

SPEA Engineering

AUTOSTRADA A13 - BOLOGNA-PADOVA

Adeguamento alla terza corsia nel tratto Monselice-Padova

PROGETTO DEFINITIVO

MURI PREFABBRICATI SU PALI

M003 e M104

Relazione di Calcolo

APE 1051

INDICE

1. INTRODUZIONE	6
2. DOCUMENTI DI RIFERIMENTO	7
2.1 NORMATIVA DI RIFERIMENTO	7
2.2 DOCUMENTAZIONE DI PROGETTO.....	7
2.3 BIBLIOGRAFIA	7
2.4 SOFTWARE DI CALCOLO	8
3. MATERIALI	9
4. DESCRIZIONE DELLE OPERE E IPOTESI DI CALCOLO	11
4.1 DESCRIZIONE DELLE OPERE	11
4.2 IPOTESI E GEOMETRIA DI CALCOLO.....	20
5. CRITERI DI PROGETTAZIONE AGLI STATI LIMITE.....	21
5.1 VERIFICHE DI SICUREZZA STATICHE.....	25
<i>Stati limite ultimi (SLU)</i>	25
<i>Stati limite di esercizio (SLE)</i>	27
5.2 VERIFICHE DI SICUREZZA IN CAMPO SISMICO.....	29
<i>Stati limite di riferimento</i>	29
<i>Stati limite ultimi (SLU)</i>	31
<i>Stati limite di esercizio (SLE)</i>	32
6. CRITERI DI VALUTAZIONE DELLA RESISTENZA DEI PALI.....	34
6.1 COMPORAMENTO DEI PALI SOGGETTI A CARICHI ASSIALI.....	34
<i>Portata di base</i>	35
<i>Attrito laterale</i>	37
6.2 COMPORAMENTO DI PALI IN GRUPPO SOGGETTI A CARICHI TRASVERSALI	40

7.	CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA E DATI DI CALCOLO	45
7.1	BREVE INQUADRAMENTO GEOLOGICO DELL'AREA	45
7.2	CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA E DATI DI CALCOLO	45
7.3	PARAMETRI GEOTECNICI DI PROGETTO.....	45
8.	AZIONE SISMICA DI PROGETTO	46
8.1	VITA UTILE DELL'OPERA E PERIODO DI RIFERIMENTO	46
8.2	PERIODO DI RITORNO DELL'AZIONE SISMICA T_R	47
8.3	PARAMETRI RELATIVI AL SITO DI RIFERIMENTO RIGIDO ORIZZONTALE	47
8.4	ACCELERAZIONE MASSIMA ATTESA IN SITO	48
8.5	COMPONENTI DELL'ACCELERAZIONE EQUIVALENTE	49
	<i>Calcolo coefficienti sismici per la verifica di stabilità globale.....</i>	<i>50</i>
	<i>Calcolo dei coefficienti sismici per la verifica di stabilità dell'opera.....</i>	<i>51</i>
8.6	CALCOLO DEI COEFFICIENTI DI SPINTA IN CONDIZIONI SISMICHE	53
	<i>Coefficienti di spinta in condizioni sismiche (Coefficienti parziali M2).....</i>	<i>54</i>
9.	CRITERI DI DETERMINAZIONE DELLE AZIONI DI PROGETTO	56
10.	MURO DI ALTEZZA DEL PARAMENTO H PARI A 4.0 METRI.....	64
10.1	GEOMETRIA	64
10.2	AZIONI DI PROGETTO	67
10.3	ANALISI DELLA PALIFICATA.....	69
	<i>Generalità</i>	<i>69</i>
	<i>Risultati ottenuti</i>	<i>71</i>
10.4	VERIFICHE AGLI STATI LIMITE ULTIMI	75
	<i>Pali di fondazione - dimensionamento dell'armatura.....</i>	<i>75</i>

	<i>Pali di fondazione - analisi di capacità portante</i>	75
10.5	VERIFICHE DI STABILITA' GENERALE DELL'INSIEME TERRENO-OPERA.....	79
10.6	VERIFICHE AGLI STATI LIMITE DI ESERCIZIO	79
12.	MURO DI ALTEZZA DEL PARAMENTO H PARI A 5.0 METRI.....	81
12.1	GEOMETRIA	81
12.2	AZIONI DI PROGETTO	84
12.3	ANALISI DELLA PALIFICATA.....	86
	<i>Generalità</i>	86
	<i>Risultati ottenuti</i>	88
12.4	VERIFICHE AGLI STATI LIMITE ULTIMI	92
	<i>Pali di fondazione - dimensionamento dell'armatura</i>	92
	<i>Pali di fondazione - analisi di capacità portante</i>	92
12.5	VERIFICHE DI STABILITA' GENERALE DELL'INSIEME TERRENO-OPERA.....	96
12.6	VERIFICHE AGLI STATI LIMITE DI ESERCIZIO	96
14.	MURO DI ALTEZZA DEL PARAMENTO H PARI A 6.0 METRI.....	99
14.1	GEOMETRIA	99
14.2	AZIONI DI PROGETTO	102
14.3	ANALISI DELLA PALIFICATA.....	104
	<i>Generalità</i>	104
	<i>Risultati ottenuti</i>	106
14.4	VERIFICHE AGLI STATI LIMITE ULTIMI	110
	<i>Pali di fondazione - dimensionamento dell'armatura</i>	110
	<i>Pali di fondazione - analisi di capacità portante</i>	110

14.5	VERIFICHE DI STABILITA' GENERALE DELL'INSIEME TERRENO-OPERA.....	114
14.6	VERIFICHE AGLI STATI LIMITE DI ESERCIZIO	114
16.	RACCOMANDAZIONI PER LE FASI ESECUTIVE	117

Allegato 1 Verifiche Strutturali dei Pali – Tabulati di calcolo

Allegato 2 Analisi di stabilità globale

1. INTRODUZIONE

La presente relazione è finalizzata alla progettazione delle opere prefabbricate fondate su pali a sostegno dei rilevati autostradali previsti nell'ambito del progetto definitivo di ampliamento alla 3^a corsia della tratta Monselice – Padova, dalla progr. km 88+600 (svincolo di Monselice) alla progr. km 100+650 (svincolo di Padova Sud) dell'Autostrada A13 Bologna Padova. I due muri oggetto della presente relazione, si realizzano in corrispondenza del canale Biancolino, e sono identificati dalle seguenti WBS:

- M003 dalla progr. km 96+795.80 alla progr. km 96+851.80;
- M104 dalla progr. km 97+0.89.25 alla progr. km 96+905.80.

La relazione, in particolare, ha per oggetto:

- l'esposizione dei criteri generali seguiti nel dimensionamento geotecnico delle soluzioni tipologiche dei muri di sostegno;
- i risultati delle verifiche geotecniche e strutturali.

Per i particolari grafici si fa rimando alle tavole di dettaglio dei muri di sostegno prefabbricati su fondazioni profonde.

Il presente documento riporta in dettaglio le verifiche geotecniche di queste opere, condotte ai sensi della Normativa vigente (Doc. Rif.[1] e [2]).

2. DOCUMENTI DI RIFERIMENTO

2.1 NORMATIVA DI RIFERIMENTO

- [1] Decreto Ministeriale del 14 gennaio 2008: “Approvazione delle Nuove Norme Tecniche per le Costruzioni”, G.U. n.29 del 04.2.2008, Supplemento Ordinario n.30.
- [2] Circolare 2 febbraio 2009, n. 617 - Istruzioni per l'applicazione delle “Nuove norme tecniche per le costruzioni” di cui al D.M. 14 gennaio 2008.
- [3] CNR-DT 203/2006 “Istruzioni per la progettazione, l'esecuzione ed il controllo di Strutture di calcestruzzo armato con barre di materiale composito fibrorinforzato”.

2.2 DOCUMENTAZIONE DI PROGETTO

- [4] Relazione Geotecnica
- [5] Schede Geotecniche delle Opere
- [6] Profili Geotecnici
- [7] Relazione Geologica-Geomorfologica
- [8] Elaborati grafici di progetto
- [9] Piano di Monitoraggio Strutturale e Geotecnico
- [10] Muri Prefabbricati su Fondazioni Profonde

2.3 BIBLIOGRAFIA

- [11] Bustamante M. et Doix B., “Une méthode pour le calcul des tirants et des *micropieux injectés*”, Bulletin liaison LCPC, Nov. - Dec. 1985.
- [12] Caquot A., Kerisel J. [1948] "Tables for the calculation of passive pressure, active pressure and bearing capacity of foundations" Gautiers-Villars, Paris.

- [13] Lancellotta R. (2007), "Lower Bound approach for seismic passive earth resistance", Geotechnique, Technical Note, 57, 1-3.
- [14] Mueller-Breslau (1906), "Erddruck anf Stuetzmaern" Kroener.
- [15] Mononobe N. (1929) "Earthquake-proof construction of masonry dams", Proc. of World Engineering Conference, vol.9, p.275.
- [16] NAVFAC (1982), "Foundations and earth Structures. Design manual 7.2". Department of the Navy, Naval Facilities Engineering Command.
- [17] Seed, H.B. and Whitman, R.V. (1970). Design of earth retaining structures for dynamic loads. *Proceedings*, ASCE Specialty Conference on Lateral Stresses in the Ground and Design of Earth Retaining Structures. 103-147.
- [18] Taylor, D.W. (1948). Fundamental of soil mechanics. John Wiley, New York

2.4 SOFTWARE DI CALCOLO

- [19] GROUP 6.0 - Ensoft
- [20] SLIDE 5.0 – Rocscience inc.
- [21] Ministero LLPP - Foglio elettronico "Spettri-NTC ver.1.0.3.xls"
(<http://www.cslp.it>)
- [22] RC-SEC - Geostru

3. MATERIALI

I materiali che costituiscono le opere di sostegno sono i seguenti:

Calcestruzzo per cordoli e pali:

- Caratteristica di resistenza minima C25/30
- Classe di esposizione XC2
- Eventuali additivi secondo NTA

Malta e/o miscela cementizia per micropali:

- Caratteristica di resistenza minima C25/30
- Classe di esposizione XC2
- Eventuali additivi secondo NTA

Acciaio per armature ordinarie:

- Barre nervate tipo B450C
fyk > 450 Mpa
ftk > 540 Mpa
copriferro: 40 mm

Acciaio in profili a sezione cava (per micropali):

- Tipo EN 10210-1 S355 J0H+N

Acciaio in profili a sezione aperta laminati a caldo saldati:

- Tipo EN 10025-2 S355 J2+N - per spessori nominali $t \leq 40$ mm
- Tipo EN 10025-2 S355 K2+N - per spessori nominali $t > 40$ mm

Acciaio in profili a sezione aperta laminati a caldo non saldati:

- Tipo EN 10025-2 S355 J0+N

Barre ad aderenza migliorata di tipo definitivo:

- Qualità acciaio 1080/1230 N/mm²
- Carico di snervamento ≥ 1099 kN;
- Carico ultimo ≥ 1252 kN
- Diametro perforazione ≥ 100 mm

Tiranti

- Tiranti permanenti* (classe 2 di protezione) a trefoli in acciaio armonico
*anche se con funzione provvisoria i tiranti vengono realizzati con la doppia protezione
- Diametro perforazione ≥ 160 mm
- Acciaio per tiranti in trefoli da 0.6" stabilizzati:
 - Tensione caratteristica di rottura $f_{ptk} \geq 1860$ N/mm²
 - Tensione caratteristica all'1% di deform. tot. $f_{p(1)k} \geq 1670$ N/mm²
- Miscela cementizia di iniezione dei tiranti:
 - Secondo NTA - soggetto ad approvazione della Direzione Lavori
 - Caratteristica di resistenza minima C25/30
 - Classe di esposizione XC2
 - Eventuali additivi secondo NTA

Vetroresina

- $f_{t,k} = 600$ MPa resistenza a trazione
- $f_{c,k} = 300$ MPa resistenza a compressione
- $f_{v,k} = 35$ MPa resistenza a taglio
- $E_{vir} = 35000$ MPa modulo di elasticità

4. DESCRIZIONE DELLE OPERE E IPOTESI DI CALCOLO

4.1 DESCRIZIONE DELLE OPERE

Nelle Figure seguenti sono riportate le sezioni tipo esaminate, per altezza del paramento H (al netto della fondazione) pari a 4.0, 5.0 e 6.0.

