



Anas SpA

Direzione Centrale Progettazione

CUP F2602000340001 CIG 652449686B



GARA CA 08/15 - NUOVA SS 554 CAGLIARITANA

ADEGUAMENTO DELL'ASSE ATTREZZATO URBANO ED ELIMINAZIONE DELLE INTERSEZIONI A RASO DAL KM 1+500 AL KM 11+850

PROGETTO DEFINITIVO

ASSE STRADALE PRINCIPALE VIADOTTI

VIADOTTO SELARGIUS EST - km 9+200

Relazione geotecnica

CODICE PROGETTO		CODICE ELABORATO						SCALA	DATA
progetto	liv.	numero	campo 1	campo 2	campo 3	campo 4	rev		
D P C A 0 6	D	1 5 0 1	T 0 0	V I 0 4	S T R	R E 0 3	A	-	03/05/2019

CONCORRENTE:



PROGETTISTA INDICATO COSTITUENDO R.T.P.

Capogruppo Mandataria R.T.P.

SWSTM

Mandante



Mandante

ING. FRANCESCA LEO

RESPONSABILE DELL'INTEGRAZIONE
FRA LE PRESTAZIONI SPECIALISTICHE

Ing. Paolo Cucino

RESPONSABILE ELABORATO

Ing. Antonio De Girolamo

INDICE

1	PREMESSA	4
1.1	Inquadramento generale dell'intervento	4
1.2	Oggetto specifico della relazione: verifiche geotecniche delle fondazioni	4
2	DOCUMENTI DI RIFERIMENTO	6
2.1	Normative di riferimento, raccomandazioni e linee guida	6
2.2	Elaborati	6
2.3	Relazioni	7
3	CARATTERISTICHE DEI MATERIALI IMPIEGATI	7
3.1	Conglomerato cementizio	7
3.1.1	Fondazioni (Platee Spalle, Plinti Pile).....	7
3.1.2	Pali	7
3.2	Acciaio per barre di armatura	7
3.3	Durabilità delle strutture in conglomerato cementizio armato	8
4	STRATIGRAFIA E PARAMETRI GEOTECNICI DEI TERRENI	9
5	DESCRIZIONE DELLE OPERE	12
6	ANALISI DEI CARICHI	13
7	CRITERI DI CALCOLO DELLE FONDAZIONI.....	14
7.1	CAPACITA' PORTANTE LIMITE VERTICALE DEL PALO SINGOLO	14
7.1.1	Portanza laterale	14
7.1.2	Portanza di base - terreni in roccia.....	15
7.2	CAPACITA' PORTANTE LIMITE ORIZZONTALE DEL PALO SINGOLO	15
7.3	CAPACITA' PORTANTE LIMITE GRUPPO DI PALI	17
7.3.1	Capacità portante verticale gruppo di pali	17
7.3.2	Capacità portante orizzontale gruppo di pali	17
7.4	ANALISI DELL'INTERAZIONE PALO TERRENO	17
7.4.1	Comportamento del palo singolo rispetto a carichi verticali.....	17
7.4.2	Comportamento del palo singolo rispetto a carichi orizzontali.....	20
7.4.3	Effetto "ombra"	22
7.4.4	Cedimento del gruppo di pali per carichi verticali	23

8	CRITERIO DI VERIFICA PALI	24
8.1	STATI LIMITE PER PALI DI FONDAZIONE.....	24
8.1.1	Stati limite ultimi	24
8.1.2	Stati limite di esercizio.....	26
9	VERIFICHE	27
9.1	Interazione palo terreno.....	27
9.1.1	PILA P1, P2, P3, P4, P5, P6, P7, P8 e P9.....	27
9.1.2	Sintesi dei risultati	30
9.1.3	SPALLA SP1	37
9.1.4	Sintesi dei risultati	40
9.1.5	SPALLA SP2.....	45
9.1.6	Sintesi dei risultati	48
9.2	Verifica di capacità portante per carichi verticali.....	53
9.2.1	PILA P1, P2, P3, P4, P5, P6, P7, P8 e P9.....	53
9.2.2	SPALLA SP1	54
9.2.3	SPALL SP2	55
9.3	Verifica di capacità portante per carichi orizzontali.....	56
9.3.1	PILA P1, P2, P3, P4, P5, P6, P7, P8 e P9.....	56
9.3.2	SPALLA SP1	57
9.3.3	SPALLA SP2.....	60
9.4	Cedimento gruppo di pali per carichi verticali	60
9.4.1	PILA P1, P2, P3, P4, P5, P6, P7, P8 e P9.....	60
9.4.2	SPALLA SP1	61
9.4.3	SPALLA SP2.....	61
9.5	Verifiche strutturali dei pali.....	62
9.5.1	PILA P1, P2, P3, P4, P5, P6, P7, P8 e P9 – tratto superiore.....	62
9.5.2	PILA P1, P2, P3, P4, P5, P6, P7, P8 e P9 – tratto inferiore.....	65
9.5.3	SPALLA SP1	65
9.5.4	SPALLA SP1 – tratto inferiore.....	68
9.5.5	SPALLA SP2.....	71
9.5.6	SPALLA SP2 – tratto inferiore.....	74



1 PREMESSA

1.1 Inquadramento generale dell'intervento

La presente relazione di calcolo costituisce parte integrante del Progetto Definitivo dell'appalto "Nuova SS 554 Cagliariitana: adeguamento dell'asse attrezzato urbano ed eliminazione delle intersezioni a raso dal km. 1+500 al km. 11+850, che è stato sviluppato in fase Offerta Tecnica con riferimento a quanto previsto dal Disciplinare di Gara bandito da ANAS Spa (codice gara CA08/15).

L'immagine riportata di seguito fornisce un inquadramento geografico dell'intervento con particolare riferimento all'oggetto specifico della relazione, il "Viadotto Selargius Est", un'opera che verrà realizzata nell'ambito del Lotto 2, tra le progressive 8+289.70 e 8+360.70, sullo svincolo di omonima denominazione, tra l'asse principale della SS 554 e alcune viabilità locali, all'interno del Comune di Selargius.



Figura 1 – Vista aerea dell'area oggetto di intervento

1.2 Oggetto specifico della relazione: verifiche geotecniche delle fondazioni

Le verifiche geotecniche delle fondazioni del "Viadotto Selargius Est" costituiscono l'oggetto della presente relazione. L'opera è costituita da una struttura a due impalcati separati (uno per ciascuna delle due carreggiate separate), appoggiate su sottostrutture a blocco unico, sia per quanto riguarda le spalle, che per quanto riguarda le pile.

Il documento si pone l'obiettivo di descrivere nel dettaglio i criteri progettuali adottati e le verifiche svolte ai fini del dimensionamento geotecnico delle fondazioni. Per le verifiche strutturali delle spalle e delle pile si rimanda invece alla relazione specifica DPCA06-D-1501-T00-VI-04-STR-RE-02.

Di seguito si riportano un profilo longitudinale dell'opera.

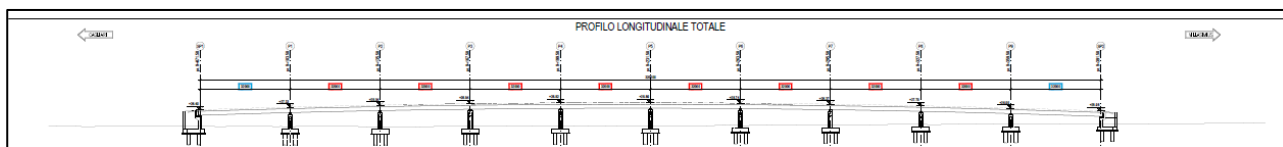


Figura 2 – Pianta e prospetto del ponte

L'impalcato del ponte si sviluppa in continuità su 10 campate di luce 32 m, si vedano gli elaborati grafici allegati.

La sezione trasversale a doppio impalcato si compone dalla sede stradale per una fascia centrale di 9.25 m, il settore rimanente comprende i due cordoli laterali (di larghezza rispettivamente 0.5 e 1.0 m) risultando un ingombro complessivo pari a 10.75 m. La struttura portante di impalcato si realizza con travi composte acciaio-calcestruzzo. Nello specifico si hanno 3+3 travi principali ad altezza costante $h=1.40$ m. Le medesime sono collegate trasversalmente da traversi reticolari che garantiscono la ripartizione del carico ortogonalmente all'asse longitudinale del ponte.

Le sotto-strutture sono costituite da 2 spalle SP1 ed SP2, e da 9 pile P1, P2, P3, P4, P5, P6, P7, P8, P9. Per le due spalle sono previsti n°10 pali di fondazione ϕ . 1200 m, di lunghezza pari a 23 m. Ciascuna pila sarà invece dotata di n°8 pali di fondazione ϕ . 1200 m, di lunghezza pari a 18 m.

Di seguito si riportano alcune immagini delle pile e delle spalle

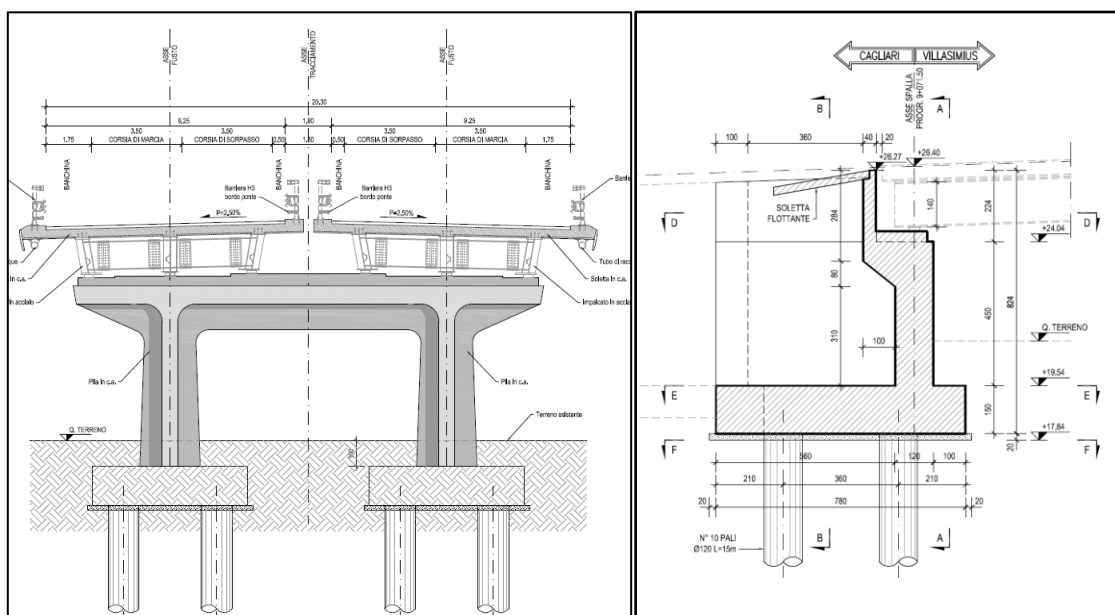


Figura 3 – Vista frontale della pila tipo e sezione longitudinale della spalla SP1

2 DOCUMENTI DI RIFERIMENTO

2.1 Normative di riferimento, raccomandazioni e linee guida

In accordo a quanto prescritto dall'art. 21 della Legge 5 novembre 1971 n.1086 (G.U. n.321 del 21.12.1971) per l'esecuzione delle opere in conglomerato cementizio armato, normale e precompresso ed a struttura metallica, nonché dall'art.1 della Legge 2 febbraio 1974 n.64 (G.U. n. 76 del 21.03.1974), nella progettazione di tutte le strutture trattate in questa relazione si fa riferimento alle normative, alle raccomandazioni ed alle linee guida di seguito proposte.

Il calcolo viene condotto nel rispetto delle Normative Nazionali, provvedendo ad integrare le informazioni in esse contenute, dove necessario, con le indicazioni proposte negli Eurocodici e nelle più accreditate normative Internazionali. Il calcolo viene condotto nel rispetto delle Normative Nazionali, provvedendo, dove necessario, ad integrare le informazioni in esse contenute con le indicazioni proposte negli Eurocodici e nelle più accreditate normative Internazionali:

- [1] D.M. 14.01.2008 "Nuove norme tecniche per le costruzioni";
- [2] Circolare 02.02.2009 n°617/C.S.LL.PP. "Istruzioni per l'applicazione delle Nuove norme tecniche per le costruzioni" di cui al Decreto Ministeriale 14 gennaio 2008;

Ad integrazione delle indicazioni proposte dal D.M. 14.01.2008, dove necessario, si è ritenuto opportuno riferirsi ai documenti di seguito indicati:

- [3] EN 1992-1-1: 2005 "Eurocodice 2: Progettazione delle strutture di calcestruzzo, Parte 1-1: Regole generali e regole per gli edifici".
- [4] EN 1997-1: 2005 "Eurocodice 7: Progettazione geotecnica, Parte 1: Regole generali".
- [5] EN 1998-1: 2005 "Eurocodice 8: Progettazione delle strutture per la resistenza sismica, Parte 1: Regole generali, azioni sismiche e regole per gli edifici".
- [6] EN 1998-5: 2005 "Eurocodice 8: Progettazione delle strutture per la resistenza sismica, Parte 5: Fondazioni, strutture di contenimento ed aspetti geotecnici".
- [7] UNI EN 206-1 "Calcestruzzo: specificazione, prestazione, produzione e conformità";
- [8] UNI EN 11104: 03.2004 "Calcestruzzo: specificazione, prestazione, produzione e conformità, Istruzioni complementari per l'applicazione della EN 206-1".

La caratterizzazione geotecnica e sismica dei terreni interessati dal tracciato è stata redatta in conformità a dette Norme, analogamente le verifiche geotecniche delle opere previste nel progetto. Raccomandazioni e specifiche

- A.G.I. - Associazione Geotecnica Italiana – "Linee guida - aspetti geotecnici della progettazione in zona sismica" (2005);
- A.G.I. - Associazione Geotecnica Italiana – "Raccomandazioni sui Pali di Fondazione" (1984);
- A.I.C.A.P., AGI - Ancoraggi nei terreni e nelle rocce - raccomandazioni

2.2 Elaborati

Tutti gli elaborati grafici di progetto definitivo.

2.3 Relazioni

[9] DPCA06-D-1501-T00-GE-01-GET-RE-01-A - Relazione geotecnica generale

3 CARATTERISTICHE DEI MATERIALI IMPIEGATI

I materiali utilizzati nella costruzione dovranno essere oggetto di prove certificanti la rispondenza fra i valori di progetto delle resistenze adottate nel calcolo e le caratteristiche meccaniche dei prodotti posti in opera. In particolare valgono le indicazioni di seguito presentate.

3.1 Conglomerato cementizio

3.1.1 Fondazioni (Platee Spalle, Plinti Pile)

Per le strutture di fondazione quali le platee delle spalle, la fondazione dell'arco e i plinti delle pile è stato previsto un calcestruzzo classe C25/30 il quale dovrà essere confezionato secondo i criteri proposti nel capitolato e dovrà garantire le seguenti caratteristiche meccaniche:

- Resistenza caratteristica cubica di calcolo: $R_{ck} = 30 \text{ MPa}$
- Resistenza caratteristica cilindrica a 28gg: $f_{ck} = 25 \text{ MPa}$
- Resistenza di calcolo a compressione: $f_{cd} = \alpha f_{ck} / \gamma_c = 14.17 \text{ MPa}$
- Resistenza media a trazione (Elementi Inflessi): $f_{ctm} = 2.56 \text{ MPa}$
- Resistenza caratteristica a trazione: $f_{ctk} = 1.98 \text{ MPa}$
- Modulo di elasticità istantaneo: $E_{cm} = 31476 \text{ Mpa}$

3.1.2 Pali

Per i pali di fondazione di tutte le sottostrutture è stato previsto un calcestruzzo classe C25/30 il quale dovrà essere confezionato secondo i criteri proposti nel capitolato e dovrà garantire le seguenti caratteristiche meccaniche:

- Resistenza caratteristica cubica di calcolo: $R_{ck} = 30 \text{ MPa}$
- Resistenza caratteristica cilindrica a 28gg: $f_{ck} = 0.83 R_{ck} = 25 \text{ MPa}$
- Resistenza di calcolo a compressione: $f_{cd} = \alpha f_{ck} / \gamma_c = 14.17 \text{ MPa}$
- Resistenza media a trazione (Elementi Inflessi): $f_{ctm} = 2.56 \text{ MPa}$
- Modulo di elasticità istantaneo: $E_{cm} = 31476 \text{ MPa}$

3.2 Acciaio per barre di armatura

Nella strutture in c.a. dovranno essere poste barre nervate in acciaio B450C (secondo UNI EN 10080) controllato in stabilimento. Dovranno essere garantite la saldabilità e le caratteristiche meccaniche di seguito indicate:

- Tensione caratteristica di snervamento: $f_{yk} \geq 450 \text{ MPa}$
- Resistenza di calcolo acciaio: $f_{yd} = f_{yk} / \gamma_s = 391.3 \text{ MPa}$
- Modulo elastico: $E_a = 210000 \text{ MPa}$

3.3 Durabilità delle strutture in conglomerato cementizio armato

Per garantire la durabilità delle strutture di calcestruzzo armato ordinario, esposte all'azione dell'ambiente, si devono adottare i provvedimenti atti a limitare gli effetti di degrado indotti dagli attacchi chimico-fisici.

Al fine di ottenere la prestazione richiesta in funzione delle condizioni ambientali, nonché per la definizione della relativa classe, si fa riferimento alle indicazioni contenute nelle Linee Guida sul calcestruzzo strutturale edite dal Servizio Tecnico Centrale del Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici ovvero alle norme UNI EN 206-1:2006 ed UNI 11104:2004.

La tabella seguente indica, con riferimento alle sottostrutture e alle fondazioni in oggetto, la vita nominale, la classe di esposizione (**Tabella 2**) e la classe di calcestruzzo, di ciascuna opera.

PONTI	VN [anni]	Classe d'uso	Classe esp.	Materiale	Copriferro [cm]
Elevazioni pile	100	IV	XC4+XD1	C32/40	4.5
Elevazioni spalle	100	IV	XC4+XD1	C28/35	4.5
Fondazioni spalle e pile	100	IV	XC2	C25/30	4.5
Pali fondazione di spalle e pile	100	IV	XC2	C25/30	5.0

Tabella 1 – Dimensionamento del copriferro

CONDIZIONI AMBIENTALI	CLASSE DI ESPOSIZIONE
Ordinarie	X0, XC1, XC2, XC3, XF1
Aggressive	XC4, XD1, XS1, XA1, XA2, XF2, XF3
Molto aggressive	XD2, XD3, XS2, XS3, XA3, XF4

Tabella 2 – Descrizione delle condizioni ambientali (tab.4.1.III NTC2008)

I valori del copriferro sopra indicati sono maggiori rispetto ai valori minimi suggeriti in normativa (**Tabella 3**) poiché tengono conto sia della vita utile delle opere che delle tolleranze di posa delle armature.

Cmin	Co	Ambiente	C≥Co	Cmin <C< Co
C28/35	C40/50	Ordinario	20	25
C28/35	C40/50	aggressivo	30	35
C35/45	C45/55	molto aggressivo	40	45

Tabella 3 – Valori minimi di copriferro in mm (tab.C4.1.IV NTC 2008)

Le verifiche di fessurazione dovranno garantire il soddisfacimento delle disuguaglianze di seguito riportate:

- Combinazione quasi permanente: $w_k \leq w_1 = 0.2 \text{ mm}$;

4 STRATIGRAFIA E PARAMETRI GEOTECNICI DEI TERRENI

La stratigrafia e i parametri geotecnici dei terreni interessati dalle opere di fondazione del viadotto sono stati indagati in dettaglio nel documento.

- Relazione geotecnica generale

In corrispondenza di questo tratto sono stati effettuati i sondaggi S33, S34, S35, S36, S37 e S38 (2015), e il pozzetto esplorativo PZ7.

Sia le Spalle che le Pile saranno impostate interamente nei depositi alluvionali terrazzati essenzialmente argilloso-limosi debolmente sabbiosi.

Il log del sondaggio S37 riporta la presenza della falda a circa 15 m di profondità dal p.c.. Tuttavia, ai fini di progetto viene considerato il livello più alto di falda indicato dal profilo geologico, corrispondente a circa 13,5 m di profondità dal p.c..

Di seguito la stratigrafia di dettaglio per le singole opere/spalle.

	Unità geotecnica	da	a
		[m]	[m]
Spalla Ovest	LA	0,00	20,50
	GST - alt	20,50	22,55
	GST	22,55	-
Pila1	LA	0,00	17,00
	GST - alt	17,00	19,50
	GST	19,50	-
Pila2	S	0,00	4,50
	G	4,50	9,00
	LA	9,00	15,50
	GST - alt	15,50	17,50
	GST	17,50	-
Pila3	S	0,00	3,00
	G	3,00	7,00
	LA	7,00	15,50
	GST - alt	15,50	18,00
	GST	18,00	-
Pila4	LA	0,00	1,00
	G	1,00	5,50
	LA	5,50	15,50
	GST - alt	15,50	17,50
	GST	17,50	-
Pila5	LA	0,00	2,80
	G	2,80	5,50
	LA	5,50	15,70
	GST - alt	15,70	17,50
	GST	17,50	-

Pila6	LA	0,00	2,70
	G	2,70	6,50
	LA	6,50	15,50
	GST - alt	15,50	17,50
	GST	17,50	-
Pila7	LA	0,00	6,80
	G	6,80	15,20
	LA	15,20	17,50
	GST - alt	17,50	21,50
	GST	21,50	-
Pila 8	LA	0,00	1,70
	G	1,70	5,50
	LA	5,50	14,50
	GST - alt	14,50	17,00
	GST	17,00	-
Pila 9	G	0,00	4,10
	S	4,10	7,50
	LA	7,50	14,00
	GST - alt	14,00	17,00
	GST	17,00	-
Spalla est	G	0,00	2,50
	S	2,50	7,00
	LA	7,00	14,50
	GST - alt	14,50	17,00
	GST	17,00	-

Tabella 4: viadotto Selargius est. Stratigrafia spalle e pile

I parametri di calcolo delle unità geotecniche sopra riportate sono di seguito elencati:

UNITA' LA	
γ (kN/m ³)	19 ± 1
cu (kPa)	124 ± 40
φ (°)	23,5 ± 7
c' (kPa)	30 ± 18
G _o (MPa)	81 ± 21
E _o (MPa)	170 ± 55
Coefficiente di permeabilità k (m/sec)	1×10-9 > k

UNITA' G	
γ (kN/m ³)	19
φ (°)	39 ± 1
c' (kPa)	0

E_o (MPa)	490 ± 14
E' (MPa) - Opere di sostegno	90
E' (MPa) - Cedimenti	50
k (m/sec)	$1 \cdot 10^{-4} > k > 1 \cdot 10^{-5}$

UNITA' S	
γ (kN/m ³)	18
φ (°)	35 ± 2
c' (kPa)	0
E_o (MPa)	300 ± 19
E' (MPa) - Opere di sostegno	60
E' (MPa) - Cedimenti	30
k (m/sec)	$1 \cdot 10^{-5} > k > 1 \cdot 10^{-6}$

UNITA' GST	
γ (kN/m ³)	20
σ_c (MPa)	$14 \div 70$
RQD (%)	$20 \div 90$
φ (°)	35
c' (kPa)	490
E_m (MPa)	1750
k (m/sec)	$k > 1 \cdot 10^{-9}$

UNITA' GSTalt	
γ (kN/m ³)	20
φ (°)	29
c' (kPa)	340
c_u (kPa) (*)	270
E_{rm} (MPa)	650
Coefficiente di permeabilità k (m/sec)	$1 \cdot 10^{-9} > k$
(*) componente relativa alla porzione argillosa dell'ammasso	

Tabella 5: viadotto Selargius est. Parametri di calcolo delle unità geotecniche

5 DESCRIZIONE DELLE OPERE

Per gli elevati carichi trasmessi dai plinti di fondazione sono necessarie fondazioni profonde costituite da pali di grande diametro della lunghezza variabile per trasferire i carichi allo strato inferiore di buone caratteristiche geotecniche.

I pali trivellati vengono realizzati con asportazione del terreno e sua sostituzione con calcestruzzo armato mediante attrezzatura adeguata a qualsiasi tipo di terreno da attraversare con l'ausilio del rivestimento provvisorio (incamicatura) totale del foro.

Il diametro medio reso dei pali è di circa 1200 mm e la lunghezza di perforazione è variabile.

L'armatura dei pali è costituita da una gabbia di armatura formata da correnti $\phi 24 \div \phi 32$ mm e da staffe spirroidali $\phi 10 \div 12$ mm in acciaio B450C e giuntate a 12 m.

