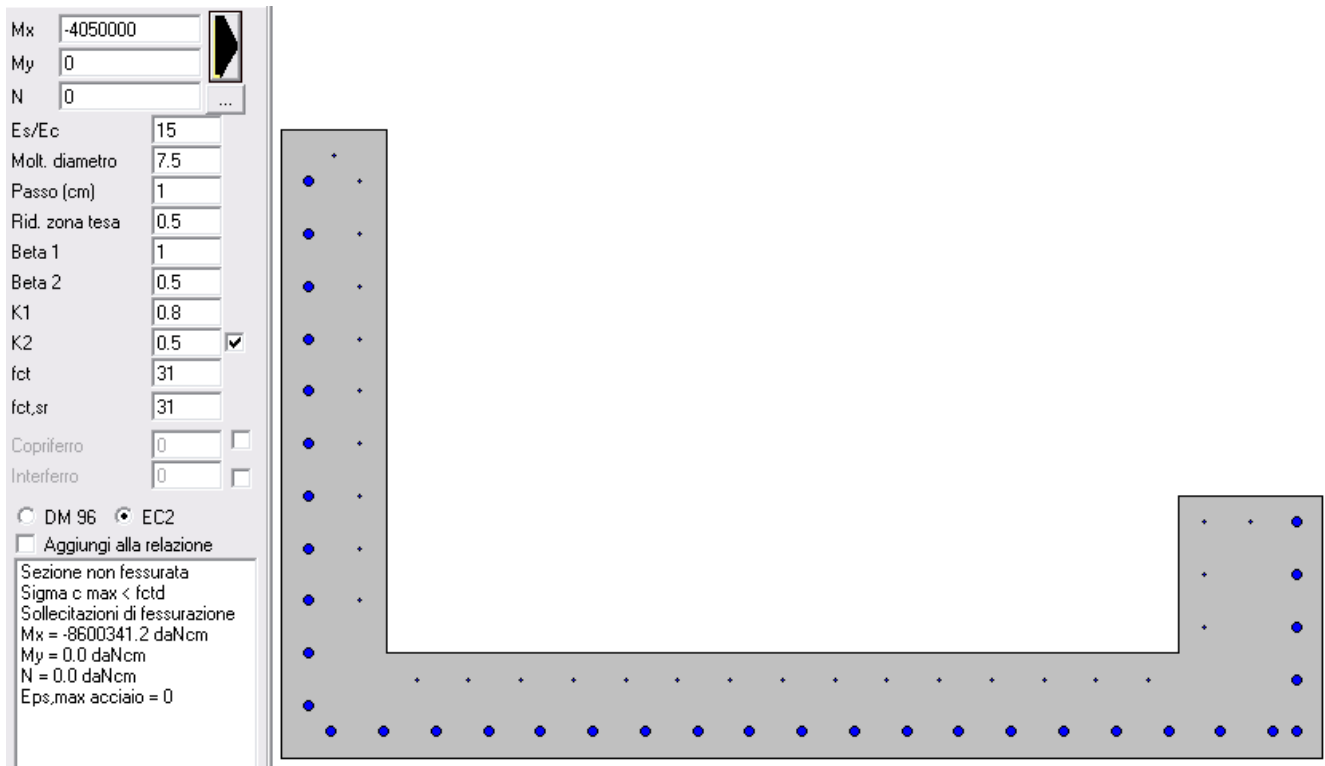
9.3.1.2 Verifica a taglio

Per la verifica a taglio si considerano resistenti solamente le nervature, di sezione 200x1000mm.

Geometria		Materiali	
b[mm]=	200	fck[Mpa]=	32
h[mm]=	1200	fcd[Mpa]	18.13
copriferro lordo[mm]=	50	fyd[Mpa]	391
Diametro armatura tesa[mm]=	12	Azioni	
Numero barre tese =	2	N[kN]=	0
Diametro armatura compressa[mm]=	12	V[kN]=	271
Numero barre compresse =	2	T[kNm]=	0
Numero compl. barre long. per flessione=	10		
Armato taglio? si-no	si		
Diametro staffe[mm]=	14		
Bracci	4		
Passo staffe a taglio[mm]=	90		
Inclinazione staffe α [deg]=	90		
Inclinazione puntone θ [deg]=	45		
Sezione cava per azioni torcenti?si-no	no		
Spessore sezione cava[mm]=	#		
Passo staffe a torsione[mm]=	100		
Numero barre aggiuntive longitudinali per la torsione	0		
Diametro armatura aggiuntiva long.[mm]=	20		

Verifica a taglio		
Vrd[kN]=	71	Resistenza per sezioni non armate a taglio
$V_{Rd} = \left\{ 0,18 \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_1 \cdot f_{ck})^{1/3} / \gamma_c + 0,15 \cdot \sigma_{cp} \right\} \cdot b_w \cdot d \geq (v_{min} + 0,15 \cdot \sigma_{cp}) \cdot b_w \cdot d$		
Vrsd[kN]=	2772	Resistenza per rottura armatura a taglio
$V_{Rsd} = 0,9 \cdot d \cdot \frac{A_{sw}}{s} \cdot f_{yd} \cdot (\text{ctg}\alpha + \text{ctg}\theta) \cdot \sin\alpha$		
Vrcd[kN]=	939	Taglio limite per rottura biella calcestruzzo
$V_{Rcd} = 0,9 \cdot d \cdot b_w \cdot \alpha_c \cdot f'_{cd} \cdot (\text{ctg}\alpha + \text{ctg}\theta) / (1 + \text{ctg}^2\theta)$		
V _{Rd} = min (V _{Rsd} , V _{Rcd})	939	Verifica superata

9.3.1.3 Verifica a fessurazione



La sezione non fessura. La verifica è soddisfatta.

9.3.1.4 Verifica a deformazione

La freccia viene calcolata con modulo elastico medio a tempo zero e sezione interamente reagente.

$$f = \frac{5qL^4}{384EJ} = \frac{5 \cdot 90.1 \cdot 6000^4}{384 \cdot 34077 \cdot 66658630174} = 0.7 \text{ mm}$$

Il rapporto $L/f = 8571 > 250$. La verifica è soddisfatta.

9.3.2 Fase 1

$$g = 90.1 \text{ kN/m}$$

$$q_{acc} = 120 \text{ kN/m}$$

$$L = 6 \text{ m}$$

Calcolo di momento e taglio massimi.

Nella fase 1 l'incremento di tensione è dovuta esclusivamente all'applicazione del carico accidentale perché il peso proprio è già intervenuto nella fase 0.

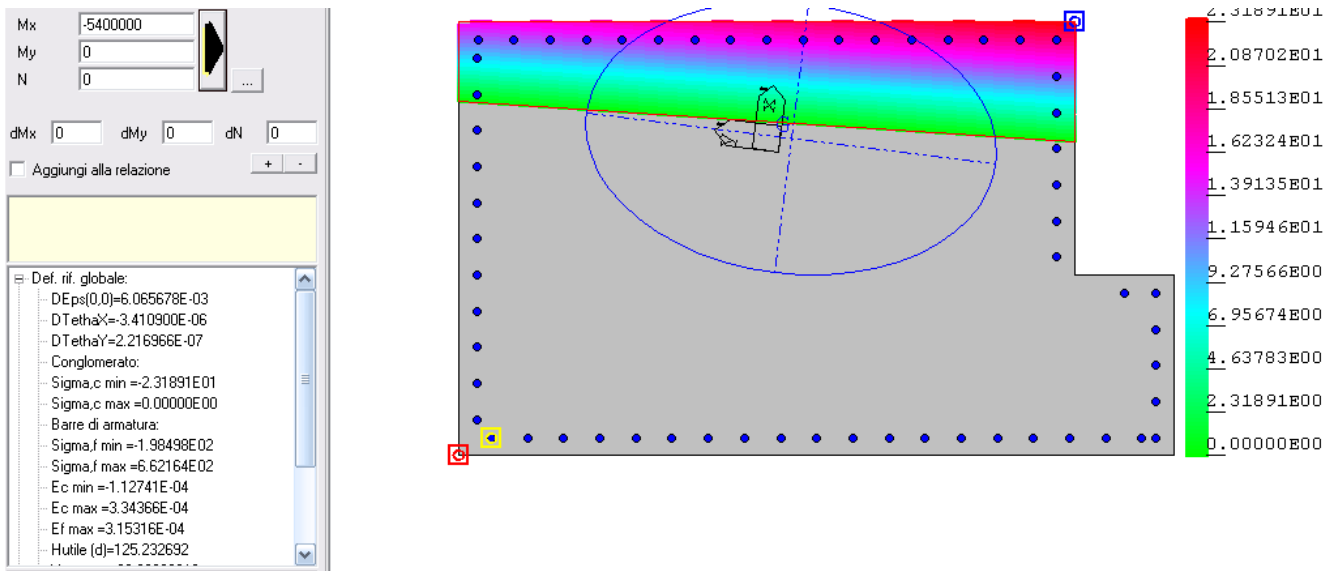
$$q = q_{acc} = 120.00 \text{ kN/m}$$

$$M = \frac{qL^2}{8} = 540 \text{ kNm}$$

$$V = \frac{qL}{2} = 360 \text{ kN}$$

9.3.2.1 Verifica a flessione

VERIFICA ALLO SLE



Calcestruzzo: $\sigma_c = -2.3 \text{ MPa} < 0,6 f_{ck} = 21 \text{ MPa}$

Acciaio : $\sigma_s = 62 \text{ MPa} < 0.8 f_{yk} = 360 \text{ MPa}$

La verifica è soddisfatta.

Le tensioni ottenute in fase 1 sono da sommare alle tensioni presenti già dalla fase 0.

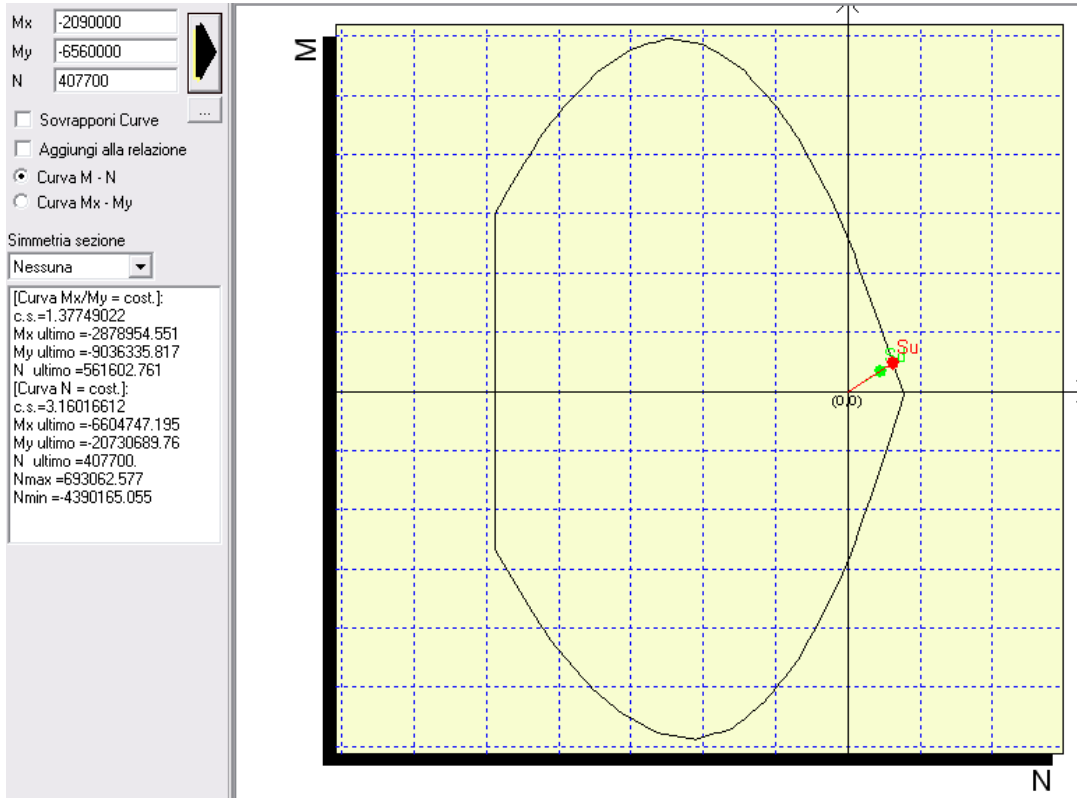
	Fase 0 σ [MPa]	Fase 1 σ [MPa]	Totale σ [MPa]	Limite σ [MPa]
Posizione 1 (acciaio)	103	62	165	360
Posizione 3 (CLS)	7	2.3	9.3	21

La verifica è soddisfatta.

VERIFICA ALLO SLU

Verifica :

Il Sindaco del Comune di Messina - Commissario Delegato ex O.P.C.M. n. 3721 del 19 Dicembre 2008
**LAVORI DI COSTRUZIONE DELLA PIATTAFORMA LOGISTICA INTERMODALE TREMESTIERI
CON ANNESSO SCALO PORTUALE - PRIMO STRALCIO FUNZIONALE
PROGETTO DEFINITIVO**



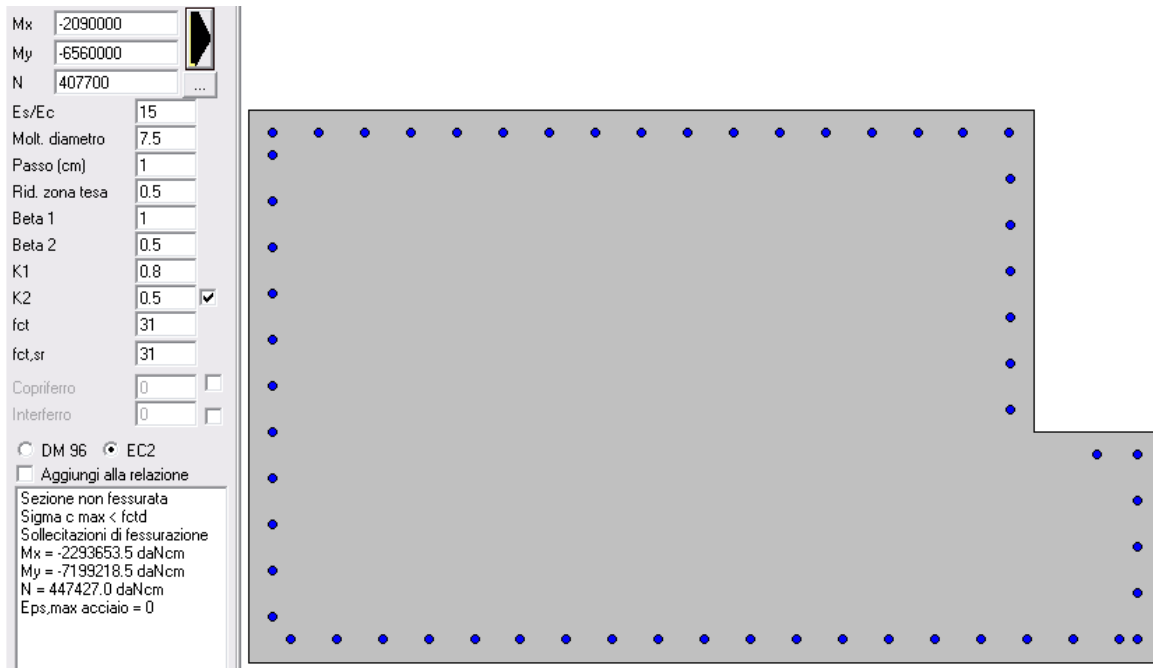
Il coefficiente di sicurezza $c.s. = 1.37 > 1$. La verifica è soddisfatta.

9.3.2.2 Verifica a taglio

Geometria		Materiali	
b[mm]=	1200	fck[Mpa]=	32
h[mm]=	1700	fc'd[Mpa]	18.13
copriferro lordo[mm]=	50	f _{yd} [Mpa]	391
Diametro armatura tesa[mm]=	20	Azioni	
Numero barre tese =	10	N[kN]=	0
Diametro armatura compressa[mm]=	20	V[kN]=	7000
Numero barre compresse =	10	T[kNm]=	0
Numero compl. barre long. per flessione=	20		
Armato taglio? si-no	si		
Diametro staffe[mm]=	14		
Bracci	8		
Passo staffe a taglio[mm]=	90		
Inclinazione staffe α [deg]=	90		
Inclinazione puntone θ [deg]=	45		
Sezione cava per azioni torcenti?si-no	no		
Spessore sezione cava[mm]=	#		
Passo staffe a torsione[mm]=	100		
Numero barre aggiuntive longitudinali per la torsione	0		
Diametro armatura aggiuntiva long.[mm]=	20		

Verifica a taglio		
V _{rd} [kN]=	686	Resistenza per sezioni non armate a taglio
$V_{Rd} = \left\{ 0,18 \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_1 \cdot f_{ck})^{1/3} / \gamma_c + 0,15 \cdot \sigma_{cp} \right\} \cdot b_w \cdot d \geq (v_{min} + 0,15 \cdot \sigma_{cp}) \cdot b_w \cdot d$		
V _{rsd} [kN]=	7954	Resistenza per rottura armatura a taglio
$V_{Rsd} = 0,9 \cdot d \cdot \frac{A_{sw}}{s} \cdot f_{yd} \cdot (\text{ctg}\alpha + \text{ctg}\theta) \cdot \sin \alpha$		
V _{rcd} [kN]=	8085	Taglio limite per rottura biella calcestruzzo
$V_{Rcd} = 0,9 \cdot d \cdot b_w \cdot \alpha_c \cdot f'_{cd} \cdot (\text{ctg}\alpha + \text{ctg}\theta) / (1 + \text{ctg}^2\theta)$		
V _{Rd} = min (V _{Rsd} , V _{Rcd})	7954	Verifica superata

9.3.2.3 Verifica a fessurazione

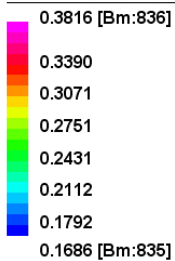


La sezione non è fessurata.

9.3.2.4 Verifica a deformazione

Freccia istantanea:

Beam Disp:D(XYZ) (mm)



Il rapporto $L/f = 15000 > 250$.

Includendo gli effetti della viscosità si ottiene la freccia a tempo infinito:

$$f_{tot,\infty} = 3.3f_{tot} = 1.25 \text{ mm} = L/4784 < L/250$$

La verifica è soddisfatta.

9.4 TRAVI DI BORDO LATO MARE

La trave di bordo è realizzata in calcestruzzo armato prefabbricato, con una suola di dimensioni 2000x200 con irrigidimenti di spessore 200 come pareti .

Sugli elementi prefabbricati viene poi realizzato il getto di completamento che solidarizza impalcato e travi.

La realizzazione dell'impalcato è divisa in due fasi:

- fase 0: posa degli elementi prefabbricati, delle armature ed esecuzione del getto di completamento. Il calcestruzzo fresco è un carico portato e la sezione resistente è costituita solamente dall'elemento prefabbricato;
- fase 1: il getto di completamento è maturo e contribuisce alla rigidezza strutturale.

ANALISI DEI CARICHI FASE 0

- peso proprio trave: 21.00 kN/m
- calcestruzzo fresco: 60 kN/m
- peso impalcato: 35.4 kN/m

$$q_{\text{tot}} = 116.8 \text{ kN/m}$$

9.4.1 Fase 0

$$g = 116.8 \text{ kN/m}$$

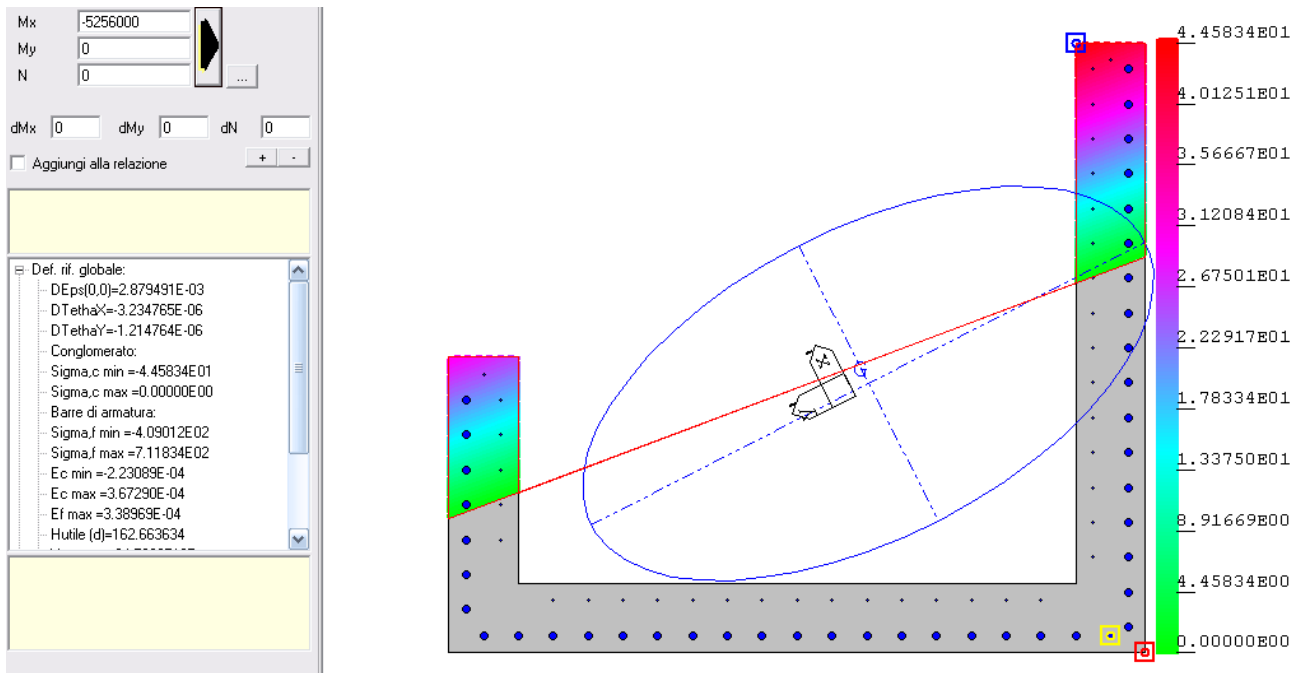
$$L = 6.00 \text{ m}$$

Calcolo di momento e taglio massimi.

$$M = \frac{qL^2}{8} = 525.6 \text{ kNm}$$

$$V = \frac{qL}{2} = 350.4 \text{ kN}$$

9.4.1.1 Verifica a flessione



Calcestruzzo: $\sigma_c = -4.4 \text{ MPa} < 0,6 f_{ck} = 21 \text{ MPa}$

Acciaio : $\sigma_s = 71.1 \text{ MPa} < 0.8 f_{yk} = 360 \text{ MPa}$

La verifica è soddisfatta.

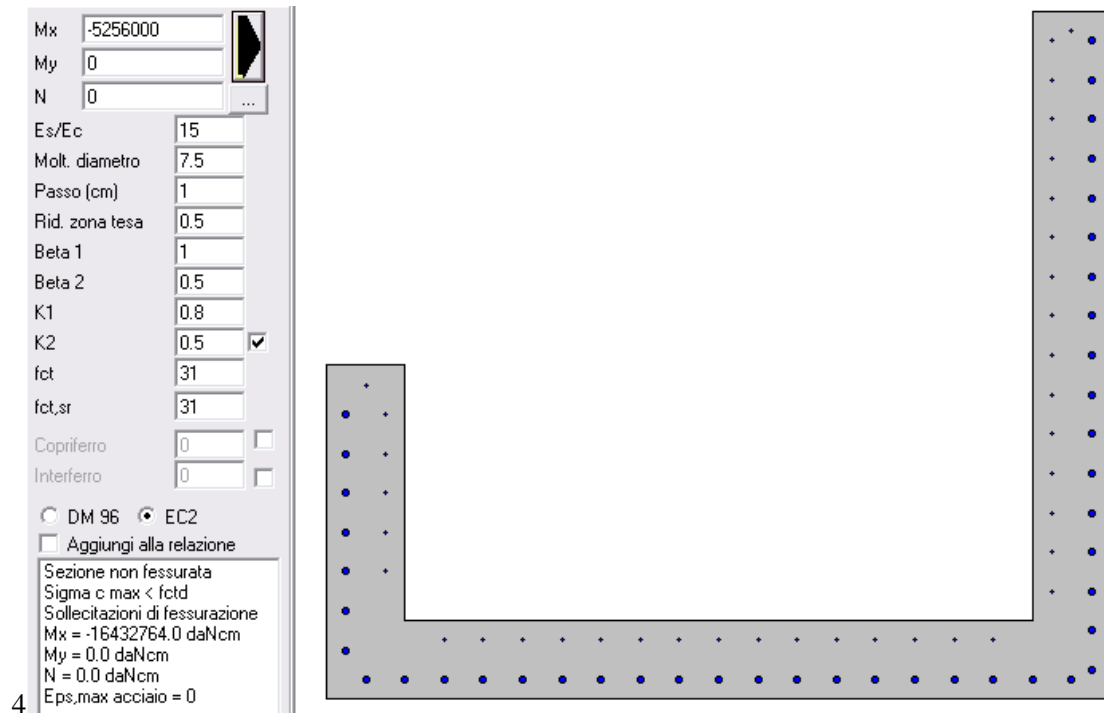
9.4.1.2 Verifica a taglio

Per la verifica a taglio si considerano resistenti solamente le nervature, di sezione 200x1000mm.

Geometria		Materiali	
b[mm]=	200	fck[Mpa]=	32
h[mm]=	1000	fcd[Mpa]	18.13
copriferro lordo[mm]=	50	fyd[Mpa]	391
Diametro armatura tesa[mm]=	20	Azioni	
Numero barre tese =	10	N[kN]=	0
Diametro armatura compressa[mm]=	20	V[kN]=	350.4
Numero barre compresse =	10	T[kNm]=	0
Numero compl. barre long. per flessione=	20		
Armato taglio? si-no	si		
Diametro staffe[mm]=	14		
Bracci	8		
Passo staffe a taglio[mm]=	90		
Inclinazione staffe α [deg]=	90		
Inclinazione puntone θ [deg]=	45		
Sezione cava per azioni torcenti?si-no	no		
Spessore sezione cava[mm]=	#		
Passo staffe a torsione[mm]=	100		
Numero barre aggiuntive longitudinali per la torsione	0		
Diametro armatura aggiuntiva long.[mm]=	20		

Verifica a taglio		
Vrd[kN]=	154	Resistenza per sezioni non armate a taglio
$V_{Rd} = \left\{ 0,18 \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_1 \cdot f_{ck})^{1/3} / \gamma_c + 0,15 \cdot \sigma_{cp} \right\} \cdot b_w \cdot d \geq (v_{min} + 0,15 \cdot \sigma_{cp}) \cdot b_w \cdot d$		
Vrsd[kN]=	4579	Resistenza per rottura armatura a taglio
$V_{Rsd} = 0,9 \cdot d \cdot \frac{A_{sw}}{s} \cdot f_{yd} \cdot (\text{ctg}\alpha + \text{ctg}\theta) \cdot \sin\alpha$		
Vrcd[kN]=	776	Taglio limite per rottura biella calcestruzzo
$V_{Rcd} = 0,9 \cdot d \cdot b_w \cdot \alpha_c \cdot f'_{cd} \cdot (\text{ctg}\alpha + \text{ctg}\theta) / (1 + \text{ctg}^2\theta)$		
V _{Rd} = min (V _{Rsd} , V _{Rcd})	776	Verifica superata

9.4.1.3 Verifica a fessurazione



La sezione non fessura. La verifica è soddisfatta.

9.4.1.4 Verifica a deformazione

La freccia viene calcolata con modulo elastico medio a tempo zero e sezione interamente reagente.

$$f = \frac{5qL^4}{384EJ} = \frac{5 \cdot 116.8 \cdot 6000^4}{384 \cdot 34077 \cdot 2.64e12} = 0.28 \text{ mm}$$

Il rapporto $L/f = 21428 > 250$. La verifica è soddisfatta.

9.4.2 Fase 1

$$g = 116.8 \text{ kN/m}$$

$$q_{acc} = 120 \text{ kN/m}$$

$$L = 6 \text{ m}$$

Calcolo di momento e taglio massimi.

Nella fase 1 l'incremento di tensione è dovuta esclusivamente all'applicazione del carico accidentale perché il peso proprio è già intervenuto nella fase 0.

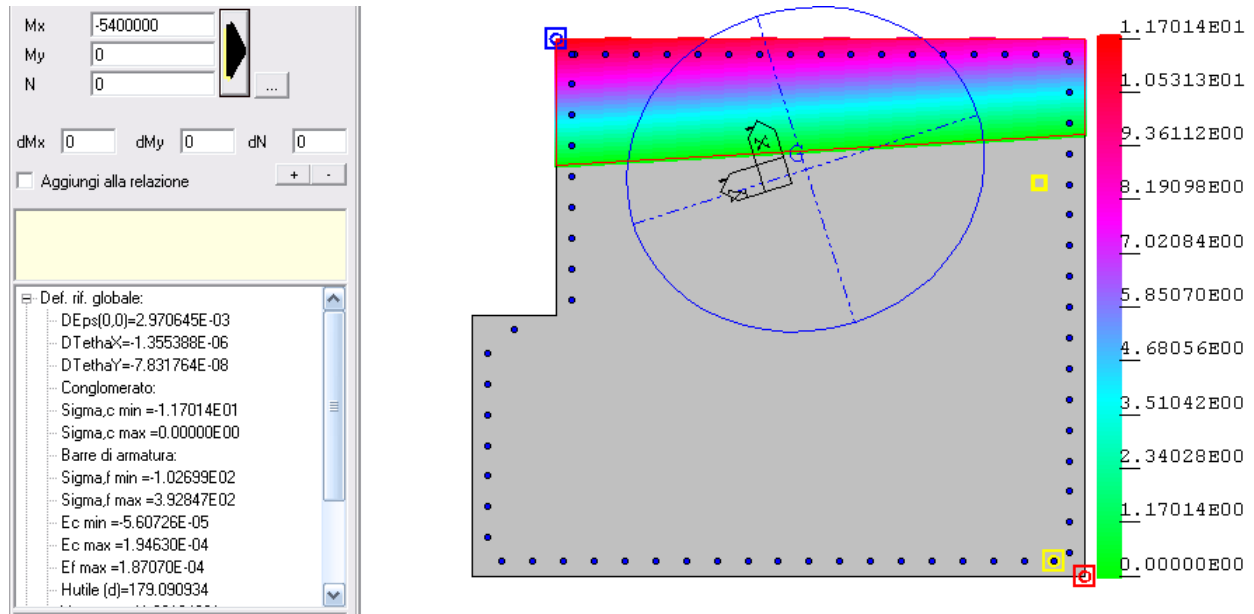
$$q = q_{acc} = 120.00 \text{ kN/m}$$

$$M = \frac{qL^2}{8} = 540 \text{ kNm}$$

$$V = \frac{qL}{2} = 360 \text{ kN}$$

9.4.2.1 Verifica a flessione

VERIFICA ALLO SLE



Calcestruzzo: $\sigma_c = -1.1 \text{ MPa} < 0,6 f_{ck} = 21 \text{ MPa}$

Acciaio : $\sigma_s = 40 \text{ MPa} < 0.8 f_{yk} = 360 \text{ MPa}$

La verifica è soddisfatta.

Le tensioni ottenute in fase 1 sono da sommare alle tensioni presenti già dalla fase 0.

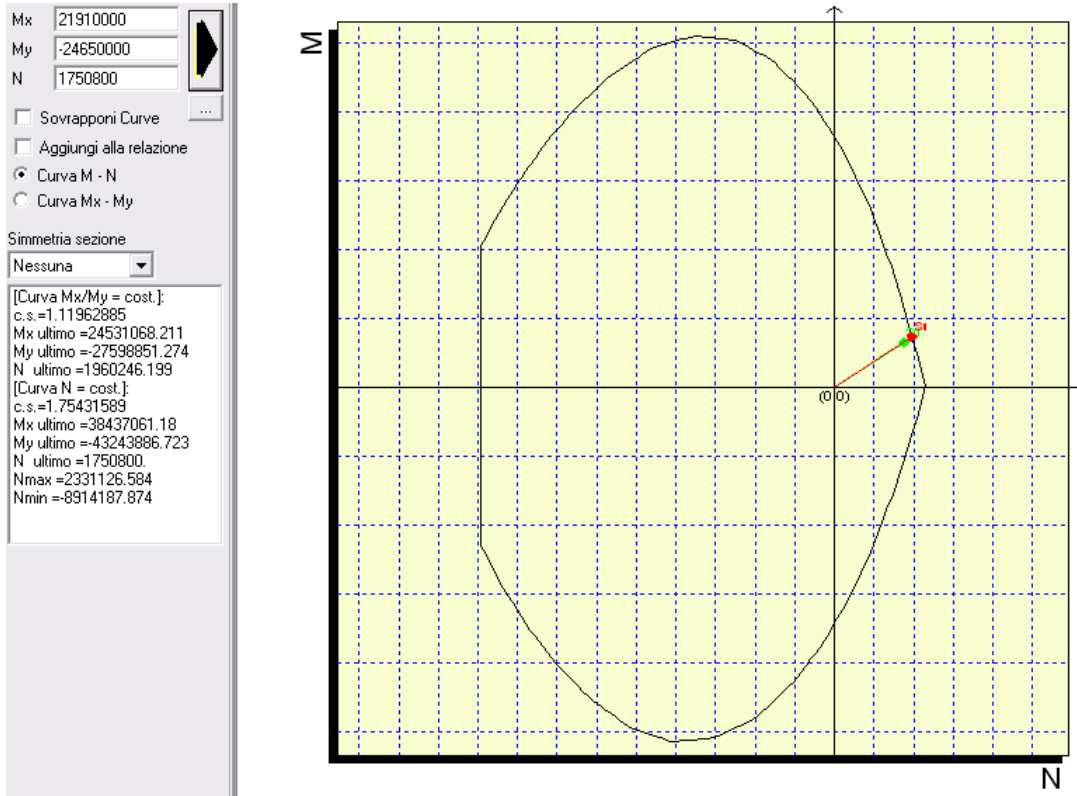
	Fase 0 σ [MPa]	Fase 1 σ [MPa]	Totale σ [MPa]	Limite σ [MPa]
Posizione 1 (acciaio)	71	40	111	360
Posizione 3 (CLS)	4.4	1.1	5.5	21

La verifica è soddisfatta.

VERIFICA ALLO SLU

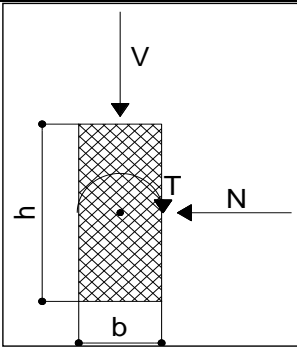
Verifica :

Il Sindaco del Comune di Messina - Commissario Delegato ex O.P.C.M. n. 3721 del 19 Dicembre 2008
**LAVORI DI COSTRUZIONE DELLA PIATTAFORMA LOGISTICA INTERMODALE TREMESTIERI
CON ANNESSO SCALO PORTUALE - PRIMO STRALCIO FUNZIONALE
PROGETTO DEFINITIVO**



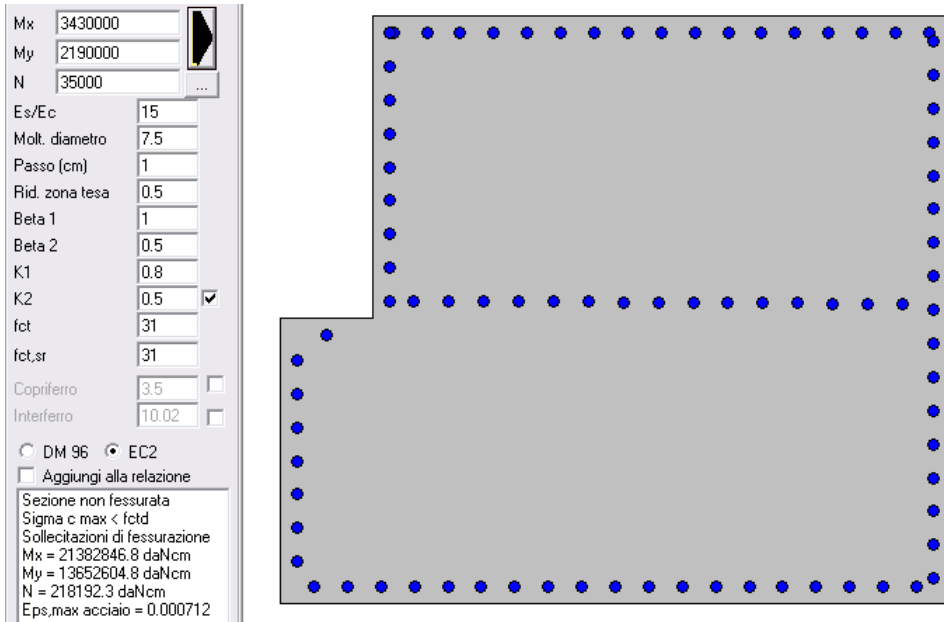
Il coefficiente di sicurezza $c.s. = 1.19 > 1$. La verifica è soddisfatta.

9.4.2.2 Verifica a taglio

Geometria		Materiali	
b[mm]=	1700	fck[Mpa]=	32
h[mm]=	1600	fc'd[Mpa]	18.13
copriferro lordo[mm]=	50	f _{yd} [Mpa]	391
Diametro armatura tesa[mm]=	20	Azioni	
Numero barre tese =	10	N[kN]=	0
Diametro armatura compressa[mm]=	30	V[kN]=	4149
Numero barre compresse =	10	T[kNm]=	0
Numero compl. barre long. per flessione=	30		
Armato taglio? si-no	si		
Diametro staffe[mm]=	14		
Bracci	8		
Passo staffe a taglio[mm]=	90		
Inclinazione staffe α [deg]=	90		
Inclinazione puntone θ [deg]=	45		
Sezione cava per azioni torcenti?si-no	no		
Spessore sezione cava[mm]=	#		
Passo staffe a torsione[mm]=	100		
Numero barre aggiuntive longitudinali per la torsione	0		
Diametro armatura aggiuntiva long.[mm]=	20		

Verifica a taglio		
V _{rd} [kN]=	983	Resistenza per sezioni non armate a taglio
$V_{Rd} = \left\{ 0,18 \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_1 \cdot f_{ck})^{1/3} / \gamma_c + 0,15 \cdot \sigma_{cp} \right\} \cdot b_w \cdot d \geq (v_{min} + 0,15 \cdot \sigma_{cp}) \cdot b_w \cdot d$		
V _{rsd} [kN]=	7472	Resistenza per rottura armatura a taglio
$V_{Rsd} = 0,9 \cdot d \cdot \frac{A_{sw}}{s} \cdot f_{yd} \cdot (\text{ctg}\alpha + \text{ctg}\theta) \cdot \sin\alpha$		
V _{rcd} [kN]=	10759	Taglio limite per rottura biella calcestruzzo
$V_{Rcd} = 0,9 \cdot d \cdot b_w \cdot \alpha_c \cdot f'_{cd} \cdot (\text{ctg}\alpha + \text{ctg}\theta) / (1 + \text{ctg}^2\theta)$		
V _{Rd} = min (V _{Rsd} , V _{Rcd})	7472	Verifica superata

9.4.2.3 Verifica a fessurazione

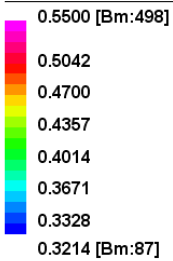


La sezione non è fessurata.

9.4.2.4 Verifica a deformazione

Freccia istantanea:

Beam Disp:D(XYZ) (mm)



Il rapporto $L/f = 10000 > 250$.

Includendo gli effetti della viscosità si ottiene la freccia a tempo infinito:

$$f_{tot,\infty} = 3.3f_{tot} = 1.8 \text{ mm} = L/3305 < L/250$$

La verifica è soddisfatta.

9.5 VERIFICA DEL MURO PARAONDE

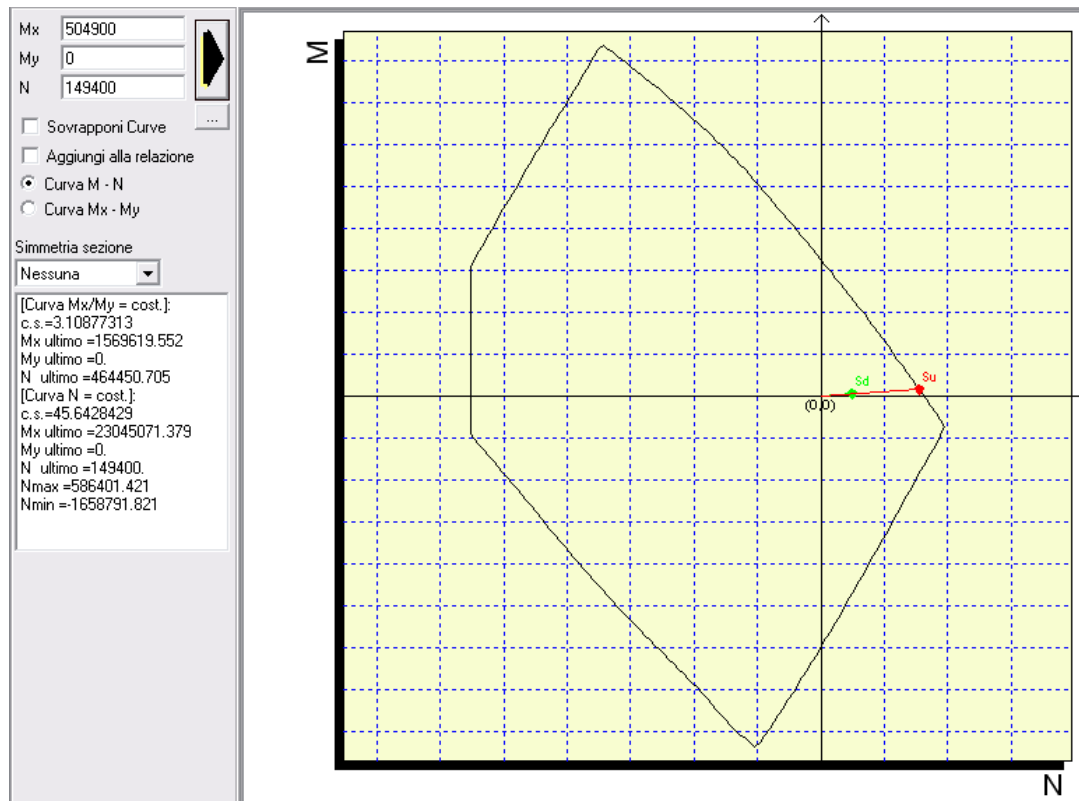
Il muro paraonde, soggetto all'azione di cresta dell'onda, è gettato in opera con alleggerimenti di polistirolo all'interno .

9.5.1 Verifica SLU

Si riportano le sollecitazioni più gravose agli SLU:

STATI LIMITE ULTIMI	Fzz [kN]	Mzz [kNm]
Plate 4423: 21: SLV -x-y [Combination 12]	1493.68	-50.49
Plate 4423: 17: SLV Exy [Combination 8]	-3794.42	422.15
Plate 965: 10: Ad_Urto_Globale [Combination 1]	-1164.67	1852.61
Plate 4613: 10: Ad_Urto_Globale [Combination 1]	-69.79	-562.32
Plate 889: 10: Ad_Urto_Globale [Combination 1]	-286.65	-161.92
Plate 4806: 10: Ad_Urto_Globale [Combination 1]	-290.09	-189.65

La verifica a flessione porta:

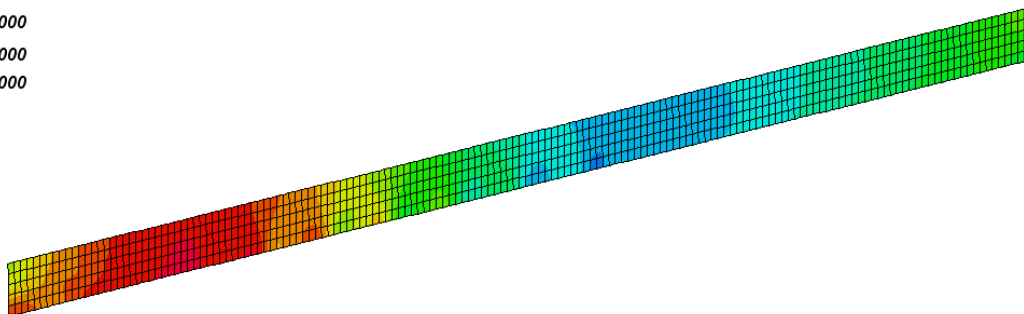
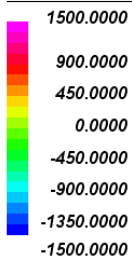


La sezione è verificata.

Il taglio resistente di una sezione equivalente di 1000x760 mm armata con $\varnothing 12/100$ orizzontali è $V_{Rd} = 1514$ kN

Si riporta la mappa cromatica delle forze di taglio sul setto nella combinazione di carico più gravosa:

Plate Moment:xy (kN.m/m)



La verifica è soddisfatta.

9.5.2 Verifica SLE

Si riportano le sollecitazioni più gravose agli SLE:

STATI LIMITE DI ESERCIZIO

	Fzz [kN]	Mzz [kNm]
Plate 4531: 22: SLE [Combination 13]	211.78	48.67
Plate 4423: 22: SLE [Combination 13]	-1175.30	170.08
Plate 965: 22: SLE [Combination 13]	-1175.29	170.08
Plate 4342: 22: SLE [Combination 13]	-25.84	0.75

La verifica a fessurazione porta:

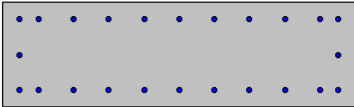
Mx: 486700
My: 0
N: 21178

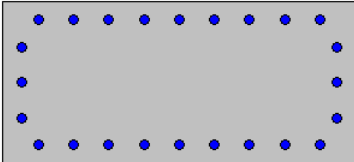
Es/Ec: 15
Molt. diametro: 7.5
Passo (cm): 1
Rid. zona tesa: 0.5
Beta 1: 1
Beta 2: 0.5
K1: 0.8
K2: 0.5
fct: 31
fct,sr: 31
Copriferro:
Interferro:

DM 96 EC2

Aggiungi alla relazione

Sezione non fessurata
Sigma c max < fctd
Sollecitazioni di fessurazione
Mx = 4803926.1 daNcm
My = 0.0 daNcm
N = 209035.4 daNcm
Eps,max acciaio = 0.000143





La verifica è soddisfatta.

Lo spostamento nella condizione di urto dell'onda di cresta è:

Plate Disp:D(XYZ) (mm)
3.3379 [Pt:4334,Nd:5094]

2.7968

2.3909

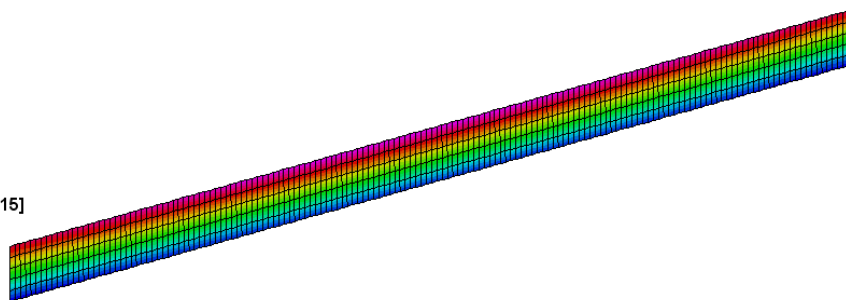
1.9851

1.5793

1.1734

0.7676

0.6323 [Pt:965,Nd:15]



Lo spostamento massimo è 3.4mm ovvero 1/1371 luce.
La verifica è soddisfatta.

10 MOLO FORANEO: VERIFICHE STRUTTURALI E GEOTECNICHE DEI PALI

Si riportano le verifiche strutturali e geotecniche per il dimensionamento dei pali del molo foraneo in condizioni statiche e simiche e le deformate delle strutture in condizioni di esercizio. Sono state verificate tre situazioni tipo di seguito indicate con sezione A-A, B-B e C-C indicate sulla pianta in Figura 7.

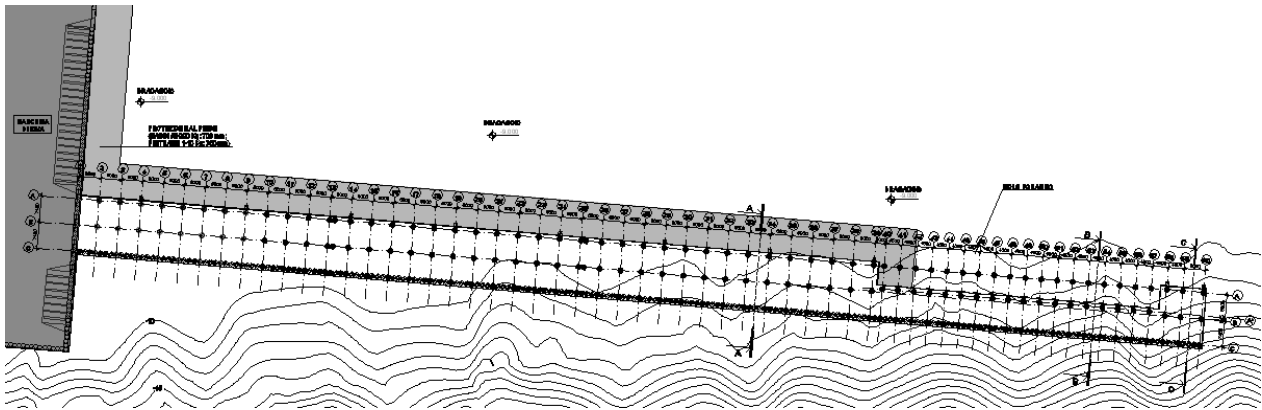


Figura 7 – Planimetria generale

10.1.1 Sezione A-A

La sezione tipo A-A è rappresentativa del tratto dal filo 1 al 39.

I pali portanti lungo i fili A e B e C sono $\phi 1500$ di lunghezza $L=23.5-27.50\text{m}$ disposti a interasse $i=6.0\text{m}$. Lungo il filo C, tra i pali portanti, sono disposti 3pali di chiusura tangenti $\phi 1500$ di lunghezza $L=15.0-19.0\text{m}$ vincolati in testa con la trave di coronamento e alla base immorsati nel terreno per un profondità minima di 6.0m .

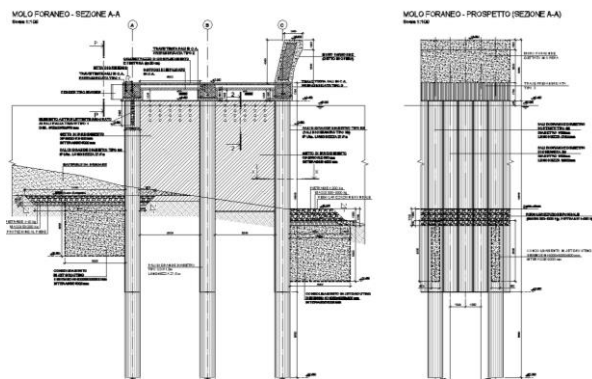
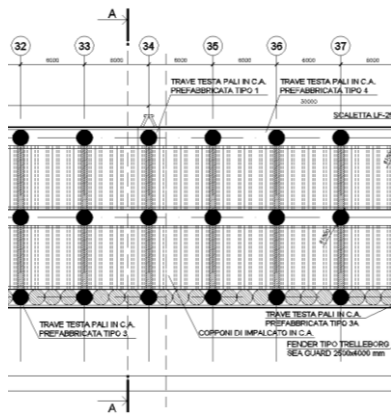


Figura 8 – A-A: pianta

Figura 9 – A-A: sezione

10.1.2 Sezione C-C

La sezione tipo C-C è rappresentativa del tratto dal filo 58 al 60.

I pali portanti lungo i fili A e B e C sono $\phi 1500$ di lunghezza $L=34.0\text{m}$ disposti a interasse $i=6.0\text{m}$. Lungo il filo C, tra i pali portanti, sono disposti 2-3pali di chiusura tangenti $\phi 1500$ di lunghezza $L=23.0\text{m}$ vincolati in testa con la trave di coronamento e alla base immorsati nel terreno per un profondità minima di 7.0m .

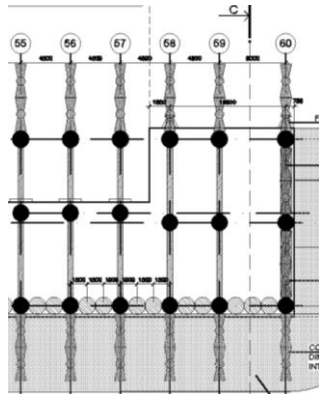


Figura 10 – C-C: pianta

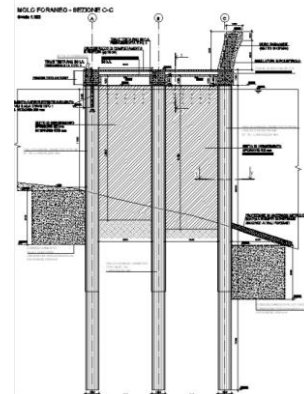


Figura 11 – C-C: sezione

Per garantire un'adeguata rigidezza della struttura rispetto alle azioni orizzontali indotte dal moto ondoso, dal tiro delle bitte e dal sisma vengono realizzati dei setti in c.a. di spessore 50 cm di collegamento tra i pali ogni 6 m per le sezioni tipo A-A e C-C e ogni 4.50m per la sezione tipo B-B, da quota $+0.45\text{ m s.l.m.}$ a $-9.60/-15.50\text{ m s.l.m.}$ a seconda della batimetria del fondale interessato, e migliorate le caratteristiche dei terreni al piede delle file di pali più esterni ogni 6 m . I setti, realizzati utilizzando lastre tralicciate prefabbricate, sono collegati strutturalmente ai pali mediante armature in acciaio inox AISI 316 L. In corrispondenza della testa del molo, il setto in c.a. è di spessore 100 cm .

Il miglioramento delle caratteristiche di deformabilità dei terreni, al piede dei pali, è ottenuto mediante taglioni in jet-grouting direzionale, di dimensioni $6\times 6\times 0.8\text{ m}$.

La struttura presenta giunti strutturali tecnici ogni 70m circa disposti lungo i fili 13, 25, 39, 57.

10.2 Modello di calcolo

Il dimensionamento strutturale dei pali e il controllo delle deformazioni della struttura in esercizio sono stati eseguiti con i programmi di calcolo plaxis v8.6 e phase 5.0.

Il modello previsto prevede la schematizzazione dei pali con degli elementi plate a cui viene assegnata un'area e un momento di inerzia equivalenti per tener conto dell'interasse reale tra i pali.

I setti di irrigidimento tra i pali, di spessore $s_p=0.5\text{m}$, sono inseriti nel modello come elementi cluster caratterizzati da un modulo elastico equivalente. Tale modulo è stato differenziato per la parte in acqua e per quella nel terreno. Analoga schematizzazione è stata assunta per il jet lamellare.

Completano il modello la trave di testata che collega i pali, l'impalcato e il muro paraonde inseriti come elementi plate ciascuno con il proprio spessore.

10.3 COMBINAZIONI ELEMENTARI DI CARICO

Le analisi sono state eseguite allo stato limite di esercizio e allo stato limite ultimo secondo la combinazione A1+M1+R1 in fase statica e sismica.

10.3.1 Combinazione rara

$$F_d = G + \sum \psi_0 Q_{ki}$$

dove:

G pesi propri e permanenti;

Q accidentali. E' stato considerato come accidentale primario l'onda di cresta/cavo, come accidentali secondari il sovraccarico sull'impalcato pari a $q=40\text{kN/m}^2$ e il tiro della bitta $Q=33\text{kN/ml}$;

$\psi_0 = 1$ coefficiente accidentale primario;

$\psi_2 = 0.8$ coefficiente accidentale secondario (ambiente categoria E uso industriale).

10.3.2 Combinazione eccezionale

$$F_d = G + A_d + \sum \psi_2 Q_{ki}$$

dove:

G pesi propri e permanenti

A_d urto imbarcazioni con $A_d=52\text{kN/m}^2$

Q accidentali pari al sovraccarico sul molo e pari a $q=40\text{kN/m}^2$

$\psi_2=0.8$ categoria E:ambienti ad uso industriale

10.3.3 Combinazione sismica:SLD

Allo stato limite di esercizio in condizione sismica è stata analizzata la combinazione:

$$F_d = G + E + \sum \psi_2 Q_{ki}$$

dove:

G pesi propri e permanenti;

Q accidentali: sovraccarico impalcato $q=40\text{kN/m}^2$ e tiro della bitta $Q=33\text{kN/ml}$;

E sisma allo SLD;

$\psi_2 = 0.8$ coefficienti accidentali (ambiente categoria E: uso industriale).

10.3.4 Combinazione stati limite ultimi (SLU)

$$F_d = \gamma_G G + \gamma_{Q1} Q_1 + \sum \gamma_{Qi} \psi_0 Q_{ki} \quad \text{azioni statiche}$$

$$F_d = G + E + \sum \psi_2 Q_{ki} \quad \text{azioni sismiche:sisma SLV}$$

dove:

G pesi propri e permanenti

Q accidentali

E sisma

$\gamma_G = 1.3$

$\gamma_Q = 1.5$

$\psi_0 = 1$ coefficiente accidentali. (ambiente categoria E: uso industriale)

10.4 MODELLO GEOTECNICO

In ottemperanza all'art.7 del disciplinare di gara, il modello geotecnico assunto per il dimensionamento delle opere di progetto del molo foraneo, corrisponde a quello del progetto preliminare (elaborato F24 – relazione geotecnica).

- **Primo strato di terreno dello spessore di 10 m**
 - Peso dell'unità di volume $\gamma = 19.5 \text{ kN/m}^3$
 - Peso di volume immerso $\gamma' = 10 \text{ kN/m}^3$
 - Angolo di attrito interno $\varphi = 34^\circ$
 - Coesione $c = 0 \text{ kPa}$
 - Modulo elastico $E = 35000 \text{ kPa}$
 - Coefficiente di Poisson $\nu = 0.3$

- **Secondo strato di terreno indefinito**
 - Peso dell'unità di volume $\gamma = 19.5 \text{ kN/m}^3$
 - Peso di volume immerso $\gamma' = 10 \text{ kN/m}^3$
 - Angolo di attrito interno $\varphi = 38^\circ$
 - Coesione $c = 0 \text{ kPa}$
 - Modulo elastico $E = 35000 \text{ kPa}$
 - Coefficiente di Poisson $\nu = 0.27$

Il presente modello è riportato nella relazione geotecnica di progetto definitivo (cfr. paragrafo 8 della relazione geotecnica, elaborato A006R).

10.5 SEZIONE A-A

Si riportano le verifiche nelle condizioni di carico analizzate.