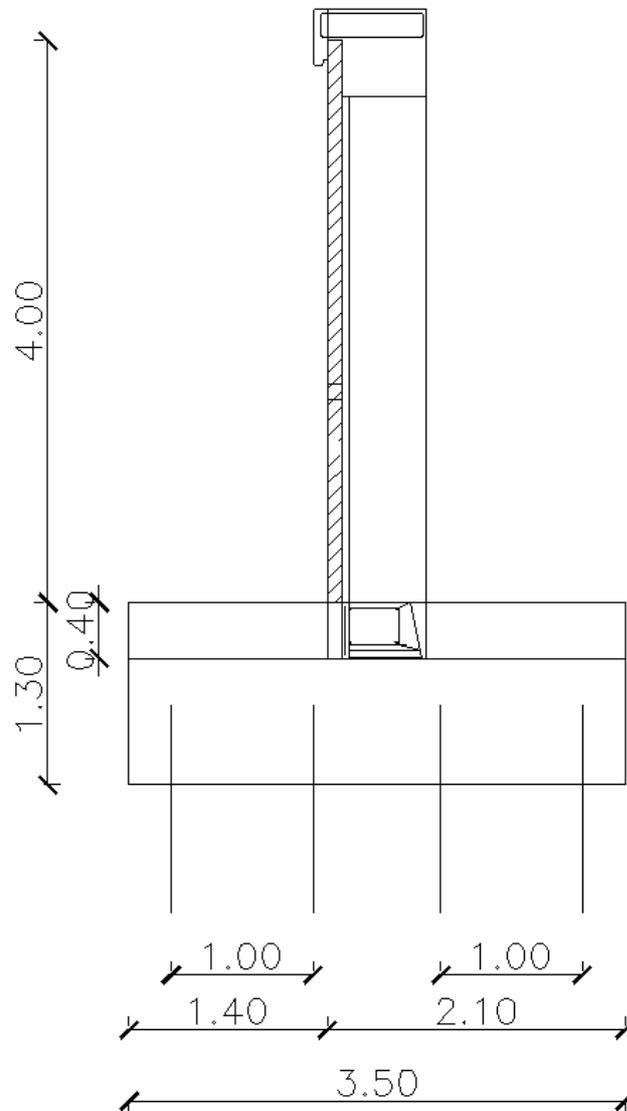


Figura 1: Sezione tipo Hparamento 4.0 m

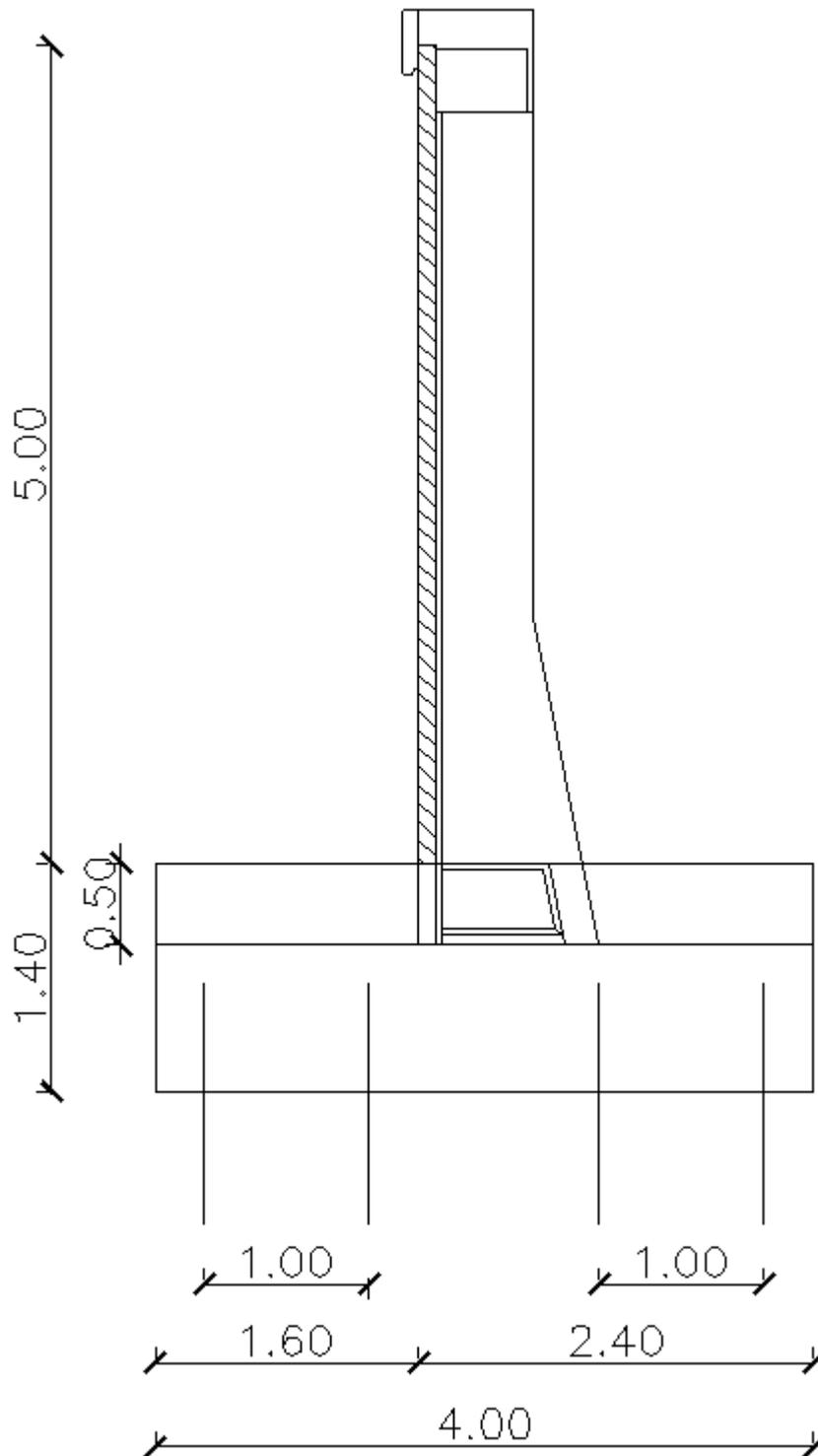


Figura 2: Sezione tipo $H_{\text{paramento}} 5.0 \text{ m}$

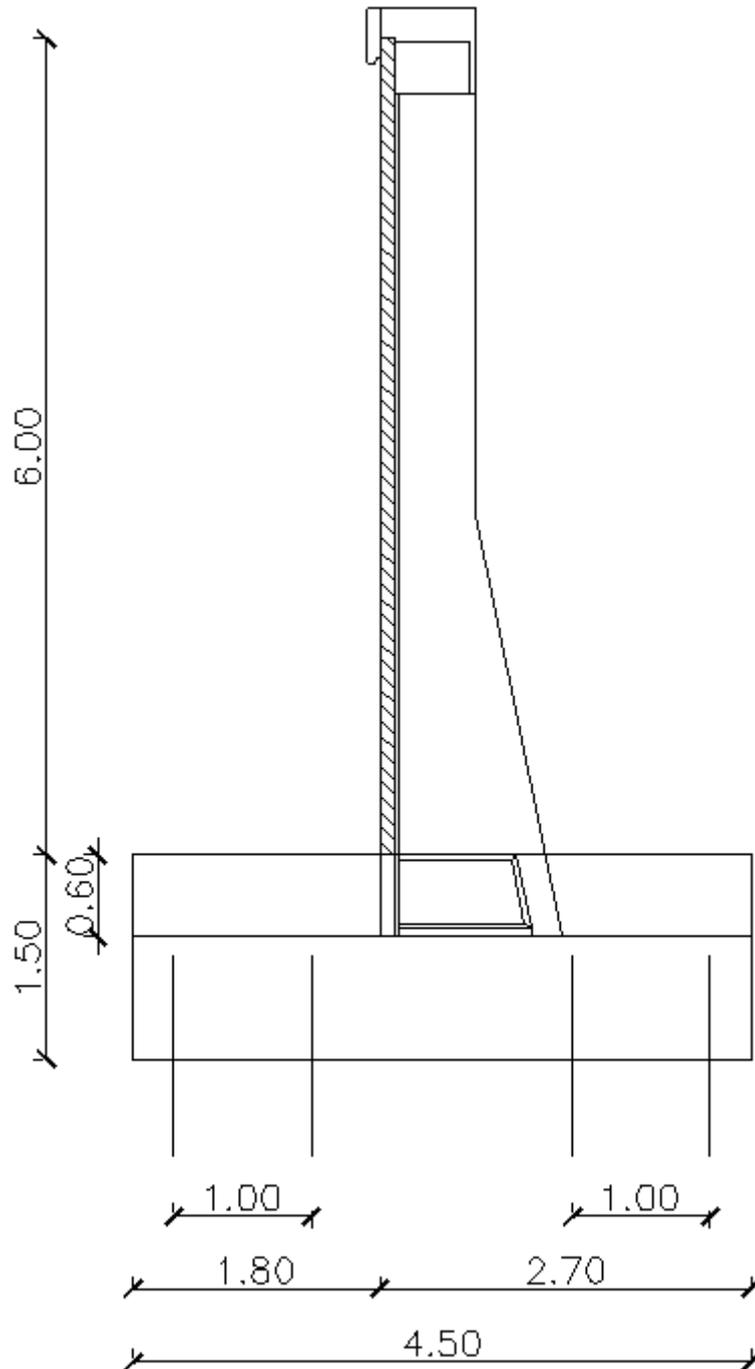


Figura 3: Sezione tipo $H_{\text{paramento}} 6.0 \text{ m}$

E' previsto l'utilizzo di pannelli prefabbricati modulari di tipo "T", di larghezza 2.50 m, caratterizzati dalla presenza di due nervature di irrigidimento a tergo del paramento verticale.

Le nervature di irrigidimento di spessore 18 cm presentano un primo tratto a sezione costante di altezza $h=350$ cm ed un secondo ad altezza variabile secondo un'inclinazione del 20% sulla verticale.

Le due nervature sono collegate fra loro da una soletta di spessore costante $s=10$ cm.

I bordi presentano un giunto maschio-femmina in modo da trattenere i materiali e da permettere il montaggio degli elementi anche seguendo una curva, sia concava che convessa.

Alla base del muro le nervature presentano ciascuna un'apertura trasversale per il passaggio delle armature della trave di collegamento che si realizza fra i pannelli; l'altezza dell'apertura viene determinata in base all'altezza della suola di stabilizzazione, assicurando un adeguato ricoprimento dell'armatura superiore della trave (cfr. la Figura seguente).

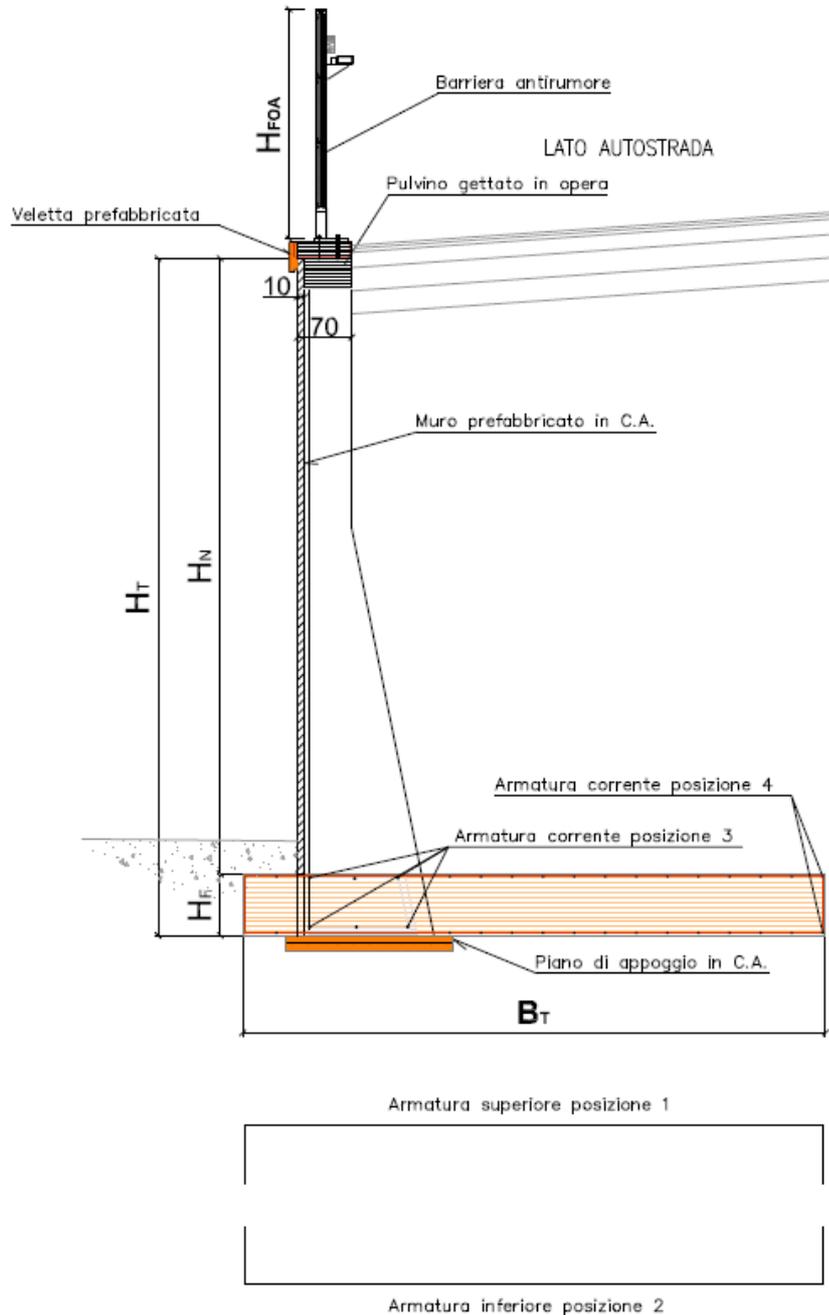


Figura 4: Sezione tipo muro prefabbricato, con schema armatura della fondazione

L'elemento a "T" viene considerato, nelle applicazioni alle strutture oggetto della presente relazione, come un elemento strutturale di contenimento rinforzato in sommità con una trave solidale alla struttura di sostegno della terra, in grado di permettere la posa di barriere foniche semplici / integrate e di barriere anti-svio, come si vede nel particolare riportato nella Figura seguente:

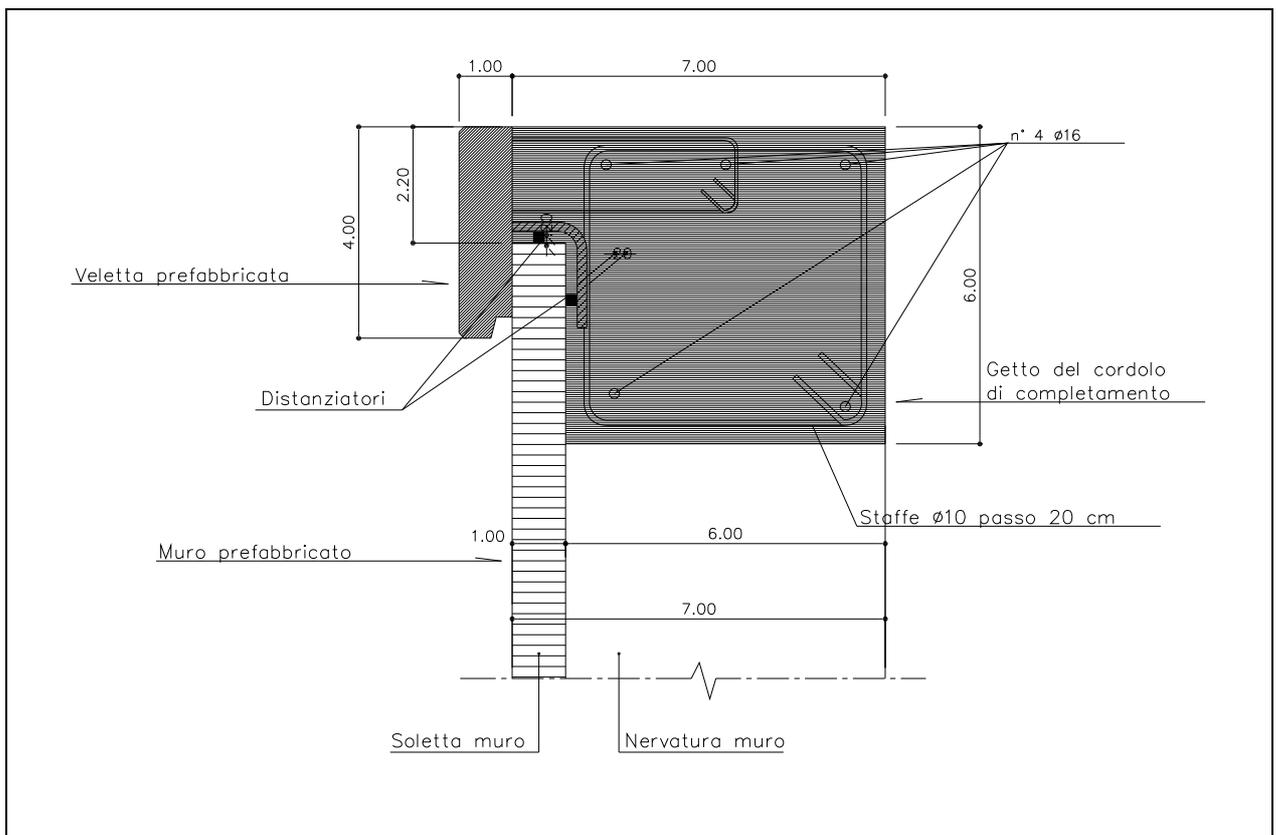


Figura 5: Particolari cordolo di testa

Questi muri sono fondati su pali disposti secondo uno schema a maglia rettangolare e ad un interasse variabile in direzione trasversale ed ortogonale rispetto all'asse stradale. Anche la lunghezza dei pali di fondazione è variabile in funzione dell'altezza dei muri (cfr. le Figure seguenti).

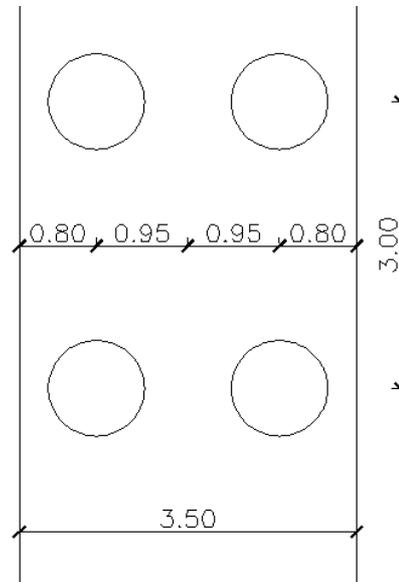


Figura 6: Particolari fondazioni per $H_{paramento}$ 4.0 m

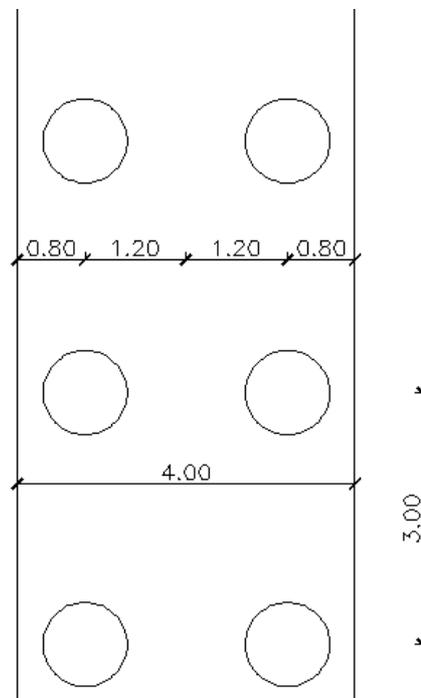


Figura 7: Particolari fondazioni per $H_{paramento}$ 5.0 m

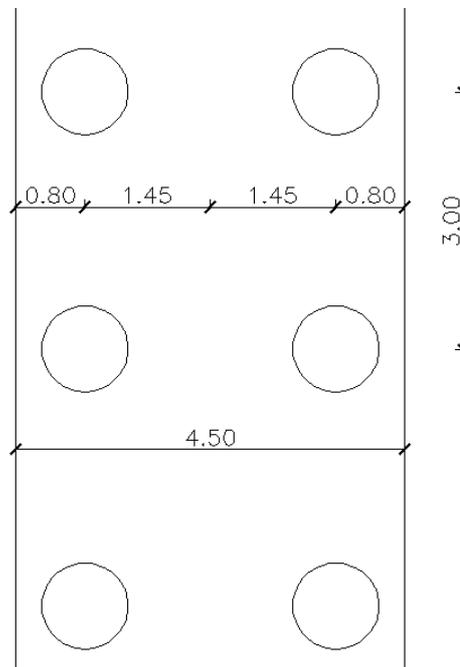


Figura 8: Particolari fondazioni per $H_{\text{paramento}}$ 6.0 m

La fondazione è composta da due elementi: una sottofondazione, dove si intestano i pali, ed un elemento superiore, strutturalmente connesso a quello sottostante mediante una ripresa di getto con delle armature passanti, dove viene alloggiato il paramento prefabbricato.

Il drenaggio di queste opere è garantito da un sistema costituito da un riempimento in pietrame intasato con sabbia lavata passante al vaglio UNI 0.075 < 3-4% in peso su uno spessore pari a $0.4 \times H_{\text{muro}}$ (comunque non superiore a 2.0 m), avvolto da un geotessile (300 g/m²), con all'interno un tubo in PVC diam. 200 mm microfessurato - cfr. la Figura seguente.

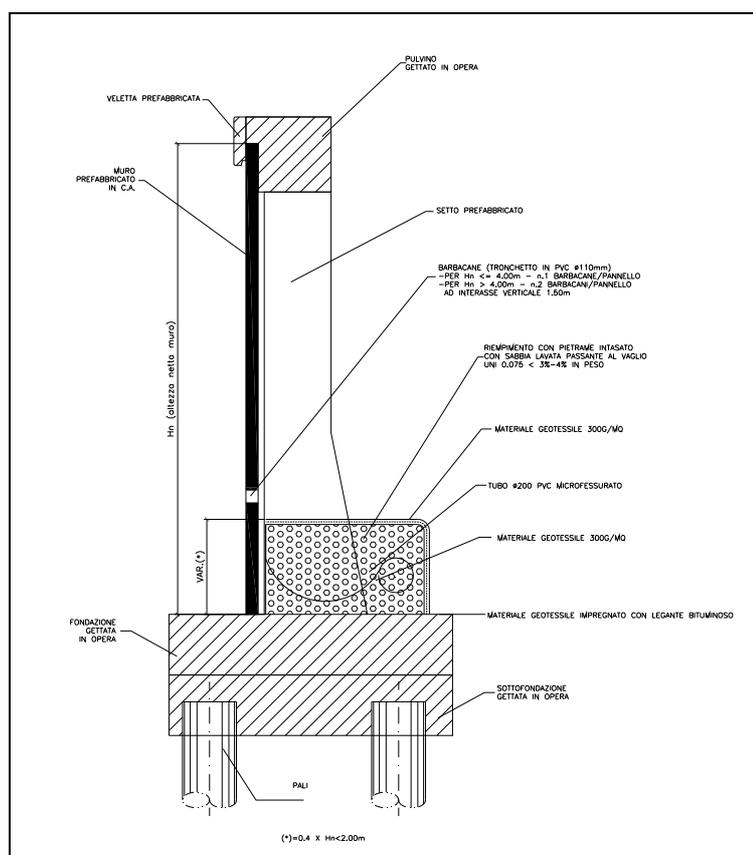


Figura 9: Particolari drenaggio

Le incidenze di armatura previste sono le seguenti.

Paramento prefabbricato

- H_n (altezza netta paramento del muro) = 4.0 m – 115 kg/m
- H_n (altezza netta paramento del muro) = 5.0 m – 170 kg/m
- H_n (altezza netta paramento del muro) = 6.0 m – 225 kg/m

(incidenze espresse in kg al metro lineare di sviluppo dei muro)

Per i dettagli circa la geometrizzazione puntuale delle opere si fa comunque rimando agli elaborati grafici.

4.2 IPOTESI E GEOMETRIA DI CALCOLO

Il dimensionamento di queste opere viene fatto con riferimento alle seguenti sezioni-tipo:

- altezza del paramento: 4.0 m;
- altezza del paramento: 5.0 m;
- altezza del paramento: 6.0 m;

5. CRITERI DI PROGETTAZIONE AGLI STATI LIMITE

In accordo con quanto definito nel par. 6.2.3. del Doc. Rif.[1], devono essere svolte le seguenti verifiche di sicurezza e delle prestazioni attese:

- Verifiche agli stati limite ultimi (SLU);
- Verifiche agli stati limite d'esercizio (SLE).

Per ogni Stato Limite Ultimo (SLU) deve essere rispettata la condizione

$$E_d \leq R_d \quad (\text{Eq. 6.2.1 del Doc. Rif. [1]})$$

dove

E_d = valore di progetto dell'azione o dell'effetto dell'azione;

R_d = valore di progetto della resistenza.