L'iniezione dei pali viene eseguita con calcestruzzo SCC tipo min C25/30 fino al completo getto del palo.

Per i particolari esecutivi si rimanda alle tavole grafiche dettagliate.

Nella seguente tabella riepilogativa si riportano le lunghezze ed il numero dei pali previsti per le sottostrutture dell'opera in oggetto.

VIADOTTO SELARGIUS EST			
	n°PALI	L pali (m)	L pali totale (m)
SP1	10	23	230
P1	8	18	144
P2	8	18	144
P3	8	18	144
P4	8	18	144
P5	8	18	144
P6	8	18	144
P7	8	18	144
P8	8	18	144
P9	8	18	144
SP2	10	23	230

Tabella 6: viadotto Selargius est. Tabella riepilogo lunghezza pali

6 ANALISI DEI CARICHI

Di seguito si riportano i carichi per le spalle.

SPALLA SP1

Condizione	Carico normale kg	Taglio Tx kg	Taglio Ty kg	Momento Mx kgm	Momento My kgm
SLU-STR (c. 1)	3.549.147	773.693	19.414	418.001	4.091.071
SLE-RARA (c. 6)	2.496.220	541.234	1.181	3.062	2.309.058
SLV (c. 13)	2.496.220	1.421.259	88.987	462.172	7.242.218

SPALLA SP2

Condizione	Carico normale kg	Taglio Tx kg	Taglio Ty kg	Momento Mx kgm	Momento My kgm
SLU-STR (c. 1)	3.913.683	557.763	29.695	217.092	4.471.149
SLE-RARA (c. 6)	2.478.462	365.153	0	20.929	1.948.736
SLV (c. 13)	2.314.302	952.717	97.399	501.329	5.000.559

Tabella 7: viadotto Selargius est. Carichi prevalenti per le spalle

Di seguito si riportano i carichi prevalenti per le pile.

PILA P1, P2, P3, P4, P5, P6, P7, P8 e P9

Condizione	Carico normale Kg	Taglio Tx kg	Momento My kgm
SLU-STR	1.667.260	34.335	81.014
SLE-RARA	1.215.381	27.407	72.661
SLV	1.099.976	228.660	1.128.379

Tabella 8: viadotto Selargius est. Carichi prevalenti per le pile

7 CRITERI DI CALCOLO DELLE FONDAZIONI

7.1 CAPACITA' PORTANTE LIMITE VERTICALE DEL PALO SINGOLO

La capacità portante del palo di fondazione è valutata come somma della portata laterale e di base.

$$R_t = R_s + R_b$$

dove:

R_s = resistenza limite laterale;

R_b = resistenza limite di base

la resistenza limite laterale e di base sono valutate con le seguenti espressioni:

$$R_s = \sum_{j=1}^n A_{s,j} * q_{s,j} \quad R_b = A_b * q_b$$

$A_{s,j}$ = area laterale del palo corrispondente allo strato j;

$q_{s,j}$ = portanza laterale limite allo strato j;

n = numero totali di strati;

A_b = area base palo;

q_b = portanza limite di base.

7.1.1 Portanza laterale

7.1.1.1 Strati argillosi

Ci si riferisce alle unità LA e a favore di sicurezza anche per la unità GST alt. In quest'ultimo caso si considera sempre che i pali attraversino lo strato di roccia alterata avente una consistenza di tipo terroso.

$$q_{s,j} = \alpha_j * c_{u,j}$$

con;

$q_{s,j}$ = portanza laterale dello strato j esimo;

$c_{u,j}$ = coesione non drenata dello strato j-esimo;

α_j = coefficiente empirico dello strato j-esimo, funzione della $c_{u,j}$ (Raccomandazioni AGI):

$$\alpha = 0.9 \quad c_u \leq 25 \text{ kPa}$$

$$\alpha = 0.8 \quad c_u = 25 \div 50 \text{ kPa}$$

$$\alpha = 0.6 \quad c_u = 50 \div 75 \text{ kPa}$$

$$\alpha = 0.4 \quad c_u \geq 75 \text{ kPa}$$

7.1.1.2 Strati sabbiosi e ghiaiosi

Ci si riferisce alle unità S e unità G.

$$q_{s,j} = k_{s,j} * \tan(\varphi_j) * \sigma_v' \leq 170 \text{ con } k_{s,j} = 0.6$$

7.1.2 Portanza di base - terreni in roccia

Il valore della portata limite di base è calcolato utilizzando la formula di Terzaghi di seguito riportata.

$$q_{ult} = cN_c s_c + qN_q + 0.5\gamma B N_\gamma s_\gamma$$

i coefficienti che compaiono nella formula di capacità portante valgono approssimativamente:

$$N_q = \tan^2(45 + \varphi/2)$$

$$N_c = 5 \tan^4(45 + \varphi/2)$$

$$N_\gamma = N_q + 1$$

Assieme a tali coefficienti, vanno usati i fattori di forma di Terzaghi e cioè:

	Tipo fondaz	Sc	S _γ
quadrata	1	1.30	0.80
rettangolare	2	1.00	1.00
circolare	3	1.30	0.60

Infine la capacità portante ultima è espressa in funzione di RQD secondo la formula:

$$q_b = q_{ult}(RQD)^2$$

Si considera che la punta dei pali entri sempre all'interno della formazione GST, con angolo di attrito dell'ammasso pari a 35°.

I pali entrano all'interno della formazione GST di poco, per il calcolo della capacità portante alla punta dei pali si considerano i valori di σ_c e RQD ubicati nella parte più scadente dei risultati rilevate dalle indagini e dalle prove di laboratorio.

$$\sigma_c = 14 \text{ MPa}$$

$$RQD = 20\%$$

Considerando un angolo di attrito pari a 35°, si ottiene una coesione dell'ammasso intatto pari a 3500 kPa.

7.2 CAPACITA' PORTANTE LIMITE ORIZZONTALE DEL PALO SINGOLO

Quando un palo è caricato da un'azione orizzontale in testa, sia essa una forza o una coppia, le tensioni normali poste di fronte al palo aumentano ed il terreno tende ad allontanarsi dal palo in direzione radiale. Le tensioni normali poste a tergo del palo diminuiscono, mentre il terreno tende a spostarsi verso il palo, ancora lungo una direzione radiale (Figura 1). Ad un certo livello di carico, in prossimità del piano campagna, il terreno posto a tergo del palo tende a distaccarsi dallo stesso; il terreno posto di fronte al palo raggiungerà il collasso in seguito alla formazione di un cuneo di rottura (Figura 2). A profondità maggiori, il meccanismo di collasso del terreno prevede che lo stesso scorra defluendo lungo il bordo del palo, senza un distacco relativo terreno – palo a tergo dello stesso. Questi due differenti meccanismi di rottura condizionano la distribuzione con la profondità delle pressioni limite pu che il terreno esercita sul palo.

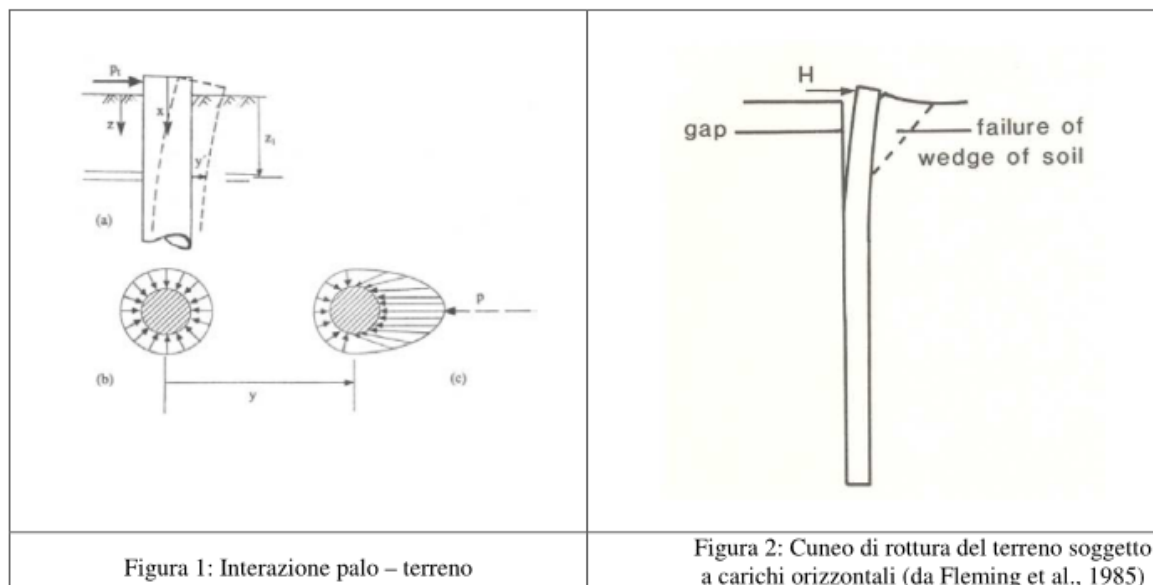


Figura 1: Interazione palo – terreno

Figura 2: Cuneo di rottura del terreno soggetto a carichi orizzontali (da Fleming et al., 1985)

Quando il palo è soggetto ad azioni orizzontali, considerate le sollecitazioni di momento e taglio che si generano nelle varie sezioni, la rottura può verificarsi per raggiungimento dello stato limite ultimo sia del terreno che del palo. I possibili meccanismi di rottura possono essere indicati come rottura a palo “corto”, “intermedio” e “lungo”, come riportato nella figura seguente.

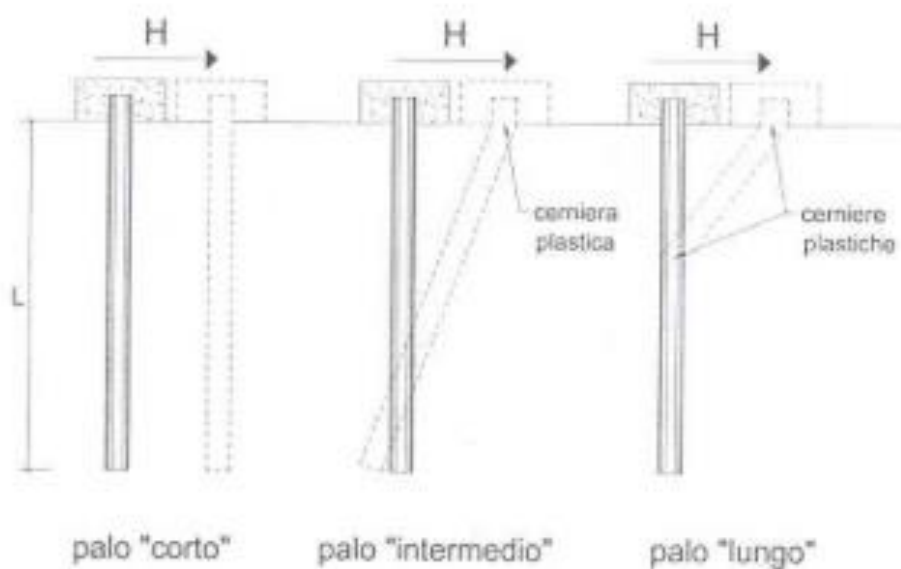


Figura 4: meccanismi di rottura

La resistenza trasversale del palo viene calcolata come valore minimo corrispondente ai possibili meccanismi di rottura:

$$R_{tr} = \min[R_{tr,corto}; R_{tr,lungo}]$$

7.3 CAPACITA' PORTANTE LIMITE GRUPPO DI PALI

7.3.1 Capacità portante verticale gruppo di pali

I pali sono previsti ad interasse di 3 volte il diametro, alla portanza del palo singolo non viene applicato nessun coefficiente di riduzione per effetto gruppo.

7.3.2 Capacità portante orizzontale gruppo di pali

La portanza laterale del gruppo di pali viene determinata ricorrendo al concetto di efficienza del gruppo η :

$$R_{trgruppo} = R_{trpalo} \cdot n_{pali} \cdot \eta$$

assumendo $\eta = 0.85$

7.4 ANALISI DELL'INTERAZIONE PALO TERRENO

I pali vengono modellati secondo la teoria proposta da Matlock & Reese (1966) e modello del terreno alla Winkler. l'analisi è condotta con l'ausilio del codice di calcolo GROUP, Ensoft Inc..

7.4.1 Comportamento del palo singolo rispetto a carichi verticali

La valutazione della curva carico cedimento del palo singolo può essere effettuata con il noto metodo delle curve di trasferimento (τ -s e q-s).

1. Il palo è schematizzato con un elemento cilindrico, suddiviso per conci, caratterizzato da un modulo elastico E_s ;
2. Il trasferimento degli sforzi dal palo al terreno avviene tramite molle (una per concio) caratterizzate da leggi non lineari. L'ordinata delle molle rappresenta la tensione tangenziale sviluppabile lungo il fusto (t) o la portata di base (q); le ascisse rappresentano lo spostamento locale verso il basso del concio generico (sv). Lo spostamento verso il basso del generico concio viene a dipendere dal carico applicato alla testa del palo (Q_t), dalla sua posizione lungo il palo, dal modulo elastico del palo e dalle curve di trasferimento (t - sv e q - sv) lungo il fusto e alla base;
3. La determinazione dell'andamento dei carichi e degli spostamenti lungo il fusto e alla base per un dato carico applicato in testa viene effettuata risolvendo l'equazione differenziale:

$$\frac{dQ_z}{dz} = E_p \cdot A_p \cdot \frac{d^2 s_{vz}}{dz^2}$$

essendo:

z = coordinata generica lungo il palo con origine alla testa del palo;

A_p = area della sezione del palo;

Q_z = carico assiale agente nella sezione di palo di coordinata z ;

sv_z = spostamento assiale nella sezione di palo di coordinata z .

La soluzione dell'equazione differenziale viene fatta con metodi numerici in accordo alla seguente procedura:

1. Si assume un movimento verso il basso della base del palo; con riferimento alla curva di trasferimento della base si ottiene il corrispondente carico applicato alla base;

2. Si assume un valore di primo tentativo del carico applicato alla sommità del concio di palo soprastante la base: si calcola l'accorciamento elastico di tale concio;
3. Si usa lo spostamento imposto alla base più quello dovuto all'accorciamento elastico di cui al punto precedente per ottenere lo spostamento risultante in mezzera del concio immediatamente sopra la base del palo;
4. Si usa la curva di trasferimento relativa al concio sopra la base e si ottiene il carico di attrito laterale associabile allo spostamento risultante di cui al punto precedente; si valuta quindi il carico agente alla sommità del concio sopra la base;
5. Si ripetono i calcoli ai punti 2 e 4 finché la differenza fra successivi valori del carico applicato in sommità del concio sopra la base risulta trascurabile;
6. Si ripete la procedura per ciascun concio soprastante quello di base, fino ad arrivare alla testa del palo; il carico e lo spostamento della testa rappresentano un punto della curva carico cedimento del palo;
7. Si assumono altri valori dello spostamento della base e per ciascun valore si ripetono i calcoli fino ad ottenere la curva carico cedimento completa del palo.

I risultati del calcolo, per ogni valore di carico assiale applicato in testa, sono:

- lo spostamento verticale della testa del palo;
- l'andamento dei carichi assiali lungo il fusto;
- le azioni esercitate tra palo e terreno.

Sulla base di prove sperimentali ricavabili dalla letteratura (Reese & O'Neill (1988)), si sono ottenute le curve di trasferimento lungo il fusto, più sotto riportate.

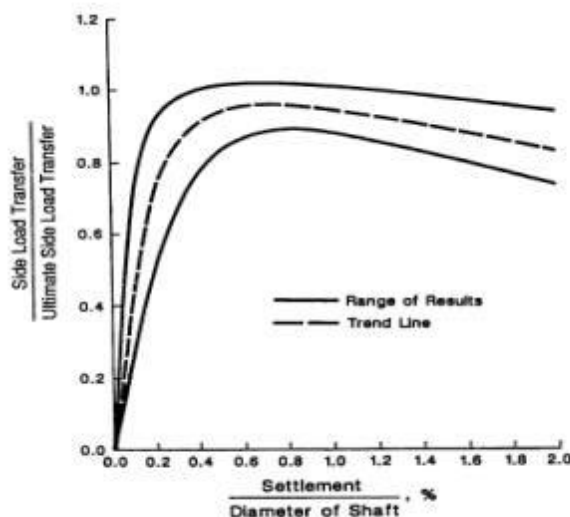


Figura 5: curva di trasferimento τ -s in terreni coesivi

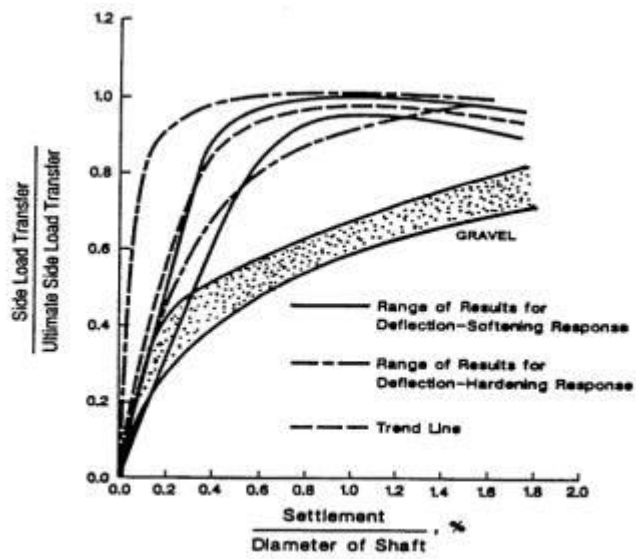


Figura 6: curva di trasferimento τ -s in terreni non coesivi

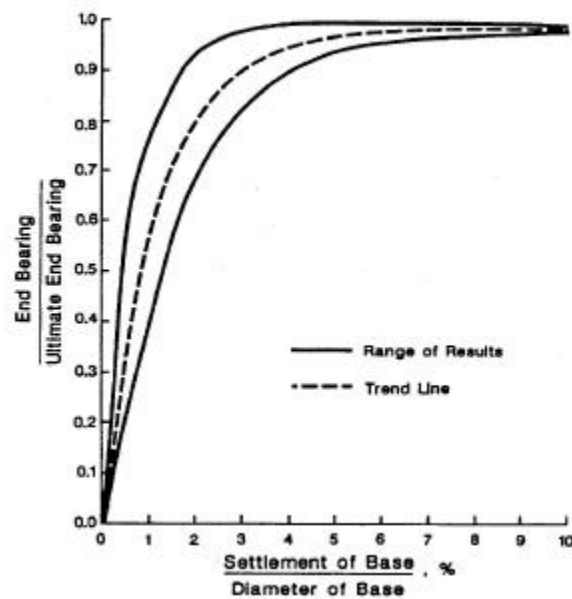


Figura 7: curva di trasferimento q-s in terreni coesivi

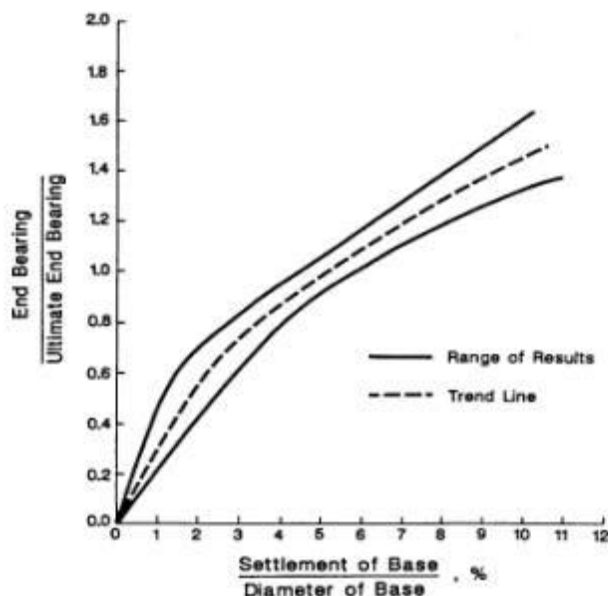


Figura 8: curva di trasferimento q-s in terreni non coesivi

7.4.2 Comportamento del palo singolo rispetto a carichi orizzontali

La valutazione del comportamento del palo singolo caricato da una forza orizzontale H e da un momento flettente M in termini di spostamento laterali, rotazioni tagli e momenti lungo il fusto è effettuata con il metodo delle curve p-y.

1. Il palo è schematizzato con un elemento cilindrico, suddiviso in conci, caratterizzato da un modulo elastico E_p ;
2. Il trasferimento degli sforzi dal palo al terreno avviene tramite molle (una per concio) caratterizzate da leggi non lineari. L'ordinata delle molle rappresenta la pressione normale esercitata tra palo e terreno (p); le ascisse rappresentano lo spostamento locale orizzontale del concio generico (y). Lo spostamento orizzontale del generico concio viene a dipendere dai carichi applicati alla testa del palo (H, M), dalla sua posizione lungo il palo, dal modulo elastico del palo e dalle curve di trasferimento ($p-y$) lungo il fusto;
3. La determinazione dell'andamento delle sollecitazioni di taglio e di momento e degli spostamenti orizzontali e delle rotazioni del palo per assegnati carichi trasversali (H, M) applicati in testa viene effettuata risolvendo la seguente equazione differenziale:

$$E_p I_p \frac{d^4 y}{dx^4} - E_s y = 0$$

essendo:

E_p = modulo elastico del palo;

I_p = momento d'inerzia del palo;

E_s = modulo di reazione secante orizzontale del terreno;

z = coordinata generica lungo il palo con origine alla testa del palo.

Considerata anche la non linearità del comportamento del terreno (moduli di reazione orizzontale E_s variabili in funzione del livello di sforzo), la soluzione dell'equazione differenziale è generalmente ottenuta per via numerica e per successive iterazioni. L'analisi viene effettuata con il modulo secante del terreno E_s operando in questo modo:

- Viene effettuato un calcolo di primo tentativo facendo riferimento alla pendenza iniziale delle curve p-y. Una volta ottenuto il valore di primo tentativo degli spostamenti del palo in ogni concio, il modulo secante E_s viene rivalutato entrando direttamente nelle curve p-y;
- Il calcolo viene ripetuto con il nuovo valore di E_s ottenendo un secondo valore degli spostamenti del palo e quindi un nuovo valore del modulo secante entrando nuovamente nelle curve p-y;
- Il procedimento iterativo di cui ai punti precedenti si interrompe quando si ottengono piccole differenze tra le deformate corrispondenti a due iterazioni successive;
- Una volta calcolata la deformata, note le condizioni al contorno e le reazioni offerte dal terreno, è possibile risalire all'andamento delle sollecitazioni flessionali e di taglio lungo il fusto del palo.

Le curve p-y utilizzate nelle analisi sono di seguito riportate:

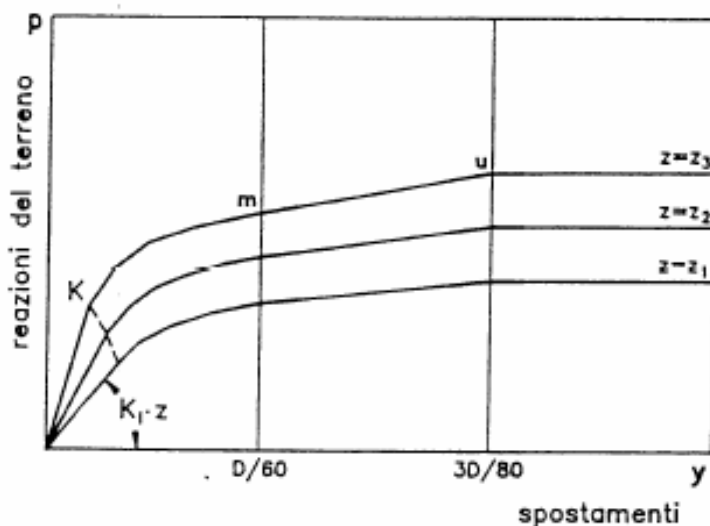


Figura 9: curve p-y in sabbie

Tabella 4.1: Valori di k_i secondo Reese et al. (1974).