10.5.1 Onda di cresta

10.5.1.1 Combinazione rara:risultati analisi

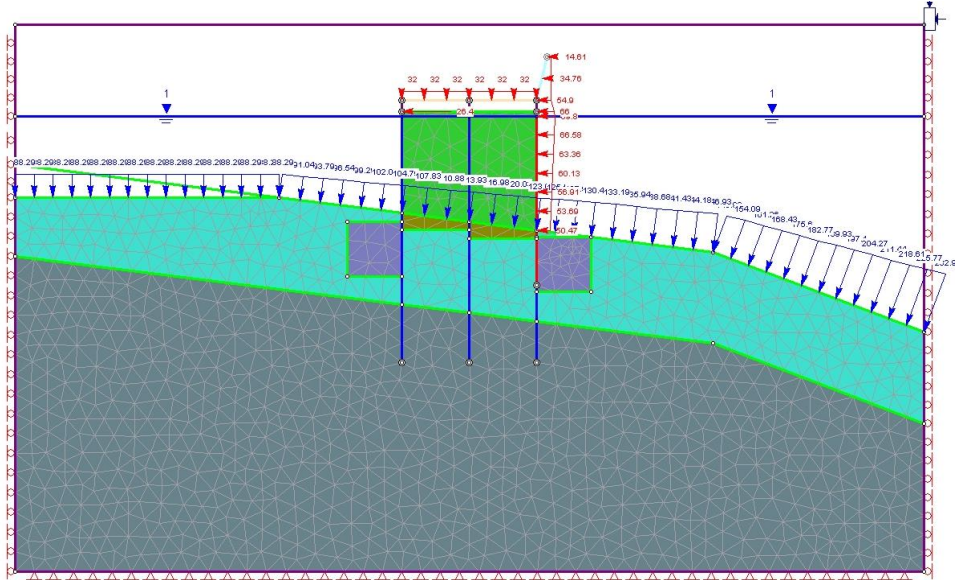


Figura 12 – A-A: modello di calcolo

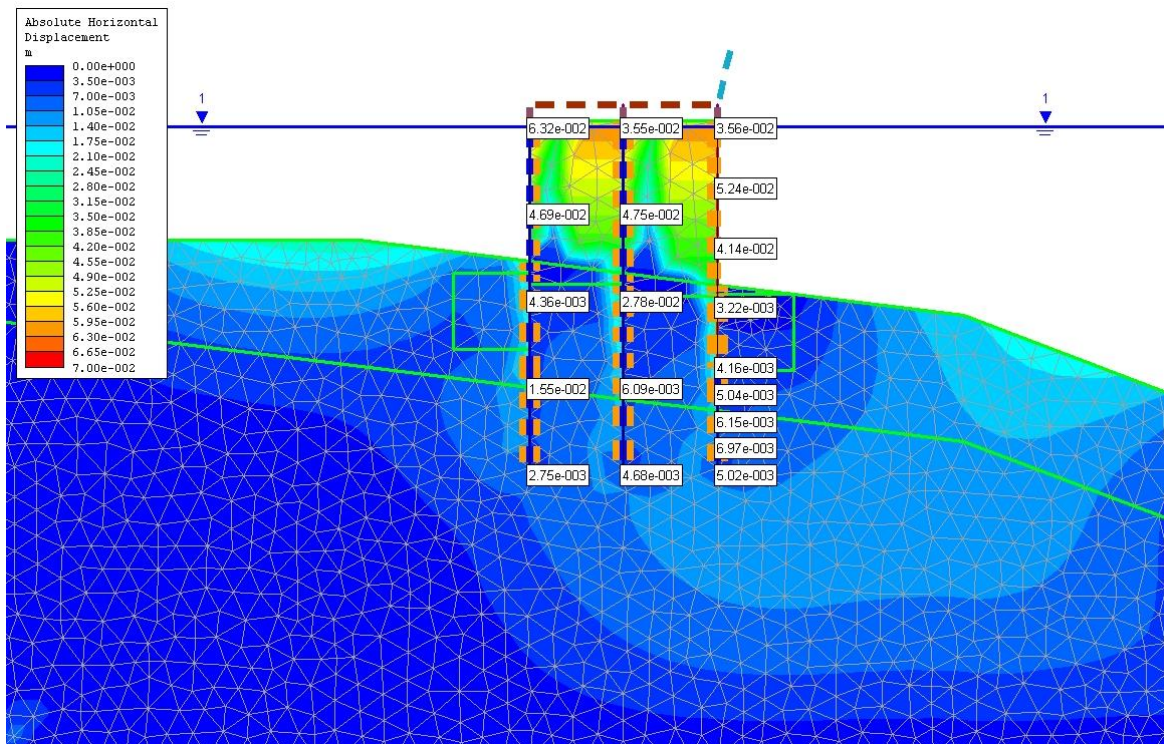


Figura 13 – A-A: spostamento orizzontale

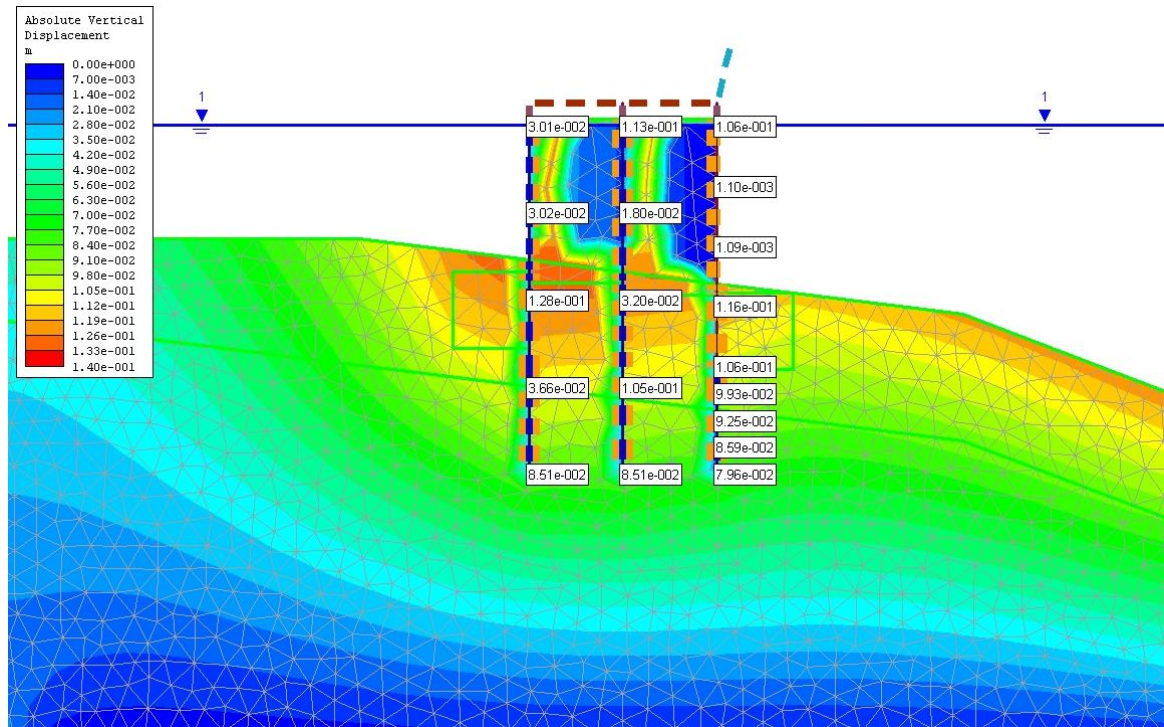


Figura 14 – A-A: spostamento verticale

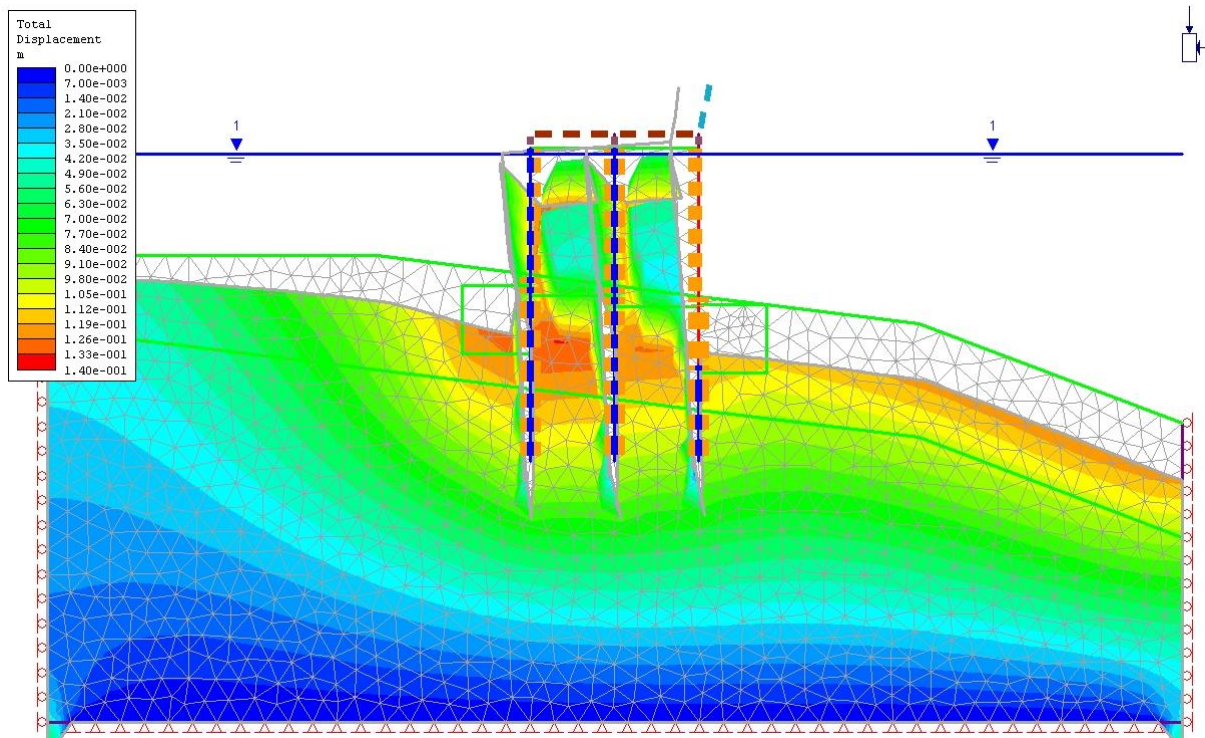


Figura 15 – A-A: deformata

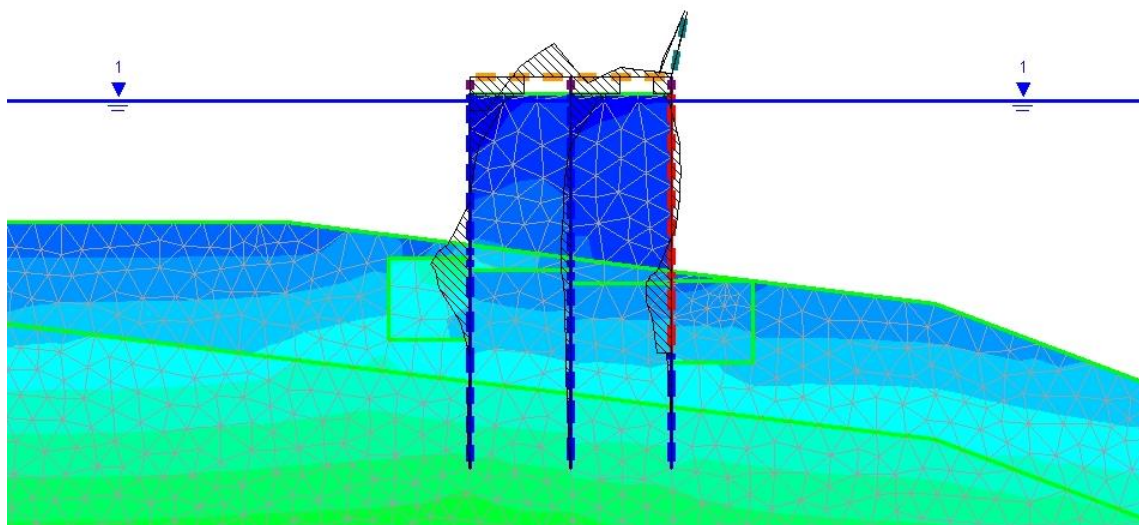


Figura 16 – A-A: diagramma azione flettente

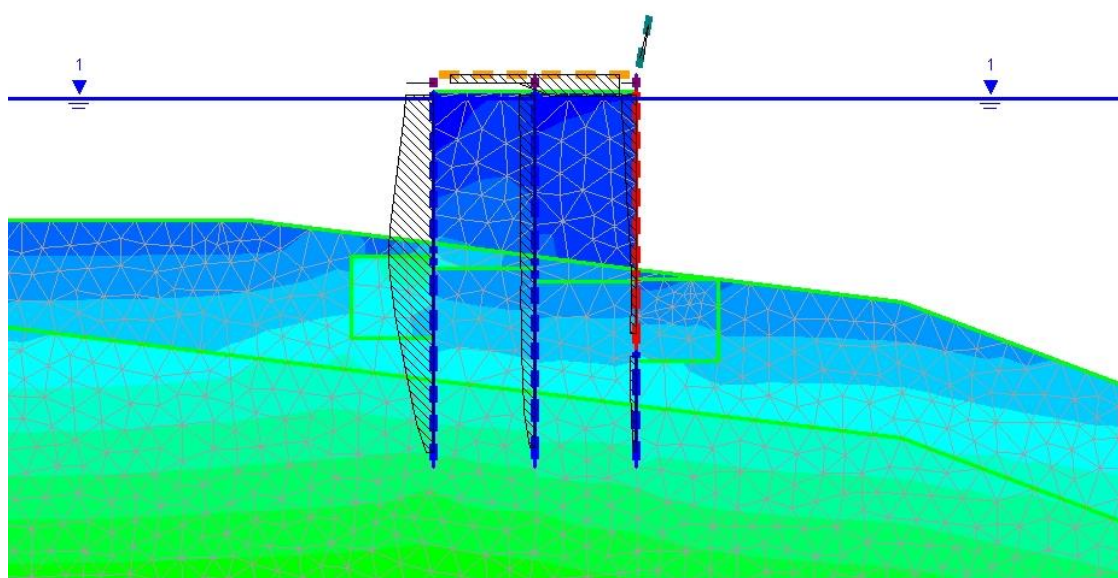


Figura 17 – A-A: diagramma azione assiale

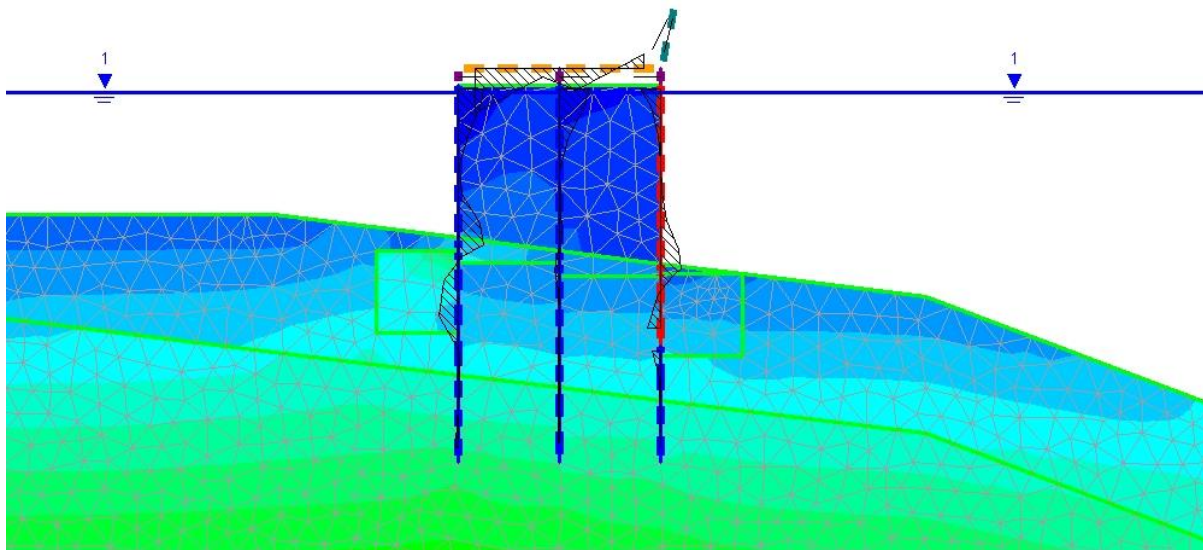


Figura 18 – A-A: diagramma taglio

Si riportano nella tabella che segue il valore delle sollecitazioni dei pali del filo A e del filo C:

filo	M [kNm/m]	N [kN/m]	V [kN/m]
A	641.78	907.77	256.21
C	429.16	115.88	168.36

A supporto delle analisi eseguite con il programma di calcolo phase si riportano le schematizzazioni più significative ripetute con il programma plaxis nella condizione SLE rara di onda di cresta.

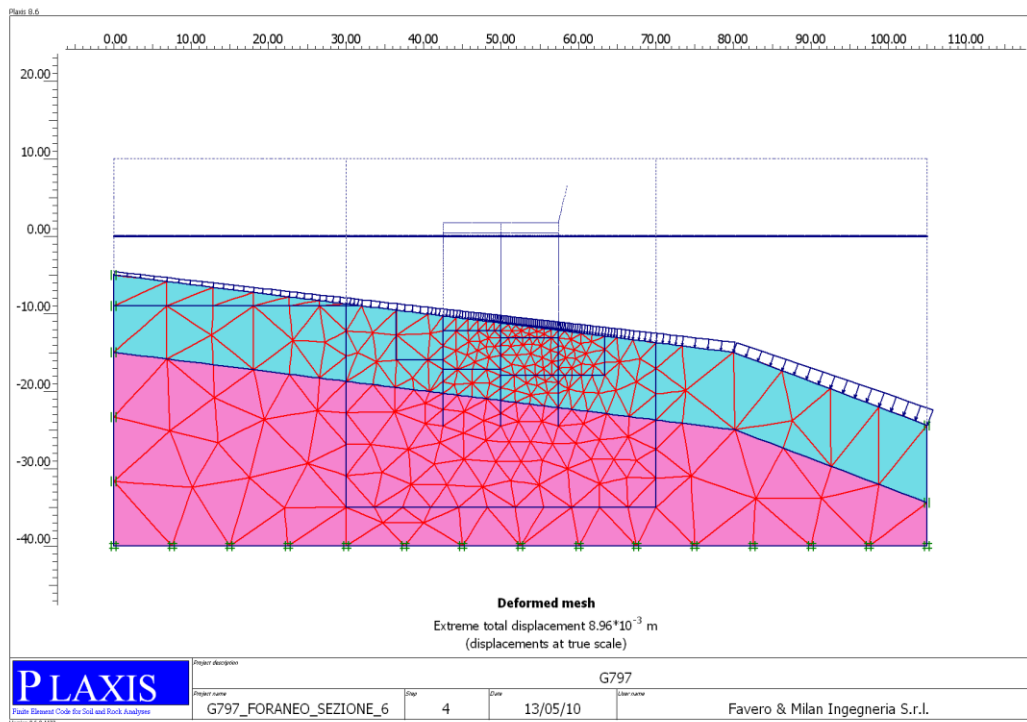


Figura 19 – A-A: modello con plaxis

Il Sindaco del Comune di Messina - Commissario Delegato ex O.P.C.M. n. 3721 del 19 Dicembre 2008
**LAVORI DI COSTRUZIONE DELLA PIATTAFORMA LOGISTICA INTERMODALE TREMESTIERI
 CON ANNESSO SCALO PORTUALE - PRIMO STRALCIO FUNZIONALE
 PROGETTO DEFINITIVO**

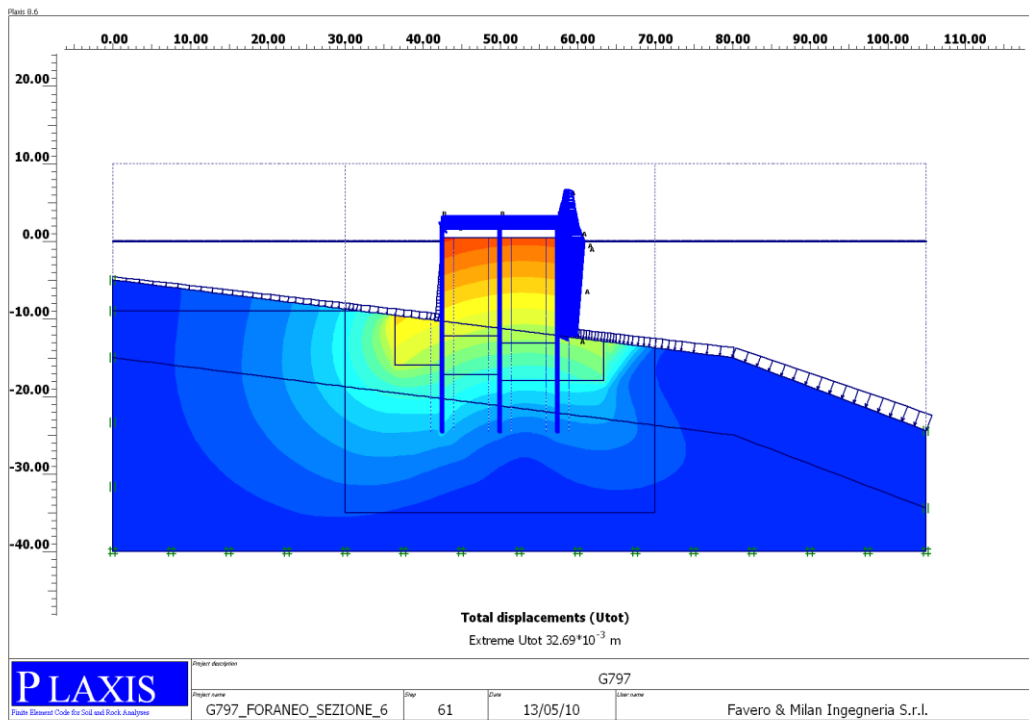


Figura 20 – A-A: spostamenti totali

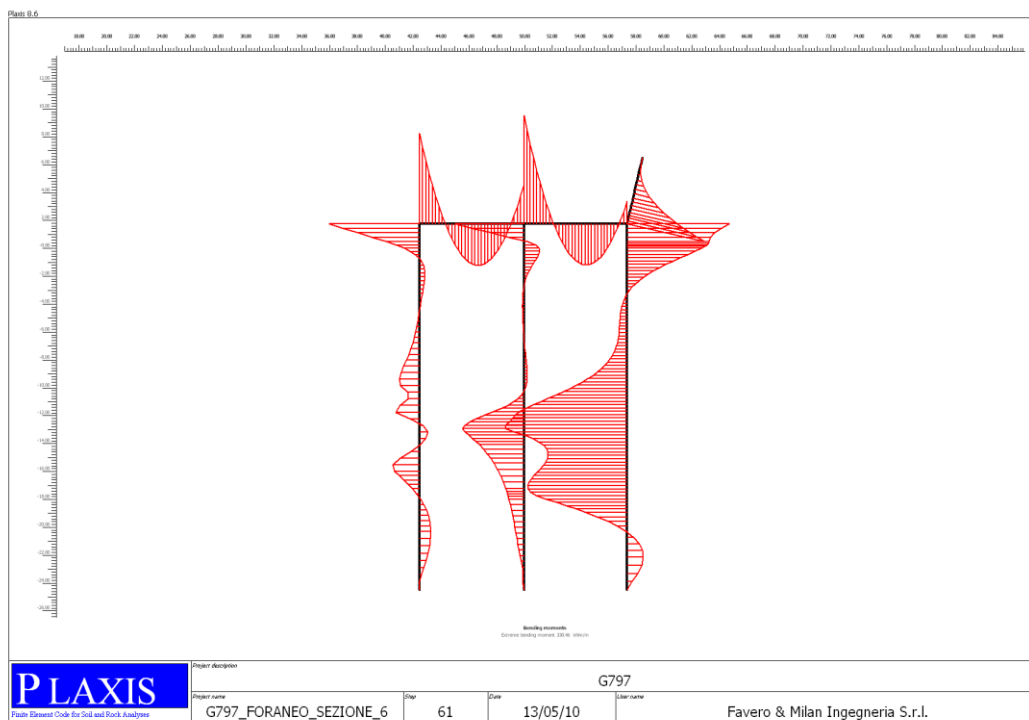


Figura 21 – A-A: azione flettente

Il Sindaco del Comune di Messina - Commissario Delegato ex O.P.C.M. n. 3721 del 19 Dicembre 2008
**LAVORI DI COSTRUZIONE DELLA PIATTAFORMA LOGISTICA INTERMODALE TREMESTIERI
 CON ANNESSO SCALO PORTUALE - PRIMO STRALCIO FUNZIONALE
 PROGETTO DEFINITIVO**

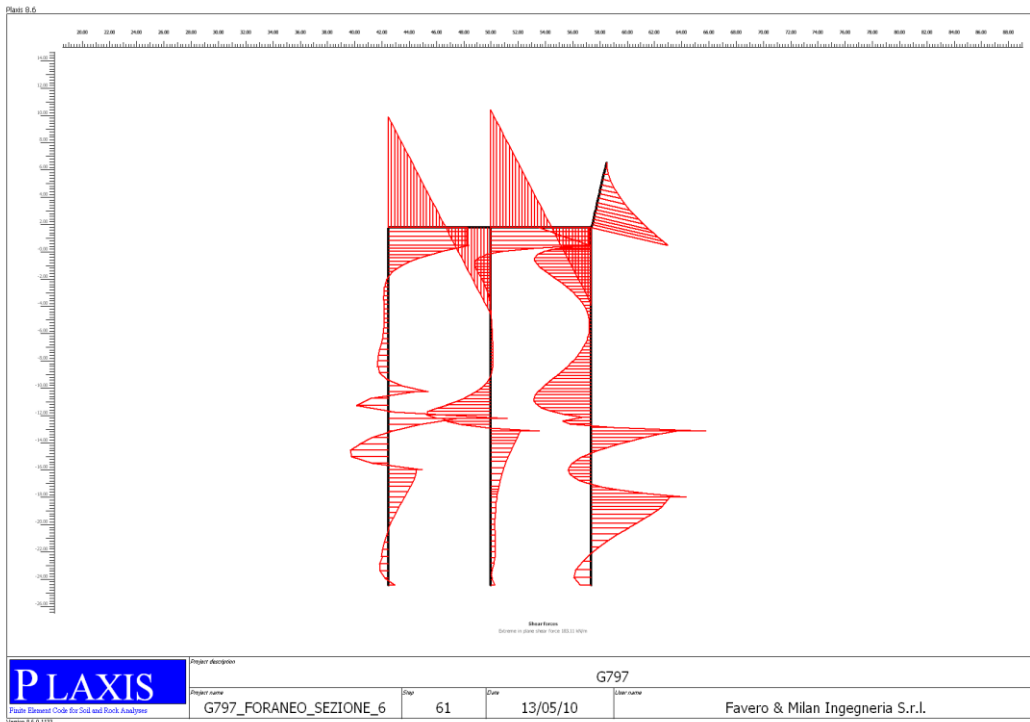


Figura 22 – A-A: taglio

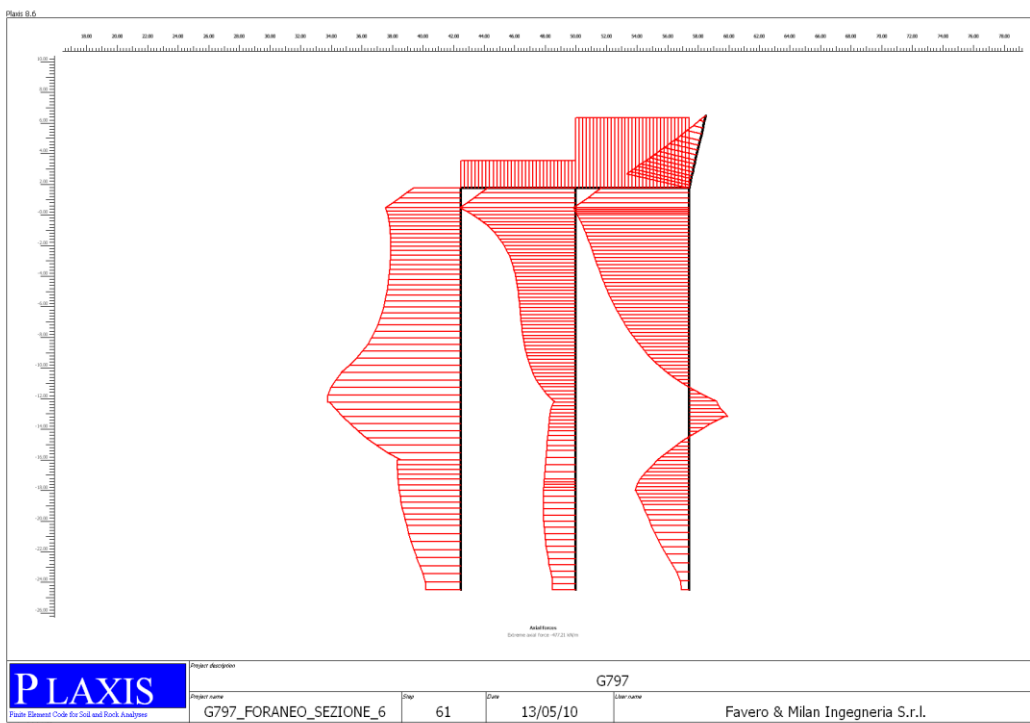


Figura 23 – A-A: azione assiale

10.5.1.2 Combinazione eccezionale: risultati analisi

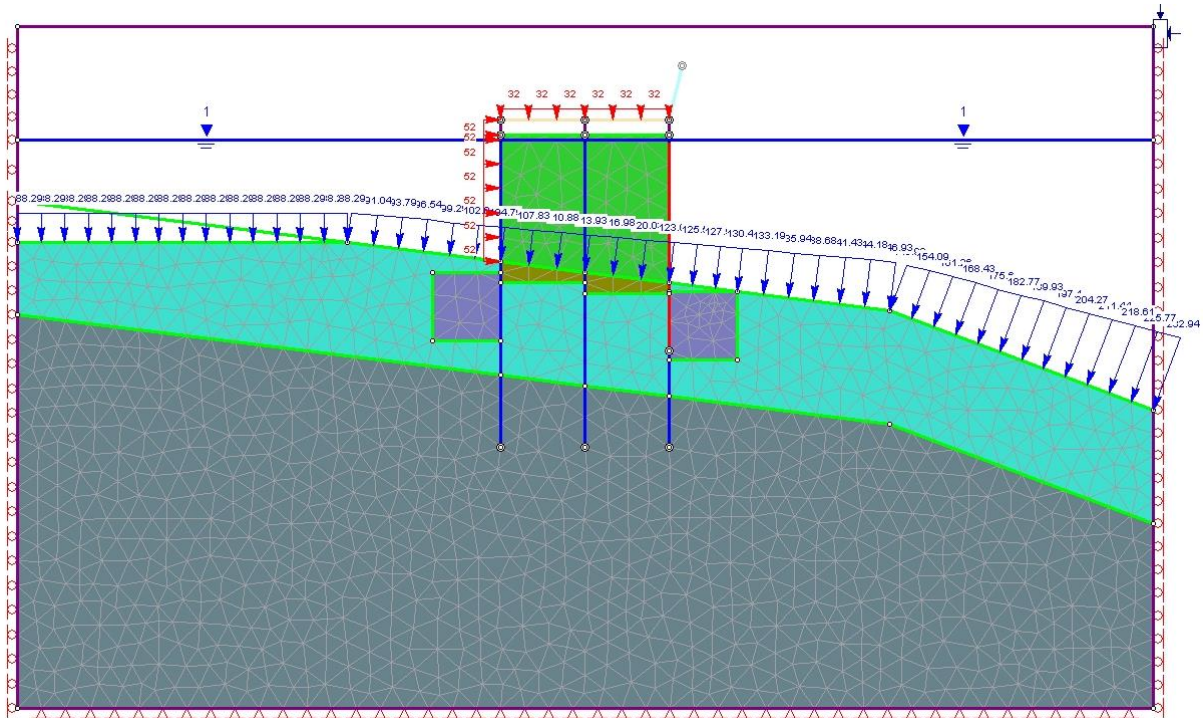


Figura 24 – A-A: modello di calcolo

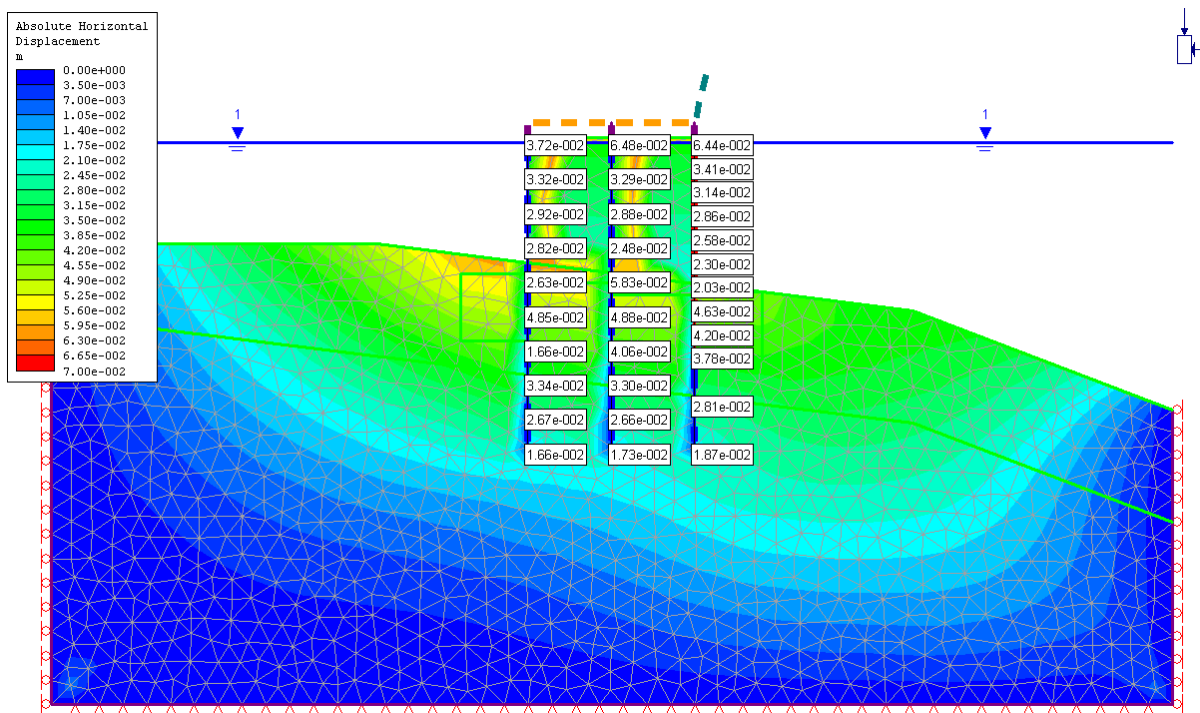


Figura 25 – A-A: spostamento orizzontale

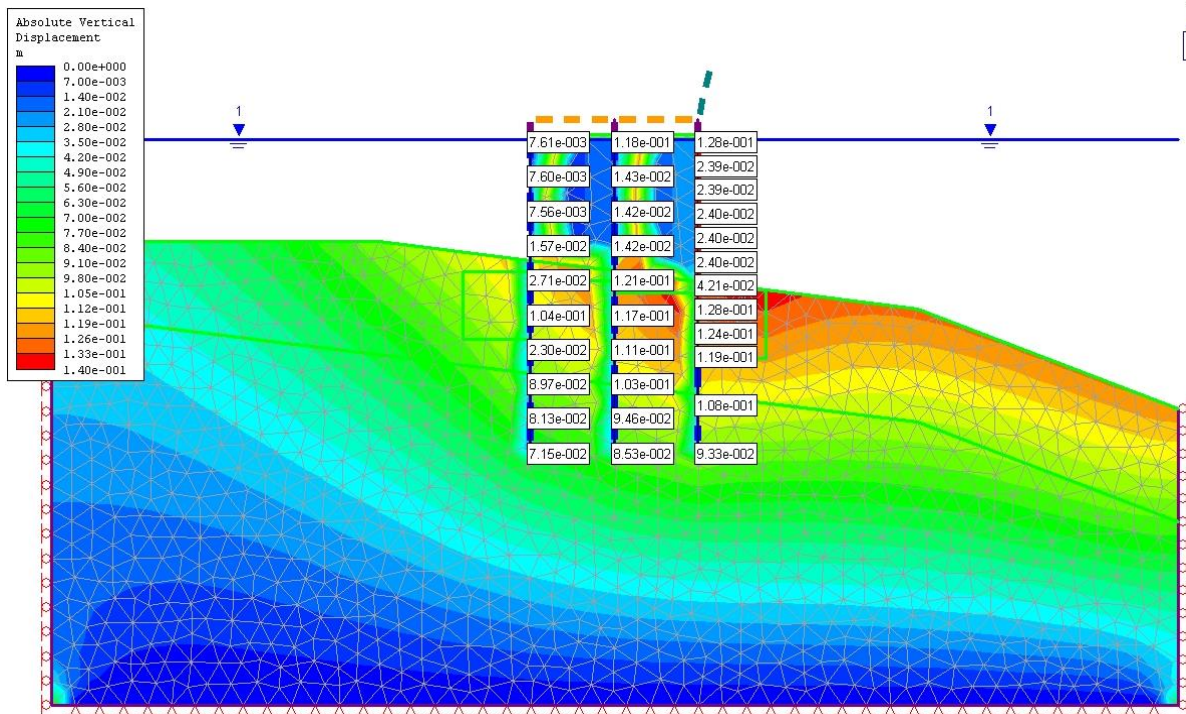


Figura 26 – A-A: spostamento verticale

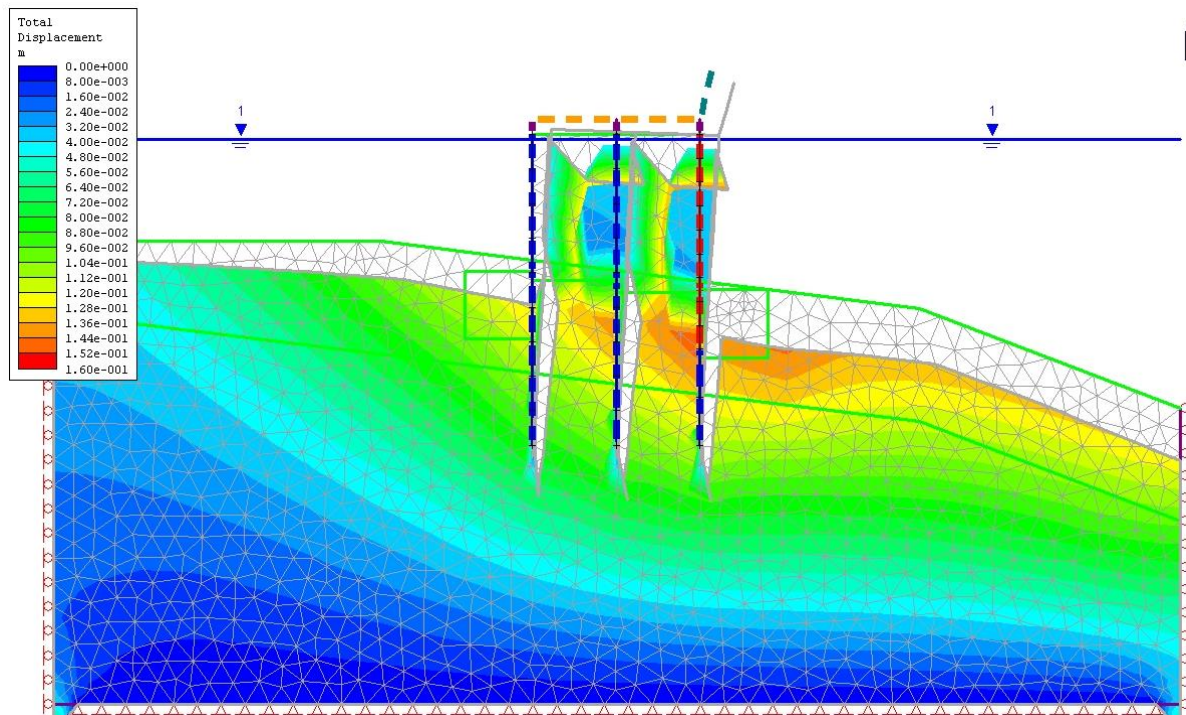


Figura 27 – A-A: deformata

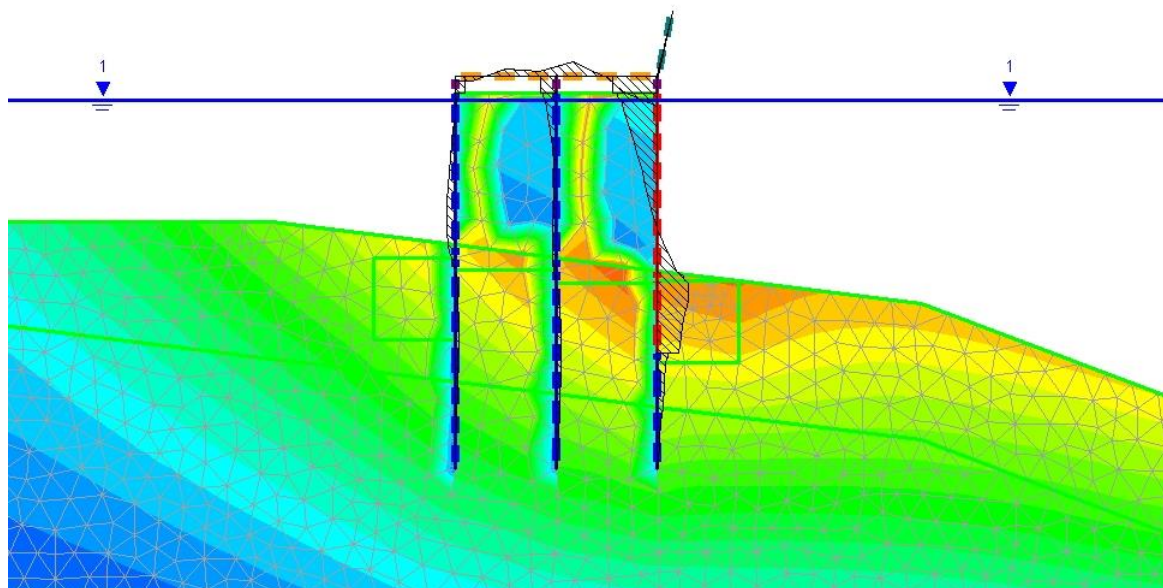


Figura 28 – A-A: azione flettente

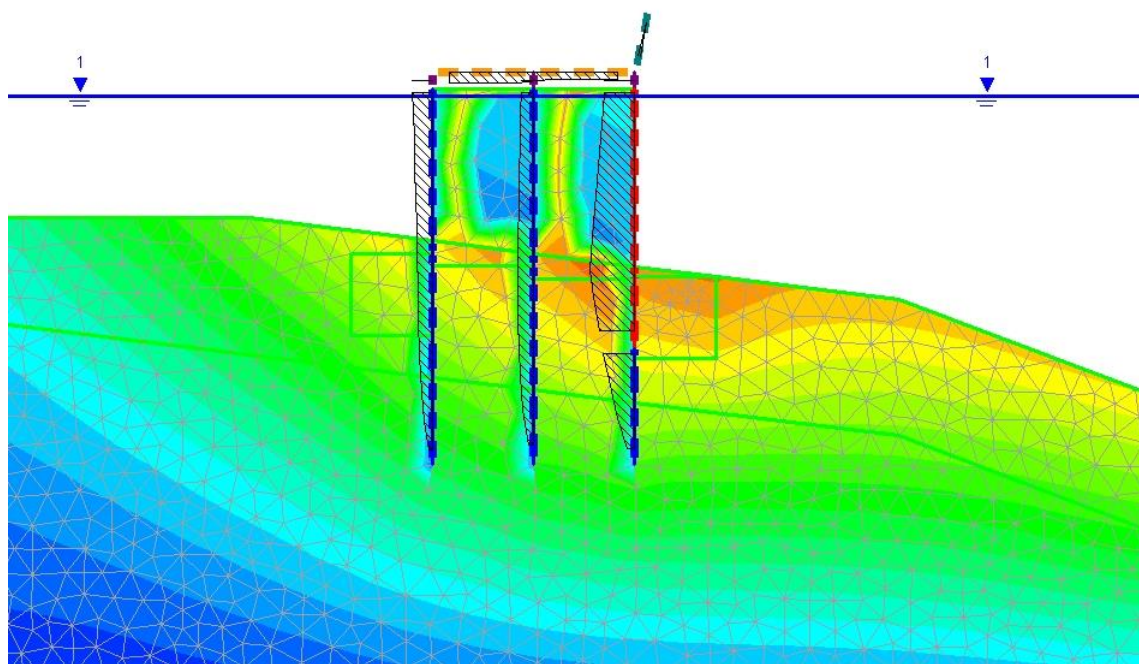


Figura 29 – A-A: azione assiale

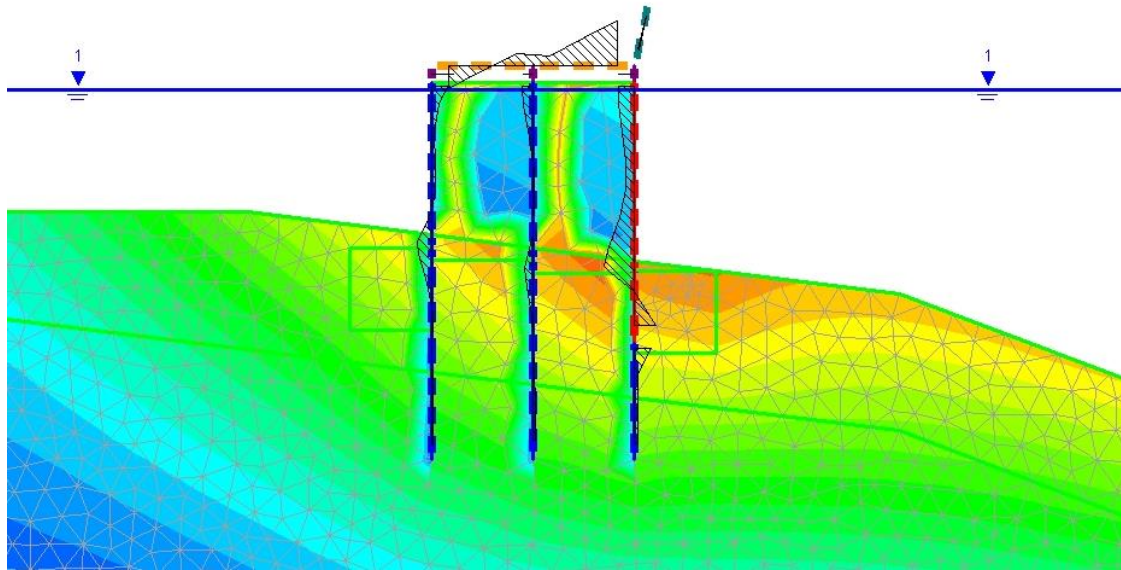


Figura 30 – A-A: taglio

Si riportano nella tabella che segue il valore delle sollecitazioni dei pali del filo B e del filo C:

filo	M [kNm/m]	N [kN/m]	V [kN/m]
B	330.26	237.94	87.021
C	1014.64	582.89	259.77

10.5.1.3 Combinazione sismica SLD: risultati analisi

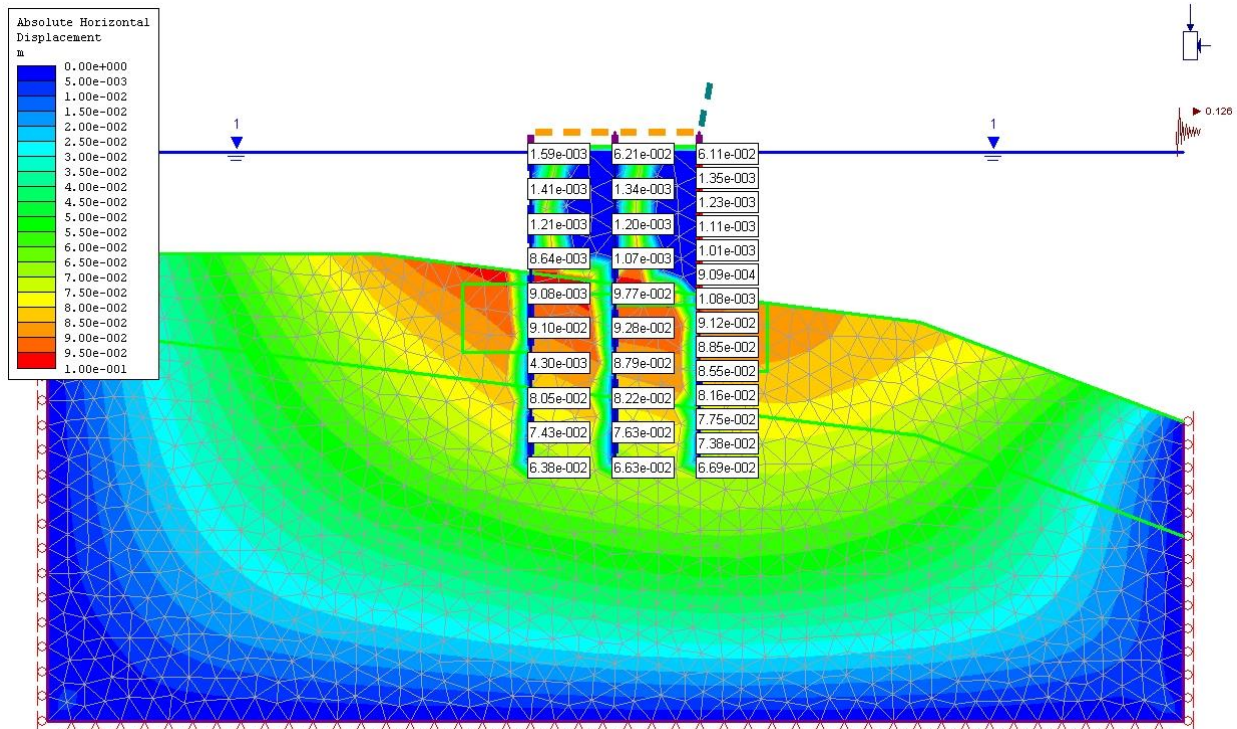


Figura 31 – A-A: spostamento orizzontale

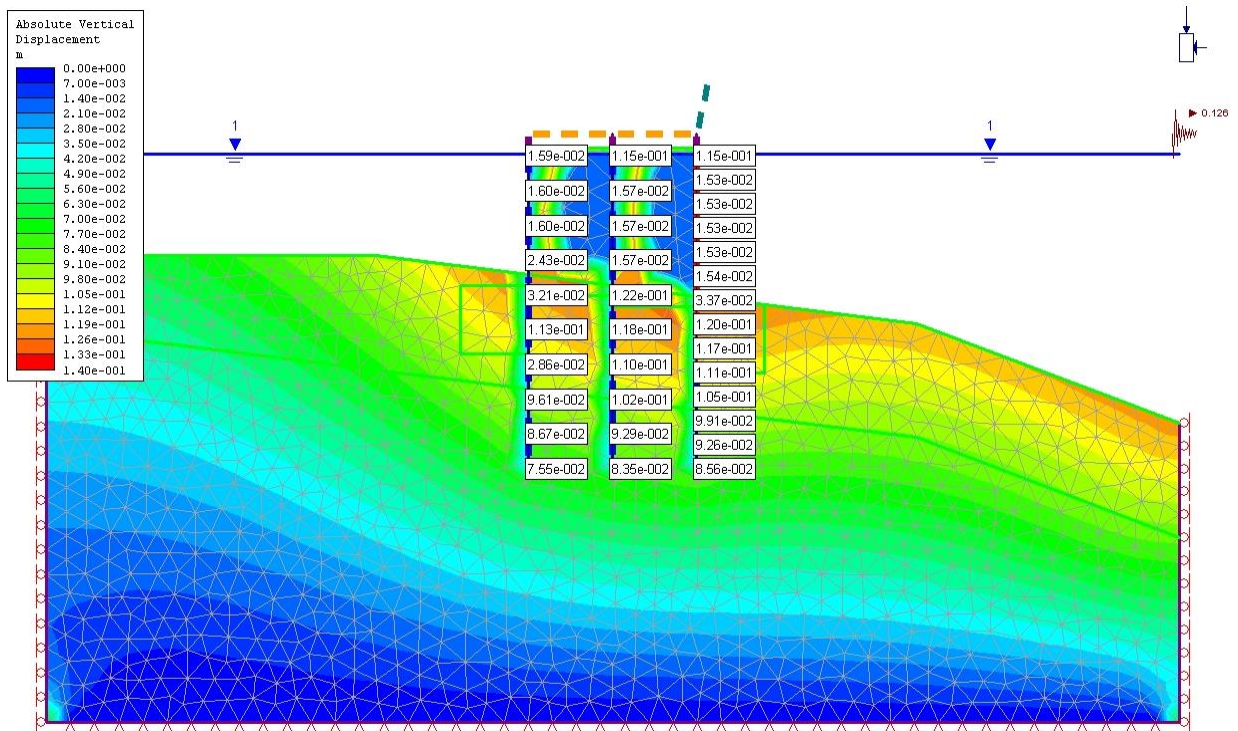


Figura 32 – A-A: spostamento verticale

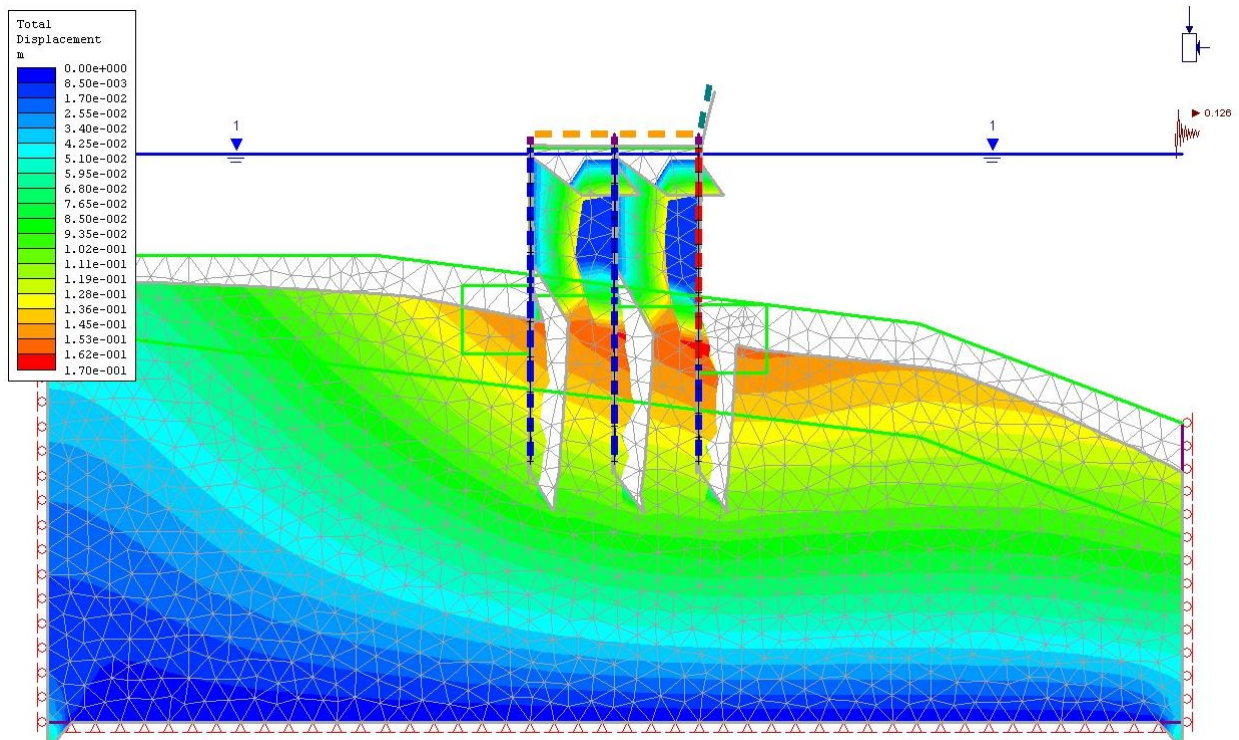


Figura 33 – A-A: deformata

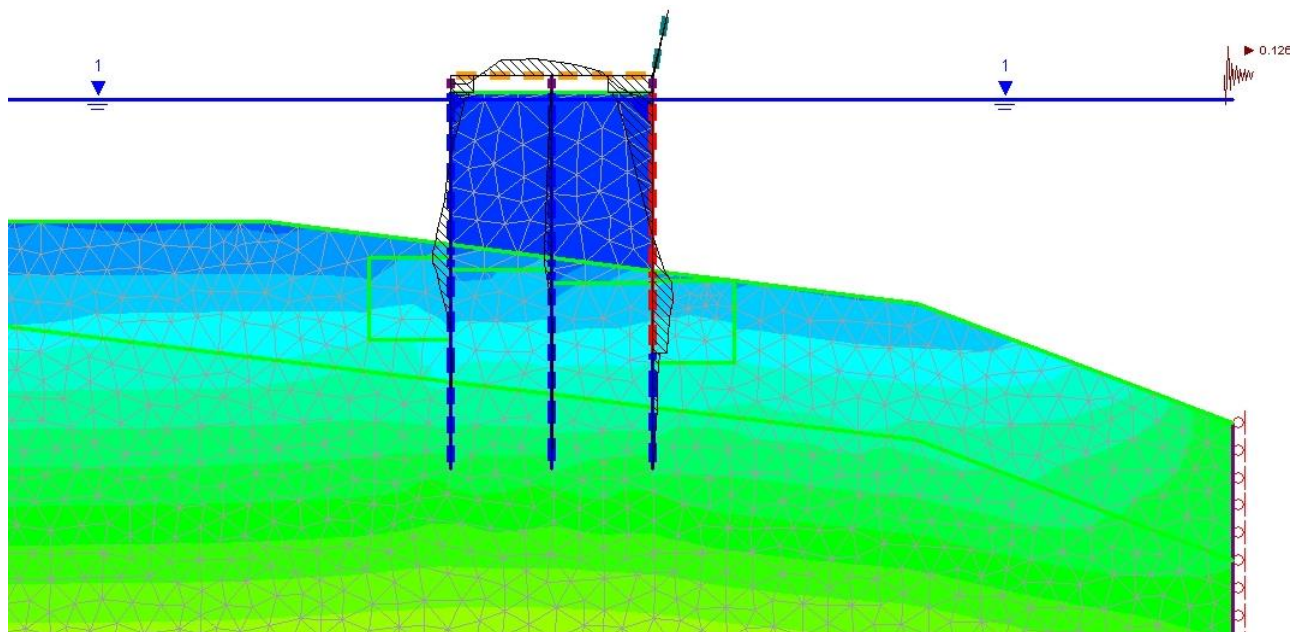


Figura 34 – A-A: azione flettente

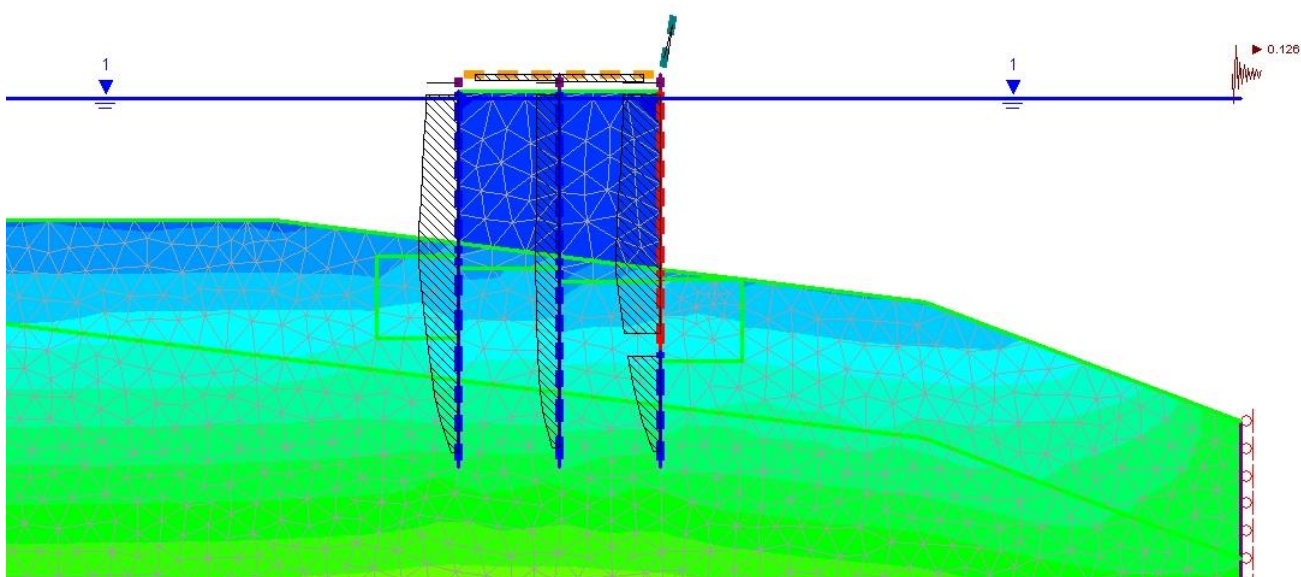


Figura 35 – A-A: azione assiale

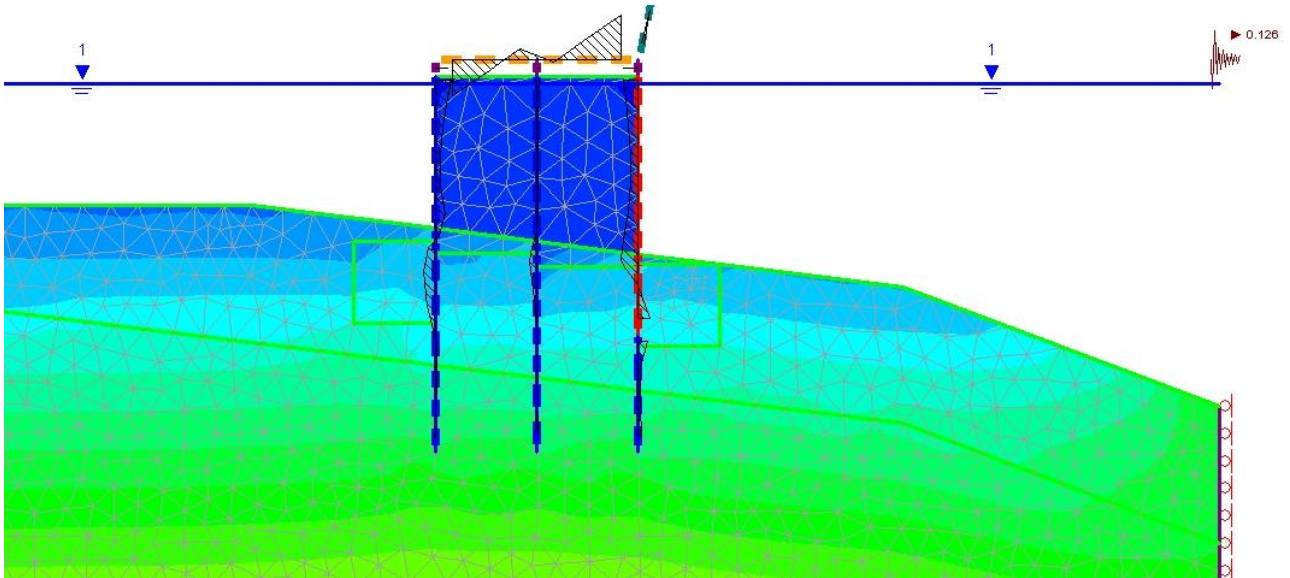


Figura 36 – A-A: taglio

Si riportano nella tabella che segue il valore delle sollecitazioni dei pali del filo A e del filo C:

filo	M [kNm/m]	N [kN/m]	V [kN/m]
A	308.42	408.5	102.59
C	652.99	487.00	111.65

10.5.1.4 Combinazione stato limite ultimo statico:risultati analisi

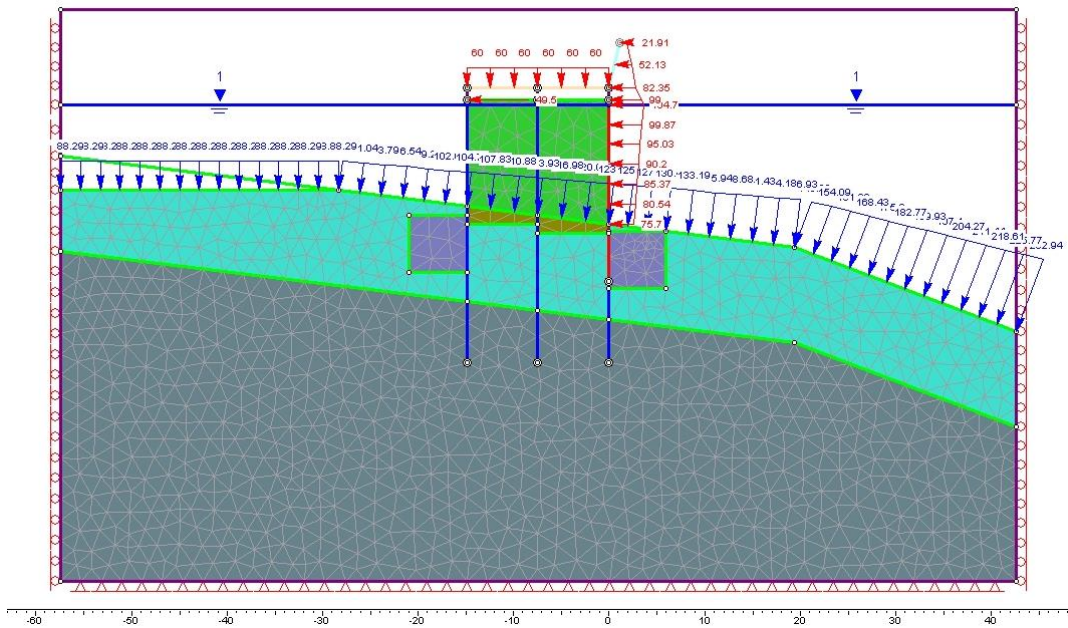


Figura 37 – A-A: modello di calcolo

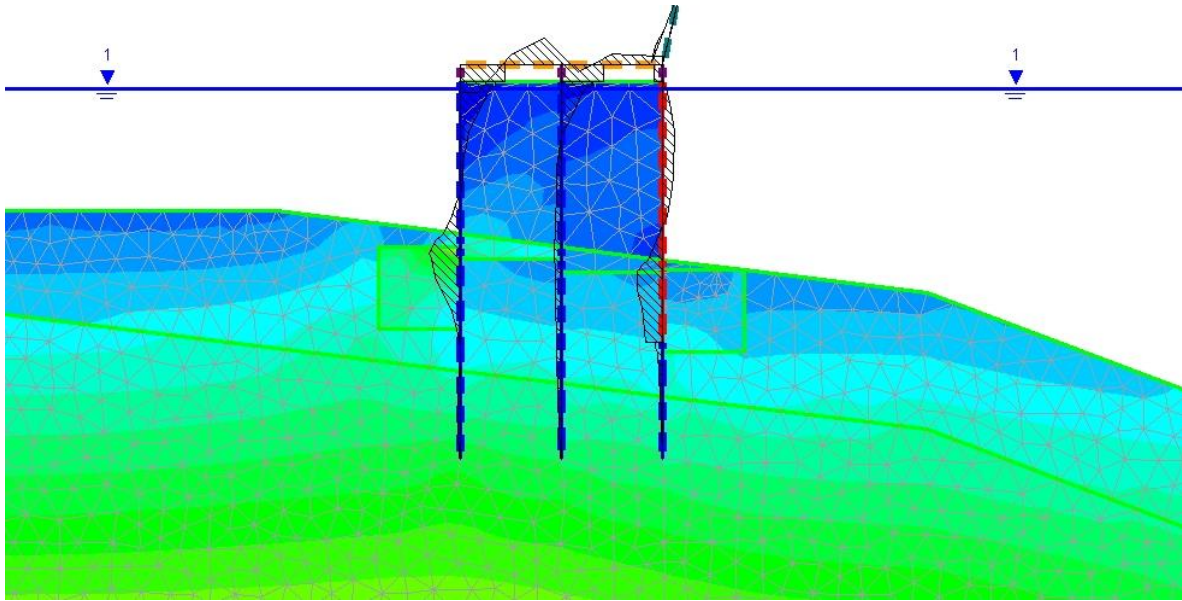


Figura 38 – A-A: azione flettente

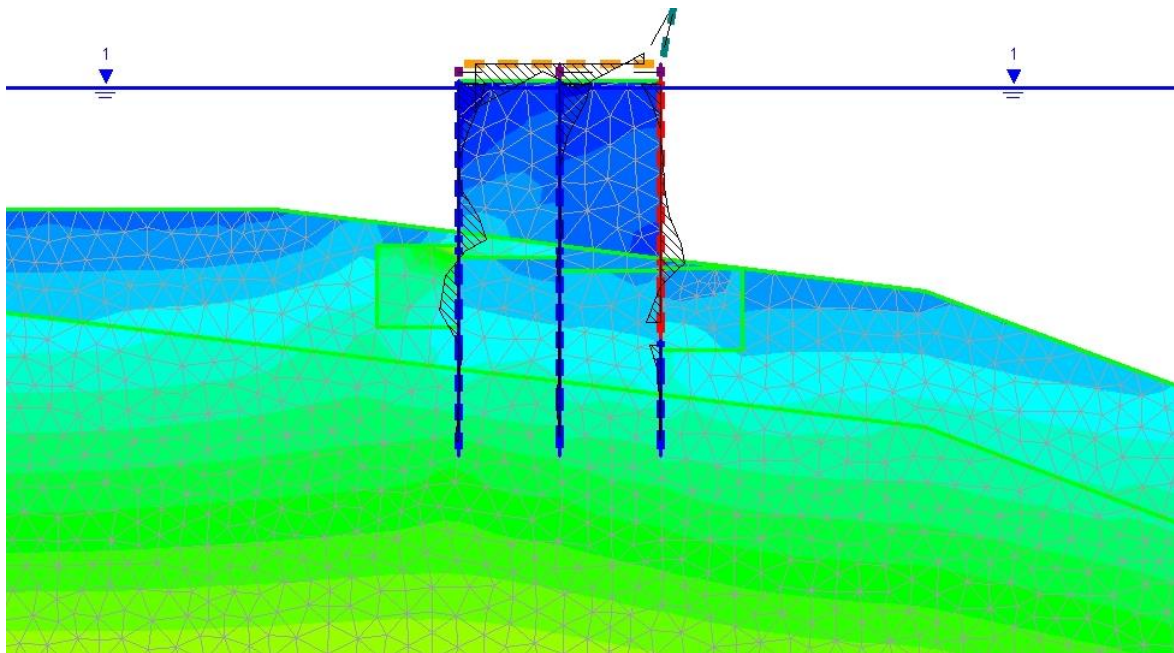


Figura 39 – A-A: taglio

Si riportano nella tabella che segue il valore delle sollecitazioni dei pali del filo A e del filo C:

filo	M [kNm/m]	N [kN/m]	V [kN/m]
A	889.92	1287.1	384.05
C	734.47	23.016	284.96

10.5.1.5 *Combinazione stato limite ultimo sismico SLV:risultati analisi*

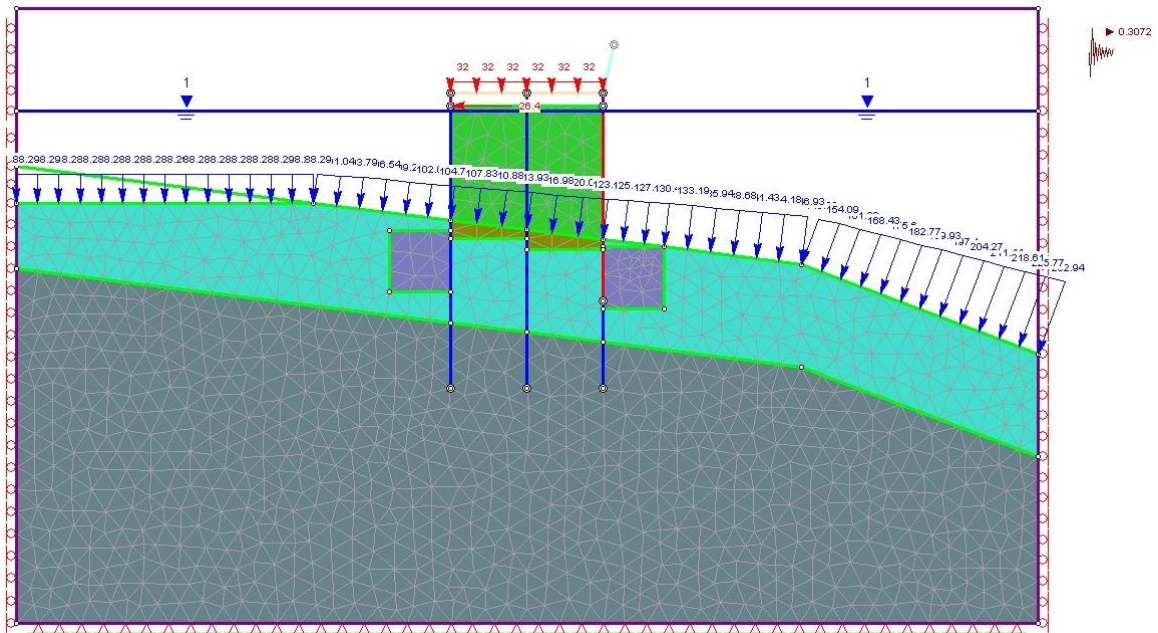


Figura 40 – A-A: modello di calcolo

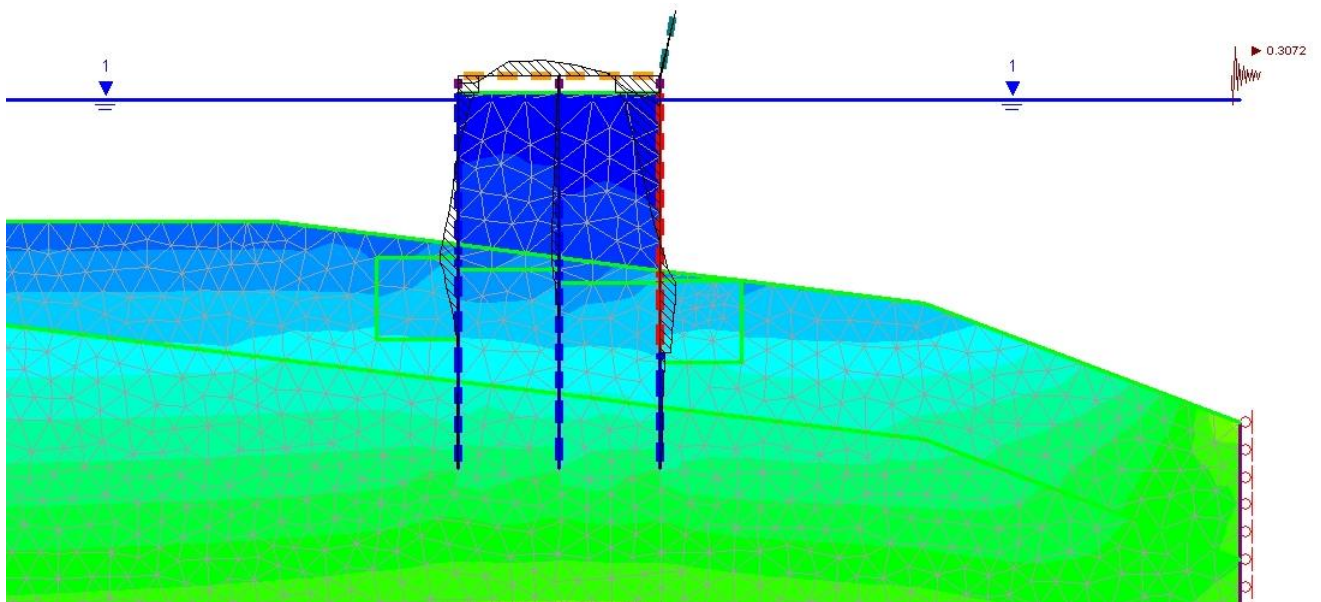


Figura 41 – A-A: azione flettente

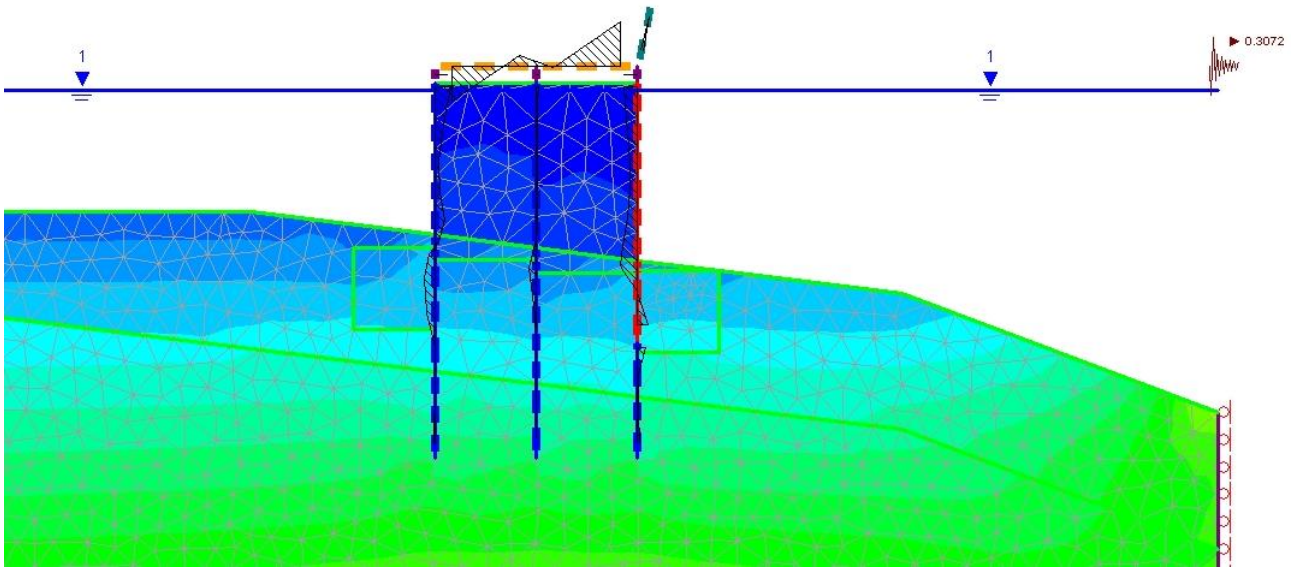


Figura 42 – A-A: taglio

Si riportano nella tabella che segue il valore delle sollecitazioni dei pali del filo A e del filo C:

filo	M [kNm/m]	N [kN/m]	V [kN/m]
A	308.63	507.27	102.86
C	70.18	493.52	110.93

10.5.2 Onda di cavo

Si riportano i risultati delle analisi della combinazione rara per lo stato limite di esercizio e quella allo stato limite ultimo statica essendo le combinazioni rara, eccezionale e le sismiche (SLD e SLV) coincidenti a quelle riportate nelle analisi della sezione con l'onda di cresta.