La verifica della condizione ($E_d \leq R_d$) deve essere svolta impiegando diverse combinazioni di gruppi di coefficienti parziali, rispettivamente definiti per le azioni (A1, A2 e EQU), per i parametri geotecnici (M1 e M2) e per le resistenze (R1, R2 e R3) - cfr. la Tabelle seguenti.

I diversi gruppi di coefficienti di sicurezza parziali sono scelti nell'ambito di due approcci progettuali distinti e alternativi e sono definiti specificatamente in funzione della singola verifica.

Per quanto concerne le azioni di progetto E_d , assunte per le verifiche della fondazione, tali forze vengono determinate amplificando le azioni caratteristiche per i coefficienti parziali definiti in **Tabella 1**. Tali valori sono da intendersi agenti nel baricentro geometrico della palificata.

Per ogni Stato Limite d'Esercizio (SLE) deve essere rispettata la condizione

$$E_d \leq C_d \quad (\text{Eq. 6.2.7 del Doc. Rif. [1]})$$

Dove:

E_d = valore di progetto dell'effetto dell'azione;

R_d = valore limite prescritto dell'effetto delle azioni (definito dal progettista strutturale).

La verifica della condizione $E_d \leq C_d$ deve essere effettuata impiegando i valori caratteristici delle azioni e dei parametri geotecnici dei materiali.

Tabella 1: Coefficienti parziali sulle azioni (A1, A2 e EQU) - (Tab. 6.2.I, Doc. Rif. [1])

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 completamente definiti, si potranno adottare gli stessi coefficienti validi per le azioni permanenti

Tabella 2: Coefficienti parziali sui terreni (M1 ed M2) - (Tab. 6.2.II, Doc. Rif. [1])

PARAMETRO	Coefficiente parziale	(M1)	(M2)
Tangente dell'angolo di resistenza al taglio	$\gamma_{\phi'}$	1.0	1.25
Coesione efficace	$\gamma_{c'}$	1.0	1.25
Resistenza non drenata	γ_{Cu}	1.0	1.4
Peso dell'unità di volume	γ_{γ}	1.0	1.0

Tabella 3: Coefficienti parziali per le verifiche di stabilità globale (R2) - (Tab. 6.8.I, Doc. Rif. [1])

Coefficiente parziale	(R2)
γ_R	1.1

Tabella 4: Coefficienti parziali sulle resistenze (R1, R2 ed R3) per pali soggetti a carichi assiali (Tab. 6.4.II, Doc. Rif. [1])

VERIFICA	Coefficiente parziale	PALI INFISSI			PALI TRIVELLATI			PALI AD ELICA		
		(R1)	(R2)	(R3)	(R1)	(R2)	(R3)	(R1)	(R2)	(R3)
Punta	γ_b	1.00	1.45	1.15	1.00	1.7	1.35	1.00	1.6	1.3
Laterale in compressione	γ_s	1.00	1.45	1.15	1.00	1.45	1.15	1.00	1.45	1.15
Totale ⁽¹⁾	γ_t	1.00	1.45	1.15	1.00	1.6	1.30	1.00	1.55	1.25
Laterale in trazione	$\gamma_{s,t}$	1.00	1.60	1.25	1.00	1.6	1.25	1.00	1.6	1.25

Tabella 5: Coefficienti parziali sulle resistenze (R1, R2 ed R3) per pali soggetti a carichi trasversali (Tab. 6.4.VI, Doc. Rif. [1])

Coefficiente parziale	(R1)	(R2)	(R3)
γ_T	1.0	1.6	1.3

5.1 VERIFICHE DI SICUREZZA STATICHE

Stati limite ultimi (SLU)

Come riportato al Par. 6.5.3.1.1 del Doc. Rif. [1], per i muri di sostegno, devono essere prese in considerazione almeno le seguenti verifiche agli stati limite ultimi:

- SLU di tipo Geotecnico (GEO), relative a condizioni di:
 - Stabilità globale del complesso opera di sostegno-terreno;
 - Scorrimento sul piano di posa;
 - Collasso per carico limite dell'insieme fondazione-terreno.

- SLU di equilibrio di corpo rigido (EQU), relative a condizioni di:
 - Ribaltamento.

- SLU di tipo strutturale (STR), relative a condizioni di:
 - Raggiungimento della resistenza negli elementi strutturali;

La verifica di stabilità globale dell'insieme opera di sostegno-terreno (Par. 6.5.3.1.1 del Doc. Rif. [1]) deve essere svolta secondo l'Approccio 1 – Combinazione 2:

- A2 + M2 + R2

tenendo conto dei coefficienti parziali riportati in **Tabella 1**, **Tabella 2** e **Tabella 3**.

Tale verifica, come definito al Par. 6.8.2 del Doc. Rif. [1], si ritiene soddisfatta verificando che non si raggiunga una condizione di stato limite ultimo con i valori di progetto delle azioni E_d e delle resistenze R_d . Ciò viene svolto determinando la condizione di minimo per il rapporto R_d/E_d , applicando rispettivamente i coefficienti parziali A2 sulle azioni caratteristiche, ed i coefficienti M2 sui parametri geotecnici caratteristici.

Il coefficiente riduttivo R_2 , definito nel Par. C.6.8.6.2 del Doc. Rif.[2], va applicato sulla resistenza globale del sistema, calcolata sulla base delle azioni di progetto, dei parametri di progetto e della geometria di progetto ($R = R \left| \gamma_F \cdot F_{kj} \frac{R_{kj}}{\gamma_{m,j}} \alpha_d \right|$).

Pertanto, definendo $R_d = \frac{1}{\gamma_R} \cdot R$, con R la resistenza globale del sistema, la verifica di stabilità globale si ritiene soddisfatta se

$$\frac{R_d}{E_d} \geq 1 \Rightarrow \frac{\frac{1}{\gamma_R} \cdot R}{E_d} \geq 1 \Rightarrow \frac{R}{E_d} \geq \gamma_R$$

tenendo conto dei coefficienti parziali riportati in **Tabella 1**, **Tabella 2** e **Tabella 3**.

Data la natura dell'opera, ovvero muro fondato su pali di fondazione, le verifiche per scorrimento, ribaltamento e collasso per carico limite dell'insieme fondazione-terreno non vengono svolte in quanto tali cinematismi sono verificati nell'ambito delle verifiche di stabilità della palificata. Analogamente, il collasso per carico limite viene verificato mediante la verifica al medesimo meccanismo di rottura per la palificata di fondazione.

In accordo a quanto definito nel Par. 6.4.3.1 del Doc. Rif. [1], per la fondazione su pali del muro, devono essere prese in considerazione almeno le seguenti verifiche agli stati limite ultimi:

- SLU di tipo Geotecnico (GEO), relative a condizioni di:
 - Stabilità globale
 - Collasso per carico limite della palificata nei riguardi dei carichi assiali
 - Collasso per carico limite della palificata nei riguardi dei carichi trasversali
- SLU di tipo strutturale (STRU), relative a condizioni di:
 - Raggiungimento della resistenza dei pali

- Raggiungimento della resistenza della struttura di collegamento dei pali.

Tutte le verifiche (GEO/STRU) di cui sopra, ad eccezione di quella relativa alla stabilità globale, devono essere svolte considerando almeno uno dei seguenti approcci (Par. 6.4.3.1 del Doc. Rif. [1]):

Approccio 1:

- Combinazione 1: A1 + M1 + R1
- Combinazione 2 : A2 + M1 + R2

Approccio 2:

- Combinazione 1: A1 + M1 + R3

tenendo conto dei coefficienti parziali riportati nelle **Tabella 1**, **Tabella 2**, **Tabella 4** e **Tabella 5**.

Stati limite di esercizio (SLE)

Come precisato nel Par. 6.4.3.2 del Doc. Rif. [1], deve essere verificato, mediante analisi effettuate impiegando i valori caratteristici delle azioni e dei parametri geotecnici dei materiali (Par. 6.2.3.3 del Doc. Rif. [1]), che l'opera di sostegno in esame non subisca eccessivi spostamenti e/o eccessive rotazioni, tali da risultare non compatibili con i requisiti prestazionali della stessa e non induca deformazioni eccessive per l'opera sovrastante (nel caso in oggetto il profilo stradale a monte). Il muro di sostegno viene dimensionato nel rispetto dei requisiti prestazionali sopra citati.

All'interno del progetto devono pertanto essere definite le prescrizioni riguardanti gli spostamenti compatibili per l'opera e le prestazioni attese. Sarà a carico del Progettista Strutturale definire valori di spostamenti/rotazioni corrispondenti ad uno Stato Limite di Esercizio (SLE).

Deve essere tenuto presente che le verifiche agli Stati Limite di Esercizio possono risultare più restrittive di quelle agli Stati Limite Ultimi qualora gli spostamenti ammissibili per la struttura sia notevolmente ridotti.



5.2 VERIFICHE DI SICUREZZA IN CAMPO SISMICO

Stati limite di riferimento

L'azione sismica di progetto, così come i parametri del terreno di progetto da considerare, deve essere valutata sulla base degli Stati Limite relativi all'opera da verificare.

Gli Stati Limite di riferimento per verifiche in presenza di sisma, così come definiti nei Doc. Rif. 0 e [2], sono suddivisi come riportato al par. 3.2.1 del Doc. Rif. [1]:

- Stati Limite Ultimi (SLU):
 - Stato Limite di Salvaguardia della Vita umana, **SLV**, definito come lo stato limite in cui la struttura subisce una significativa perdita della rigidità nei confronti dei carichi orizzontali ma non nei confronti dei carichi verticali. Permane un margine di sicurezza nei confronti del collasso per azioni sismiche orizzontali.
 - Stato Limite di Prevenzione del Collasso, **SLC**, stato limite nel quale la struttura subisce gravi danni strutturali, mantenendo comunque un margine di sicurezza per azioni verticali ed un esiguo margine di sicurezza a collasso per carichi orizzontali.
- Stati limite di Esercizio (SLE):
 - Stato Limite di immediata Operatività **SLO** per le strutture ed apparecchiature che debbono restare operative a seguito dell'evento sismico. Tale stato limite non si applica per l'opera in oggetto.
 - Stato Limite di Danno **SLD** definito come lo stato limite da rispettare per garantire la sostanziale integrità dell'opera ed il suo immediato utilizzo.

La Tabella 6 riporta, in funzione della classe d'uso della struttura, lo stato limite da considerare in funzione della verifica di sicurezza appropriata per l'opera (Tabella C7.1.I del Doc. Rif. [2]).

Tabella 6: Verifiche di sicurezza in funzione della Classe d'uso (Tab. C7.1.I del Doc. Rif. [2])

Stato Limite	Prestazione da verificare	Classe d'uso			
		I	II	III	IV
SLO	Contenimento del danno degli elementi non strutturali			X	X
	Funzionalità degli impianti			X	X
SLD	Resistenza degli elementi strutturali			X	X
	Contenimento del danno degli elementi non strutturali	X	X		
	Contenimento delle deformazioni del sistema fondazione-terreno	X	X	X	X
	Contenimento degli spostamenti permanenti dei muri di sostegno	X	X	X	X
SLV	Assenza di martellamento tra strutture contigue	X	X	X	X
	Resistenza delle strutture	X	X	X	X
	Duttilità delle strutture	X	X	X	X
	Assenza di collasso fragile ed espulsione di elementi non strutturali	X	X	X	X
	Resistenza dei sostegni e collegamenti degli impianti	X	X	X	X
	Stabilità del sito	X	X	X	X
	Stabilità dei fronti di scavo e dei rilevati	X	X	X	X
	Resistenza del sistema terreno-fondazione	X	X	X	X
	Stabilità del muro di sostegno	X	X	X	X
	Stabilità delle paratie	X	X	X	X
SLC	Resistenza e stabilità dei sistemi di contrasto e degli ancoraggi	X	X	X	X
	Resistenza dei dispositivi di vincolo temporaneo tra costruzioni isolate	X	X	X	X
	Capacità di spostamento degli isolatori	X	X	X	X

Con riferimento all'opera in oggetto, e considerando quanto riportato al punto C7.1 del Doc. Rif. [2], le verifiche geotecniche in presenza di evento sismico richiedono la verifica ai seguenti stati limite:

- Stato Limite Ultimo: SLV – Stato Limite di Salvaguardia della Vita (cui corrisponde una probabilità di superamento $P_{vr} = 10\%$);
- Stato Limite Esercizio: SLD – Stato Limite di Danno (cui corrisponde una probabilità di superamento $P_{vr} = 63\%$);

Le suddette probabilità, valutate nel periodo di riferimento V_R per l'azione sismica, consentono di determinare, per ciascuno stato limite, il tempo di ritorno del terremoto di progetto corrispondente.

Per l'opera in oggetto, per le verifiche agli Stati Limite Ultimi, relative sia alle verifiche di stabilità globale che alla stabilità dell'opera, l'accelerazione equivalente di progetto è quella associata allo Stato Limite di Salvaguardia della Vita (**SLV**), mentre si omettono le verifiche agli Stati Limite di Esercizio - Stato Limite di Danno (**SLD**) - anche in considerazione del livello progettuale in esame.

Tutte le verifiche riportate nel presente documento, come ammesso dalla Normativa, vengono svolte simulando l'azione sismica di progetto mediante l'uso di metodi pseudostatici.

Stati limite ultimi (SLU)

Le verifiche di sicurezza in campo sismico devono contemplare almeno le medesime verifiche definite in campo statico, in cui tuttavia i coefficienti sulle azioni sono posti pari ad uno (Par.7.11.1 del Doc. Rif. [1]).

Come indicato nel par 7.11.6.2.2 del Doc. Rif. [1] i muri di sostegno devono soddisfare le condizioni di stabilità globale con i metodi di analisi di cui al par 7.11.3.5 del Doc. Rif. [1] e le verifiche di sicurezza delle fondazioni di cui al par 7.11.5 del Doc. Rif. [1].

Come indicato al Par. 7.11.5.3, per le verifiche della fondazione su pali, inerenti al raggiungimento della resistenza del terreno, si è assunto l'Approccio 1 - Combinazione 2, assumendo i seguenti coefficienti parziali:

- Coefficienti parziali M2 per quanto concerne la valutazione dell'incremento di spinta indotto dalle azioni sismiche;
- Coefficienti parziali A2 posti pari all'unità.
- Coefficienti parziali R3 per la valutazione delle resistenze di progetto
- Per quanto concerne gli stati limite per raggiungimento della resistenza negli elementi strutturali o nei vincoli, secondo quanto riportato al Par. 7.11.5.3 del Doc. Rif.0 le verifiche sono state svolte con l'Approccio 1 Combinazione 1, assumendo i seguenti coefficienti parziali:
 - Coefficienti parziali M1 per quanto concerne la valutazione dell'incremento di spinta indotto dalle azioni sismiche;
 - Coefficienti parziali A1 posti pari all'unità.
 - Coefficienti parziali R1 per la valutazione delle resistenze di progetto

Stati limite di esercizio (SLE)

Con riferimento allo stato limite di esercizio, che è associato allo Stato Limite di Danno per l'opera in oggetto, dev'essere verificata la compatibilità degli spostamenti permanenti indotti dal sisma con la funzionalità dell'opera o delle strutture eventualmente adiacenti, e devono essere tali da non ridurre la resistenza dell'opera.

L'azione sismica di progetto deve essere valutata sulla base degli Stati Limite relativi all'opera da verificare (vedasi Tabella 6). Per l'opera in oggetto, come definito al punto 4.2.1, le verifiche agli Stati Limite di Esercizio verranno condotte con riferimento allo Stato Limite di Danno (**SLE**) valutando gli spostamenti e rotazioni della palificata. Sulla base di tali componenti si calcola quindi lo spostamento orizzontale in corrispondenza dello spiccatto del paramento.

In queste verifiche, analogamente al caso statico, le azioni ed i parametri dei materiali e le relative resistenze sono considerati con i loro valori caratteristici.

6. CRITERI DI VALUTAZIONE DELLA RESISTENZA DEI PALI

6.1 COMPORTAMENTO DEI PALI SOGGETTI A CARICHI ASSIALI

La portata limite (Q_{LIM}) del palo viene calcolata con riferimento all'equazione:

$$Q_{LIM} = Q_{B,LIM} + Q_{L,LIM} = q_b \cdot A_B + \sum_i \pi \cdot D_i \cdot \Delta H_i \cdot \tau_{LIM,i} \quad \text{compressione}$$

$$Q_{LIM} = Q_{L,LIM} = \gamma'_{cls} \left(\sum_i \Delta H_i \right) \cdot A_B + \sum_i \pi \cdot D_i \cdot \Delta H_i \cdot \tau_{LIM,i} \quad \text{trazione}$$

dove:

$Q_{B,LIM}$ = portata limite di base;

$Q_{L,LIM}$ = portata limite laterale;

q_b = portata unitaria di base;

γ'_{cls} = peso di volume sommerso del calcestruzzo armato

A_B = area di base;

D_i = diametro del concio i^{mo} di palo;

ΔH_i = altezza del concio i^{mo} di palo;

$\tau_{LIM,i}$ = attrito laterale unitario limite del concio i^{mo} di palo.

Nel seguito vengono illustrati i criteri di dimensionamento convenzionale, basati sui risultati di prove penetrometriche standard SPT o sulla definizione esplicita dei parametri di resistenza dei terreni.

Portata di base

Per terreni coesivi, la valutazione della capacità limite di base viene calcolata in base all'equazione:

$$q_b = 9 \cdot c_u + \sigma_v$$

dove:

c_u = coesione non drenata (kPa)

σ_v = tensione geostatica verticale totale (kPa)

I valori di q_b sono interamente mobilizzati ad una profondità critica z_c (Meyerhof, Sastry [1978]), secondo l'espressione $z_c = m \cdot D$ con D pari al diametro del palo e m variabile tra 4 e 8.

In accordo con le più recenti metodologie di calcolo, la valutazione della capacità limite di base per terreni granulari è condotta facendo riferimento non più alle condizioni di rottura bensì riferendosi ad una "portata critica", corrispondente ad una "condizione di servizio limite" basata su considerazioni di cedimenti ammissibili, ed in genere riferita all'insorgere di deformazioni plastiche nei terreni di fondazione. Pertanto, si porrà $q_b = q_{cr}$, dove

q_{cr} = portata critica unitaria di base;

Per pali trivellati la portata critica è valutata in accordo con le indicazioni di Reese-Wright et al. [1978]:

$$q_{cr} = 0.0667 \cdot N_{SPT} \leq 4MPa$$

I valori di q_{cr} sono interamente mobilitati ad una "profondità critica" z_c come descritto sopra, con m variabile fra 4 e 21 secondo la **Figura 10**.

Per pali battuti, la portata critica, sempre maggiore di quella per pali trivellati, viene valutata di volta in volta secondo le effettive modalità esecutive.

La costruzione dell'andamento della portata di base con la profondità in condizioni stratigrafiche particolari (pali che attraversano uno strato di terreno sciolto fino a immorsarsi in uno strato compatto di base di notevole spessore, piuttosto che pali immorsati in uno strato compatto di base di modesto spessore sovrastante uno strato di terreno sciolto) è condotta in accordo alle indicazioni riportate nella **Figura 11**.