Tipo di materiale	k_i [kN/m ³]
Sabbie sciolte	5500
Sabbie mediamente addensate	16600
Sabbie dense	34500

Tabella 9: valori di k_i secondo Reese et al. (1974)

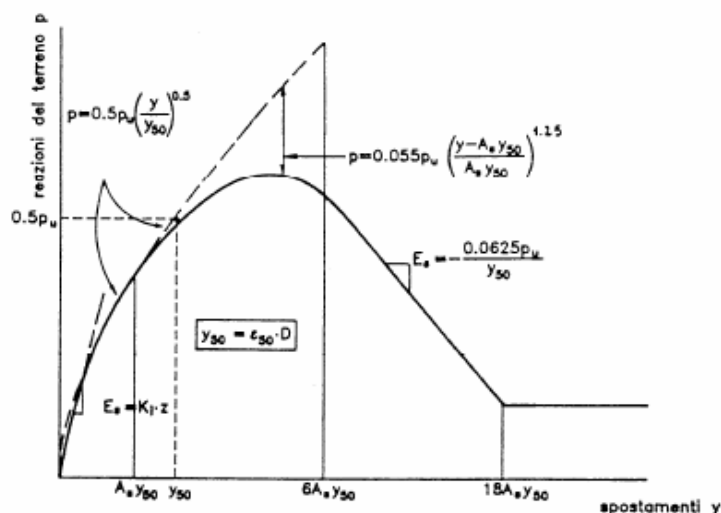


Figura 10: curve p-y in argille compatte

	Resistenza al taglio non drenata c_u [kPa]		
	50÷100	100÷200	200÷400
k_i (statico) [kN/m ³]	138000	2760001	552000
k_i (ciclico) [kN/m ³]	55000	110000	220000

Tabella 10: valori di k_i secondo Reese et al. (1975)

Tabella 4.3: Valori di ϵ_{50} secondo Reese et al. (1975).

	Resistenza al taglio non drenata c_u [kPa]		
	50÷100	100÷200	200÷400
ϵ_{50} [-]	0.007	0.005	0.004

Tabella 11: valori di ϵ_{50} secondo Reese et al. (1975)

7.4.3 Effetto "ombra"

Il carico totale agente su un gruppo di pali con interasse s sufficientemente ridotto ($s/D < 6$), sottoposto ad una sollecitazione orizzontale statica, si ripartisce in maniera non uniforme tra i singoli pali. L'aliquota di carico assorbita da ciascun palo è condizionata, principalmente, dalla fila di appartenenza dei pali all'interno del gruppo. Il complesso della sperimentazione disponibile evidenzia come la fila che assorbe l'aliquota maggiore di carico è la fila frontale, quella cioè, che incontra la resistenza di un terreno non disturbato dalla presenza di file a lei antistanti. Le file successive, invece, assorbono aliquote di carico minori. Il fenomeno di disomogenea distribuzione dei carichi in ragione della fila di appartenenza del gruppo va sotto il nome di *shadowing* (BROWN ET AL., 1988).

Il metodo di analisi del gruppo di pali proposto da BROWN & REESE (1985) prevede la definizione dei fattori moltiplicativi delle curve $p - y$.

Tali fattori vengono calcolati direttamente dal programma di calcolo GROUP:

7.4.4 Cedimento del gruppo di pali per carichi verticali

Per la valutazione del cedimento del gruppo di pali (E) si amplifica il cedimento del plinto determinato con GROUP in accordo a quanto suggerito da Mandolini et al. (2005) che definisce il parametro:

$$R_G = 0.29 R^{-1.35},$$

essendo:

$$R = \sqrt{\frac{n s}{L}},$$

dove:

n = numero di pali;

s = interasse pali;

L = lunghezza palo.

Il coefficiente amplificativo E_G per effetto gruppo si ottiene dalla seguente espressione:

$$E_G = R_G n$$

8 CRITERIO DI VERIFICA PALI

8.1 STATI LIMITE PER PALI DI FONDAZIONE

8.1.1 Stati limite ultimi

Gli stati limite ultimi delle fondazioni su pali si riferiscono allo sviluppo di meccanismi di collasso determinati dalla mobilitazione della resistenza del terreno e al raggiungimento della resistenza degli elementi strutturali che compongono la fondazione stessa.

Le verifiche delle fondazioni su pali sono effettuate con riferimento ai seguenti stati limite:

- – SLU di tipo geotecnico (GEO)
 - o collasso per carico limite della palificata nei riguardi dei carichi assiali;
 - o collasso per carico limite della palificata nei riguardi dei carichi trasversali;
 - o –collasso per carico limite di sfilamento nei riguardi dei carichi assiali di trazione;
- – SLU di tipo strutturale (STR)
 - o raggiungimento della resistenza dei pali;
 - o raggiungimento della resistenza della struttura di collegamento dei pali,

Le verifiche devono essere effettuate, tenendo conto dei valori dei coefficienti parziali riportati nelle Tab. 6.2.I, 6.2.II e 6.4.II, seguendo almeno uno dei due approcci:

Approccio 1:

Combinazione 1: A1+M1+R1;

Combinazione 2: A2+M2+R2;

Approccio 2:

Combinazione 2: A1+M1+R3;

Tabella 6.2.I – Coefficienti parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni.

CARICHI	EFFETTO	Coefficiente Parziale γ_F (o γ_E)	EQU	(A1) STR	(A2) GEO
Permanenti	Favorevole	γ_{G1}	0,9	1,0	1,0
	Sfavorevole		1,1	1,3	1,0
Permanenti non strutturali ⁽¹⁾	Favorevole	γ_{G2}	0,0	0,0	0,0
	Sfavorevole		1,5	1,5	1,3
Variabili	Favorevole	γ_{Qi}	0,0	0,0	0,0
	Sfavorevole		1,5	1,5	1,3

(1) Nel caso in cui i carichi permanenti non strutturali (ad es. i carichi permanenti portati) siano compiutamente definiti, si potranno adottare gli stessi coefficienti validi per le azioni permanenti.

Tabella 12: (6.2.I ex. DM 14.01.2008): coefficienti parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni per pali di fondazione

Tabella 6.2.II – Coefficienti parziali per i parametri geotecnici del terreno

PARAMETRO	GRANDEZZA ALLA QUALE APPLICARE IL COEFFICIENTE PARZIALE	COEFFICIENTE PARZIALE γ_M	(M1)	(M2)
Tangente dell'angolo di resistenza al taglio	$\tan \phi'_k$	$\gamma_{\phi'}$	1.0	1,25
Coesione efficace	c'_k	$\gamma_{c'}$	1.0	1,25
Resistenza non drenata	c_{uk}	γ_{cu}	1.0	1.4
Peso dell'unità di volume	γ	γ_γ	1.0	1.0

Tabella 13: (6.2.II ex. DM 14.01.2008): coefficienti parziali per i parametri geotecnici del terreno per pali di fondazione

8.1.1.1 Resistenze di pali soggetti a carichi assiali

Il valore di progetto R_d della resistenza si ottiene a partire dal valore caratteristico R_k applicando i coefficienti parziali γ_R della Tab. 6.4.II.

Tabella 6.4.II – Coefficienti parziali γ_R da applicare alle resistenze caratteristiche.

Resistenza	Simbolo	Pali infissi			Pali trivellati			Pali ad elica continua		
		(R1)	(R2)	(R3)	(R1)	(R2)	(R3)	(R1)	(R2)	(R3)
Base	γ_b	1,0	1,45	1,15	1,0	1,7	1,35	1,0	1,6	1,3
Laterale in compressione	γ_s	1,0	1,45	1,15	1,0	1,45	1,15	1,0	1,45	1,15
Totale (*)	γ_t	1,0	1,45	1,15	1,0	1,6	1,30	1,0	1,55	1,25
Laterale in trazione	γ_{st}	1,0	1,6	1,25	1,0	1,6	1,25	1,0	1,6	1,25

(*) da applicare alle resistenze caratteristiche dedotte dai risultati di prove di carico di progetto.

Tabella 14: (6.4.II ex. DM 14.01.2008): coefficienti parziali per le verifiche agli SLU di pali caricati assialmente

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

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

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

Tabella 6.4.IV – Fattori di correlazione ξ per la determinazione della resistenza caratteristica in funzione del numero di verticali indagate.

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

Tabella 15: (6.4.IV ex. DM 14.01.2008): coefficienti parziali per la determinazione della resistenza caratteristica in funzione del numero di verticali indagate per pali di fondazione

8.1.1.2 Resistenze di pali soggetti a carichi trasversali

Per la determinazione del valore di progetto $R_{tr,d}$ della resistenza di pali soggetti a carichi trasversali valgono le indicazioni del §6.1.1.1, applicando i coefficienti parziali γ_T della Tab. 6.4.VI.

Tabella 6.4.VI - Coefficienti parziali γ_T per le verifiche agli stati limite ultimi di pali soggetti a carichi trasversali.

COEFFICIENTE PARZIALE (R1)	COEFFICIENTE PARZIALE (R2)	COEFFICIENTE PARZIALE (R3)
$\gamma_T = 1,0$	$\gamma_T = 1,6$	$\gamma_T = 1,3$

Tabella 16: (6.4.VI ex. DM 14.01.2008): coefficienti parziali per le verifiche agli SLU di pali caricati trasversalmente

8.1.2 Stati limite di esercizio

Devono essere presi in considerazione almeno i seguenti stati limite di servizio, quando pertinenti:

- eccessivi cedimenti o sollevamenti;
- eccessivi spostamenti trasversali.

La geometria della fondazione (numero, lunghezza, diametro e interasse dei pali) viene stabilita nel rispetto dei summenzionati requisiti prestazionali, tenendo opportunamente conto degli effetti di interazione tra i pali e considerando i diversi meccanismi di mobilitazione della resistenza laterale rispetto alla resistenza alla base.

9 VERIFICHE

9.1 Interazione palo terreno

L'analisi di interazione terreno-fondazione è stata sviluppata con il software GROUP della Ensoft. Se si considera un palo ad asse verticale, immerso in un terreno inizialmente le tensioni normali agenti sulla superficie laterale del palo presentano una distribuzione assialsimmetrica, la cui risultante è nulla. Quando il palo è soggetto, in testa, ad una forza orizzontale e/o ad una coppia applicata, si induce una traslazione y all'interno del terreno. Il diagramma delle tensioni del terreno, conseguentemente, si modifica; le tensioni normali poste di fronte al palo aumentano ed il terreno tende ad allontanarsi dal palo in direzione radiale. Le tensioni normali poste a tergo del palo, viceversa, diminuiscono, mentre il terreno tende a spostarsi verso il palo, ancora lungo una direzione radiale. Lungo i bordi del palo, le tensioni orizzontali presentano una componente normale ed una tangenziale. La risultante p [F/L] di tali azioni sarà posta nella direzione dello spostamento del palo ed avrà verso opposto ad esso.

Ad un certo livello di carico, in prossimità del piano campagna, il terreno posto a tergo del palo tende a distaccarsi dallo stesso; il terreno posto di fronte al palo, invece, tende a raggiungere la condizione di collasso. A profondità maggiori, il terreno tende a scorrere defluendo lungo il bordo del palo, senza un distacco relativo a tergo. Alla luce di queste considerazioni risulta evidente come la reazione del terreno p dipenda sia dall'entità dello spostamento y raggiunto dal palo sia dalla quota di riferimento z.

Di conseguenza, la risposta di un palo verticale ad un carico orizzontale crescente, in termini di curva carichi – spostamenti, oppure in termini di carichi – momenti flettenti massimi, è di tipo non lineare. Con il software GROUP in funzione della natura e caratteristiche dei terreni è possibile rappresentare tramite le curve p-y questo comportamento non lineare. Il programma considera inoltre che il comportamento di un palo soggetto ad azioni orizzontali all'interno di un gruppo differisce da quello di un palo singolo ed isolato. In un gruppo di pali caricato da azioni orizzontali i fenomeni di interazione reciproca palo – terreno – palo determinano, complessivamente, una diminuzione della rigidezza del sistema.

La diversità di comportamento si manifesta mediante un differente valore dello sforzo di taglio agente in testa a ciascun palo, differenti valori di momento flettente, diversa ubicazione del valore massimo di momento al variare della profondità (nell'ipotesi in cui il vincolo in testa al palo non sia un incastro). La modalità di risposta di ciascun palo è funzione essenzialmente dalla posizione geometrica che questo occupa all'interno del gruppo. Precisamente, la risposta del singolo palo all'interno del gruppo è condizionata:

- dalla fila di appartenenza all'interno del gruppo (effetto ombra o *shadowing*);
- dalla posizione all'interno della singola fila (effetto di bordo).

9.1.1 PILA P1, P2, P3, P4, P5, P6, P7, P8 e P9

I pali in corrispondenza delle pile in oggetto presentano lunghezza pari a 18m.

La verifica è condotta con riferimento alla pila avente stratigrafia peggiore: pila P1.

La figura sottostante riporta la sezione di calcolo.

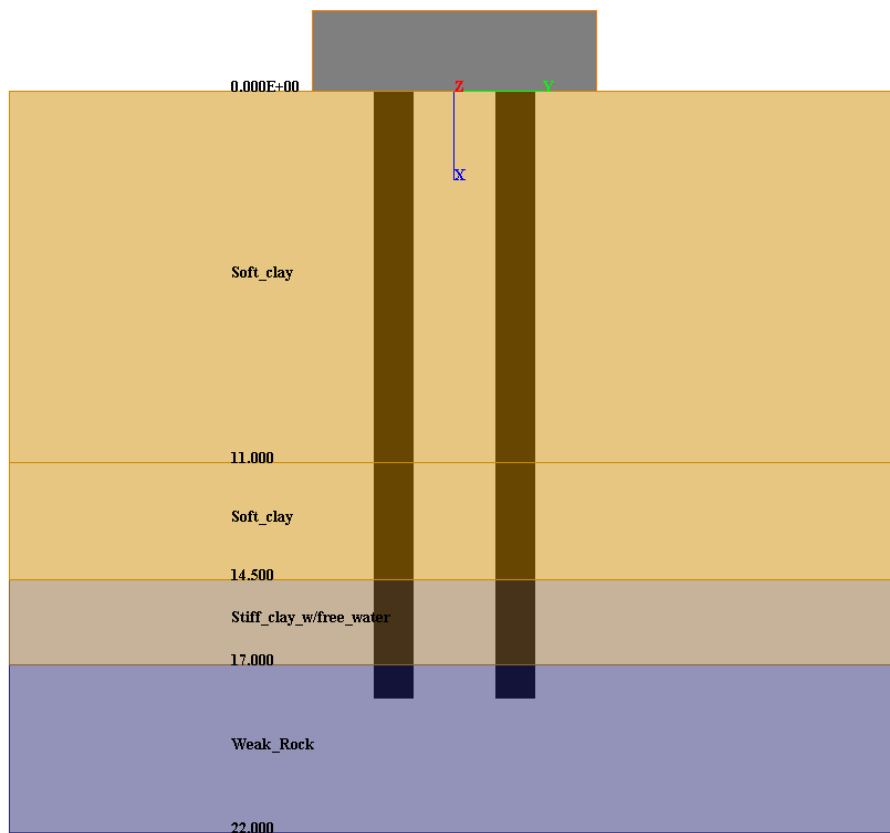


Figura 11: modello di calcolo

Nella figura sottostante vengono riportati i parametri di calcolo assegnati agli strati.

Layer	Soil Type	Depth for Top of Soil Layer (m)	Depth for Bottom of Soil Layer (m)	Properties of Layer
1	Soft Clay (Matlock)	0	11	1: Soft Clay
2	Soft Clay (Matlock)	11	14.5	2: Soft Clay
3	Stiff Clay with Free Water (Reese)	14.5	17	3: Stiff Clay with Free Water
4	Weak Rock (Reese)	17	22	4: Weak Rock

Add Row Insert Row Delete Row

1=Top, 2=Bottom	Effective Unit Weight (kN/m ³)	Undrained Cohesion, c (kN/m ²)	Strain Factor E50	Ultimate Unit Side Friction (kN/m ²)	Ultimate Unit Tip Resistance (kN/m ²)
1	19	120	0.01	48	0
2	19	120	0.01	48	0

1=Top, 2=Bottom	Effective Unit Weight (kN/m ³)	Undrained Cohesion, c (kN/m ²)	Strain Factor E50	Ultimate Unit Side Friction (kN/m ²)	Ultimate Unit Tip Resistance (kN/m ²)
1	9	120	0.01	48	0
2	9	120	0.01	48	0

1=Top, 2=Bottom	Effective Unit Weight (kN/m ³)	Undrained Cohesion, c (kN/m ²)	p-y Modulus, k (kN/m ³)	Strain Factor E50	Ultimate Unit Side Friction (kN/m ²)	Ultimate Unit Tip Resistance (kN/m ²)
1	10	270	450000	0.005	108	0
2	10	270	450000	0.005	108	0

1=Top, 2=Bottom	Effective Unit Weight (kN/m ³)	Uniaxial Compressive Strength, qu, (kN/m ²)	Initial Modulus of Rock Mass, (kN/m ²)	Strain Factor, k _{rm}	RQD, (%)	Ultimate Unit Side Friction (kN/m ²)	Ultimate Unit Tip Resistance (kN/m ²)
1	10	40000	1750000	0.000275	20	108	12400
2	10	40000	1750000	0.000275	20	108	12400

Figura 12: parametri di calcolo

9.1.2 Sintesi dei risultati

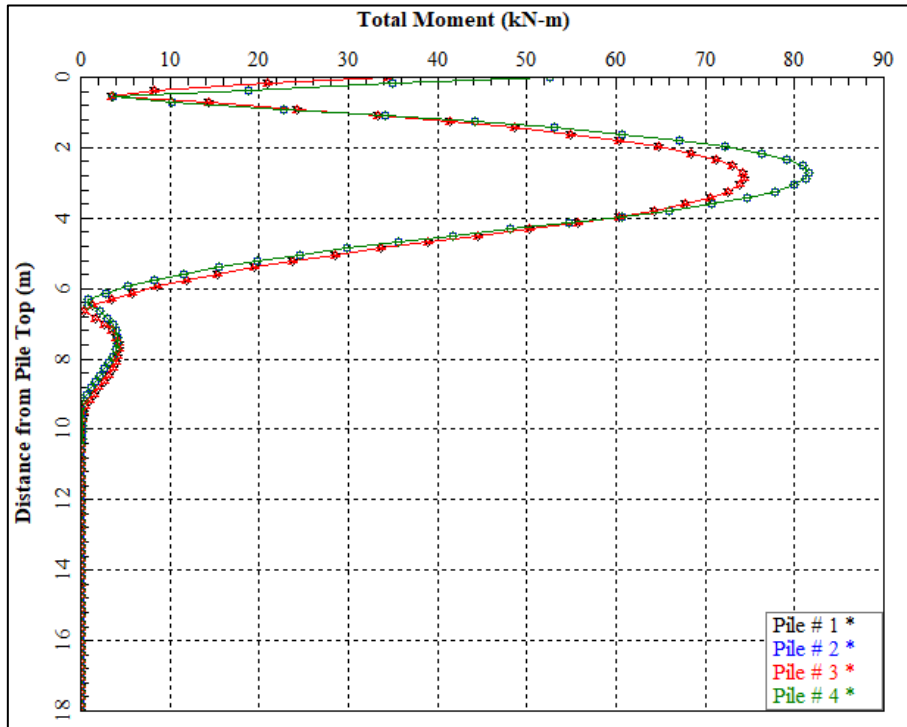


Figura 13: SLU M

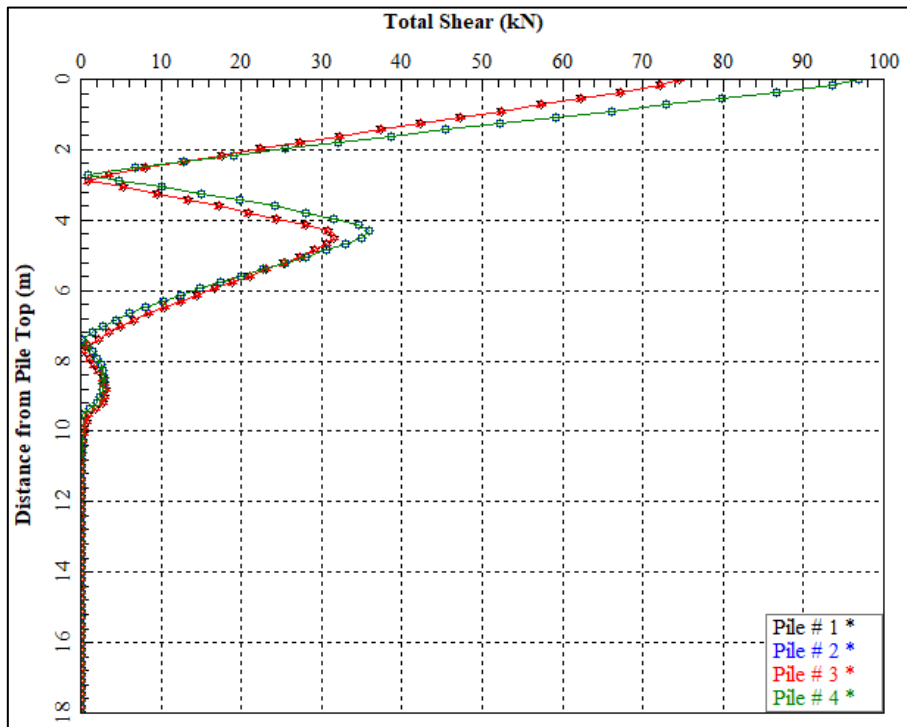


Figura 14: SLU T

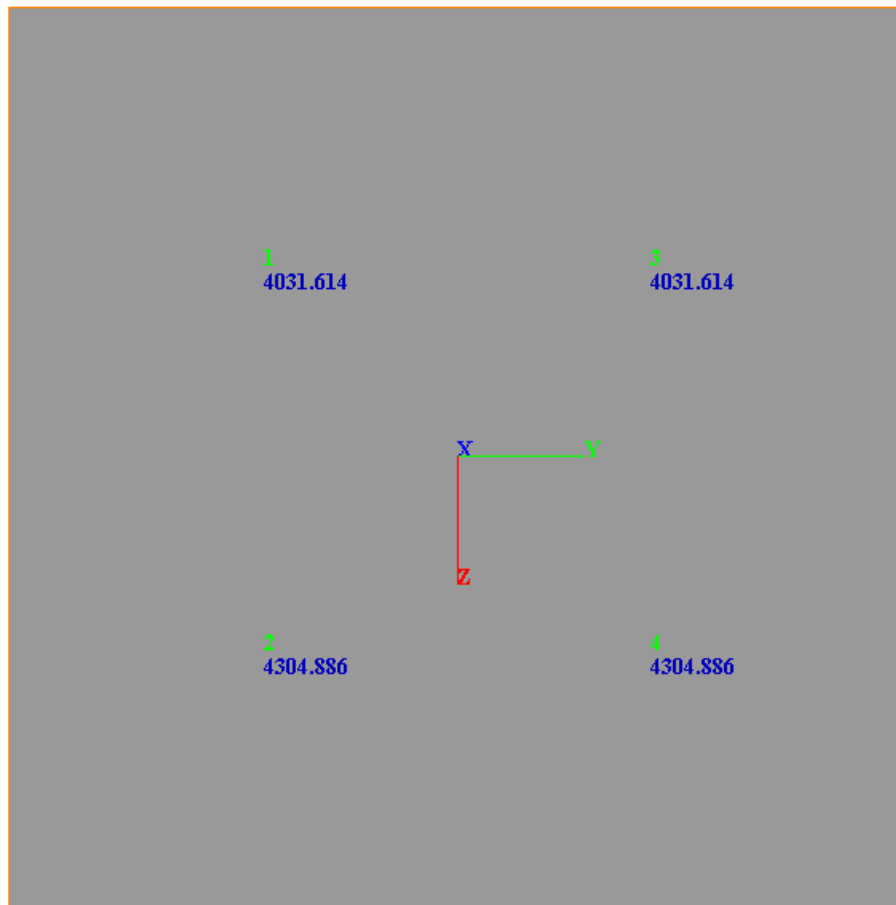


Figura 15: SLU N (kN)