10.5.2.1 Combinazione rara:risultati analisi

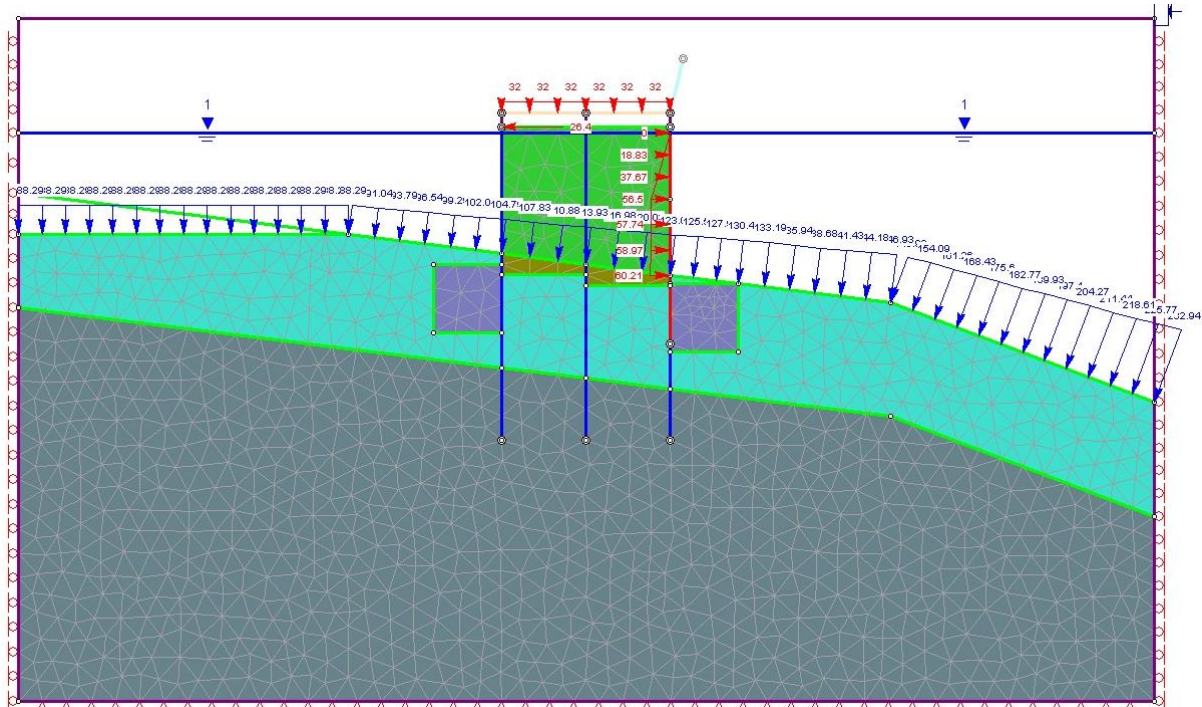


Figura 43 – A-A: modello di calcolo

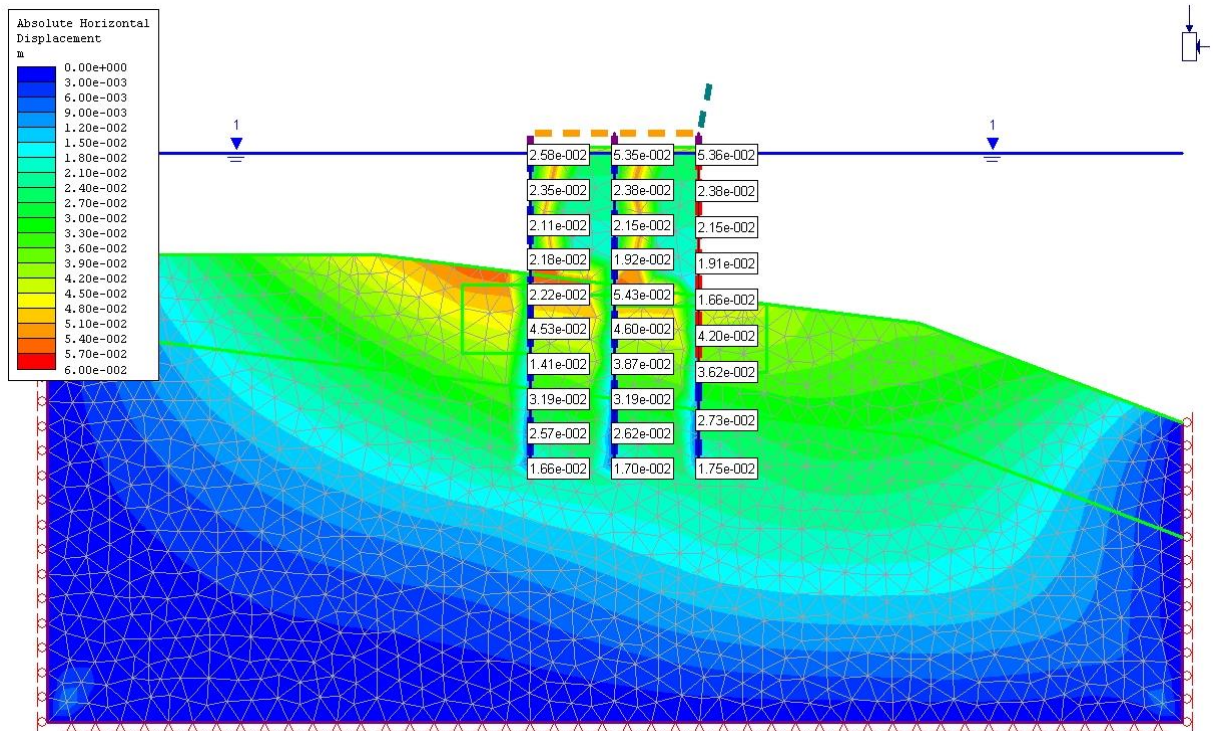


Figura 44 – A-A: spostamento orizzontale

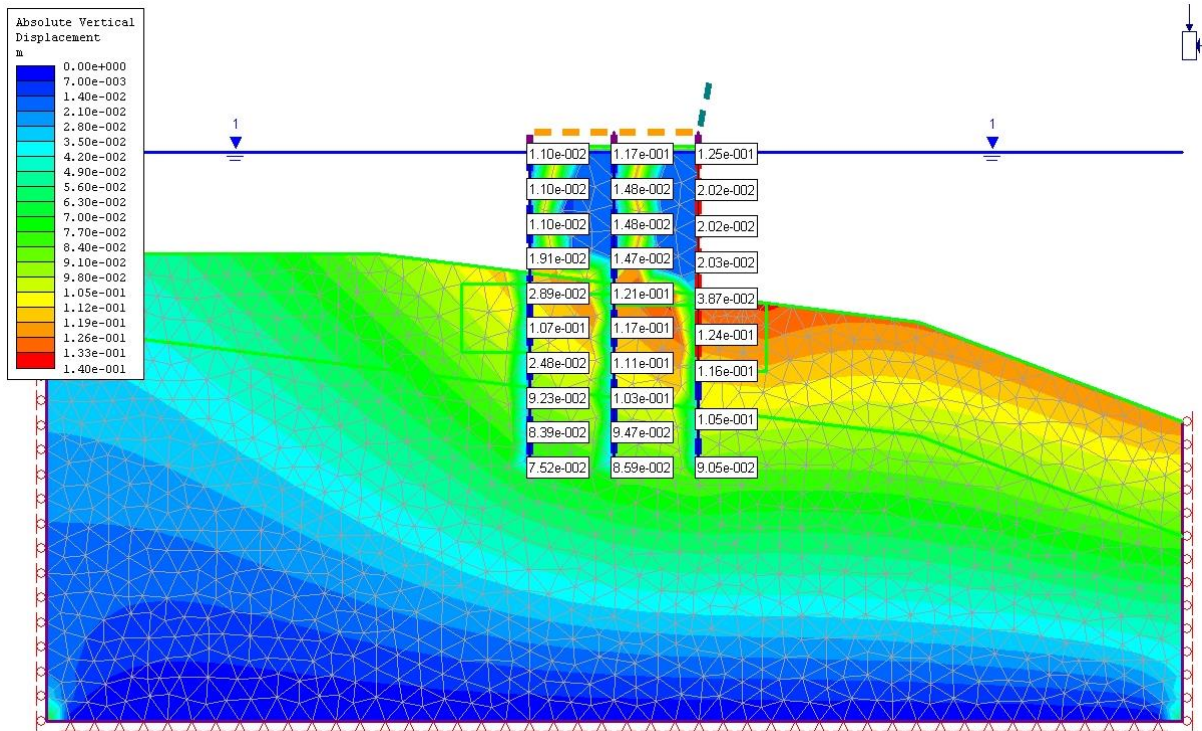


Figura 45 – A-A: spostamento verticale

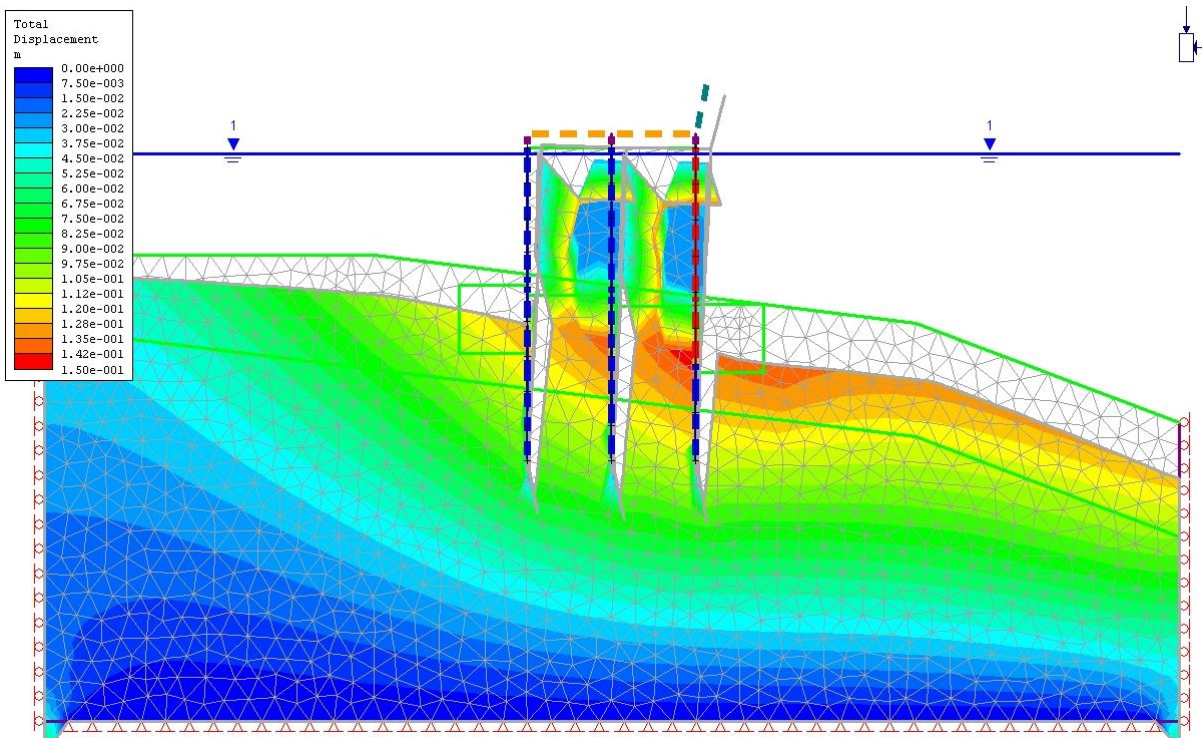


Figura 46 – A-A: deformata.

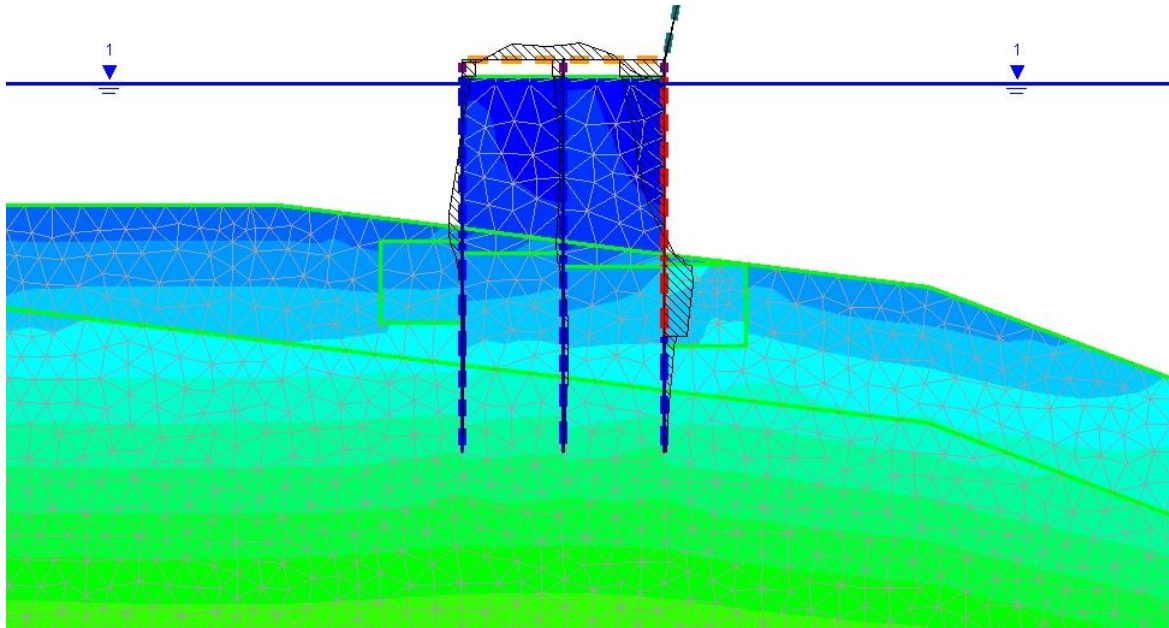


Figura 47 – A-A: azione flettente

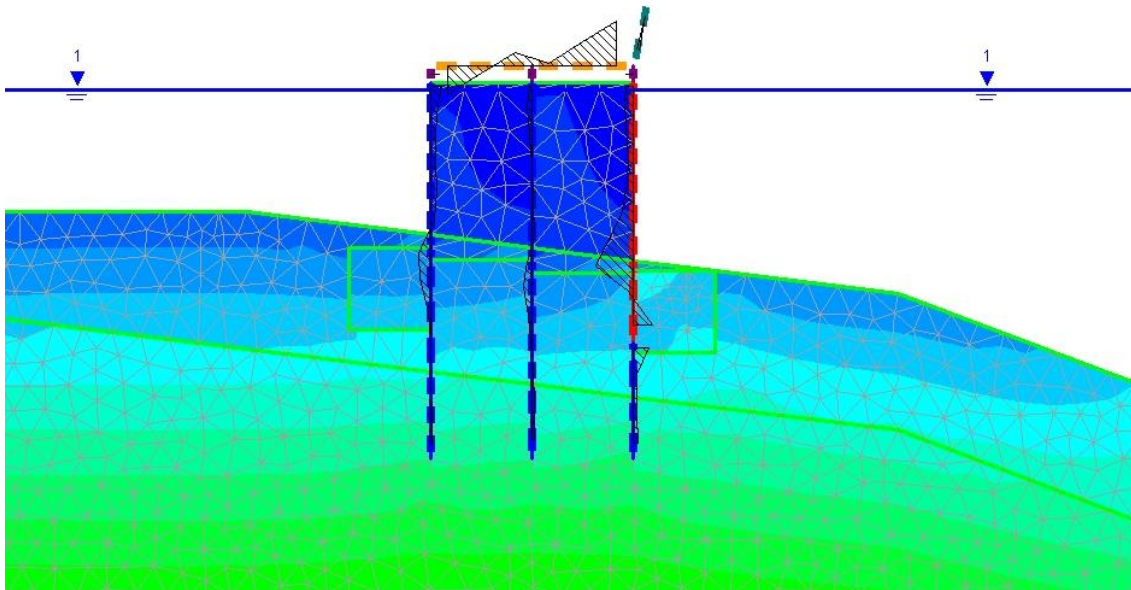


Figura 48 – A-A: taglio

Si riportano nella tabella che segue il valore delle sollecitazioni dei pali del filo A e del filo C:

filo	M [kNm/m]	N [kN/m]	V [kN/m]
A	238.06	376.88	81.66
C	540.72	675.88	267.26

A supporto delle analisi eseguite con il programma di calcolo phase si riportano le schematizzazioni più significative ripetute con il programma plaxis nella condizione SLE rara di onda di cavo.

Il Sindaco del Comune di Messina - Commissario Delegato ex O.P.C.M. n. 3721 del 19 Dicembre 2008
**LAVORI DI COSTRUZIONE DELLA PIATTAFORMA LOGISTICA INTERMODALE TREMESTIERI
 CON ANNESSO SCALO PORTUALE - PRIMO STRALCIO FUNZIONALE
 PROGETTO DEFINITIVO**

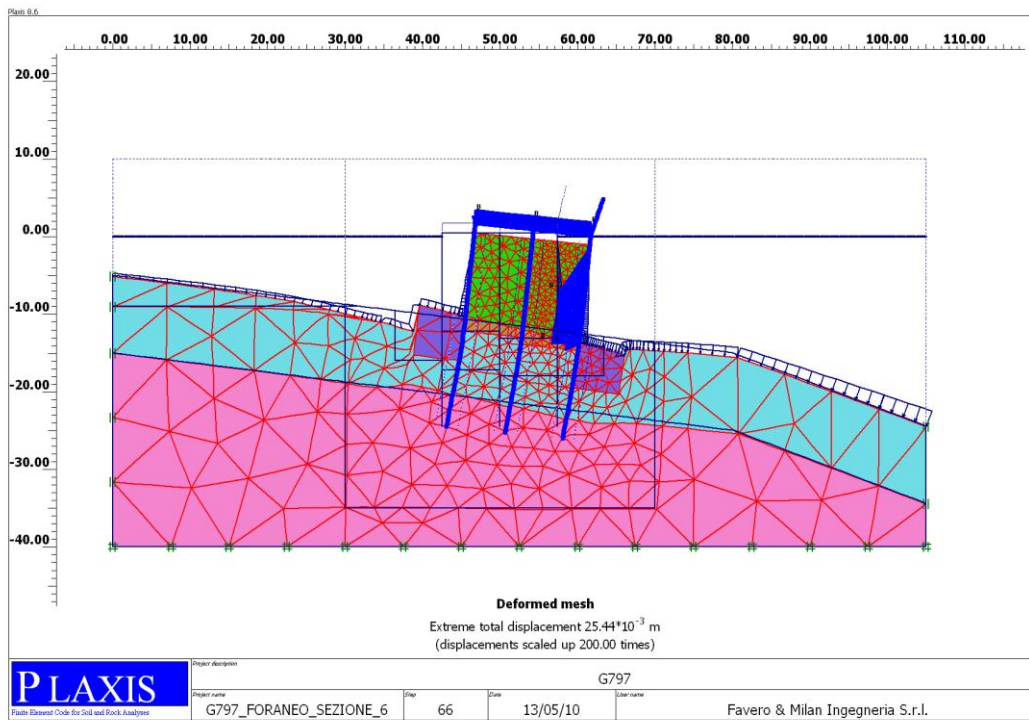


Figura 49 – A-A: deformata modello (onda in condizione di cavo)

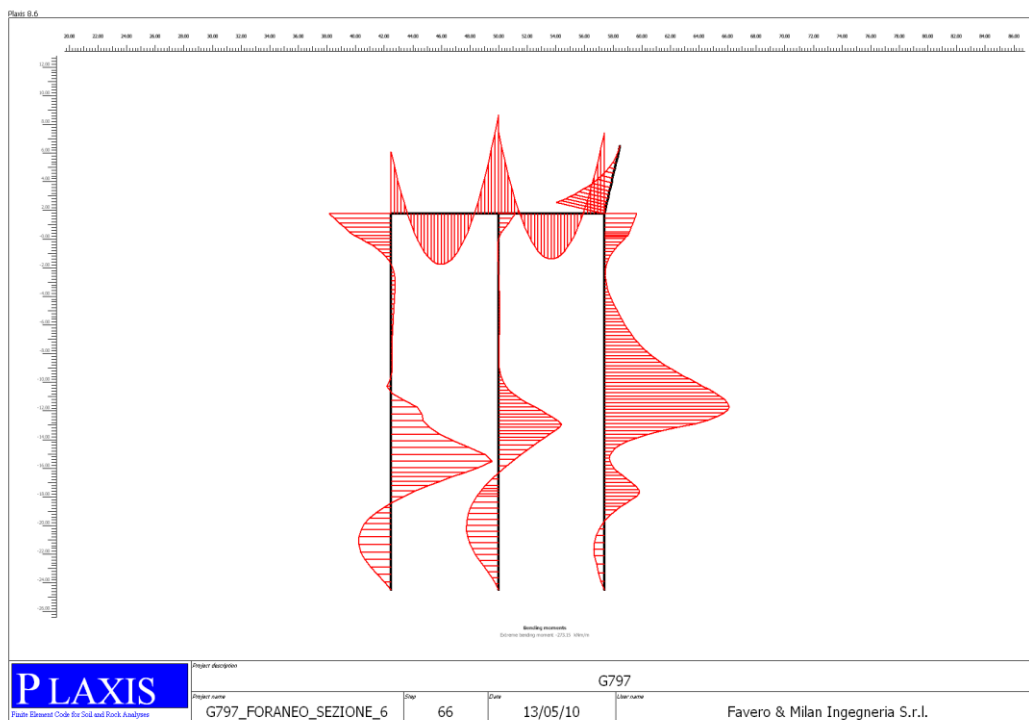


Figura 50 – A-A: azione flettente

Il Sindaco del Comune di Messina - Commissario Delegato ex O.P.C.M. n. 3721 del 19 Dicembre 2008
**LAVORI DI COSTRUZIONE DELLA PIATTAFORMA LOGISTICA INTERMODALE TREMESTIERI
 CON ANNESSO SCALO PORTUALE - PRIMO STRALCIO FUNZIONALE
 PROGETTO DEFINITIVO**

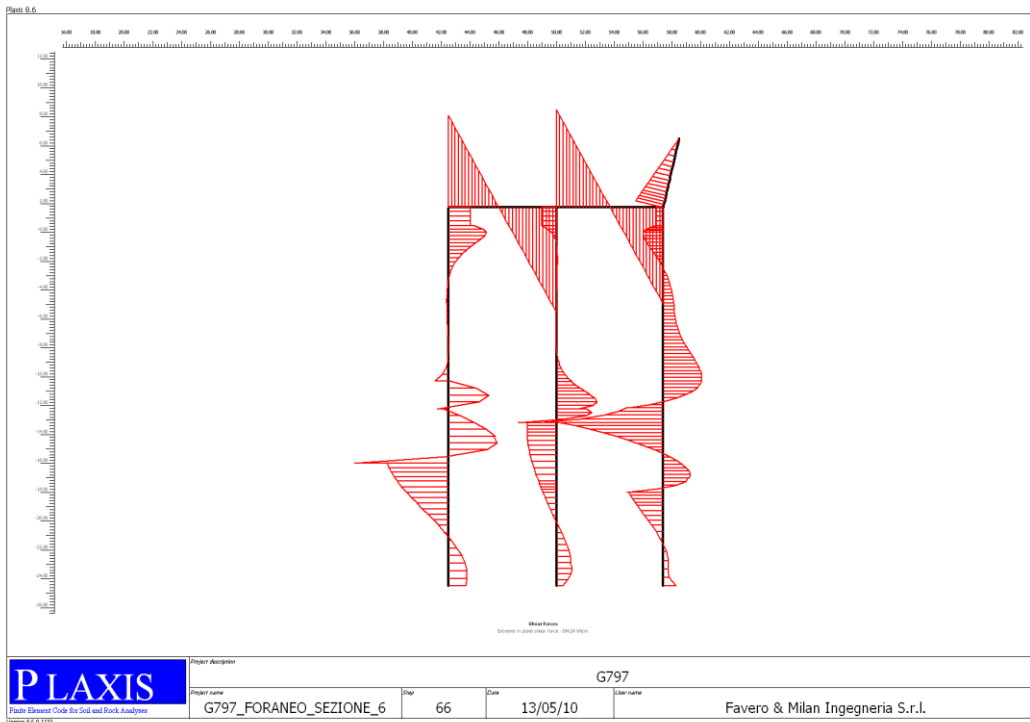


Figura 51 – A-A: taglio

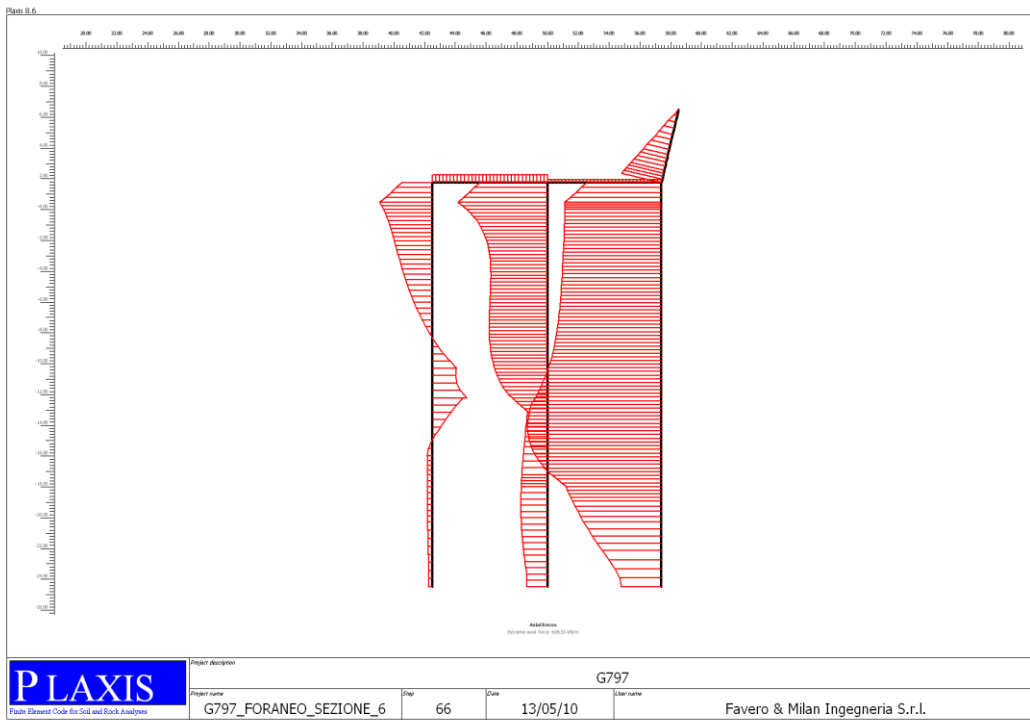


Figura 52 – A-A: azione assiale

10.5.2.2 Combinazione stato limite ultimo statico: risultati analisi

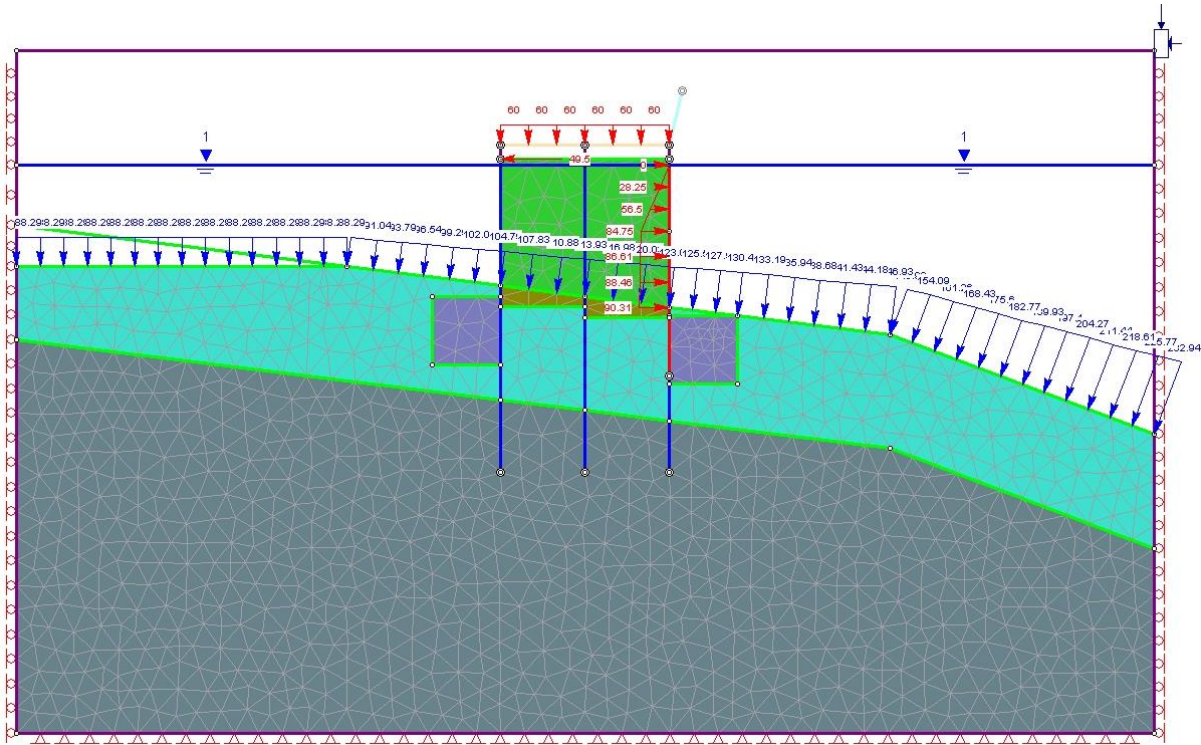


Figura 53 – A-A: modello di calcolo

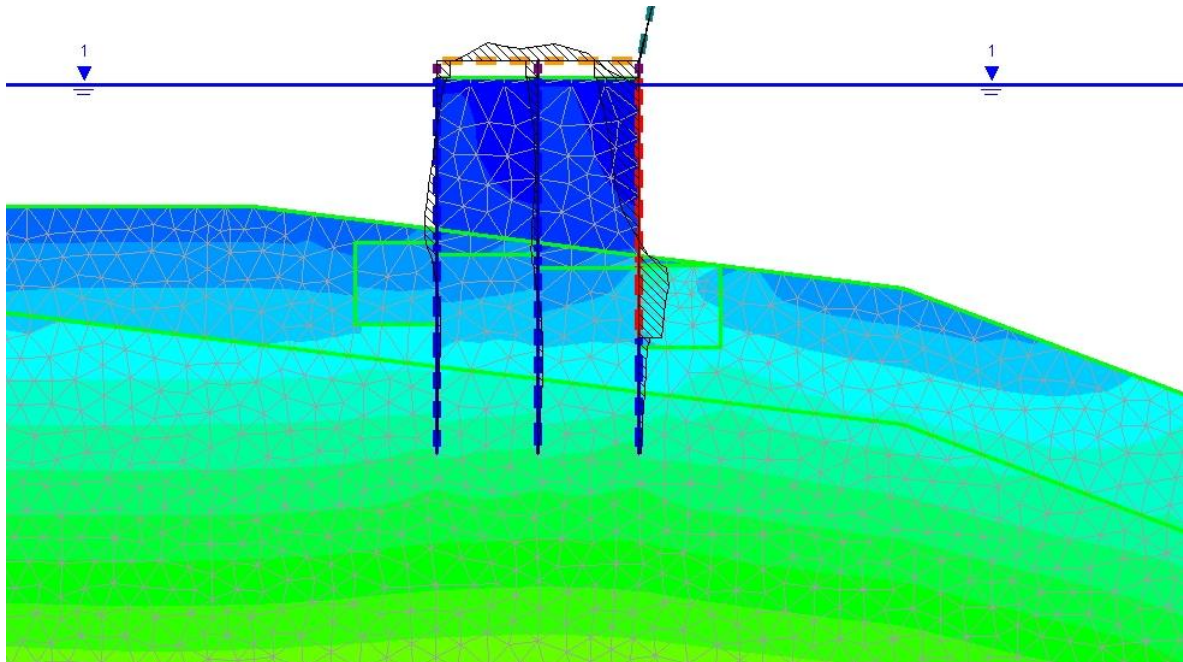


Figura 54 – A-A: azione flettente

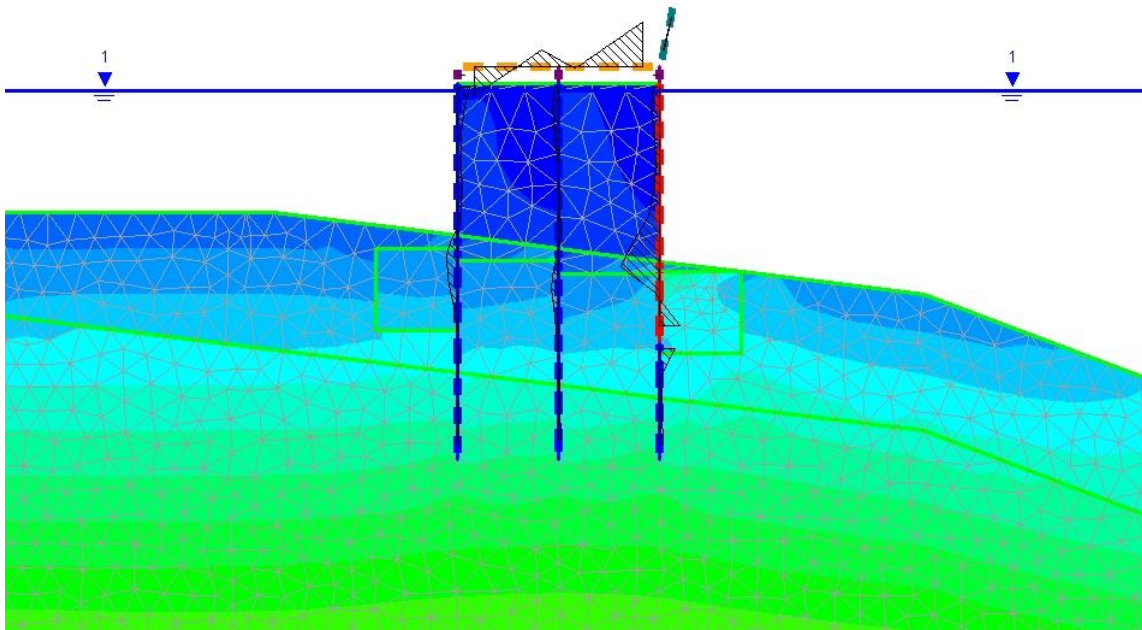


Figura 55 – A-A: taglio

Si riportano nella tabella che segue il valore delle sollecitazioni dei pali del filo A e del filo C:

filo	M [kNm/m]	N [kN/m]	V [kN/m]
A	257.04	456.5	119.1
C	700.63	867.47	368.29

10.5.3 Verifica a pressoflessione

La struttura di fondazione del molo foraneo è stata sottoposta sia all'onda di cresta che a quella di cavo. Le analisi mostrano che la condizione dimensionante è quella causata dall'onda di cresta.

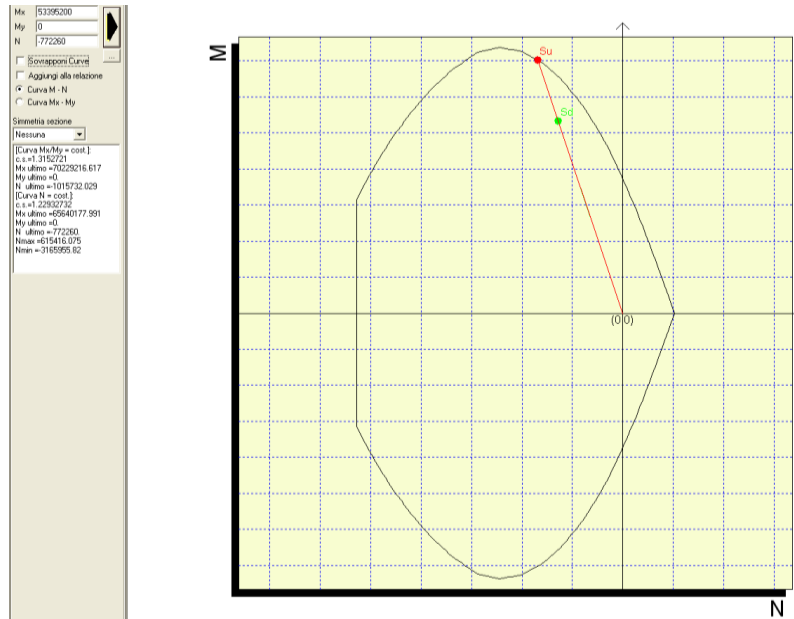
Si riportano le verifiche a pressoflessione dei pali allo stato limite ultimo, condizione più gravosa ai fini del dimensionamento strutturale.

Si ricorda che l'interasse dei pali lungo i fili A e B è di 6.0m quello lungo il filo C nella parte sommitale di lunghezza L=15.0-19.0m è di 1.50m

filo	M [kNm]	N [kN]	V [kN]
A	5339.52	7722.6	2304.3
C	1101.70	34.52	427.44

10.5.3.1 Verifica fili A e B

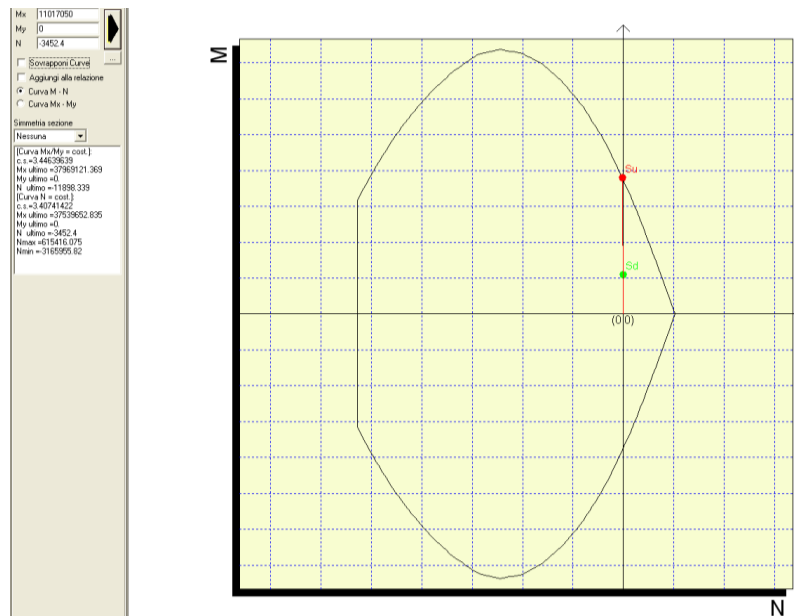
Armando il palo $\phi 1500$ con $\phi 26/15$ si ottiene:



Il coefficiente di sicurezza è pari $cs=1.315$.

10.5.3.2 Verifica filo C

Armando il palo $\phi 1500$ con $\phi 26/15$ si ottiene:



Il coefficiente di sicurezza è pari $cs=3.446$

10.5.4 Verifica di stabilità globale

Le verifiche di stabilità globale sono condotte secondo quanto riportato nel Disciplinare di gara.

Il programma utilizzato -Slide 5.032- analizza 1m di profondità dell'opera e fornisce il coefficiente di sicurezza delle superfici più critiche. I metodi adottati, nell'ipotesi di superficie di scivolamento curve, sono Bishop e Janbu semplificati.

Si riportano le analisi in condizione statica e sismica in cui è stato ricercato un fattore di sicurezza pari a 1.21 per lo stato limite ultimo in fase statica e sismica (SLV) e pari a 1.43 per lo stato limite di esercizio in caso statico e sismico (SLD).

Le analisi sono state condotte considerando per la combinazione rara l'onda di cavo, ritenuta più gravosa ai fini della stabilità dell'opera rispetto all'onda di cresta.

10.5.4.1 Modalità di verifica

Le verifiche di stabilità globale allo stato limite ultimo sono state condotte secondo la combinazione A2+M2+R2 con i coefficienti delle azioni e dei parametri geotecnici riportati come di seguito indicato:

Carichi	Effetto	Coeff. parziale	A2
Permanenti	favorevole	γ_{G1}	1.0
	sfavorevole		1.0
Permanenti non strutturali	favorevole	γ_{G2}	0.0
	sfavorevole		1.3
Variabili	favorevole	γ_{Qi}	0.0
	sfavorevole		1.3

Tabella 1: Coefficienti parziali per le azioni o l'effetto delle azioni

Parametro	Grandezza alla quale applicare il coeff. parziale	Coeff. parziale	M2
Tangente angolo di resistenza al taglio	$\tan\phi'_k$	$\gamma_{\phi'}$	1.25
Coesione efficace	c'_k	$\gamma_{c'}$	1.25
Resistenza non drenata	c_{uk}	γ_{cu}	1.4
Peso dell'unità di volume	γ	γ_γ	1.0

Tabella 2: Coefficienti parziali per i parametri geotecnici del terreno

R2
1.1

10.5.4.2 Valutazione dell'azione sismica

Le azioni sismiche di progetto sono state desunte dalla Relazione sismica del Progetto Preliminare e di seguito riportate:

STATO LIMITE	Tr [anni]	ag [g]	F ₀ [-]	S _s	S _T	amax/g
SLO	45	0.080	2.349	1.50	1.0	0.120
SLD	75	0.105	2.297	1.50	1.0	0.158
SLV	712	0.305	2.410	1.26	1.0	0.384
SLC	1462	0.407	2.449	1.11	1.0	0.446

Le analisi di stabilità in condizioni sismiche sono state eseguite mediante metodi pseudostatici. L'azione sismica è rappresentata da un'azione statica equivalente proporzionale al peso W del volume di terreno potenzialmente instabile.

Le componenti orizzontale e verticale di tale forza possono essere espressi come:

$$F_h = k_h \times W$$

$$F_v = k_v \times W$$

con

$$K_h = \beta_s \times a_{max}/g$$

$$K_v = \pm 0.5 \times k_h$$

β_s = coefficiente di riduzione dell'accelerazione sismica attesa al suolo

$$a_{\max} = a_g \cdot S_S \cdot S_T = 0.384g \rightarrow \text{SLV}$$

$$a_{\max} = a_g \cdot S_S \cdot S_T = 0.158g \rightarrow \text{SLD}$$

Nel caso in esame $\beta_s = 0.28$ per cui:

allo stato limite ultimo in condizione sismica (SLV):

$$k_h = 0.384 \times 0.28 = 0.107$$

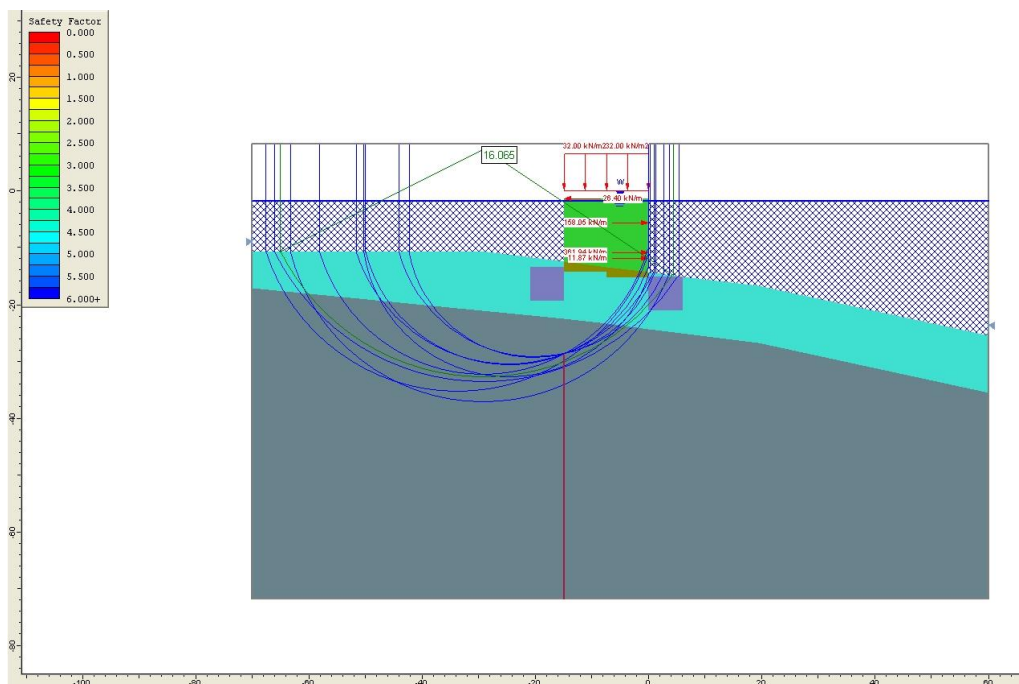
$$k_h = \pm(0.384 \times 0.28) / 2 = 0.0538$$

allo stato limite di esercizio in condizione sismica (SLD):

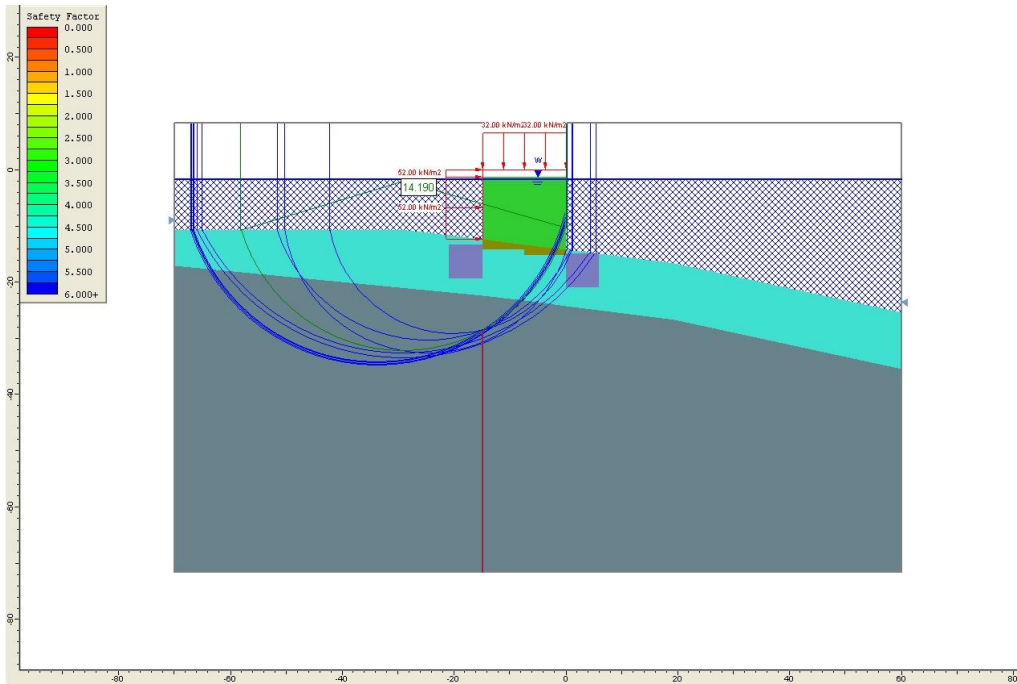
$$k_h = 0.158 \times 0.28 = 0.04424$$

$$k_h = \pm(0.158 \times 0.28) / 2 = 0.02212$$

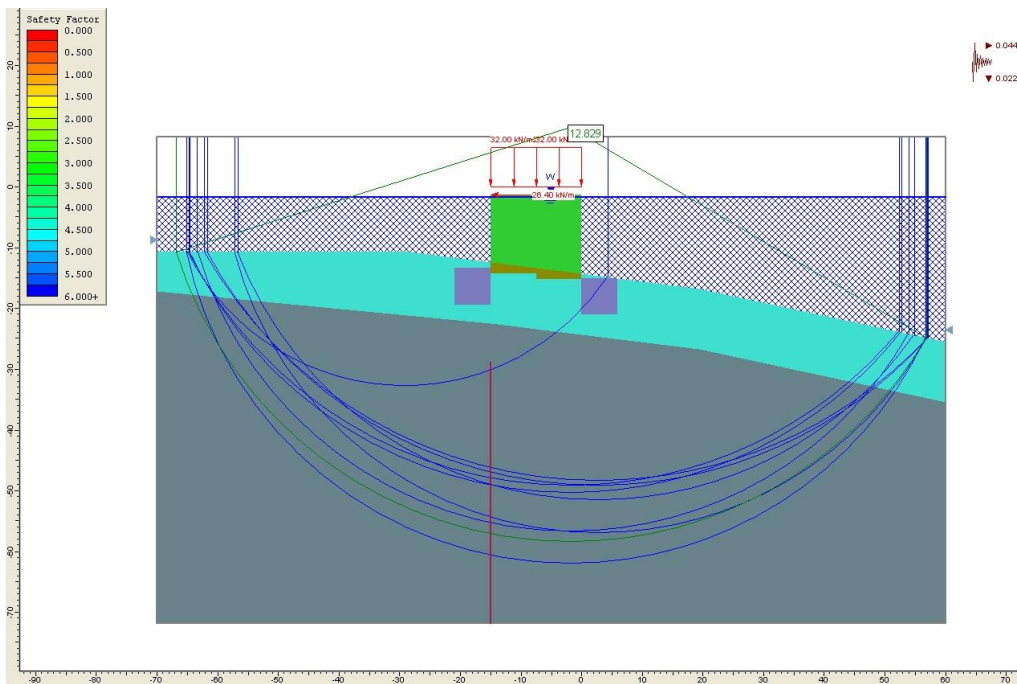
10.5.4.3 *Combinazione rara: verifica di stabilità*



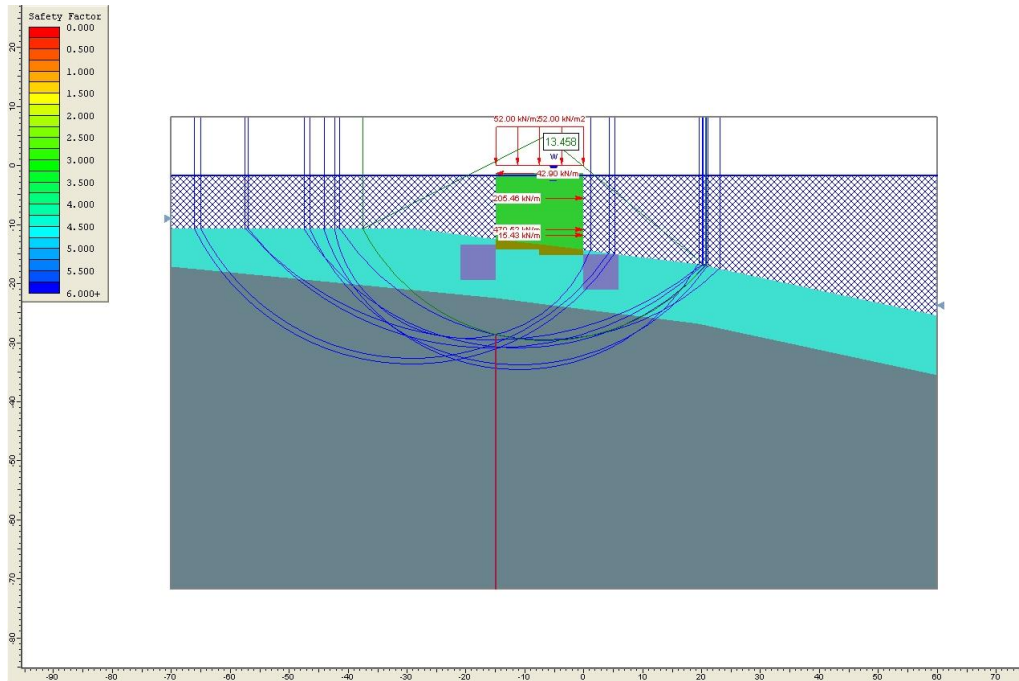
10.5.4.4 *Combinazione eccezionale: verifica di stabilità*



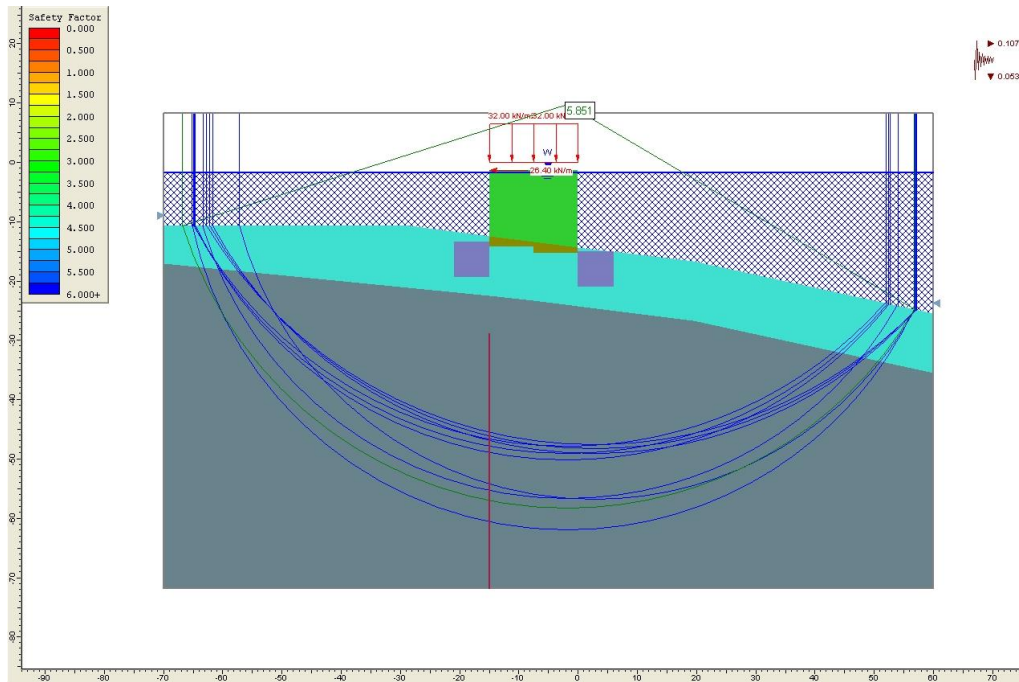
10.5.4.5 Combinazione sismica SLD: verifica di stabilità



10.5.4.6 Combinazione statica SLU: verifica di stabilità

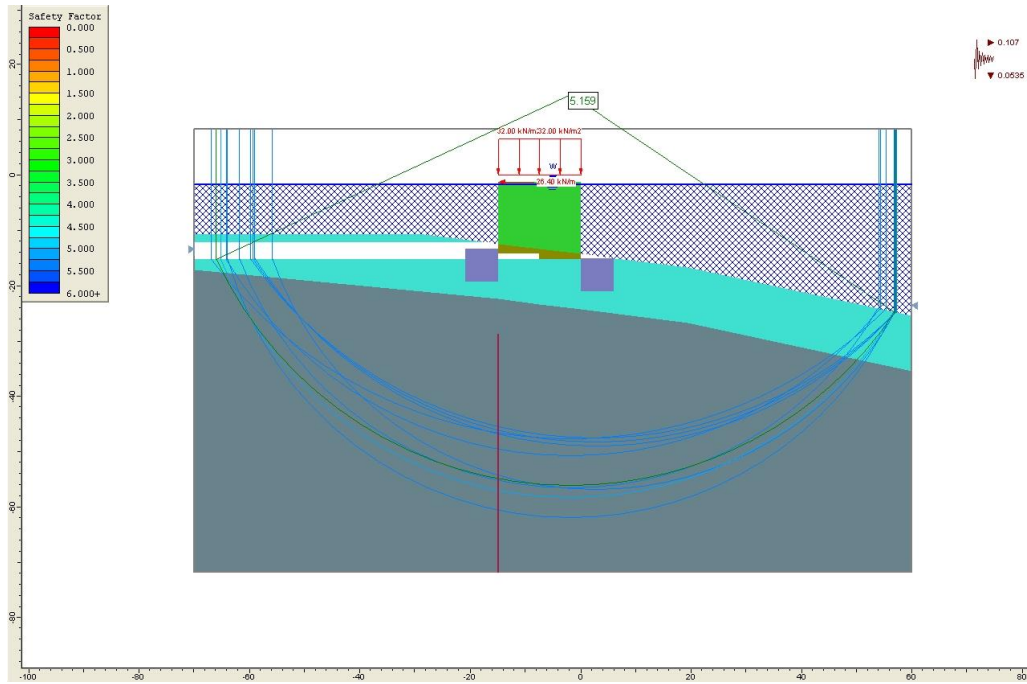


10.5.4.7 Combinazione sismica SLV: verifica di stabilità



10.5.5 Verifica di stabilità globale in condizione di liquefazione

Il Sindaco del Comune di Messina - Commissario Delegato ex O.P.C.M. n. 3721 del 19 Dicembre 2008
**LAVORI DI COSTRUZIONE DELLA PIATTAFORMA LOGISTICA INTERMODALE TREMESTIERI
CON ANNESSO SCALO PORTUALE - PRIMO STRALCIO FUNZIONALE
PROGETTO DEFINITIVO**



10.6 SEZIONE C-C

Si riportano le verifiche nelle condizioni di carico analizzate.