Figura 10: $z_c/D = f(\phi)$ (Meyerhof [1976])

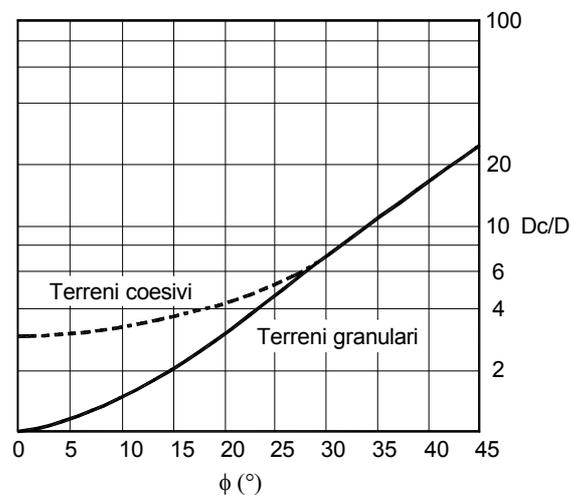
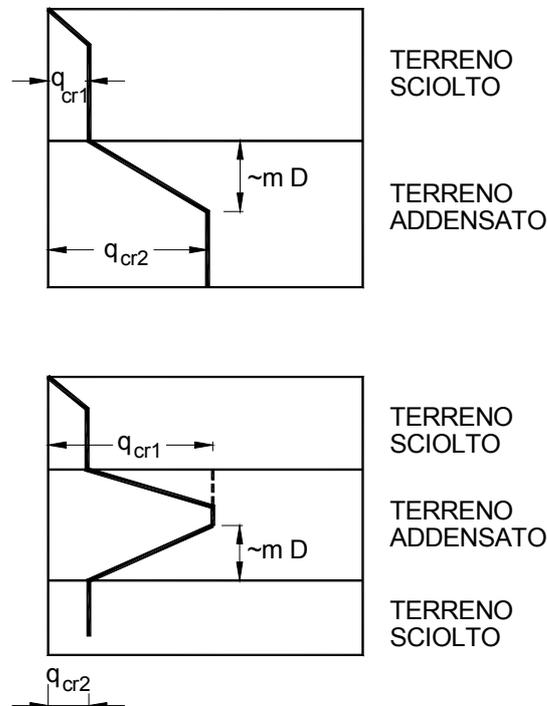


Figura 11: Portata di base - Terreni stratificati (Meyerhof [1976])



Attrito laterale

Per terreni coesivi, si utilizza l'equazione:

$$\tau_{LIM} = \alpha \cdot c_U \leq 100 \text{ kPa}$$

dove:

α = coefficiente riduttivo:

= 0.9 per $c_U \leq 25$ kPa; 0.8 per $25 < c_U \leq 50$ kPa; 0.6 per $50 < c_U \leq 75$ kPa; 0.4 per $c_U > 75$ kPa; AGI [1984];

c_U = coesione non drenata (kPa)

I valori dell'attrito laterale limite in terreni granulari sono valutati mediante l'espressione:

$$\tau_{LIM} = K \cdot \sigma'_v \cdot \tan(\phi')$$

dove:

K = rapporto tra pressione orizzontale e pressione verticale efficace;

σ'_v = pressione geostatica verticale efficace;

ϕ' = angolo d'attrito efficace;

Per pali trivellati si adotta [Reese – Wright (1977)]:

$K = 0.7$ in compressione

$K = 0.5$ in trazione

Per pali battuti si adottano i coefficienti raccomandati da AGI [1984].

Per i pali trivellati deve essere comunque soddisfatta anche la seguente verifica:

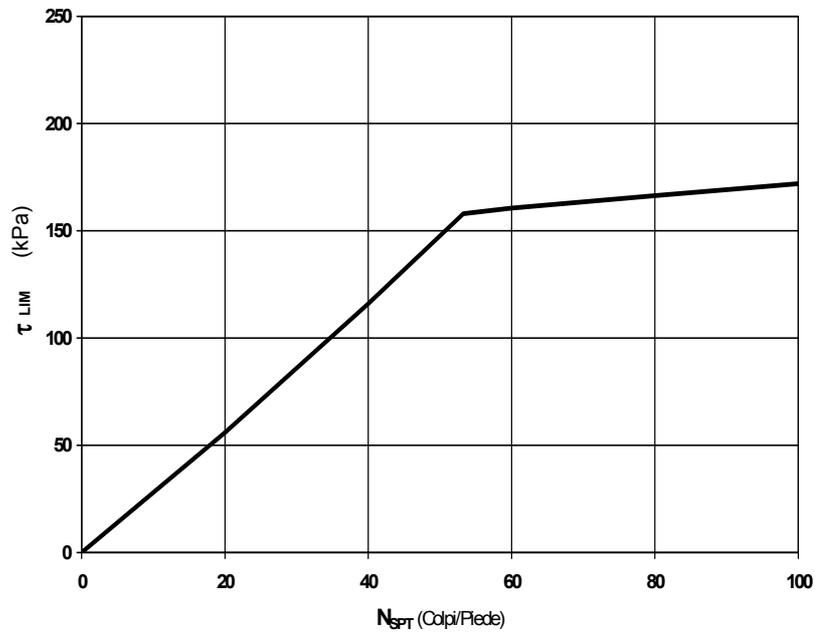
$$\tau_{lim} \leq \tau = f(N_{SPT})$$

dove:

N_{SPT} = numero di colpi/piede in prova SPT.

In **Figura 12** è illustrata la correlazione proposta da Wright e Reese tra il valore della τ_{lim} ed il valore di NSPT.

Figura 12: Terreni granulari - $\tau_{LIM} = f(N_{SPT})$ (Wright-Reese [1977])



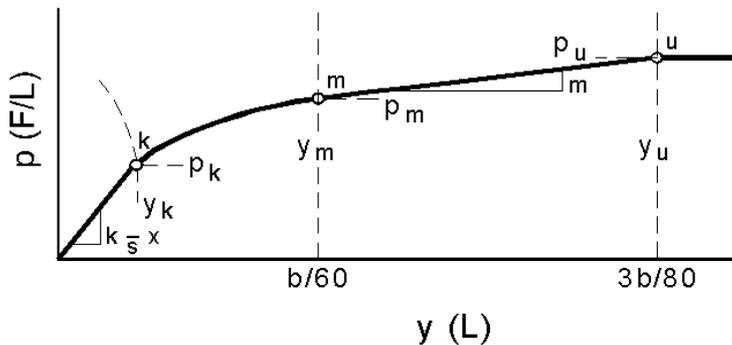
6.2 COMPORTAMENTO DI PALI IN GRUPPO SOGGETTI A CARICHI TRASVERSALI

Il comportamento di pali in gruppo soggetti a carichi trasversali è stata effettuata mediante il programma di calcolo GROUP. Il programma di calcolo permette di analizzare il comportamento di una palificata sottoposta a carichi orizzontali e verticali modellando l'interazione terreno struttura mediante curve p-y. Le curve p-y, che esprimono la resistenza del terreno in funzione della profondità e dello spostamento del palo, possono essere ricavate in relazione alla tipologia di terreni e alle proprietà meccaniche che li caratterizzano, in accordo alle procedure proposte da:

Reese, Cox e Koop (1975)	per sabbie
Welch e Reese (1975)	per argille tenere sotto falda
Reese, Cox e Koop (1975)	per argille dure sotto falda
Reese–Welch (1972)	per argille dure sopra falda

Il programma permette di scegliere tra uno dei modelli sopra esposti.

I metodi di calcolo sono descritti sinteticamente nelle pagine seguenti con riferimento sia a carichi statici sia a carichi ciclici.

Modello per sabbie Cox e Reese (1975)

 1- calcolo di $p = \min(p_{u1}; p_{u2})$

$$p_{u1} = \gamma \cdot z \cdot \frac{K_0 \cdot z \cdot \tan \phi \cdot \sin \beta}{\tan(\beta - \phi) \cdot \cos \alpha} \cdot A_1 + \frac{\tan \beta}{\tan(\beta - \phi)} \cdot (D \cdot A_3 + z \cdot \tan \beta \cdot \tan \alpha \cdot A_3^2) + \gamma \cdot z \cdot [K_0 \cdot z \cdot \tan \beta \cdot (\tan \phi \cdot \sin \beta - \tan \alpha) \cdot A_1 - K_a \cdot D]$$

$$p_{u2} = K_a \cdot D \cdot \gamma \cdot z \cdot (\tan^2 \beta - 1) + K_0 \cdot D \cdot \tan \phi \cdot \tan^4 \beta$$

$$A_1 = (4 \cdot A_2^3 - 3 \cdot A_2^2 + 1)$$

$$A_2 = (\tan \beta \cdot \tan \delta) / (\tan \beta \cdot \tan \delta + 1)$$

$$A_3 = 1 - A_2$$

dove:

 p_u resistenza laterale unitaria ultima

 y spostamento orizzontale

 γ peso di volume efficace

 z profondità da p.c.

 K_0 coefficiente di spinta a riposo

 ϕ angolo di attrito

 $\beta = 45 + \phi/2$
 $\alpha = \phi/2$
 D diametro del palo

 $K_a = \tan^2(45 + \phi/2)$
 δ inclinazione del piano campagna rispetto all'orizzontale

 2- calcolo di $p_u = A_i \cdot p$

 3- calcolo di $p_m = B_i \cdot p$

4- definizione del tratto iniziale della curva p-y

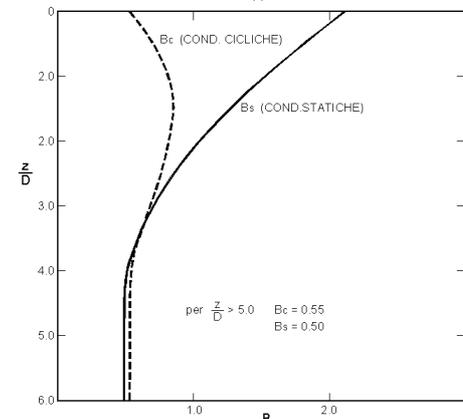
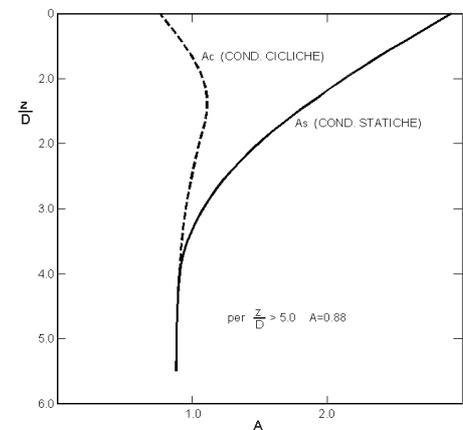
5- definizione del tratto parabolico della curva p-y

$$p = Cy^{1/n}$$

dove:

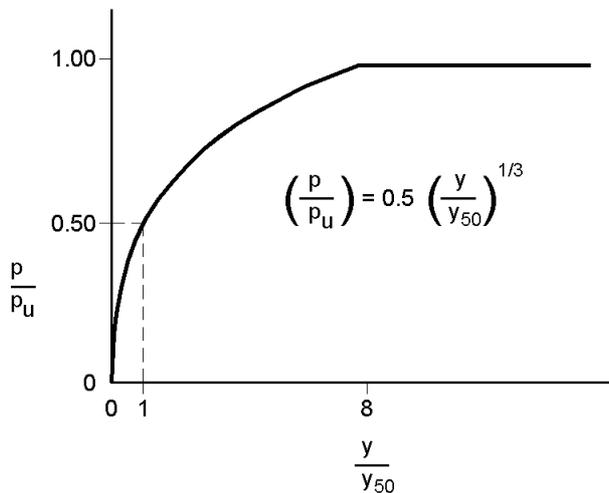
$$n = p_m / m y_m$$

$$C = p_m / (y_m)^{1/n}$$

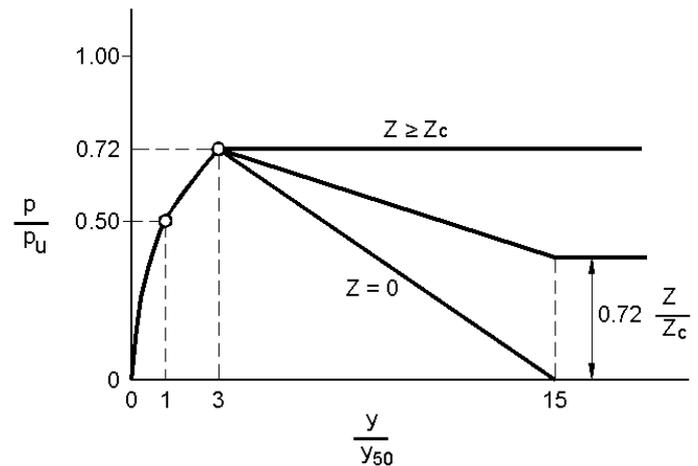


Modello Welch e Reese (1975) per argille tenere sotto falda

Carichi statici



Carichi ciclici



per carichi statici

$$p_{u1} = [3 + \sigma'/c_u + (J/D)z] c_u D \alpha$$

$$p_{u2} = 9 c_u D \alpha$$

$$\alpha = 1/(1 + \tan \delta)$$

$$p_u = \min(p_{u1}; p_{u2})$$

$$p/p_u = 0.5 (y/y_{50})^{1/3}$$

$$y_{50} = 2.5 \varepsilon_{50} D$$

dove:

p_u resistenza laterale unitaria ultima

σ' pressione geostatica verticale efficace alla quota z

c_u coesione non drenata

z profondità da p.c.

D diametro del palo

δ inclinazione del piano campagna rispetto all'orizzontale

y spostamento orizzontale

y_{50} spostamento orizzontale per $p=0.5 p_u$

ε_{50} deformazione unitaria corrispondente ad una mobilitazione delle tensioni tangenziali pari al 50% della resistenza al taglio

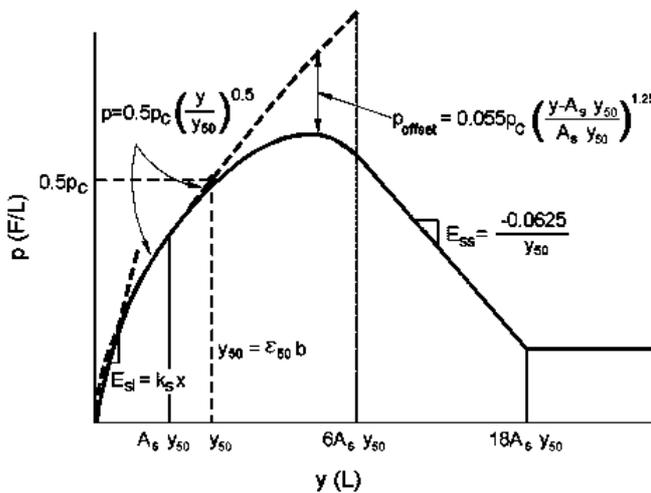
per carichi ciclici

$$z_c = [6 c_u D] / [\gamma' D + 0.5 c_u] \alpha$$

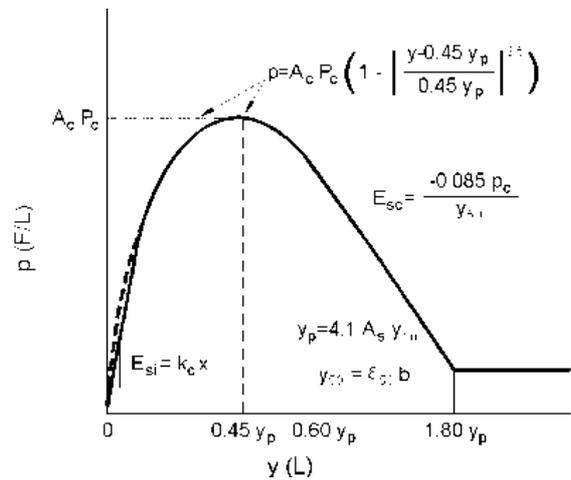
γ' = peso di volume efficace

Modello Reese, Cox e Koop (1975) per argille dure sotto falda

Carichi statici



Carichi ciclici



$$p_{u1} = (3 c_u D + \sigma' D + 2.83 c_u z)$$

$$p_{u2} = 11 c_u D \alpha$$

$$\alpha = 1/(1+\tan\delta)$$

$$p_u = \min(p_{u1}; p_{u2})$$

 p_u resistenza laterale unitaria ultima

 z profondità da p.c.

 σ' pressione geostatica verticale efficace alla profondità z
 c_u coesione non drenata

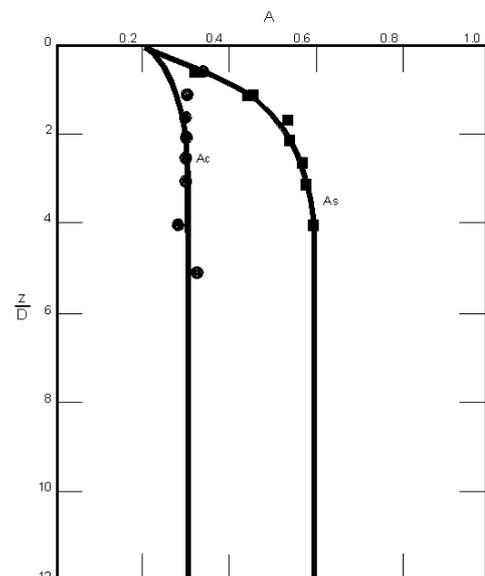
 D diametro del palo

 y spostamento orizzontale

 $y_{50} = 2.5 \varepsilon_{50} D =$ spostamento orizzontale per $p=C$
 ε_{50} deformazione unitaria corrispondente ad una pari al 50% della resistenza al taglio

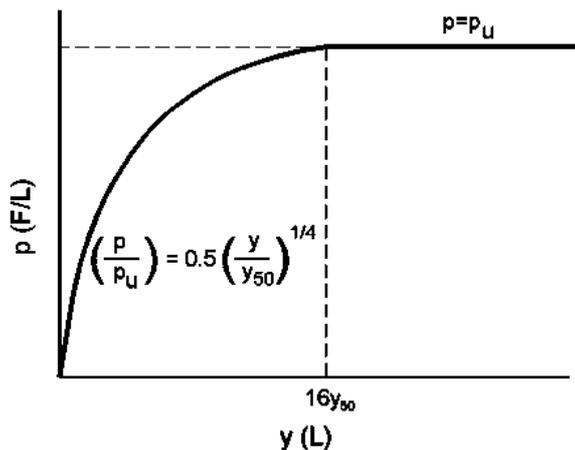
 K_s pendenza del tratto iniziale della curva carichi statici

 K_c pendenza del tratto iniziale della curva carichi ciclici

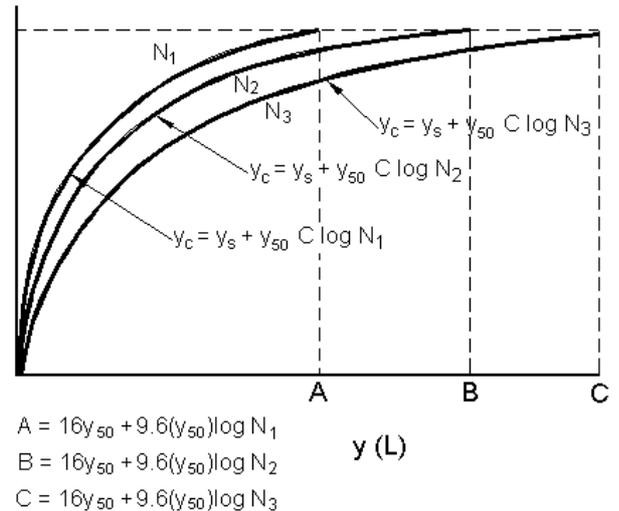
 A_c parametro empirico


Modello Welch-Reese (1972) e Reese-Welch () per argille dure sopra falda

Carichi statici



Carichi ciclici



$$p_{u1} = [3c_u D + \gamma' D z + 2.83c_u z] \alpha$$

$$p_{u2} = 9 c_u D \alpha$$

$$\alpha = 1/(1+\tan\delta)$$

$$p_u = \min (p_{u1}; p_{u2})$$

dove:

p_u resistenza laterale unitaria ultima

γ' peso di volume unitario

c_u coesione non drenata

z profondità da p.c.