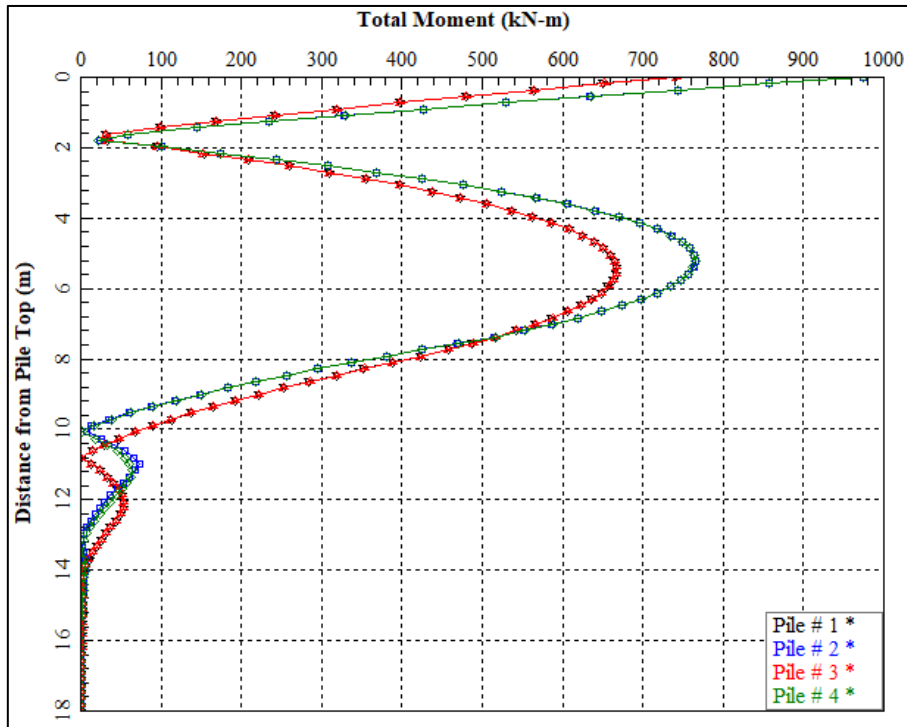


Figura 16: SLV M

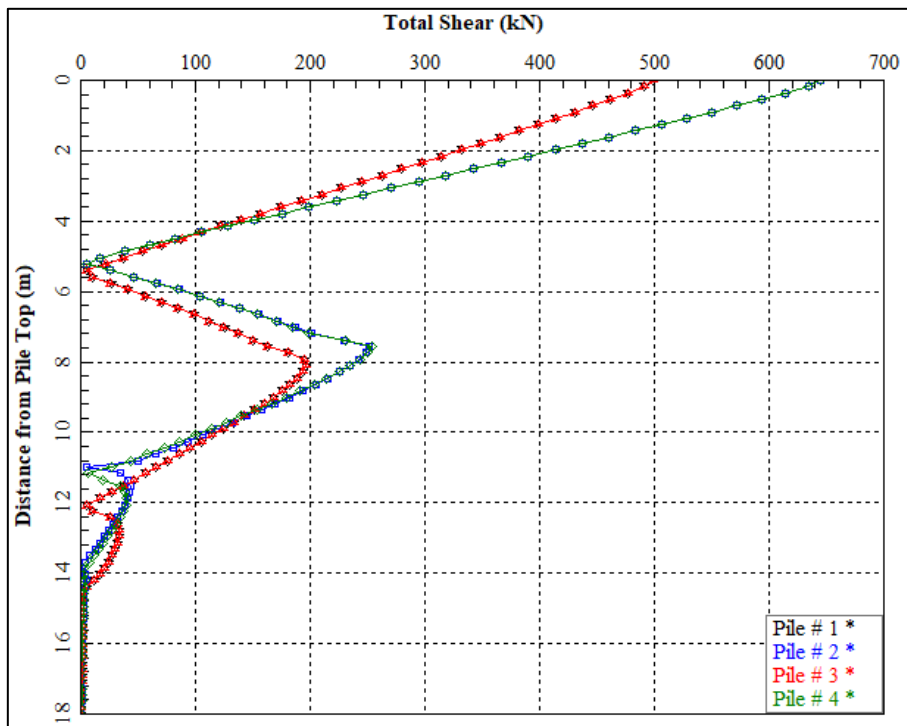


Figura 17: SLV T

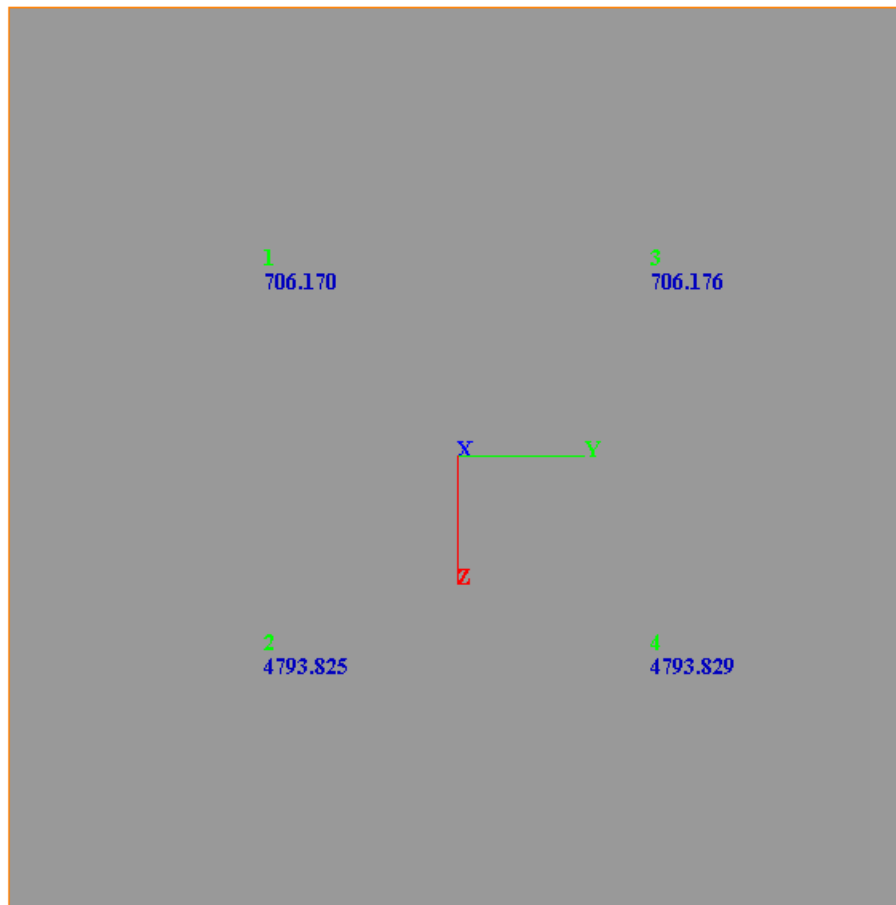


Figura 18: SLV N (kN)

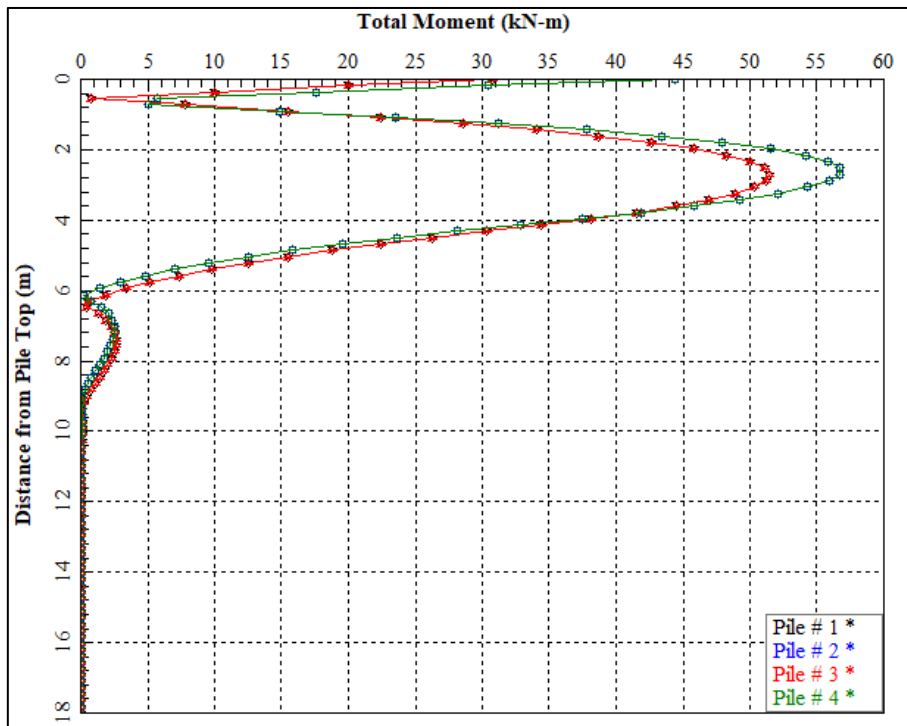


Figura 19: SLE M

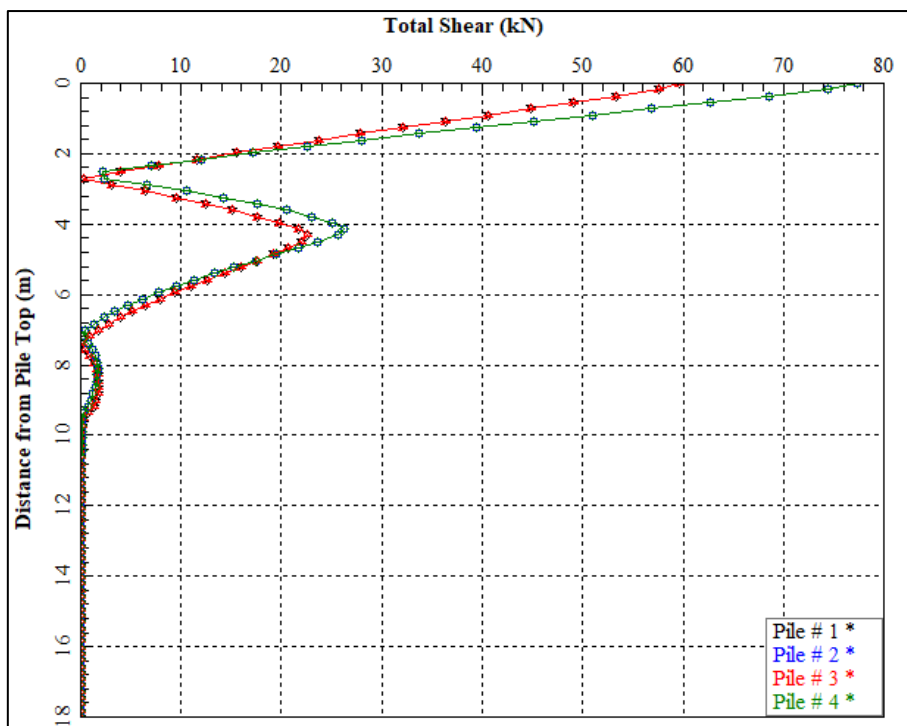


Figura 20: SLE T

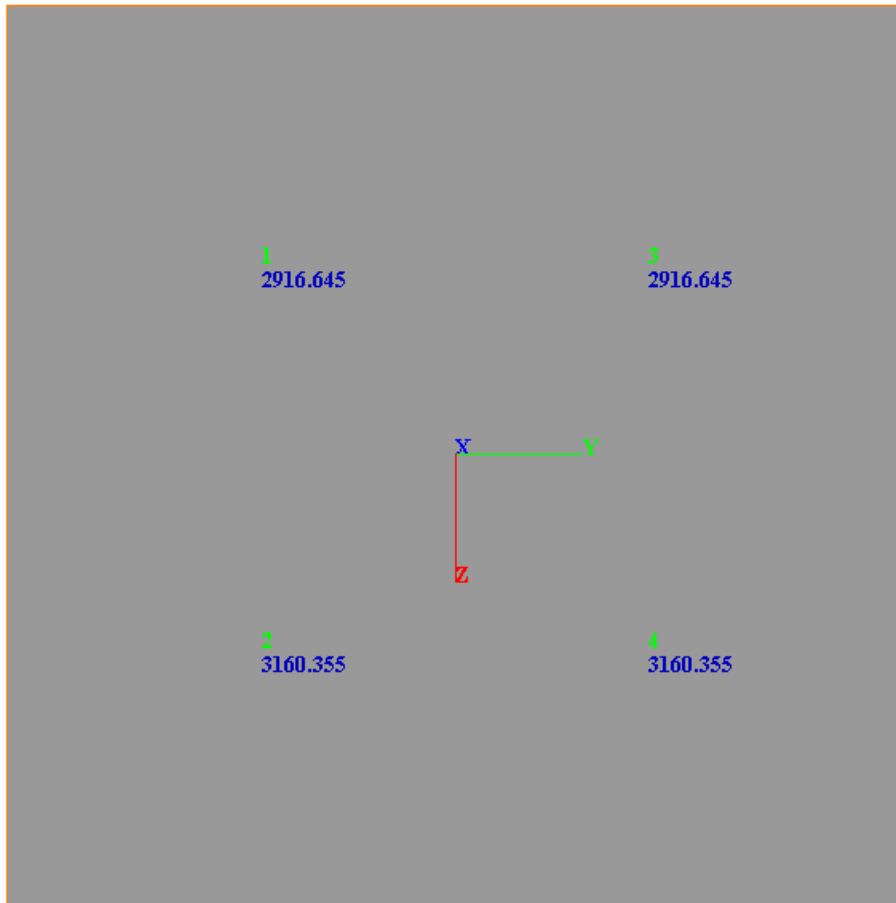


Figura 21: SLE N (kN)

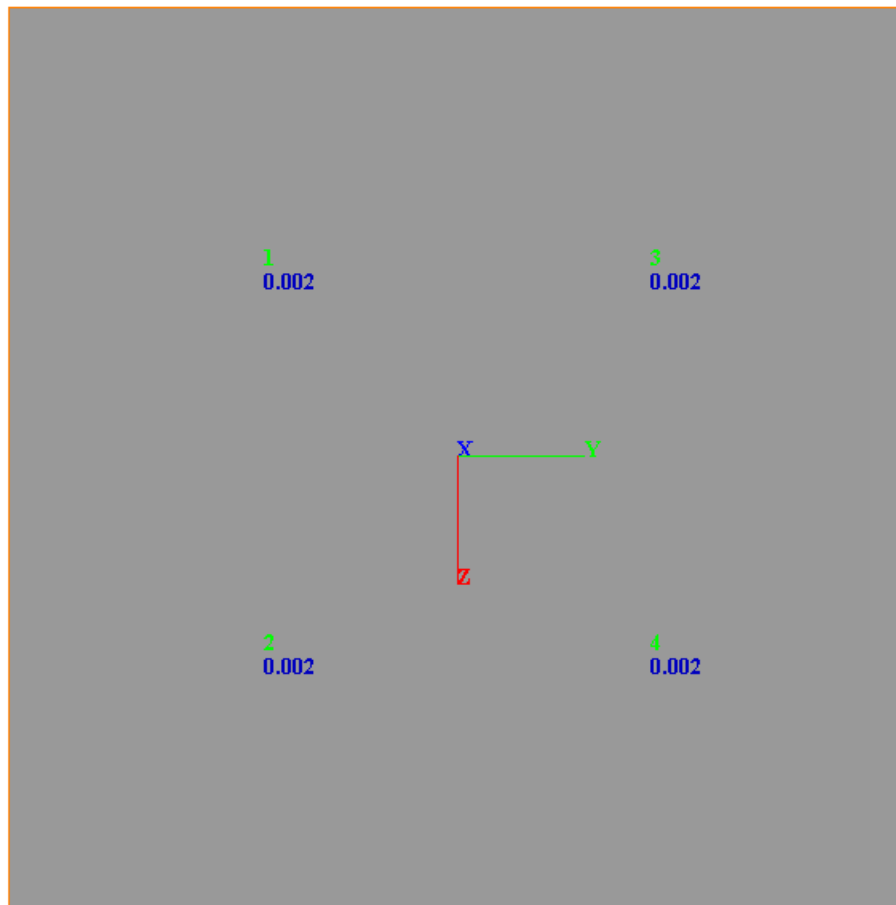


Figura 22: SLE cedimenti (m)

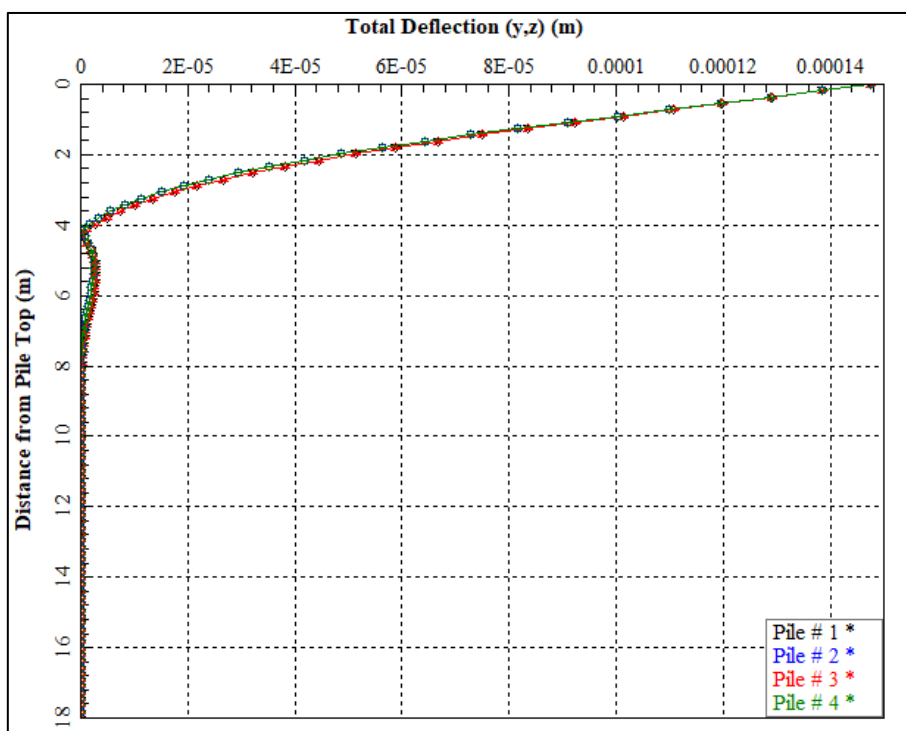


Figura 23: SLE spostamenti orizzontali

I cedimenti e gli spostamenti orizzontali dei pali sono millimetrici, sicuramente compatibili con la funzionalità dell'opera.

9.1.3 SPALLA SP1

I pali in corrispondenza delle pile in oggetto presentano lunghezza pari a 23m.

la figura sottostante riporta la sezione di calcolo.

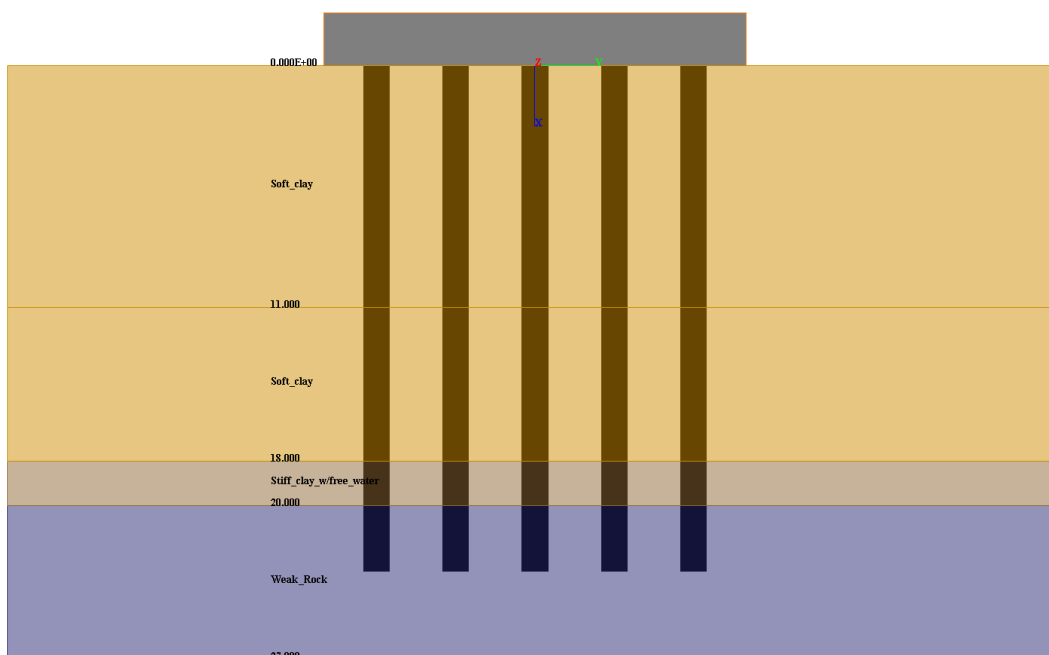


Figura 24: modello di calcolo

Nella figura sottostante vengono riportati i parametri di calcolo assegnati agli strati.

Layer	Soil Type	Depth for Top of Soil Layer (m)	Depth for Bottom of Soil Layer (m)	Properties of Layer
1	Soft Clay (Matlock)	0	11	1: Soft Clay
2	Soft Clay (Matlock)	11	18	2: Soft Clay
3	Stiff Clay with Free Water (Reese)	18	20	3: Stiff Clay with Free Water
4	Weak Rock (Reese)	20	27	4: Weak Rock

Add Row Insert Row Delete Row

1=Top, 2=Bottom	Effective Unit Weight (kN/m ³)	Undrained Cohesion, c (kN/m ²)	Strain Factor E50	Ultimate Unit Side Friction (kN/m ²)	Ultimate Unit Tip Resistance (kN/m ²)
1	19	120	0.01	48	0
2	19	120	0.01	48	0

1=Top, 2=Bottom	Effective Unit Weight (kN/m ³)	Undrained Cohesion, c (kN/m ²)	Strain Factor E50	Ultimate Unit Side Friction (kN/m ²)	Ultimate Unit Tip Resistance (kN/m ²)
1	9	120	0.01	48	0
2	9	120	0.01	48	0

1=Top, 2=Bottom	Effective Unit Weight (kN/m ³)	Undrained Cohesion, c (kN/m ²)	p-y Modulus, k (kN/m ³)	Strain Factor E50	Ultimate Unit Side Friction (kN/m ²)	Ultimate Unit Tip Resistance (kN/m ²)
1	10	270	450000	0.005	108	0
2	10	270	450000	0.005	108	0

1=Top, 2=Bottom	Effective Unit Weight (kN/m ³)	Uniaxial Compressive Strength, qu, (kN/m ²)	Initial Modulus of Rock Mass, (kN/m ²)	Strain Factor, k _m	RQD, (%)	Ultimate Unit Side Friction (kN/m ²)	Ultimate Unit Tip Resistance (kN/m ²)
1	10	40000	1750000	0.000275	20	108	12400
2	10	40000	1750000	0.000275	20	108	12400