10.6.1 Onda di cresta

10.6.1.1 Combinazione rara:risultati analisi

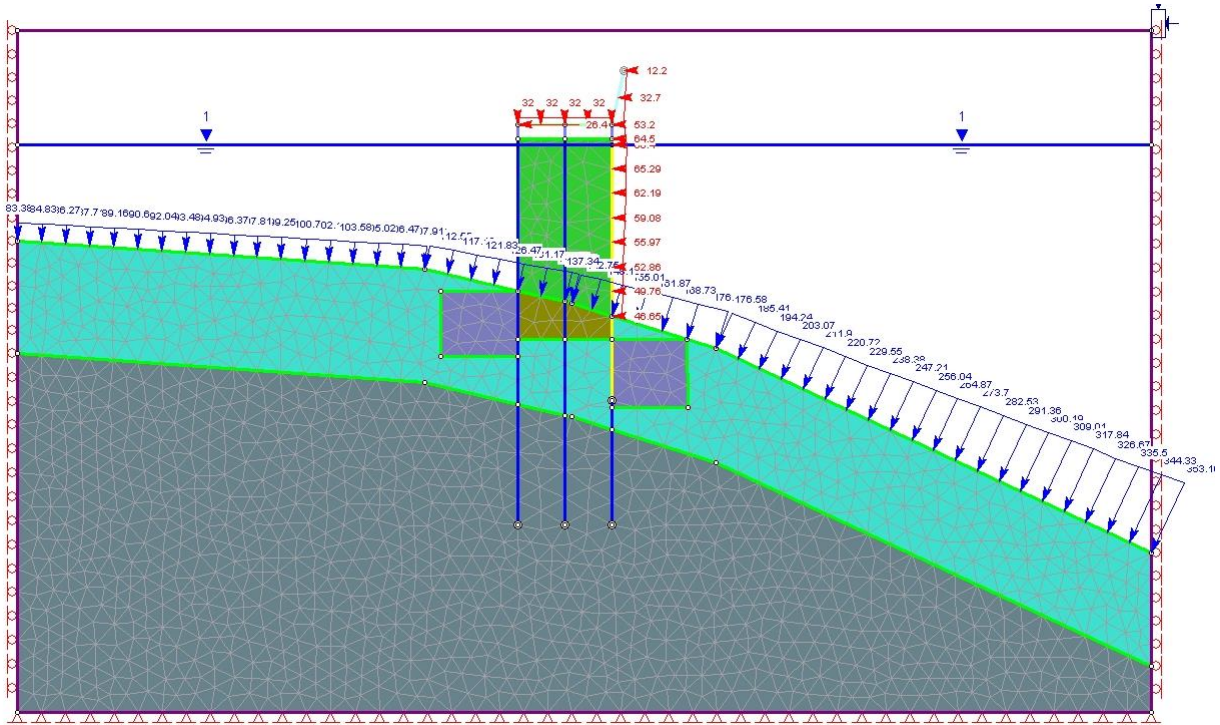


Figura 56 – C-C: modello di calcolo

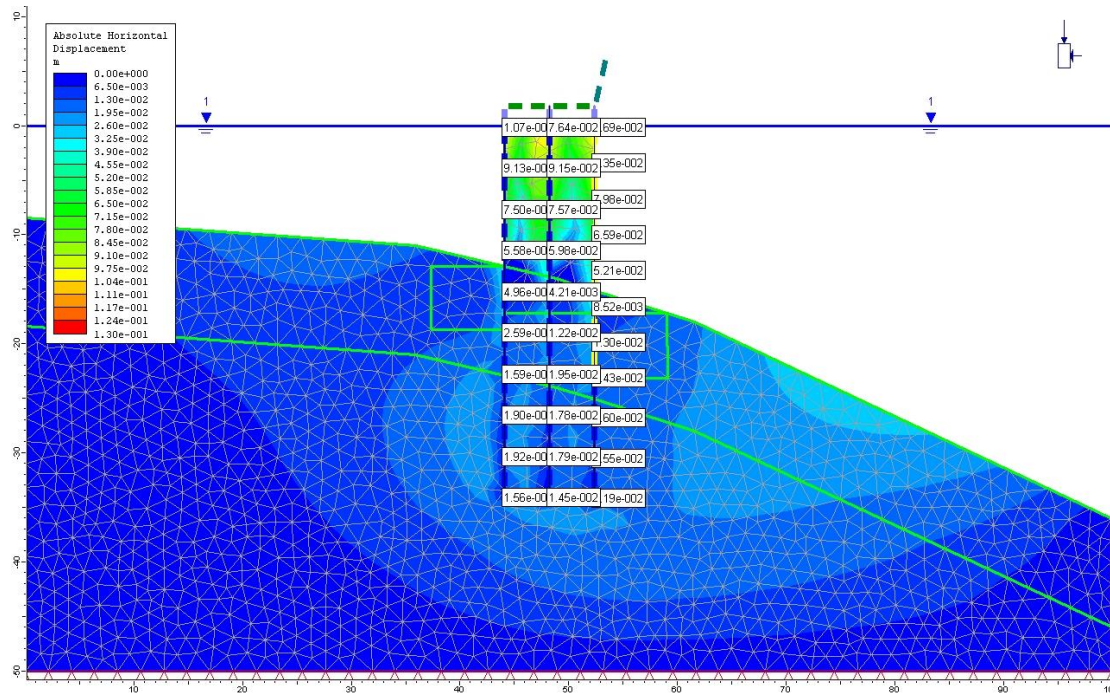


Figura 57 – C-C: spostamento orizzontale

Il Sindaco del Comune di Messina - Commissario Delegato ex O.P.C.M. n. 3721 del 19 Dicembre 2008
**LAVORI DI COSTRUZIONE DELLA PIATTAFORMA LOGISTICA INTERMODALE TREMESTIERI
 CON ANNESSO SCALO PORTUALE - PRIMO STRALCIO FUNZIONALE
 PROGETTO DEFINITIVO**

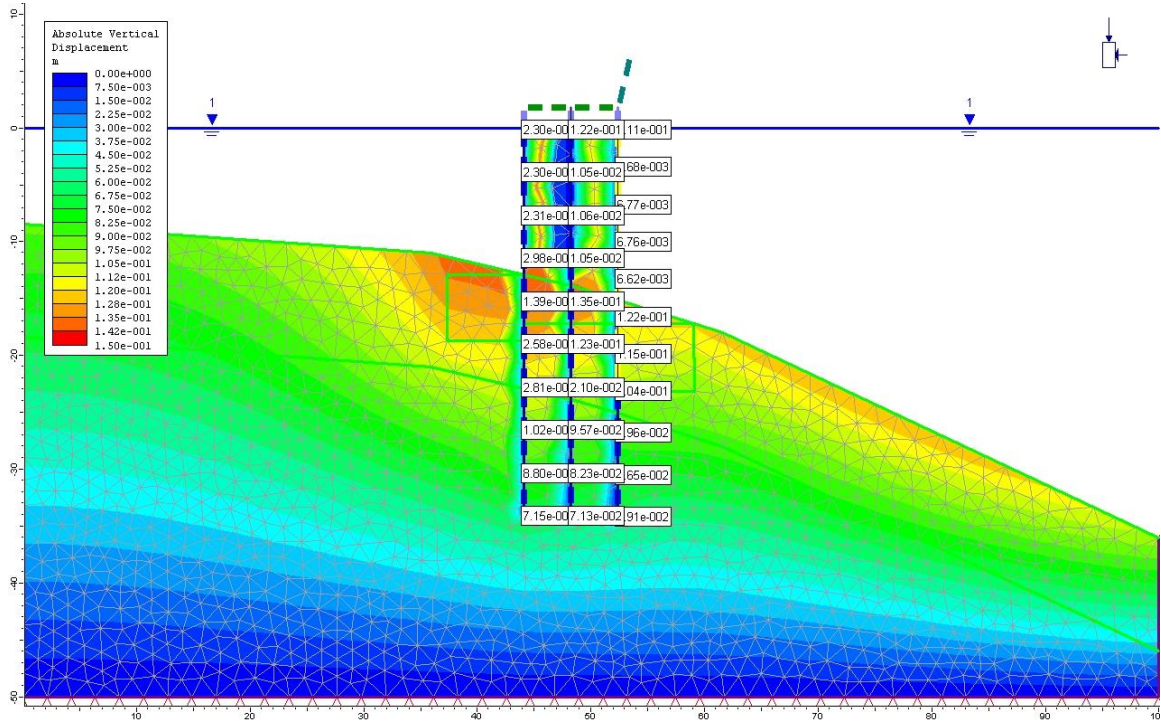


Figura 58 – C-C: spostamento verticale

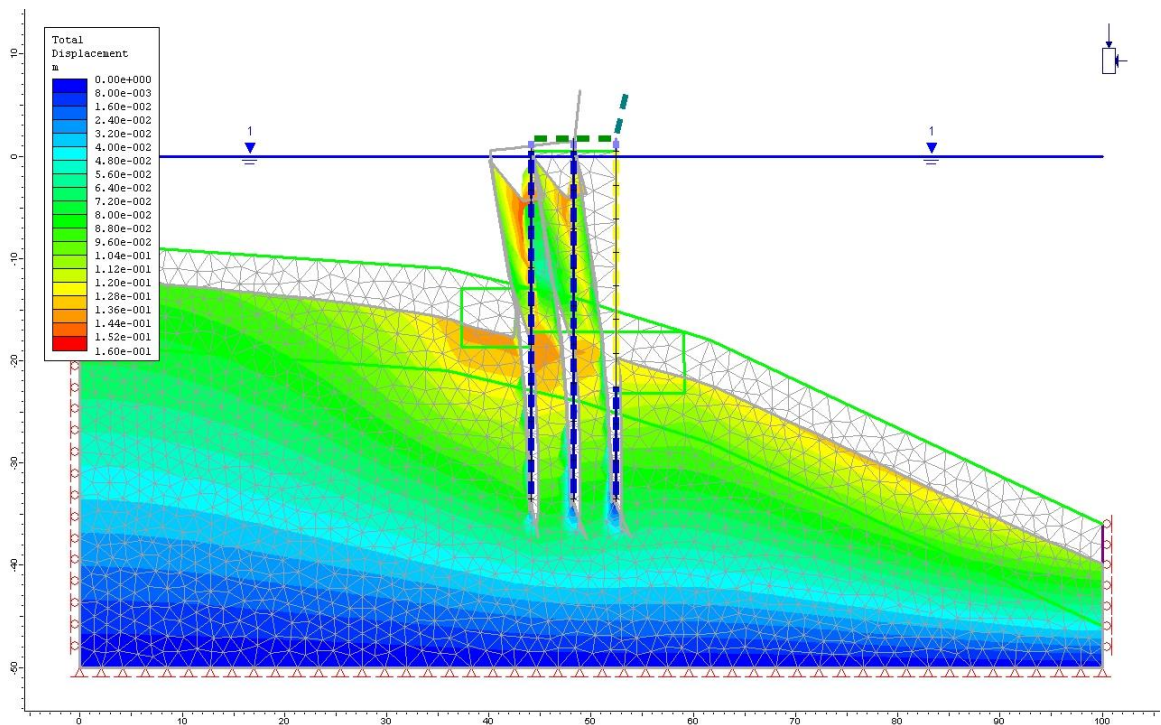


Figura 59 – C-C: deformata

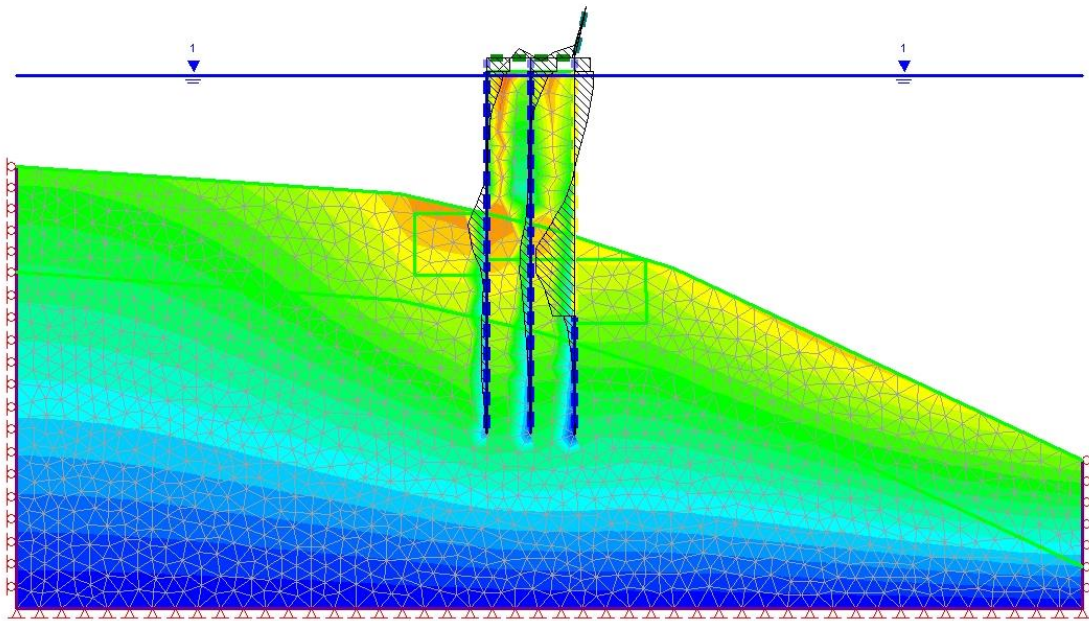


Figura 60 – C-C: azione flettente

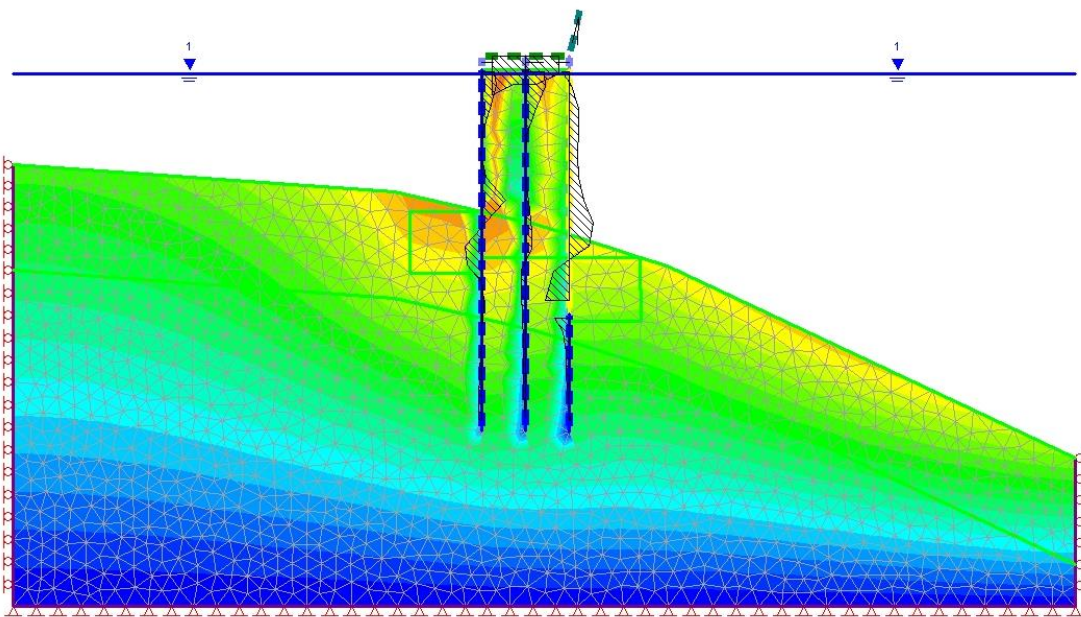


Figura 61 – C-C: taglio

Si riportano nella tabella che segue il valore delle sollecitazioni dei pali del filo B e del filo C:

filo	M [kNm/m]	N [kN/m]	V [kN/m]
B	870.5	181.59	255.4
C	1551.1	308.68	303.3

A supporto delle analisi eseguite con il programma di calcolo phase si riportano le schematizzazioni più significative ripetute con il programma plaxis nella condizione SLE rara di onda di cresta.

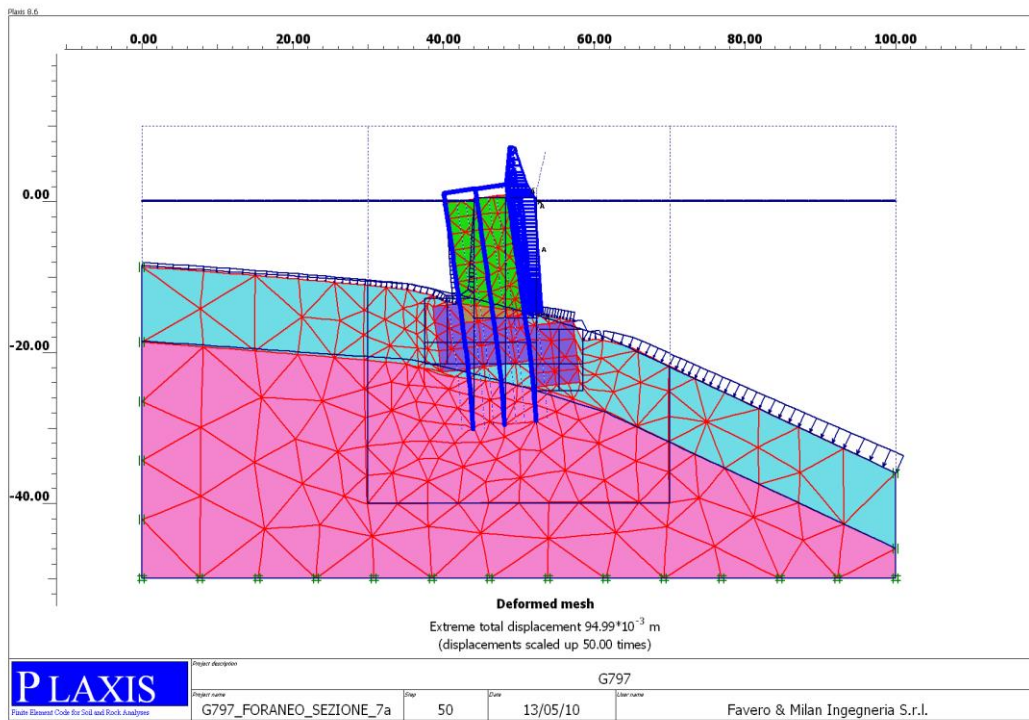


Figura 62 – C-C: deformata modello onda di cresta

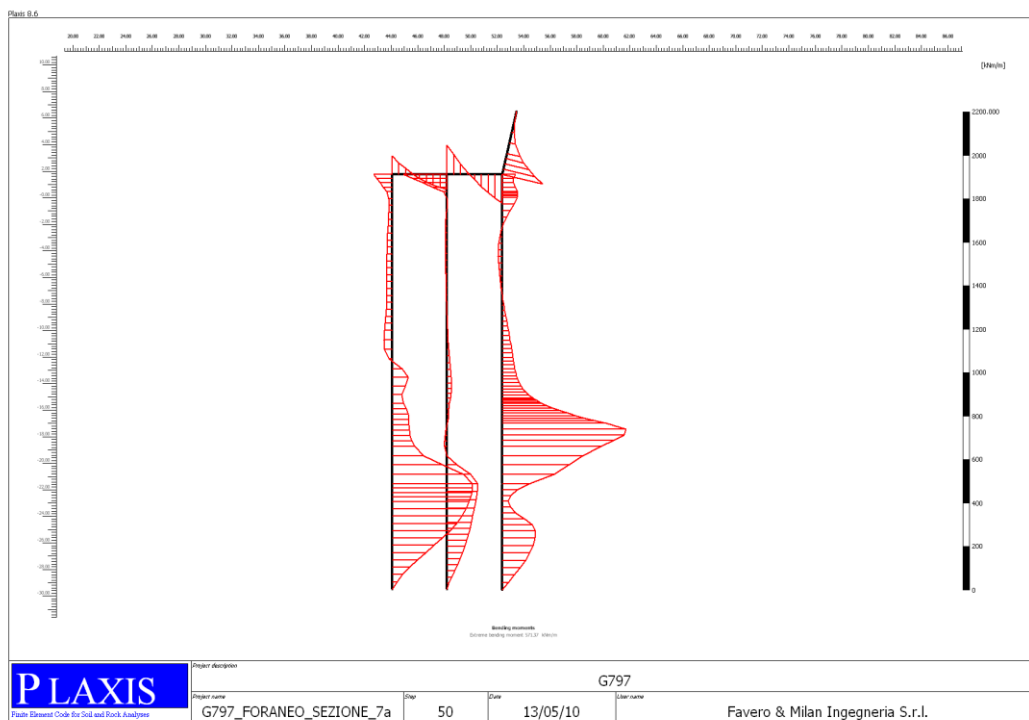


Figura 63 – C-C: azione flettente

Il Sindaco del Comune di Messina - Commissario Delegato ex O.P.C.M. n. 3721 del 19 Dicembre 2008
**LAVORI DI COSTRUZIONE DELLA PIATTAFORMA LOGISTICA INTERMODALE TREMESTIERI
 CON ANNESSO SCALO PORTUALE - PRIMO STRALCIO FUNZIONALE
 PROGETTO DEFINITIVO**

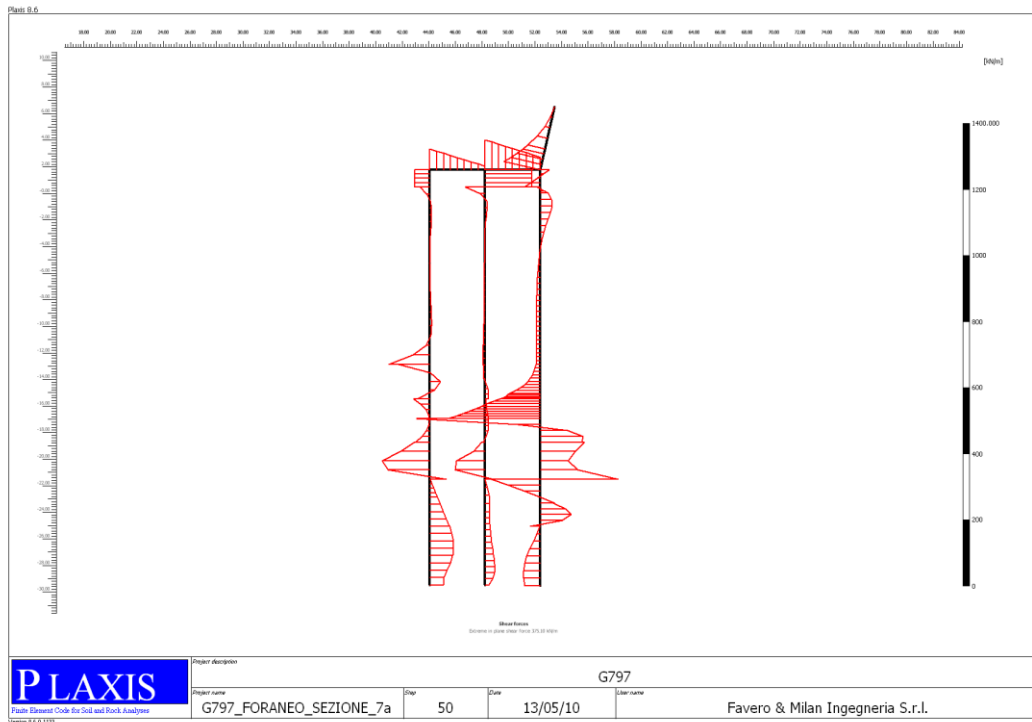


Figura 64 – C-C: taglio

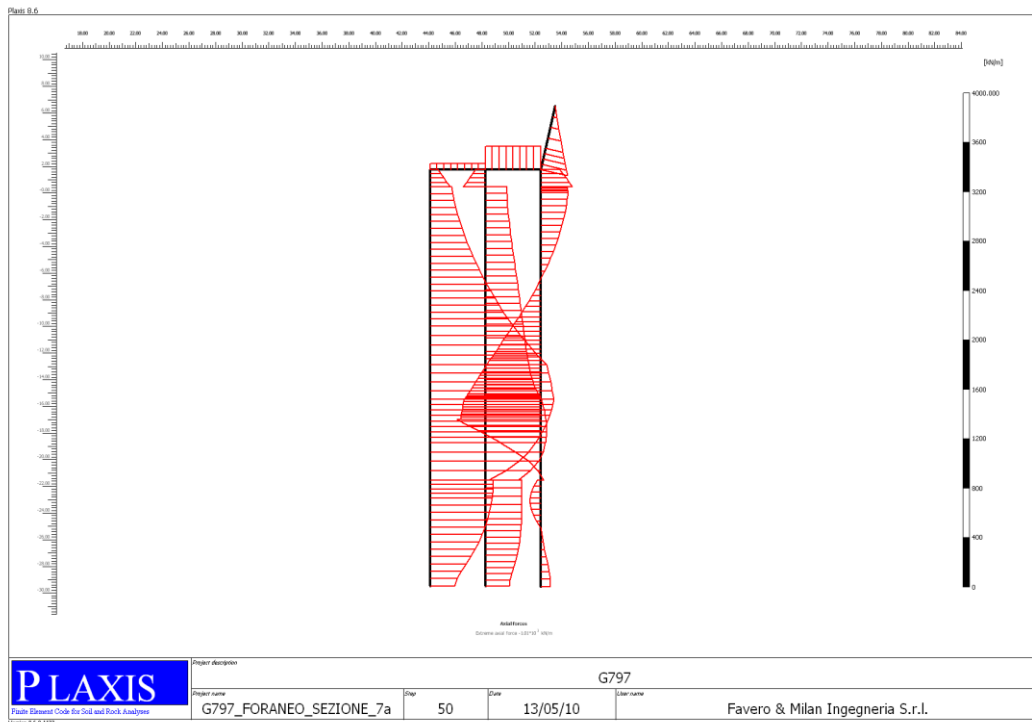


Figura 65 – C-C: azione assiale

10.6.1.2 Combinazione eccezionale: risultati analisi

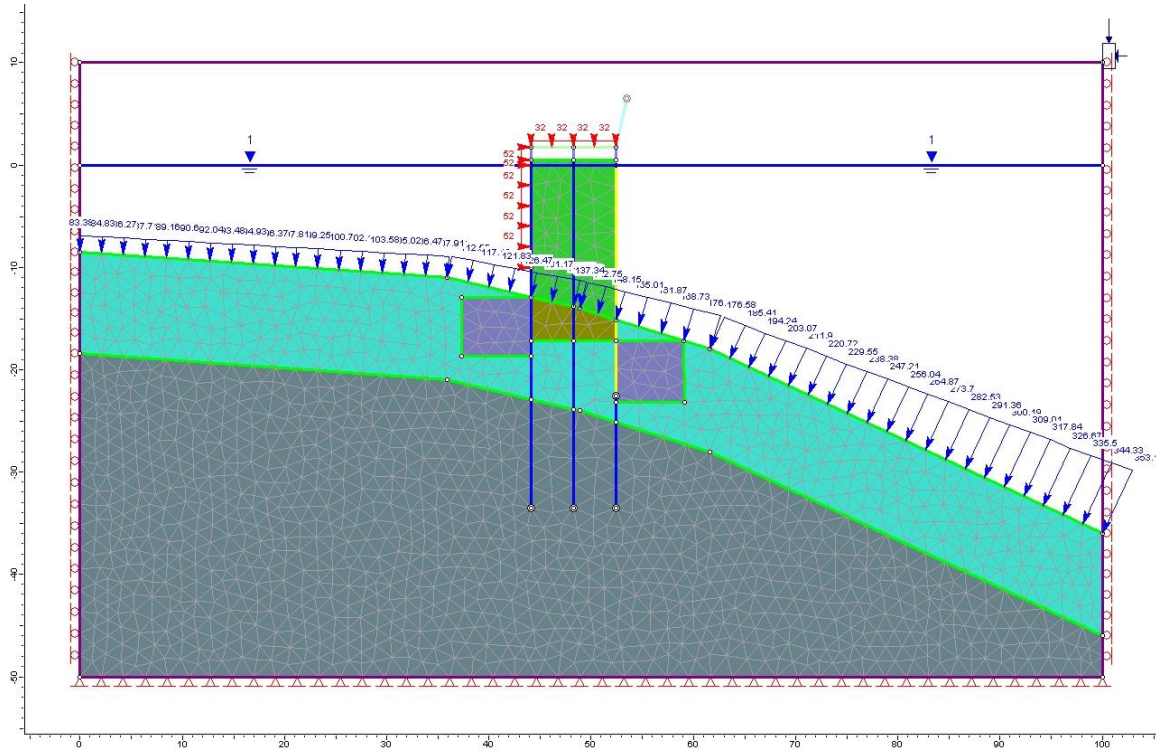


Figura 66 – C-C: modello di calcolo

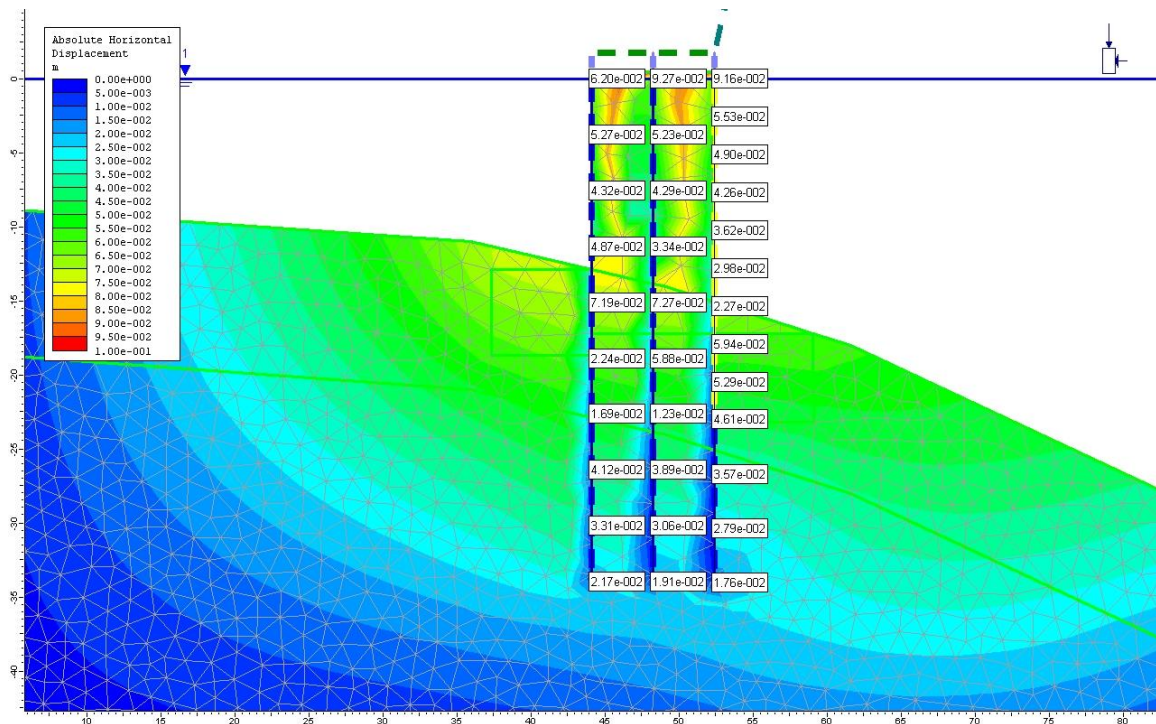


Figura 67 – C-C: spostamento orizzontale

Il Sindaco del Comune di Messina - Commissario Delegato ex O.P.C.M. n. 3721 del 19 Dicembre 2008
**LAVORI DI COSTRUZIONE DELLA PIATTAFORMA LOGISTICA INTERMODALE TREMESTIERI
 CON ANNESSO SCALO PORTUALE - PRIMO STRALCIO FUNZIONALE
 PROGETTO DEFINITIVO**

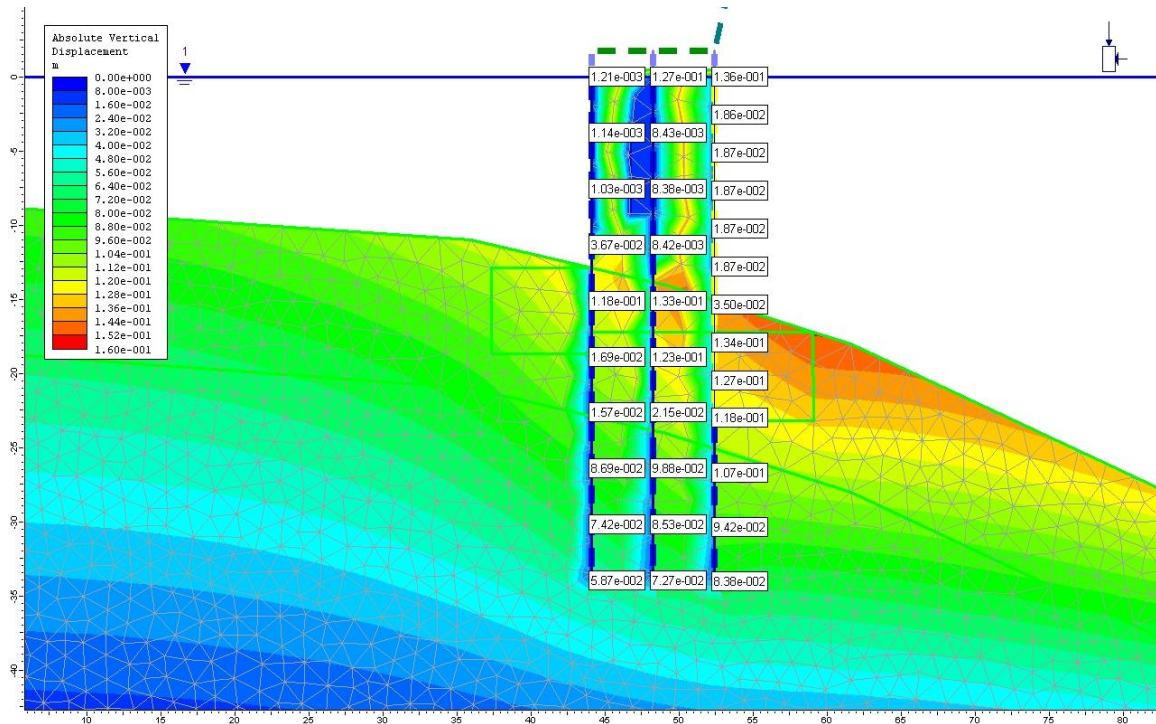


Figura 68 – C-C: spostamento verticale

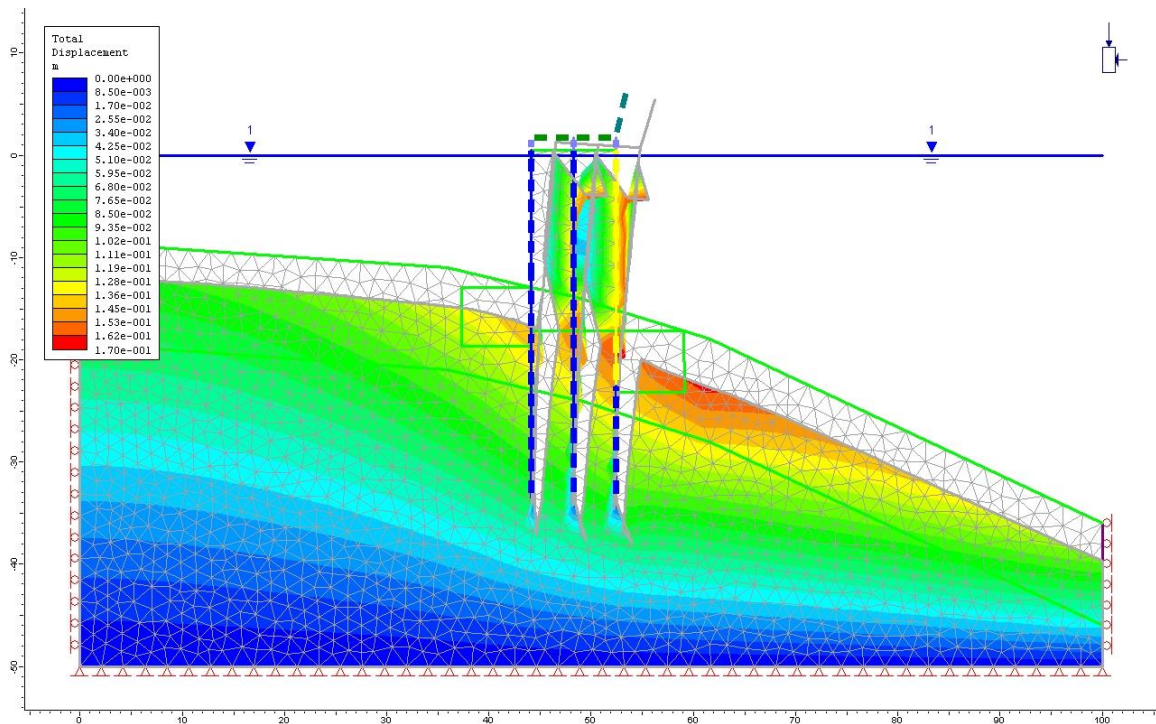


Figura 69 – C-C: deformata

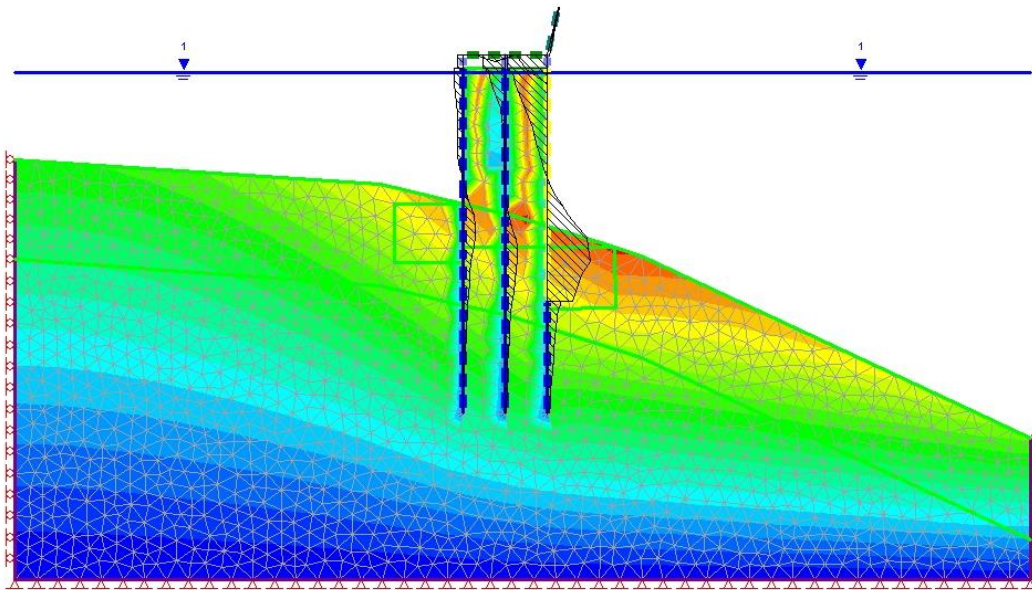


Figura 70 – C-C: azione flettente

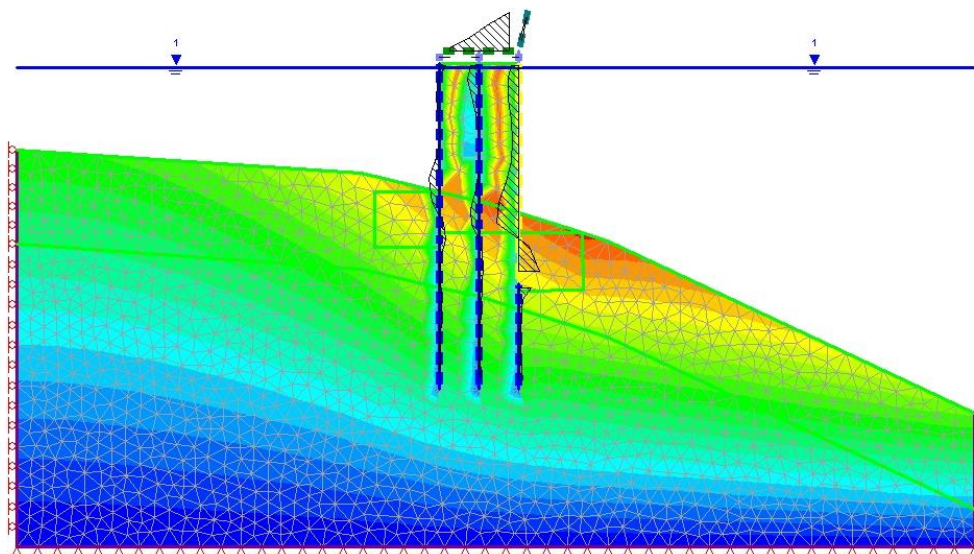


Figura 71 – C-C: taglio

Si riportano nella tabella che segue il valore delle sollecitazioni dei pali del filo B e del filo C:

filo	M [kNm/m]	N [kN/m]	V [kN/m]
B	552.4	31.87	135.71
C	1065.1	646.15	260.1

10.6.1.3 Combinazione sismica SLD: risultati analisi

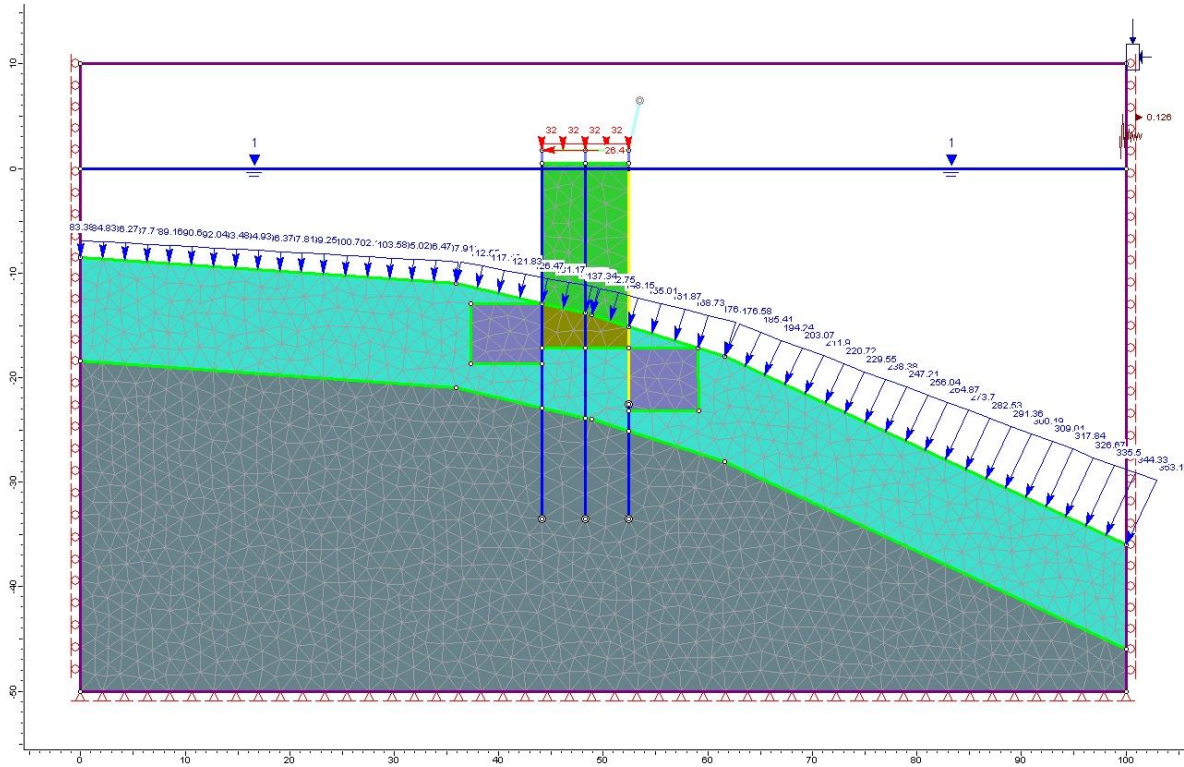


Figura 72 – C-C: modello di calcolo

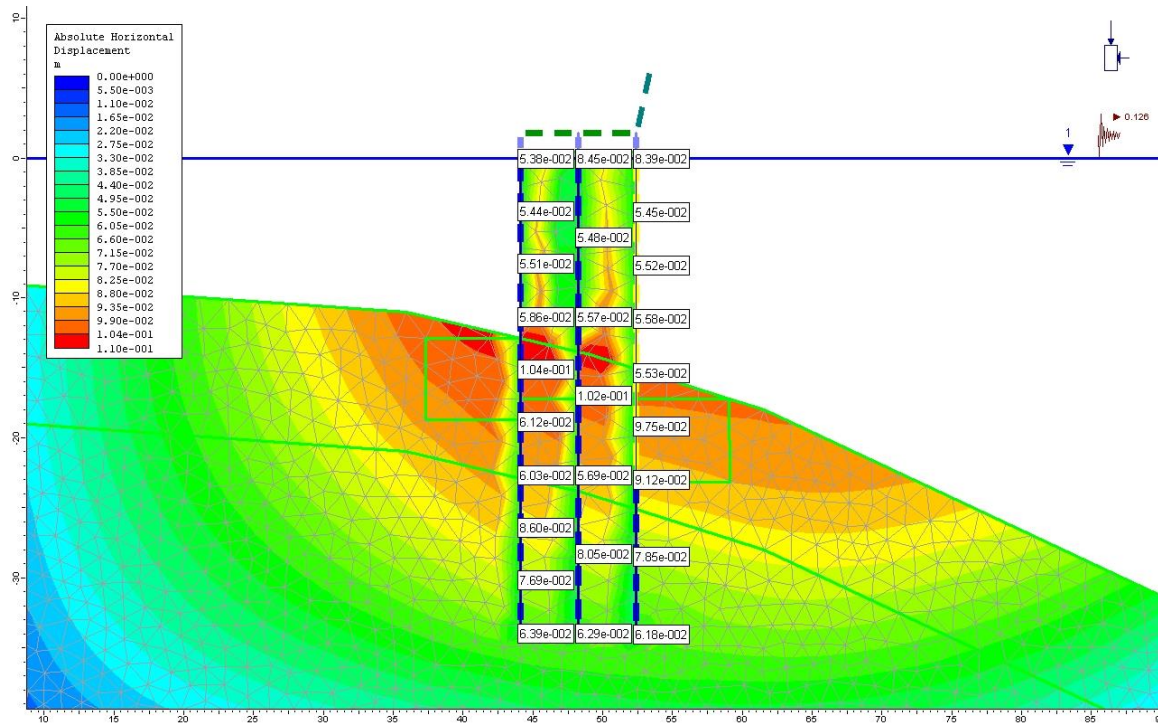


Figura 73 – C-C: spostamento orizzontale

Il Sindaco del Comune di Messina - Commissario Delegato ex O.P.C.M. n. 3721 del 19 Dicembre 2008
**LAVORI DI COSTRUZIONE DELLA PIATTAFORMA LOGISTICA INTERMODALE TREMESTIERI
 CON ANNESSO SCALO PORTUALE - PRIMO STRALCIO FUNZIONALE
 PROGETTO DEFINITIVO**

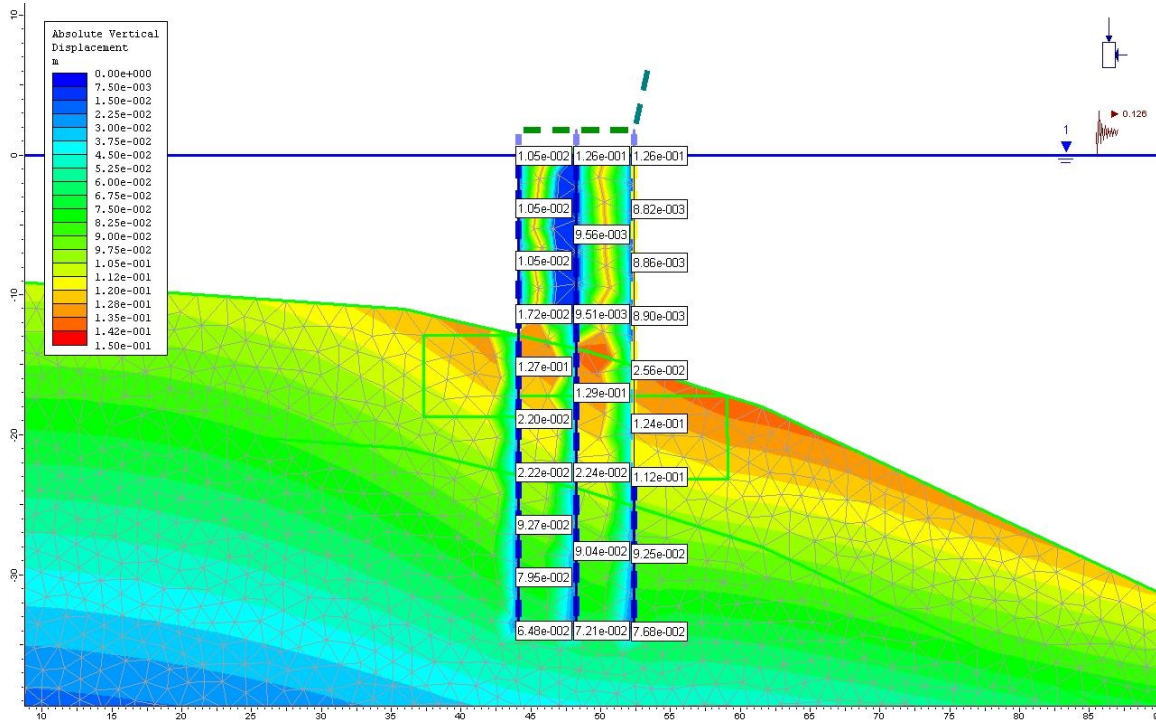


Figura 74 – C-C: spostamento verticale

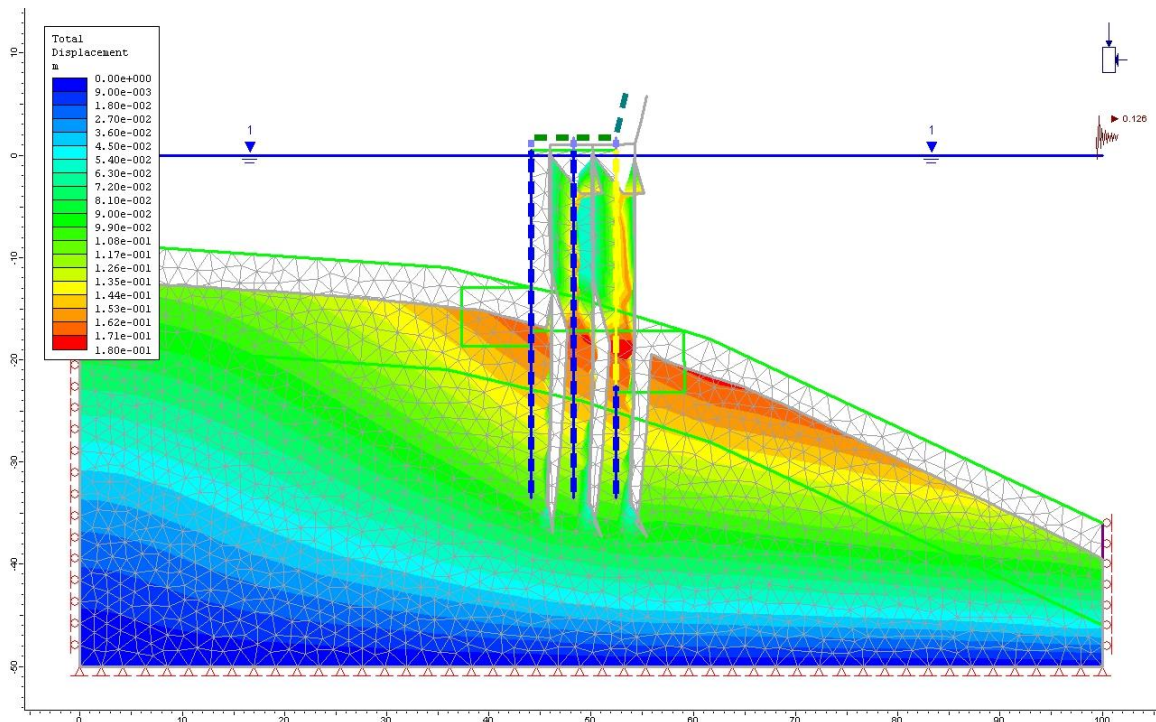


Figura 75 – C-C: deformata

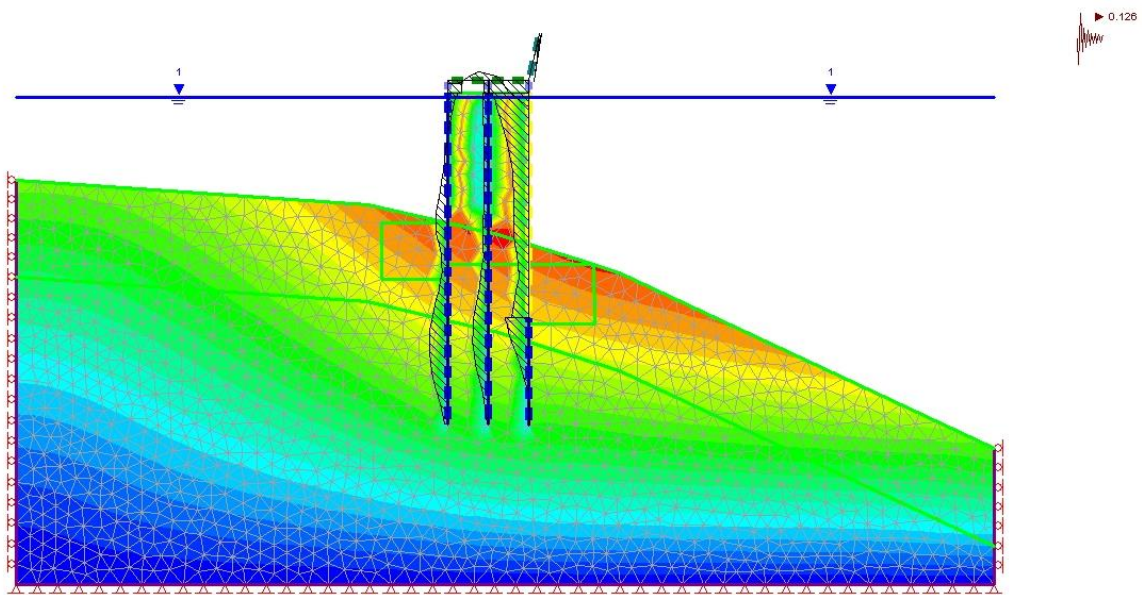


Figura 76 – C-C: azione flettente

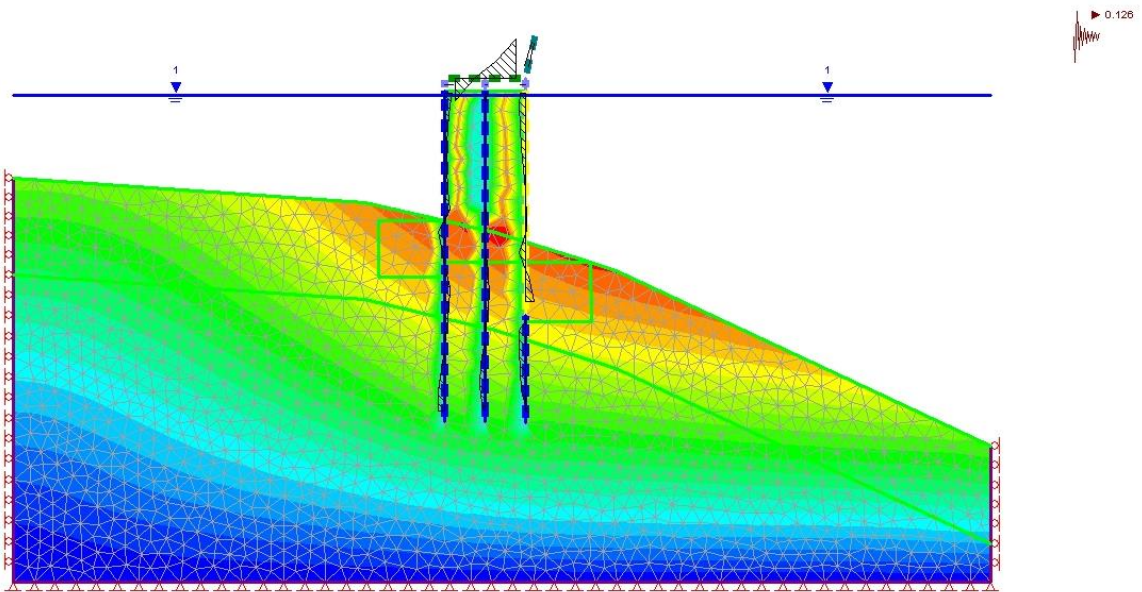


Figura 77 – C-C: taglio

Si riportano nella tabella che segue il valore delle sollecitazioni dei pali del filo A e del filo C:

filo	M [kNm/m]	N [kN/m]	V [kN/m]
A	98.91	279.63	41.54
C	374.69	404.84	44.36

10.6.1.4 Combinazione stato limite ultimo statico: risultati analisi

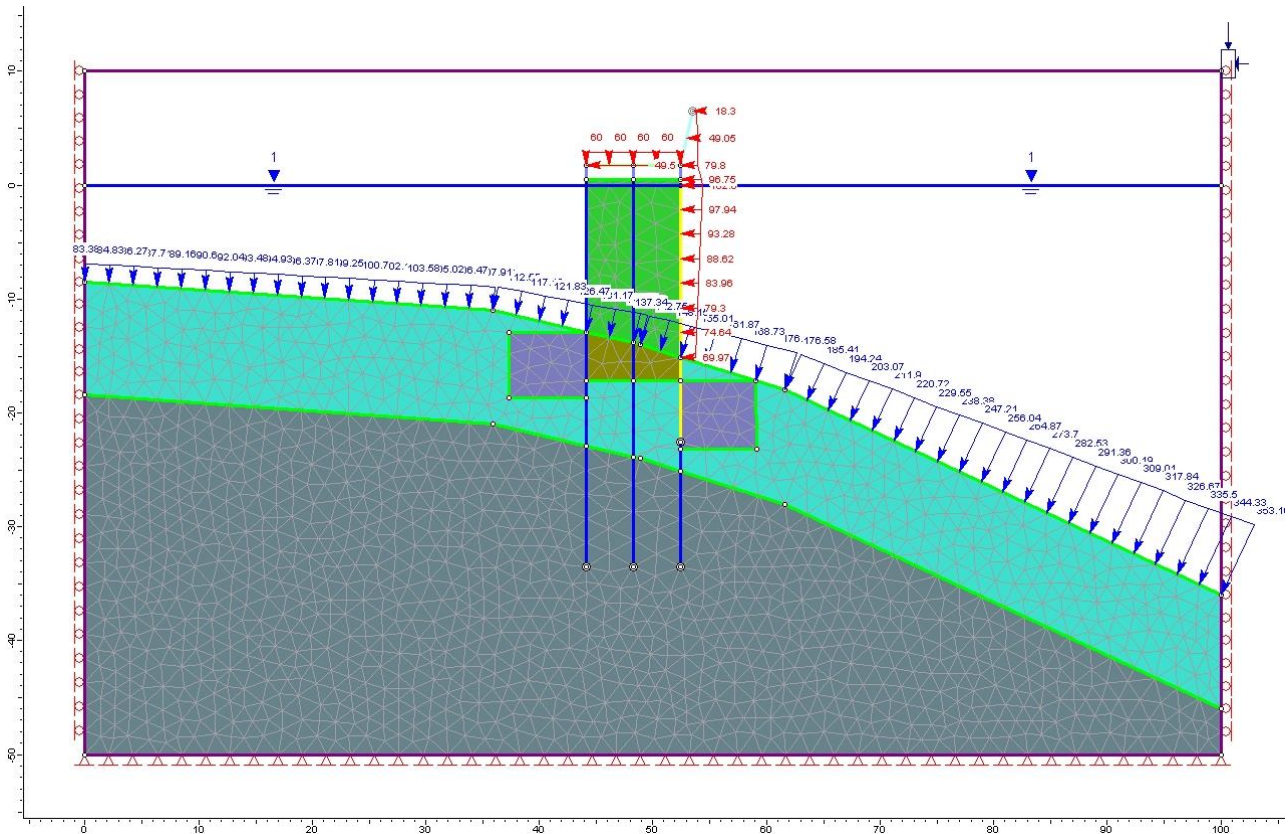


Figura 78 – C-C: modello di calcolo

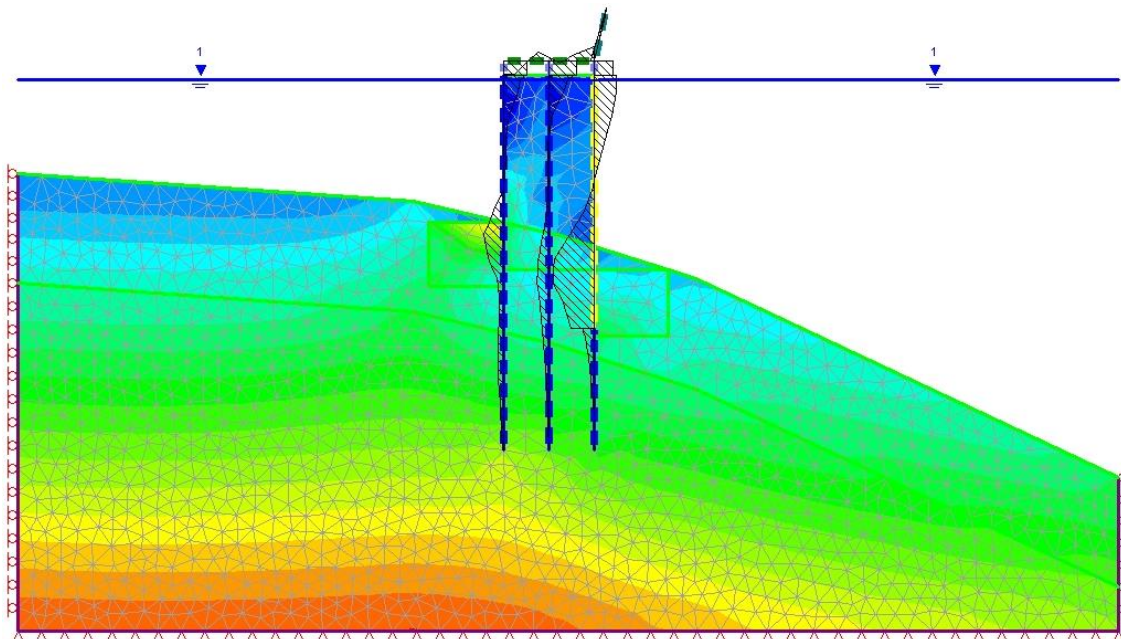


Figura 79 – C-C: azione flettente

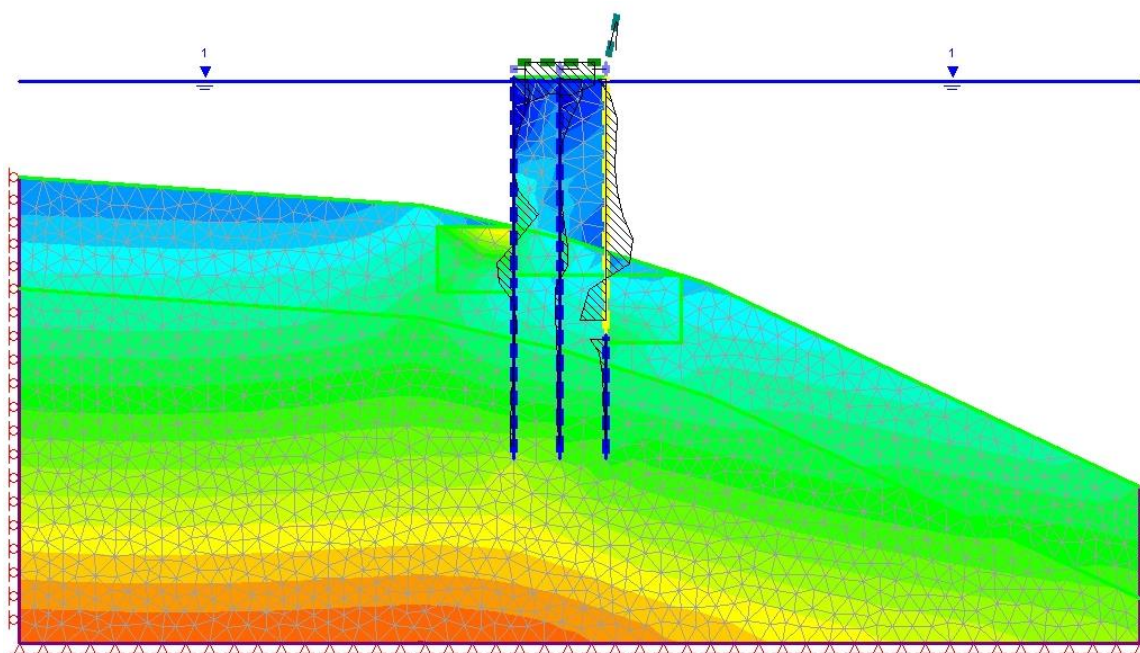


Figura 80 – C-C: taglio

Si riportano nella tabella che segue il valore delle sollecitazioni dei pali del filo B e del filo C:

filo	M [kNm/m]	N [kN/m]	V [kN/m]
B	1334.2	279.1	386.7
C	2393.2	546.97	469.88

10.6.1.5 Combinazione stato limite ultimo sismico SLV:risultati analisi

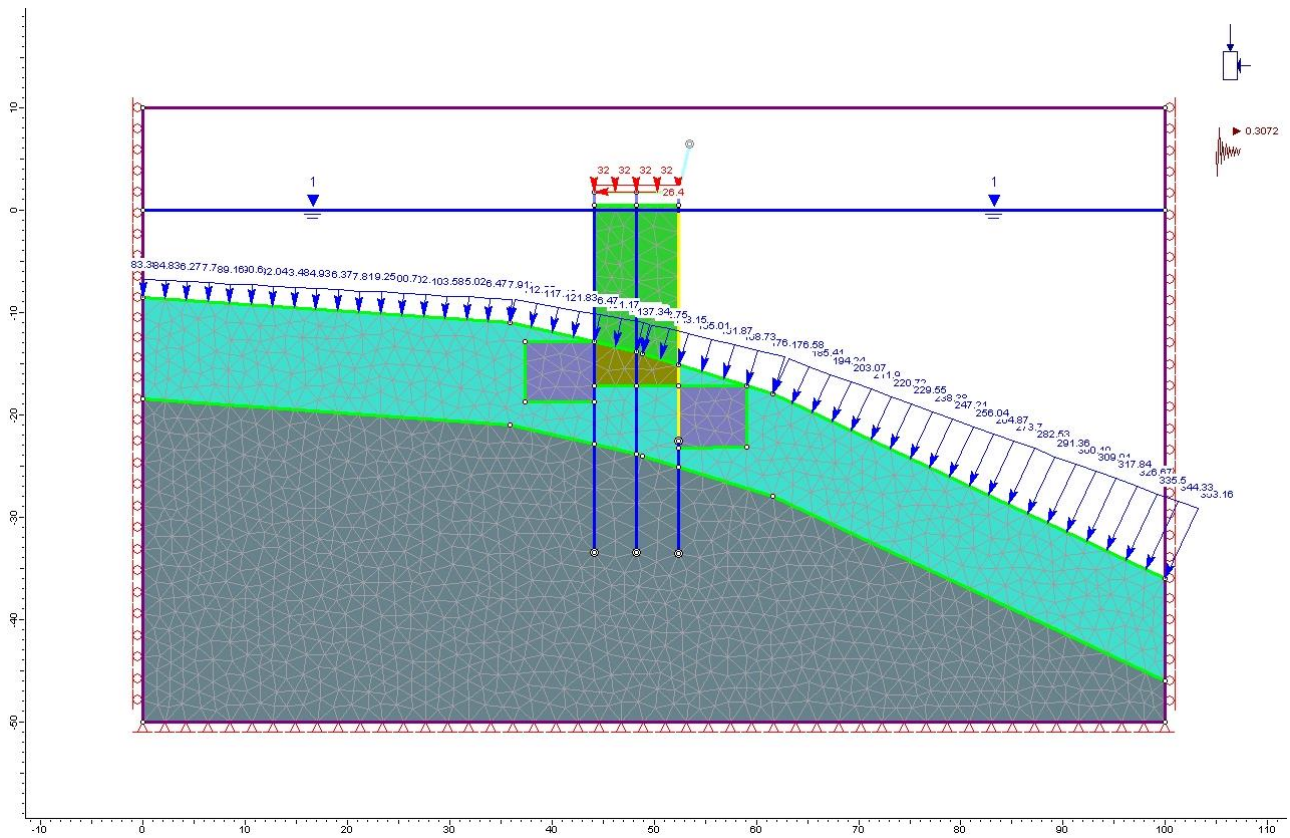


Figura 81 – C-C: modello

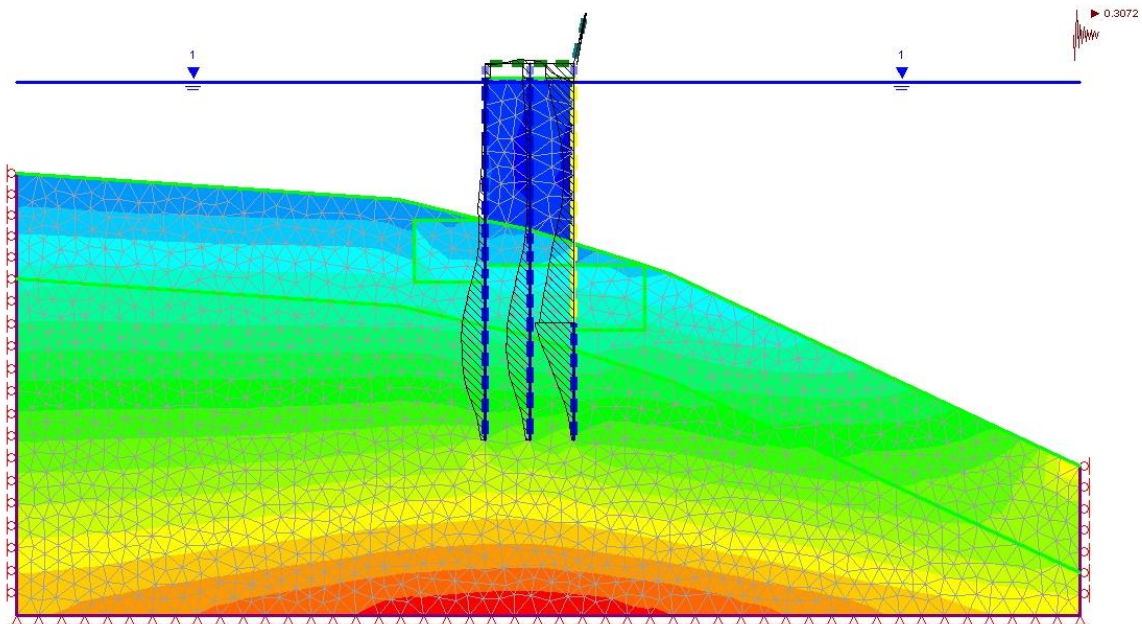


Figura 82 – C-C: azione flettente

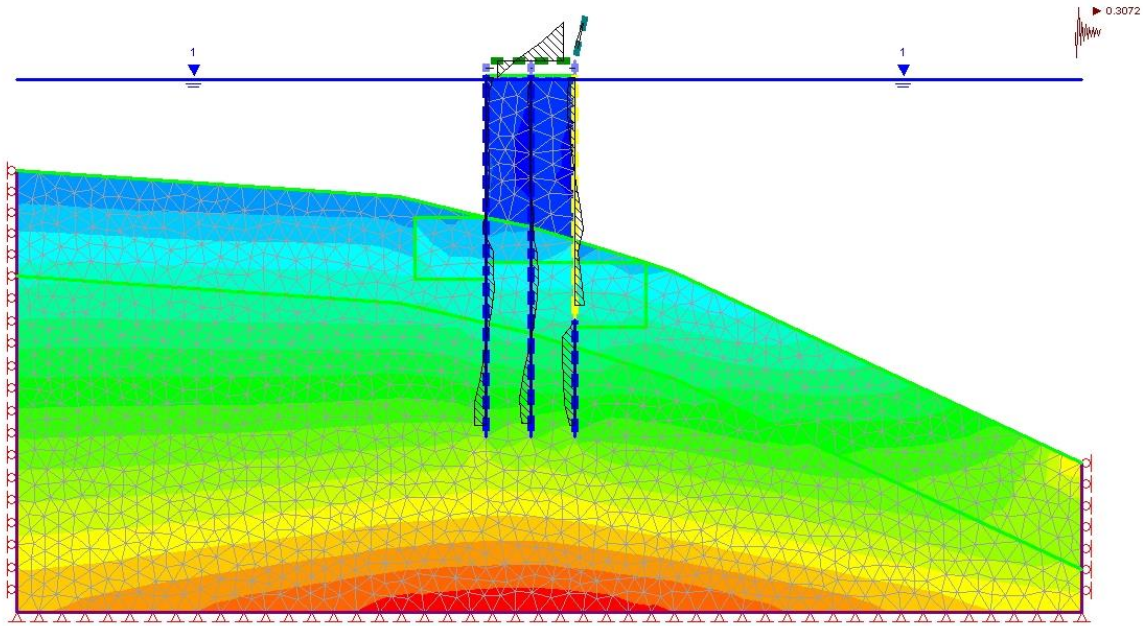


Figura 83 – C-C: taglio

Si riportano nella tabella che segue il valore delle sollecitazioni dei pali del filo B e del filo C:

filo	M [kNm/m]	N [kN/m]	V [kN/m]
B	123.58	90.64	73.37
C	686.6	376.7	80.25

10.6.2 Onda di cavo

Si riportano i risultati delle analisi della combinazione rara per lo stato limite di esercizio e quella allo stato limite ultimo statica essendo le combinazioni rara, eccezionale e le sismiche (SLD e SLV) coincidenti a quelle riportate nelle analisi della sezione con l'onda di cresta.