D diametro del palo

δ inclinazione del piano campagna rispetto all'orizzontale

y spostamento orizzontale

y_{50} spostamento orizzontale per $p=0.5 p_u (= 2.5 \varepsilon_{50} D)$

ε_{50} deformazione unitaria corrispondente ad una mobilitazione delle tensioni tangenziali pari al 50% della resistenza al taglio

K_s pendenza del tratto iniziale della curva

7. CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA E DATI DI CALCOLO

7.1 BREVE INQUADRAMENTO GEOLOGICO DELL'AREA

Per tali aspetti si fa riferimento alla Relazione Geologica.

7.2 CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA E DATI DI CALCOLO

Da un punto di vista stratigrafico sia le nuove indagini eseguite, che quelle pregresse, evidenziano la presenza lungo l'intera tratta di terreni relativamente omogenei. Da un punto di vista litologico si hanno terreni prevalentemente costituiti da materiali coesivi (limi-argillosi con percentuali variabili di sabbia). Si rileva inoltre la frequente presenza di livelli torbosi (T) a diverse quote da piano campagna, con spessori da decimetrici a metrici anche metrici.

Lungo il tracciato autostradale sono state individuate le seguenti unità stratigrafiche principali:

- l'unità A1, costituita da terreni prevalentemente a grana fine (argille limose e limi argillosi);
- l'unità A2, costituita da terreni prevalentemente granulari (sabbie, sabbie limose e sabbie con limo).

Le condizioni stratigrafiche di riferimento per il sottosuolo del progetto in esame sono rappresentate nei Profili Geotecnici allegati, cui si fa rimando per maggiori dettagli.

La falda, per tutte le verifiche, è stata assunta al livello del piano di posa dei muri.

7.3 PARAMETRI GEOTECNICI DI PROGETTO

I muri prefabbricati su pali in oggetto previsti in corrispondenza dell'ampliamento sul canale Biancolino sono i seguenti:

- M003 dalla progr. km 96+795.80 alla progr. km 96+851.80;
- M104 dalla progr. km 97+0.89.25 alla progr. km 96+905.80.

Di seguito si riportano la stratigrafia di calcolo utilizzata:

DATI DI INGRESSO			
D	di diametro del palo	1,00 (m)	FS _L coeff. sicurezza portata laterale 1,00 (-)
L	lunghezza massima di calcolo	32,00 (m)	w/D cedimento base palo per q=0 4,95 (%)
z _a	profondità falda da p.c.	0,00 (m)	FS _{B,GR} coeff. sicurezza portata di base l. granulari 1,00 (-)
σ _{amm,cls}	tensione ammissibile calcestruzzo	4,50 (MPa)	FS _{B,COE} coeff. sicurezza portata di base l. coesivi 1,00 (-)

PARAMETRI MEDI														PARAMETRI MINIMI										
n° strato	tipo terreno	ΔH _i (m)	H _i (m)	γ _n (kN/m ³)	N _{SPPT} (colpi/piede)	φ (°)	Dcr/D suggeriti	Dcr/D adottati	k suggeriti (-)	k adottati (-)	c _u (kPa)	c _u suggeriti (kPa)	c _u adottati (kPa)	γ _n (kN/m ³)	N _{SPPT} (colpi/piede)	φ (°)	Dcr/D suggeriti	Dcr/D adottati	k suggeriti (-)	k adottati (-)	c _u (kPa)	c _u suggeriti (kPa)	c _u adottati (kPa)	
1	C	12	12	19	-	-	4-8	8	-	-	60	40	40	19	-	-	4-8	4	-	-	-	20	18	18
2	N	4	16,0	19	13	36	12	12	0,7	0,7	-	-	-	19	10	34	10	10	0,7	0,7	-	-	-	-
3	C	4,00	20,0	19	-	-	4-8	-	-	-	78	45	45	19	10	-	4-8	-	-	-	33	26	26	
4	N	2,00	22,0	19	13	36	12	12	0,7	0,7	-	-	-	19	13	34	10	10	0,7	0,7	-	-	-	-
5	C	5,00	27,0	19	-	-	4-8	-	-	-	100	45	45	19	-	-	4-8	-	-	-	50	40	40	
6	N	6,00	33,0	19	18	36	12	12	0,7	0,7	-	-	-	19	15	34	10	10	0,7	0,7	-	-	-	-

nel calcolo della portata di base degli strati coesivi vuoi considerare il contributo della tensione geostatica verticale? (0=NO, 1=SI) **1**

ΔH_i spessore strato i-esimo
 H_i quota del letto dello strato i-esimo
 γ_n peso di volume naturale
 N_{SPPT} numero di colpi/piede (per i soli terreni granulari)
 φ angolo di attrito (per i soli terreni granulari)
 Dr densità relativa (per i soli terreni granulari)
 Dcr/D profondità critica/diametro del palo
 k rapporto fra pressione orizzontale e verticale in prossimità del palo (per i soli terreni granulari)
 c_u coesione non drenata (per i soli terreni coesivi)
 c_u attrito laterale unitario (per i soli terreni coesivi)

Figura 13: Caratterizzazione geotecnica zona Canale Biancolino

8. AZIONE SISMICA DI PROGETTO

Per quanto concerne la definizione dell'azione sismica di progetto deve essere fatto riferimento alle Norme Tecniche (Doc. Rif. [1]), di cui è parte integrante la definizione dei valori di pericolosità sismica da adottare nelle verifiche.

8.1 VITA UTILE DELL'OPERA E PERIODO DI RIFERIMENTO

La Vita Nominale dell'opera, in accordo al Par. 2.4.1 del Doc. Rif. [1], ed alle informazioni allo stato attuale disponibili, è assunta pari a $V_n = 50$ anni.

La Classe d'Uso utilizzabile per le verifiche oggetto del presente studio è definita in accordo al Par 2.4.2 della Normativa (Doc. Rif. [1]). Per le finalità dell'opera si assume la classe d'uso VI (coefficiente d'uso $C_u = 2.0$).

Di conseguenza, il periodo di riferimento per l'azione sismica, definito in accordo al par 2.4.3 della Normativa (Doc. Rif. [1]), risulta pari a:

$$V_r = V_n * C_u = 100 \text{ anni}$$

8.2 PERIODO DI RITORNO DELL'AZIONE SISMICA T_R

Definita la vita di riferimento dell'opera, i valori del periodo di ritorno dell'azione sismica T_R , in funzione della probabilità di superamento P_{vr} associata allo stato limite considerato (si veda il paragrafo 4.2.1), sono dati dalla seguente relazione:

$$T_R = -V_r / (\ln(1 - P_{vr}))$$

In Tabella 7 sono riportati i valori di T_R calcolati.

Stati Limite		P_{vr} (%)	T_R (anni)
Stati Limite di Esercizio SLE	SLO	81	60
	SLD	63	101
Stati Limite Ultimi SLU	SLV	10	949
	SLC	5	1950

Tabella 7: Valori delle probabilità di superamento PVR e dei periodi di ritorno TR al variare dello Stato Limite considerato.

8.3 PARAMETRI RELATIVI AL SITO DI RIFERIMENTO RIGIDO ORIZZONTALE

Come comune di riferimento per le opere in oggetto si è scelto di utilizzare Maserà di Padova il quale assieme a Due Carrare presenta i valori maggiori di a_g lungo l'intera tratta.

DETERMINAZIONE DELL'AZIONE DI PROGETTO ALLO STATO LIMITE SLV ($T_R = 945$ ANNI)						
Comune	Sottosuolo	a_g [g]	F_0 [-]	T_c^* [s]	S_s [-]	S_T [-]
Monselice	D	0.079	2.794	0.371	1.80	1.00
Permunia	D	0.079	2.812	0.372	1.80	1.00
Due Carrare	D	0.085	2.744	0.368	1.80	1.00
Maserà di Padova	D	0.085	2.732	0.370	1.80	1.00

Tabella 8 – Parametri di riferimento per la progettazione sismica

Nella Tabella 1 allegata alla Normativa (Doc. Rif. [1]) in funzione delle coordinate geografiche, sono assegnati i valori dei seguenti parametri, rispetto ad una griglia di punti prefissati sul territorio:

- a_g : accelerazione orizzontale massima al sito;
- T_c^* : periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale;
- F_0 : valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale.

I valori dei parametri al sito di interesse, individuato dalle proprie coordinate geografiche, devono essere valutati attraverso l'interpolazione dei valori relativi ai quattro punti della griglia di riferimento nazionale posti nell'intorno di quello in esame.

8.4 ACCELERAZIONE MASSIMA ATTESA IN SITO

L'accelerazione massima attesa al sito a_{max} è definita attraverso la seguente relazione (Eq. 7.11.8 del Doc. Rif. [1]):

$$a_{max} = S_s \cdot S_T \cdot a_g$$

in cui:

a_g = Accelerazione massima su sito rigido;

S_S = Coefficiente d'amplificazione stratigrafica;

S_T = Coefficiente d'amplificazione topografica.

Il coefficiente di amplificazione stratigrafica S_S (per suolo di Cat. D) è pari a 1.80.

Il coefficiente di amplificazione topografica S_T per il sito in esame è assunto pari a 1, valore assegnato per siti con categoria topografica T1, caratterizzati da pendii con pendenza inferiore a 15° (Par. 3.2.3 e Tab. 3.2.IV del Doc. Rif. [1]).

Sulla base di quanto sopra, si riportano i valori di accelerazione massima attesa al sito per ogni stato limite di riferimento selezionato.

STATO LIMITE	T_R	a_{max}
	[anni]	[g]
SLV	949	0.153

Tabella 9: Valori di accelerazione massima attesa al sito

8.5 COMPONENTI DELL'ACCELERAZIONE EQUIVALENTE

Come definito nel Par. 7.11.6.2.1 del Doc. Rif. [1], a meno di specifiche analisi dinamiche, è possibile svolgere le verifiche di sicurezza per l'opera di sostegno mediante analisi pseudostatiche o analisi agli spostamenti.

Nello specifico, la valutazione dell'impatto dell'azione sismica sull'opera di sostegno è stata condotta mediante analisi pseudostatica come definito nel Paragrafo 7.11.6.2 della Normativa (Doc. Rif. [1]).

Calcolo coefficienti sismici per la verifica di stabilità globale

Come descritto nell'esempio di calcolo riportato al Par. C7.11.4 del Doc. Rif. [2], la verifica di stabilità globale va condotta mediante il metodo di analisi definito al Par. 7.11.3.5 del Doc. Rif.0, inerente alla stabilità dei pendii.

Sulla base di quanto definito al Par.7.11.3.5.2 del Doc. Rif. [1], i coefficienti sismici k_h (orizzontale) e k_v (verticale) sono definiti come:

$$k_h = \beta_s \cdot a_{\max}$$

$$k_v = \pm k_h / 2$$

essendo:

β_s = coefficiente di riduzione dell'accelerazione massima attesa al sito (Tabella 10)

	Categoria di sottosuolo	
	A	B,C,D,E
	β_s	β_s
$0.2 < a_g (g) < 0.4$	0.30	0.28
$0.1 < a_g (g) < 0.2$	0.27	0.24
$a_g (g) < 0.1$	0.20	0.20

Tabella 10: Coefficiente β_s (Tab. 7.11.I Doc. Rif. [1])

Con riferimento agli Stati Limite Ultimi di riferimento, si ottengono i seguenti coefficienti per la verifica di stabilità globale (Tabella 11).

STATO LIMITE	T_R	k_h	k_v
	[anni]	[g]	[g]
SLV	949	0.030	± 0.015

Tabella 11: Valori dei coefficienti sismici per le verifiche di stabilità globale

Calcolo dei coefficienti sismici per la verifica di stabilità dell'opera

Per tutte le rimanenti verifiche, di cui al Par. 6.5.3.1.2 del Doc. Rif. [1], come riportato al Par. 4.2 del presente documento, gli Stati Limite di riferimento sono sia quello relativo allo Stato Limite di Salvaguardia della Vita (SLV) che quello relativo allo Stato Limite di Danno (SLD).

Sulla base di quanto definito al Par.7.11.6.2.1 del Doc. Rif. [1], i coefficienti sismici k_h (orizzontale) e k_v (verticale) sono definiti come:

$$k_h = \beta_m \cdot a_{max}$$

$$k_v = \pm k_h / 2$$

essendo β_m = coefficiente di riduzione dell'accelerazione massima attesa al sito

	Categoria di sottosuolo	
	A	B,C,D,E
	β_m	β_m
$0.2 < a_g (g) < 0.4$	0.31	0.31
$0.1 < a_g (g) < 0.2$	0.29	0.24
$a_g (g) < 0.1$	0.20	0.18

Tabella 12: Coefficiente β_m

In funzione delle condizioni di spinta assunte in condizioni statiche, si è posto:

- $\beta_m = 0.5$ nel caso di spinta in regime K_a ;
- $\beta_m = 1$ nel caso di spinta $1/2(K_a + K_0)$.

Con riferimento agli Stati Limite Ultimi di riferimento definiti al Paragrafo [1], si ottengono pertanto i seguenti coefficienti per la verifica di stabilità dell'opera (Tabella 13).

STATO LIMITE	T_R	k_h	k_v
	[anni]	[g]	[g]
K_a	949	0.077	± 0.038
$1/2(K_a + K_0)$	949	0.153	± 0.077

Tabella 13: Valori dei coefficienti sismici per le verifiche di stabilità dell'opera

8.6 CALCOLO DEI COEFFICIENTI DI SPINTA IN CONDIZIONI SISMICHE

L'incremento di spinta associato alla presenza di evento sismico è stato valutato come differenza fra la spinta complessiva (statica + sismica) determinata con il metodo di Mononobe-Okabe e l'analoga spinta in condizioni statiche (in accordo a Caquot e Kerisel). Tale incremento, come definito al Par. 7.11.6.2.1 del Doc. Rif. [1] è stato valutato come pressione distribuita lungo l'altezza del muro con punto di applicazione posizionato a metà altezza.

Per la valutazione della spinta in accordo a Mononobe-Okabe sono state assunte le medesime ipotesi sull'inclinazione del pendio e angolo di attrito terreno-terreno fatte per il caso statico. Per quanto concerne il termine di spinta idrodinamica E_{wdin} , per il caso in esame è stato assunto $E_{wdin} = 0$ in quanto il materiale spingente è soprafalda.

L'inerzia del muro di sostegno è stata presa in conto valutando rispettivamente le seguenti componenti:

- $F_H = k_H \cdot W$
- $F_V = k_V \cdot W$

Essendo:

W il peso del muro

k_H , k_V come da Tabella 13.

Coefficienti di spinta in condizioni sismiche (Coefficienti parziali M1)

I coefficienti di spinta attiva sono stati calcolati assumendo i parametri di progetto M1 ed un coefficiente di spinta orizzontale pseudo statico $a_H = 0.153g$ e $0.077g$, utilizzando il metodo proposto da Mononobe-Okabe come descritto nell'Eurocodice 8 Annex E.

STRATO	$K_{A,monte}$
Rilevato $\beta_m = 1$ H = 4 m	Sisma alto 0.355
	Sisma basso 0.337
Rilevato $\beta_m = 0.50$ H = 5 e 6 m	Sisma alto 0.292
	Sisma basso 0.288

Tabella 14: Coefficienti di spinta – (Sisma- Approccio 1 – Combinazione 1)

Coefficienti di spinta in condizioni sismiche (Coefficienti parziali M2)

I coefficienti di spinta attiva sono stati calcolati in maniera analoga a quanto svolto nel Cap. per il caso statico, assumendo i parametri parziali di progetto del gruppo M2 ed un coefficiente di spinta orizzontale pseudo statico $a_H = 0.153g$ e $0.077g$, come segue:

STRATO	$K_{A, monte}$
Rilevato $\beta_m = 1$ H = 4 m	Sisma alto 0.432
	Sisma basso 0.411
Rilevato $\beta_m = 0.50$ H = 5 e 6 m	Sisma alto 0.360
	Sisma basso 0.356

Tabella 15: Coefficienti di spinta – (Sisma – Approccio 1 – Combinazione 2)

9. CRITERI DI DETERMINAZIONE DELLE AZIONI DI PROGETTO

I **carichi** a cui è soggetta l'opera in oggetto sono i seguenti:

- permanenti (pesi propri, spinta delle terre)
- azione accidentale da traffico
- azione accidentale da vento
- azione eccezionale da sisma

In sede di valutazione dei valori caratteristici delle suddette azioni si fa riferimento a:

peso del cls. $\gamma = 25 \text{ kN/m}^3$

peso di volume naturale del terreno spingente (materiale da rilevato) $\gamma_n = 19 \text{ kN/m}^3$

angolo di attrito efficace del terreno spingente $\phi' = 35^\circ$

sovraccarico accidentale da traffico $q = 20 \text{ kPa}$

Il vento esercita sulle superfici esposte della barriera antirumore azioni dirette che variano sia nel tempo e sia nello spazio provocando in generale effetti di tipo dinamico. Per gli abituali approcci progettuali è possibile perseguire l'approccio "*quasi statico equivalente*", vale a dire l'azione dinamica del vento è ricondotta a sistemi di forze e pressioni i cui effetti siano equivalenti a quelli del vento turbolento. Per il caso di studio, l'azione del vento è stata considerata nella condizione più sfavorevole di vento da monte, per cui si ha una pressione concorde alla spinta dalle terre. L'azione prodotta da tale condizione di carico è stata schematizzata con la presenza alla testa della paratia di una forza concentrata diretta verso valle (F) ed un momento flettente ribaltante (M).