Figura 25: parametri di calcolo

9.1.4 Sintesi dei risultati

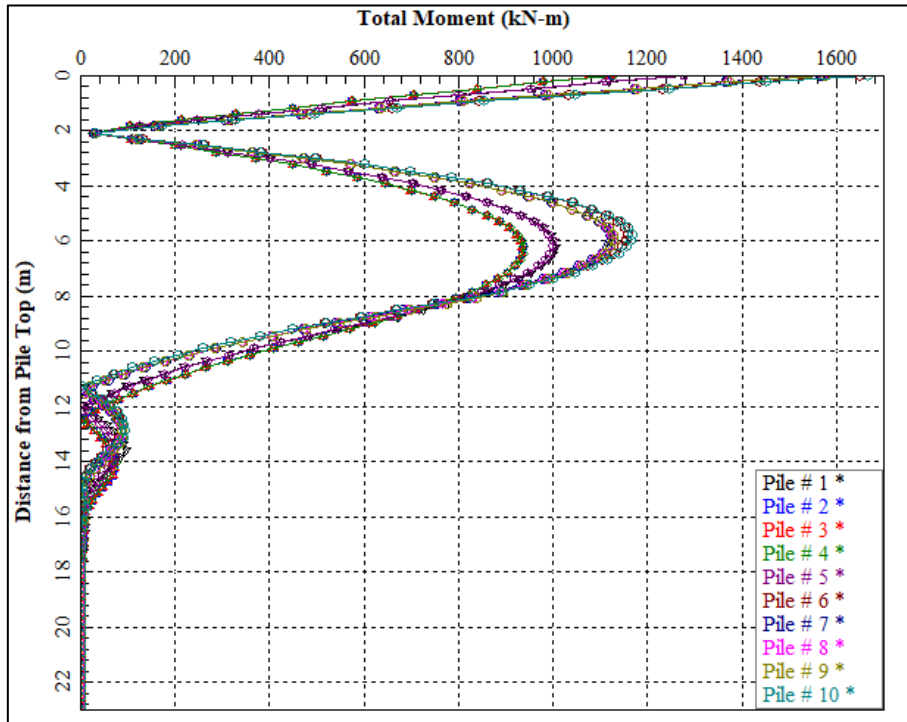


Figura 26: SLU M

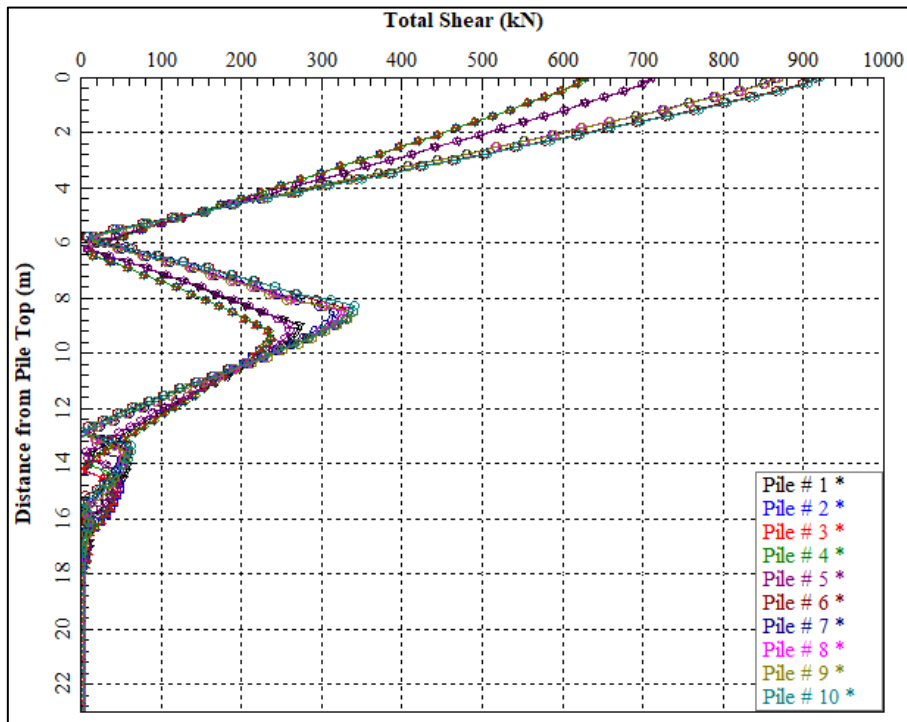


Figura 27: SLU T

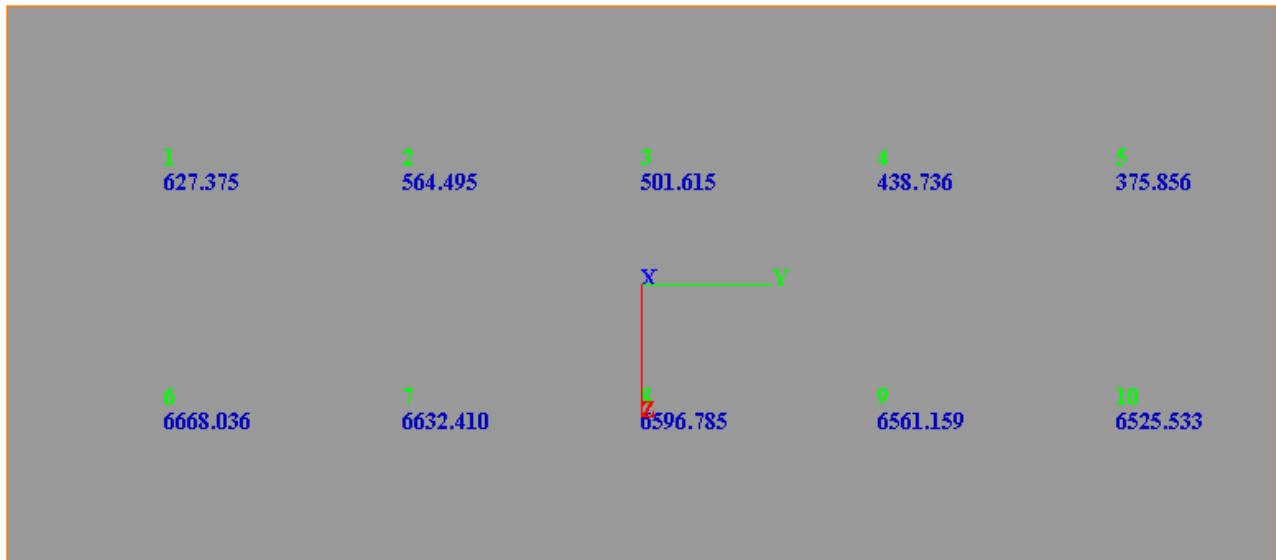


Figura 28: SLU N (kN)

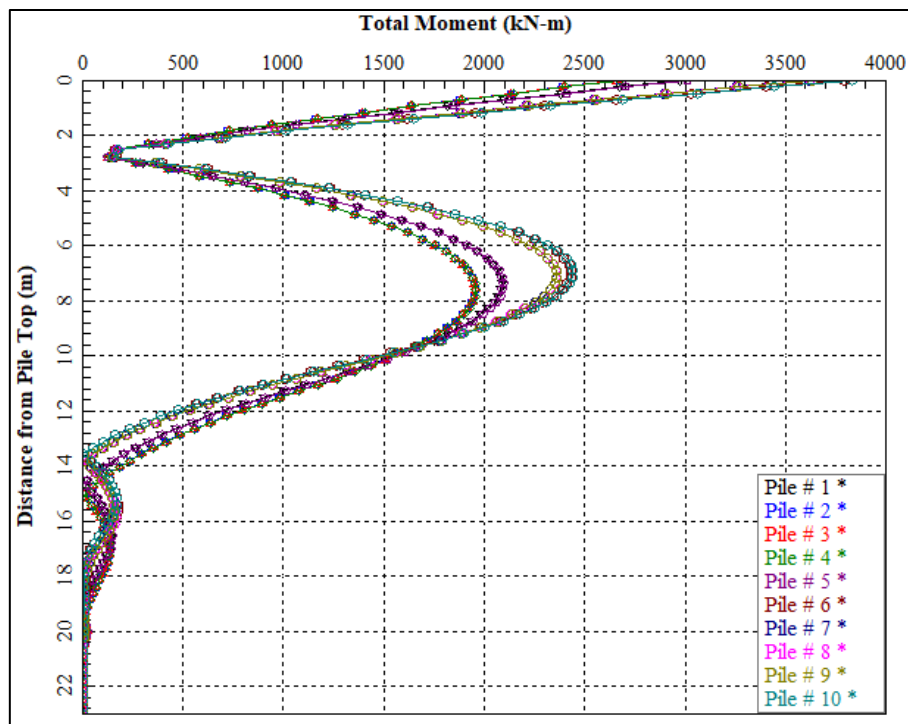


Figura 29: SLV M

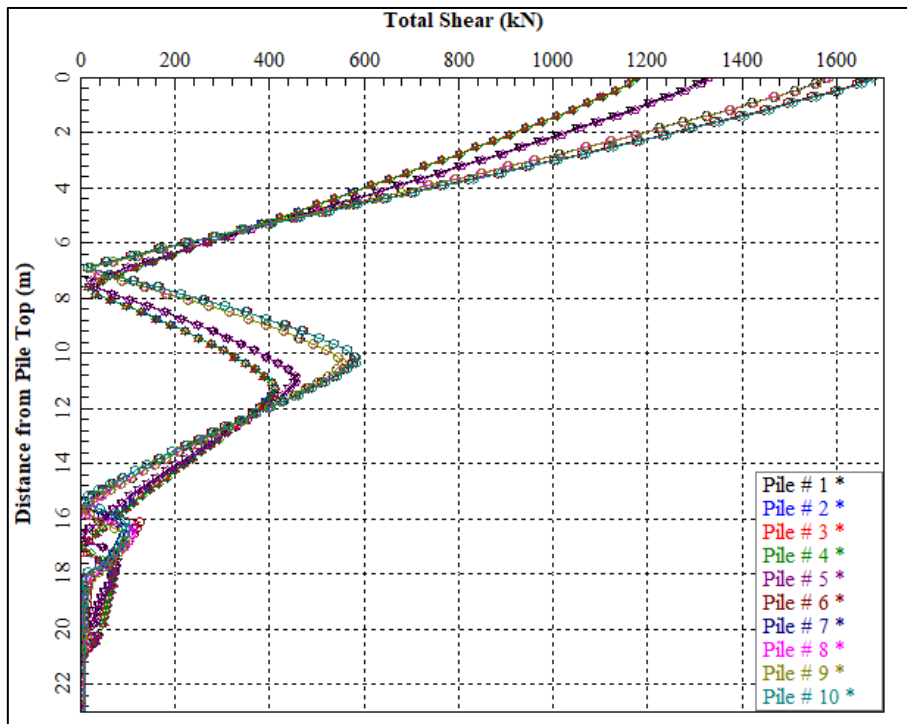


Figura 30: SLV T

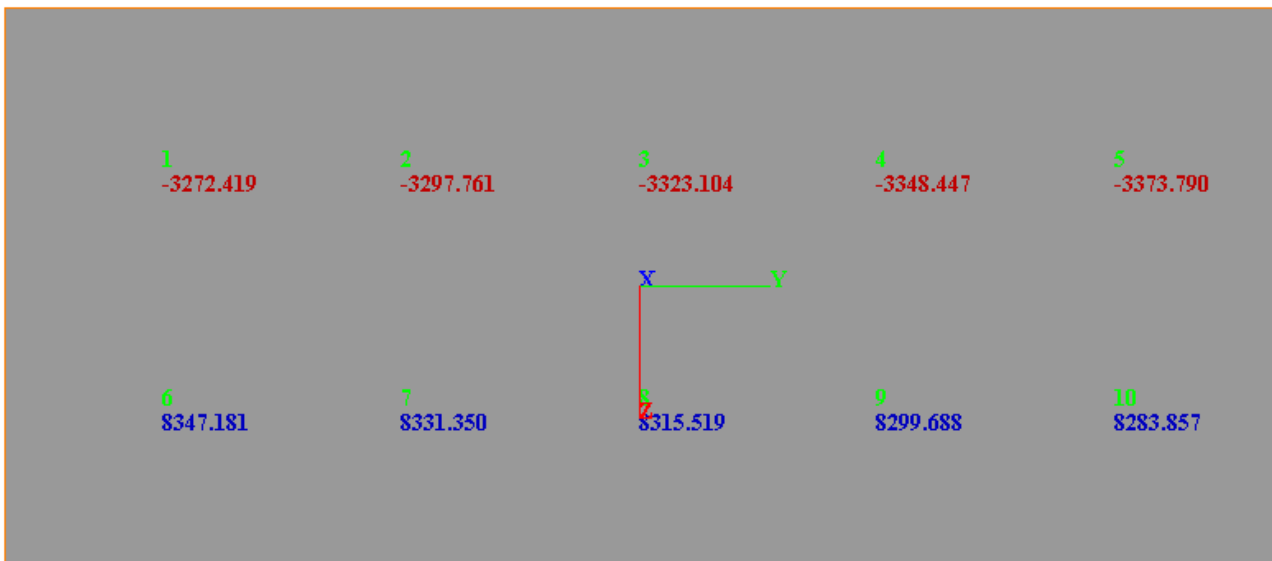


Figura 31: SLV N (kN)

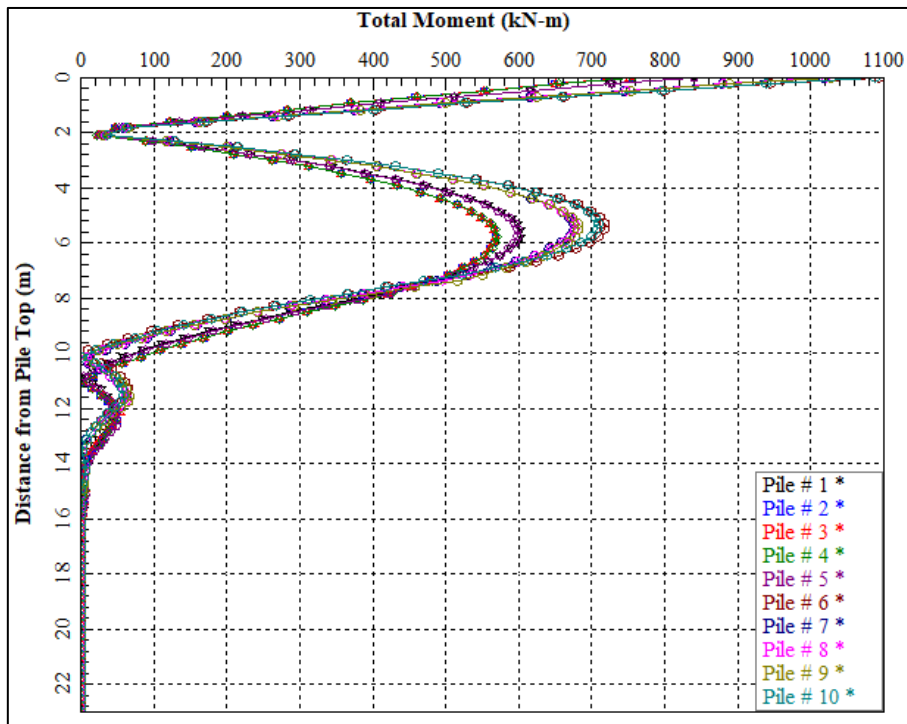


Figura 32: SLE M

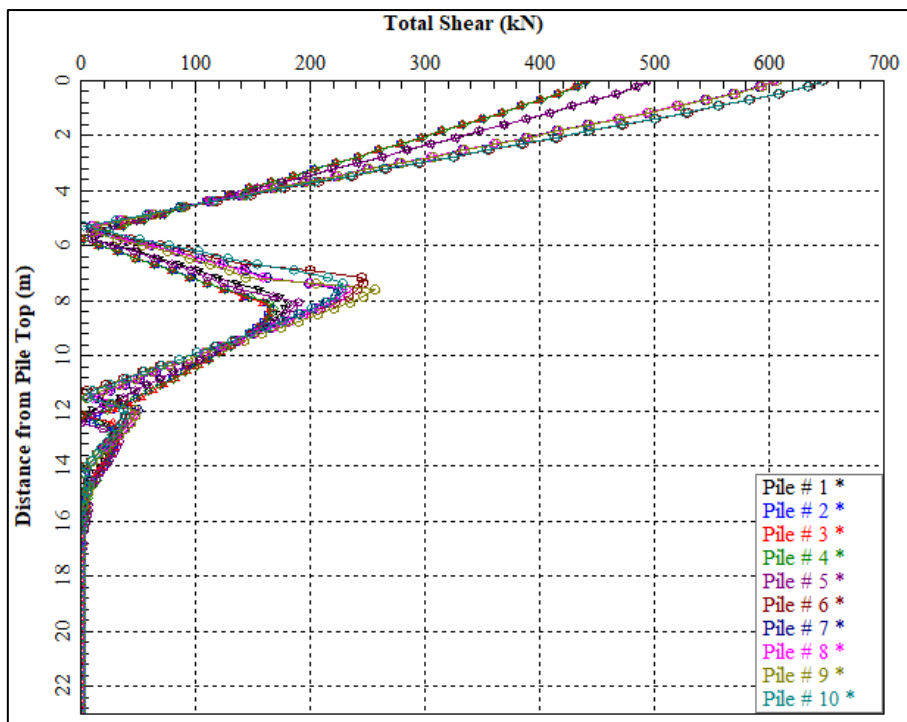


Figura 33: SLE T

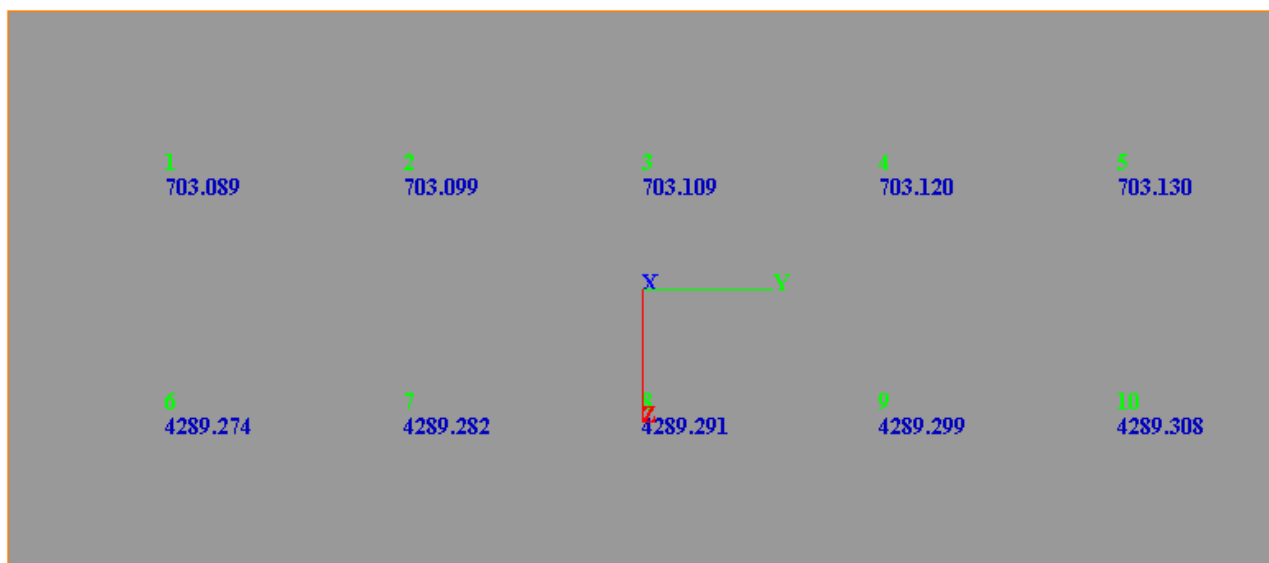


Figura 34: SLE N (kN)

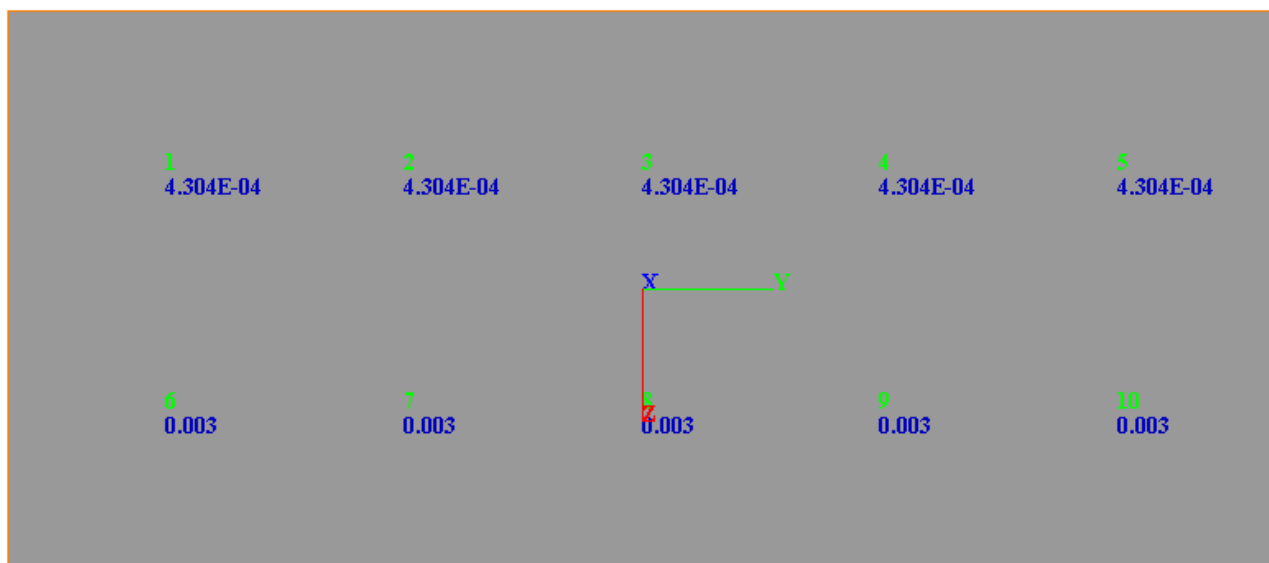


Figura 35: SLE cedimenti (m)

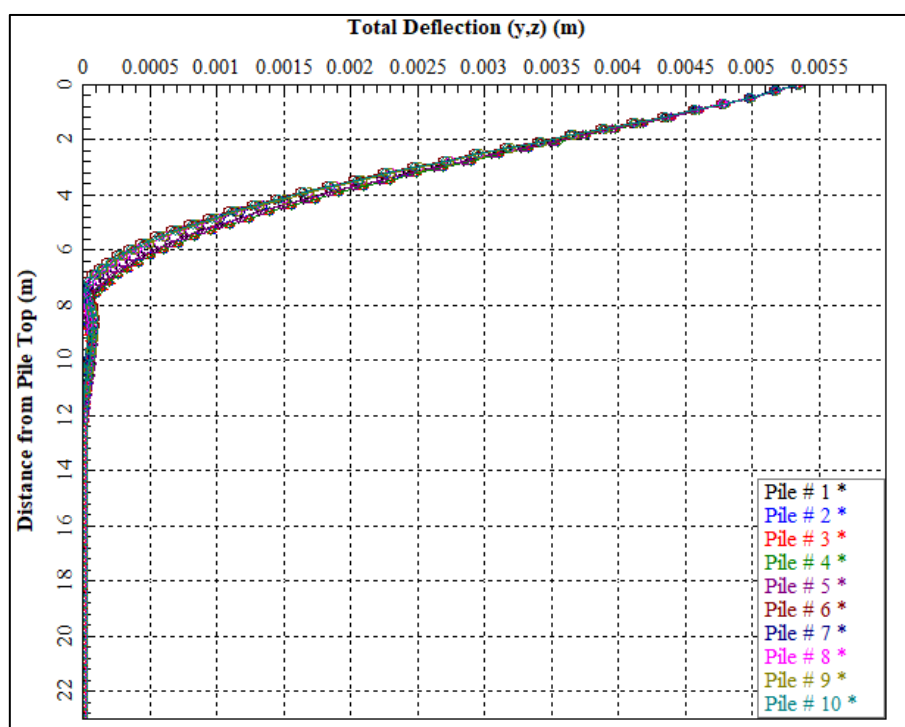


Figura 36: SLE spostamenti orizzontali

I cedimenti e gli spostamenti orizzontali dei pali sono millimetrici, sicuramente compatibili con la funzionalità dell'opera.

9.1.5 SPALLA SP2

I pali in corrispondenza della pila in oggetto presentano lunghezza pari a 23m.

la figura sottostante riporta la sezione di calcolo.

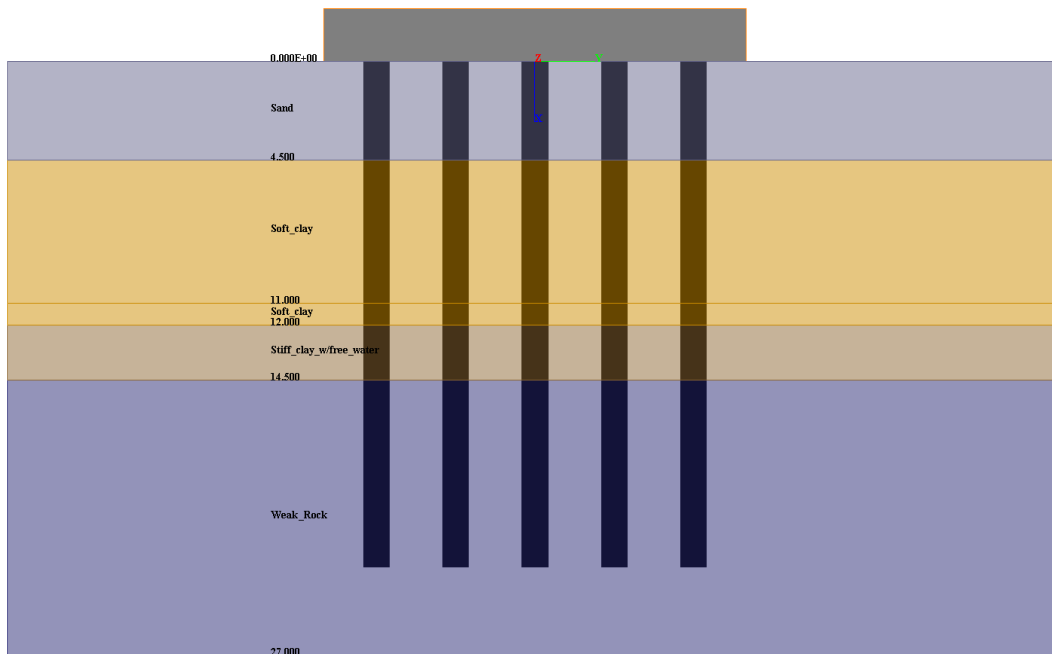


Figura 37: modello di calcolo

Nella figura sottostante vengono riportati i parametri di calcolo assegnati agli strati.