10.6.2.1 Combinazione rara:risultati analisi

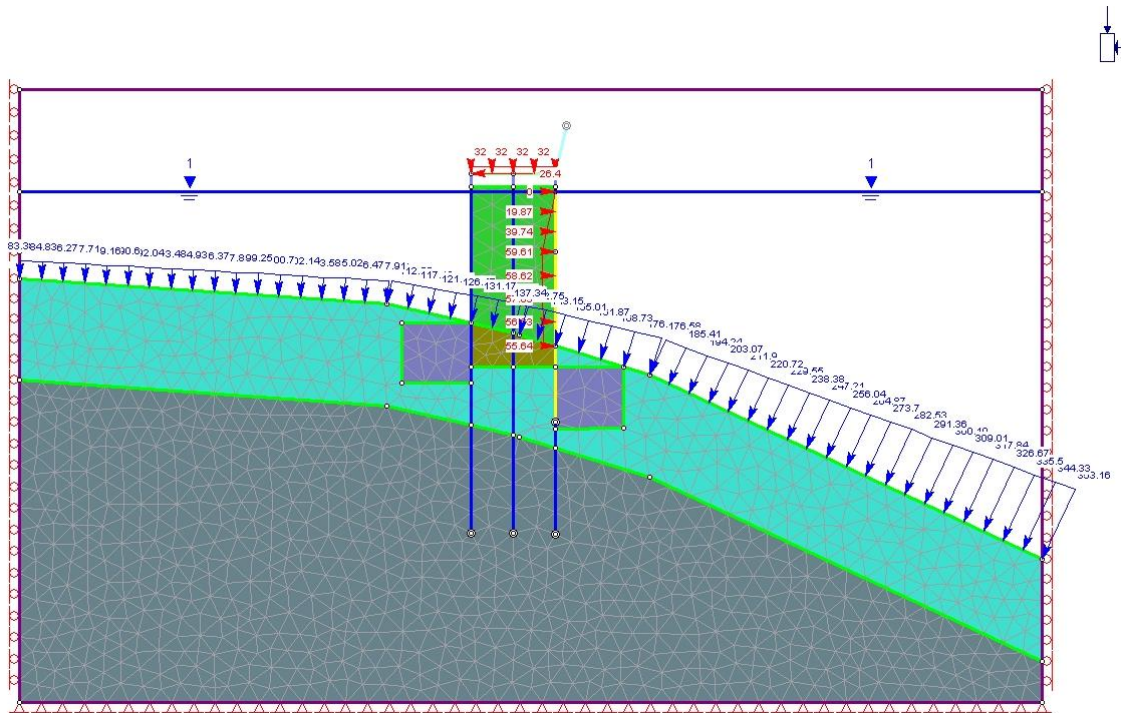


Figura 84 – C-C: modello

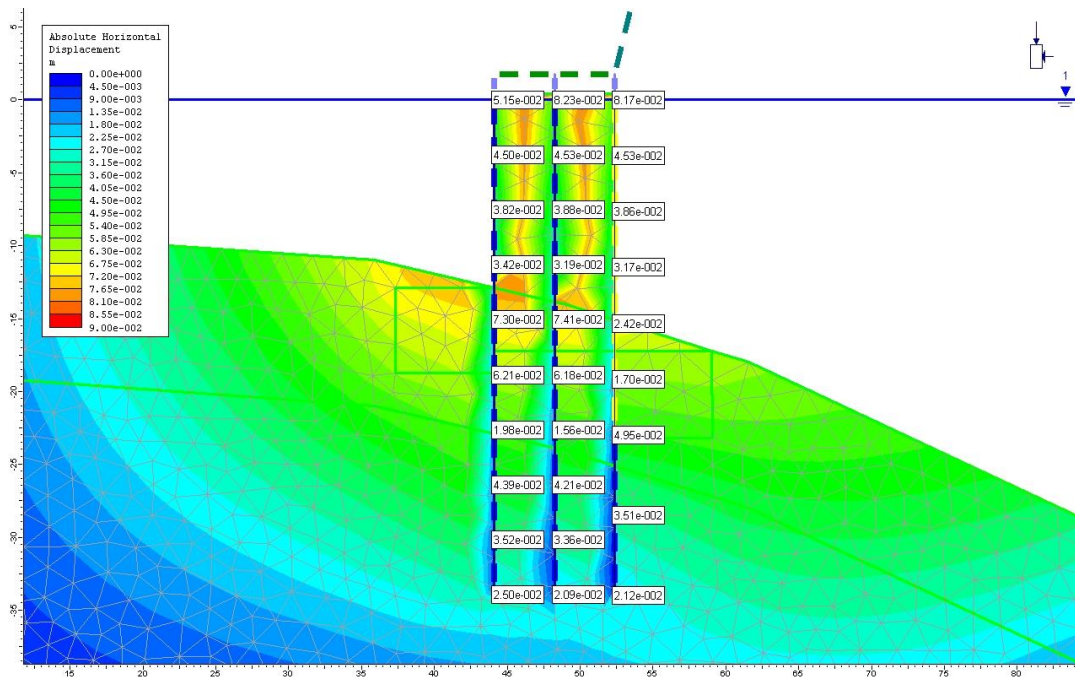


Figura 85 – C-C: spostamenti orizzontali

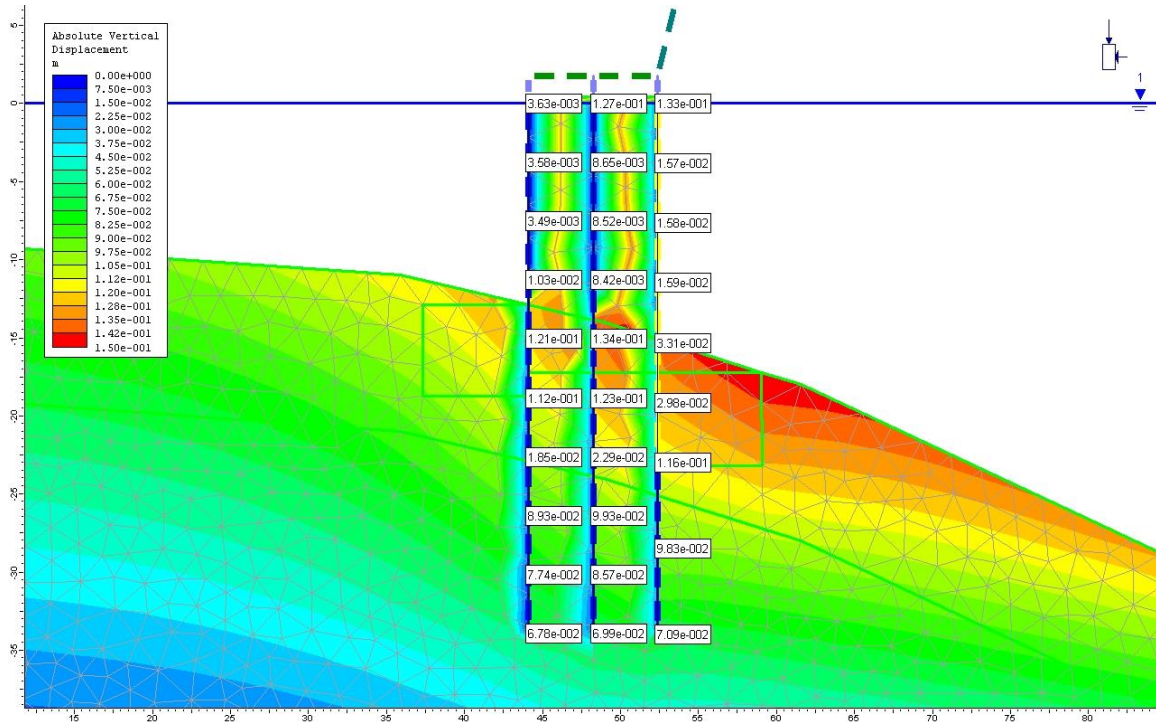


Figura 86 – C-C: spostamenti verticali

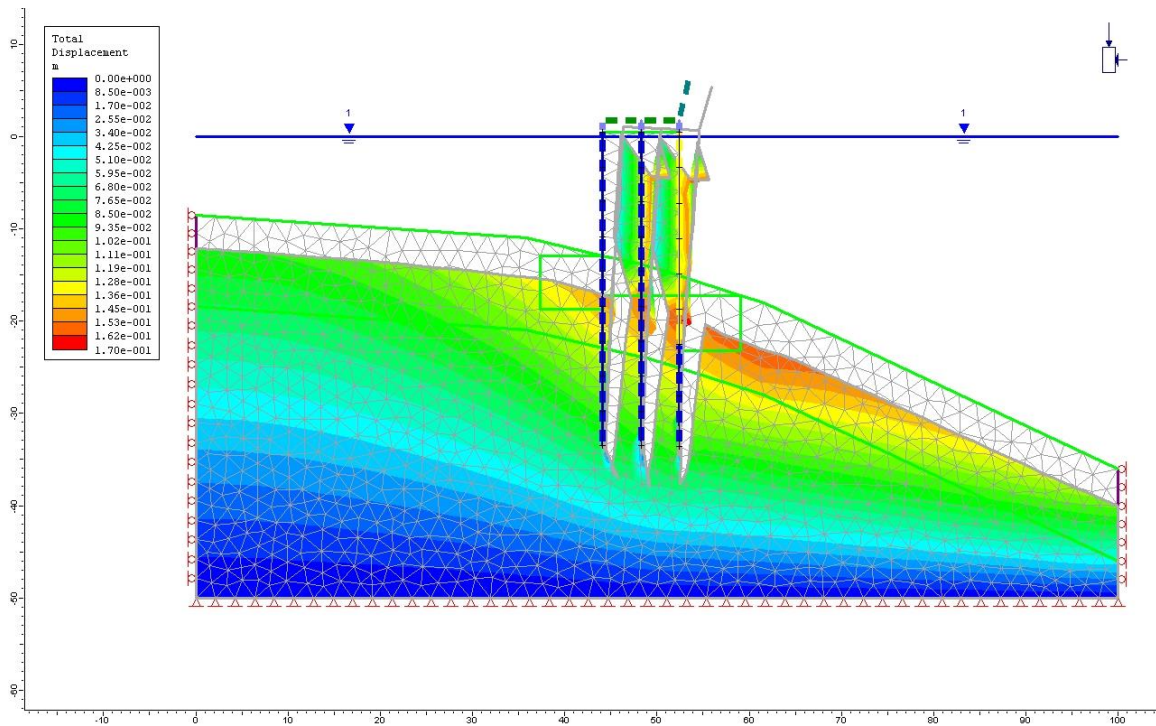


Figura 87 – C-C: deformata

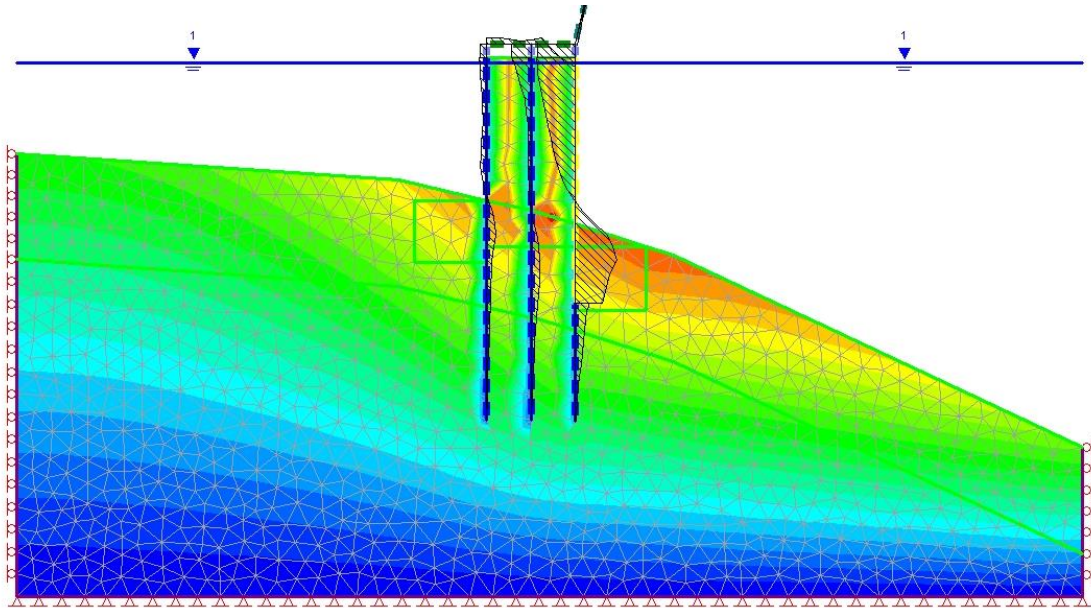


Figura 88 – C-C: azione flettente

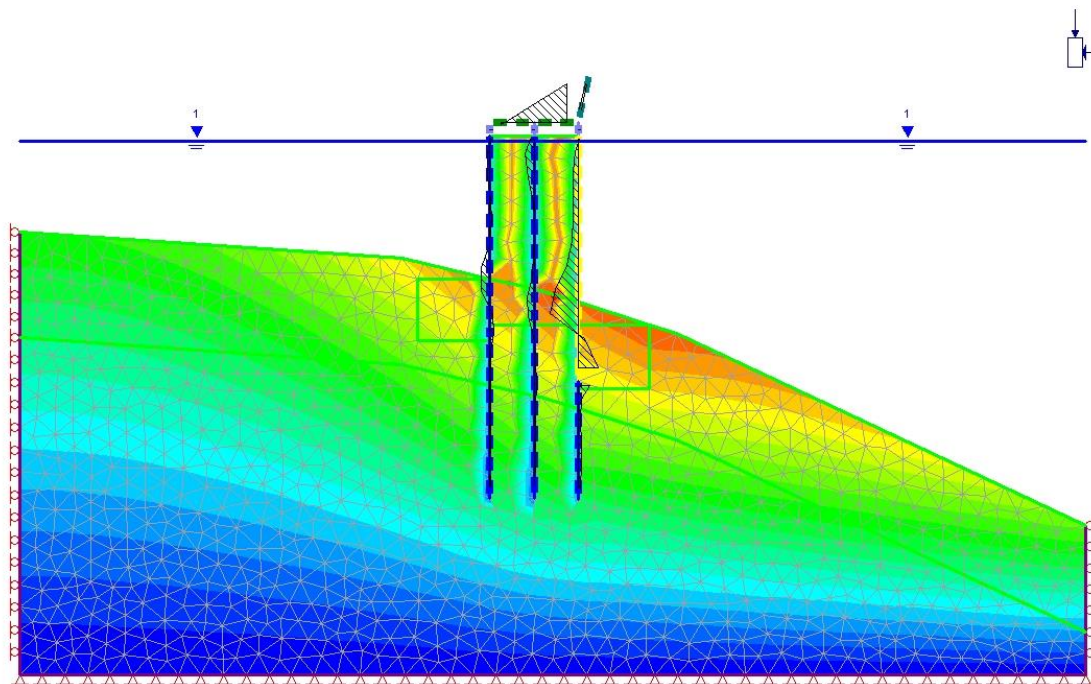


Figura 89 – C-C: taglio

Si riportano nella tabella che segue il valore delle sollecitazioni dei pali del filo B e del filo C:

filo	M [kNm/m]	N [kN/m]	V [kN/m]
B	378.58	61.18	262.45
C	800.06	554.12	80.15

A supporto delle analisi eseguite con il programma di calcolo phase si riportano le schematizzazioni più significative ripetute con il programma plaxis nella condizione SLE rara di onda di cavo.

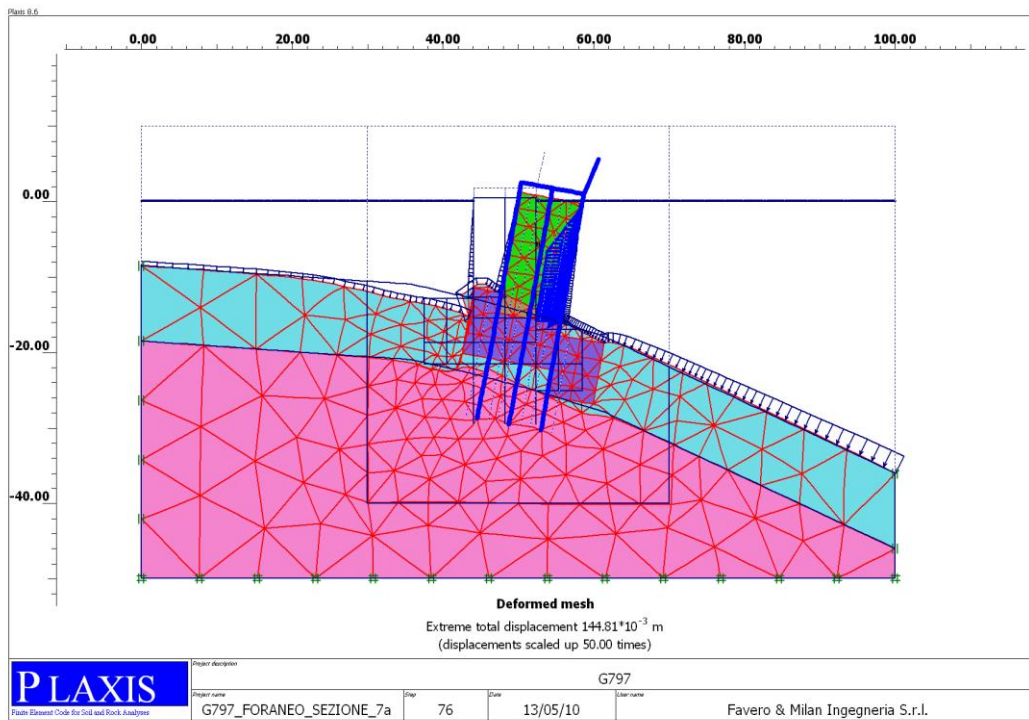


Figura 90 – C-C: deformata modello onda in condizioni di cavo

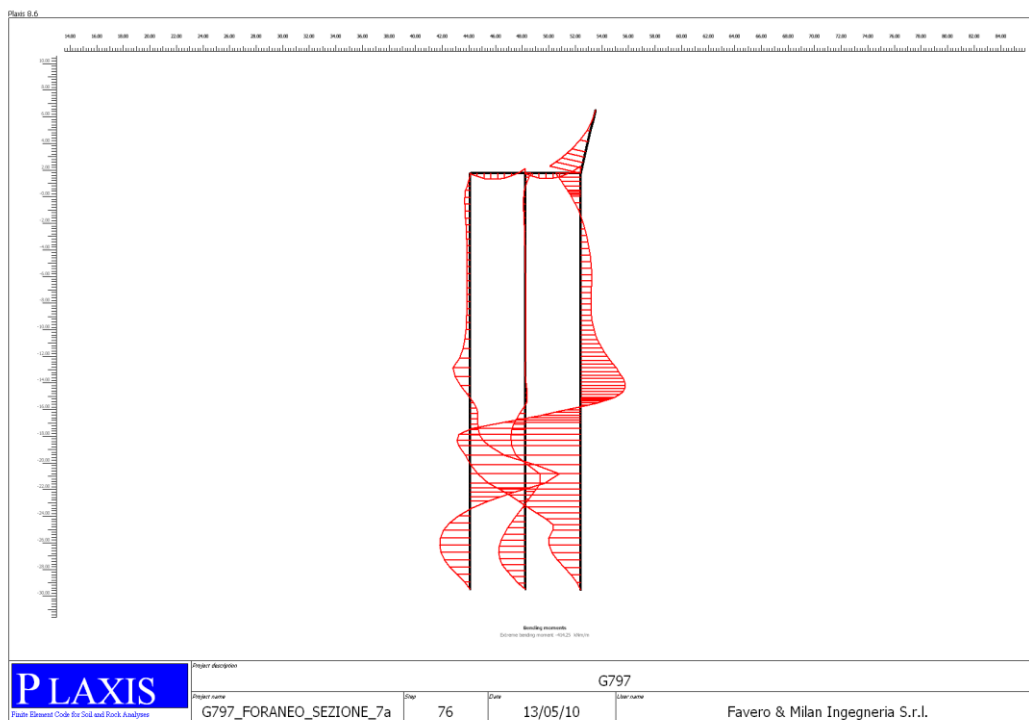


Figura 91 – C-C: azione flettente

Il Sindaco del Comune di Messina - Commissario Delegato ex O.P.C.M. n. 3721 del 19 Dicembre 2008
**LAVORI DI COSTRUZIONE DELLA PIATTAFORMA LOGISTICA INTERMODALE TREMESTIERI
 CON ANNESSO SCALO PORTUALE - PRIMO STRALCIO FUNZIONALE
 PROGETTO DEFINITIVO**

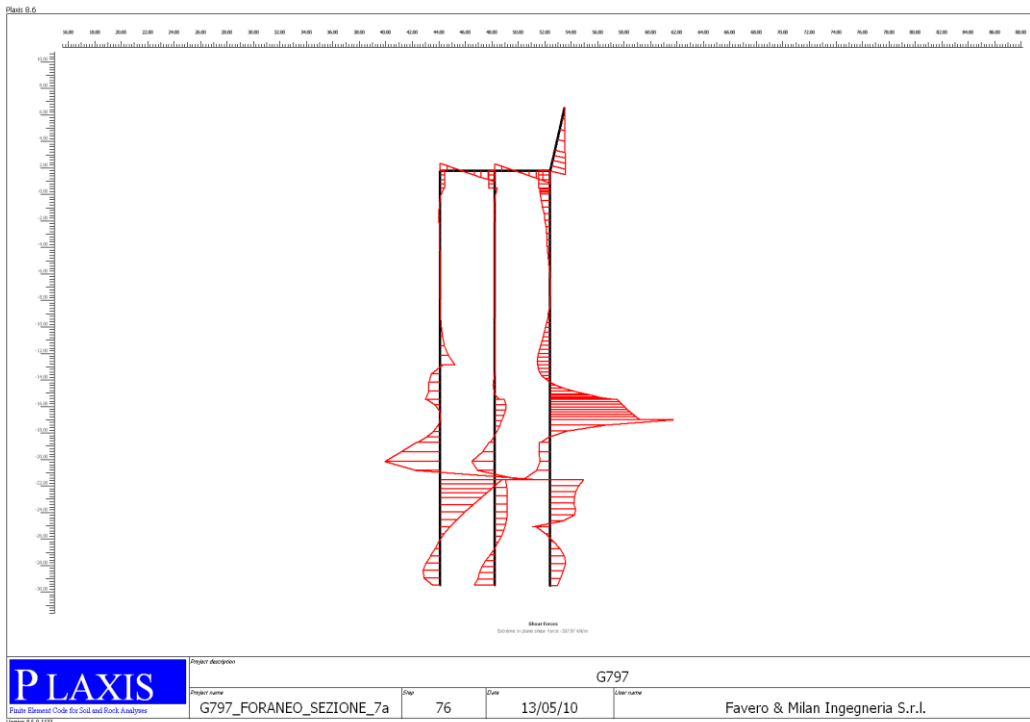


Figura 92 – C-C: taglio

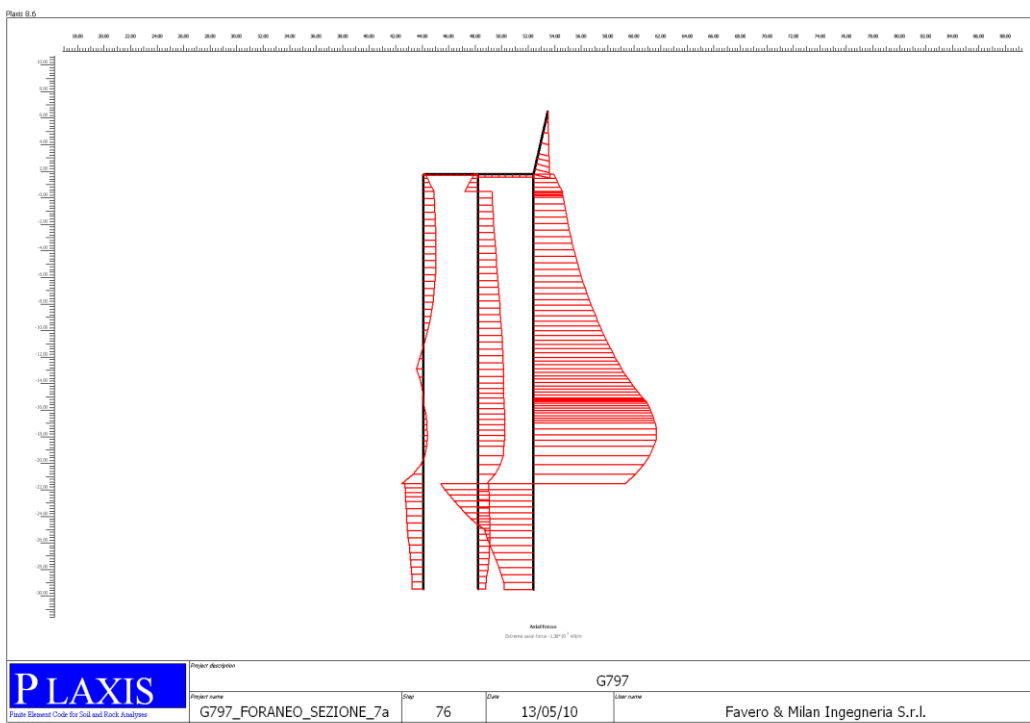


Figura 93 – C-C: azione assiale

10.6.2.2 Combinazione stato limite ultimo sismico SLV:risultati analisi

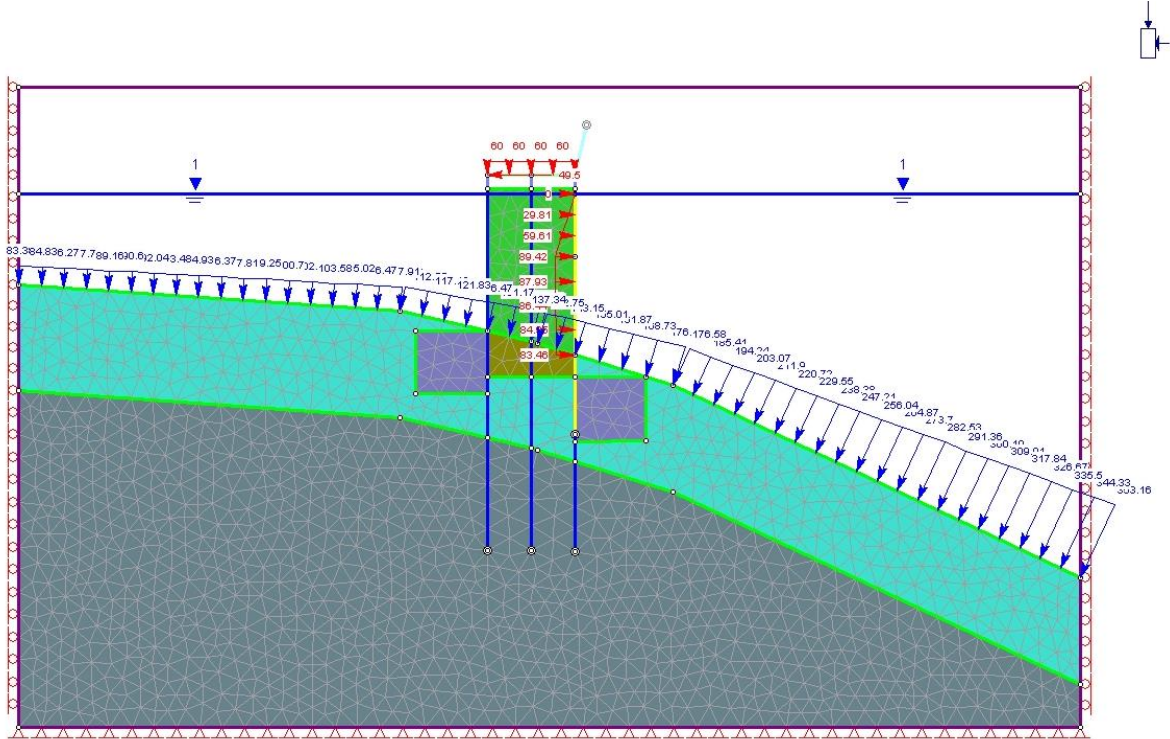


Figura 94 – C-C: modello

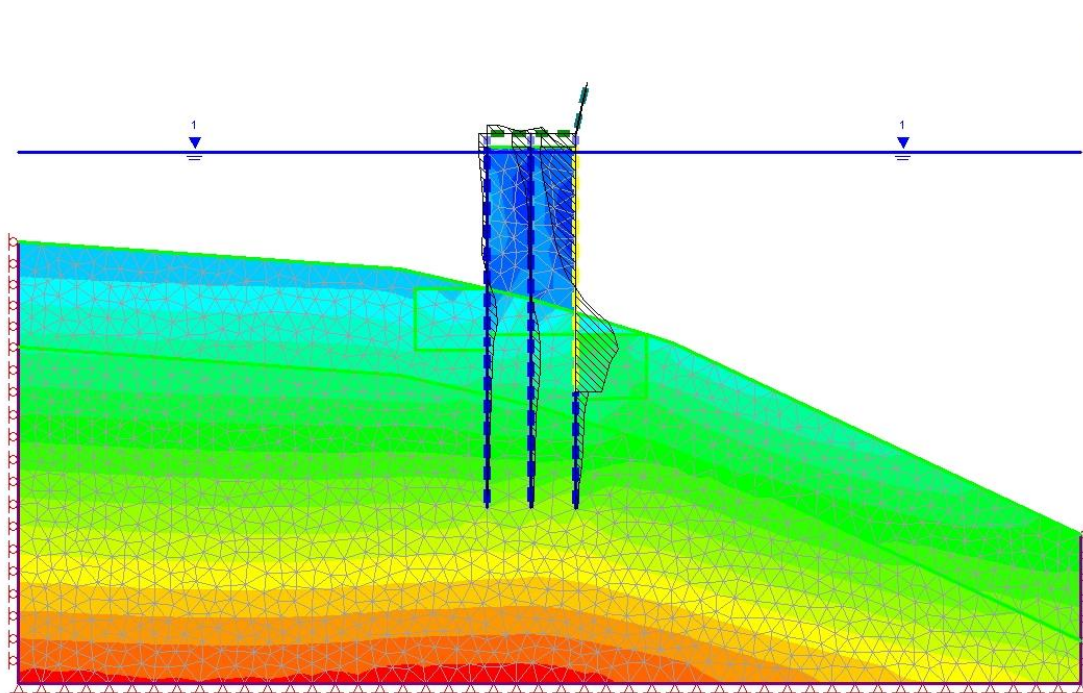


Figura 95 – C-C: azione flettente

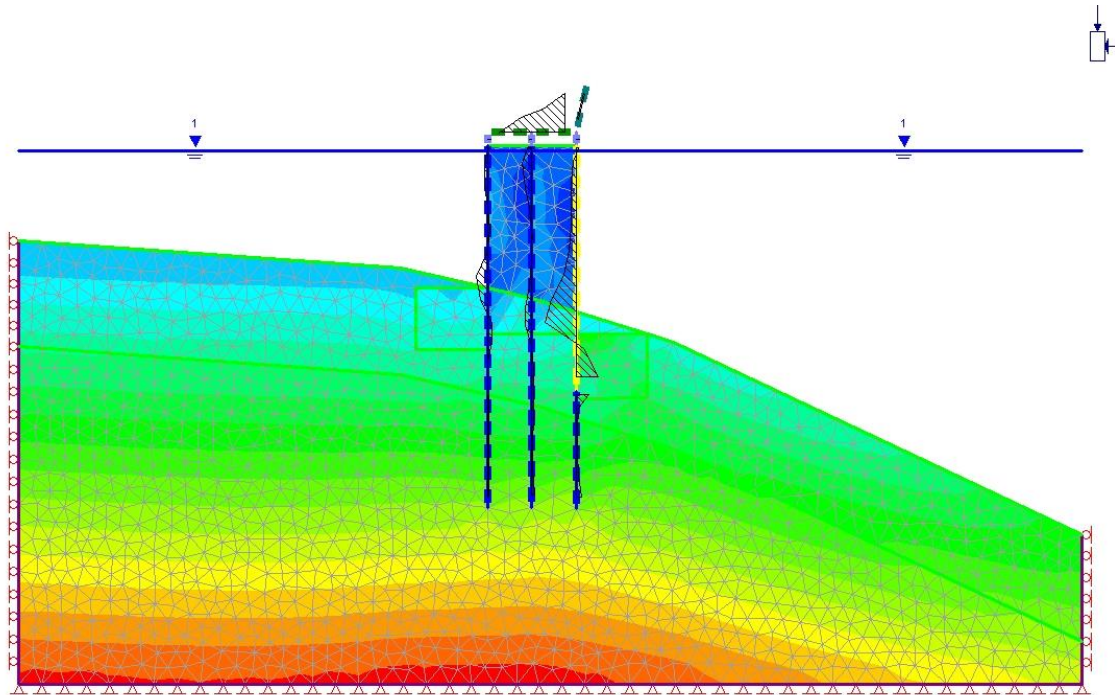


Figura 96 – C-C: taglio

Si riportano nella tabella che segue il valore delle sollecitazioni dei pali del filo B e del filo C:

filo	M [kNm/m]	N [kN/m]	V [kN/m]
B	531.80	145.58	116.65
C	1016.16	682.37	364.29

10.6.3 Verifica a pressoflessione

La struttura di fondazione del molo foraneo è stata sottoposta sia all'onda di cresta che a quella di cavo. Le analisi mostrano che la condizione dimensionante è quella causata dall'onda di cresta.

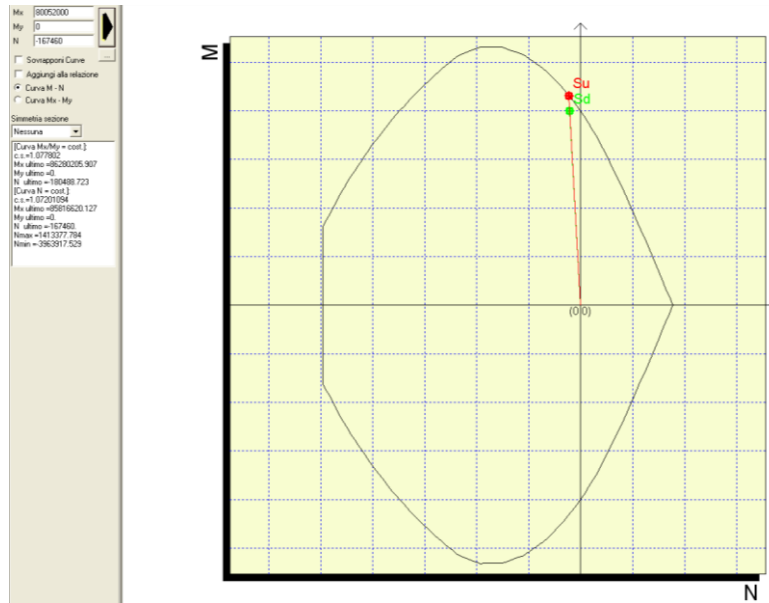
Si riportano le verifiche a pressoflessione dei pali allo stato limite ultimo, condizione più gravosa ai fini del dimensionamento strutturale.

Si ricorda che l'interasse dei pali lungo i fili A e B è di 6.0m quello lungo il filo C nella parte sommitale di lunghezza $L=23.0m$ è di 1.50m

filo	M [kNm]	N [kN]	V [kN]
B	8005.2	1674.6	2320.0
C	3589.8	820.49	704.82

10.6.3.1 Verifica fili A e B

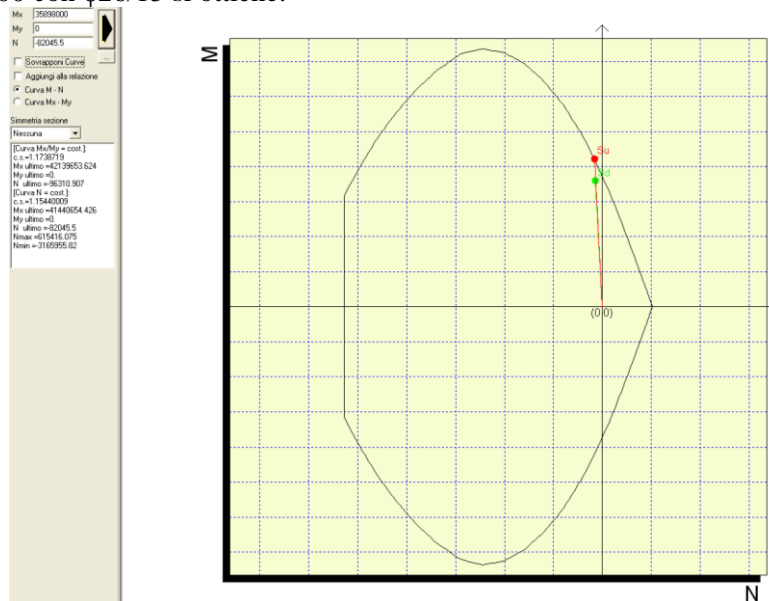
Armando il palo $\phi 1500$ con $\phi 32/10$ si ottiene:



Il coefficiente di sicurezza è pari $cs=1.077$

10.6.3.2 Verifica filo C

Armando il palo $\phi 1500$ con $\phi 26/15$ si ottiene:



Il coefficiente di sicurezza è pari $cs=1.173$

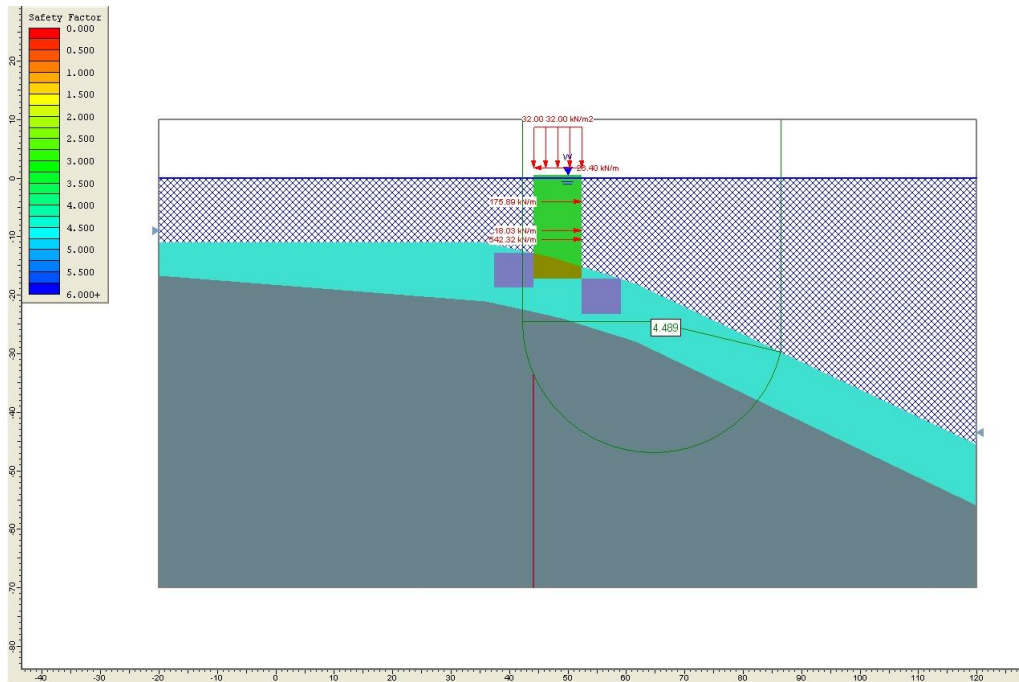
10.6.4 Verifica di stabilità globale

Per le modalità di verifica si veda par.10.5.4.1.

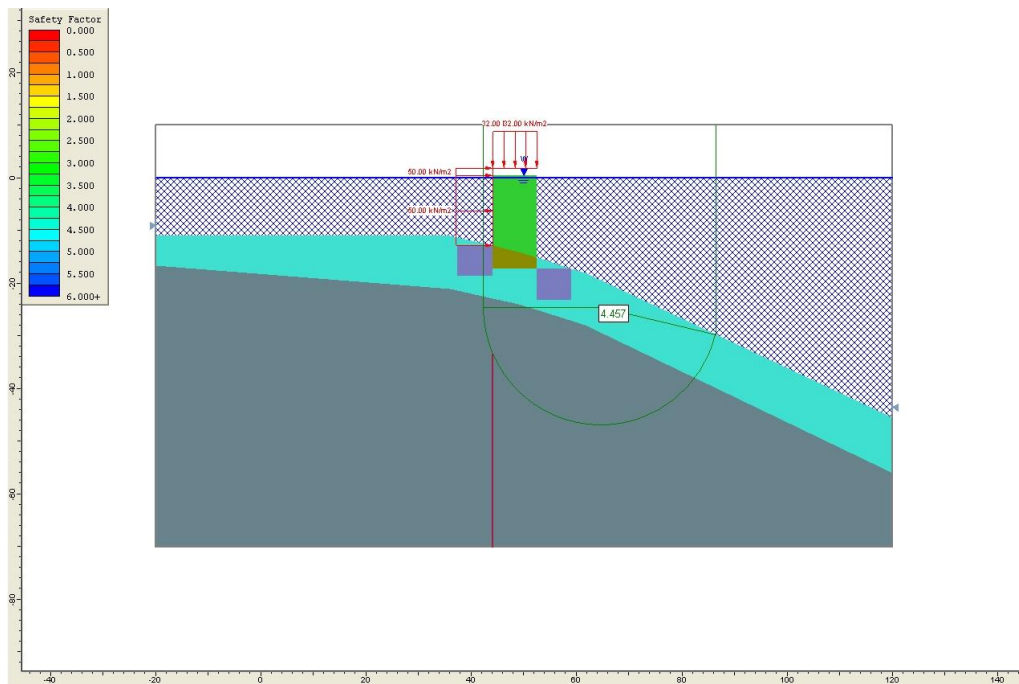
Si riportano le analisi in condizione statica e sismica in cui è stato ricercato un fattore di sicurezza pari a 1.21 per lo stato limite ultimo in fase statica e sismica (SLV) e pari a 1.43 per lo stato limite di esercizio in caso statico e sismico (SLD).

Le analisi sono state condotte considerando per la combinazione rara l'onda di cavo, ritenuta più gravosa ai fini della stabilità dell'opera rispetto all'onda di cresta.

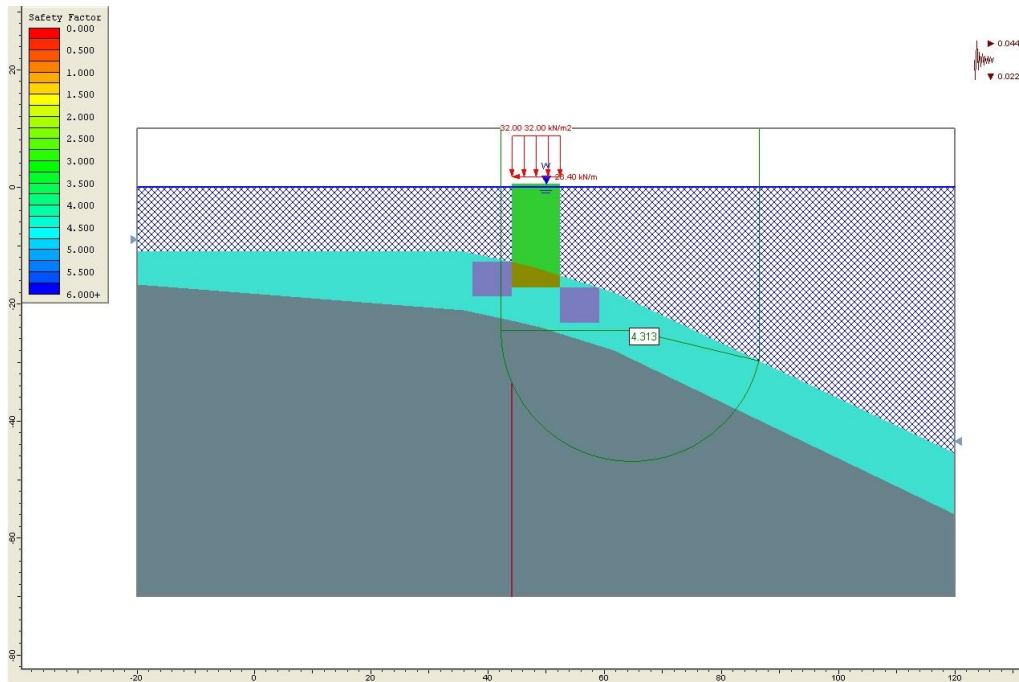
10.6.4.1 Combinazione rara: verifica di stabilità



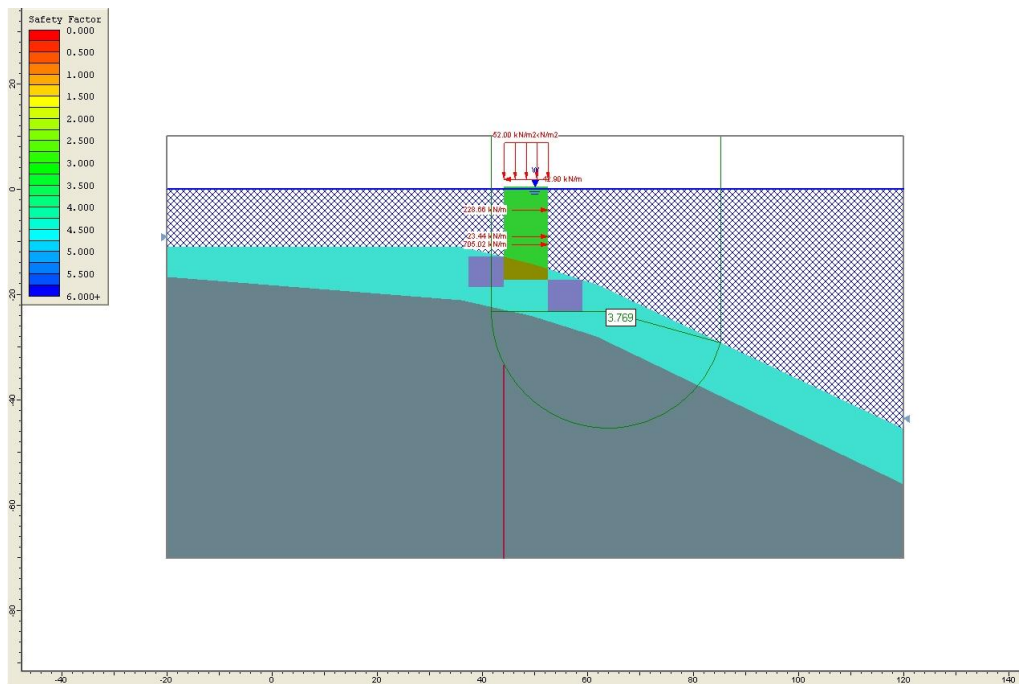
10.6.4.2 Combinazione eccezionale: verifica di stabilità



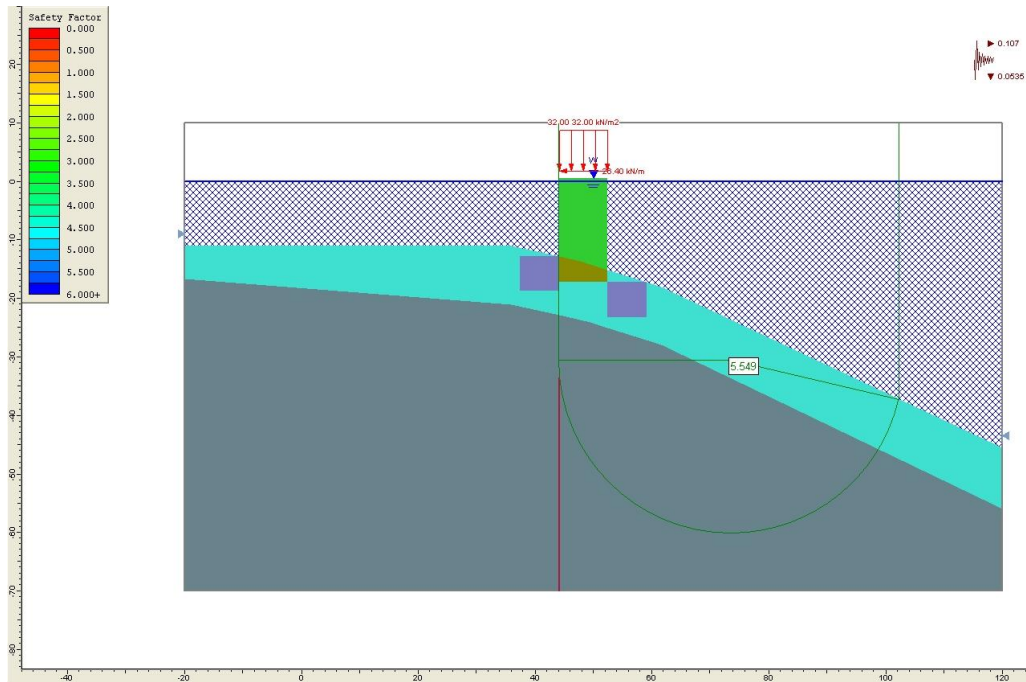
10.6.4.3 Combinazione sismica SLD: verifica di stabilità



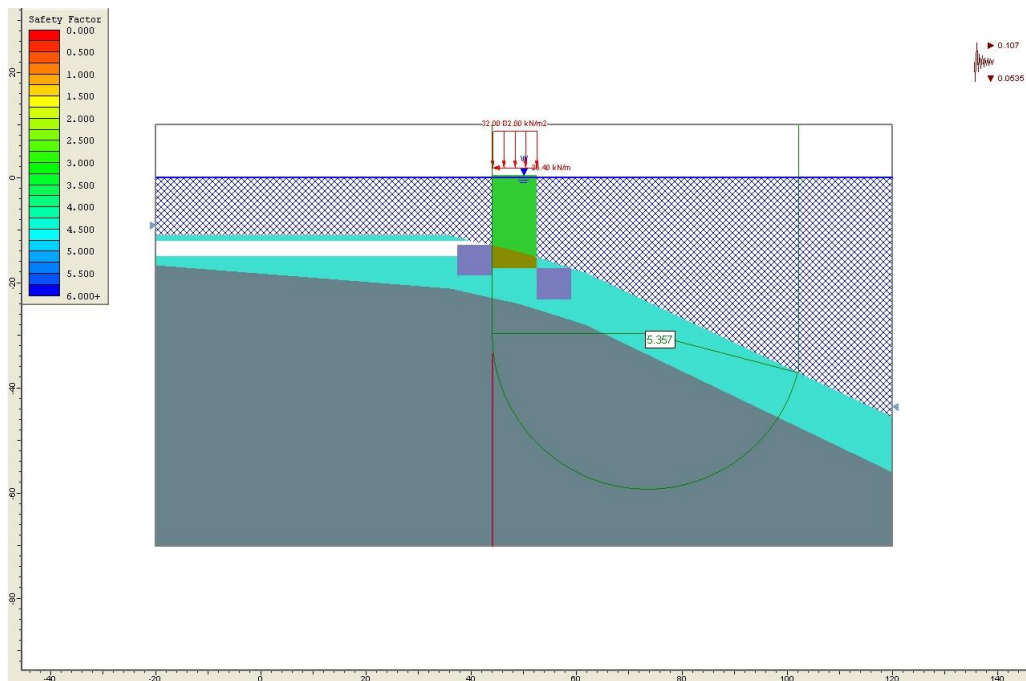
10.6.4.4 Combinazione statica SLU: verifica di stabilità



10.6.4.5 Combinazione sismica SLV: verifica di stabilità

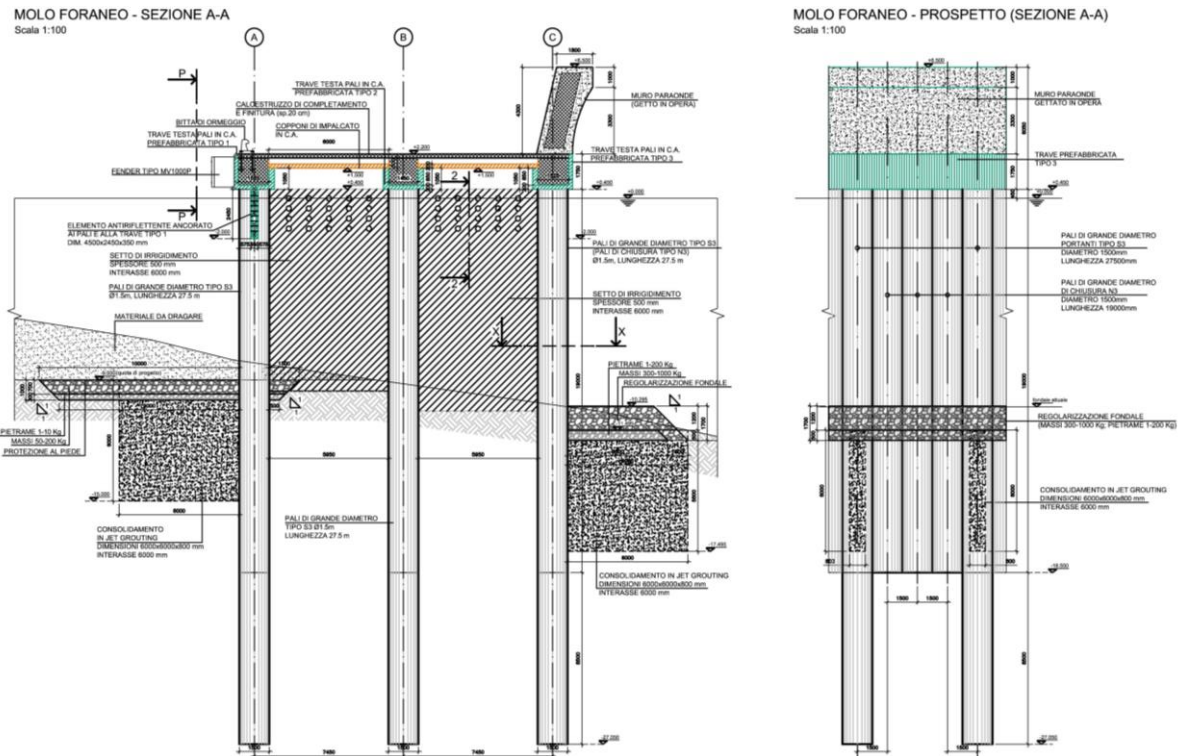


10.6.5 Verifica di stabilità globale in condizione di liquefazione



10.7 CAPACITA' PORTANTE PALI

Si riportano i risultati delle verifiche di capacità portante verticale e trasversale condotte per i pali trivellati in c.a. di diametro 1500. Le verifiche sono state condotte anche attraverso l'utilizzo dei metodi analitici presenti in letteratura e l'ausilio dei software Shaft della Ensoft.



Le analisi sono state eseguite, in base alla normativa D.M. 14.01.2008, nelle combinazioni di carico allo Stato Limite di Esercizio (combinazione "rara") ponendo unitari i coefficienti amplificativi e riduttivi dei carichi e delle resistenze di progetto, e allo Stato Limite Ultimo (combinazione A2-M2) amplificando le azioni variabili e riducendo i parametri di resistenza del terreno, secondo i coefficienti γ_F , γ_M , γ_T e γ_R .

Come previsto dalla normativa suddetta, le analisi sono condotte anche in combinazione sismica allo Stato Limite Ultimo (SLV) e allo Stato Limite di Esercizio (SLD). Tali analisi sono state svolte alla fine di verificare rispettivamente la resistenza ultima del terreno, in combinazione SLV, e la deformazione trasversale massima del palo in combinazione SLD.

Si riportano inoltre le analisi di verifica dei pali soggetti a carichi trasversali dovuti alle condizioni di cresta e di cavo del moto ondoso (pali sul filo C) e all'urto accidentale dei natanti (pali filo A).

10.7.1 Capacità portante verticale

L'espressione generica per il calcolo della portanza di un palo con la punta in terreno granulare soggetto ad un carico verticale è la seguente:

$$Q_{tot} = Q_l + Q_p = \sum A_l (k \cdot \sigma'_{vz} \cdot \mu + \alpha \cdot C_u) + A_p \cdot N_q \cdot \sigma'_{vL}$$

essendo:

- Q_p = portata di punta
- Q_l = portata laterale

- A_l = area laterale del concio i-esimo
 k = coefficiente empirico dipendente dalla tecnologia esecutiva del palo
 μ = coefficiente dipendente dalla scabrezza dell'interfaccia palo-terreno
 σ'_{vz} = tensione litostatica efficace alla profondità z

 σ'_{vL} = tensione litostatica efficace alla base del palo
 α = coefficiente di adesione $f(C_u)$
 C_u = resistenza al taglio non drenata
 A_p = area base
 N_q = Coefficiente di capacità portante (pali di grande diametro)

Per la determinazione dei coefficienti k , μ , α e N_q s'è fatto esplicito riferimento alle indicazioni riportate nelle Raccomandazioni A.G.I. sui pali di fondazione, di seguito riportate.

Tipo di palo		Valori di k	Valori di μ
BATTUTO	Acciaio	0.5 ÷ 1	tg 20°
	Calcestruzzo prefabbricato	1 ÷ 2	tg (3/4 φ')
	Calcestruzzo gettato in opera	1 ÷ 3	tg φ'
TRIVELLATO		0.4 ÷ 0.7 (*)	tg φ'

(*) Decrescente con la profondità.

Figura 97 – Valori di k e μ per terreni granulari.

Materiale		c_u (kPa)	q_a	q_{amax} (kPa)
PALI INFISSI	CLS	≤ 25	c_u	120
		25 ÷ 50	0.85 c_u	
		50 ÷ 75	0.65 c_u	
	ACCIAIO	≥ 75	0.50 c_u	100
		≤ 25	c_u	
		25 ÷ 50	0.80 c_u	
TRIVELLATI	CLS	50 ÷ 75	0.65 c_u	100
		> 75	0.50 c_u	
		≤ 25	0.90 c_u	
		25 ÷ 50	0.80 c_u	
		50 ÷ 75	0.60 c_u	
		≥ 75	0.40 c_u	

Figura 98 – Valori di α per terreni coesivi.

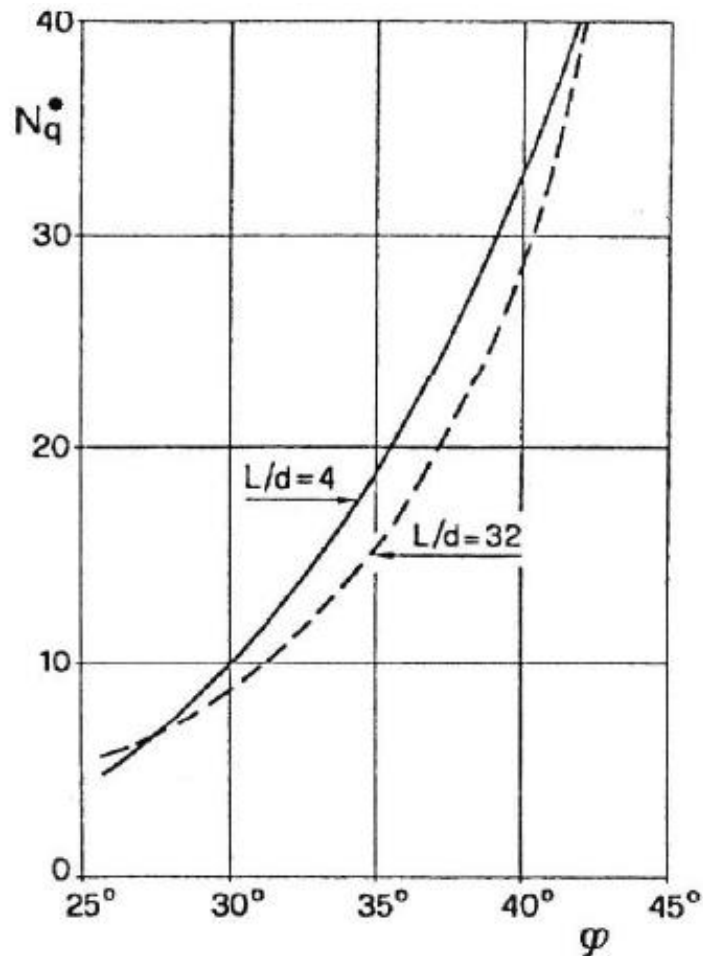


Figura 99 – Valori del coefficiente N_q per pali trivellati (Berezantze, 1965).

Come si evince dalle tabelle riportate, per la verifica di capacità portante assiale si considerano i seguenti coefficienti:

- $C_u = 35 \text{ kPa}$ → $\alpha = 0.8$
- $\varphi = 35^\circ$ → $N_q = 15$
- Pali trivellati → $\mu = \tan(\varphi - 3^\circ)$, $k = 0,5$

10.7.2 Capacità portante orizzontale

Il calcolo della capacità portante di un palo soggetto ad un carico orizzontale è condotto applicando la teoria di Broms (1964), considerando lo schema di palo non vincolato in testa in terreno incoerente soggetto ad un carico orizzontale eccentrico (H) applicato ad una distanza (e) dalla quota del fondale marino.