Per i muri in oggetto è stato considerata una predisposizione al montaggio di una barriera fonoassorbente di $H = 4 \text{ m}$ con pressione del vento $p_v = 2.5 \text{ kPa}$.

La **spinta delle terre** viene valutata seguendo i seguenti criteri:

- spinta $(k_a + k_0)/2$ per muri di altezza del paramento pari a 4.0 m;
- spinta k_a per muri di altezza del paramento pari a 5.0 m 6.0 m;

Tali assunzioni sono giustificate dal fatto che, trattandosi di muri su pali, gli spostamenti attesi potrebbero essere limitati, tali da non permettere il raggiungimento di un regime di spinta attiva e, allo stesso tempo, non tali da giustificare un regime di spinta a riposo. Pertanto, per determinare un coefficiente di spinta rappresentativo, come effettivamente considerato, viene adottata la seguente procedura:

- Calcolo delle spinte agenti sul muro assumendo il coefficiente di spinta pari a quello relativo alla condizione di spinta attiva, valutate in condizioni di esercizio (SLE);
- Valutazione dello spostamento complessivo del muro (valutato come somma della componente indotta dalla traslazione e della componente indotta dalla rotazione dell'opera);
- Confronto di tale valore con riferimenti disponibili in normativa, come ad esempio la Tabella C.1 riportata nell'Annex C dell'Eurocodice 7 (Tabella 16), od in letteratura, come i valori di Tabella 17. Si possono quindi verificare due condizioni:
 - Lo spostamento calcolato con il coefficiente di spinta attiva è uguale o maggiore del limite inferiore proposto ad esempio dall'Eurocodice 7 (Tabella 16) → valida l'assunzione della condizione di spinta attiva,
 - Lo spostamento calcolato con il coefficiente di spinta attiva è inferiore rispetto al limite inferiore proposto ad esempio dall' Eurocodice 7 (Tabella 16) → non è valida l'assunzione della condizione di spinta attiva, pertanto il regime di spinte è maggiore rispetto a quello relativo alla condizione di spinta attiva ($k > k_a$). In questa condizione, il coefficiente di spinta viene definito pari al valore intermedio fra k_a e k_0 .

- Qualora il calcolo degli spostamenti con il coefficiente di spinta aggiornato, pari a $(k_a+k_0)/2$, fornisca valori ancora inferiori ai limiti sopra citati, il regime di spinta dovrà essere valutato con il coefficiente di spinta a riposo k_0 .

Tali ipotesi sono conformi a quanto proposto da vari autori e presente in alcune norme internazionali, tra cui le Raccomandazioni Neozelandesi (New Zealand Ministry of Works and Development (1979), "Recommendations for Retaining Walls"), che definiscono:

- Per muri a gravità fondati su roccia o su pali o muri con contrafforti – $k = k_0$;
- Per muri a mensola fondati su roccia o su pali di altezza inferiore a ca. 5m – $k = (k_a+k_0)/2$;
- Per muri a mensola fondati su roccia o su pali di altezza superiore a ca. 5m – $k = k_a$.

Oltre alle raccomandazioni neozelandesi, anche l'Army Corps of Engineers (1961) riporta un'analogha procedura di calcolo per le spinte sui muri di sostegno:

- per muri a gravità e muri a mensola assoggettati alle spinte di materiali di riempimento granulare e dotati di fondazione diretta su terreni sciolti → $k = k_a$;
- per muri a mensola con materiali di riempimento granulare fondati su pali verticali portanti di base → $k = k_a$
- Muri di qualunque tipo poggianti su pali flottanti → $k > k_a$
- Muri a mensola fondati su roccia → $k > k_a$
- Muri a gravità poggianti su roccia → $k > k_a$
- Muri a gravità fondati su pali verticali o inclinati → $k = k_0$

Il coefficiente di spinta a riposo k_0 è, in ogni caso, utilizzato per il dimensionamento strutturale del muro, come previsto dalle Raccomandazioni Inglesi (BD 30/87).

Table C.1 — Ratios v_d/h

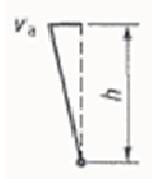
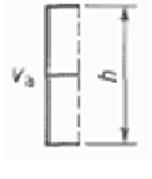
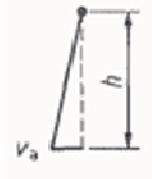
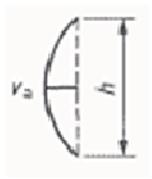
Kind of wall movement		v_d/h loose soil %	v_d/h dense soil %
a)		0,4 to 0,5	0,1 to 0,2
b)		0,2	0,05 to 0,1
c)		0,8 to 1,0	0,2 to 0,5
d)		0,4 to 0,5	0,1 to 0,2
where: v_a is the wall motion to mobilise active earth pressure h is the height of the wall			

Tabella 16: Spostamenti relativi muro terreno necessari per il raggiungimento di un regime di spinta attiva (Annex C Eurocodice 7)

Type of Backfill	Δ / H
Dense Sand	0.001
Medium Dense Sand	0.002
Loose Sand	0.004
Compacted Silt	0.002
Compacted Lean Clay	0.010
Note: Δ = movement of top of wall (feet); H = height of wall (feet)	

Tabella 17: Spostamenti relativi muro terreno necessari per il raggiungimento di un regime di spinta attiva (Clough G. W. And Duncan J. M. (1991) "Earth Pressures", Foundation Engineering Handbook, 2nd Edition)

Nel caso in esame, mediante il codice di calcolo GROUP, vengono calcolati i valori di spostamento e rotazione nel baricentro della palificata, stimando poi lo spostamento globale, inteso come somma di una componente traslazionale ed una rotazionale (riportata alla sommità del paramento). Dal confronto di tali spostamenti con quelli di riferimento che definiscono le condizioni di spinta (cfr. Tabella 16 e Tabella 17) si desumono i coefficienti di spinta già descritti, di cui si riportano i valori numerici, come segue:

Combinazione	K_A	K_0	$(K_A + K_0)/2$
M1	0.244	0.426	0.336
M2	0.306	0.511	0.411

Tabella 18: Coefficienti di spinta statici

L'incremento di spinta sismica viene valutato secondo il metodo di Mononobe e Okabe e sommato alla spinta statica per determinare la spinta totale in condizioni sismiche (β_m è assunto pari a 1 per muri di altezza del paramento pari a 4.0 m – condizione di spinta $(k_a+k_0)/2$ e pari a 0.5 per muri di altezza del paramento pari a 5.0 e 6.0 m – condizione di spinta k_a).

Combinazione	$K_{A, \text{sis alto}}$	$K_{A, \text{sis basso}}$
M1 - $\beta_m = 1.00$	0.355	0.337
M1 - $\beta_m = 0.50$	0.292	0.288
M2 - $\beta_m = 1.00$	0.432	0.411
M2 - $\beta_m = 0.50$	0.360	0.356

Tabella 19: Incrementi di spinta sismici

Nella determinazione delle azioni trasmesse dalle barriere antifoniche in caso di sisma si è operato entrando nello spettro di Normativa con il valore del periodo proprio della struttura della barriera stessa per determinare il valore di accelerazione da applicare alla massa.

La valutazione delle azioni caratteristiche a intradosso plinto delle diverse strutture viene eseguita facendo riferimento al seguente paragrafo della Normativa di riferimento - N.T.C.-08 - D.M. 14 gennaio 2008:

- par. 6.5.3.1.1 Muri di Sostegno

Si riportano nel seguito, per i diversi casi di verifica, i coefficienti parziali ed i coefficienti di combinazione riferiti alle azioni caratteristiche.

AZIONI - VALORI CARATTERISTICI

G1 - permanenti	Q1	Q2	Q3	E	A _d
muro	traffico	vento	neve	sisma	urto
terreno portato	folia				
spinta terra					
acqua					

COEFFICIENTI PARZIALI STR

γ_{G1} STR		γ_{G2} STR		γ_Q STR	
favorevole	sfavorevole	favorevole	sfavorevole	favorevole	sfavorevole
1.00	1.30	0.00	1.50	0.00	1.50

COEFFICIENTI PARZIALI GEO

γ_{G1} GEO		γ_{G2} GEO		γ_Q GEO	
favorevole	sfavorevole	favorevole	sfavorevole	favorevole	sfavorevole
1.00	1.00	0.00	1.30	0.00	1.30

COEFFICIENTI PARZIALI EQU

γ_{G1} EQU		γ_{G2} EQU		γ_Q EQU	
favorevole	sfavorevole	favorevole	sfavorevole	favorevole	sfavorevole
0.90	1.10	0.00	1.50	0.00	1.50

COEFFICIENTI DI COMBINAZIONE

azione	ψ_0	ψ_1	ψ_2
Q1	0.75	0.75	0.2
Q2	0.6	0.2	0
Q3	0.5	0.2	0

Tabella 20: Coefficienti parziali e di combinazione delle azioni

A partire dalle azioni caratteristiche si definiscono le combinazioni delle azioni che sono oggetto delle diverse verifiche richieste dalla Normativa, come segue:

Tabella 21: Combinazioni delle azioni SLU - A2+M2+R2

SLU - A2+M2+R2 - GEO (CAPACITA' PORTANTE DE PALI)		
fattorizzazione parametri (γ_M secondo M2) - $\gamma_R = 1.0$ (R2)		
7	$(G_1 \times \gamma_{G1-GEO}) + (G_2 \times \gamma_{G2-GEO}) + (Q_1 \times \gamma_{Q-GEO}) + (Q_2 \times \gamma_{Q-GEO} \times \psi_{02}) + (Q_3 \times \gamma_{Q-GEO} \times \psi_{03})$	traffico dominante
8	$(G_1 \times \gamma_{G1-GEO}) + (G_2 \times \gamma_{G2-GEO}) + (Q_2 \times \gamma_{Q-GEO}) + (Q_1 \times \gamma_{Q-GEO} \times \psi_{02}) + (Q_3 \times \gamma_{Q-GEO} \times \psi_{03})$	vento dominante
9	$(G_1 \times \gamma_{G1-GEO}) + (G_2 \times \gamma_{G2-GEO}) + (Q_3 \times \gamma_{Q-GEO}) + (Q_1 \times \gamma_{Q-GEO} \times \psi_{02}) + (Q_2 \times \gamma_{Q-GEO} \times \psi_{03})$	neve dominante
10, 11	$G_1 + G_2 + E + (Q_1 \times \psi_{21}) + (Q_2 \times \psi_{22})$	sisma basso e sisma alto
12	$G_1 + G_2 + A_d + (Q_1 \times \psi_{21}) + (Q_2 \times \psi_{22})$	carico eccezionale - urto

Tabella 22: Combinazioni delle azioni SLU - A1+M1+R1

SLU - A1+M1+R1 - STR (VERIFICHE STRUTTURALI)		
no fattorizzazione parametri ($\gamma_M = 1.0$ secondo M1) - $\gamma_R = 1.0$ (R1)		
13	$(G_1 \times \gamma_{G1-STR}) + (G_2 \times \gamma_{G2-STR}) + (Q_1 \times \gamma_{Q-STR}) + (Q_2 \times \gamma_{Q-STR} \times \psi_{02}) + (Q_3 \times \gamma_{Q-STR} \times \psi_{03})$	traffico dominante
14	$(G_1 \times \gamma_{G1-STR}) + (G_2 \times \gamma_{G2-STR}) + (Q_2 \times \gamma_{Q-STR}) + (Q_1 \times \gamma_{Q-STR} \times \psi_{02}) + (Q_3 \times \gamma_{Q-STR} \times \psi_{03})$	vento dominante
15	$(G_1 \times \gamma_{G1-STR}) + (G_2 \times \gamma_{G2-STR}) + (Q_3 \times \gamma_{Q-STR}) + (Q_1 \times \gamma_{Q-STR} \times \psi_{02}) + (Q_2 \times \gamma_{Q-STR} \times \psi_{03})$	neve dominante
16, 17	$G_1 + G_2 + E + (Q_1 \times \psi_{21}) + (Q_2 \times \psi_{22})$	sisma basso e sisma alto
18	$G_1 + G_2 + A_d + (Q_1 \times \psi_{21}) + (Q_2 \times \psi_{22})$	carico eccezionale - urto

Tabella 23: Combinazioni delle azioni SLE

SLE - STR (VERIFICHE STRUTTURALI)			
19	$G_1 + G_2 + (Q_1 \times \psi_{01}) + (Q_2 \times \psi_{02})$	RARA	traffico dominante
20	$G_1 + G_2 + (Q_2 \times \psi_{01}) + (Q_1 \times \psi_{02})$	RARA	vento dominante
21	$G_1 + G_2 + (Q_1 \times \psi_{11}) + (Q_2 \times \psi_{22})$	FREQUENTE	traffico dominante
22	$G_1 + G_2 + (Q_2 \times \psi_{11}) + (Q_1 \times \psi_{22})$	FREQUENTE	vento dominante
23	$G_1 + G_2 + (Q_1 \times \psi_{21}) + (Q_2 \times \psi_{22})$	QUASI PERMANENTE	traffico dominante
24	$G_1 + G_2 + (Q_2 \times \psi_{21}) + (Q_1 \times \psi_{22})$	QUASI PERMANENTE	vento dominante

Nel seguito, nei singoli paragrafi relativi alle diverse sezioni tipo considerate ($H_{\text{paramento}}$ di 4.0, 5.0, 6.0 m), si riportano le azioni di progetto ottenute.

10. MURO DI ALTEZZA DEL PARAMENTO H PARI A 4.0 METRI

10.1 GEOMETRIA

La sezione tipo del muro in esame presenta:

- altezza H del paramento pari a 4.0 m (cfr. dati geometrici di dettaglio riportati nella **Tabella 24**);
- spessore totale della fondazione di 1.30 m (di cui 0.90 m di sotto-fondazione, dove vengono intestati i pali, e 0.40 m di fondazione, dove è alloggiato il pannello);
- larghezza della fondazione di 3.50 m;
- pali di fondazione aventi le seguenti caratteristiche:
 - diametro 1000 mm;
 - lunghezza 30 m;
 - interasse trasversale 1.90 m;
 - interasse longitudinale 3.00 m.

RELAZIONE TECNICA MURO DI SOSTEGNO PREFABBRICATO

Altezza netta 400 cm

DATI DI PROGETTO

Normativa

Decreto Ministeriale 14 gennaio 2008 "Norme Tecniche per le Costruzioni"

Approccio 1

Dati geotecnici terreno di riempimento

Angolo di attrito interno	ϕ	35	gradi
Peso specifico	γ	1.900	daN / m ³
Angolo di attrito terra-muro	δ	23	gradi
Angolo di inclinazione piano di campagna	ϵ	0	gradi
Coesione	c	0	daN / m ²

Dati geotecnici terreno di fondazione

Angolo di attrito interno	ϕ_{FOND}	24	gradi
Peso specifico	γ_{FOND}	900	daN / m ³
Coesione	c_{FOND}	0	daN / m ²
Ricoprimento fondazione a valle	h_R	0,40	m

Morfologia del muro

Tipologia muro	Tipo	T	
Altezza netta del muro	h_N	4,00	m
Altezza del muro	h_1	5,30	m
Distanza punto di ribaltamento - baricentro elemento prefabbricato	X_G	1,62	m
Distanza baricentro elemento prefabbricato - soletta		0,22	m
Peso elemento prefabbricato	P	4.917	daN
Inclinazione parete prefabbricato rispetto l'orizzontale	β	90	gradi
Larghezza elemento prefabbricato	b_1	2,50	m
Dimensione base di appoggio muro	appoggio	1,10	m
Altezza sezione nel tratto a sezione costante in sommità		0,70	m
Pendenza della nervatura	pendenza	20%	
Larghezza nervatura/e	s	0,30	m
Spessore soletta	sol	0,10	m

Morfologia della fondazione

Spessore massimo soletta di fondazione	h_2	1,30	m
Spessore minimo soletta di fondazione lato monte	h_3	1,30	m
Spessore minimo soletta di fondazione lato valle	h_4	1,30	m
Larghezza fondazione	L	3,50	m
Dimensione sbalzo anteriore	sbalzo	1,40	m
Larghezza suola fondazione lato monte	l_1	2,00	m
Larghezza suola fuori nervatura	fo	1,26	m
Altezza sperone (lato monte)	$h_{sperone}$	0,00	m
Base sperone (lato monte)	$b_{sperone}$	0,00	m
Larghezza sottofondazione	L_f	0,00	m
Altezza fondazione	h_f	0,00	m
Sbalzo anteriore	sb_f	0,00	m

Barriera fonoassorbente

Altezza barriera fonoassorbente	h_{FOA}	4,00	m
Pressione del vento sulla barriera	p_{vento}	250	daN / m ²

Stratigrafia terreno di fondazione

Coefficiente di Poisson del terreno	ν	0,25	
Modulo di deformabilità del terreno (procedura Berardi, 1999)	E	99.951	kPa
Modulo di Young a piccole deformazioni nel punto medio di ogni strato	E_{0i}	-	kPa
Spessore dello strato i-esimo in cui è suddiviso lo strato compressibile	h_i	-	m
Profondità di influenza in cui si sviluppa il cedimento	h_{CED}	12,25	m
Strato 1	E_{01}	h_1	
Strato 2	E_{02}	h_2	
Strato 3	E_{03}	h_3	
Strato 4	E_{04}	h_4	
Spessore totale strato compressibile		0,00 m	Controllare lo spessore degli strati

Calcola Modulo

Verifica degli spostamenti in testa alla barriera

Spostamento massimo ammissibile ($h_{FOA} / 500$)	d_{MAX}	8,00	mm
Spostamento calcolato alla testa della barriera	d_{FOA}	0,12	mm