Layer	Soil Type	Depth for Top of Soil Layer (m)	Depth for Bottom of Soil Layer (m)	Properties of Layer
1	Sand (Reese)	0	4.5	1: Sand (Reese, et al.)
2	Soft Clay (Matlock)	4.5	11	2: Soft Clay
3	Soft Clay (Matlock)	11	12	3: Soft Clay
4	Stiff Clay with Free Water (Reese)	12	14.5	4: Stiff Clay with Free Water
5	Weak Rock (Reese)	14.5	27	5: Weak Rock

Add Row Insert Row Delete Row

1=Top, 2=Bottom	Effective Unit Weight (kN/m ³)	Friction Angle, (DEG.)	p-y Modulus, k (kN/m ³)	Ultimate Unit Side Friction (kN/m ²)	Ultimate Unit Tip Resistance (kN/m ²)
1	18	35	0	11.5	0
2	18	35	24400	38	0

1=Top, 2=Bottom	Effective Unit Weight (kN/m ³)	Undrained Cohesion, c (kN/m ²)	Strain Factor E50	Ultimate Unit Side Friction (kN/m ²)	Ultimate Unit Tip Resistance (kN/m ²)
1	19	120	0.01	48	0
2	19	120	0.01	48	0

1=Top, 2=Bottom	Effective Unit Weight (kN/m ³)	Undrained Cohesion, c (kN/m ²)	Strain Factor E50	Ultimate Unit Side Friction (kN/m ²)	Ultimate Unit Tip Resistance (kN/m ²)
1	9	120	0.01	48	0
2	9	120	0.01	48	0

1=Top, 2=Bottom	Effective Unit Weight (kN/m ³)	Undrained Cohesion, c (kN/m ²)	p-y Modulus, k (kN/m ³)	Strain Factor E50	Ultimate Unit Side Friction (kN/m ²)	Ultimate Unit Tip Resistance (kN/m ²)
1	10	270	450000	0.005	108	0
2	10	270	450000	0.005	108	0

1=Top, 2=Bottom	Effective Unit Weight (kN/m ³)	Undrained Cohesion, c (kN/m ²)	p-y Modulus, k (kN/m ³)	Strain Factor E50	Ultimate Unit Side Friction (kN/m ²)	Ultimate Unit Tip Resistance (kN/m ²)
1	10	270	450000	0.005	108	0
2	10	270	450000	0.005	108	0

Figura 38: parametri di calcolo

9.1.6 Sintesi dei risultati

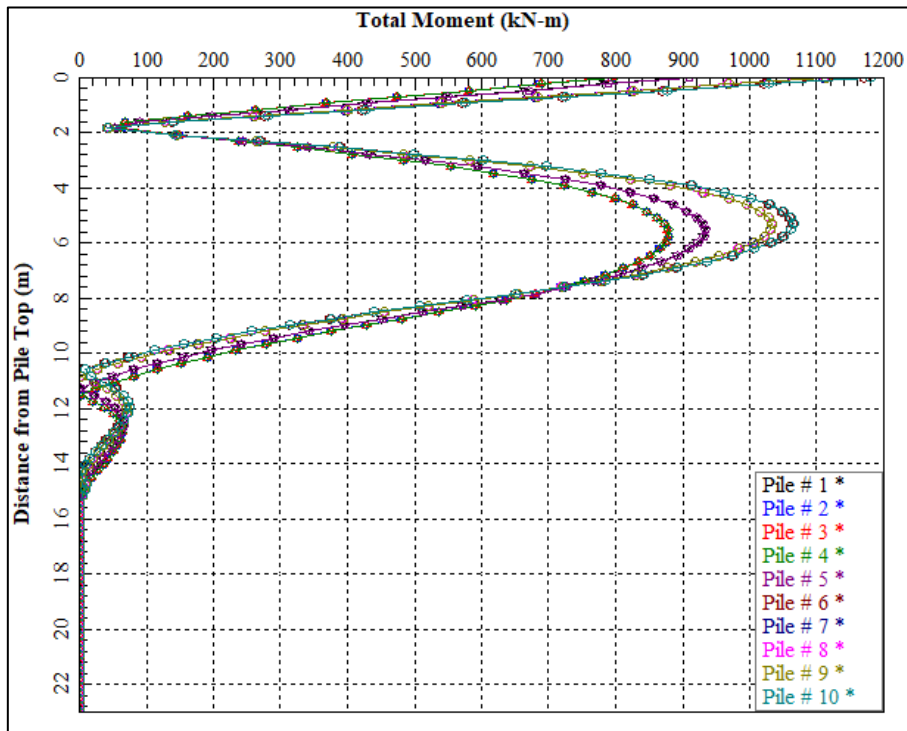


Figura 39: SLU M

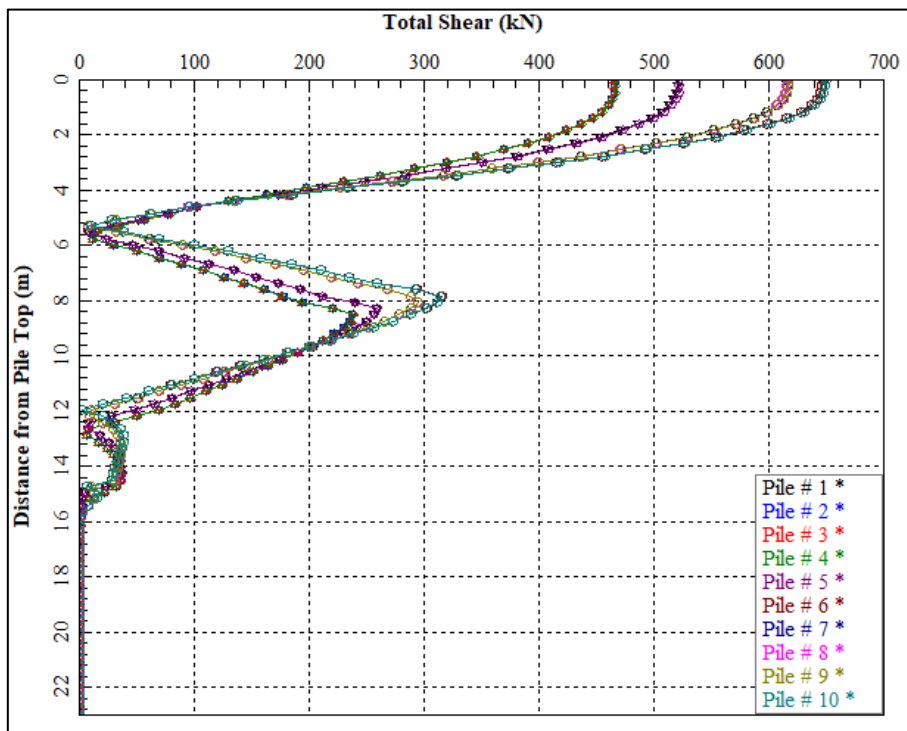


Figura 40: SLU T

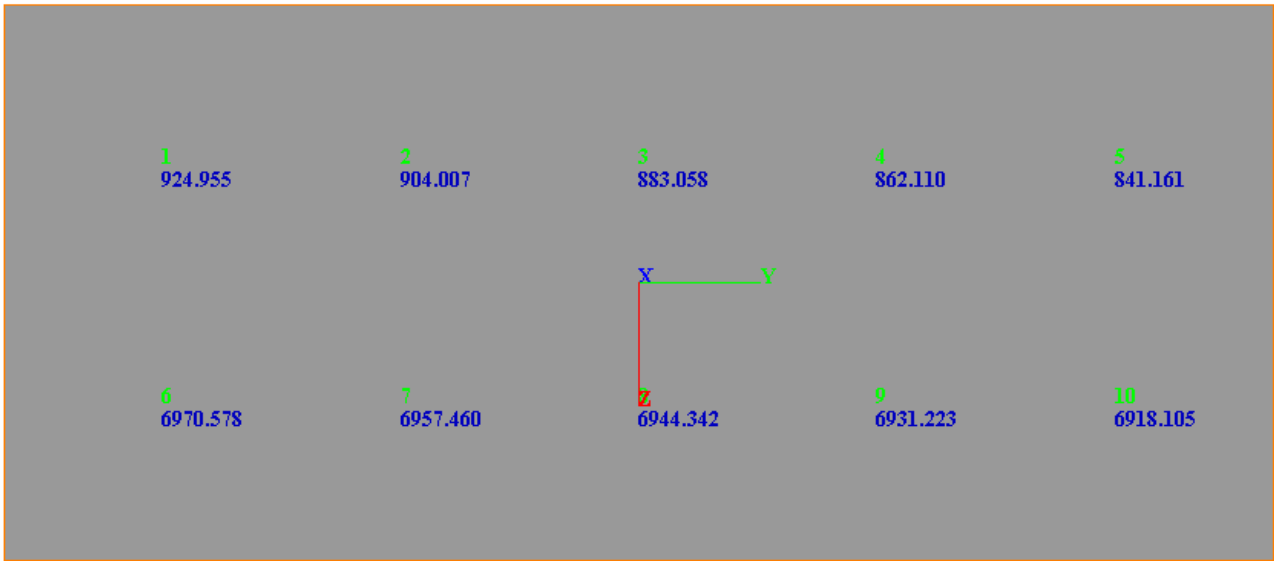


Figura 41: SLU N (kN)

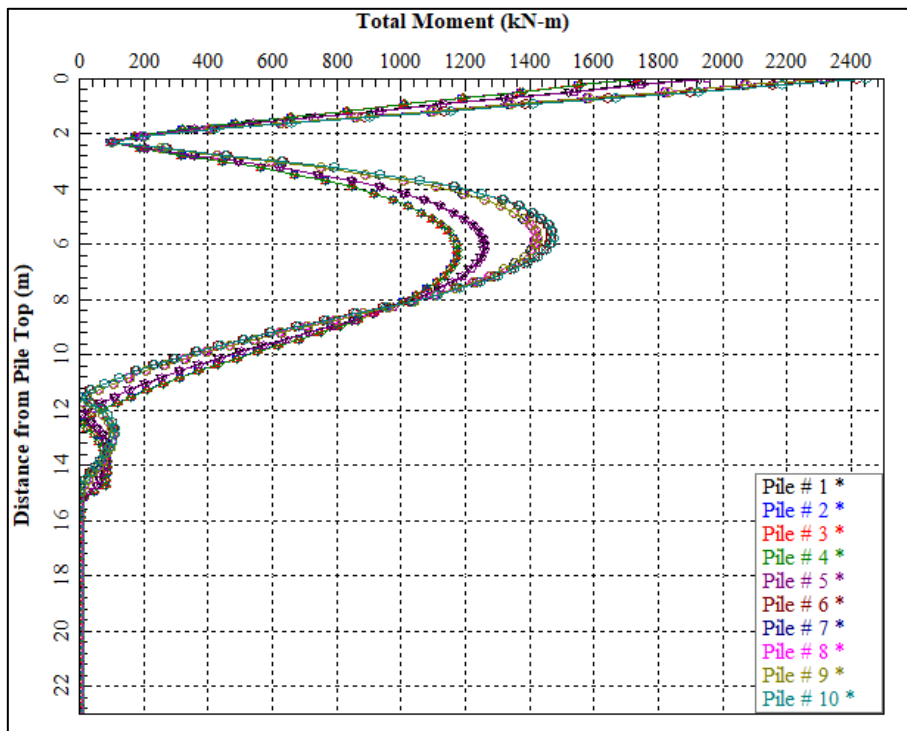


Figura 42: SLV M

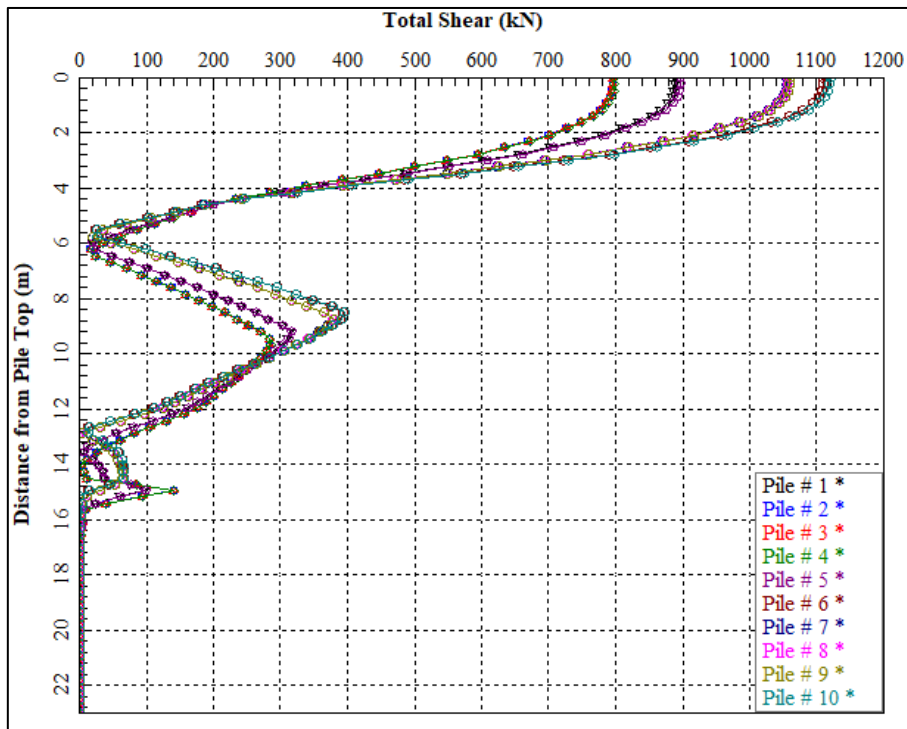


Figura 43: SLV T

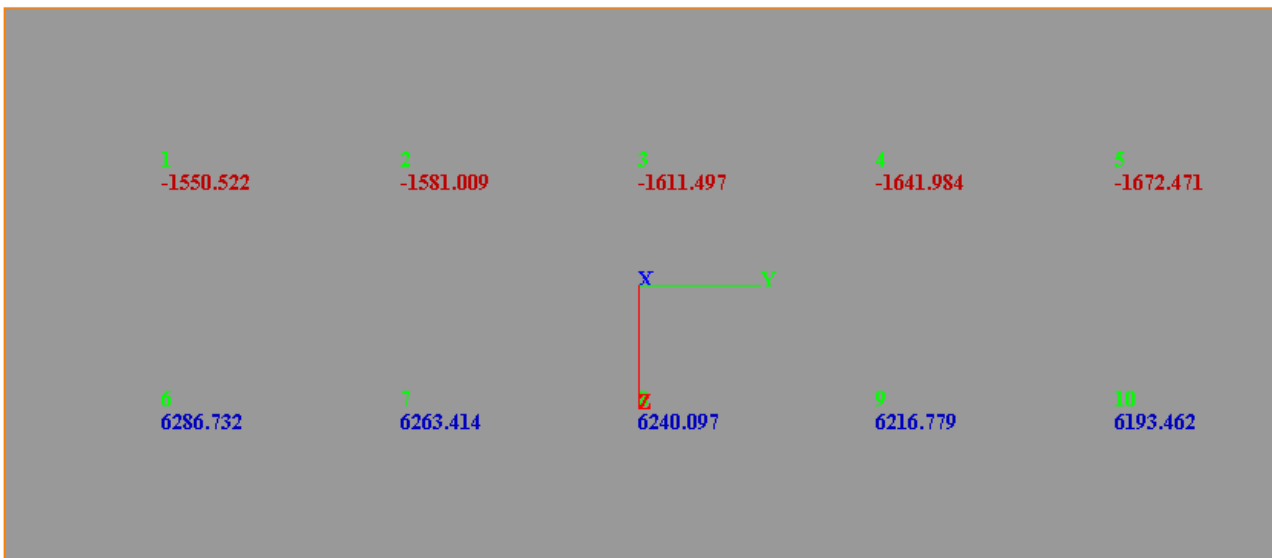


Figura 44: SLV N (kN)

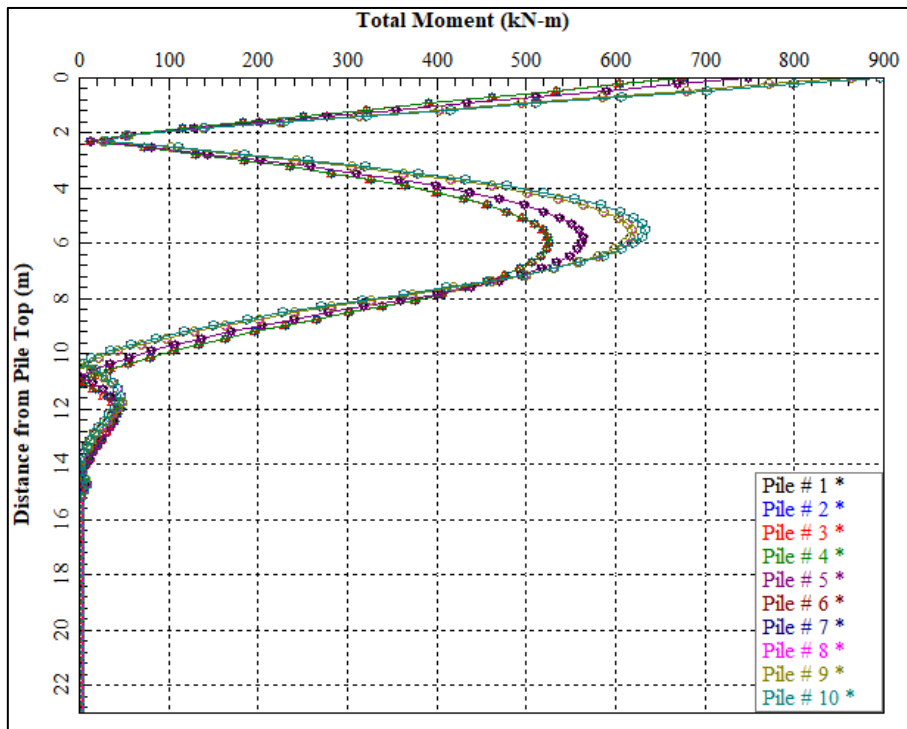


Figura 45: SLE M

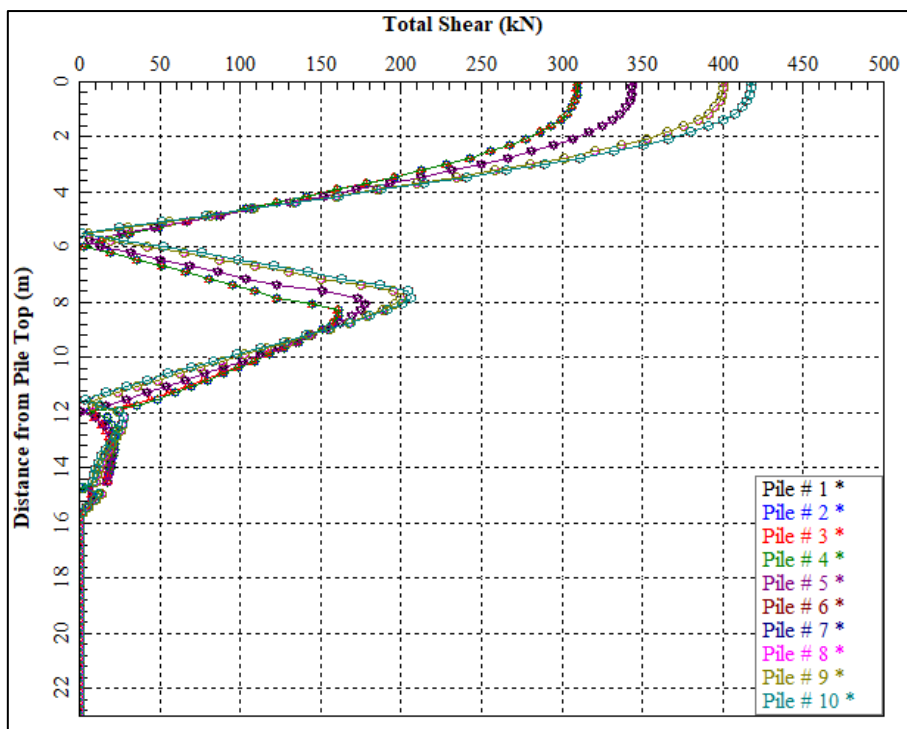


Figura 46: SLE T

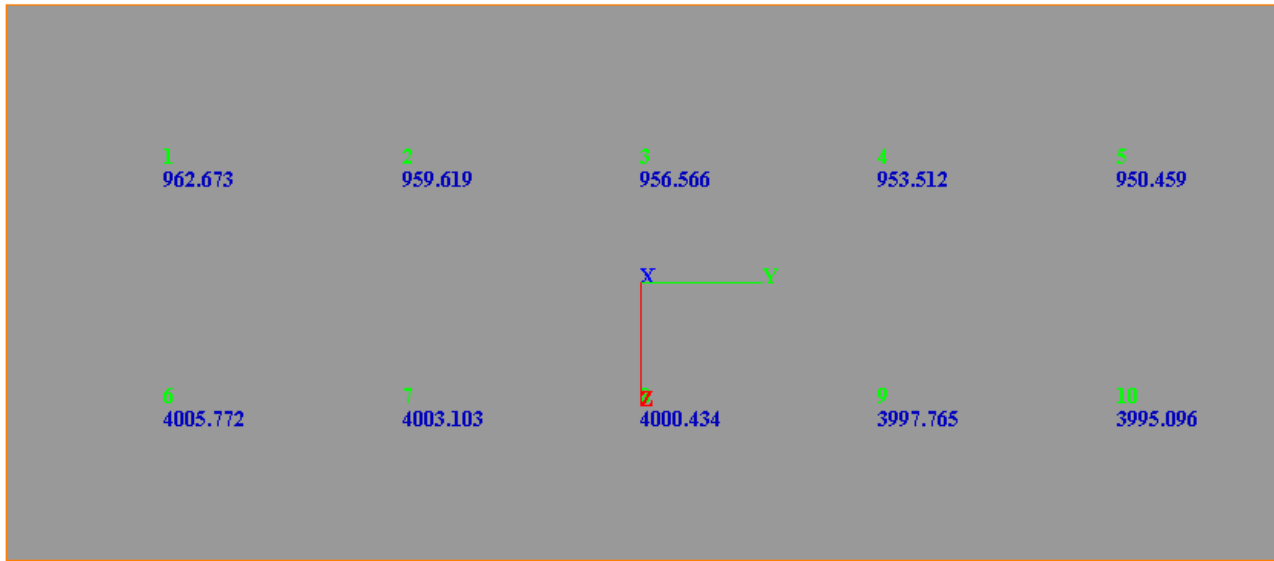


Figura 47: SLE N (kN)

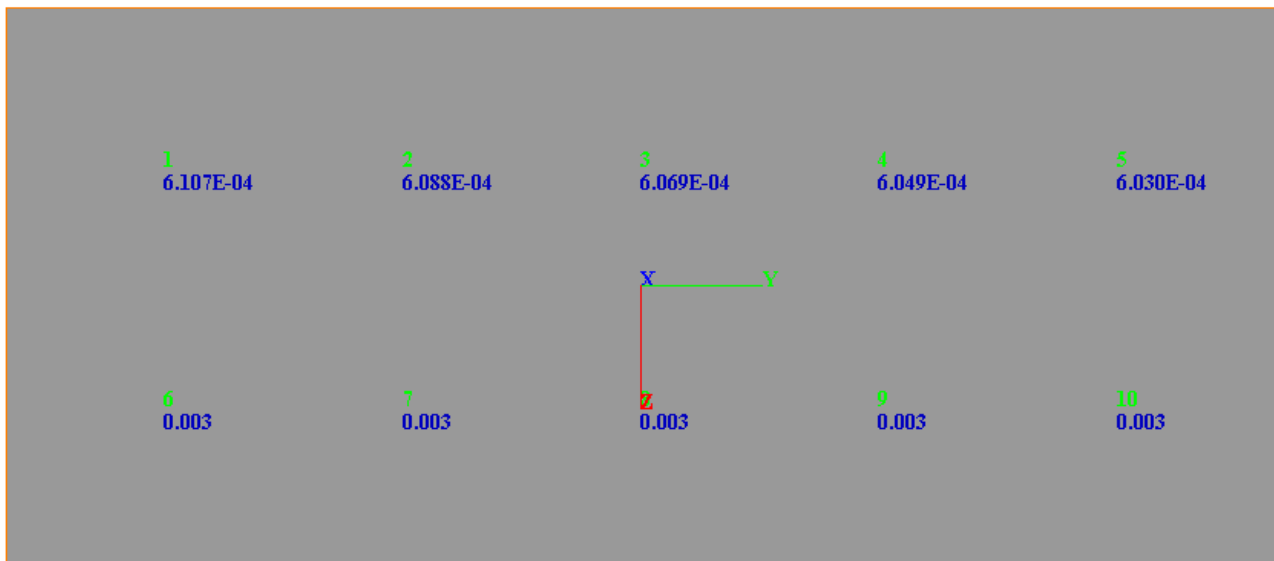


Figura 48: SLE cedimenti (m)

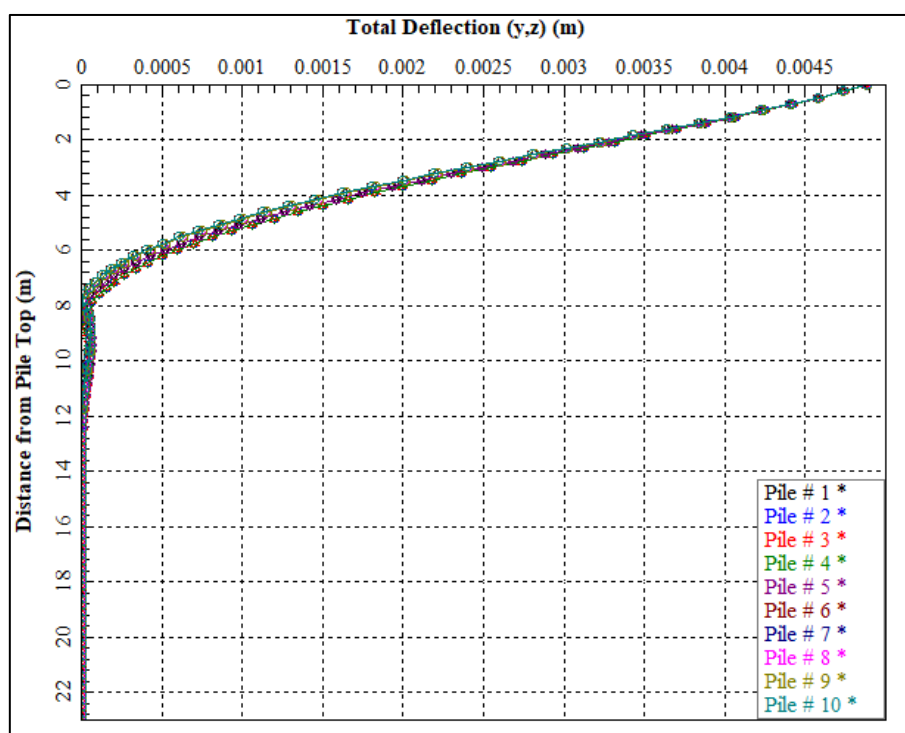


Figura 49: SLE spostamenti orizzontali

I cedimenti e gli spostamenti orizzontali dei pali sono millimetrici, sicuramente compatibili con la funzionalità dell'opera.