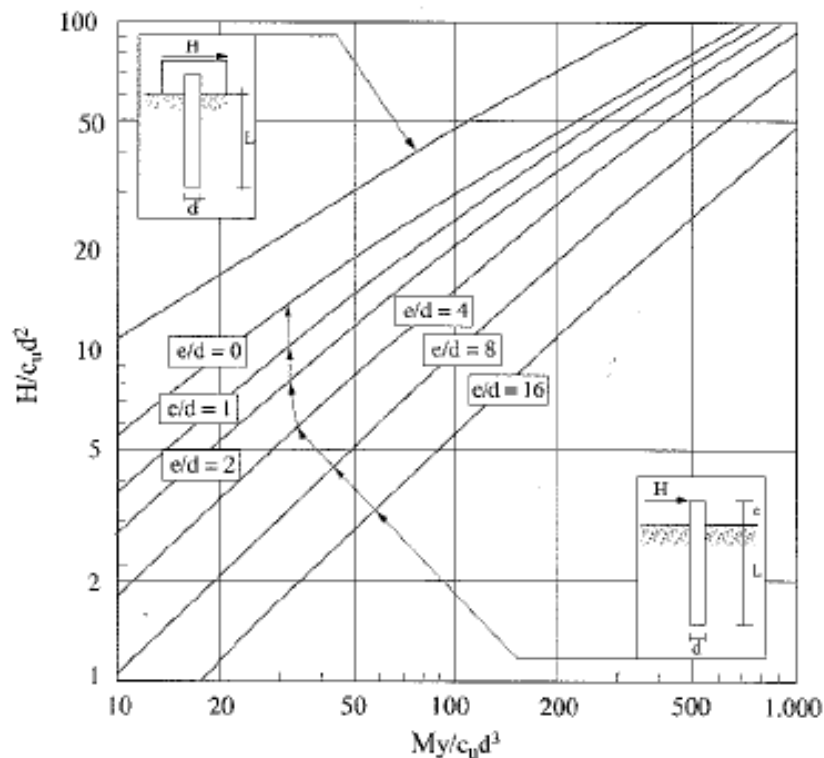


Figura 100 – Valori limite di H per pali lunghi in terreni coesivi, liberi o impediti di ruotare in testa.

Secondo la teoria di Broms, lo stato tensodeformativo del complesso palo terreno sotto azioni orizzontali, si presenta come un problema tridimensionale per la cui soluzione è necessario introdurre alcune ipotesi semplificative:

- il terreno è omogeneo;
- il comportamento dell'interfaccia palo-terreno è di tipo rigido-perfettamente plastico;
- la forma del palo è ininfluenza, l'interazione palo-terreno è determinata dalla dimensione caratteristica d della sezione del palo (diametro) misurata normalmente alla direzione del movimento;
- il palo ha un comportamento rigido-perfettamente plastico, ovvero si considerano trascurabili le deformazioni elastiche del palo.

L'ultima ipotesi comporta che il palo abbia solo moti rigidi finché non si raggiunge il momento di plasticizzazione M_y del palo. A questo punto si ha la formazione di una cerniera plastica in cui la rotazione continua indefinitivamente con momento costante.

La verifica viene soddisfatta se viene rispettata la seguente condizione:

$$E_d < H_d$$

ove E_d è il valore di progetto dell'azione esterna calcolata applicando i coefficienti parziali γ_g e γ_Q alle azioni agenti, mentre H_d è il valore di progetto della resistenza del terreno.

10.7.3 Analisi statiche e sismiche

Come prescritto dal D.M. 14.01.2008 le analisi di capacità portante assiale dei pali di fondazione sono state studiate secondo le seguenti combinazioni.

10.7.3.1 Capacità Portante Verticale

Verifiche agli stati limite ultimo

- Combinazione SLU_DA2: (A1+M1+R3)

Verifiche agli stati limite di esercizio

- Combinazione SLE_rara

10.7.4 Verifiche di capacità portante verticale pali diametro 1500 mm

Si riporta per esteso il calcolo della capacità portante verticale di un palo trivellato di lunghezza variabile, in funzione del posizionamento planimetrico lungo il molo, diametro 1500 mm avente la sommità incastrata nella trave semiprefabbricata in c.a. di collegamento fra i pali e la base immersata in terreno granulare costituito da sabbia ghiaiosa debolmente limosa, avente i parametri geotecnici elencati nel paragrafo 10.2.

Le lunghezze dei pali sono le seguenti:

PALO TIPO	LUNGHEZZA	QUOTA INIZIALE (m s.l.m.m.)	QUOTA FINALE (m s.l.m.m.)	FONDALE (m s.l.m.m.)
S1	23.5	+0.45	-23.05	-8
S2	25.5	+0.45	-25.05	-10
S3	27.5	+0.45	-27.05	-12
S4	34	+0.45	-33.55	-15
S5	29.55	-4.00	-33.55	-15

Per la realizzazione del palo, è necessaria la preinfissione di un tubo in acciaio di lamierino spessore 8 mm, immersato per 6/7 m nello strato granulare superficiale, comportando una riduzione del coefficiente attrattivo (α) fra palo e terreno ridotto cautelativamente a 0.5.

Il Sindaco del Comune di Messina - Commissario Delegato ex O.P.C.M. n. 3721 del 19 Dicembre 2008
LAVORI DI COSTRUZIONE DELLA PIATTAFORMA LOGISTICA INTERMODALE TREMESTIERI
CON ANNESSO SCALO PORTUALE - PRIMO STRALCIO FUNZIONALE
PROGETTO DEFINITIVO

10.7.4.1 Fondale -8m (SLE e SLU_DA2)

CANTIERE: PIATTAFORMA LOGISTICA INTERMODALE TREMESTIERI									
FONDALE: -8m									
CALCOLO CAPACITA' PORTANTE PALI TRIVELLATI							D(m)	1,50	
Prof. tetto	Prof. base	D. palo	Cu	alfa	p'	fi	k	tan(d)	Q
(m)	(m)	(m)	(kN/m ²)	(-)	(kN/m ²)	(°)	(-)	(-)	(kN)
0,00	6,00	1,50	0,00	1,00	28,50	34	0,5	0,48	192
6,00	10,00	1,50	0,00	1,00	76,00	34	0,7	0,67	676
10,00	13,00	1,50	0,00	1,00	109,25	38	0,7	0,78	844
13,00	13,00	1,50	0,00	1,00	123,50	38	0,7	0,78	0
Lunghezza palo emerso		(m)	0,45	Portata per attrito			(kN)	1712,4	
Lunghezza palo immerso		(m)	8,55	Portata per punta			(kN)	5889,6	
Lunghezza palo infisso		(m)	13,00	Portata totale			(kN)	7601,9	
Lunghezza totale		(m)	22,00	Fattore di Sicurezza			(-)	2,5	
				Portata ammissibile			(kN)	2450	
Peso palo		(kN)	591,11						
Profondità falda		(m)	0,00						
Peso di volume		(kN/m ³)	19,5						
Nq		(-)	27						
Profondità punta palo		(m)	13,00						
Tensione eff. alla punta			123,50						

CANTIERE: PIATTAFORMA LOGISTICA INTERMODALE TREMESTIERI									
FONDALE: -8m									
CALCOLO CAPACITA' PORTANTE PALI TRIVELLATI							D(m)	1,50	
Prof. tetto	Prof. base	D. palo	Cu	alfa	p'	fi	k	tan(d)	Q
(m)	(m)	(m)	(kN/m ²)	(-)	(kN/m ²)	(°)	(-)	(-)	(kN)
0,00	6,00	1,50	0,00	1,00	28,50	34	0,5	0,48	192
6,00	10,00	1,50	0,00	1,00	76,00	34	0,7	0,67	676
10,00	13,00	1,50	0,00	1,00	109,25	38	0,7	0,78	844
13,00	13,00	1,50	0,00	1,00	123,50	38	0,7	0,78	0
Lunghezza palo emerso		(m)	0,45	Portata per attrito			(kN)	1712,4	
Lunghezza palo immerso		(m)	8,55	Portata per punta			(kN)	5889,6	
Lunghezza palo infisso		(m)	13,00	Portata totale			(kN)	7601,9	
Lunghezza totale		(m)	22,00	Fattore di Sicurezza			(-)	1,82	
				Portata ammissibile			(kN)	3586	
Peso palo		(kN)	591,11						
Profondità falda		(m)	0,00						
Peso di volume		(kN/m ³)	19,5						
Nq		(-)	27						
Profondità punta palo		(m)	13,00						
Tensione eff. alla punta			123,50						

Il Sindaco del Comune di Messina - Commissario Delegato ex O.P.C.M. n. 3721 del 19 Dicembre 2008
LAVORI DI COSTRUZIONE DELLA PIATTAFORMA LOGISTICA INTERMODALE TREMESTIERI
CON ANNESSO SCALO PORTUALE - PRIMO STRALCIO FUNZIONALE
PROGETTO DEFINITIVO

10.7.4.2 Fondale -10m (SLE e SLU_DA2)

CANTIERE: PIATTAFORMA LOGISTICA INTERMODALE TREMESTIERI											
FONDALE: -10m											
CALCOLO CAPACITA' PORTANTE PALI TRIVELLATI								D(m)	1,50		
Prof. tetto	Prof. base	D. palo	Cu	alfa	p'	fi	k	tan(d)	Q		
(m)	(m)	(m)	(kN/m ²)	(-)	(kN/m ²)	(°)	(-)	(-)	(kN)		
0,00	6,00	1,50	0,00	1,00	28,50	34	0,5	0,48	192		
6,00	10,00	1,50	0,00	1,00	76,00	34	0,7	0,67	676		
10,00	14,00	1,50	0,00	1,00	114,00	38	0,7	0,78	1175		
14,00	14,00	1,50	0,00	1,00	133,00	38	0,7	0,78	0		
Lunghezza palo emerso		(m)	0,45	Portata per attrito			(kN)	2042,7			
Lunghezza palo immerso		(m)	10,55	Portata per punta			(kN)	6342,6			
Lunghezza palo infisso		(m)	14,00	Portata totale			(kN)	8385,3			
Lunghezza totale		(m)	25,00	Fattore di Sicurezza			(-)	2,5			
				Portata ammissibile			(kN)	2684			
Peso palo		(kN)	670,63								
Profondità falda		(m)	0,00								
Peso di volume		(kN/m ³)	19,5								
Nq		(-)	27								
Profondità punta palo		(m)	14,00								
Tensione eff. alla punta			133,00								
CANTIERE: PIATTAFORMA LOGISTICA INTERMODALE TREMESTIERI											
FONDALE: -10m											
CALCOLO CAPACITA' PORTANTE PALI TRIVELLATI								D(m)	1,50		
Prof. tetto	Prof. base	D. palo	Cu	alfa	p'	fi	k	tan(d)	Q		
(m)	(m)	(m)	(kN/m ²)	(-)	(kN/m ²)	(°)	(-)	(-)	(kN)		
0,00	6,00	1,50	0,00	1,00	28,50	34	0,5	0,48	192		
6,00	10,00	1,50	0,00	1,00	76,00	34	0,7	0,67	676		
10,00	14,00	1,50	0,00	1,00	114,00	38	0,7	0,78	1175		
14,00	14,00	1,50	0,00	1,00	133,00	38	0,7	0,78	0		
Lunghezza palo emerso		(m)	0,45	Portata per attrito			(kN)	2042,7			
Lunghezza palo immerso		(m)	10,55	Portata per punta			(kN)	6342,6			
Lunghezza palo infisso		(m)	14,00	Portata totale			(kN)	8385,3			
Lunghezza totale		(m)	25,00	Fattore di Sicurezza			(-)	1,82			
				Portata ammissibile			(kN)	3937			
Peso palo		(kN)	670,63								
Profondità falda		(m)	0,00								
Peso di volume		(kN/m ³)	19,5								
Nq		(-)	27								
Profondità punta palo		(m)	14,00								
Tensione eff. alla punta			133,00								

Il Sindaco del Comune di Messina - Commissario Delegato ex O.P.C.M. n. 3721 del 19 Dicembre 2008
LAVORI DI COSTRUZIONE DELLA PIATTAFORMA LOGISTICA INTERMODALE TREMESTIERI
 CON ANNESSO SCALO PORTUALE - PRIMO STRALCIO FUNZIONALE
PROGETTO DEFINITIVO

10.7.4.3 Fondale -12m (SLE e SLU_DA2)

CANTIERE: PIATTAFORMA LOGISTICA INTERMODALE TREMESTIERI										
FONDALE: -12m										
CALCOLO CAPACITA' PORTANTE PALI TRIVELLATI								D(m)	1,50	
Prof. tetto	Prof. base	D. palo	Cu	alfa	p'	fi	k	tan(d)	Q	
(m)	(m)	(m)	(kN/m ²)	(-)	(kN/m ²)	(°)	(-)	(-)	(kN)	
0,00	6,00	1,50	0,00	1,00	28,50	34	0,5	0,48	192	
6,00	10,00	1,50	0,00	1,00	76,00	34	0,7	0,67	676	
10,00	14,00	1,50	0,00	1,00	114,00	38	0,7	0,78	1175	
14,00	14,00	1,50	0,00	1,00	133,00	38	0,7	0,78	0	
Lunghezza palo emerso		(m)	0,45	Portata per attrito		(kN)		2042,7		
Lunghezza palo immerso		(m)	12,55	Portata per punta		(kN)		6342,6		
Lunghezza palo infisso		(m)	14,00	Portata totale		(kN)		8385,3		
Lunghezza totale		(m)	27,00	Fattore di Sicurezza		(-)		2,5		
				Portata ammissibile		(kN)		2630		
Peso palo		(kN)	723,65							
Profondità falda		(m)	0,00							
Peso di volume		(kN/m ³)	19,5							
Nq		(-)	27							
Profondità punta palo		(m)	14,00							
Tensione eff. alla punta			133,00							
CANTIERE: PIATTAFORMA LOGISTICA INTERMODALE TREMESTIERI										
FONDALE: -12m										
CALCOLO CAPACITA' PORTANTE PALI TRIVELLATI								D(m)	1,50	
Prof. tetto	Prof. base	D. palo	Cu	alfa	p'	fi	k	tan(d)	Q	
(m)	(m)	(m)	(kN/m ²)	(-)	(kN/m ²)	(°)	(-)	(-)	(kN)	
0,00	6,00	1,50	0,00	1,00	28,50	34	0,5	0,48	192	
6,00	10,00	1,50	0,00	1,00	76,00	34	0,7	0,67	676	
10,00	14,00	1,50	0,00	1,00	114,00	38	0,7	0,78	1175	
14,00	14,00	1,50	0,00	1,00	133,00	38	0,7	0,78	0	
Lunghezza palo emerso		(m)	0,45	Portata per attrito		(kN)		2042,7		
Lunghezza palo immerso		(m)	12,55	Portata per punta		(kN)		6342,6		
Lunghezza palo infisso		(m)	14,00	Portata totale		(kN)		8385,3		
Lunghezza totale		(m)	27,00	Fattore di Sicurezza		(-)		1,82		
				Portata ammissibile		(kN)		3884		
Peso palo		(kN)	723,65							
Profondità falda		(m)	0,00							
Peso di volume		(kN/m ³)	19,5							
Nq		(-)	27							
Profondità punta palo		(m)	14,00							
Tensione eff. alla punta			133,00							

Il Sindaco del Comune di Messina - Commissario Delegato ex O.P.C.M. n. 3721 del 19 Dicembre 2008
LAVORI DI COSTRUZIONE DELLA PIATTAFORMA LOGISTICA INTERMODALE TREMESTIERI
CON ANNESSO SCALO PORTUALE - PRIMO STRALCIO FUNZIONALE
PROGETTO DEFINITIVO

10.7.4.4 Fondale -15m (SLE e SLU_DA2)

CANTIERE: PIATTAFORMA LOGISTICA INTERMODALE TREMESTIERI										
FONDALE: -15m										
CALCOLO CAPACITA' PORTANTE PALI TRIVELLATI								D(m)	1,50	
Prof. tetto	Prof. base	D. palo	Cu	alfa	p'	fi	k	tan(d)	Q	
(m)	(m)	(m)	(kN/m ²)	(-)	(kN/m ²)	(°)	(-)	(-)	(kN)	
0,00	7,00	1,50	0,00	1,00	33,25	34	0,5	0,48	261	
7,00	10,00	1,50	0,00	1,00	80,75	34	0,7	0,67	539	
10,00	18,00	1,50	0,00	1,00	133,00	38	0,7	0,78	2741	
18,00	18,00	1,50	0,00	1,00	171,00	38	0,7	0,78	0	
Lunghezza palo emerso		(m)	0,45	Portata per attrito			(kN)	3540,9		
Lunghezza palo immerso		(m)	15,55	Portata per punta			(kN)	8154,8		
Lunghezza palo infisso		(m)	18,00	Portata totale			(kN)	11695,7		
Lunghezza totale		(m)	34,00	Fattore di Sicurezza			(-)	2,5		
				Portata ammissibile			(kN)	3769		
Peso palo		(kN)	909,20							
Profondità falda		(m)	0,00							
Peso di volume		(kN/m ³)	19,5							
Nq		(-)	27							
Profondità punta palo		(m)	18,00							
Tensione eff. alla punta			171,00							
CANTIERE: PIATTAFORMA LOGISTICA INTERMODALE TREMESTIERI										
FONDALE: -15m										
CALCOLO CAPACITA' PORTANTE PALI TRIVELLATI								D(m)	1,50	
Prof. tetto	Prof. base	D. palo	Cu	alfa	p'	fi	k	tan(d)	Q	
(m)	(m)	(m)	(kN/m ²)	(-)	(kN/m ²)	(°)	(-)	(-)	(kN)	
0,00	7,00	1,50	0,00	1,00	33,25	34	0,5	0,48	261	
7,00	10,00	1,50	0,00	1,00	80,75	34	0,7	0,67	539	
10,00	18,00	1,50	0,00	1,00	133,00	38	0,7	0,78	2741	
18,00	18,00	1,50	0,00	1,00	171,00	38	0,7	0,78	0	
Lunghezza palo emerso		(m)	0,45	Portata per attrito			(kN)	3540,9		
Lunghezza palo immerso		(m)	15,55	Portata per punta			(kN)	8154,8		
Lunghezza palo infisso		(m)	18,00	Portata totale			(kN)	11695,7		
Lunghezza totale		(m)	34,00	Fattore di Sicurezza			(-)	1,82		
				Portata ammissibile			(kN)	5517		
Peso palo		(kN)	909,20							
Profondità falda		(m)	0,00							
Peso di volume		(kN/m ³)	19,5							
Nq		(-)	27							
Profondità punta palo		(m)	18,00							
Tensione eff. alla punta			171,00							

10.8 CAPACITA' PORTANTE PALI IN CONDIZIONE DI LIQUEFAZIONE

Si riportano le verifiche di capacità portanti dei pali trivellati del molo foraneo, in cui è stato annullato il contributo dell'attrito laterale del terreno potenziale liquefacibile, così come risultato dalle analisi espletate nella relazione sismica (elaborato A007R), presente nell'intervallo di profondità -10.5/-13.5 m s.l.m.m.

10.8.1 Fondale -8m

CANTIERE: PIATTAFORMA LOGISTICA INTERMODALE TREMESTIERI									
FONDALE: -8m									
CALCOLO CAPACITA' PORTANTE PALI TRIVELLATI								D(m)	1,50
Prof. tetto (m)	Prof. base (m)	D. palo (m)	Cu (kN/m ²)	alfa (-)	p' (kN/m ²)	fi (°)	k (-)	tan(d) (-)	Q (kN)
0,00	5,50	1,50	0,00	1,00	26,13	34	0	0,48	0
5,50	10,00	1,50	0,00	1,00	73,63	34	0,7	0,67	737
10,00	13,00	1,50	0,00	1,00	109,25	38	0,7	0,78	844
13,00	13,00	1,50	0,00	1,00	123,50	38	0,7	0,78	0
Lunghezza palo emerso		(m)	0,45	Portata per attrito		(kN)	1581,0		
Lunghezza palo immerso		(m)	8,55	Portata per punta		(kN)	5889,6		
Lunghezza palo infisso		(m)	13,00	Portata totale		(kN)	7470,6		
Lunghezza totale		(m)	22,00	Fattore di Sicurezza		(-)	2,5		
				Portata ammissibile		(kN)	2397		
Peso palo		(kN)	591,11						
Profondità falda		(m)	0,00						
Peso di volume		(kN/m ³)	19,5						
Nq		(-)	27						
Profondità punta palo		(m)	13,00						
Tensione eff. alla punta			123,50						

Struttura	Banchina a giorno su pali di grande diametro e setti di irrigidimento					
Fondale	8 m					
carichi lineari						
Descrizione	b (m)	h (m)	A (mq/m)	n (/)	s (m)	W (kN/m)
Muro paraonde			4,1			102,5
Veletta lato mare			0,94			23,5
Veletta lato banchina			0,73			18,325
Veletta centrale			0,86			21,5
copponi			1,56	2		78
getto di completamento travi			5,23			130,75
finitura	16,5	0,2				82,5
sovraccarico	15,1			40		604
					somma	1061
carichi puntuali						
Descrizione	b (m)	h (m)	A (mq)	n (/)	s (m)	W (kN)
setto irrigidimento emerso	5,95	0,45		2	0,5	67
setto irrigidimento sommerso	5,95	8,55		2	0,5	763
					somma	830,025
				γ_{cls}	25	(kN/mc)
				cap. palo	2397	(kN)
				n pali	3	(/)
				in. max	6,00	(m)

10.8.2 Fondale -10m

Il Sindaco del Comune di Messina - Commissario Delegato ex O.P.C.M. n. 3721 del 19 Dicembre 2008
**LAVORI DI COSTRUZIONE DELLA PIATTAFORMA LOGISTICA INTERMODALE TREMESTIERI
 CON ANNESSO SCALO PORTUALE - PRIMO STRALCIO FUNZIONALE
 PROGETTO DEFINITIVO**

CANTIERE: PIATTAFORMA LOGISTICA INTERMODALE TREMESTIERI									
FONDALE: -10m									
CALCOLO CAPACITA' PORTANTE PALI TRIVELLATI								D(m)	1,50
Prof. tetto	Prof. base	D. palo	Cu	alfa	p'	fi	k	tan(d)	Q
(m)	(m)	(m)	(kN/m ²)	(-)	(kN/m ²)	(°)	(-)	(-)	(kN)
0,00	3,50	1,50	0,00	1,00	16,63	34	0	0,48	0
3,50	10,00	1,50	0,00	1,00	64,13	34	0,5	0,67	662
10,00	14,00	1,50	0,00	1,00	114,00	38	0,7	0,78	1175
14,00	14,00	1,50	0,00	1,00	133,00	38	0,7	0,78	0
Lunghezza palo emerso		(m)	0,45	Portata per attrito		(kN)	1836,7		
Lunghezza palo immerso		(m)	10,55	Portata per punta		(kN)	6342,6		
Lunghezza palo infisso		(m)	14,00	Portata totale		(kN)	8179,3		
Lunghezza totale		(m)	25,00	Fattore di Sicurezza		(-)	2,5		
				Portata ammissibile		(kN)	2601		
Peso palo		(kN)	670,63	Profondità falda		(m)	0,00		
Peso di volume		(kN/m ³)	19,5	Nq		(-)	27		
Profondità punta palo		(m)	14,00	Tensione eff. alla punta			133,00		

Struttura						
Banchina a giorno su pali di grande diametro e setti di irrigidimento						
Fondale 8 m						
carichi lineari						
Descrizione	b	h	A	n	s	W
	(m)	(m)	(mq/m)	(/)	(m)	(kN/m)
Muro paraonde			4,1			102,5
Veletta lato mare			0,94			23,5
Veletta lato banchina			0,73			18,325
Veletta centrale			0,86			21,5
copponi			1,56	2		78
getto di completamento travi			5,23			130,75
finitura	16,5	0,2				82,5
sovraccarico	15,1			40		604
					somma	1061
carichi puntuali						
Descrizione	b	h	A	n	s	W
	(m)	(m)	(mq)	(/)	(m)	(kN)
setto irrigidimento emerso	5,95	0,45		2	0,5	67
setto irrigidimento sommerso	5,95	10,55		2	0,5	942
					somma	1008,525
					γ_{cls}	25 (kN/mc)
					cap. palo	2601 (kN)
					n pali	3 (/)
					in. max	6,40 (m)

Il Sindaco del Comune di Messina - Commissario Delegato ex O.P.C.M. n. 3721 del 19 Dicembre 2008
**LAVORI DI COSTRUZIONE DELLA PIATTAFORMA LOGISTICA INTERMODALE TREMESTIERI
 CON ANNESSO SCALO PORTUALE - PRIMO STRALCIO FUNZIONALE
 PROGETTO DEFINITIVO**

10.8.3 Fondale -12m

CANTIERE: PIATTAFORMA LOGISTICA INTERMODALE TREMESTIERI									
FONDALE: -12m									
CALCOLO CAPACITA' PORTANTE PALI TRIVELLATI								D(m)	1,50
Prof. tetto (m)	Prof. base (m)	D. palo (m)	Cu (kN/m ²)	alfa (-)	p' (kN/m ²)	fi (°)	k (-)	tan(d) (-)	Q (kN)
0,00	6,00	1,50	0,00	1,00	28,50	34	0	0,48	0
6,00	10,00	1,50	0,00	1,00	76,00	34	0,7	0,67	676
10,00	14,00	1,50	0,00	1,00	114,00	38	0,7	0,78	1175
14,00	14,00	1,50	0,00	1,00	133,00	38	0,7	0,78	0
Lunghezza palo emerso		(m)	0,45	Portata per attrito		(kN)	1850,7		
Lunghezza palo immerso		(m)	12,55	Portata per punta		(kN)	6342,6		
Lunghezza palo infisso		(m)	14,00	Portata totale		(kN)	8193,3		
Lunghezza totale		(m)	27,00	Fattore di Sicurezza		(-)	2,5		
				Portata ammissibile		(kN)	2554		
Peso palo		(kN)	723,65						
Profondità falda		(m)	0,00						
Peso di volume		(kN/m ³)	19,5						
Nq		(-)	27						
Profondità punta palo		(m)	14,00						
Tensione eff. alla punta			133,00						

Struttura	Banchina a giorno su pali di grande diametro e setti di irrigidimento					
Fondale	8 m					
carichi lineari						
<i>Descrizione</i>	<i>b</i>	<i>h</i>	<i>A</i>	<i>n</i>	<i>s</i>	<i>W</i>
	(m)	(m)	(mq/m)	(/)	(m)	(kN/m)
Muro paraonde			4,1			102,5
Veletta lato mare			0,94			23,5
Veletta lato banchina			0,73			18,325
Veletta centrale			0,86			21,5
copponi			1,56	2		78
getto di completamento travi			5,23			130,75
finitura	16,5	0,2				82,5
sovraccarico	15,1			40		604
					somma	1061
carichi puntuali						
<i>Descrizione</i>	<i>b</i>	<i>h</i>	<i>A</i>	<i>n</i>	<i>s</i>	<i>W</i>
	(m)	(m)	(mq)	(/)	(m)	(kN)
setto irrigidimento emerso	5,95	0,45		2	0,5	67
setto irrigidimento sommerso	5,95	12,55		2	0,5	1120
					somma	1187
				<i>γ cls</i>	25	(kN/mc)
				cap. palo	2554	(kN)
				n pali	3	(/)
				in. max	6,10	(m)

Il Sindaco del Comune di Messina - Commissario Delegato ex O.P.C.M. n. 3721 del 19 Dicembre 2008
**LAVORI DI COSTRUZIONE DELLA PIATTAFORMA LOGISTICA INTERMODALE TREMESTIERI
 CON ANNESSO SCALO PORTUALE - PRIMO STRALCIO FUNZIONALE
 PROGETTO DEFINITIVO**

10.8.4 Fondale -15m

CANTIERE: PIATTAFORMA LOGISTICA INTERMODALE TREMESTIERI									
FONDALE: -15m									
CALCOLO CAPACITA' PORTANTE PALI TRIVELLATI								D(m)	1,50
Prof. tetto	Prof. base	D. palo	Cu	alfa	p'	fi	k	tan(d)	Q
(m)	(m)	(m)	(kN/m ²)	(-)	(kN/m ²)	(°)	(-)	(-)	(kN)
0,00	7,00	1,50	0,00	1,00	33,25	34	0	0,48	0
7,00	10,00	1,50	0,00	1,00	80,75	34	0,7	0,67	539
10,00	18,00	1,50	0,00	1,00	133,00	38	0,7	0,78	2741
18,00	18,00	1,50	0,00	1,00	171,00	38	0,7	0,78	0
Lunghezza palo emerso		(m)	0,45	Portata per attrito		(kN)	3279,5		
Lunghezza palo immerso		(m)	15,55	Portata per punta		(kN)	8154,8		
Lunghezza palo infisso		(m)	18,00	Portata totale		(kN)	11434,3		
Lunghezza totale		(m)	34,00	Fattore di Sicurezza		(-)	2,5		
				Portata ammissibile		(kN)	3665		
Peso palo		(kN)	909,20						
Profondità falda		(m)	0,00						
Peso di volume		(kN/m ³)	19,5						
Nq		(-)	27						
Profondità punta palo		(m)	18,00						
Tensione eff. alla punta			171,00						

Struttura	Banchina a giorno su pali di grande diametro e setti di irrigidimento					
Fondale	8 m					
carichi lineari						
<i>Descrizione</i>	<i>b</i>	<i>h</i>	<i>A</i>	<i>n</i>	<i>s</i>	<i>W</i>
	(m)	(m)	(mq/m)	(/)	(m)	(kN/m)
Muro paraonde			4,1			102,5
Veletta lato mare			0,94			23,5
Veletta lato banchina			0,73			18,325
Veletta centrale			0,86			21,5
copponi			1,56	2		78
getto di completamento travi			5,23			130,75
finitura	16,5	0,2				82,5
sovraccarico	15,1			40		604
somma						1061
carichi puntuali						
<i>Descrizione</i>	<i>b</i>	<i>h</i>	<i>A</i>	<i>n</i>	<i>s</i>	<i>W</i>
	(m)	(m)	(mq)	(/)	(m)	(kN)
setto irrigidimento emerso	5,95	0,45		2	0,5	67
setto irrigidimento sommerso	5,95	15,55		2	0,5	1388
somma						1455
					<i>γ_{cls}</i>	25 (kN/mc)
					cap. palo	3665 (kN)
					n pali	3 (/)
					in. max	8,99 (m)

10.8.5 Fondale -15m (sezione ridotta)

CANTIERE: PIATTAFORMA LOGISTICA INTERMODALE TREMESTIERI									
FONDALE: -15m (tratto terminale)									
CALCOLO CAPACITA' PORTANTE PALI TRIVELLATI								D(m)	1,50
Prof. tetto	Prof. base	D. palo	Cu	alfa	p'	fi	k	tan(d)	Q
(m)	(m)	(m)	(kN/m ²)	(-)	(kN/m ²)	(°)	(-)	(-)	(kN)
0,00	7,00	1,50	0,00	1,00	33,25	34	0	0,48	0
7,00	10,00	1,50	0,00	1,00	80,75	34	0,7	0,67	539
10,00	18,00	1,50	0,00	1,00	133,00	38	0,7	0,78	2741
18,00	18,00	1,50	0,00	1,00	171,00	38	0,7	0,78	0
Lunghezza palo emerso		(m)	0,45	Portata per attrito		(kN)	3279,5		
Lunghezza palo immerso		(m)	15,55	Portata per punta		(kN)	8154,8		
Lunghezza palo infisso		(m)	18,00	Portata totale		(kN)	11434,3		
Lunghezza totale		(m)	34,00	Fattore di Sicurezza		(-)	2,5		
				Portata ammissibile		(kN)	3665		
Peso palo		(kN)	909,20	Profondità falda		(m)	0,00		
Peso di volume		(kN/m ³)	19,5	Nq		(-)	27		
Profondità punta palo		(m)	18,00	Tensione eff. alla punta			171,00		

Struttura	Banchina a giorno su pali di grande diametro e setti di irrigidimento					
Fondale	8 m					
carichi lineari						
Descrizione	b	h	A	n	s	W
	(m)	(m)	(mq/m)	(/)	(m)	(kN/m)
Muro paraonde			4,1			102,5
Veletta lato mare			0,94			23,5
Veletta lato banchina			0,68			17
Veletta centrale						0
copponi			1,56	1		39
getto di completamento travi			3,27			81,75
finitura	9,9	0,2				49,5
sovraccarico	8,5			40		340
					somma	653
carichi puntuali						
Descrizione	b	h	A	n	s	W
	(m)	(m)	(mq)	(/)	(m)	(kN)
setto irrigidimento emerso	5,95	0,45		1	0,5	33
setto irrigidimento sommerso	5,95	15,55		1,75	0,5	1214
					somma	1248
				γ_{cls}	25	(kN/mc)
				cap. palo	3665	(kN)
				n pali	3	(/)
				in. max	14,92	(m)

Chioggia, li 18 maggio 2010

FIRME

Il Concorrente (costituenda A.T.I.)

NUOVA CO.ED.MAR. S.r.l.
(Boscolo Contadin Dante – Amministratore Unico)

CCC - Società Cooperativa
(Bedetti Giorgio – Procuratore)

I progettisti indicati (costituenda A.T.I.)

Favero e Milan Ingegneria Spa
(ing. Tassi Tommaso - Consigliere Delegato
Responsabile dell'integrazione prestazioni specialistiche)

IDROTEC S.r.l
(Ing. Franco Grimaldi – Presidente)

Ing. Vincenzo Iacopino

Studio Tecnico Falzea
(Arch. Giuseppe Falzea – Legale Rappresentante
Associato)

Arch. Claudio Lucchesi

Ing. Manlio Marino

Dott. Geol. Sergio Dolfin

Indice Generale

1	PREMESSA	3
1.1	SEZIONE B-B	3
2	NORMATIVA DI RIFERIMENTO	5
2.1	LEGGI, DECRETI E CIRCOLARI	5
2.2	NORME NAZIONALI	5
2.3	NORME EUROPEE	5
3	CARATTERISTICHE MECCANICHE DEI MATERIALI.....	5
3.1	ACCIAIO	5
3.2	CALCESTRUZZO	5
4	VITA NOMINALE, CLASSE D'USO E PERIODO DI RIFERIMENTO.....	6
5	CONDIZIONI DI CARICO.....	6
5.1	CONDIZIONI ELEMENTARI DI CARICO.....	6
5.1.1	Peso proprio	6
5.1.2	Carichi permanenti.....	6
5.1.2.1	Permanentemente impalcato.....	6
5.1.3	Azioni antropiche.....	7
5.1.3.1	Accidentali impalcato.....	7
5.1.3.2	Tiro bitte.....	7
5.1.3.3	Carichi di accosto.....	7
5.1.4	Azioni ambientali.....	8
5.1.4.1	Neve	8
5.1.4.2	Vento.....	8
5.1.4.3	Sisma.....	8
5.2	COMBINAZIONI ELEMENTARI DI CARICO.....	12
5.2.1	Combinazione eccezionale.....	12
5.2.2	Combinazione stati limite ultimi (SLU).....	12
5.2.3	Combinazioni stati limite d'esercizio (SLE).....	13
6	CALCOLO DELLE SPINTE DEL MOTO ONDOSO	14
6.1	NORME DI RIFERIMENTO E BASI TEORICHE.....	14
6.1.1	Cresta d'onda	14
6.1.2	Cavo d'onda.....	15
6.2	ONDE DI PROGETTO	16
6.3	CALCOLO DELLE SPINTE.....	17
7	CODICI DI CALCOLO UTILIZZATI	18
8	CRITERI DI VERIFICA	19
8.1	SLU - FLESSIONE E PRESSOFLESSIONE	19
8.2	SLU - TAGLIO	19
8.3	SLE - TENSIONI.....	20
8.4	SLE - DEFORMAZIONI	20
8.5	SLE - FESSURAZIONI	20
9	MOLO FORANEO – SEZIONE B-B: VERIFICHE STRUTTURALI E GEOTECNICHE DEI PALI.....	21
9.1	MODELLO DI CALCOLO	21
9.2	COMBINAZIONI ELEMENTARI DI CARICO.....	21
9.2.1	Combinazione rara.....	21
9.2.2	Combinazione stati limite ultimi (SLU).....	21
9.3	MODELLO GEOTECNICO	22
9.4	SEZIONE B-B	23
9.4.1	Onda di cresta	23
9.4.1.1	Combinazione rara	23
9.4.1.2	Combinazione stato limite ultimo statico: risultati analisi	27

9.4.2	Onda di cavo.....	29
9.4.2.1	Combinazione rara: risultati analisi.....	29
9.4.3	Verifiche dei pali.....	32
9.4.3.1	Verifica a pressoflessione - filo A'.....	33
9.4.3.2	Verifica a pressoflessione - filo C.....	33
9.4.3.3	Verifica a taglio.....	34
9.5	VERIFICA DI STABILITÀ GLOBALE.....	35
9.5.1	Modalità Di Verifica.....	35
9.5.2	Valutazione dell'azione sismica.....	35
9.5.3	Combinazione rara.....	36
9.5.4	Combinazione sismica SLD.....	37
9.5.5	Combinazione statica SLU.....	37
9.5.6	Combinazione sismica SLV.....	38
9.5.7	Verifica di stabilità globale in condizione di liquefazione – combinazione SLV.....	38
9.6	CAPACITA' PORTANTE PALI.....	39
9.6.1	Capacità portante verticale.....	39
9.6.2	Capacità portante orizzontale.....	41
9.6.3	Analisi statiche e sismiche.....	42
9.6.3.1	Capacità Portante Verticale.....	42
9.6.4	Verifiche di capacità portante verticale pali diametro 1500 mm.....	42
9.6.4.1	Fondale -12m (SLE e SLU_DA2).....	43
9.6.4.2	Fondale -15m (SLE e SLU_DA2).....	44
9.7	CAPACITA' PORTANTE PALI IN CONDIZIONE DI LIQUEFAZIONE.....	45
9.7.1	Fondale -12m.....	45
9.7.2	Fondale -15m.....	46

1 PREMESSA

Il presente *addendum* contiene le verifiche strutturali e geotecniche condotte per la sezione tipologica del molo in corrispondenza del tratto B, su fondale di -12/-15 m s.l.m.m. Le verifiche sono state eseguite ai sensi della normativa tecnica vigente, in condizioni statiche e sismiche.

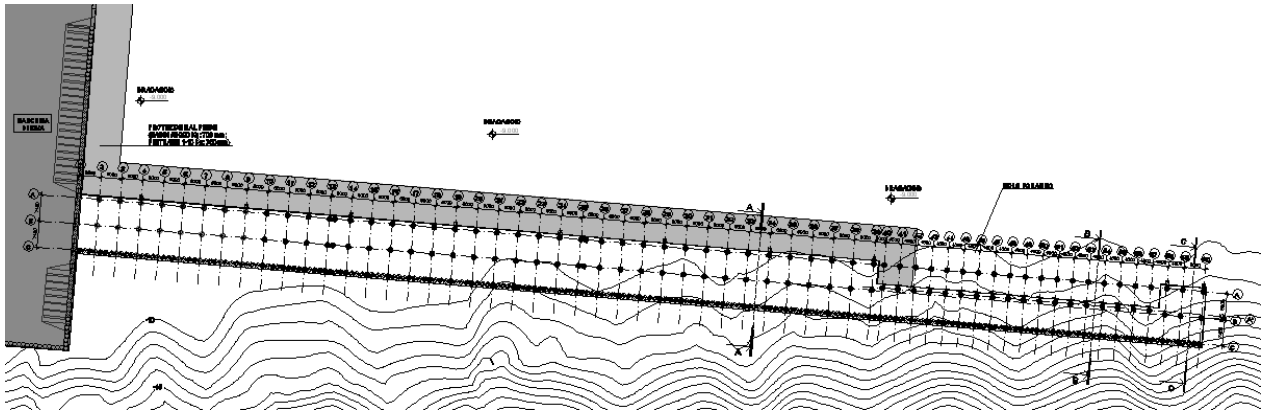


Figura 1 – Planimetria generale Molo Foraneo.

1.1 SEZIONE B-B

La sezione tipo B-B è rappresentativa del tratto dal filo 40 al 57. I pali portanti lungo i fili A' e C sono $\phi 1500$ di lunghezza $L=34.0\text{m}$ disposti a interasse $i=4.5\text{m}$. I pali lungo il filo A, di lunghezza $L=29.55\text{m}$, si differenziano dai pali lungo i fili A' e C limitatamente alla parte di struttura da quota -4 m s.l.m.m. a quota +2.2 m s.l.m.m., riducendo la larghezza dell'impalcato a quota +2.2 m da 16.9 m a 10.3 m. Lungo il filo C, tra i pali portanti, sono disposti 2 pali di chiusura tangenti $\phi 1500$ di lunghezza $L=23.0\text{m}$ vincolati in testa con la trave di coronamento e alla base immorsati nel terreno per un profondità minima di 7.0m.

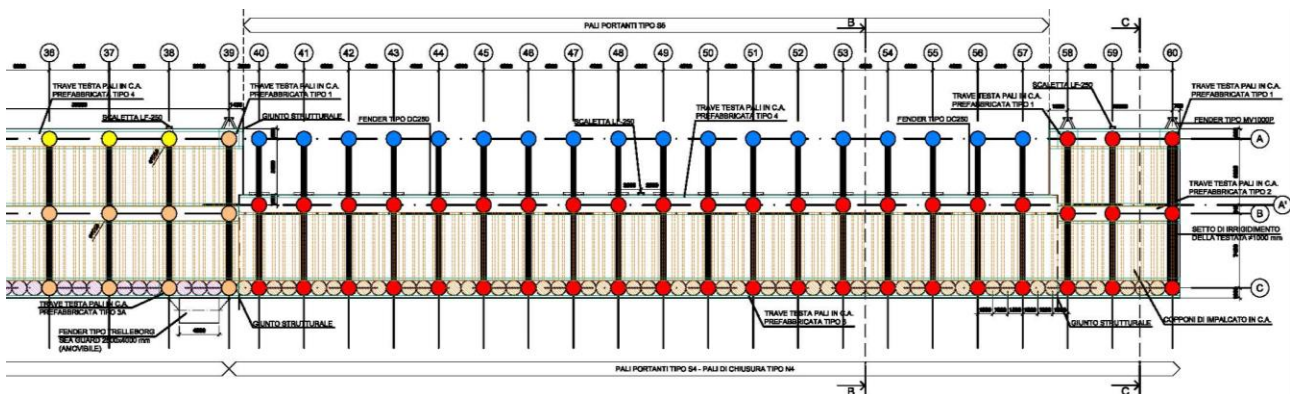


Figura 2 – B-B: pianta.

Per garantire un'adeguata rigidezza della struttura rispetto alle azioni orizzontali indotte dal moto ondoso, dal tiro delle bitte e dal sisma vengono realizzati dei setti in c.a. di spessore 50 cm di collegamento tra i pali ogni 4.50m per la sezione tipo B-B, da quota -4/+0.45 m s.l.m.m a -13.50/-14.50 m s.l.m.m. a seconda della batimetrica del fondale interessato, e migliorate le caratteristiche dei terreni al piede delle file di pali più esterni ogni 4.5 m. I setti, realizzati utilizzando lastre tralicciate prefabbricate, sono collegati strutturalmente ai pali mediante armature in acciaio inox AISI 316 L.

Il miglioramento delle caratteristiche di deformabilità dei terreni, al piede dei pali, è ottenuto mediante taglioni in jet-grouting, di dimensioni 6x6x0.8 m. La struttura del molo foraneo presenta giunti strutturali ogni 70m circa disposti lungo i fili 13, 25, 39, 57.

Come risulta evidente dalla Figura 2 e dalla Figura 3, la sezione B-B si differenzia dalla sezione C-C (su fondale di -15 m s.l.m.m. Figura 3) solamente per la parte compresa fra i file A e A' da quota -4 a quota +2.2 m s.l.m.m.; d'altra parte si evidenzia come la minor rigidezza della struttura rispetto alle azioni del moto ondoso, è compensata dal maggior numero di pali lungo tutto il tratto B, ove l'interasse si riduce da 6 m (tratti A e C) a 4.5 m.

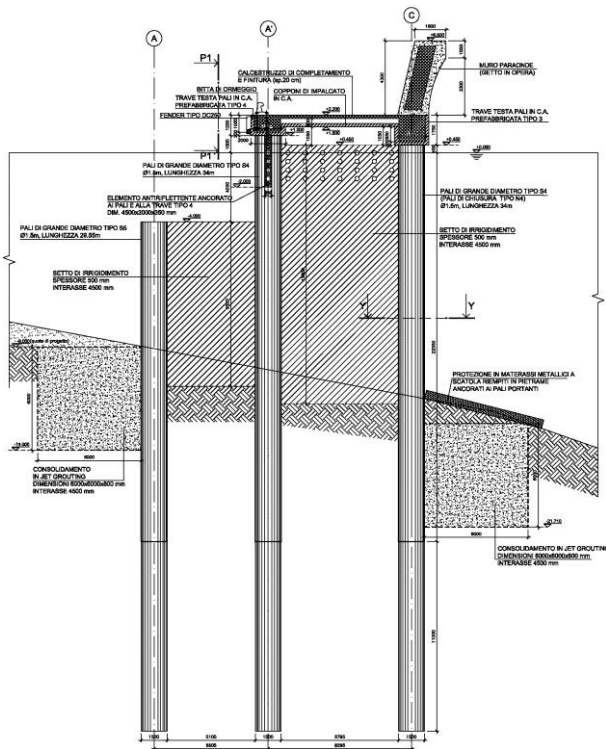


Figura 3 – B-B: sezione.

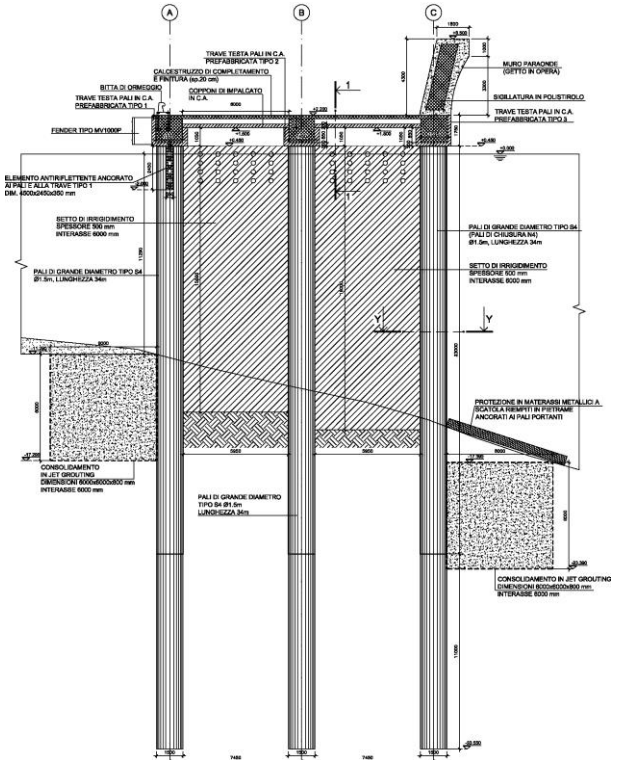


Figura 4 – C-C: sezione.

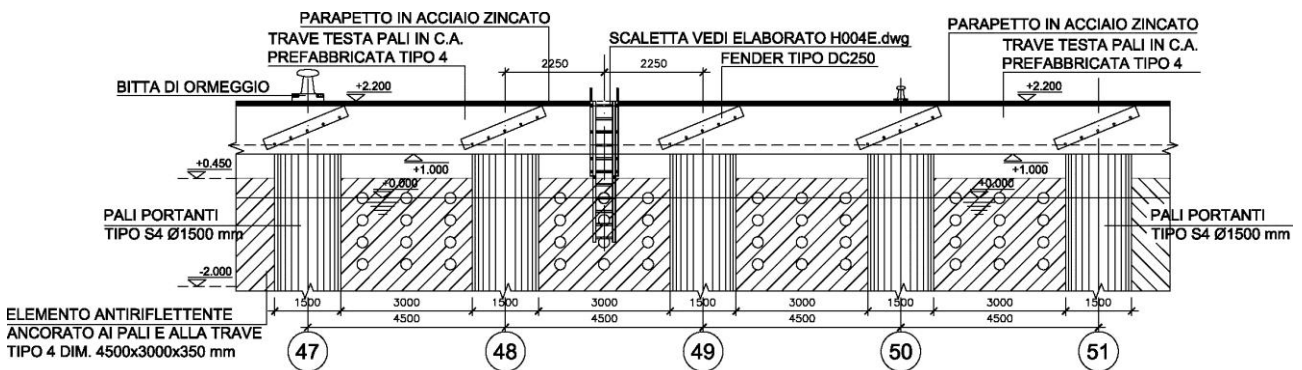


Figura 5 – B-B: stralcio prospetto P1-P1.

2 NORMATIVA DI RIFERIMENTO

2.1 LEGGI, DECRETI E CIRCOLARI

- L. 5.11.1971, n° 1086 – “Norme per la disciplina delle opere in conglomerato cementizio armato, normale e precompresso ed a struttura metallica”.
- D.M. 14.1.2008 – “Norme tecniche per le costruzioni”.
- Circolare 2 Febbraio 2009, n. 617 – “Istruzioni per l’applicazione delle Nuove Norme Tecniche per le costruzioni” di cui al D.M. 14.1.2008.

2.2 NORME NAZIONALI

- UNI EN 206-1/2006 – “Calcestruzzo: specificazione, prestazione produzione e conformità”.

2.3 NORME EUROPEE

- UNI EN 1992-1-1:2005 – “Eurocodice 2 – Progettazione delle strutture di calcestruzzo – Parte 1-1: regole generali e regole per gli edifici”.
- UNI EN 1997-1:2005 – “Eurocodice 7 – Progettazione geotecnica – Regole generali”.
- UNI EN 1998-5:2005 – “Eurocodice 8 – Progettazione delle strutture per la resistenza sismica – Parte 5: fondazioni, strutture di contenimento ed aspetti geotecnici”.

3 CARATTERISTICHE MECCANICHE DEI MATERIALI

Si prescrive l’utilizzo dei seguenti materiali.

3.1 ACCIAIO

Barre in acciaio laminato a caldo ad aderenza migliorata tipo B450 C secondo UNI EN ISO 9001:2000, accertato secondo UNI EN ISO 15630-1:2004:

Tensione caratteristica di rottura	$f_{tk} \geq 540 \text{ MPa}$
Tensione caratteristica di snervamento	$f_{yk} \geq 450 \text{ MPa}$
Percentuale di allungamento $(A_{gtk})_k \geq$	7.5 %
Rapporto	$1.15 \leq (f_t/f_y)_k \leq 1.35$
Rapporto	$(f_y/f_{y \text{ nom}})_k \leq 1.25$

3.2 CALCESTRUZZO

Classificazione secondo norma UNI-EN 206-1:2006 e UNI 11104:2004:

- Classe di resistenza del calcestruzzo C 35/45
- Classe di abbassamento al cono (slump) S3
- Dimensione massima dell’inerte $D_{max} = 25 \text{ mm}$
- Classe di esposizione XS3
- Minimo contenuto di cemento 360 kg/m^3
- Massimo rapporto a/c 0.45

Resistenza cubica caratteristica a 28 gg	$R_{ck} \geq 45 \text{ MPa}$
Resistenza cilindrica caratteristica a 28 gg	$f_{ck} \geq 35 \text{ MPa}$

Resistenza di progetto

$$f_{cd} = \frac{\alpha_{cc} f_{ck}}{\gamma_c} = \frac{0.85 \cdot 35}{1.5} = 19.83 \text{MPa}$$

Resistenza di progetto a trazione semplice

$$f_{ctd} = \frac{f_{ctk}}{\gamma_c} = \frac{0.7 f_{ctm}}{\gamma_c} = \frac{0.7 \cdot 0.30 \cdot 35^{2/3}}{1.5} = 1.49 \text{MPa}$$

Modulo elastico medio

$$E_{cm} = 22000 [f_{cm} / 10]^{0.3} = 22000 [(f_{ck} + 8) / 10]^{0.3} = 34077 \text{MPa}$$

4 VITA NOMINALE, CLASSE D'USO E PERIODO DI RIFERIMENTO

Le opere portuali in progetto sono classificate come “tipo 2” secondo la tabella 2.4.I al §2.4 del D.M. 14.1.08, “Opere ordinarie, ponti, opere infrastrutturali e dighe di dimensioni contenute o di importanza normale”, pertanto la vita nominale V_N è:

$$V_N = 50 \text{ anni}$$

La classe d'uso è la III “Costruzioni il cui uso preveda affollamenti significativi. Industrie con attività pericolose per l'ambiente. Reti viarie extraurbane non ricadenti in Classe d'uso IV. Ponti e reti ferroviarie la cui interruzione provochi situazioni di emergenza. Dighe rilevanti per le conseguenze di un loro eventuale collasso”. Il coefficiente d'uso C_U associato alla classe III è:

$$C_U = 1,5$$

Il periodo di riferimento V_R per le azioni sismiche è dato dal prodotto della vita nominale ed il coefficiente d'uso:

$$V_R = V_N C_U = 50 \cdot 1.5 = 75 \text{ anni}$$

5 CONDIZIONI DI CARICO

5.1 CONDIZIONI ELEMENTARI DI CARICO

5.1.1 Peso proprio

I pesi propri degli elementi strutturali sono autodeterminati dal software di calcolo strutturale, in funzione delle dimensioni e del peso specifico del materiale. Per calcestruzzo ed acciaio i pesi specifici valgono:

$$\gamma_{cls, \text{armato}} = 25 \text{ kN/m}^3$$

$$\gamma_{acciaio} = 78.5 \text{ kN/m}^3$$

5.1.2 Carichi permanenti

5.1.2.1 Permanenti impalcato

Per l'impalcato di banchina non sono provvisti di massetti o pavimenti di finitura. Il getto di completamento di seconda fase costituisce anche il pavimento finito.

5.1.3 Azioni antropiche

5.1.3.1 Accidentali impalcato

L'impalcato è progettato per un carico accidentale di $q = 40 \text{ kN/m}^2$.

5.1.3.2 Tiro bitte

Le bitte trasmettono alla banchina un tiro di $T=1000 \text{ kN}$.

5.1.3.3 Carichi di accosto

A) Dimensionamento dei parabordi

Si seguono le procedure del rapporto PIANC: Guidelines for the design of Fender System 2002. I documenti di progetto indicano come nave di progetto una Ro-Ro della lunghezza LOA = 200-220 m, pescaggio max 7-8 m e larghezza 26-28 m. Lo studio di navigazione condotto da CETENA nell'ambito degli studi del P.R. ha considerato la nave tipo con:

LOA = 200 m
B = 26 m
d = 7,4 m
Dislocamento $W = 31040 \text{ t}$

Per maggiore sicurezza si assume una nave con dislocamento a pieno carico $W = 35000 \text{ t}$.
L'energia normale di progetto è:

$$Ed = \frac{1}{2} * W * V^2 * C_e * C_m * C_s * C_l$$

Ed = energia che deve essere assorbita da 1 fender (KN*m)
W = dislocamento nave (in tonnellate)
V = velocità di accosto (componente perpendicolare alla banchina)
C_e = coefficiente di eccentricità
C_m = coefficiente di massa virtuale
C_s = softness factor
C_c = coefficiente di configurazione dell'accosto

Nel caso in esame si adottano:

C_e = 0.5 (quarter point berthing)
C_m = 1.82
C_s = 1.0
C_c = 1.0 (banchina aperta)

Il parametro critico è la velocità di accosto. In base alla Tab. 4.2.1 del rapporto PIANC si adotta

V = 0.12 m/s
E = 229 KN*m (23 t*m)

Per il dimensionamento del fender si considera la condizione di "abnormal berthing", con coefficiente moltiplicativo dell'energia normale pari a 2. L'energia di progetto è pertanto

$$E = 46 \text{ t*m.}$$

Un fender tipo Trelleborg MV1000P con lunghezza 1.5 m è adeguato in quanto consente di assorbire un'energia di oltre 50 t*m con reazione dell'ordine di 100 t.

B) Carichi di accosto

Per la verifica ad urto sono previste due condizioni:

1. verifica locale in combinazione di carico allo SLU: carico d'urto concentrato in corrispondenza del fender $N=800$ kN, carico di progetto del singolo fender.
2. verifica globale in combinazione di carico eccezionale: carico d'urto distribuito in accordo al §3.6.3.5 del D.M. 14.1.08. La normativa prevede due azioni, non contemporanee, nelle direzioni parallela ($F_{d,x}$) e ortogonale ($F_{d,y}$). La $F_{d,y} = 0,5 F_{d,x}$. Nei porti è anche possibile considerare forze ridotte del 50%. L'imbarcazione di progetto ha lunghezza $L=200$ m e da Normativa ne deriva una $F_{d,x}=240000$ kN. Si distinguono 3 casi d'urto:

a) attracco inclinato del natante ed urto laterale: la direzione del moto è inclinata di 5° rispetto all'asse della banchina. La forza d'urto è:

$$F_a = 50\% F_{d,x} \sin 5^\circ = 101459 \text{ kN}$$

b) attracco del natante ed urto laterale: La forza d'urto è:

$$F_b = 50\% F_{d,y} = 60000 \text{ kN}$$

c) attracco del natante ed urto frontale: La forza d'urto è:

$$F_c = 50\% F_{d,x} = 120000 \text{ kN}$$

La forza d'urto è applicata ad una superficie d'impatto determinata come da normativa. Nello specifico la superficie d'impatto laterale si estende in altezza di $0,05L$ sopra e sotto il livello dell'acqua, dove $L=200$ m è la lunghezza dell'imbarcazione. In orizzontale l'estensione è di $0,1L$. Nel caso della banchina l'area avrebbe dimensioni $20,0 \times 20,0$ m, in realtà misura $20,0 \times 11,2$ m, dove $11,2$ m è la distanza tra il fondale della darsena e la quota dell'impalcato.

5.1.4 Azioni ambientali

5.1.4.1 Neve

Il carico da neve è circa un quarantesimo del carico accidentale e pertanto è trascurato in fase di progettazione.

5.1.4.2 Vento

Il carico da vento è un quindicesimo dei carichi orizzontali quali tiro trasmesso dalle bitte od urto delle imbarcazioni, ed è stato trascurato in fase di progettazione.

5.1.4.3 Sisma

Le azioni sismiche di progetto sono valutate rispetto ai vari stati limite a partire dalla pericolosità sismica del sito di costruzione. I vari stati limite sono così definiti da Normativa vigente.

Gli stati limite di esercizio sono:

- **Stato Limite di Operatività (SLO):** a seguito del terremoto la costruzione nel suo complesso, includendo gli elementi strutturali, quelli non strutturali, le apparecchiature rilevanti alla sua funzione, non deve subire danni ed interruzioni d'uso significativi;
- **Stato Limite di Danno (SLD):** a seguito del terremoto la costruzione nel suo complesso, includendo gli elementi strutturali, quelli non strutturali, le apparecchiature rilevanti alla sua funzione, subisce danni tali da non mettere a rischio gli utenti e da non compromettere significativamente la capacità di resistenza e di rigidezza nei confronti delle azioni verticali ed orizzontali, mantenendosi immediatamente utilizzabile pur nell'interruzione d'uso di parte delle apparecchiature.
- **Stato Limite di salvaguardia della Vita (SLV):** a seguito del terremoto la costruzione subisce rotture e crolli dei componenti non strutturali ed impiantistici e significativi danni dei componenti strutturali cui si associa una perdita significativa di rigidezza nei confronti delle azioni orizzontali; la costruzione conserva invece una parte della resistenza e rigidezza per azioni verticali e un margine di sicurezza nei confronti del collasso per azioni sismiche orizzontali;
- **Stato Limite di prevenzione del Collasso (SLC):** a seguito del terremoto la costruzione subisce gravi rotture e crolli dei componenti non strutturali ed impiantistici e danni molto gravi dei componenti strutturali; la costruzione conserva ancora un margine di sicurezza per azioni verticali ed un esiguo margine di sicurezza nei confronti del collasso per azioni orizzontali.

Per ottenere gli spettri di risposta delle azioni sono assunti i seguenti parametri:

- a_g accelerazione orizzontale massima al sito in condizioni di campo libero su sito rigido di categoria A secondo §3.2.2 di cui D.M. 14.1.08;
- F_0 valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale;
- T^*_c periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale.

Nel caso specifico del Comune di Messina si ha:

STATO LIMITE	TR [anni]	a_g [g]	F0	T^*_c [s]
SLO	45	0.080	2.349	0.287
SLD	75	0.105	2.297	0.309
SLV	712	0.305	2.410	0.372
SLC	1462	0.407	2.449	0.403

Per effetto dell'amplificazione stratigrafica e topografica, l'accelerazione al suolo a_g subisce un'amplificazione pari a $S_S \cdot S_T$. Sottosuolo ed ubicazione topografica sono così definiti:

Categoria del sottosuolo → C
Ubicazione dell'opera T1 → $S_T = 1,0$
Coefficiente → S_s

Categoria sottosuolo	S_s	C_c
A	1,00	1,00
B	$1,00 \leq 1,40 - 0,40 \cdot F_0 \cdot \frac{a_g}{g} \leq 1,20$	$1,10 \cdot (T_c^*)^{-0,20}$
C	$1,00 \leq 1,70 - 0,60 \cdot F_0 \cdot \frac{a_g}{g} \leq 1,50$	$1,05 \cdot (T_c^*)^{-0,33}$
D	$0,90 \leq 2,40 - 1,50 \cdot F_0 \cdot \frac{a_g}{g} \leq 1,80$	$1,25 \cdot (T_c^*)^{-0,50}$
E	$1,00 \leq 2,00 - 1,10 \cdot F_0 \cdot \frac{a_g}{g} \leq 1,60$	$1,15 \cdot (T_c^*)^{-0,40}$

Per i vari stati limite si ottiene:

STATO LIMITE	S_s	S_T	a_g [g]	$a_{max/g}$ [g]
SLO	1.50	1.00	0.080	0.120
SLD	1.50	1.00	0.105	0.158
SLV	1.26	1.00	0.305	0.384
SLC	1.11	1.00	0.407	0.452

Gli spettri elastici agli SLV ed SLD sono definiti con le seguenti espressioni stralciate dalla normativa.

$$\begin{aligned}
 0 \leq T < T_B & \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_0 \cdot \left[\frac{T}{T_B} + \frac{1}{\eta \cdot F_0} \left(1 - \frac{T}{T_B} \right) \right] \\
 T_B \leq T < T_C & \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_0 \\
 T_C \leq T < T_D & \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_0 \cdot \left(\frac{T_C}{T} \right) \\
 T_D \leq T & \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_0 \cdot \left(\frac{T_C T_D}{T^2} \right)
 \end{aligned} \tag{3.2.4}$$

nelle quali T ed S_e sono, rispettivamente, periodo di vibrazione ed accelerazione spettrale orizzontale. Nelle (3.2.4) inoltre

S è il coefficiente che tiene conto della categoria di sottosuolo e delle condizioni topografiche mediante la relazione seguente

$$S = S_s \cdot S_T, \tag{3.2.5}$$

essendo S_s il coefficiente di amplificazione stratigrafica (vedi Tab. 3.2.V) e S_T il coefficiente di amplificazione topografica (vedi Tab. 3.2.VI);

η è il fattore che altera lo spettro elastico per coefficienti di smorzamento viscosi convenzionali ξ diversi dal 5%, mediante la relazione

$$\eta = \sqrt{10/(5 + \xi)} \geq 0,55, \tag{3.2.6}$$

dove ξ (espresso in percentuale) è valutato sulla base di materiali, tipologia strutturale e terreno di fondazione;

F_0 è il fattore che quantifica l'amplificazione spettrale massima, su sito di riferimento rigido orizzontale, ed ha valore minimo pari a 2,2;

T_C è il periodo corrispondente all'inizio del tratto a velocità costante dello spettro, dato da

$$T_C = C_C \cdot T_C^*, \quad (3.2.7)$$

dove T_C^* è definito al § 3.2 e C_C è un coefficiente funzione della categoria di sottosuolo (vedi Tab. 3.2.V);

T_B è il periodo corrispondente all'inizio del tratto dello spettro ad accelerazione costante,

$$T_B = T_C / 3, \quad (3.2.8)$$

T_D è il periodo corrispondente all'inizio del tratto a spostamento costante dello spettro, espresso in secondi mediante la relazione:

$$T_D = 4,0 \cdot \frac{a_g}{g} + 1,6. \quad (3.2.9)$$

Si riportano i grafici degli spettri.

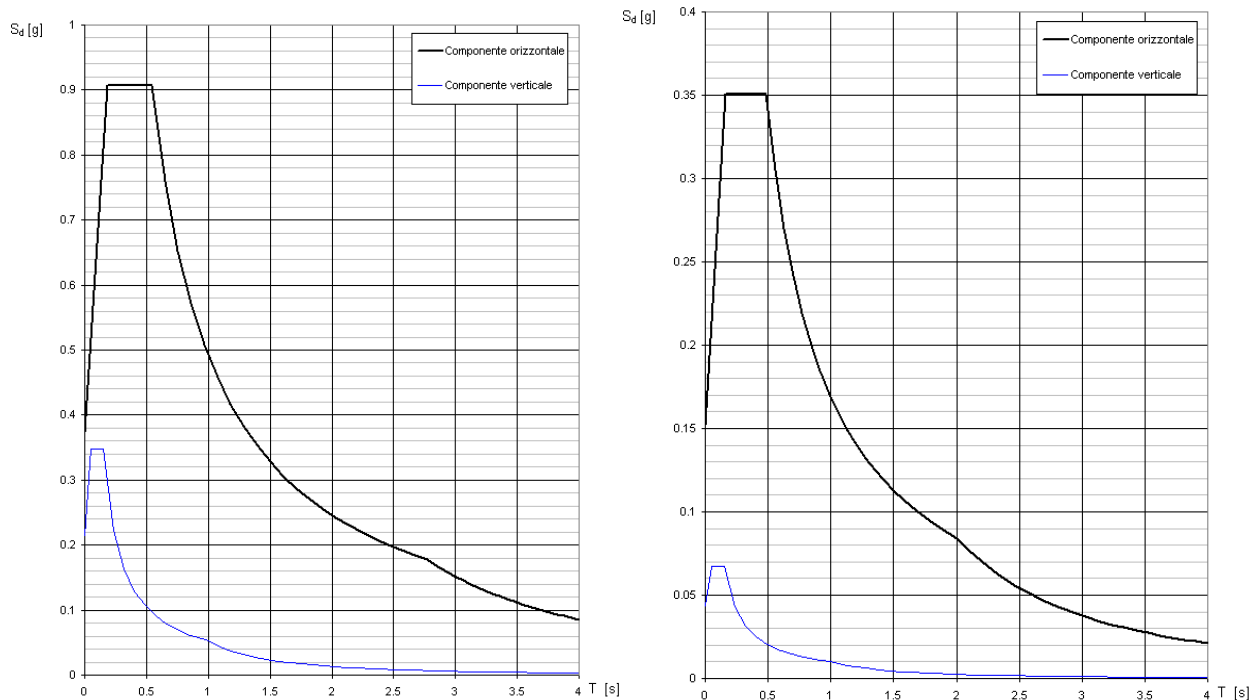


Figura 6 - Spettro elastico di risposta allo SLV - SLD

La componente verticale dell'azione sismica è trascurata, mentre le azioni orizzontali lungo le due direzioni principali X e Y sono state combinate con la regola X+30%Y e Y+30%X.