Tabella 24: Dati geometrici muro prefabbricato H = 4.0 m

SEZIONE TIPOLOGICA DEL MURO DI SOSTEGNO CON INDICAZIONE DEI SIMBOLI UTILIZZATI

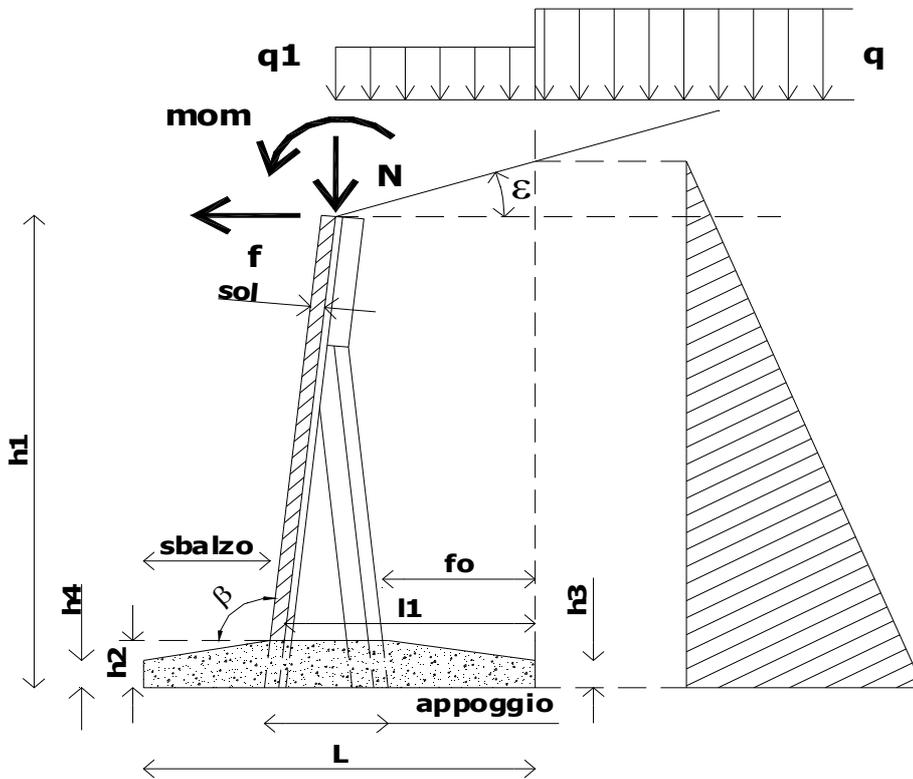


Figura 14: Sezione-tipo muro di sostegno prefabbricato

10.2 AZIONI DI PROGETTO

Alla luce dei criteri precedentemente esposti, le azioni di progetto risultanti nelle varie combinazioni di carico ad intradosso plinto (rispetto allo spigolo di valle sono le seguenti):

Combinazione		daNm/m	daNm/m	daN/m	daN/m
		Mstab	Mrib	H	N
1	A1-M1 traffico dominante	72.909	38.478	16.508	31.790
2	A1-M1 vento dominante	72.909	39.608	15.882	31.790
3	A2-M2 traffico dominante	73.002	38.198	16.502	31.817
4	A2-M2 vento dominante	73.002	38.447	15.683	31.817
7	A1-M1 sisma alto	69.075	25.503	13.058	30.354
7bis	A1-M1 sisma basso	79.462	26.897	13.865	35.011
8	A2-M2 sisma alto	69.089	29.532	15.252	30.358
8bis	A2-M2 sisma basso	79.524	31.348	16.301	35.029
11	SLE RARA TRAFFICO	72.909	27.591	12.103	31.790
12	SLE RARA VENTO	72.909	28.345	11.686	31.790
13	SLE FREQ. TRAFFICO	72.909	21.045	10.686	31.790
14	SLE FREQ. VENTO	72.909	17.738	9.087	31.790
15	SLE QUASI PERMANENTE	72.909	16.278	8.887	31.790

Tabella 25: Azioni di progetto (intradosso plinto)

essendo:

$N =$ azione assiale

$H =$ azione orizzontale (nella direzione della spinta delle terre)

$M_{stab} =$ momento stabilizzante (rispetto allo spigolo lato valle del plinto)

$M_{rib} =$ momento ribaltante (rispetto allo spigolo lato valle del plinto)

A partire da questi carichi si valutano le azioni che si hanno rispetto al baricentro della palificata, sempre ad intradosso plinto. Prendendo a riferimento una lunghezza di 22.60 m, pari a quella del modello di GROUP, si ottengono le seguenti azioni:

Combinazione		N	M	H
		(kN)	(kNm)	(kN)
1	A1-M1 traffico dominante	7185	-4792	3731
2	A1-M1 vento dominante	7185	-5047	3589
3	A2-M2 traffico dominante	7191	-4718	3729
4	A2-M2 vento dominante	7191	-4774	3544
7	A1-M1 sisma alto	6860	-2158	2951
7bis	A1-M1 sisma basso	7913	-1967	3134
8	A2-M2 sisma alto	6861	-3067	3447
8bis	A2-M2 sisma basso	7917	-2966	3684
11	SLE RARA TRAFFICO	7185	-2331	2735
12	SLE RARA VENTO	7185	-2502	2641
13	SLE FREQ. TRAFFICO	7185	-852	2415
14	SLE FREQ. VENTO	7185	-104	2054
15	SLE QUASI PERMANENTE	7185	225	2008

Tabella 26: Azioni di progetto (a intradosso plinto rispetto al baricentro)

essendo:

M = momento flettente (agente attorno alla direzione ortogonale all'asse dell'autostrada)

10.3 ANALISI DELLA PALIFICATA

Generalità

L'analisi della palificata viene eseguita con l'ausilio del programma GROUP Versione 6.0 Ensoft Inc.

Lo schema planimetrico delle disposizione dei pali è riportato nella Figura seguente, nell'ipotesi di considerare una lunghezza di riferimento del modello pari a 22.60 m.

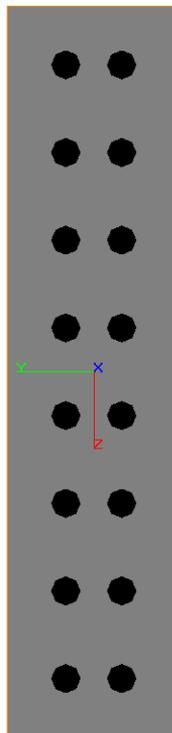


Figura 15: Schema planimetrico dei pali (programma GROUP)

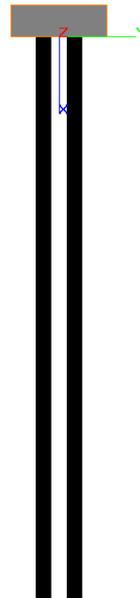


Figura 16: Sezione trasversale (programma GROUP)

Nel modello di GROUP si sono utilizzati i seguenti parametri (valori caratteristici):

Layer	Soil Type	Top (m)	Bottom (m)	K Value (Eir for weak rock) [kN/m ³]
1	Submerged Soft Clay	0	12	10000
2	Sand	12	16	15000
3	Submerged Soft Clay	16	20	15000
4	Sand	20	22	15000
5	Submerged Soft Clay	22	27	20000
6	Sand	27	37	25000

Figura 17: Stratigrafia in input al programma

Point	Depth (m)	Shear Strength (kN/m ²)	Angle of Internal Friction (Degrees)	Strain at 50% Stress	Ultimate Unit Side Friction (kN/m ²)	Ultimate Unit Tip Resistance (kN/m ²)	RQD(%)
1	0	40	0	0.02	29	0	0
2	12	40	0	0.02	29	512	0
3	12	0	35	0	80	865	0
4	16	0	35	0	80	865	0
5	16	55	0	0.02	35	875	0
6	20	55	0	0.02	35	875	0
7	20	0	35	0	100	865	0
8	22	0	35	0	100	865	0
9	22	75	0	0.01	42	1160	0
10	27	75	0	0.01	42	1160	0
11	27	0	35	0	150	1200	0
12	37	0	35	0	150	1200	0

Ultimate Unit Side Friction and Ultimate Unit Tip Resistance:
 · The program uses Ultimate Unit Side Friction to generate t-z curves
 · The program uses Ultimate Unit Tip Resistance to generate q-w curves
 · Always check recommended values in Geotechnical Investigation Reports.

Figura 18: Parametri di resistenza in input al programma

Risultati ottenuti

I risultati delle analisi eseguite con il programma GROUP in termini di sollecitazioni massime sui pali, riportati nelle Figure allegate (taglio e momento flettente per le combinazioni di carico STR delle verifiche strutturali), sono sintetizzati nelle seguenti Tabelle:

AZIONE ASSIALE (kN)													
Palo	A1traffico	A1vento	A2traffico	A2vento	A1sis1	A1sis2	A2sis1	A2sis2	SLE1	SLE2	SLE3	SLE4	SLE5
1	1400	1380	1400	1350	1050	1150	1220	1330	1030	1020	881	764	737
2	1400	1380	1400	1350	1050	1150	1220	1330	1030	1020	881	764	737
3	1400	1380	1400	1350	1050	1150	1220	1330	1030	1020	881	764	737
4	1400	1380	1400	1350	1050	1150	1220	1330	1030	1020	881	764	737
5	1400	1380	1400	1350	1050	1150	1220	1330	1030	1020	881	764	737
6	1400	1380	1400	1350	1050	1150	1220	1330	1030	1020	881	764	737
7	1400	1380	1400	1350	1050	1150	1220	1330	1030	1020	881	764	737
8	1400	1380	1400	1350	1050	1150	1220	1330	1030	1020	881	764	737
9	-502	-482	-498	-456	-193	-159	-359	-345	-134	-122	17,3	134	161
10	-502	-482	-498	-456	-193	-159	-359	-345	-134	-122	17,3	134	161
11	-502	-482	-498	-456	-193	-159	-359	-345	-134	-122	17,3	134	161
12	-502	-482	-498	-456	-193	-159	-359	-345	-134	-122	17,3	134	161
13	-502	-482	-498	-456	-193	-159	-359	-345	-134	-122	17,3	134	161
14	-502	-482	-498	-456	-193	-159	-359	-345	-134	-122	17,3	134	161
15	-502	-482	-498	-456	-193	-159	-359	-345	-134	-122	17,3	134	161
16	-502	-482	-498	-456	-193	-159	-359	-345	-134	-122	17,3	134	161

Tabella 27: Azione assiale massima

MOMENTO FLETTENTE MASSIMO (kNm)																										
Palo	quota	A1traffico	quota	A1vento	quota	A2traffico	quota	A2vento	quota	A1sis1	quota	A1sis2	quota	A2sis1	quota	A2sis2	quota	SLE1	quota	SLE2	quota	SLE3	quota	SLE4	quota	SLE5
1	0	708	0	868	0	708	0	858	0	531	0	580	0	649	0	713	0	477	0	462	0	415	0	341	0	334
2	0	670	0	631	0	670	0	623	0	504	0	549	0	615	0	675	0	451	0	428	0	393	0	323	0	317
3	0	670	0	631	0	670	0	623	0	504	0	549	0	615	0	675	0	451	0	428	0	393	0	323	0	317
4	0	670	0	631	0	670	0	623	0	504	0	549	0	615	0	675	0	451	0	428	0	393	0	323	0	317
5	0	670	0	631	0	670	0	623	0	504	0	549	0	615	0	675	0	451	0	428	0	393	0	323	0	317
6	0	670	0	631	0	670	0	623	0	504	0	549	0	615	0	675	0	451	0	428	0	393	0	323	0	317
7	0	670	0	631	0	670	0	623	0	504	0	549	0	615	0	675	0	451	0	428	0	393	0	323	0	317
8	0	708	0	868	0	708	0	858	0	531	0	580	0	649	0	713	0	477	0	462	0	415	0	341	0	334
9	0	567	0	534	0	568	0	527	0	429	0	469	0	523	0	576	0	383	0	363	0	337	0	276	0	272
10	0	518	0	487	0	518	0	480	0	393	0	430	0	479	0	528	0	350	0	331	0	308	0	254	0	250
11	0	517	0	486	0	517	0	479	0	392	0	429	0	478	0	527	0	350	0	330	0	307	0	253	0	249
12	0	517	0	486	0	517	0	479	0	392	0	429	0	478	0	527	0	350	0	330	0	307	0	253	0	249
13	0	517	0	486	0	517	0	479	0	392	0	429	0	478	0	527	0	350	0	330	0	307	0	253	0	249
14	0	517	0	486	0	517	0	479	0	392	0	429	0	478	0	527	0	350	0	330	0	307	0	253	0	249
15	0	518	0	487	0	518	0	480	0	393	0	430	0	479	0	528	0	350	0	331	0	308	0	254	0	250
16	0	567	0	534	0	568	0	527	0	429	0	469	0	523	0	576	0	383	0	363	0	337	0	276	0	272

Tabella 28: Momento flettente massimo

AZIONE DI TAGLIO MASSIMO (kN)																										
Palo	quota	A1traffico	quota	A1vento	quota	A2traffico	quota	A2vento	quota	A1sis1	quota	A1sis2	quota	A2sis1	quota	A2sis2	quota	SLE1	quota	SLE2	quota	SLE3	quota	SLE4	quota	SLE5
1	0	280	0	270	0	280	0	267	0	222	0	236	0	259	0	277	0	206	0	199	0	182	0	155	0	151
2	0	262	0	252	0	262	0	249	0	207	0	220	0	242	0	259	0	192	0	186	0	170	0	144	0	141
3	0	262	0	252	0	262	0	249	0	207	0	220	0	242	0	259	0	192	0	186	0	170	0	144	0	141
4	0	262	0	252	0	262	0	249	0	207	0	220	0	242	0	259	0	192	0	186	0	170	0	144	0	141
5	0	262	0	252	0	262	0	249	0	207	0	220	0	242	0	259	0	192	0	186	0	170	0	144	0	141
6	0	262	0	252	0	262	0	249	0	207	0	220	0	242	0	259	0	192	0	186	0	170	0	144	0	141
7	0	262	0	252	0	262	0	249	0	207	0	220	0	242	0	259	0	192	0	186	0	170	0	144	0	141
8	0	280	0	270	0	280	0	267	0	222	0	236	0	259	0	277	0	206	0	199	0	182	0	155	0	151
9	0	217	0	208	0	217	0	206	0	171	0	182	0	200	0	214	0	158	0	153	0	140	0	119	0	116
10	0	194	0	187	0	194	0	185	0	154	0	163	0	180	0	192	0	142	0	137	0	125	0	107	0	104
11	0	194	0	187	0	194	0	184	0	153	0	163	0	179	0	192	0	142	0	137	0	125	0	107	0	104
12	0	194	0	187	0	194	0	184	0	153	0	163	0	179	0	192	0	142	0	137	0	125	0	107	0	104
13	0	194	0	187	0	194	0	184	0	153	0	163	0	179	0	192	0	142	0	137	0	125	0	107	0	104
14	0	194	0	187	0	194	0	184	0	153	0	163	0	179	0	192	0	142	0	137	0	125	0	107	0	104
15	0	194	0	187	0	194	0	185	0	154	0	163	0	180	0	192	0	142	0	137	0	125	0	107	0	104
16	0	217	0	208	0	217	0	206	0	171	0	182	0	200	0	214	0	158	0	153	0	140	0	119	0	116