9.2 Verifica di capacità portante per carichi verticali

La capacità portante a compressione R_{cd} e a trazione R_{td} del palo isolato secondo l'Approccio 2 (A1+M1+R3).

9.2.1 PILA P1, P2, P3, P4, P5, P6, P7, P8 e P9

I pali presentano lunghezza pari a 18m.

Di seguito la verifica

VIADOTTO SELARGIUS EST																																														
PILE P1, P2, P3, P4, P5, P6, P7, P8 e P9. Pila di calcolo P1																																														
γ medio	(kN/mc)	19																																												
prof. falda	m	13.5																																												
strato	da	a	diametro	L tratto	σ'	φ	cu	K	α	A laterale	s	S																																		
	(m da p.c.)	(m da p.c.)	(m)	(m)	(kN/mq)	(°)	(kN/mq)			(m ²)	(kN/mq)	(kN)																																		
S			1.2	0						0.00	0.00	0.0																																		
LA	0	17	1.2	14.5	211.5		120		0.4	54.66	48.00	2623.9																																		
GSTalt	17	19.5	1.2	2.5	299.25		270		0.4	9.42	108.00	1017.9																																		
GST	19.5	20.5	1.2	1	315		490		0.4	3.77	196.00	738.9																																		
<table border="1"> <tr> <td>Profondità testa (m)</td> <td>2.5</td> <td rowspan="15"> PORTATA LATERALE (kN) = 4380.6 </td> </tr> <tr> <td>Profondità punta (m)</td> <td>20.5</td> </tr> <tr> <td>Area di base (m²)</td> <td>1.1</td> </tr> <tr> <td>Lpalo (m)</td> <td>18.0</td> </tr> <tr> <td>Angolo d'attrito r.i. (°)</td> <td>35.0</td> </tr> <tr> <td>Coesione r.i. (kPa)</td> <td>3500.0</td> </tr> <tr> <td>R.Q.D. (%)</td> <td>20</td> </tr> <tr> <td>fattore Nc</td> <td>68.1</td> </tr> <tr> <td>fattore Nq</td> <td>50.3</td> </tr> <tr> <td>fattore Ny</td> <td>51.3</td> </tr> <tr> <td>fattore di forma Sc</td> <td>1.3</td> </tr> <tr> <td>fattore di forma Sy</td> <td>0.6</td> </tr> <tr> <td>Profondità (D)</td> <td>1.0</td> </tr> <tr> <td>qult roccia intatta (kN/m²)</td> <td>310756.8</td> </tr> <tr> <td>qult a.r. (kN/m²)</td> <td>12430.27</td> </tr> <tr> <td>PORTATA DI PUNTA (kN)</td> <td>14058.3</td> </tr> <tr> <td>PESO PALO (kN)</td> <td>429.77</td> </tr> </table>												Profondità testa (m)	2.5	PORTATA LATERALE (kN) = 4380.6	Profondità punta (m)	20.5	Area di base (m ²)	1.1	Lpalo (m)	18.0	Angolo d'attrito r.i. (°)	35.0	Coesione r.i. (kPa)	3500.0	R.Q.D. (%)	20	fattore Nc	68.1	fattore Nq	50.3	fattore Ny	51.3	fattore di forma Sc	1.3	fattore di forma Sy	0.6	Profondità (D)	1.0	qult roccia intatta (kN/m ²)	310756.8	qult a.r. (kN/m ²)	12430.27	PORTATA DI PUNTA (kN)	14058.3	PESO PALO (kN)	429.77
Profondità testa (m)	2.5	PORTATA LATERALE (kN) = 4380.6																																												
Profondità punta (m)	20.5																																													
Area di base (m ²)	1.1																																													
Lpalo (m)	18.0																																													
Angolo d'attrito r.i. (°)	35.0																																													
Coesione r.i. (kPa)	3500.0																																													
R.Q.D. (%)	20																																													
fattore Nc	68.1																																													
fattore Nq	50.3																																													
fattore Ny	51.3																																													
fattore di forma Sc	1.3																																													
fattore di forma Sy	0.6																																													
Profondità (D)	1.0																																													
qult roccia intatta (kN/m ²)	310756.8																																													
qult a.r. (kN/m ²)	12430.27																																													
PORTATA DI PUNTA (kN)	14058.3																																													
PESO PALO (kN)	429.77																																													
		Laterale in compressione	Ql,k = Ql,i / 1,7	2576.8	Qlc,d = Ql,k / 1,15	2240.7																																								
		Laterale in trazione	Ql,k = Qb,i / 1,7	2576.8	Qlt,d = Ql,k / 1,25	2061.5																																								
		Base	Qb,k = Qb,i / 1,7	8269.6	Qb,d = Qb,k / 1,35	6125.6																																								
		Rcd	kN			7807.7																																								
		Rtd	kN			2491.2																																								

Figura 50: capacità portante PILA P1, P2, P3, P4, P5, P6, P7, P8 e P9

Il palo più sollecitato presenta compressione pari a 4794 kN (SLV), mentre nessun palo viene sollecitato a trazione. La verifica risulta essere soddisfatta.

9.2.2 SPALLA SP1

I pali presentano lunghezza pari a 23m.

Di seguito la verifica

VIADOTTO SELARGIUS EST																																															
SPALLA SP1																																															
γ medio	(kN/mc)	19																																													
prof. falda	m	13.5																																													
strato	da	a	diametro	L tratto	σ'	φ	cu	K	α	A laterale	s	S																																			
	(m da p.c.)	(m da p.c.)	(m)	(m)	(kN/mq)	(°)	(kN/mq)			(m ²)	(kN/mq)	(kN)																																			
S			1.2	0						0.00	0.00	0.0																																			
LA	0	20.5	1.2	18	227.25		120		0.4	67.86	48.00	3257.2																																			
GSTalt	20.5	22.5	1.2	2	328.5		270		0.4	7.54	108.00	814.3																																			
GST	22.5	25.5	1.2	3	351		490		0.4	11.31	196.00	2216.7																																			
<table border="1"> <tr> <td>Profondità testa (m)</td> <td>2.5</td> <td rowspan="15"> PORTATA LATERALE (kN) = </td> <td rowspan="15"> 6288.2 </td> </tr> <tr> <td>Profondità punta (m)</td> <td>25.5</td> </tr> <tr> <td>Area di base (m²)</td> <td>1.1</td> </tr> <tr> <td>Lpalo (m)</td> <td>23.0</td> </tr> <tr> <td>Angolo d'attrito r.i. (°)</td> <td>35.0</td> </tr> <tr> <td>Coesione r.i. (kPa)</td> <td>3500.0</td> </tr> <tr> <td>R.Q.D. (%)</td> <td>20</td> </tr> <tr> <td>fattore Nc</td> <td>68.1</td> </tr> <tr> <td>fattore Nq</td> <td>50.3</td> </tr> <tr> <td>fattore Ny</td> <td>51.3</td> </tr> <tr> <td>fattore di forma Sc</td> <td>1.3</td> </tr> <tr> <td>fattore di forma Sy</td> <td>0.6</td> </tr> <tr> <td>Profondità (D)</td> <td>1.0</td> </tr> <tr> <td>qult roccia intatta (kN/m²)</td> <td>310756.8</td> </tr> <tr> <td>qult a.r. (kN/m²)</td> <td>12430.27</td> </tr> <tr> <td>PORTATA DI PUNTA (kN)</td> <td>14058.3</td> </tr> <tr> <td>PESO PALO (kN)</td> <td>514.59</td> </tr> </table>												Profondità testa (m)	2.5	PORTATA LATERALE (kN) =	6288.2	Profondità punta (m)	25.5	Area di base (m ²)	1.1	Lpalo (m)	23.0	Angolo d'attrito r.i. (°)	35.0	Coesione r.i. (kPa)	3500.0	R.Q.D. (%)	20	fattore Nc	68.1	fattore Nq	50.3	fattore Ny	51.3	fattore di forma Sc	1.3	fattore di forma Sy	0.6	Profondità (D)	1.0	qult roccia intatta (kN/m ²)	310756.8	qult a.r. (kN/m ²)	12430.27	PORTATA DI PUNTA (kN)	14058.3	PESO PALO (kN)	514.59
Profondità testa (m)	2.5	PORTATA LATERALE (kN) =	6288.2																																												
Profondità punta (m)	25.5																																														
Area di base (m ²)	1.1																																														
Lpalo (m)	23.0																																														
Angolo d'attrito r.i. (°)	35.0																																														
Coesione r.i. (kPa)	3500.0																																														
R.Q.D. (%)	20																																														
fattore Nc	68.1																																														
fattore Nq	50.3																																														
fattore Ny	51.3																																														
fattore di forma Sc	1.3																																														
fattore di forma Sy	0.6																																														
Profondità (D)	1.0																																														
qult roccia intatta (kN/m ²)	310756.8																																														
qult a.r. (kN/m ²)	12430.27																																														
PORTATA DI PUNTA (kN)	14058.3																																														
PESO PALO (kN)	514.59																																														
				Laterale in compressione	Ql,k = Ql,i / 1,7	3698.9	Qlc,d = Ql,k / 1,15	3216.5																																							
				Laterale in trazione	Ql,k = Qb,i / 1,7	3698.9	Qlt,d = Ql,k / 1,25	2959.2																																							
				Base	Qb,k = Qb,i / 1,7	8269.6	Qb,d = Qb,k / 1,35	6125.6																																							
								Rcd	kN	8673.1																																					
								Rtd	kN	3473.8																																					

Figura 51: capacità portante SPALLA SP1

Il palo più sollecitato presenta compressione pari a 8347 kN (SLV), mentre la massima trazione risulta pari a 3374 kN (SLV).

La verifica risulta essere soddisfatta.

9.2.3 SPALL SP2

I pali presentano lunghezza pari a 23m.

Di seguito la verifica

VIADOTTO SELARGIUS EST																
SPALLA SP2																
γ medio	(kN/mc)	19														
prof. falda	m	13.5														
strato	da	a	diametro	L tratto	σ'	φ	cu	K	α	A laterale	s	S				
	(m da p.c.)	(m da p.c.)	(m)	(m)	(kN/mq)	(°)	(kN/mq)			(m ²)	(kN/mq)	(kN)				
G	0	2.5	0.2	0	23.75	39		0.6		0.00	11.53	0.0				
S	2.5	7	1.2	4.5	90.25	35		0.6		16.96	37.89	642.8				
LA	7	14.5	1.2	7.5	231.75		120		0.4	28.27	48.00	1357.2				
GStalt	14.5	17	1.2	2.5	276.75		270		0.4	9.42	108.00	1017.9				
GST	17	25.5	1.2	8.5	326.25		490		0.4	32.04	196.00	6280.7				
Profondità testa (m)											2.5	PORTATA LATERALE (kN) = 9298.5				
Profondità punta (m)											25.5					
Area di base (m ²)											1.1					
Lpalo (m)											23.0					
Angolo d'attrito r.i. (°)											35.0					
Coesione r.i. (kPa)											3500.0					
R.Q.D. (%)											20					
fattore Nc											68.1					
fattore Nq											50.3					
fattore Ny											51.3					
fattore di forma Sc											1.3					
fattore di forma Sy											0.6		Laterale in compressione $Ql,k = Ql,i / 1,7$	5469.7	$Ql,c,d = Ql,k / 1,15$	4756.3
Profondità (D)											1.0		Laterale in trazione $Ql,k = Qb,i / 1,7$	5469.7	$Ql,t,d = Ql,k / 1,25$	4375.8
qult roccia intatta (kN/m ²)											310756.8		Base $Qb,k = Qb,i / 1,7$	8269.6	$Qb,d = Qb,k / 1,35$	6125.6
qult a.r. (kN/m ²)											12430.272					
PORTATA DI PUNTA (kN)											14058.3	Rcd	kN	10212.9		
PESO PALO (kN)											514.59	Rtd	kN	4890.4		

Figura 52: capacità portante SPALLA SP2

Il palo più sollecitato presenta compressione pari a 6971 kN (SLU), mentre la massima trazione risulta pari a 1673 kN (SLV).

La verifica risulta essere soddisfatta.

9.3 Verifica di capacità portante per carichi orizzontali

La verifica di capacità portante per carichi verticali è stata calcolata secondo il metodo di Broms descritto ai paragrafi precedenti.

9.3.1 PILA P1, P2, P3, P4, P5, P6, P7, P8 e P9

I pali presentano lunghezza pari a 18m.

Per i primi 12 m di palo si prevede un'armatura longitudinale 28φ24, staffe φ10/10 e copriferro 5 cm. Il momento plastico massimo è quindi pari a 2300 kNm.

I pali sono immersi all'interno della formazione LA.

Si riporta di seguito la verifica.

Capacità portante trasversale			Rotazione in testa impedita	
M_{pl}	2300	kNm		
L/d	15.00			
$M_{pl}/c_u d^3$	11.1			
M_{max}	207852	kNm		
f_{yk}	355	MPa (N/mm ²)		
γ_{M0}	1.05	-		
W_{pl}	411.0	cm ³		
L	18	m		
e	0	m	0 se vincolato	
d	1.2	m		
c_u	120	kPa	H_{lim}	1834.4
γ	19	kN/m ³	$H_{lim}/R_3/\xi$	830.0
R_3	1.3			
ξ	1.7			

Figura 53: capacità portante laterale PILA P1, P2, P3, P4, P5, P6, P7, P8 e P9

Il taglio massimo sollecitante il palo è pari a 646 kN (SLV) \leq 830 kN.

La verifica risulta essere soddisfatta.

9.3.2 SPALLA SP1

I pali presentano lunghezza pari a 23m.

Per i primi 12 m di palo si prevede un'armatura longitudinale 40 ϕ 32, staffe ϕ 12/10 e copriferro 5 cm. Il momento plastico massimo è quindi pari a 5270 kNm.

I pali sono immersi all'interno della formazione LA.

Si riporta di seguito la verifica.

Capacità portante trasversale			Rotazione in testa impedita	
M_{pl}	5270	kNm		
L/d	19.17		palo corto	Condizione:
$M_{pl}/c_u d^3$	25.4		H_{lim_c}	27475.2
M_{max}	340692	kNm		$M_{pl} > M_{max}$
			Palo intermedio	
f_{yk}	355	MPa (N/mm ²)	H_{lim_i}	10464.8
γ_{M0}	1.05	-		
W_{pl}	411.0	cm ³	Palo lungo	
			H_{lim_l}	3391.0
L	23	m		
e	0	m	0 se vincolato	
d	1.2	m		
c_u	120	kPa	H_{lim}	3391.0
γ	19	kN/m ³		
			$H_{lim}/R_3/\xi$	1534.4
R_3	1.3			
ξ	1.7			

Figura 54: capacità portante SPALLA SP1

Il taglio massimo sollecitante il palo è pari a 1679 kN (SLV) > 1534 kN. In considerazione del momento plastico su palo non caricato assialmente la verifica non risulta soddisfatta.

È tuttavia possibile considerare l'azione assiale agente sui pali per riferirsi al momento plastico caratteristico di ciascun elemento strutturale in questione. Tale valore può essere perciò aggiornato considerando la massima trazione per i pali in trazione, e la minima compressione per i pali compressi. Il momento plastico che si ottiene vale rispettivamente 4845 kN e 5993 kN. In considerazione di questi valori, la verifica di capacità portante laterale viene aggiornata come in seguito.

Capacità portante trasversale			Rotazione in testa impedita	
M_{pl}	4845	kNm		
L/d	19.17		palo corto	Condizione: $M_{pl} > M_{max}$
$M_{pl}/c_u d^3$	23.4		H_{lim_c}	27475.2
M_{max}	340692	kNm		
			Palo intermedio	
f_{yk}	355	MPa (N/mm ²)	H_{lim_i}	10438.9
γ_{M0}	1.05	-		
W_{pl}	411.0	cm ³	Palo lungo	
			H_{lim_l}	3195.2
L	23	m		
e	0	m	0 se vincolato	
d	1.2	m		
c_u	120	kPa	H_{lim}	3195.2
γ	19	kN/m ³		
			$H_{lim}/R_3/\xi$	1445.8
R_3	1.3			
ξ	1.7			

Figura 55: capacità portante SPALLA SP1, pali in trazione

Capacità portante trasversale			Rotazione in testa impedita	
M_{pl}	5993	kNm		
L/d	19.17		palo corto	Condizione: $M_{pl} > M_{max}$
$M_{pl}/c_u d^3$	28.9		H_{lim_c}	27475.2
M_{max}	340692	kNm		
			Palo intermedio	
f_{yk}	355	MPa (N/mm ²)	H_{lim_i}	10508.8
γ_{M0}	1.05	-		
W_{pl}	411.0	cm ³	Palo lungo	
			H_{lim_l}	3709.5
L	23	m		
e	0	m	0 se vincolato	
d	1.2	m		
c_u	120	kPa	H_{lim}	3709.5
γ	19	kN/m ³		
			$H_{lim}/R_3/\xi$	1678.5
R_3	1.3			
ξ	1.7			

Figura 56: capacità portante SPALLA SP1, pali in compressione

A queste condizioni, essendo il taglio massimo per i pali in trazione pari a 1332 kN e per i pali in compressione pari a 1679 kN, la verifica risulta essere soddisfatta.

9.3.3 SPALLA SP2

I pali presentano lunghezza pari a 23m.

Per i primi 12 m di palo si prevede un'armatura longitudinale $40\phi 32$, staffe $\phi 12/10$ e copriferro 5 cm. Il momento plastico massimo è quindi pari a 5270 kNm.

I pali sono immersi per i primi metri all'interno della formazione S, caratterizzata da una capacità portante laterale inferiore.

Si riporta di seguito la verifica.

Capacità portante trasversale			Rotazione in testa impedita	
M_{pl}	5 270.0	kNm		
L/d	19.17		palo corto	Condizione:
$M_{pl}/k_p \gamma d^4$	36.2		H_{lim_c}	66761.9
M_{max}	1023682	kNm		$M_{pl} > M_{max}$
			Palo intermedio	
L	23	m	H_{lim_i}	22483.1
e	0	m		
		0 se vincolato	Palo lungo	
d	1.2	m	H_{lim_l}	3160.7
φ	35	°		
γ	19	kN/m ³		
k_p	3.69	-	H_{lim}	3161
R_3	1.3			
ξ_3	1.7		$H_{lim}/R_3/\xi$	1430

Figura 57: capacità portante SPALLA SP2

Il taglio massimo sollecitante il palo è pari a 1122 kN (SLV) ≤ 1430 kN.

La verifica risulta essere soddisfatta.

9.4 Cedimento gruppo di pali per carichi verticali

9.4.1 PILA P1, P2, P3, P4, P5, P6, P7, P8 e P9

Applicando le formule riportate al §7.4.4 e con riferimento, a favore di sicurezza, al cedimento massimo del plinto calcolato in condizioni SLE pari a 0.00213m, si ottiene:

$$R=0.89$$

$$R_G=0.337$$

$$E_G=1.349$$

Il cedimento del gruppo di pali può quindi essere stimato in $s_G=1.349 \times 0.00213\text{m}=0.00287\text{m}$.

9.4.2 SPALLA SP1

Applicando le formule riportate al §7.4.4 e con riferimento, a favore di sicurezza, al cedimento massimo del plinto calcolato in condizioni SLE pari a 0.00173m, si ottiene:

$$R=1.25$$

$$R_G=0.214$$

$$E_G=2.143$$

Il cedimento del gruppo di pali può quindi essere stimato in $s_G=2.143 \times 0.00173\text{m}=0.00371\text{m}$.

9.4.3 SPALLA SP2

Applicando le formule riportate al §7.4.4 e con riferimento, a favore di sicurezza, al cedimento massimo del plinto calcolato in condizioni SLE pari a 0.00170m, si ottiene:

$$R=1.25$$

$$R_G=0.214$$

$$E_G=2.143$$

Il cedimento del gruppo di pali può quindi essere stimato in $s_G=2.143 \times 0.00170\text{m}=0.00364\text{m}$.

9.5 Verifiche strutturali dei pali

Nel presente capitolo vengono riportate le verifiche a presso / tenso flessione e taglio degli involucri delle sollecitazioni SLU e SLV, nonché le verifiche a fessurazione delle sezioni in condizioni SLE quasi permanenti.

9.5.1 PILA P1, P2, P3, P4, P5, P6, P7, P8 e P9 – tratto superiore

Le armature sono costituite da n. 28Ø24. La verifica a taglio è condotta a favore di sicurezza con riferimento a staffe spirroidali Ø10/10. Il copriferro di calcolo delle barre longitudinali è pari a 6cm.

Verifica SLU e SLV a presso-flessione

Unità di misura daN, cm

Primo limite deformativo del cls -.002

Secondo limite deformativo del cls -.0035

Limite deformativo dell'acciaio .01

Molt. gamma c in compressione semplice 1.25

Materiali per i poligoni

n°	tipo	Nome	Dati
1	Par.Rett.	Calcestruzzo	fcd=-141.1 ec1=-0.002 ec2=-0.0035

Materiali per le armature

n°	tipo	Nome	Dati
1	Lin.Rett.	Armature	Es=2100000 fyd=3913.0434782609

Conglomerati di cls

Poligono 1 (pieno)

fcd -141.1 daN/cm²

fctd 0 daN/cm²

Ec 140000 daN/cm²

Materiale : Calcestruzzo

deformazione iniziale impressa:

Tetha X = 0

Tetha Y = 0

Epsilon(0,0)= 0

Combinazioni di carico:

comb	Mx	My	N	Tx	Ty	Mt
Mmax_SLV	9750000	0	-479400	0	0	0
Nmin_SLV	7440000	0	-70600	0	0	0

Verifica di stato limite ultimo nella nella famiglia Combinazioni

Comb.	Mx(daN*cm)	My(daN*cm)	N(daN)	CS,Ncost	CS,Mx/My cost
1	9750000	0	-479400	3.393>1	2.702>1
2	7440000	0	-70600	3.309>1	4.049>1

Verifica SLU e SLV a taglio

Taglio		(metodo Clarke e Birjandi, 1993: § 7.9.5.2.2 NTC08, formula (7.9.11))	
D	1.2	m	
$\Phi_{\text{barre trasversali}}$	10	mm	
s	10	mm	
cf	50	mm	copriferro
α	90	°	angolo armatura trasversale e asse longitudinale palo (90°)
N_{ed}	4794	kN	positivo se di compressione
V_{ed}	646	kN	
A_{sl}	12667	mm ²	
A_{sw}	157	mm ²	
r	600	mm	
r_s	550	mm	
α	0.623	rad	
A_{tot}	1130973	mm ²	
A	960410	mm ²	
b	1011	mm	
h	1119	mm	
d	950	mm	
γ_c	1.5	-	
σ_{cp}	4.24	kPa	
ρ_l	1.32	%	
k	1.46	-	
v_{min}	0.31	-	
α_c	1.00	-	

FS			
V_{Rd}	1149.77	kN	1.78
V_{Rsd}	5256.12	kN	8.14
V_{Rcd}	3062.22	kN	4.74

Senza armatura

cot θ	1
--------------	---

Figura 58: verifica al taglio PILA P1, P2, P3, P4, P5, P6, P7, P8 e P9- combinazione con taglio massimo

Verifica SLE a fessurazione e tensioni ammissibili

Unità di misura daN, cm

Primo limite deformativo del cls -.002

Secondo limite deformativo del cls -.0035

Limite deformativo dell'acciaio .01

Molt. gamma c in compressione semplice 1.25

Materiali per i poligoni

n°	tipo	Nome	Dati
1	Par.Rett.	Calcestruzzo	fcd=-141.1 ec1=-0.002 ec2=-0.0035
2	Lineare	Calcestruzzo lineare SLE	Ec=140000

Materiali per le armature

n°	tipo	Nome	Dati
1	Lin.Rett.	Armature	Es=2100000 fyd=3913.0434782609

Conglomerati di cls

Poligono 1 (pieno)

fctd 0 daN/cm²

Ec 140000 daN/cm²

Materiale : Calcestruzzo lineare SLE

deformazione iniziale impressa:

Tetha X = 0

Tetha Y = 0

Epsilon(0,0)= 0

Combinazioni di carico:

comb	Mx	My	N	Tx	Ty	Mt
Mmax_SLE	570000	0	-316000	0	0	0
Nmin_SLE	310000	0	-291700	0	0	0

Valutazione delle tensioni nella famiglia Combinazioni

Comb.	Mx(daN*cm)	My(daN*cm)	N(daN)	sc,max(daN/cm ²)	sf,max(daN/cm ²)	sp,min(daN/cm ²)	sp,max(daN/cm ²)
1	570000	0	-316000	-26.7	-324.9	0.0	0.0
2	310000	0	-291700	-23.6	-313.4	0.0	0.0

Le tensioni massime risultano accettabili.