Le strutture del molo sono molto rigide e dotate di strutture di fondazione poco deformabili. Da analisi dei modi di vibrare, si ricava che l'accelerazione sismica si ottiene dallo spettro di progetto per periodo di vibrazione T prossimo a zero. Ne deriva che il taglio sismico trasmesso ai diaframmi di fondazione è pari al prodotto della massa strutturale per l'accelerazione massima a_{max} al suolo:

$$a_{max} = a_g \cdot S_S \cdot S_T = 0.384g \rightarrow \text{SLV}$$

5.2 COMBINAZIONI ELEMENTARI DI CARICO

5.2.1 Combinazione eccezionale

$$F_d = G + A_d + \sum \psi_2 Q_{ki}$$

Dove:

- G pesi propri e permanenti
 A_d urto imbarcazioni
 Q accidentali
 $\psi_2=0.8$ Categoria E: ambienti ad uso industriale

Riepilogo delle combinazioni di calcolo:

	Ad urto globale
Peso proprio	1
Permanenti	1
Accidentali impalcato	0.8
Tiro bitte	
Urto locale imbarcazioni	
Urto globale imbarcazioni	1
Spinta sismica terrapieno	
Spinta sismica manufatto X	
Spinta simica terr sotto falda	
Spinta idrodinamica	
Spinta sismica manufatto Y	

5.2.2 Combinazione stati limite ultimi (SLU)

$$F_d = \gamma_G G + \gamma_{Q1} Q_1 + \sum \gamma_{Qi} \psi_0 Q_{ki} \quad \text{azioni statiche}$$

$$F_d = G + E + \sum \psi_2 Q_{ki} \quad \text{azioni sismiche}$$

dove:

- G pesi propri e permanenti
 Q accidentali
 E sisma

$$\gamma_G = 1.3$$

$$\gamma_Q = 1.5$$

$$\psi_0 = 1 \quad \text{accidentali impalcato, tiro bitte ed urti. Ambiente categoria E (uso industriale)}$$

Riepilogo delle combinazioni di calcolo:

	SLU acc	SLU bitte	SLU urto	SLU bitte+acc	SLU urto+acc	SLV Eyx	SLU Exy	SLV E-xy	SLV E-yx
Peso proprio	1.3	1.3	1.3	1.3	1.3	1	1	1	1
Permanenti	1.3	1.3	1.3	1.3	1.3	1	1	1	1
Accidentali impalcato	1.5			1.5	1.5	0.8	0.8	0.8	0.8
Tiro bitte		1.5		1.5					
Urto locale imbarcazioni			1.5		1.5				
Urto globale imbarcazioni									
Spinta sismica terrapieno						1	0.3	-0.3	-1
Spinta sismica manufatto X						1	0.3	-0.3	-1
Spinta simica terr sotto falda						1	0.3	-0.3	-1
Spinta idrodinamica						1	0.3	-0.3	-1
Spinta sismica manufatto Y						0.3	1	1	0.3

5.2.3 Combinazioni stati limite d'esercizio (SLE)

$$F_d = G + \sum \psi_0 Q_{ki} \quad \text{rara}$$

$$F_d = G + \sum \psi_2 Q_{ki} \quad \text{quasi permanente}$$

$$F_d = G + E + \sum \psi_2 Q_{ki} \quad \text{azioni sismiche}$$

dove:

G pesi propri e permanenti

Q accidentali

E sisma allo SLD

$\psi_0 = 1$ accidentali impalcato, tiro bitte ed urti. Ambiente categoria E (uso industriale)

$\psi_2 = 0.8$ accidentali impalcato, tiro bitte ed urti. Ambiente categoria E (uso industriale)

Riepilogo delle combinazioni di calcolo:

	SLE-R- acc	SLE-R-bitte	SLE-R-urto	SLE-R-bitte+acc	SLE-R-urto+acc	SLE-QP-acc
Peso proprio	1	1	1	1	1	1
Permanenti	1	1	1	1	1	1
Accidentali impalcato	1			0.8	0.8	0.8
Tiro bitte		1		1		
Urto locale imbarcazioni			1		1	
Urto globale imbarcazioni						
Spinta sismica terrapieno						
Spinta sismica manufatto X						
Spinta simica terr sotto falda						
Spinta idrodinamica						
Spinta sismica manufatto Y						

	SLV Eyx	SLU Exy	SLV E-xy	SLV E-yx
Peso proprio	1	1	1	1
Permanenti	1	1	1	1
Accidentali impalcato	0.8	0.8	0.8	0.8
Tiro bitte				
Urto locale imbarcazioni				
Urto globale imbarcazioni				
Spinta sismica terrapieno	1	0.3	-0.3	-1
Spinta sismica manufatto X	1	0.3	-0.3	-1
Spinta simica terr sotto falda	1	0.3	-0.3	-1
Spinta idrodinamica	1	0.3	-0.3	-1
Spinta sismica manufatto Y	0.3	1	1	0.3

6 CALCOLO DELLE SPINTE DEL MOTO ONDOSO

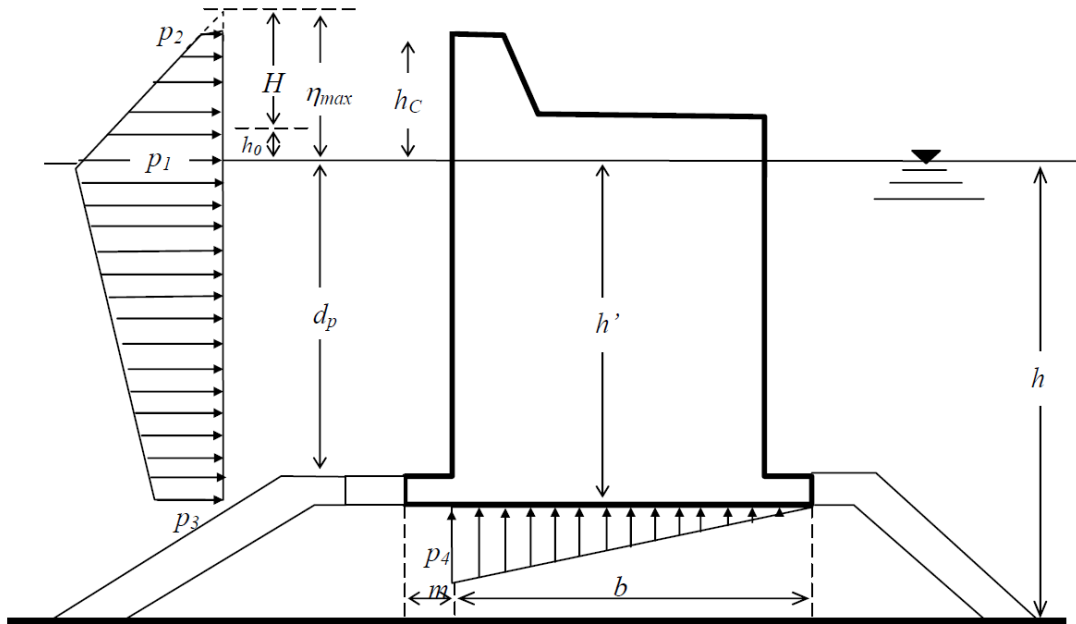
6.1 NORME DI RIFERIMENTO E BASI TEORICHE

Il calcolo delle spinte del moto ondoso sulla parete verticale è stato condotto per le condizioni di cresta d'onda e cavo d'onda di fronte all'opera, seguendo le "Istruzioni Tecniche per la progettazione delle dighe marittime" del Ministero LL.PP.

Le teorie utilizzate sono quelle di SAINFLOU e di GODA.

La trattazione di SAINFLOU viene utilizzata quando si è in condizioni di onda stazionaria, cioè quando l'altezza H dell'onda incidente è superiore o pari a 1.5 volte l'altezza libera della parete misurata sotto il livello dell'acqua (d_p).

6.1.1 Cresta d'onda



$$\text{sovralzo orbitale } h_0 = \frac{k_s H^2}{2} \operatorname{cth} k_s d_p$$

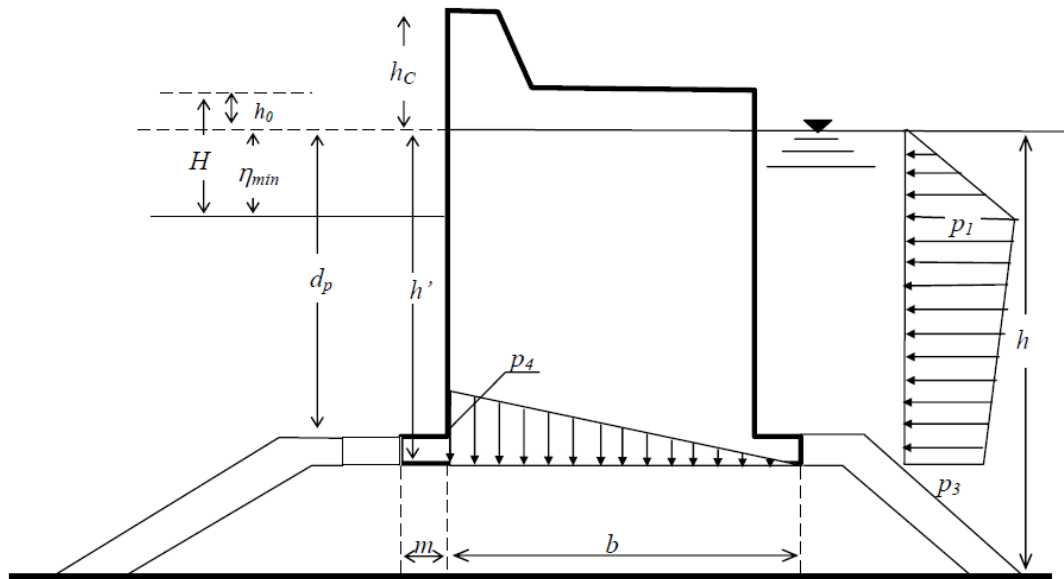
$$\text{livello dell'acqua rispetto al livello medio } \eta_{\max} = h_0 + H$$

$$\text{cresta } p_1 = \rho g \left(h' + \frac{H}{\operatorname{ch} k_s h'} \right) \frac{\eta_{\max}}{h' + \eta_{\max}} \quad p_2 = p_1 \frac{\eta_{\max} - h_c}{\eta_{\max}} \quad (\eta_{\max} > h_c); \quad p_2 = 0 \quad (\eta_{\max} < h_c)$$

$$p_3 = \rho g \frac{H}{\operatorname{ch} k_s h'}$$

$$p_4 = p_3 \frac{b}{b+m}$$

6.1.2 Cavo d'onda



fase di cavo $\eta_{min} = H - h_0$

$$p_1 = \rho g \eta_{min}$$

La p_3 calcolata alla Sainflou ovvero al piede del fusto e sopra l'ala vale:

$$p_3 = \rho g \frac{H}{\cosh k_s h'}$$

Mentre tenedo conto della presenza dell'ala (o mensola) da considerazioni di tipo geometrico (facendo le debite proporzioni con le pressioni p_1 e p di Sainflou) si ha che:

$$p_3 = \rho g \frac{H}{\cosh k_s h'} \left(\frac{h' - \eta_{min}}{d - \eta_{min}} \right) - p_1 \left(\frac{h' - d}{d - \eta'} \right)$$

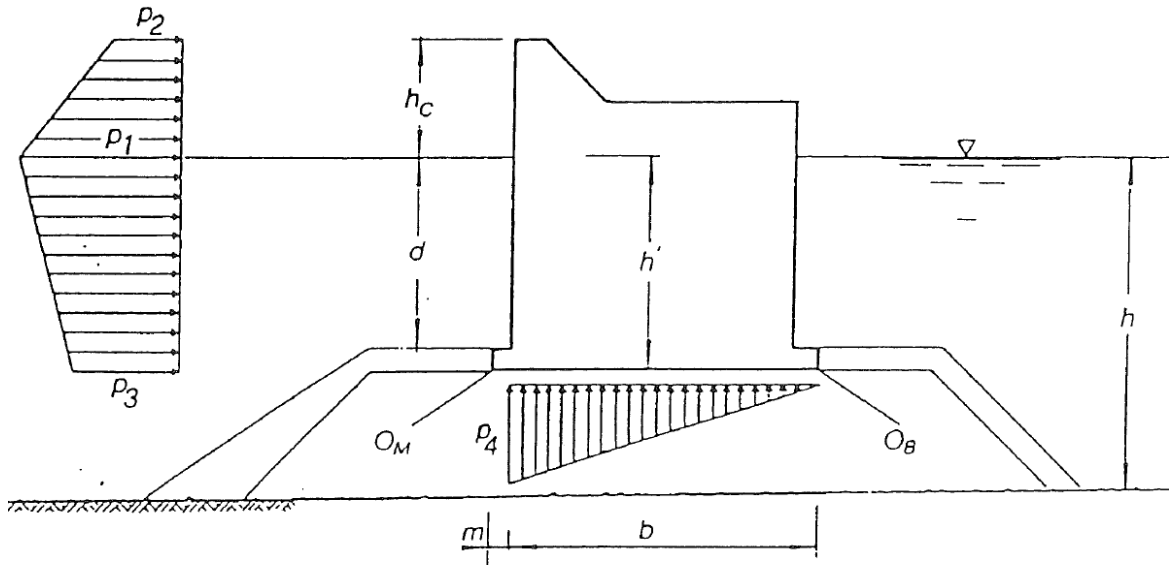
Oppure come si riporta nelle Istruzioni Tecniche del CSLP

$$p_3 = \rho g \frac{H}{\cosh k_s h'} \left(\frac{h' - \eta_{min}}{d - \eta_{min}} \right) - p_1 \left(\frac{h' - d}{d - \eta'} - 1 \right)$$

Infine la pressione di sottospinta è:

$$p_4 = p_3 \frac{b}{b + m}$$

La trattazione di GODA viene utilizzata quando si è in condizioni di onda non stazionaria, cioè quando l'altezza H dell'onda incidente è inferiore a 1.5 volte l'altezza libera della parete misurata sotto il livello dell'acqua (d_p).



$$\eta^* = 0.75(1 + \cos\beta)H$$

$$\alpha_1 = 0.6 + 0.5 \left(\frac{2kh}{\sinh 2kh} \right)^2$$

$$\alpha_2 = \min \left\{ \frac{h_b - d}{3h_b} \left(\frac{H}{d} \right)^2, \frac{2d}{H} \right\}$$

$$\alpha_3 = 1 - \frac{h'}{h} \left(1 - \frac{1}{\cosh kh} \right)$$

$$p_1 = 0.5(1 + \cos\beta)(\alpha_1 + \alpha_2 \cos^2 \beta) \gamma H$$

$$p_3 = \alpha_3 p_1$$

$$p_2 = p_1 \frac{\eta^* - h_c}{\eta^*}$$

$$p_4 = 0.5(1 + \cos\beta) \alpha_1 \alpha_3 \gamma H$$

6.2 ONDE DI PROGETTO

Come esposto nella Relazione Idraulico Marittima del presente progetto (Elaborato A008_R Cap. 7.4) viene fatto riferimento alla seguente condizione di progetto:

$$T_R = 150 \text{ anni}$$

$$H_S = 4.70 \text{ m}$$

$$T_P = 9.92 \text{ s}$$

Altezza d'onda $H_{1/20} = 6.58 \text{ m}$ in fase di cresta

$H_{1/100} = 7.80 \text{ m}$ in fase di cavo

Perché non si abbia frangimento di fronte all'opera è necessario che il fondale sia pari a ~1.5 volte l'altezza d'onda.

$$d_{\min} = 1.5 \times 7.80 = 11.70 \text{ m}$$

Il tratto terminale dell'opera, per il quale le azioni complessive delle onde risultano maggiori e quindi dimensionanti, è quindi in condizioni di non frangimento.

6.3 CALCOLO DELLE SPINTE

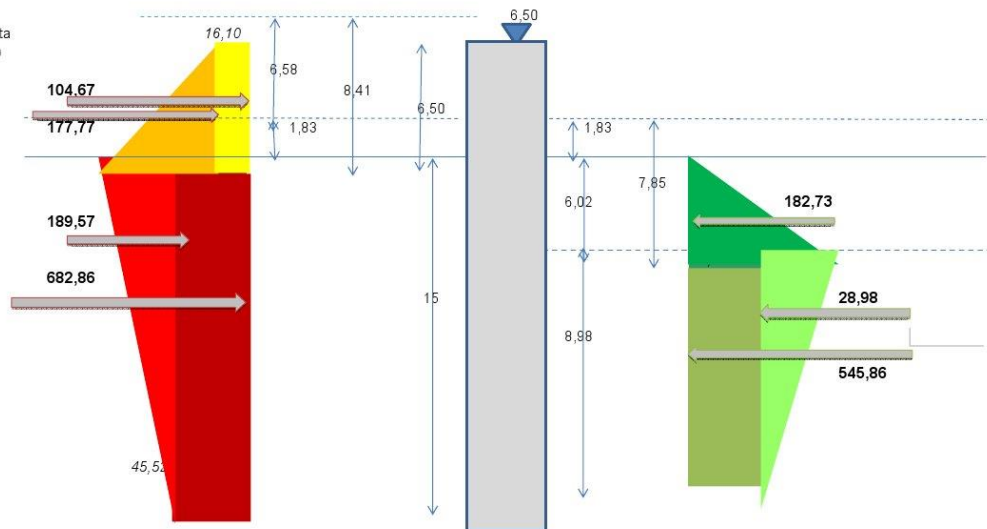
La figura che segue illustra l'andamento delle pressioni ottenute con la teoria di Sainflou in fase di cresta e cavo.

H = H_{1/20} in fase di Cresta
 H = H_{1/100} in fase di Cavo

	U.M.	
H _{1/20}	m	6,58 cresta
H _{1/100}	m	7,85 cavo
L	m	102
T	s	9,02
rg = gacqua	kN/mc	10,1
ks	adim	0,062
dp	m	15,00
h	m	15,00
h'	m	15,00
hc	m	6,50
m	m	0,5
b	m	19,5
h _{max}	m	8,41
h _{min}	m	6,02
h ₀	m	1,83

CRESTA		
p1	kPa	70,800
p2	kPa	16,103
p3	kPa	45,524

CAVO		
p1	kPa	60,76
p2	kPa	0,00
p3	kPa	54,30



CRESTA				CAVO			
Spinte orizzontali				Spinte orizzontali			
1	kN/m	104,66828	1	kN/m	182,734569		
2	kN/m	177,765622	2	kN/m	28,9838116		
3	kN/m	189,56917	3	kN/m	545,86429		
4	kN/m	682,860564	4	kN/m	0		
somma	kN/m	1154,86364	somma	kN/m	757,58267		

La spinta complessiva vale

F = 117 t in fase di cresta

F = 77 t in fase di cavo

7 CODICI DI CALCOLO UTILIZZATI

Le elaborazioni mediante calcolatore sono state condotte con l'ausilio dei seguenti software:

- Straus7® sviluppato da G+D Computing, Suite 1, Level 7, 541 Kent St, Sydney NSW 2000 Australia e distribuito in Italia dalla HSH, via N.Tommaseo 13, 35131 Padova. Questo software è utilizzato per l'analisi delle sollecitazioni sugli elementi strutturali;
- PresFLE+® e BeamCAD® prodotti da CONCRETE s.r.l., via della Pieve 19, 35121 Padova. Questo software è utilizzato per il calcolo e la verifica delle sezioni in calcestruzzo armato;
- PLAXIS 2D versione 2010.11 (copyright program by Plaxis bv P.O. Box 572, 2600 AN Delft, Netherlands) per le verifiche di stabilità globale e il calcolo dei cedimenti in stato piano di deformazione.
- SLIDE – Version 5 (2D limit equilibrium slope stability for soil and rock slopes) prodotto dalla Rocscience Inc., 31 Balsam Ave., Toronto, Ontario, M4E 1B2 Canada (www.rocscience.com). I metodi di calcolo del coefficiente di sicurezza sono quelli di *Bishop* semplificato e di *Fellenius*. Le unità di misura utilizzate nel software sono [kN; m].
- VCASLU Versione 6.4. sviluppato dal Prof. *Gelfi* e dai suoi studenti dell'Università di Brescia. Le unità di misura utilizzate nel software sono [kN; mm].

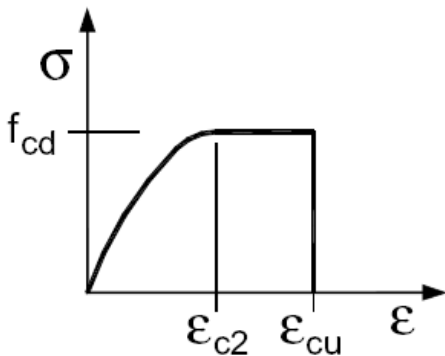
I software vengono usati dalla scrivente in forza di regolari licenze d'uso e sono testati periodicamente mediante procedure di controllo codificate, tali da verificare l'attendibilità delle applicazioni e dei risultati ottenuti ed individuare eventuali vizi ed anomalie.

8 CRITERI DI VERIFICA

8.1 SLU - FLESSIONE E PRESSOFLESSIONE

Per le verifiche a presso flessione si fanno le seguenti ipotesi:

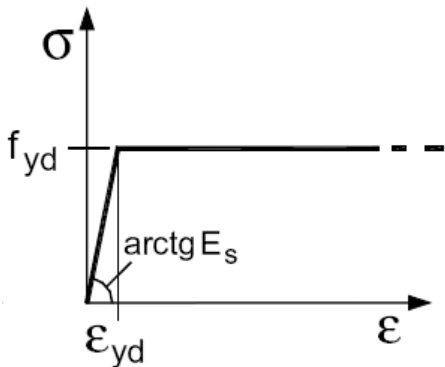
1. conservazione delle sezioni piane;
2. perfetta aderenza acciaio-calcestruzzo;
3. resistenza a trazione nulla del calcestruzzo;
4. rottura del calcestruzzo per raggiungimento della sua capacità ultima di deformazione a compressione;
5. rottura dell'acciaio per raggiungimento della sua capacità ultima di deformazione a trazione;
6. legge costitutiva del calcestruzzo tipo parabola-rettangolo:



$$\varepsilon_{c2} = 0,20\%$$

$$\varepsilon_{cu} = 0,35\%$$

7. legge costitutiva dell'acciaio tipo lineare



$$E_s = 210000 \text{ MPa}$$

$$\varepsilon_{cu} = 1,00\%$$

8.2 SLU - TAGLIO

Le sezioni di calcestruzzo non armate a taglio hanno una resistenza a taglio offerta dal calcestruzzo stesso e dai meccanismi secondari. Secondo normativa tale resistenza è valutabile con la seguente espressione:

$$V_{Rd} = \{0,18 \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_l \cdot f_{ck})^{1/3} / \gamma_c + 0,15 \cdot \sigma_{cp}\} \cdot b_w \cdot d \geq (v_{min} + 0,15 \cdot \sigma_{cp}) \cdot b_w \cdot d \quad (4.1.14)$$

con

$$k = 1 + (200/d)^{1/2} \leq 2$$

$$v_{min} = 0,035k^{3/2}f_{ck}^{1/2}$$

e dove

d è l'altezza utile della sezione (in mm);

$\rho_l = A_{sl}/(b_w \cdot d)$ è il rapporto geometrico di armatura longitudinale ($\leq 0,02$);

$\sigma_{cp} = N_{Ed}/A_c$ è la tensione media di compressione nella sezione ($\leq 0,2 f_{cd}$);

b_w è la larghezza minima della sezione (in mm).

Nel caso il taglio sollecitante V_{Ed} sia maggiore del taglio V_{Rd} , è da prevedersi apposita armatura a taglio. In tal caso il taglio resistente è il minore tra il taglio V_{Rsd} offerto dalle armature ed il taglio V_{Rcd} offerto dal calcestruzzo. V_{Rsd} e V_{Rcd} valgono:

$$V_{Rsd} = 0,9 \cdot d \cdot \frac{A_{sw}}{s} \cdot f_{yd} \cdot (\operatorname{ctg}\alpha + \operatorname{ctg}\theta) \cdot \sin\alpha$$

$$V_{Rcd} = 0,9 \cdot d \cdot b_w \cdot \alpha_c \cdot f'_{cd} \cdot (\operatorname{ctg}\alpha + \operatorname{ctg}\theta) / (1 + \operatorname{ctg}^2\theta)$$

dove d , b_w e σ_{cp} hanno il significato già visto in § 4.1.2.1.3.1. e inoltre si è posto:

A_{sw}	area dell'armatura trasversale;		
s	interasse tra due armature trasversali consecutive;		
α	angolo di inclinazione dell'armatura trasversale rispetto all'asse della trave;		
f'_{cd}	resistenza a compressione ridotta del calcestruzzo d'anima ($f'_{cd} = 0,5 \cdot f_{cd}$);		
α_c	coefficiente maggiorativo pari a	1	per membrature non compresse
		$1 + \sigma_{cp}/f_{cd}$	per $0 \leq \sigma_{cp} < 0,25 f_{cd}$
		1,25	per $0,25 f_{cd} \leq \sigma_{cp} \leq 0,5 f_{cd}$
		$2,5(1 - \sigma_{cp}/f_{cd})$	per $0,5 f_{cd} < \sigma_{cp} < f_{cd}$

In presenza di significativo sforzo assiale, ad esempio conseguente alla precompressione, si dovrà aggiungere la limitazione:

$$(\operatorname{ctg}\theta_1 \leq \operatorname{ctg}\theta) \tag{4.1.21}$$

dove θ_1 è l'angolo di inclinazione della prima fessurazione ricavato da $\operatorname{ctg}\theta_1 = \tau/\sigma_1$ mentre τ e σ_1 sono rispettivamente la tensione tangenziale e la tensione principale di trazione sulla corda baricentrica della sezione intesa interamente reagente.

8.3 SLE – TENSIONI

La tensione massima di compressione nel calcestruzzo deve rispettare i seguenti limiti:

$\sigma_c < 0,60 f_{ck}$	in combinazione rara
$\sigma_c < 0,45 f_{ck}$	in combinazione quasi permanente

La tensione massima nell'acciaio deve rispettare il seguente limite:

$$\sigma_s < 0,80 f_{yk}$$

8.4 SLE - DEFORMAZIONI

Le deformazioni verticali dell'impalcato sono accettabili se inferiori a $L/250$.

8.5 SLE - FESSURAZIONI

Il limite massimo di apertura delle fessure è stabilito in funzione delle condizioni ambientali. La struttura in oggetto sarà realizzata in condizioni ambientali aggressive, classificabili in classe d'esposizione XS3. L'acciaio impiegato è definito poco sensibile. Alla luce di queste ipotesi di base, l'ampiezza massima di apertura delle fessure vale:

$w_1 = 0,2\text{mm}$	in combinazione frequente e quasi permanente
----------------------	--

9 MOLO FORANEO – SEZIONE B-B: VERIFICHE STRUTTURALI E GEOTECNICHE DEI PALI

Si riportano le verifiche strutturali e geotecniche per il dimensionamento dei pali del molo foraneo in corrispondenza del tratto B. Il dimensionamento è stato eseguito in condizioni statiche e sismiche e le deformate delle strutture in condizioni di esercizio.

9.1 MODELLO DI CALCOLO

Il dimensionamento strutturale dei pali e il controllo delle deformazioni della struttura in esercizio è stato eseguito con il software di calcolo agli elementi finiti Plaxis 2D V2010.11. Il modello previsto prevede la schematizzazione dei pali con degli elementi plate a cui viene assegnata un'area e un momento di inerzia equivalenti per tener conto dell'interasse reale tra i pali. I setti di irrigidimento tra i pali, di spessore 500mm, sono inseriti nel modello come elementi cluster caratterizzati da un modulo elastico equivalente. Tale modulo è stato differenziato per la parte in acqua e per quella nel terreno. Analoga schematizzazione è stata assunta per il jet lamellare. Completano il modello la trave di testata che collega i pali, l'impalcato e il muro paraonde inseriti come elementi plate ciascuno con il proprio spessore.

9.2 COMBINAZIONI ELEMENTARI DI CARICO

Le analisi sono state eseguite allo stato limite di esercizio e allo stato limite ultimo secondo la combinazione A1+M1.

9.2.1 Combinazione rara

$$F_d = G + \sum \psi_0 Q_{ki}$$

dove:

G pesi propri e permanenti;

Q accidentali. E' stato considerato come accidentale primario l'onda di cresta/cavo, come accidentali secondari il sovraccarico sull'impalcato pari a $q=40\text{kN/m}^2$ e il tiro della bitta $Q=33\text{kN/ml}$;

$\psi_0 = 1$ coefficiente accidentale primario;

$\psi_2 = 0.8$ coefficiente accidentale secondario (ambiente categoria E uso industriale).

9.2.2 Combinazione stati limite ultimi (SLU)

$$F_d = \gamma_G G + \gamma_{Q1} Q_1 + \sum \gamma_{Qi} \psi_0 Q_{ki} \quad \text{azioni statiche}$$

dove:

G pesi propri e permanenti

Q accidentali

$\gamma_G = 1.3$

$\gamma_Q = 1.5$

$\psi_0 = 1$ coefficiente accidentali. (ambiente categoria E: uso industriale)

9.3 MODELLO GEOTECNICO

In ottemperanza all'art.7 del disciplinare di gara, il modello geotecnico assunto per il dimensionamento delle opere di progetto del molo foraneo, corrisponde a quello del progetto preliminare (elaborato F24 – relazione geotecnica).

- **Primo strato di terreno dello spessore di 10 m**
 - Peso dell'unità di volume $\gamma = 19.5 \text{ kN/m}^3$
 - Peso di volume immerso $\gamma' = 10 \text{ kN/m}^3$
 - Angolo di attrito interno $\varphi = 34^\circ$
 - Coesione $c = 0 \text{ kPa}$
 - Modulo elastico $E = 35000 \text{ kPa}$
 - Coefficiente di Poisson $\nu = 0.3$

- **Secondo strato di terreno indefinito**
 - Peso dell'unità di volume $\gamma = 19.5 \text{ kN/m}^3$
 - Peso di volume immerso $\gamma' = 10 \text{ kN/m}^3$
 - Angolo di attrito interno $\varphi = 38^\circ$
 - Coesione $c = 0 \text{ kPa}$
 - Modulo elastico $E = 35000 \text{ kPa}$
 - Coefficiente di Poisson $\nu = 0.27$

9.4 SEZIONE B-B

Si riportano i risultati della analisi condotte con il software agli elementi finiti Plaxis 2D V2010.11, nelle condizioni di carico analizzate.

9.4.1 Onda di cresta

9.4.1.1 Combinazione rara

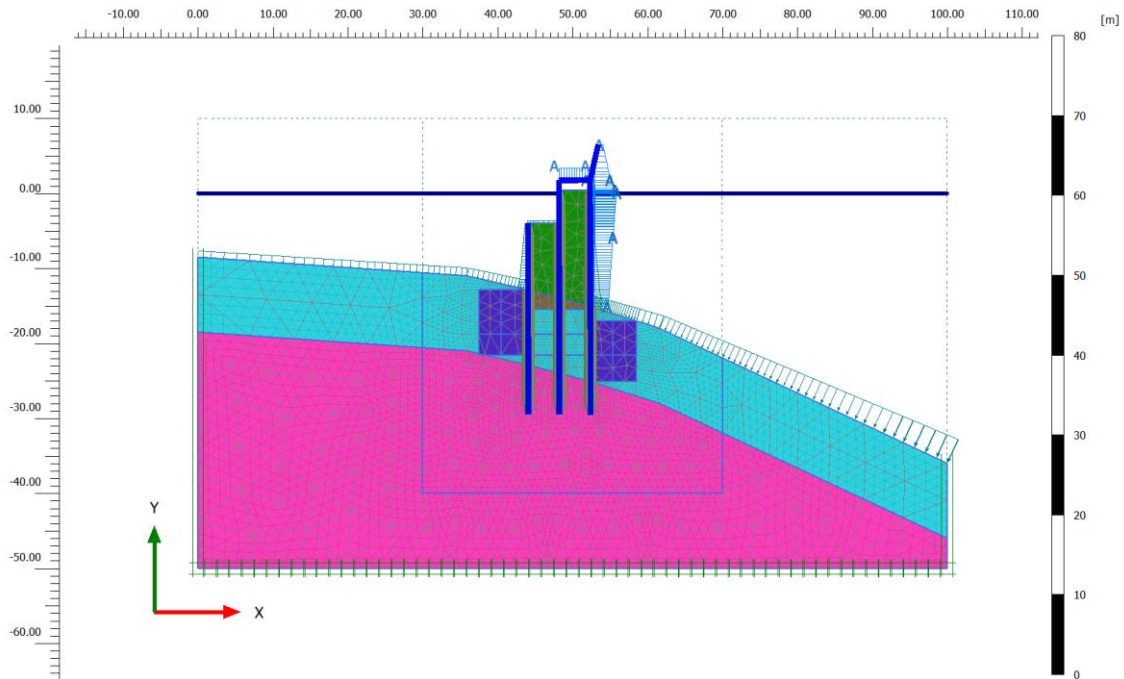


Figura 7 – modello di calcolo

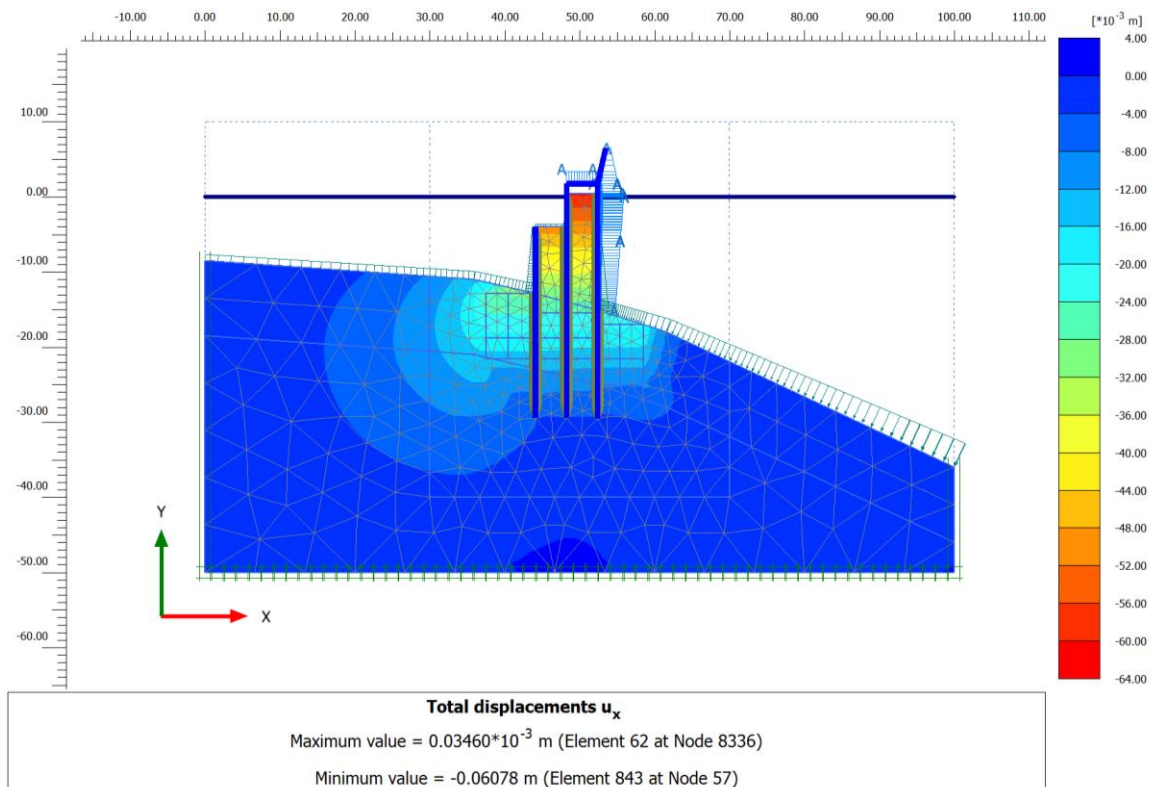


Figura 8 – spostamento orizzontale

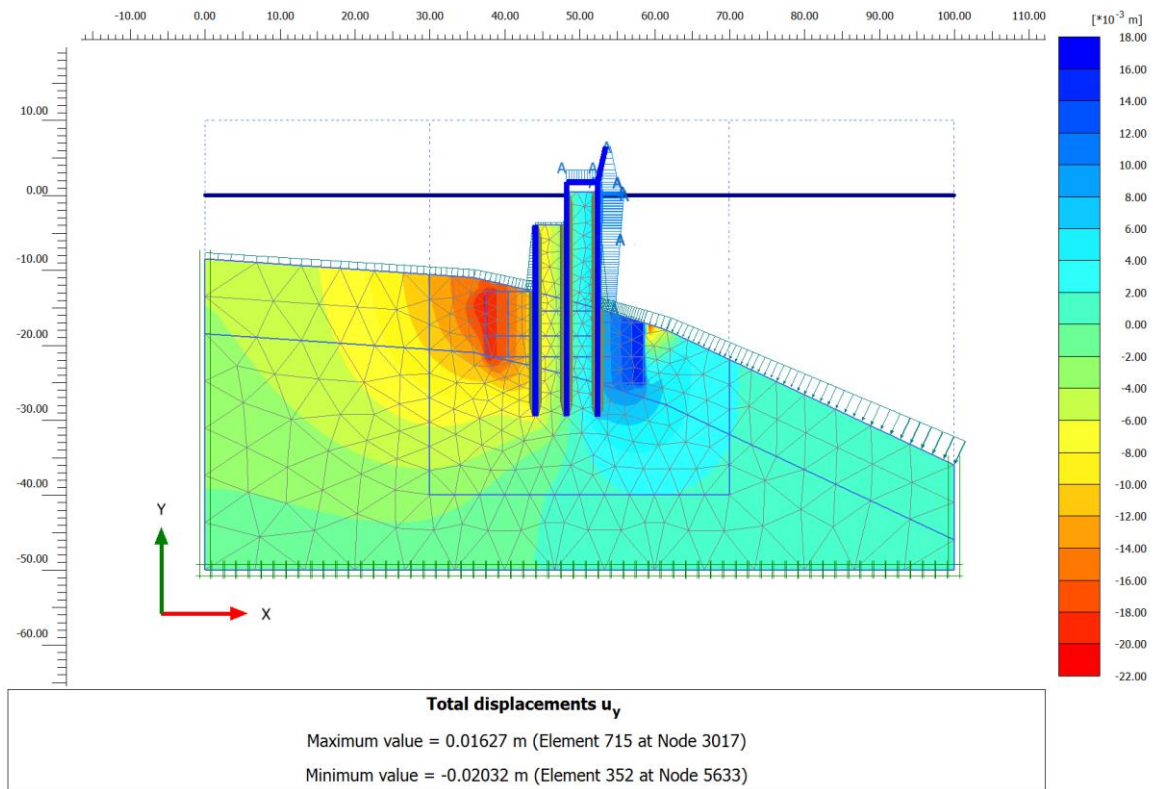


Figura 9 – spostamento verticale

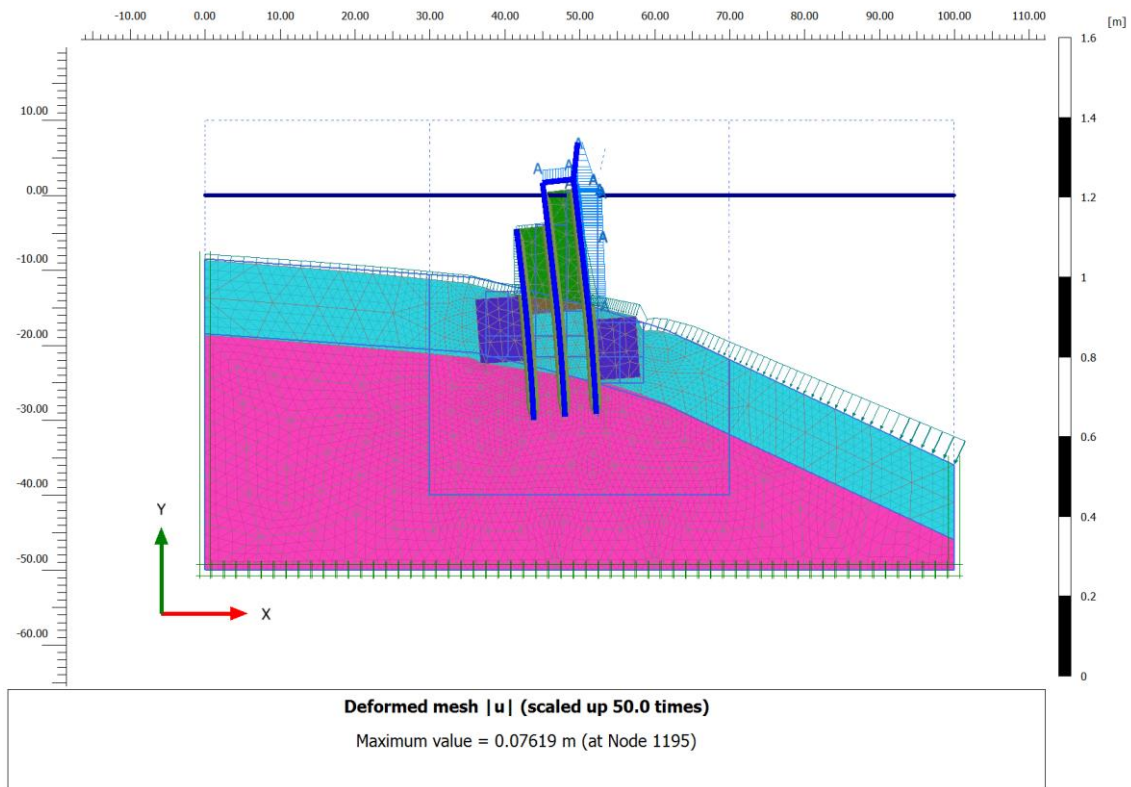


Figura 10 – deformata

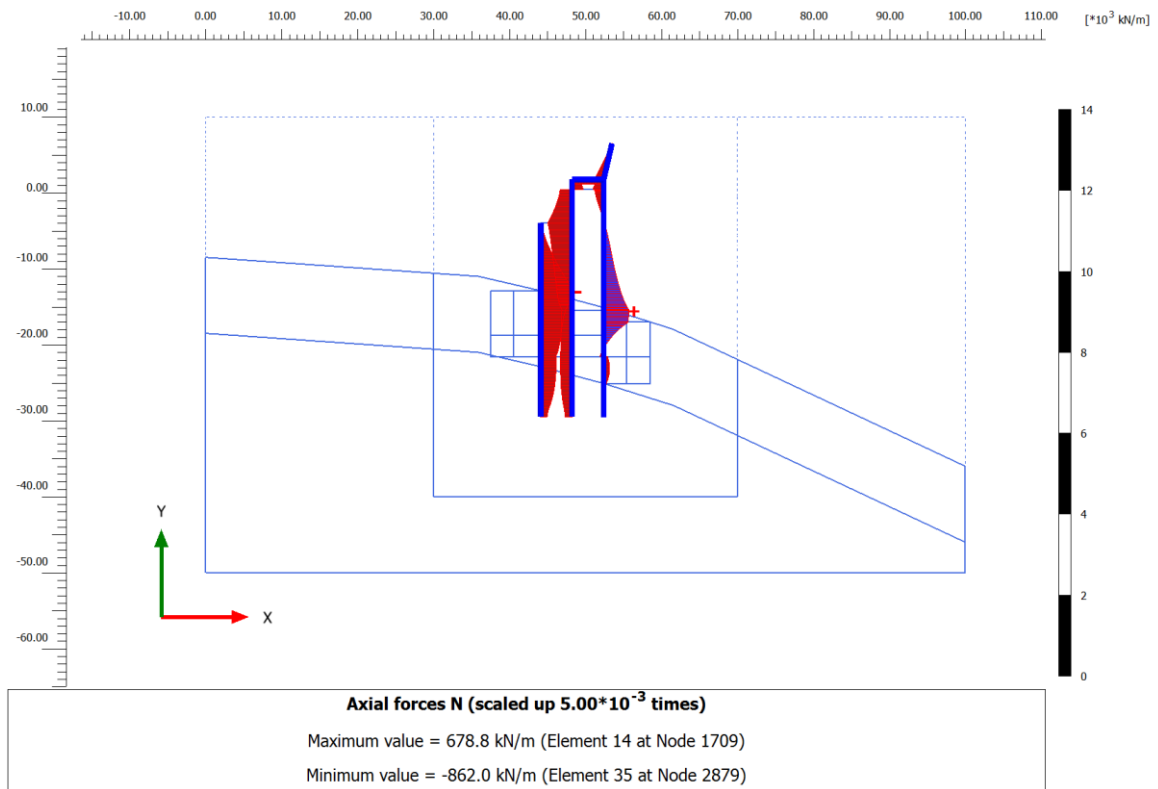


Figura 11 – azione assiale

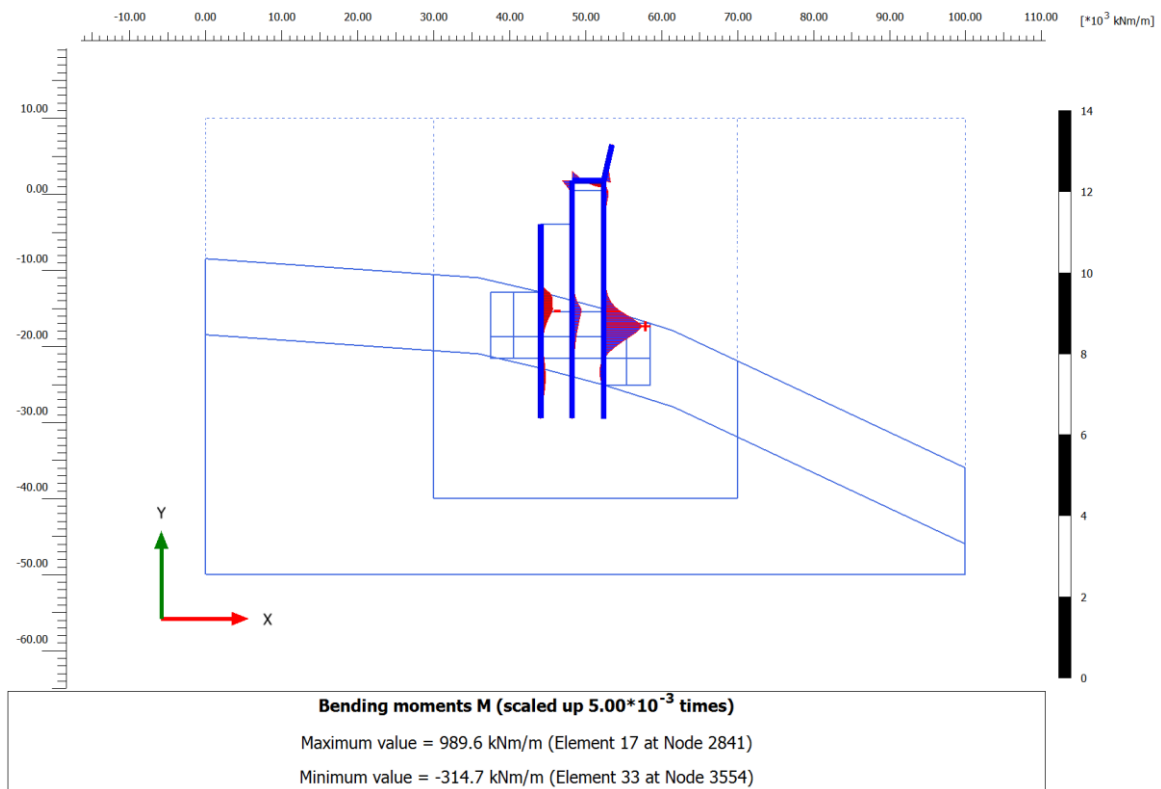


Figura 12 – momento flettente

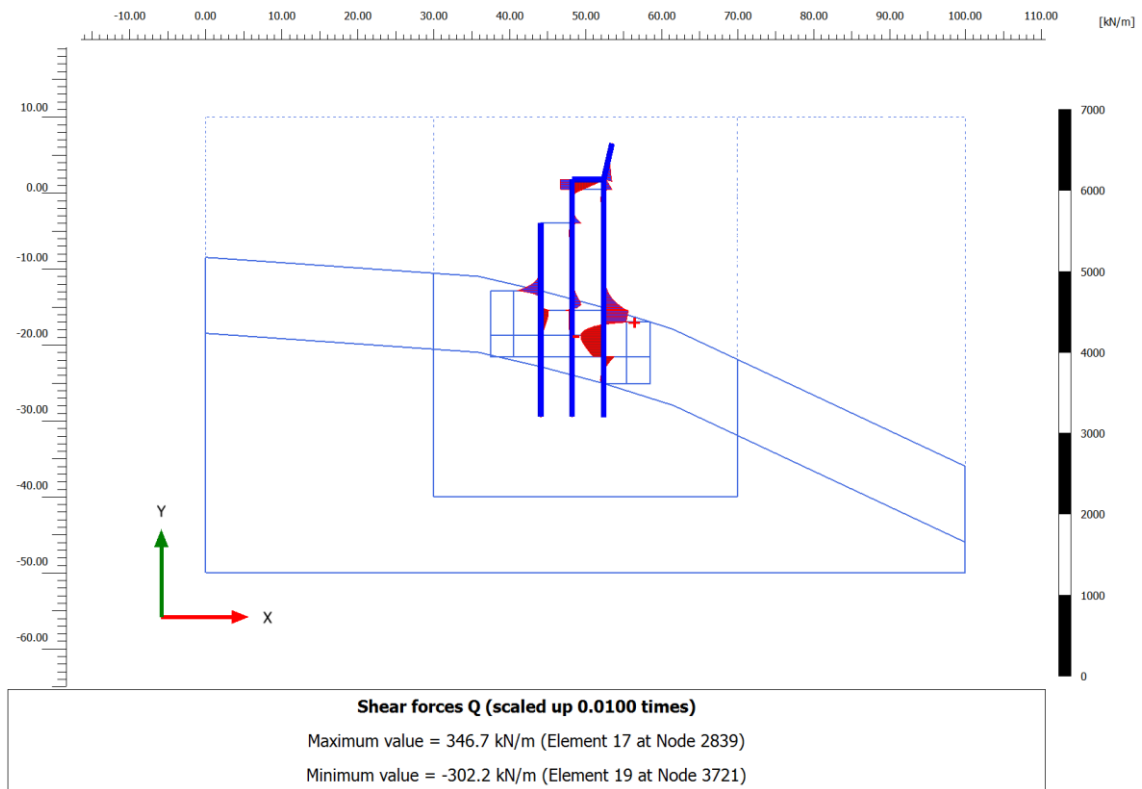


Figura 13 – taglio

Si riportano nella tabella che segue il valore delle sollecitazioni dei pali del filo A' e del filo C:

filo	M [kNm]	N [kN]	Q [kN]
A'	1017	2565	499.5
C	1483.5	1018.5	519

9.4.1.2 Combinazione stato limite ultimo statico: risultati analisi

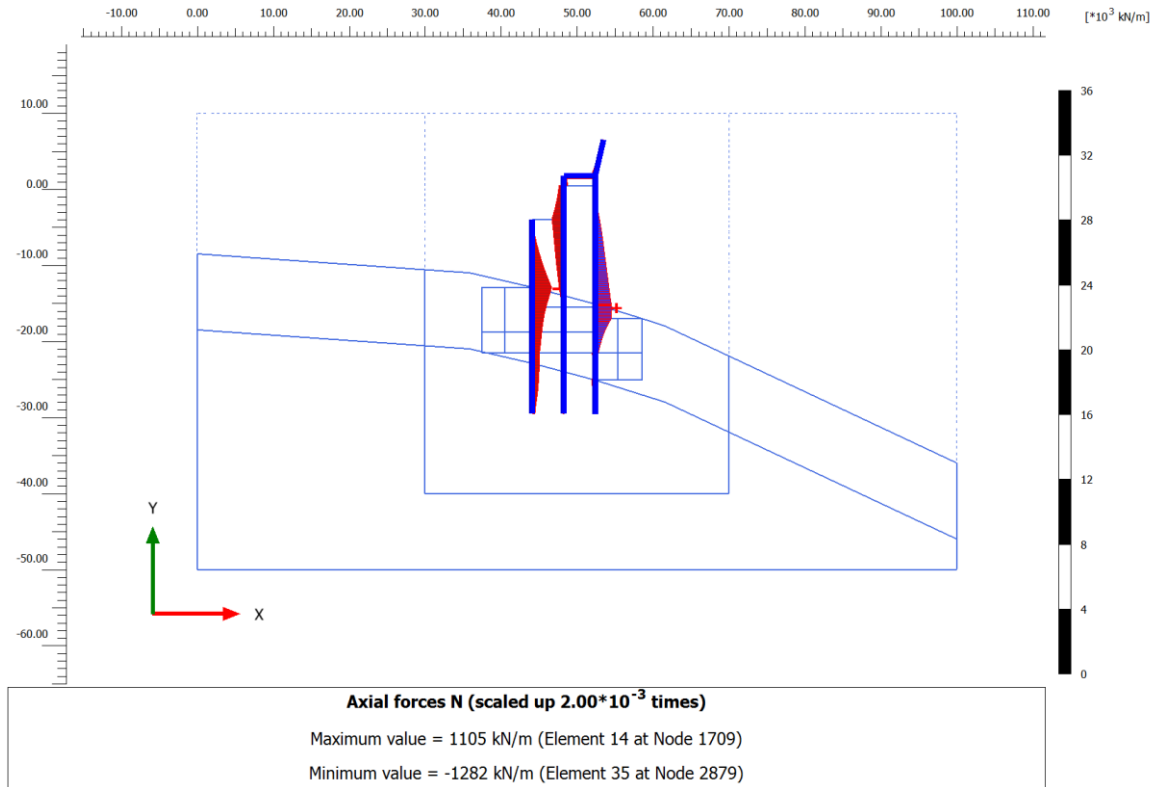


Figura 14 – azione di sforzo assiale

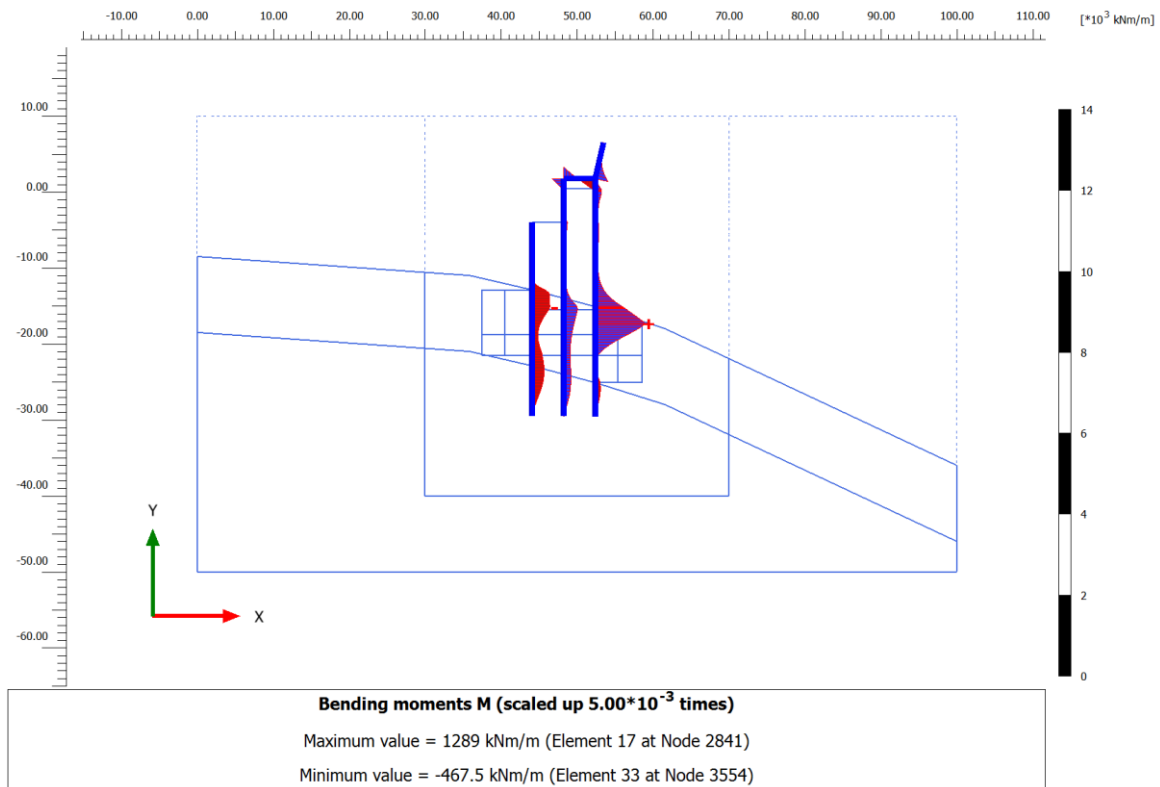


Figura 15 – momento flettente

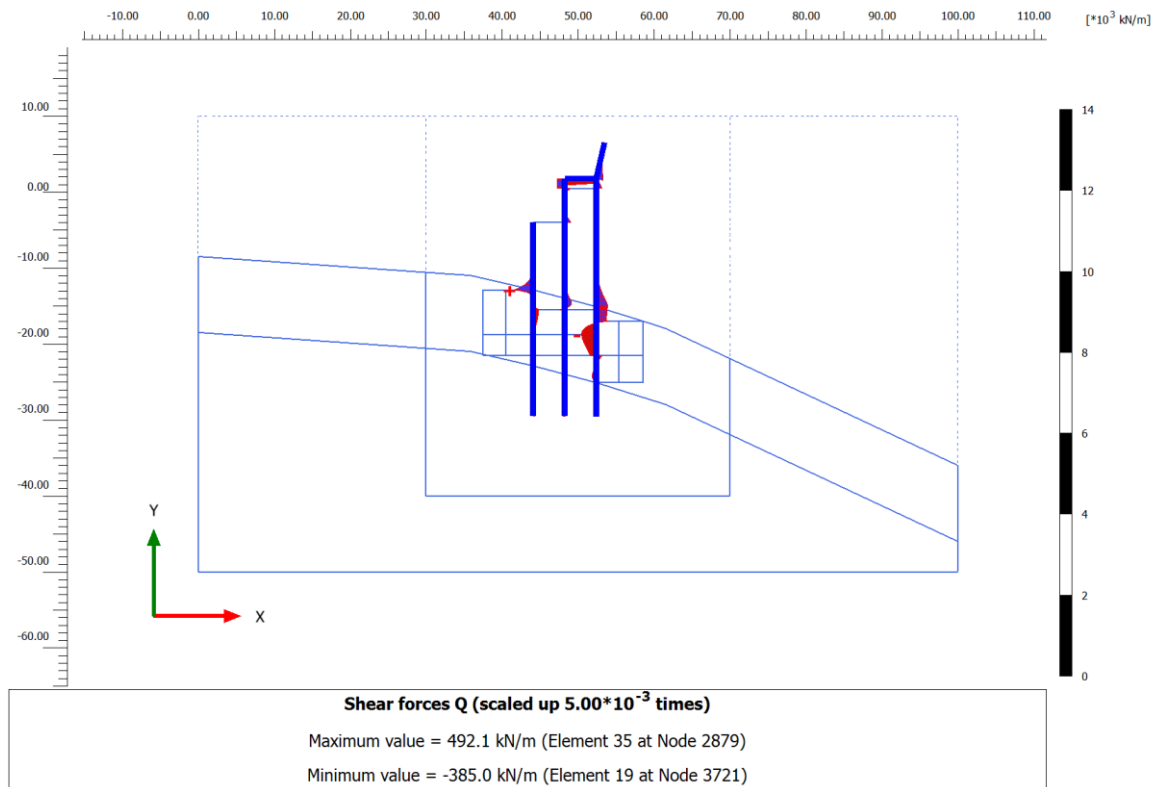


Figura 16 – sollecitazione di taglio

Si riportano nella tabella che segue il valore massimo delle sollecitazioni dei pali del filo A' e del filo C.

filo	M [kNm]	N [kN]	Q [kN]
A'	2134	4557	1082
C	2514	2155	751

I valori delle sollecitazioni allo SLU combinazione A1-M1 sono stati calcolati moltiplicando nel modello i carichi accidentali per un fattore 1.15 ($\gamma_Q/\gamma_G = 1.5/1.3$) e successivamente amplificando i risultati per il coefficiente $\gamma_F = 1.3$ (tabella 6.2.I del D.M. 14 gennaio 2008).

9.4.2 Onda di cavo

Si riportano i risultati delle analisi della combinazione rara per lo stato limite di esercizio.

9.4.2.1 Combinazione rara: risultati analisi

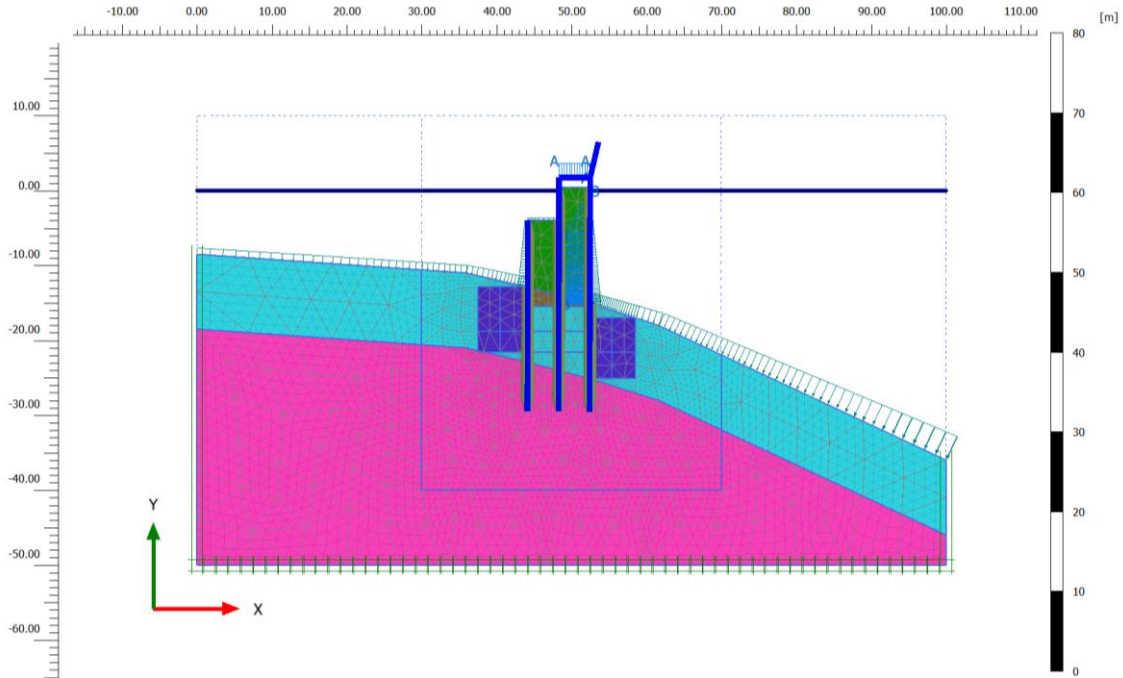


Figura 17 – mesh modello

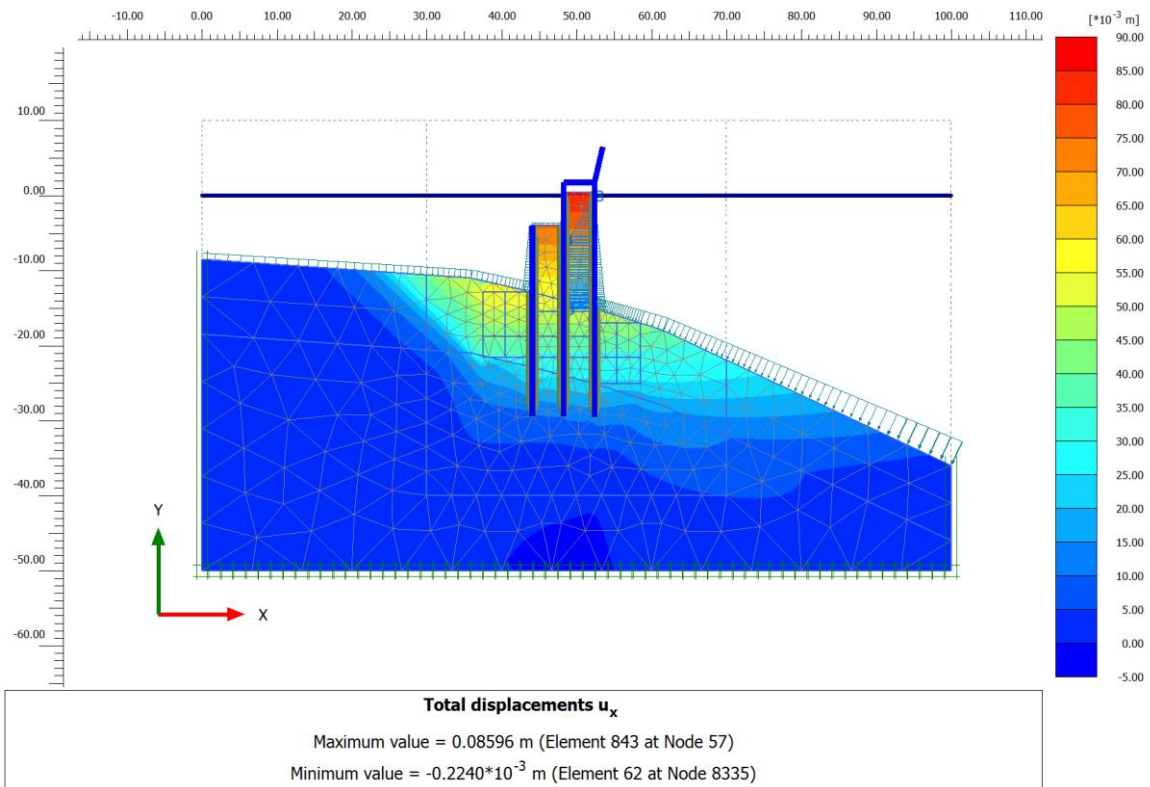


Figura 18 – spostamenti orizzontali

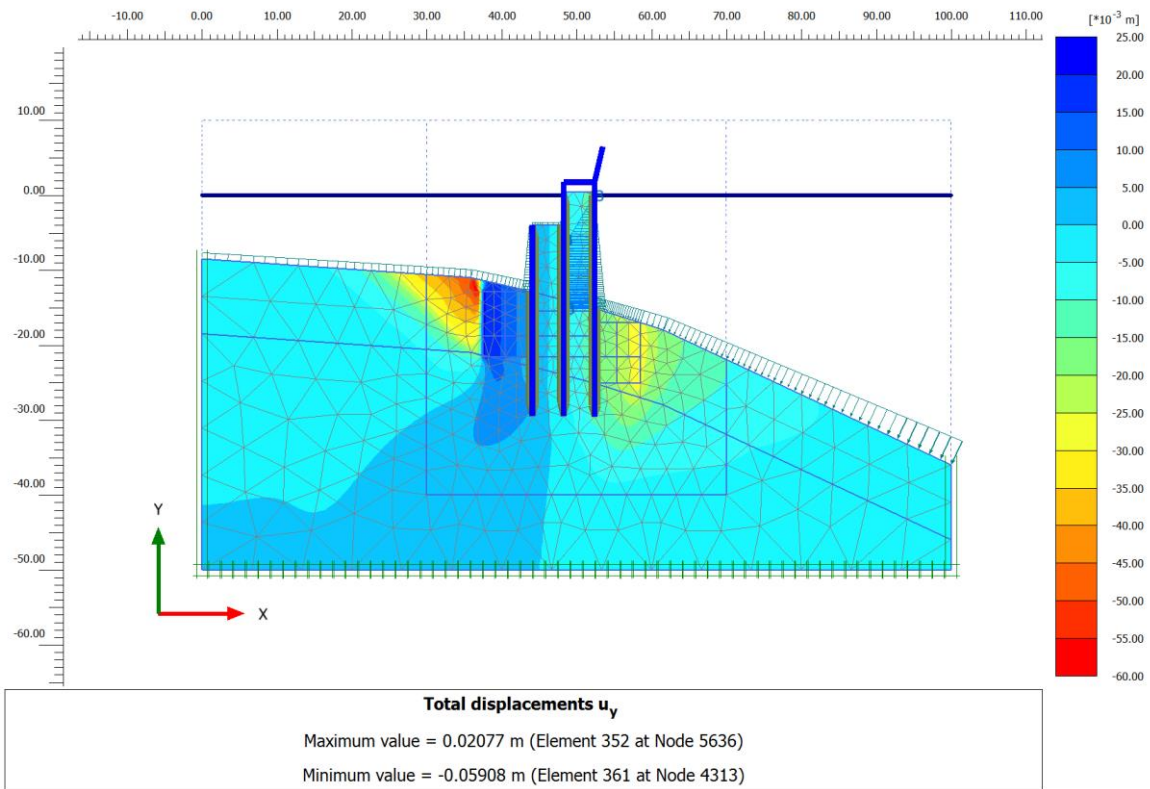


Figura 19 – spostamenti verticali

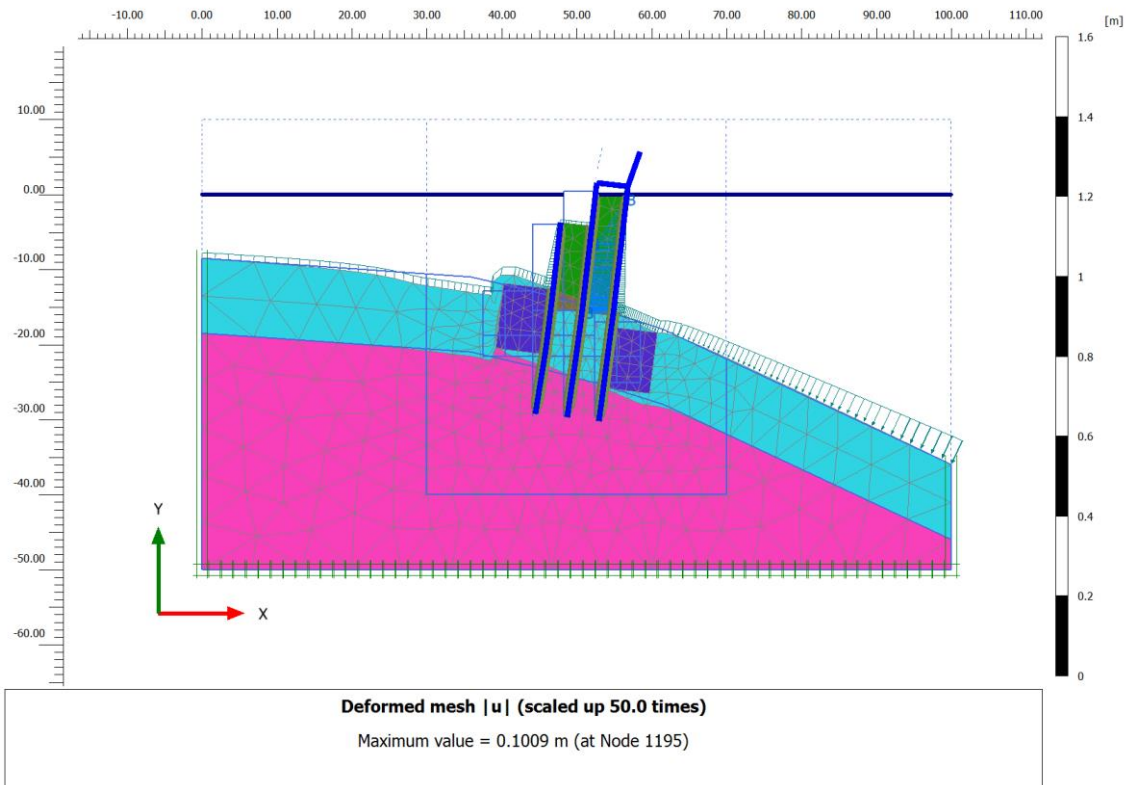


Figura 20 – deformata

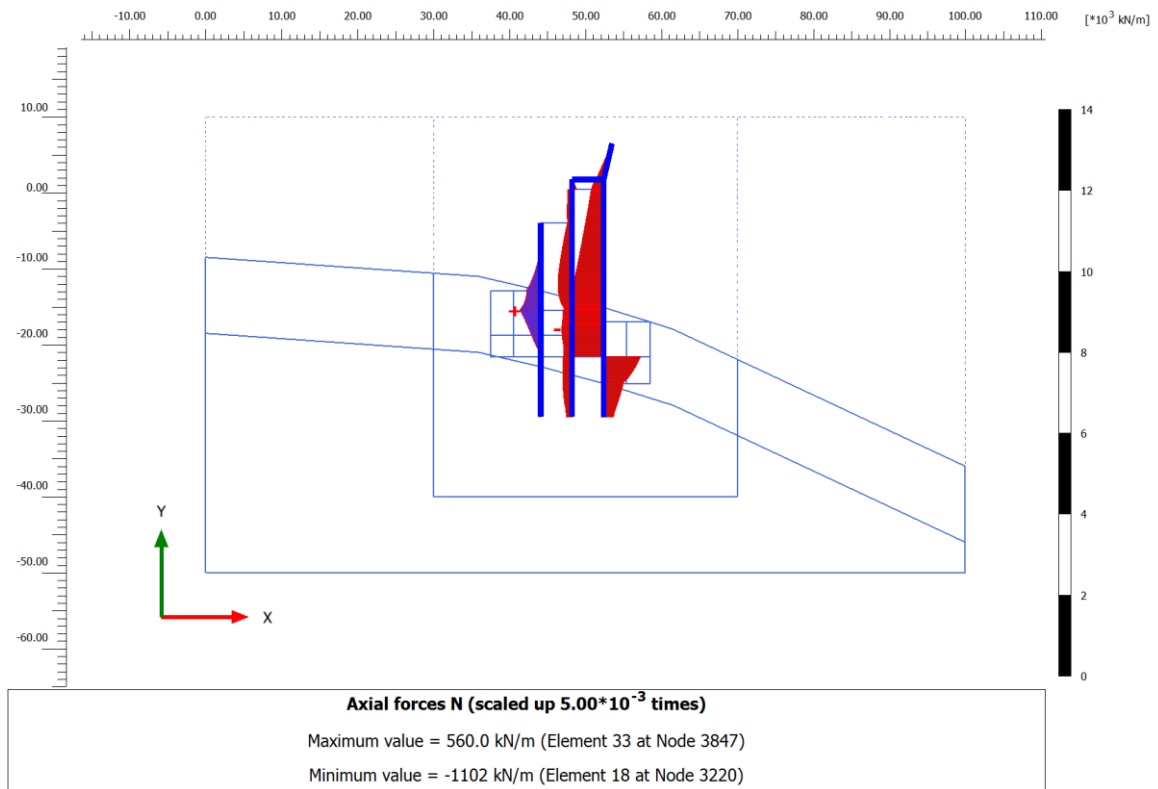


Figura 21 – azione assiale

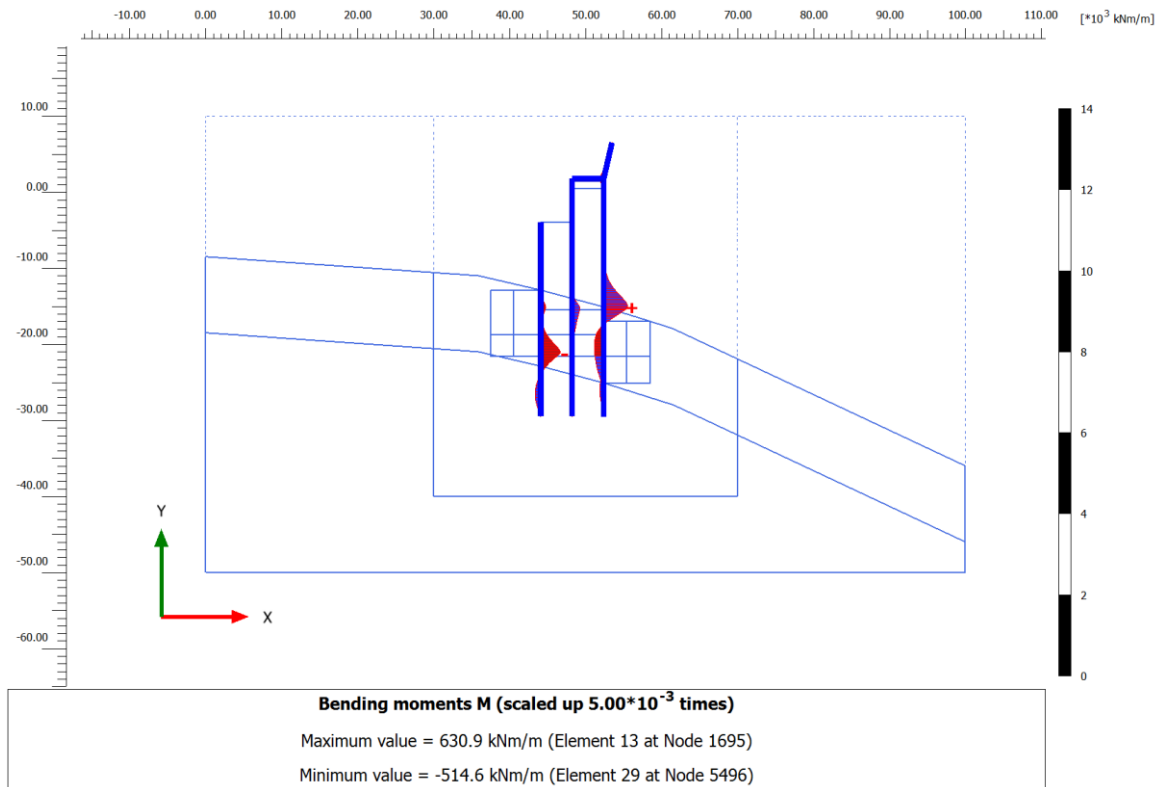


Figura 22 – momento flettente

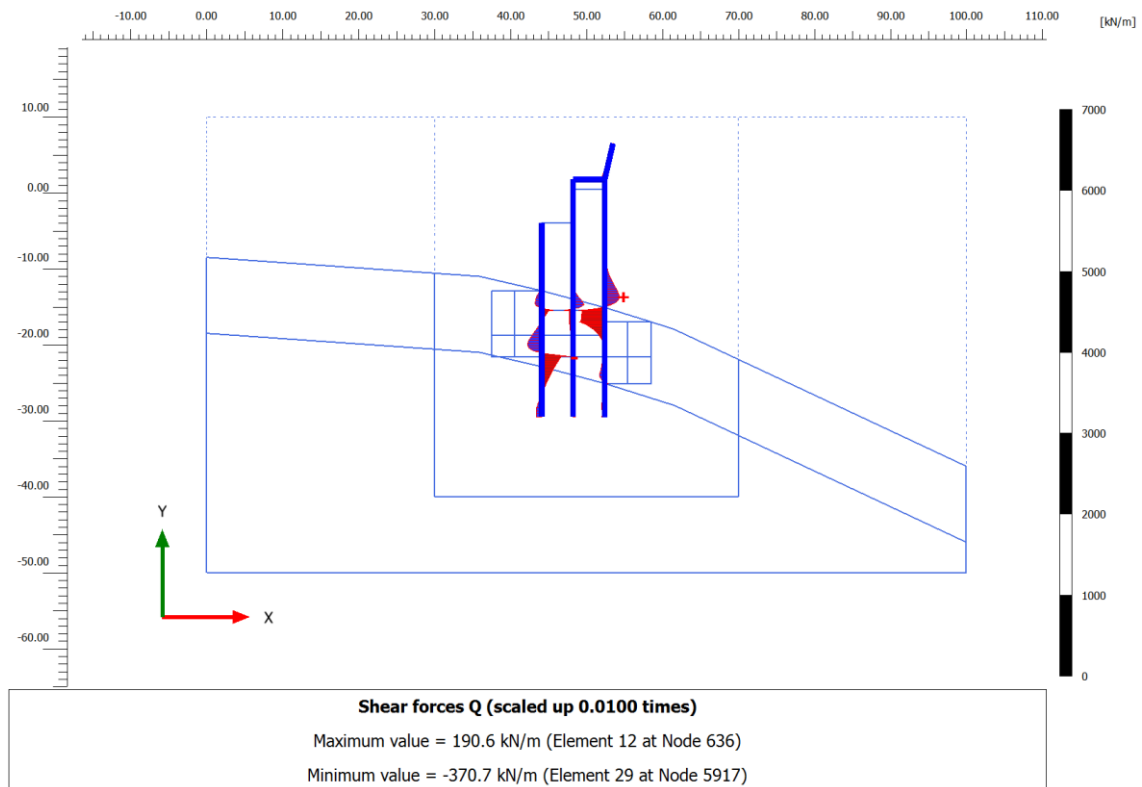


Figura 23 – sollecitazione di taglio

Si riportano nella tabella che segue il valore massimo delle sollecitazioni dei pali del filo A' e del filo C:

filo	M [kNm]	N [kN]	Q [kN]
A'	904.5	1683	639
C	861	1653	471

9.4.3 Verifiche dei pali

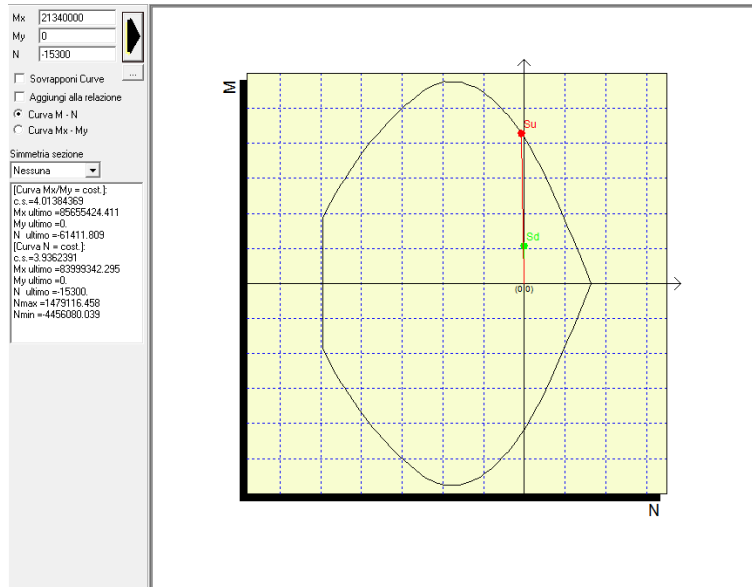
La struttura di fondazione del molo foraneo è stata sottoposta sia all'onda di cresta che a quella di cavo. Le analisi mostrano che la condizione dimensionante è quella causata dall'onda di cresta. Si riportano le verifiche a pressoflessione dei pali allo stato limite ultimo, condizione più gravosa ai fini del dimensionamento strutturale.

Si ricorda che l'interasse dei pali lungo i fili A e A' è di 4.5m, mentre quello lungo il filo C nella parte sommitale di lunghezza L=23.0m è di 1.50m

filo	Momento M [kNm]	Sforzo assiale N [kN]	Taglio Q [kN]
A'	2134	4557	1082
C	2514	2155	751

9.4.3.1 Verifica a pressoflessione - filo A'

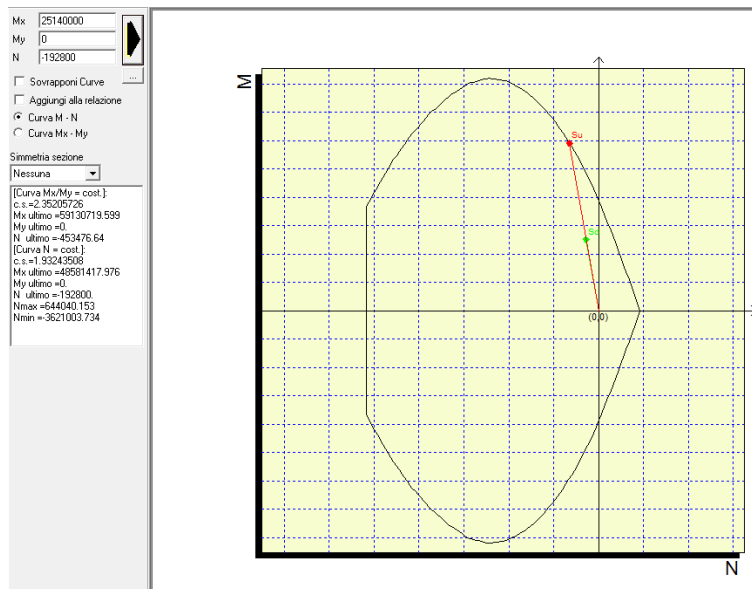
Armando il palo $\phi 1500$ con $\phi 32/10$ si ottiene:



Il coefficiente di sicurezza è pari $cs=4.01 > 1$

9.4.3.2 Verifica a pressoflessione - filo C

Armando il palo $\phi 1500$ con $\phi 26/15$ si ottiene:



Il coefficiente di sicurezza è pari $cs=2.35 > 1$

9.4.3.3 Verifica a taglio

Armando il palo con staffa spirale $\phi 12/150\text{mm}$ si ottiene:

VERIFICHE A TAGLIO SECONDO EC2 1992-1-1:2005			
Caratteristiche geometriche			
Base b =	1060 mm	Armatura longitudinale in zona tesa	
Altezza h =	1060 mm	Diametro f =	26 mm
Copripero co =	50 mm	n. di ferri	31
Altezza utile d =	1010 mm	A _{sl} =	16450 mm ²
Caratteristiche dei materiali		Armatura trasversale a taglio (staffe a 90°)	
f _{ck} =	45.00 Mpa	Diametro f =	12 mm
f _{cd} =	30.00 Mpa	n. di braccia	2
f _{ctk} =	2.66 Mpa	A _{sw} =	226 mm ²
f _{ctd} =	1.77 Mpa	passo s =	150 mm
f _{ywk} =	450 Mpa	Armatura trasversale a taglio (ferri piegati)	
f _{ywd} =	391.30 Mpa	Diametro f =	mm
γ _c =	1.50	n. di ferri	
γ _s =	1.15	A _{sw,ferri} =	0 mm ²
		passo s =	mm
		inclinazione ferri α =	°
Sollecitazioni			
V _{Ed} =	1082 kN		
N _{Ed} =		kN (>0 se di traz.)	
Verifica puntone compresso			
Taglio max resistente	7901 kN		
Verifica senza armatura a taglio		Verifiche con staffe a 90°	
Parametri		Parametri	
k =	1.44	v ₁ =	0.49
k ₁ =	0.15	α _{cw} =	1
C _{Rd,c} =	0.12	θ =	21.8 °
ρ _l =	0.015	cot(θ) =	2.5
S _{cp} =	0.000 Mpa	V _{Rd,s} =	1341 kN
V _{min} =	0.408 Mpa	V _{Rd,max} =	4904 kN
Taglio max V_{Rd,c} =	762 kN	Taglio max V_{Rd,w} =	1341 kN
Verifica:	NON SODDISFATTA	Verifica:	SODDISFATTA
c.s. =	0.70	c.s. =	1.24

Il coefficiente di sicurezza è pari $cs=1.24 > 1$

9.5 VERIFICA DI STABILITÀ GLOBALE

Le verifiche di stabilità globale sono condotte secondo quanto riportato nel Disciplinare di gara. Il programma utilizzato - Slide Versione 5 - analizza 1m di profondità dell'opera e fornisce il coefficiente di sicurezza delle superfici più critiche. I metodi adottati, nell'ipotesi di superficie di scivolamento curve, sono Bishop e Janbu semplificati.

Si riportano le analisi in condizione statica e sismica in cui è stato ricercato un fattore di sicurezza pari a 1.21 per lo stato limite ultimo in fase statica e sismica (SLV) e pari a 1.43 per lo stato limite di esercizio in caso statico e sismico (SLD), così come richiesto all'art.7 del disciplinare di gara.

Le analisi sono state condotte considerando per la combinazione rara l'onda di cavo, ritenuta più gravosa ai fini della stabilità dell'opera rispetto all'onda di cresta.

9.5.1 Modalità Di Verifica

Le verifiche di stabilità globale allo stato limite ultimo sono state condotte secondo la combinazione A2+M2+R2 con i coefficienti delle azioni e dei parametri geotecnici riportati come di seguito indicato:

Carichi	Effetto	Coeff. Parziale	A2
Permanenti	favorevole	γ_{G1}	1.0
	sfavorevole		1.0
Permanenti non strutturali	favorevole	γ_{G2}	0.0
	sfavorevole		1.3
Variabili	favorevole	γ_{Qi}	0.0
	sfavorevole		1.3

Tabella 1: Coefficienti parziali per le azioni o l'effetto delle azioni

Parametro	Grandezza alla quale applicare il coeff. parziale	Coeff. parziale	M2
Tangente angolo di resistenza al taglio	$\tan\phi'_k$	$\gamma_{\phi'}$	1.25
Coesione efficace	c'_k	$\gamma_{c'}$	1.25
Resistenza non drenata	c_{uk}	γ_{cu}	1.4
Peso dell'unità di volume	γ	γ_{γ}	1.0

Tabella 2: Coefficienti parziali per i parametri geotecnici del terreno

R2
1.1

9.5.2 Valutazione dell'azione sismica

Le azioni sismiche di progetto sono state desunte dalla Relazione sismica del Progetto Preliminare e di seguito riportate:

STATO LIMITE	Tr [anni]	ag [g]	F ₀ [-]	S _s	S _T	amax/g
SLO	45	0.080	2.349	1.50	1.0	0.120
SLD	75	0.105	2.297	1.50	1.0	0.158
SLV	712	0.305	2.410	1.26	1.0	0.384
SLC	1462	0.407	2.449	1.11	1.0	0.446

Le analisi di stabilità in condizioni sismiche sono state eseguite mediante metodi pseudostatici. L'azione sismica è rappresentata da un'azione statica equivalente proporzionale al peso W del volume di terreno potenzialmente instabile.

Le componenti orizzontale e verticale di tale forza possono essere espressi come:

$$F_h = k_h \cdot W$$

$$F_v = k_v \cdot W$$

con

$$K_h = \beta_s \cdot a_{max} / g$$

$$K_v = \pm 0.5 \cdot k_h$$

β_s = coefficiente di riduzione dell'accelerazione sismica attesa al suolo

$$a_{max} = a_g \cdot S_s \cdot S_T = 0.384g \rightarrow \text{SLV}$$

$$a_{max} = a_g \cdot S_s \cdot S_T = 0.158g \rightarrow \text{SLD}$$

Nel caso in esame $\beta_s = 0.28$ per cui:

allo stato limite ultimo in condizione sismica (SLV):

$$k_h = 0.384 \cdot 0.28 = 0.107$$

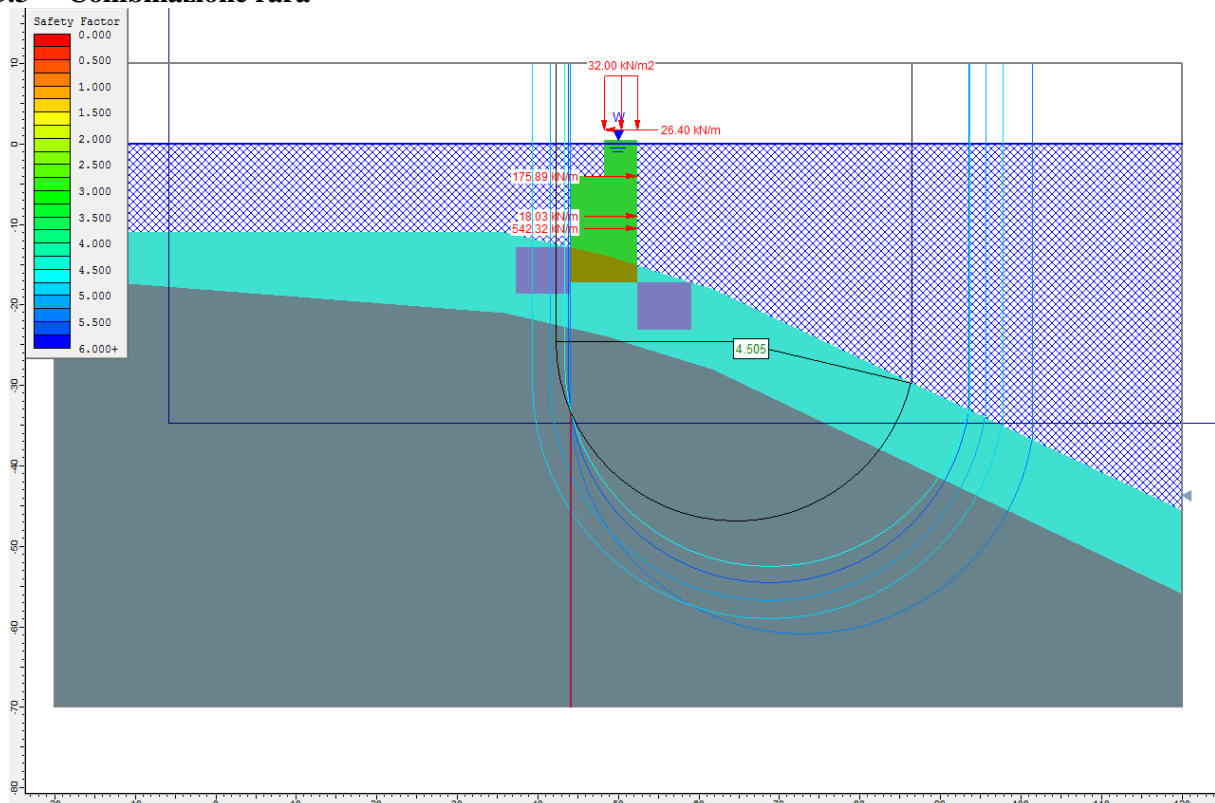
$$k_h = \pm (0.384 \cdot 0.28) / 2 = 0.0538$$

allo stato limite di esercizio in condizione sismica (SLD):

$$k_h = 0.158 \cdot 0.28 = 0.04424$$

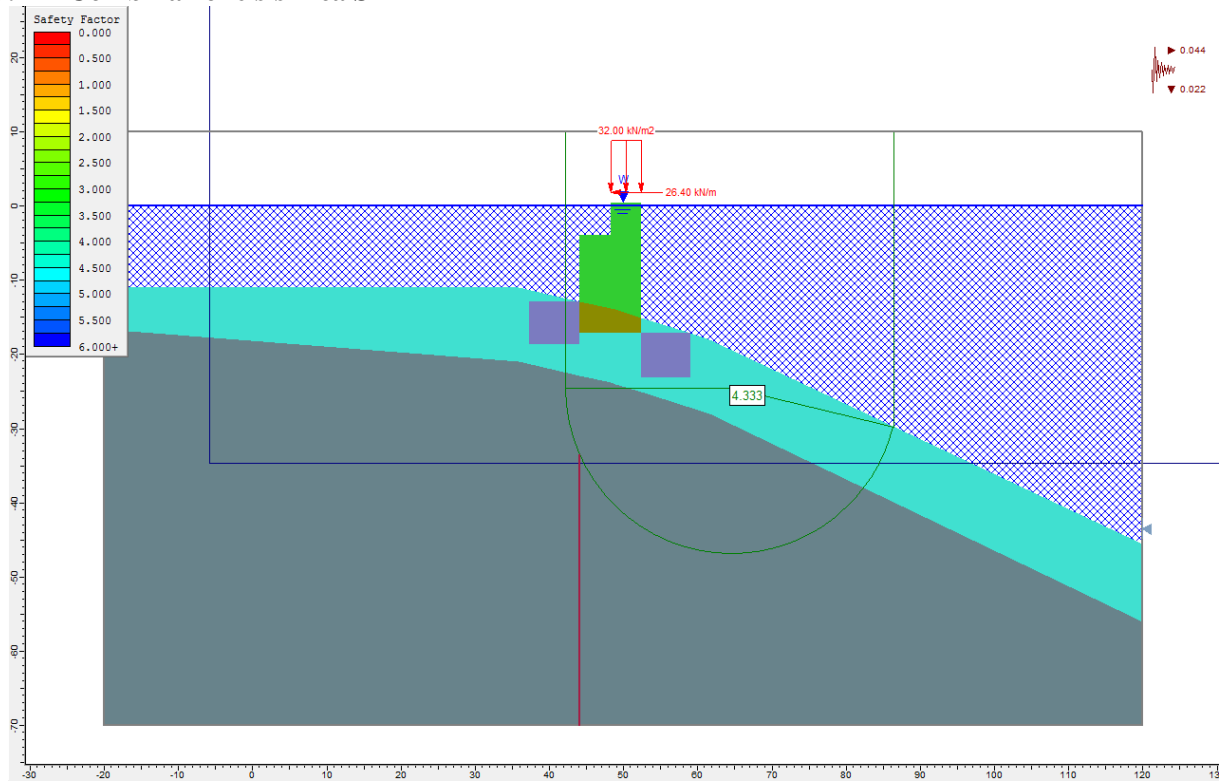
$$k_h = \pm (0.158 \cdot 0.28) / 2 = 0.02212$$

9.5.3 Combinazione rara



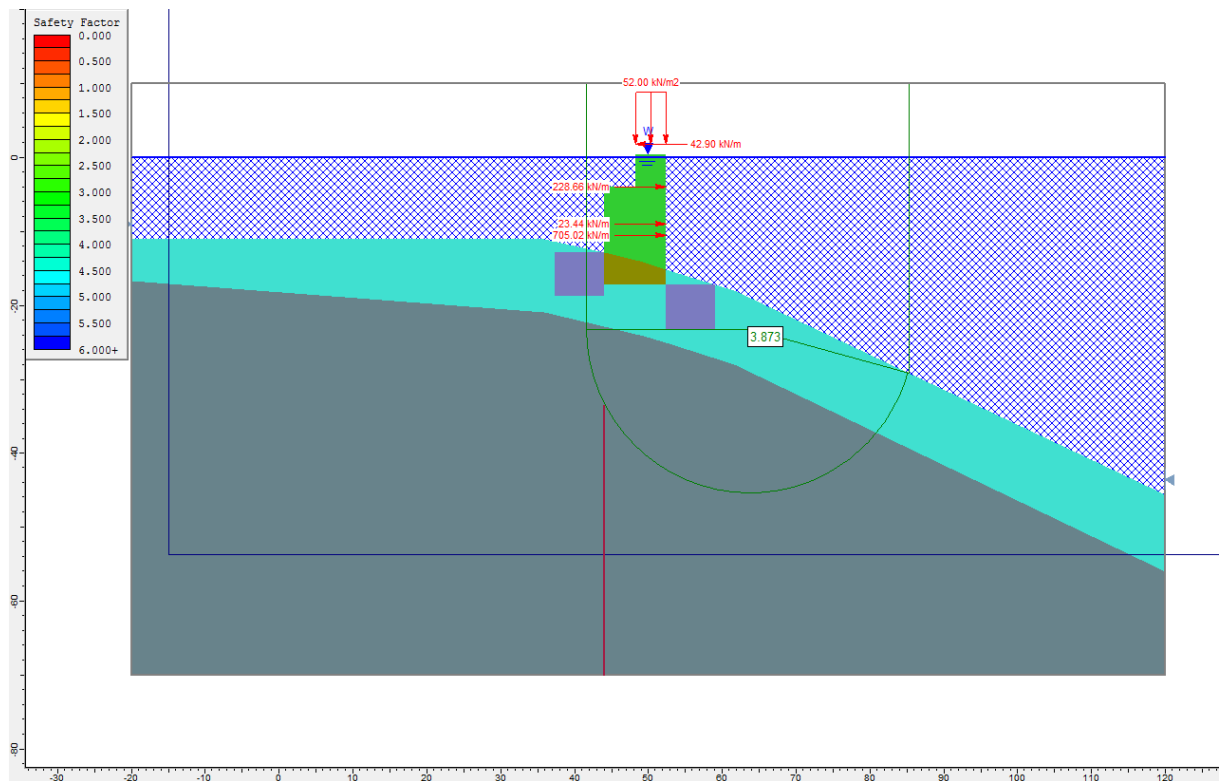
Il coefficiente di sicurezza (SF) è pari 4.5 > 1.43

9.5.4 Combinazione sismica SLD



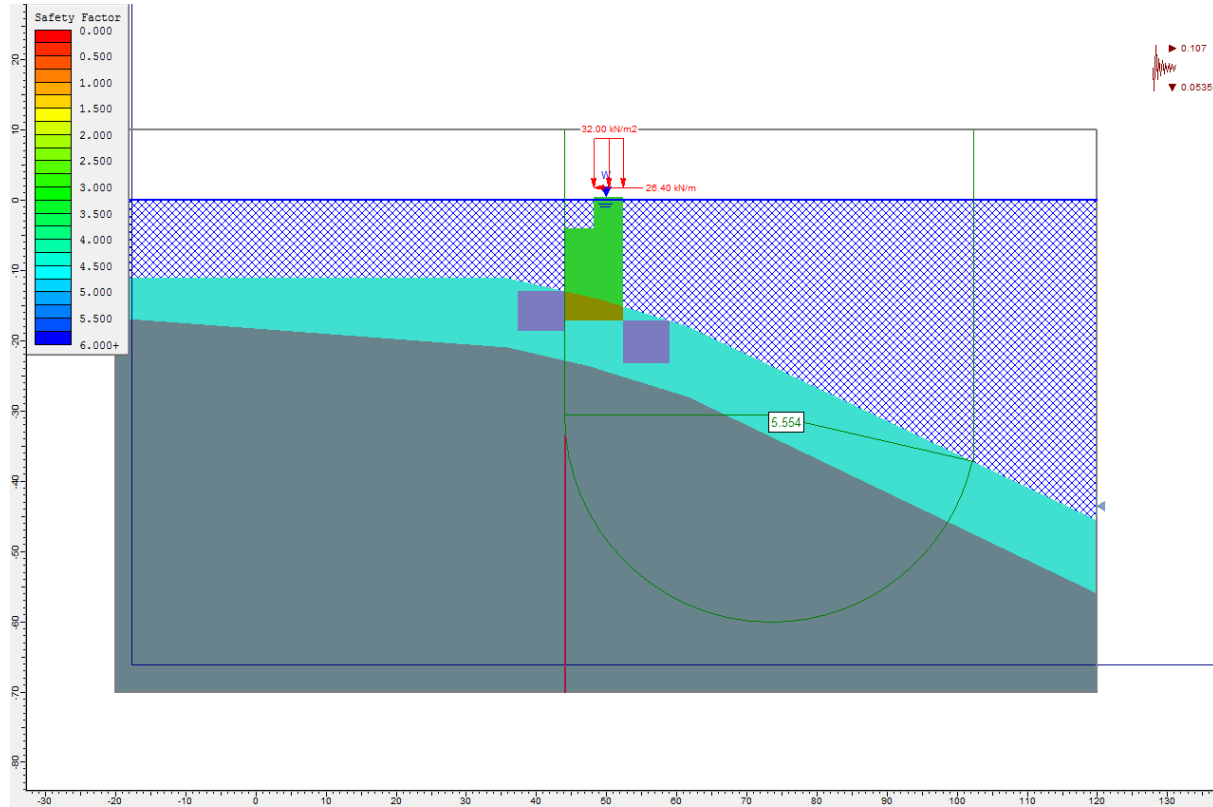
Il coefficiente di sicurezza (SF) è pari $4.33 > 1.43$

9.5.5 Combinazione statica SLU



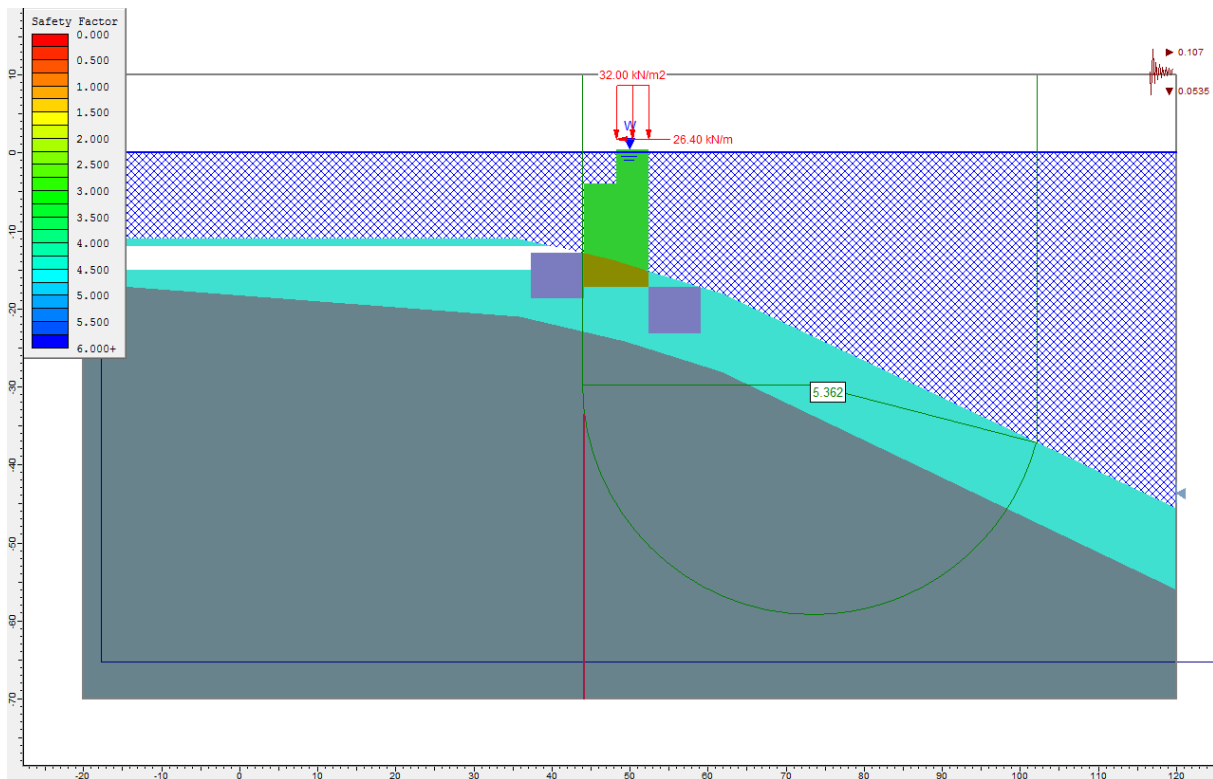
Il coefficiente di sicurezza (SF) è pari $3.87 > 1.21$

9.5.6 Combinazione sismica SLV



Il coefficiente di sicurezza (SF) è pari $3.87 > 1.21$

9.5.7 Verifica di stabilità globale in condizione di liquefazione – combinazione SLV



Il coefficiente di sicurezza (SF) è pari $3.87 > 1.21$

9.6 CAPACITA' PORTANTE PALI

Si riportano i risultati delle verifiche di capacità portante verticale e trasversale condotte per i pali trivellati in c.a. di diametro 1500.

Le analisi sono state eseguite, in base alla normativa D.M. 14.01.2008, nelle combinazioni di carico allo Stato Limite di Esercizio (combinazione "rara") ponendo unitari i coefficienti amplificativi e riduttivi dei carichi e delle resistenze di progetto, e allo Stato Limite Ultimo (combinazione A2-M2) amplificando le azioni variabili e riducendo i parametri di resistenza del terreno, secondo i coefficienti γ_F , γ_M , γ_T e γ_R .

Come previsto dalla normativa suddetta, le analisi sono condotte anche in combinazione sismica allo Stato Limite Ultimo (SLV) e allo Stato Limite di Esercizio (SLD). Tali analisi sono state svolte alla fine di verificare rispettivamente la resistenza ultima del terreno, in combinazione SLV, e la deformazione trasversale massima del palo in combinazione SLD.

Si riportano inoltre le analisi di verifica dei pali soggetti a carichi trasversali dovuti alle condizioni di cresta e di cavo del moto ondoso (pali sul filo C).

9.6.1 Capacità portante verticale

L'espressione generica per il calcolo della portanza di un palo con la punta in terreno granulare soggetto ad un carico verticale è la seguente:

$$Q_{\text{tot}} = Q_l + Q_p = \sum A_l (k \cdot \sigma'_{vz} \cdot \mu + \alpha \cdot C_u) + A_p \cdot N_q \cdot \sigma'_{vL}$$

essendo:

- Qp = portata di punta
- Ql = portata laterale
- Al = area laterale del concio i-esimo
- k = coefficiente empirico dipendente dalla tecnologia esecutiva del palo
- μ = coefficiente dipendente dalla scabrezza dell'interfaccia palo-terreno
- σ'_{vz} = tensione litostatica efficace alla profondità z

- σ'_{vL} = tensione litostatica efficace alla base del palo
- α = coefficiente di adesione f(Cu)
- Cu = resistenza al taglio non drenata
- Ap = area base
- Nq = Coefficiente di capacità portante (pali di grande diametro)

Per la determinazione dei coefficienti k, μ , α e Nq s'è fatto esplicito riferimento alle indicazioni riportate nelle Raccomandazioni A.G.I. sui pali di fondazione, di seguito riportate.

Tipo di palo		Valori di k	Valori di μ
BATTUTO	Acciaio	0.5 ÷ 1	tg 20°
	Calcestruzzo prefabbricato	1 ÷ 2	tg (3/4 φ')
	Calcestruzzo gettato in opera	1 ÷ 3	tg φ'
TRIVELLATO		0.4 ÷ 0.7 (*)	tg φ'

(*) Decrescente con la profondità.

Figura 24 – Valori di k e μ per terreni granulari.

Materiale		c_u (kPa)	q_a	$q_{a_{max}}$ (kPa)
PALI INFISSI	CLS	≤ 25	c_u	120
		25 ± 50	$0.85 c_u$	
		50 ± 75	$0.65 c_u$	
		≥ 75	$0.50 c_u$	
PALI INFISSI	ACCIAIO	≤ 25	c_u	100
		25 ± 50	$0.80 c_u$	
		50 ± 75	$0.65 c_u$	
		> 75	$0.50 c_u$	
TRIVELLATI	CLS	≤ 25	$0.90 c_u$	100
	25 ± 50	$0.80 c_u$		
	50 ± 75	$0.60 c_u$		
	≥ 75	$0.40 c_u$		

Figura 25 – Valori di α per terreni coesivi.

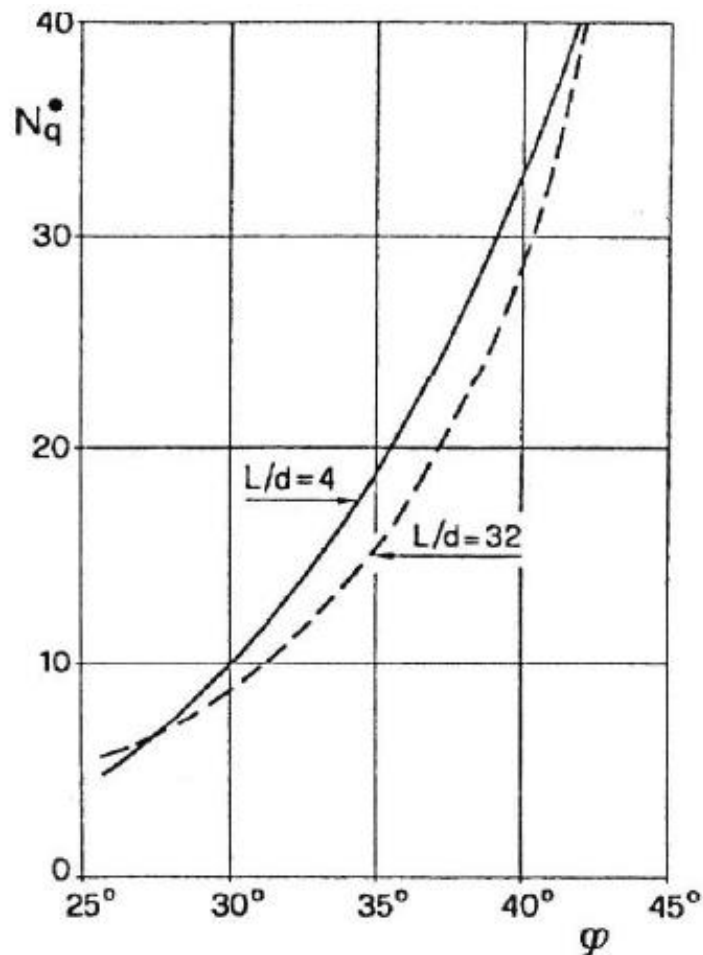


Figura 26 – Valori del coefficiente N_q per pali trivellati (Berezantze, 1965).

Come si evince dalle tabelle riportate, per la verifica di capacità portante assiale si considerano i seguenti coefficienti:

- $C_u = 35$ kPa → $\alpha = 0.8$
- $\varphi = 35^\circ$ → $N_q = 15$
- Pali trivellati → $\mu = \tan(\varphi - 3^\circ)$, $k = 0,5$

9.6.2 Capacità portante orizzontale

Il calcolo della capacità portante di un palo soggetto ad un carico orizzontale è condotto applicando la teoria di Broms (1964), considerando lo schema di palo non vincolato in testa in terreno incoerente soggetto ad un carico orizzontale eccentrico (H) applicato ad una distanza (e) dalla quota del fondale marino.

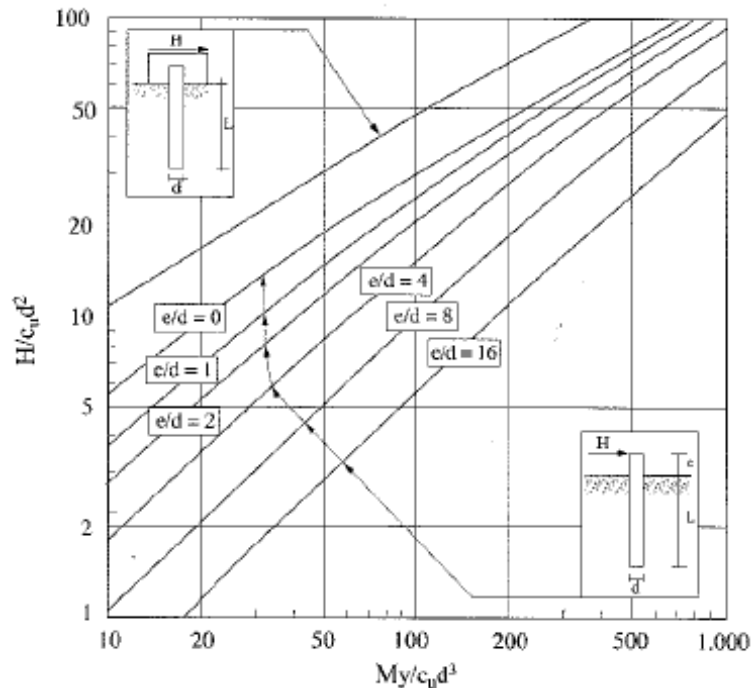


Figura 27 – Valori limite di H per pali lunghi in terreni coesivi, liberi o impediti di ruotare in testa.

Secondo la teoria di Broms, lo stato tensodeformativo del complesso palo terreno sotto azioni orizzontali, si presenta come un problema tridimensionale per la cui soluzione è necessario introdurre alcune ipotesi semplificative:

- il terreno è omogeneo;
- il comportamento dell'interfaccia palo-terreno è di tipo rigido-perfettamente plastico;
- la forma del palo è ininfluenza, l'interazione palo-terreno è determinata dalla dimensione caratteristica d della sezione del palo (diametro) misurata normalmente alla direzione del movimento;
- il palo ha un comportamento rigido-perfettamente plastico, ovvero si considerano trascurabili le deformazioni elastiche del palo.

L'ultima ipotesi comporta che il palo abbia solo moti rigidi finché non si raggiunge il momento di plasticizzazione M_y del palo. A questo punto si ha la formazione di una cerniera plastica in cui la rotazione continua indefinitamente con momento costante.

La verifica viene soddisfatta se viene rispettata la seguente condizione:

$$E_d < H_d$$

ove E_d è il valore di progetto dell'azione esterna calcolata applicando i coefficienti parziali γ_g e γ_Q alle azioni agenti, mentre H_d è il valore di progetto della resistenza del terreno.

9.6.3 Analisi statiche e sismiche

Come prescritto dal D.M. 14.01.2008 le analisi di capacità portante assiale dei pali di fondazione sono state studiate secondo le seguenti combinazioni.

9.6.3.1 Capacità Portante Verticale

Verifiche agli stati limite ultimo

- Combinazione SLU_DA2: (A1+M1+R3)

Verifiche agli stati limite di esercizio

- Combinazione SLE_rara

9.6.4 Verifiche di capacità portante verticale pali diametro 1500 mm

Si riporta per esteso il calcolo della capacità portante verticale di un palo trivellato di lunghezza variabile, in funzione del posizionamento planimetrico lungo il molo, diametro 1500 mm avente la sommità incastrata nella trave semiprefabbricata in c.a. di collegamento fra i pali e la base immersata in terreno granulare costituito da sabbia ghiaiosa debolmente limosa, avente i parametri geotecnici elencati nel paragrafo 9.1.

Lungo il tratto B (profondità fondale da -12 a -15 m s.l.m.m.) le lunghezze dei pali sono le seguenti:

PALO TIPO	LUNGHEZZA	QUOTA INIZIALE (m s.l.m.m.)	QUOTA FINALE (m s.l.m.m.)	FONDALE (m s.l.m.m.)
S4	34	+0.45	-33.55	-15
S5	29.55	-4.00	-33.55	-15

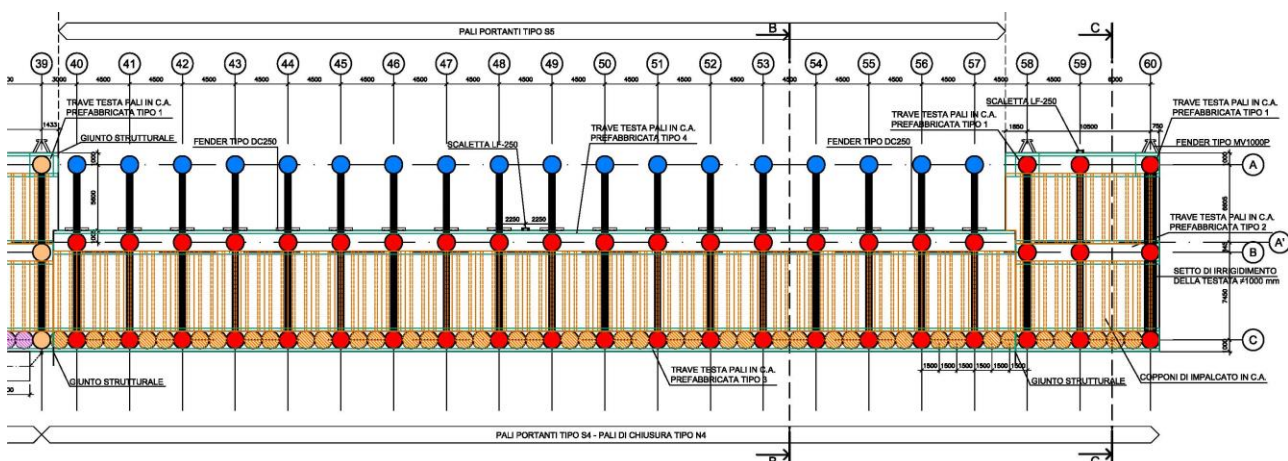


Figura 28 – B-B: pianta.

Per la realizzazione del palo, è necessaria la preinfissione di un tubo in acciaio di lamierino spessore 8 mm, immersato per 6/7 m nello strato granulare superficiale, comportando una riduzione del coefficiente attrattivo (α) fra palo e terreno ridotto cautelativamente a 0.5.

Il Sindaco del Comune di Messina - Commissario Delegato ex O.P.C.M. n. 3721 del 19 Dicembre 2008
LAVORI DI COSTRUZIONE DELLA PIATTAFORMA LOGISTICA INTERMODALE TREMESTIERI
CON ANNESSO SCALO PORTUALE - PRIMO STRALCIO FUNZIONALE
PROGETTO DEFINITIVO

9.6.4.1 Fondale -12m (SLE e SLU_DA2)

CANTIERE: PIATTAFORMA LOGISTICA INTERMODALE TREMESTIERI										
FONDALE: -12m										
CALCOLO CAPACITA' PORTANTE PALI TRIVELLATI								D(m)	1,50	
Prof. tetto	Prof. base	D. palo	Cu	alfa	p'	fi	k	tan(d)	Q	
(m)	(m)	(m)	(kN/m ²)	(-)	(kN/m ²)	(°)	(-)	(-)	(kN)	
0,00	6,00	1,50	0,00	1,00	28,50	34	0,5	0,48	192	
6,00	10,00	1,50	0,00	1,00	76,00	34	0,7	0,67	676	
10,00	14,00	1,50	0,00	1,00	114,00	38	0,7	0,78	1175	
14,00	14,00	1,50	0,00	1,00	133,00	38	0,7	0,78	0	
Lunghezza palo emerso		(m)	0,45	Portata per attrito		(kN)	2042,7			
Lunghezza palo immerso		(m)	12,55	Portata per punta		(kN)	6342,6			
Lunghezza palo infisso		(m)	14,00	Portata totale		(kN)	8385,3			
Lunghezza totale		(m)	27,00	Fattore di Sicurezza		(-)	2,5			
				Portata ammissibile		(kN)	2630			
Peso palo		(kN)	723,65							
Profondità falda		(m)	0,00							
Peso di volume		(kN/m ³)	19,5							
Nq		(-)	27							
Profondità punta palo		(m)	14,00							
Tensione eff. alla punta			133,00							
CANTIERE: PIATTAFORMA LOGISTICA INTERMODALE TREMESTIERI										
FONDALE: -12m										
CALCOLO CAPACITA' PORTANTE PALI TRIVELLATI								D(m)	1,50	
Prof. tetto	Prof. base	D. palo	Cu	alfa	p'	fi	k	tan(d)	Q	
(m)	(m)	(m)	(kN/m ²)	(-)	(kN/m ²)	(°)	(-)	(-)	(kN)	
0,00	6,00	1,50	0,00	1,00	28,50	34	0,5	0,48	192	
6,00	10,00	1,50	0,00	1,00	76,00	34	0,7	0,67	676	
10,00	14,00	1,50	0,00	1,00	114,00	38	0,7	0,78	1175	
14,00	14,00	1,50	0,00	1,00	133,00	38	0,7	0,78	0	
Lunghezza palo emerso		(m)	0,45	Portata per attrito		(kN)	2042,7			
Lunghezza palo immerso		(m)	12,55	Portata per punta		(kN)	6342,6			
Lunghezza palo infisso		(m)	14,00	Portata totale		(kN)	8385,3			
Lunghezza totale		(m)	27,00	Fattore di Sicurezza		(-)	1,82			
				Portata ammissibile		(kN)	3884			
Peso palo		(kN)	723,65							
Profondità falda		(m)	0,00							
Peso di volume		(kN/m ³)	19,5							
Nq		(-)	27							
Profondità punta palo		(m)	14,00							
Tensione eff. alla punta			133,00							

Il Sindaco del Comune di Messina - Commissario Delegato ex O.P.C.M. n. 3721 del 19 Dicembre 2008
LAVORI DI COSTRUZIONE DELLA PIATTAFORMA LOGISTICA INTERMODALE TREMESTIERI
CON ANNESSO SCALO PORTUALE - PRIMO STRALCIO FUNZIONALE
PROGETTO DEFINITIVO

9.6.4.2 Fondale -15m (SLE e SLU_DA2)

CANTIERE: PIATTAFORMA LOGISTICA INTERMODALE TREMESTIERI									
FONDALE: -15m									
CALCOLO CAPACITA' PORTANTE PALI TRIVELLATI								D(m)	1,50
Prof. tetto (m)	Prof. base (m)	D. palo (m)	Cu (kN/m ²)	alfa (-)	p' (kN/m ²)	fi (°)	k (-)	tan(d) (-)	Q (kN)
0,00	7,00	1,50	0,00	1,00	33,25	34	0,5	0,48	261
7,00	10,00	1,50	0,00	1,00	80,75	34	0,7	0,67	539
10,00	18,00	1,50	0,00	1,00	133,00	38	0,7	0,78	2741
18,00	18,00	1,50	0,00	1,00	171,00	38	0,7	0,78	0
Lunghezza palo emerso		(m)	0,45	Portata per attrito		(kN)	3540,9		
Lunghezza palo immerso		(m)	15,55	Portata per punta		(kN)	8154,8		
Lunghezza palo infisso		(m)	18,00	Portata totale		(kN)	11695,7		
Lunghezza totale		(m)	34,00	Fattore di Sicurezza		(-)	2,5		
				Portata ammissibile		(kN)	3769		
Peso palo		(kN)	909,20						
Profondità falda		(m)	0,00						
Peso di volume		(kN/m ³)	19,5						
Nq		(-)	27						
Profondità punta palo		(m)	18,00						
Tensione eff. alla punta			171,00						
CANTIERE: PIATTAFORMA LOGISTICA INTERMODALE TREMESTIERI									
FONDALE: -15m									
CALCOLO CAPACITA' PORTANTE PALI TRIVELLATI								D(m)	1,50
Prof. tetto (m)	Prof. base (m)	D. palo (m)	Cu (kN/m ²)	alfa (-)	p' (kN/m ²)	fi (°)	k (-)	tan(d) (-)	Q (kN)
0,00	7,00	1,50	0,00	1,00	33,25	34	0,5	0,48	261
7,00	10,00	1,50	0,00	1,00	80,75	34	0,7	0,67	539
10,00	18,00	1,50	0,00	1,00	133,00	38	0,7	0,78	2741
18,00	18,00	1,50	0,00	1,00	171,00	38	0,7	0,78	0
Lunghezza palo emerso		(m)	0,45	Portata per attrito		(kN)	3540,9		
Lunghezza palo immerso		(m)	15,55	Portata per punta		(kN)	8154,8		
Lunghezza palo infisso		(m)	18,00	Portata totale		(kN)	11695,7		
Lunghezza totale		(m)	34,00	Fattore di Sicurezza		(-)	1,82		
				Portata ammissibile		(kN)	5517		
Peso palo		(kN)	909,20						
Profondità falda		(m)	0,00						
Peso di volume		(kN/m ³)	19,5						
Nq		(-)	27						
Profondità punta palo		(m)	18,00						
Tensione eff. alla punta			171,00						

9.7 CAPACITA' PORTANTE PALI IN CONDIZIONE DI LIQUEFAZIONE

Si riportano le verifiche di capacità portanti dei pali trivellati del molo foraneo, in cui è stato annullato il contributo dell'attrito laterale del terreno potenziale liquefacibile, così come risultato dalle analisi espletate nella relazione sismica (elaborato A007R), presente nell'intervallo di profondità -10.5/-13.5 m s.l.m.m.

9.7.1 Fondale -12m

CANTIERE: PIATTAFORMA LOGISTICA INTERMODALE TREMESTIERI									
FONDALE: -12m									
CALCOLO CAPACITA' PORTANTE PALI TRIVELLATI								D(m) 1,50	
Prof. tetto	Prof. base	D. palo	Cu	alfa	p'	fi	k	tan(d)	Q
(m)	(m)	(m)	(kN/m ²)	(-)	(kN/m ²)	(°)	(-)	(-)	(kN)
0,00	6,00	1,50	0,00	1,00	28,50	34	0	0,48	0
6,00	10,00	1,50	0,00	1,00	76,00	34	0,7	0,67	676
10,00	14,00	1,50	0,00	1,00	114,00	38	0,7	0,78	1175
14,00	14,00	1,50	0,00	1,00	133,00	38	0,7	0,78	0
Lunghezza palo emerso		(m)	0,45	Portata per attrito			(kN)	1850,7	
Lunghezza palo immerso		(m)	12,55	Portata per punta			(kN)	6342,6	
Lunghezza palo infisso		(m)	14,00	Portata totale			(kN)	8193,3	
Lunghezza totale		(m)	27,00	Fattore di Sicurezza			(-)	2,5	
				Portata ammissibile			(kN)	2554	
Peso palo		(kN)	723,65						
Profondità falda		(m)	0,00						
Peso di volume		(kN/m ³)	19,5						
Nq		(-)	27						
Profondità punta palo		(m)	14,00						
Tensione eff. alla punta			133,00						
Struttura		Banchina a giorno su pali di grande diametro e setti di irrigidimento							
Fondale		8 m							
carichi lineari									
Descrizione			b	h	A	n	s	W	
			(m)	(m)	(mq/m)	(/)	(m)	(kN/m)	
Muro paraonde					4,1			102,5	
Veletta lato mare					0,94			23,5	
Veletta lato banchina					0,73			18,325	
Veletta centrale					0,86			21,5	
copponi					1,56	2		78	
getto di completamento travi					5,23			130,75	
finitura			16,5	0,2				82,5	
sovraccarico			15,1			40		604	
							somma	1061	
carichi puntuali									
Descrizione			b	h	A	n	s	W	
			(m)	(m)	(mq)	(/)	(m)	(kN)	
setto irrigidimento emerso			5,95	0,45		2	0,5	67	
setto irrigidimento sommerso			5,95	12,55		2	0,5	1120	
							somma	1187	
							γ_{cls}	25	(kN/mc)
							cap. palo	2554	(kN)
							n pali	3	(/)
							in. max	6,10	(m)

Il Sindaco del Comune di Messina - Commissario Delegato ex O.P.C.M. n. 3721 del 19 Dicembre 2008
**LAVORI DI COSTRUZIONE DELLA PIATTAFORMA LOGISTICA INTERMODALE TREMESTIERI
 CON ANNESSO SCALO PORTUALE - PRIMO STRALCIO FUNZIONALE
 PROGETTO DEFINITIVO**

9.7.2 Fondale -15m

CANTIERE: PIATTAFORMA LOGISTICA INTERMODALE TREMESTIERI										
FONDALE: -15m										
CALCOLO CAPACITA' PORTANTE PALI TRIVELLATI							D(m)	1,50		
Prof. tetto	Prof. base	D. palo	Cu	alfa	p'	fi	k	tan(d)	Q	
(m)	(m)	(m)	(kN/m ²)	(-)	(kN/m ²)	(°)	(-)	(-)	(kN)	
0,00	7,00	1,50	0,00	1,00	33,25	34	0	0,48	0	
7,00	10,00	1,50	0,00	1,00	80,75	34	0,7	0,67	539	
10,00	18,00	1,50	0,00	1,00	133,00	38	0,7	0,78	2741	
18,00	18,00	1,50	0,00	1,00	171,00	38	0,7	0,78	0	
Lunghezza palo emerso	(m)	0,45	Portata per attrito		(kN)	3279,5				
Lunghezza palo immerso	(m)	15,55	Portata per punta		(kN)	8154,8				
Lunghezza palo infisso	(m)	18,00	Portata totale		(kN)	11434,3				
Lunghezza totale	(m)	34,00	Fattore di Sicurezza		(-)	2,5				
			Portata ammissibile		(kN)	3665				
Peso palo	(kN)	909,20								
Profondità falda	(m)	0,00								
Peso di volume	(kN/m ³)	19,5								
Nq	(-)	27								
Profondità punta palo	(m)	18,00								
Tensione eff. alla punta		171,00								

Struttura	Banchina a giorno su pali di grande diametro e setti di irrigidimento					
Fondale	8 m					
carichi lineari						
Descrizione	b	h	A	n	s	W
	(m)	(m)	(mq/m)	(/)	(m)	(kN/m)
Muro paraonde			4,1			102,5
Veletta lato mare			0,94			23,5
Veletta lato banchina			0,73			18,325
Veletta centrale			0,86			21,5
copponi			1,56	2		78
getto di completamento travi			5,23			130,75
finitura	16,5	0,2				82,5
sovraccarico	15,1			40		604
					somma	1061
carichi puntuali						
Descrizione	b	h	A	n	s	W
	(m)	(m)	(mq)	(/)	(m)	(kN)
setto irrigidimento emerso	5,95	0,45		2	0,5	67
setto irrigidimento sommerso	5,95	15,55		2	0,5	1388
					somma	1455
				γ_{cls}	25	(kN/mc)
				cap. palo	3665	(kN)
				n pali	3	(/)
				in. max	8,99	(m)