Verifiche a fessurazione

Sollecitazioni riferite al baricentro

Mx(daN*cm)	My(daN*cm)	N(daN)	sc,max(daN/cm ²)	sc,min(daN/cm ²)	sf,max(daN/cm ²)	sf,min(daN/cm ²)	sp,max(daN/cm ²)	sp,min(daN/cm ²)
570000	0	-316000	-21.3	-26.7	-324.9	-395.9	0.0	0.0
310000	0	-291700	-20.7	-23.6	-313.4	-352.0	0.0	0.0

La sezione risulta interamente compressa, e pertanto non fessurata.

9.5.2 PILA P1, P2, P3, P4, P5, P6, P7, P8 e P9 – tratto inferiore

Le armature sono costituite da n. 28Ø24. La verifica a taglio è condotta a favore di sicurezza con riferimento a staffe spiriodali Ø10/20. Il copriferro di calcolo delle barre longitudinali è pari a 6cm.

Essendoci differenze tra il tratto superiore e quello inferiore unicamente per l'armatura al taglio, l'unica verifica aggiuntiva presentata riguarda la resistenza al taglio della nuova sezione, in quanto le sollecitazioni di momento sul palo sono molto inferiori oltre i 12m di profondità.

Verifica SLU e SLV a taglio

Taglio		(metodo Clarke e Birjandi, 1993: § 7.9.5.2.2 NTC08, formula (7.9.11))	
D	1.2	m	
$\Phi_{\text{barre trasversali}}$	10	mm	
s	20	mm	
cf	50	mm	copriferro
α	90	°	angolo armatura trasversale e asse longitudinale palo (90°)
N_{ed}	4794	kN	positivo se di compressione
V_{ed}	40	kN	
A_{sl}	12667	mm ²	
A_{sw}	157	mm ²	
r	600	mm	
r_s	550	mm	
α	0.623	rad	
A_{tot}	1130973	mm ²	
A	960410	mm ²	
b	1011	mm	
h	1119	mm	
d	950	mm	
γ_c	1.5	-	
σ_{cp}	4.24	kPa	
ρ_l	1.32	%	
k	1.46	-	
v_{min}	0.31	-	
α_c	1.00	-	

FS			
V_{Rd}	1149.77	kN	28.74
V_{Rsd}	3022.27	kN	75.56
V_{Rcd}	3032.56	kN	75.81

Senza armatura

cot θ	1.15
--------------	------

Figura 59: verifica al taglio PILA P1, P2, P3, P4, P5, P6, P7, P8 e P9- combinazione con taglio massimo

9.5.3 SPALLA SP1

Le armature sono costituite da n. 40Ø32. La verifica a taglio è condotta a favore di sicurezza con riferimento a staffe spiriodali Ø12/10. Il copriferro di calcolo delle barre longitudinali è pari a 6cm.

Verifica SLU e SLV a presso-flessione

Unità di misura daN, cm

Primo limite deformativo del cls -.002

Secondo limite deformativo del cls -.0035

Limite deformativo dell'acciaio .01

Molt. gamma c in compressione semplice 1.25

Materiali per i poligoni

n°	tipo	Nome	Dati
1	Par.Rett.	Calcestruzzo	fcd=-141.1 ec1=-0.002 ec2=-0.0035

Materiali per le armature

n°	tipo	Nome	Dati
1	Lin.Rett.	Armature	Es=2100000 fyd=3913.0434782609

Conglomerati di cls

Poligono 1 (pieno)

fcd -141.1 daN/cm²

fctd 0 daN/cm²

Ec 140000 daN/cm²

Materiale : Calcestruzzo

deformazione iniziale impressa:

Tetha X = 0

Tetha Y = 0

Epsilon(0,0)= 0

Combinazioni di carico:

comb	Mx	My	N	Tx	Ty	Mt
Mmax_SLV	38380000	0	-828400	0	0	0
Nmax_SLV	38060000	0	-834700	0	0	0
Nmin_SLV	30150000	0	337400	0	0	0

Verifica di stato limite ultimo nella nella famiglia Combinazioni

Comb.	Mx(daN*cm)	My(daN*cm)	N(daN)	CS,Ncost	CS,Mx/My cost
1	38380000	0	-828400	1.405>1	1.303>1
2	38060000	0	-834700	1.414>1	1.309>1
3	30150000	0	337400	1.302>1	1.218>1

Verifica SLU e SLV a taglio

Taglio		(metodo Clarke e Birjandi, 1993: § 7.9.5.2.2 NTC08, formula (7.9.11))	
D	1.2	m	
$\Phi_{\text{barre trasversali}}$	12	mm	
s	10	mm	
cf	50	mm	copriferro
α	90	°	angolo armatura trasversale e asse longitudinale palo (90°)
N_{ed}	8284	kN	positivo se di compressione
V_{ed}	1679	kN	
A_{sl}	32170	mm ²	
A_{sw}	226	mm ²	
r	600	mm	
r_s	550	mm	
α	0.623	rad	
A_{tot}	1130973	mm ²	
A	960410	mm ²	
b	1011	mm	
h	1119	mm	
d	950	mm	
γ_c	1.5	-	
σ_{cp}	7.32	kPa	
ρ_l	3.35	%	
k	1.46	-	
v_{min}	0.31	-	
α_c	1.00	-	

FS			
V_{Rd}	1790.75	kN	1.07
V_{Rsd}	7568.81	kN	4.51
V_{Rcd}	3062.89	kN	1.82

Senza armatura

cot θ	1
--------------	---

Figura 60: verifica al taglio SPALLA SP1 - combinazione con taglio massimo

Verifica SLE a fessurazione e tensioni ammissibili

Unità di misura daN, cm

Primo limite deformativo del cls -.002

Secondo limite deformativo del cls -.0035

Limite deformativo dell'acciaio .01

Molt. gamma c in compressione semplice 1.25

Materiali per i poligoni

n°	tipo	Nome	Dati
1	Par.Rett.	Calcestruzzo	fcd=-141.1 ec1=-0.002 ec2=-0.0035
2	Lineare	Calcestruzzo lineare SLE	Ec=140000

Materiali per le armature

n°	tipo	Nome	Dati
1	Lin.Rett.	Armature	Es=2100000 fyd=3913.0434782609

Conglomerati di cls

Poligono 1 (pieno)

fctd 0 daN/cm²

Ec 140000 daN/cm²

Materiale : Calcestruzzo lineare SLE

deformazione iniziale impressa:

Tetha X = 0

Tetha Y = 0

Epsilon(0,0)= 0

Combinazioni di carico:

comb	Mx	My	N	Tx	Ty	Mt
Mmax_SLE	10950000	0	-428900	0	0	0
Nmin_SLE	8420000	0	-70300	0	0	0

Valutazione delle tensioni nella famiglia Combinazioni

Comb.	Mx(daN*cm)	My(daN*cm)	N(daN)	sc,max(daN/cm ²)	sf,max(daN/cm ²)	sp,min(daN/cm ²)	sp,max(daN/cm ²)
1	10950000	0	-428900	-69.0	173.5	0.0	0.0
2	8420000	0	-70300	-45.1	725.4	0.0	0.0

Le tensioni massime risultano accettabili.

Verifiche a fessurazione

Sollecitazioni riferite al baricentro

Mx	My	N	Es/Ec	Wm(mm)	Wk(mm)	Sm(mm)	Epsilon	fctd	K1	K2	Beta1	Beta2
10950000	0	-428900	15	0	0	0	0.0000E00	15	0.4	0.125	1	0.8
8420000	0	-70300	15	0.0394	0.0669	248	2.7004E-03	15	0.4	0.125	1	0.8

I valori di fessurazione risultano accettabili rispetto al limite imposto di $W_k = 0.200$ mm.

9.5.4 SPALLA SP1 – tratto inferiore

Le armature sono costituite da n. 28Ø24. La verifica a taglio è condotta a favore di sicurezza con riferimento a staffe spirroidali Ø10/10. Il copriferro di calcolo delle barre longitudinali è pari a 6cm.

Verifica SLU e SLV a presso-flessione

Unità di misura daN, cm

Primo limite deformativo del cls -.002

Secondo limite deformativo del cls -.0035

Limite deformativo dell'acciaio .01

Molt. gamma c in compressione semplice 1.25

Materiali per i poligoni

n°	tipo	Nome	Dati
1	Par.Rett.	Calcestruzzo	fcd=-141.1 ec1=-0.002 ec2=-0.0035

Materiali per le armature

n°	tipo	Nome	Dati
1	Lin.Rett.	Armature	Es=2100000 fyd=3913.0434782609

Conglomerati di cls

Poligono 1 (pieno)

fcd -141.1 daN/cm²

fctd 0 daN/cm²

Ec 140000 daN/cm²

Materiale : Calcestruzzo

deformazione iniziale impressa:

Tetha X = 0

Tetha Y = 0

Epsilon(0,0)= 0

Combinazioni di carico:

comb	Mx	My	N	Tx	Ty	Mt
Mmax_SLV	7990000	0	334900	0	0	0
Nmax_SLV	4610000	0	-834700	0	0	0
Nmin_SLV	7040000	0	337400	0	0	0

Verifica di stato limite ultimo nella nella famiglia Combinazioni

Comb.	Mx(daN*cm)	My(daN*cm)	N(daN)	CS,Ncost	CS,Mx/My cost
1	7990000	0	334900	1.794>1	1.267>1
2	4610000	0	-834700	8.336>1	2.282>1
3	7040000	0	337400	2.02>1	1.312>1

Verifica SLU e SLV a taglio

Taglio		(metodo Clarke e Birjandi, 1993: § 7.9.5.2.2 NTC08, formula (7.9.11))	
D	1.2	m	
$\Phi_{\text{barre trasversali}}$	10	mm	
s	20	mm	
cf	50	mm	copriferro
α	90	°	angolo armatura trasversale e asse longitudinale palo (90°)
N_{ed}	-3374	kN	positivo se di compressione
V_{ed}	388	kN	
A_{sl}	16085	mm ²	FS
A_{sw}	157	mm ²	
r	600	mm	
r_s	550	mm	
α	0.623	rad	
A_{tot}	1130973	mm ²	
A	960410	mm ²	
b	1011	mm	
h	1119	mm	
d	950	mm	
γ_c	1.5	-	
σ_{cp}	-2.98	kPa	
ρ_l	1.67	%	
k	1.46	-	
v_{min}	0.31	-	
α_c	1.00	-	

V_{Rd}	154.03	kN	0.40	Senza armatura
V_{Rsd}	3022.27	kN	7.79	
V_{Rcd}	3031.01	kN	7.81	

cot θ	1.15	-
--------------	------	---

Figura 61: verifica al taglio SPALLA SP1- combinazione con taglio massimo

Verifica SLE a fessurazione e tensioni ammissibili

Unità di misura daN, cm

Primo limite deformativo del cls -.002

Secondo limite deformativo del cls -.0035

Limite deformativo dell'acciaio .01

Molt. gamma c in compressione semplice 1.25

Materiali per i poligoni

n°	tipo	Nome	Dati
1	Par.Rett.	Calcestruzzo	fcd=-141.1 ec1=-0.002 ec2=-0.0035
2	Lineare	Calcestruzzo lineare SLE	Ec=140000

Materiali per le armature

n°	tipo	Nome	Dati
----	------	------	------

1	Lin.Rett.	Armature	Es=2100000 fyd=3913.0434782609
---	-----------	----------	--------------------------------

Conglomerati di cls

Poligono 1 (pieno)

fctd 0 daN/cm²

Ec 140000 daN/cm²

Materiale : Calcestruzzo lineare SLE

deformazione iniziale impressa:

Tetha X = 0

Tetha Y = 0

Epsilon(0,0)= 0

Combinazioni di carico:

comb	Mx	My	N	Tx	Ty	Mt
Nmin_SLE	510000	0	-70300	0	0	0

Valutazione delle tensioni nella famiglia Combinazioni

Comb.	Mx(daN*cm)	My(daN*cm)	N(daN)	sc,max(daN/cm ²)	sf,max(daN/cm ²)	sp,min(daN/cm ²)	sp,max(daN/cm ²)
1	510000	0	-70300	-7.4	-46.9	0.0	0.0

Le tensioni massime risultano accettabili.

Verifiche a fessurazione

Sollecitazioni riferite al baricentro

Mx(daN*cm)	My(daN*cm)	N(daN)	sc,max(daN/cm ²)	sc,min(daN/cm ²)	sf,max(daN/cm ²)	sf,min(daN/cm ²)	sp,max(daN/cm ²)	sp,min(daN/cm ²)
510000	0	-70300	-2.9	-7.4	-46.9	-107.1	0.0	0.0

La sezione risulta interamente compressa, e pertanto non fessurata.

9.5.5 SPALLA SP2

Le armature sono costituite da n. 40Ø32. La verifica a taglio è condotta a favore di sicurezza con riferimento a staffe spiriodali Ø12/10. Il copriferro di calcolo delle barre longitudinali è pari a 6cm.

Verifica SLU e SLV a presso-flessione

Unità di misura daN, cm

Primo limite deformativo del cls -.002

Secondo limite deformativo del cls -.0035

Limite deformativo dell'acciaio .01

Molt. gamma c in compressione semplice 1.25

Materiali per i poligoni

n°	tipo	Nome	Dati
1	Par.Rett.	Calcestruzzo	fcd=-141.1 ec1=-0.002 ec2=-0.0035

Materiali per le armature

n°	tipo	Nome	Dati
1	Lin.Rett.	Armature	Es=2100000 fyd=3913.0434782609

Conglomerati di cls

Poligono 1 (pieno)

fcd -141.1 daN/cm²

fctd 0 daN/cm²

Ec 140000 daN/cm²

Materiale : Calcestruzzo

deformazione iniziale impressa:

Tetha X = 0

Tetha Y = 0

Epsilon(0,0)= 0

Combinazioni di carico:

comb	Mx	My	N	Tx	Ty	Mt
Mmax_SLV	24470000	0	-619400	0	0	0
Nmax_SLU	11740000	0	-697100	0	0	0
Nmin_SLV	19550000	0	167300	0	0	0

Verifica di stato limite ultimo nella nella famiglia Combinazioni

Comb.	Mx(daN*cm)	My(daN*cm)	N(daN)	CS,Ncost	CS,Mx/My cost
1	24470000	0	-619400	2.205>1	1.958>1
2	11740000	0	-697100	4.626>1	2.769>1
3	19550000	0	167300	2.211>1	2.01>1

Verifica SLU e SLV a taglio

Taglio		(metodo Clarke e Birjandi, 1993: § 7.9.5.2.2 NTC08, formula (7.9.11))	
D	1.2	m	
$\Phi_{\text{barre trasversali}}$	12	mm	
s	10	mm	
cf	50	mm	copriferro
α	90	°	angolo armatura trasversale e asse longitudinale palo (90°)
N_{ed}	6194	kN	positivo se di compressione
V_{ed}	1122	kN	
A_{sl}	32170	mm ²	
A_{sw}	226	mm ²	
r	600	mm	
r_s	550	mm	
α	0.623	rad	
A_{tot}	1130973	mm ²	
A	960410	mm ²	
b	1011	mm	
h	1119	mm	
d	950	mm	
γ_c	1.5	-	
σ_{cp}	5.48	kPa	
ρ_l	3.35	%	
k	1.46	-	
v_{min}	0.31	-	
α_c	1.00	-	

FS			
V_{Rd}	1524.53	kN	1.36
V_{Rsd}	7568.81	kN	6.75
V_{Rcd}	3062.49	kN	2.73

Senza armatura

cot θ	1 -
--------------	-----

Figura 62: verifica al taglio SPALLA SP2- combinazione con taglio massimo

Verifica SLE a fessurazione e tensioni ammissibili

Unità di misura daN, cm

Primo limite deformativo del cls -.002

Secondo limite deformativo del cls -.0035

Limite deformativo dell'acciaio .01

Molt. gamma c in compressione semplice 1.25

Materiali per i poligoni

n°	tipo	Nome	Dati
1	Par.Rett.	Calcestruzzo	fcd=-141.1 ec1=-0.002 ec2=-0.0035
2	Lineare	Calcestruzzo lineare SLE	Ec=140000

Materiali per le armature

n°	tipo	Nome	Dati
1	Lin.Rett.	Armature	Es=2100000 fyd=3913.0434782609

Conglomerati di cls

Poligono 1 (pieno)

fctd 0 daN/cm²

Ec 140000 daN/cm²

Materiale : Calcestruzzo lineare SLE

deformazione iniziale impressa:

Tetha X = 0

Tetha Y = 0

Epsilon(0,0)= 0

Combinazioni di carico:

comb	Mx	My	N	Tx	Ty	Mt
Mmax_SLE	9000000	0	-399500	0	0	0
Nmin_SLE	7500000	0	95100	0	0	0

Valutazione delle tensioni nella famiglia Combinazioni

Comb.	Mx(daN*cm)	My(daN*cm)	N(daN)	sc,max(daN/cm ²)	sf,max(daN/cm ²)	sp,min(daN/cm ²)	sp,max(daN/cm ²)
1	9000000	0	-399500	-59.0	82.1	0.0	0.0
2	7500000	0	95100	-33.3	1190.4	0.0	0.0

Le tensioni massime risultano accettabili.

Verifiche a fessurazione

Sollecitazioni riferite al baricentro

Mx	My	N	Es/Ec	Wm(mm)	Wk(mm)	Sm(mm)	Epsilon	fctd	K1	K2	Beta1	Beta2
9000000	0	-399500	15	0	0	0	0.0000E00	15	0.4	0.125	1	0.8
7500000	0	95100	15	0.075	0.1276	271	4.7073E-03	15	0.4	0.125	1	0.8

I valori di fessurazione risultano accettabili rispetto al limite imposto di $W_k = 0.200$ mm.

9.5.6 SPALLA SP2 – tratto inferiore

Le armature sono costituite da n. 20Ø32. La verifica a taglio è condotta a favore di sicurezza con riferimento a staffe spirroidali Ø10/20. Il copriferro di calcolo delle barre longitudinali è pari a 6cm.

Verifica SLU e SLV a presso-flessione

Unità di misura daN, cm

Primo limite deformativo del cls -.002

Secondo limite deformativo del cls -.0035

Limite deformativo dell'acciaio .01

Molt. gamma c in compressione semplice 1.25

Materiali per i poligoni

n°	tipo	Nome	Dati
1	Par.Rett.	Calcestruzzo	fcd=-141.1 ec1=-0.002 ec2=-0.0035

Materiali per le armature

n°	tipo	Nome	Dati
1	Lin.Rett.	Armature	Es=2100000 fyd=3913.0434782609

Conglomerati di cls

Poligono 1 (pieno)

fcd -141.1 daN/cm²

fctd 0 daN/cm²

Ec 140000 daN/cm²

Materiale : Calcestruzzo

deformazione iniziale impressa:

Tetha X = 0

Tetha Y = 0

Epsilon(0,0)= 0

Combinazioni di carico:

comb	Mx	My	N	Tx	Ty	Mt
Mmax_SLV	1100000	0	-619400	0	0	0
Nmin_SLV	900000	0	167300	0	0	0

Verifica di stato limite ultimo nella nella famiglia Combinazioni

Comb.	Mx(daN*cm)	My(daN*cm)	N(daN)	CS,Ncost	CS,Mx/My cost
1	1100000	0	-619400	34.843>1	3.075>1
2	900000	0	167300	24.303>1	3.388>1

Verifica SLU e SLV a taglio

Taglio		(metodo Clarke e Birjandi, 1993: § 7.9.5.2.2 NTC08, formula (7.9.11))	
D	1.2	m	
$\Phi_{\text{barre trasversali}}$	10	mm	
s	20	mm	
cf	50	mm	copriferro
α	90	°	angolo armatura trasversale e asse longitudinale palo (90°)
N_{ed}	-1642	kN	positivo se di compressione
V_{ed}	176	kN	
A_{sl}	16085	mm ²	FS
A_{sw}	157	mm ²	
r	600	mm	
r_s	550	mm	
α	0.623	rad	
A_{tot}	1130973	mm ²	
A	960410	mm ²	
b	1011	mm	
h	1119	mm	
d	950	mm	
γ_c	1.5	-	
σ_{cp}	-1.45	kPa	
ρ_l	1.67	%	
k	1.46	-	
v_{min}	0.31	-	
α_c	1.00	-	

V_{Rd}	374.65	kN	2.13	Senza armatura
V_{Rsd}	3022.27	kN	17.17	
V_{Rcd}	3031.34	kN	17.22	

cot θ	1.15	-
--------------	------	---

Figura 63: verifica al taglio SPALLA SP2- combinazione con taglio massimo

Verifica SLE a fessurazione e tensioni ammissibili

Unità di misura daN, cm

Primo limite deformativo del cls -.002

Secondo limite deformativo del cls -.0035

Limite deformativo dell'acciaio .01

Molt. gamma c in compressione semplice 1.25

Materiali per i poligoni

n°	tipo	Nome	Dati
1	Par.Rett.	Calcestruzzo	fcd=-141.1 ec1=-0.002 ec2=-0.0035
2	Lineare	Calcestruzzo lineare SLE	Ec=140000

Materiali per le armature

n°	tipo	Nome	Dati
----	------	------	------

1	Lin.Rett.	Armature	Es=2100000 fyd=3913.0434782609
---	-----------	----------	--------------------------------

Conglomerati di cls

Poligono 1 (pieno)

fctd 0 daN/cm²

Ec 140000 daN/cm²

Materiale : Calcestruzzo lineare SLE

deformazione iniziale impressa:

Tetha X = 0

Tetha Y = 0

Epsilon(0,0)= 0

Combinazioni di carico:

comb	Mx	My	N	Tx	Ty	Mt
Mmax_SLE	470000	0	-95400	0	0	0
Nmin_SLE	440000	0	-95100	0	0	0

Valutazione delle tensioni nella famiglia Combinazioni

Comb.	Mx(daN*cm)	My(daN*cm)	N(daN)	sc,max(daN/cm ²)	sf,max(daN/cm ²)	sp,min(daN/cm ²)	sp,max(daN/cm ²)
1	470000	0	-95400	-9.0	-76.8	0.0	0.0
2	440000	0	-95100	-8.9	-78.2	0.0	0.0

Le tensioni massime risultano accettabili.

Verifiche a fessurazione

Sollecitazioni riferite al baricentro

Mx(daN*cm)	My(daN*cm)	N(daN)	sc,max(daN/cm ²)	sc,min(daN/cm ²)	sf,max(daN/cm ²)	sf,min(daN/cm ²)	sp,max(daN/cm ²)	sp,min(daN/cm ²)
470000	0	-95400	-4.9	-9.0	-76.8	-132.1	0.0	0.0
440000	0	-95100	-5.0	-8.9	-78.2	-130.0	0.0	0.0

La sezione risulta interamente compressa, e pertanto non fessurata.