Tabella 29: Azione di taglio massima

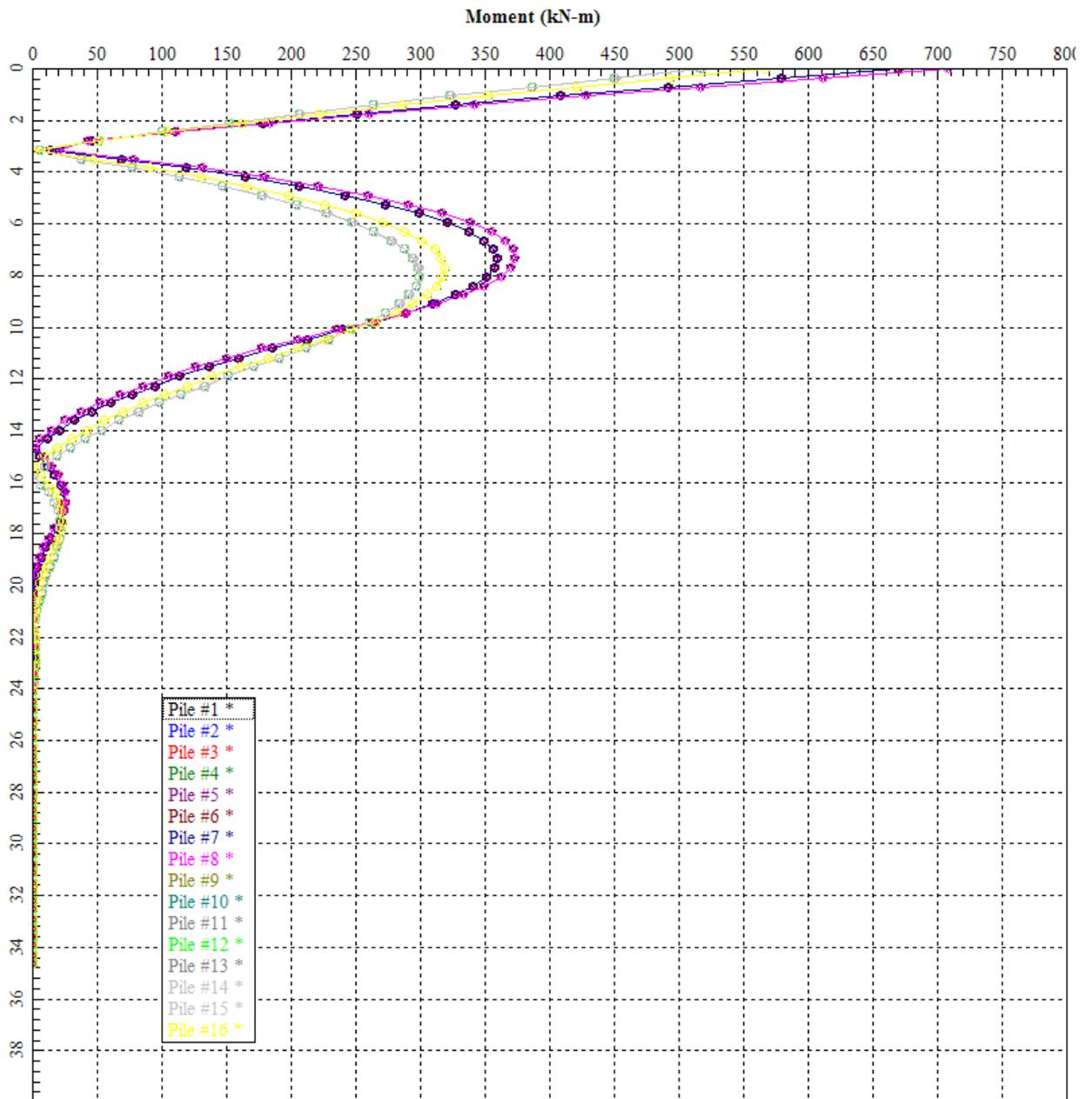


Figura 19: Combinazione A1-traffico - Andamento dei momenti flettenti

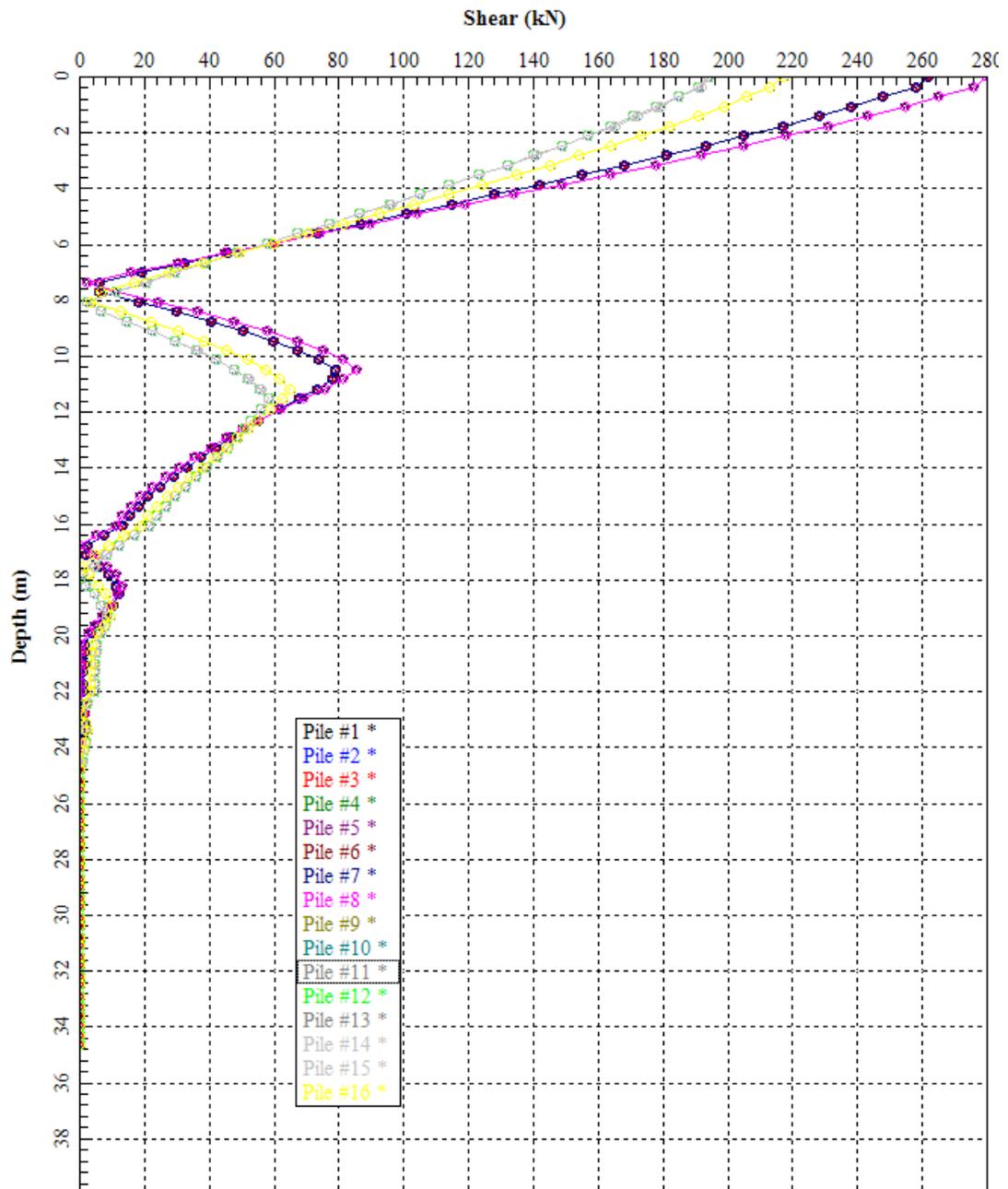


Figura 20: Combinazione A1-traffico - Andamento del taglio

10.4 VERIFICHE AGLI STATI LIMITE ULTIMI

Pali di fondazione - dimensionamento dell'armatura

Prendendo a riferimento le massime azioni, come riassunto nella seguente Tabella, le verifiche strutturali del palo di diametro 1000 mm, con un'armatura longitudinale di 24 ϕ 20 e trasversale di barre ϕ 10 a passo 20 (incidenza circa 70 kg/m³), risultano soddisfatte - cfr. il tabulato riportato in Allegato 1 – Verifiche strutturali dei pali.

Sollecitazione	Combinazione		
	STR	Sle RARA	Sle fess
Nmax (kN)	1400	1030	881
Nmin (kN)	-502	-134	17
Mmax (kNm)	708	477	415
Tmax (kN)	280		

Tabella 30: Sollecitazioni di verifica delle armature

Pali di fondazione - analisi di capacità portante

L'analisi di capacità portante dei pali viene svolta utilizzando i parametri di seguito elencati e prendendo a riferimento i seguenti coefficienti parziali ai sensi della Normativa vigente – par. 6.4.3 – Fondazioni su pali (N.T.C.-08 - D.M. 14 gennaio 2008) - cfr. la Tabella 4.

In questa fase progettuale, la resistenza caratteristica viene determinata a partire dai risultati di prove in sito, considerando la presenza di tre verticali di indagine.

Le massime azioni assiali agenti sono le seguenti:

Sollecitazione	Slu GEO
Nmax (kN)	1400
Nmin (kN)	-502

Tabella 31: Massime azioni assiali

Tenendo conto del peso del palo, si ha $N_{\max, \text{compressione}}$ pari a 1517 kN e $N_{\min, \text{trazione}}$ pari a -500 kN (in trazione si trascura a favore di sicurezza). Il palo di lunghezza 30 m garantisce una portata di 1600 kN in compressione e di circa 1150 kN in trazione (cfr. diagrammi di portata riportati nelle Figure seguenti).

Le verifiche risultano pertanto soddisfatte.

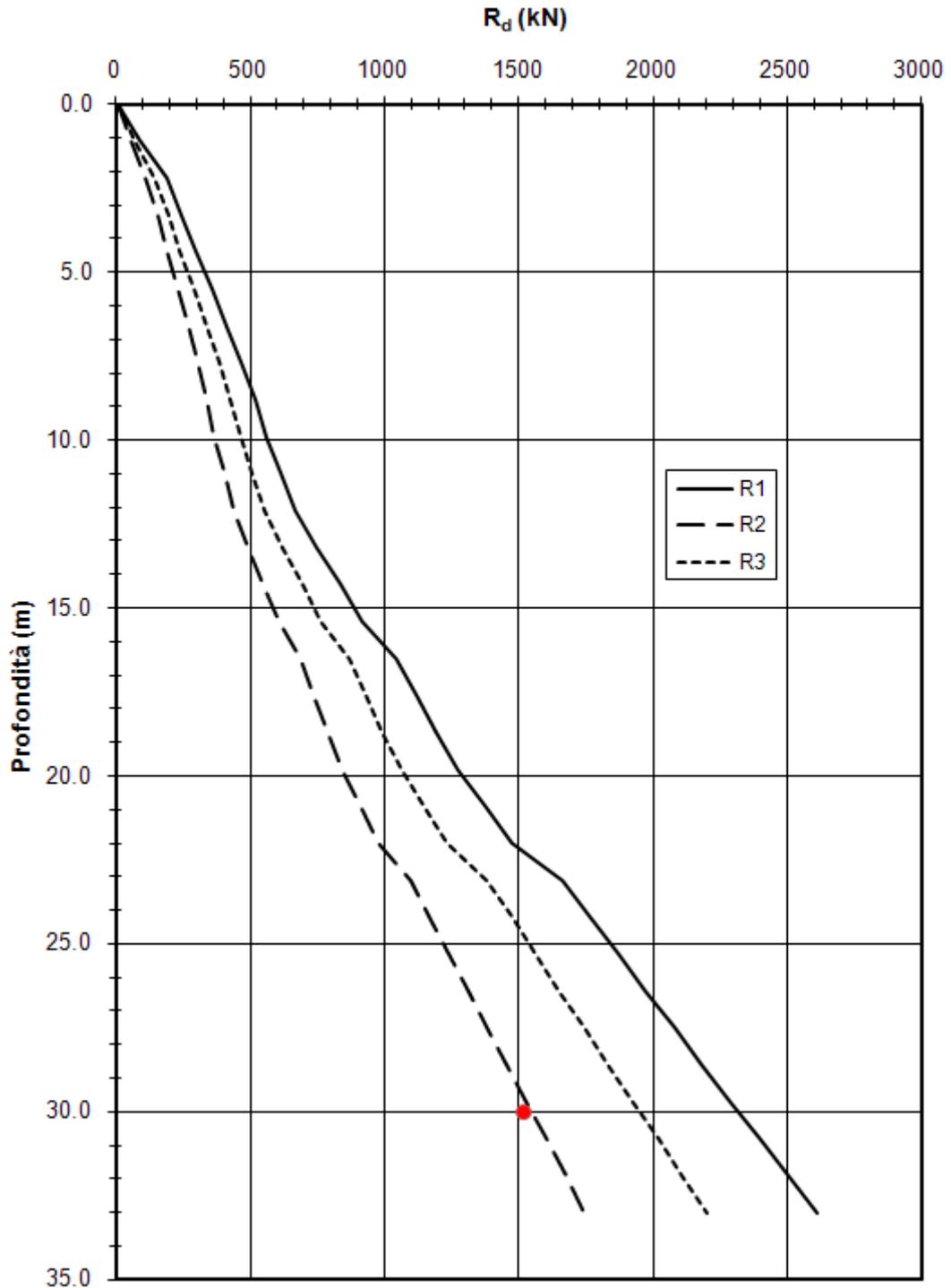


Figura 21: Diagramma di portata dei pali ϕ 1000 mm - compressione

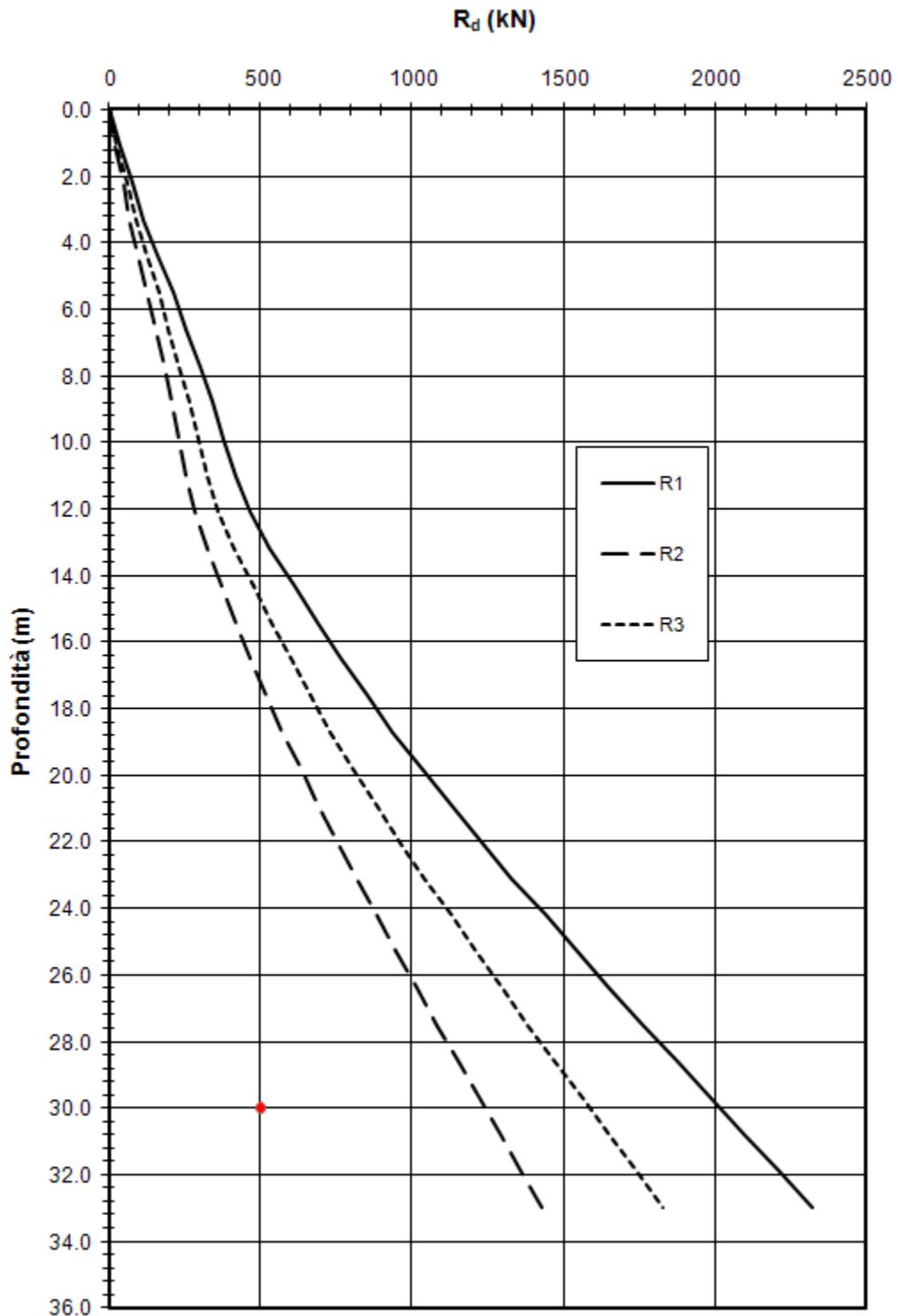


Figura 22: Diagramma di portata dei pali ϕ 1000 mm – trazione

10.5 VERIFICHE DI STABILITA' GENERALE DELL'INSIEME TERRENO-OPERA

L'analisi di stabilità generale è stata condotta e risulta ampiamente soddisfatta per maggiori dettagli si rimanda all'allegato 2 Analisi di stabilità globale.

10.6 VERIFICHE AGLI STATI LIMITE DI ESERCIZIO

La valutazione della compatibilità degli spostamenti dell'opera di sostegno e del terreno circostante avviene attraverso l'esame degli spostamenti risultanti dall'analisi eseguita con il programma GROUP nella combinazione SLE (a favore di sicurezza si è fatto riferimento alla combinazione SLE RARA, in cui sono presenti i maggiori carichi), in cui sono posti pari all'unità tutti i coefficienti parziali. L'analisi pertanto viene condotta adottando per le strutture e per i terreni i parametri caratteristici. Nella Figura allegata si riportano i profili di spostamento lungo i pali per la combinazione SLE RARA.

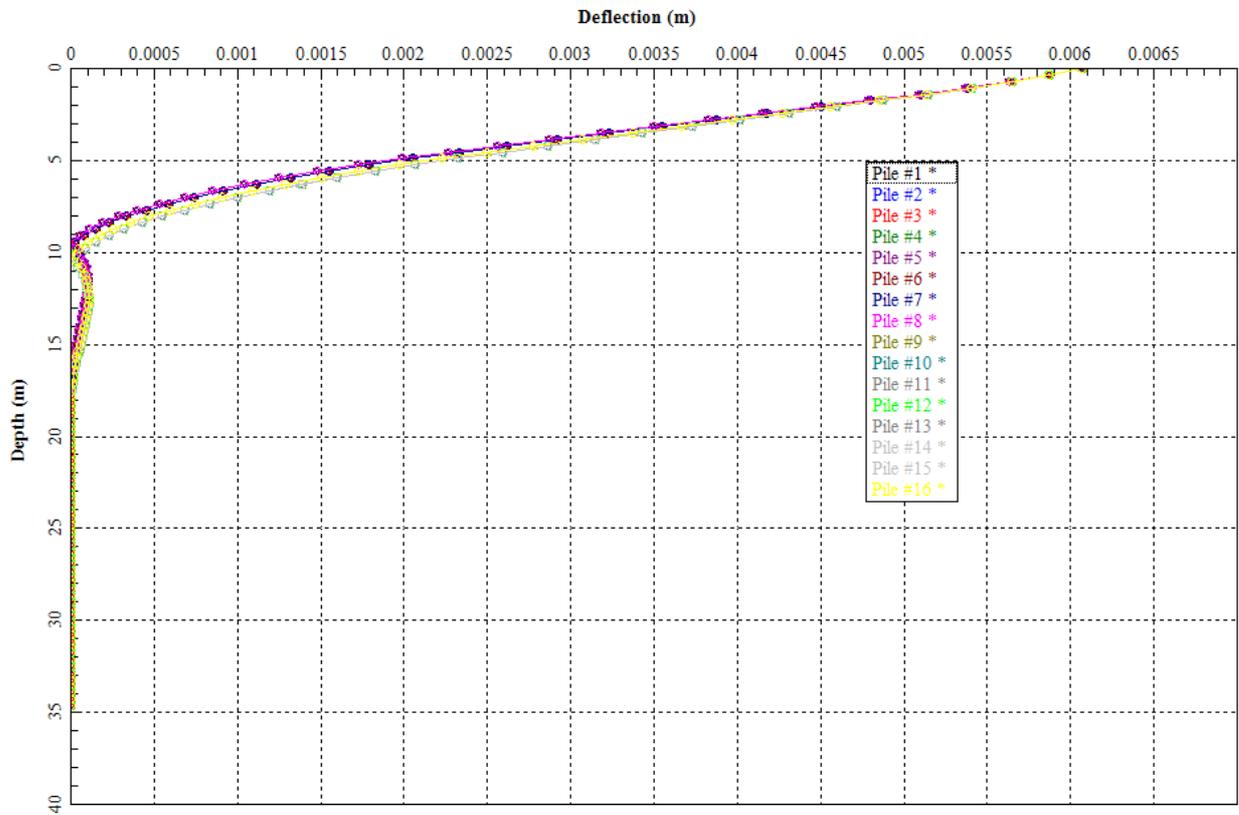


Figura 32: SLE1 - Spostamenti orizzontali lungo il fusto dei pali

11.

12. MURO DI ALTEZZA DEL PARAMENTO H PARI A 5.0 METRI

12.1 GEOMETRIA

La sezione tipo del muro in esame presenta:

- altezza H del paramento pari a 5.0 m (cfr. dati geometrici di dettaglio riportati nella
- **Tabella 24**);
- spessore totale della fondazione di 1.40 m (di cui 0.90 m di sotto-fondazione, dove vengono intestati i pali, e 0.50 m di fondazione, dove è alloggiato il pannello);
- larghezza della fondazione di 4.00 m;
- pali di fondazione aventi le seguenti caratteristiche:
 - diametro 1000 mm;
 - lunghezza 33 m;
 - interasse trasversale 2.40 m;
 - interasse longitudinale 3.00 m.

RELAZIONE TECNICA MURO DI SOSTEGNO PREFABBRICATO

Altezza netta 500 cm

DATI DI PROGETTO

Normativa

Decreto Ministeriale 14 gennaio 2008 "Norme Tecniche per le Costruzioni"

Approccio

1

Dati geotecnici terreno di riempimento

Angolo di attrito interno	ϕ	35	gradi
Peso specifico	γ	1.900	daN / m ³
Angolo di attrito terra-muro	δ	23	gradi
Angolo di inclinazione piano di campagna	ϵ	0	gradi
Coesione	c	0	daN / m ²

Dati geotecnici terreno di fondazione

Angolo di attrito interno	ϕ_{FOND}	24	gradi
Peso specifico	γ_{FOND}	900	daN / m ³
Coesione	c_{FOND}	0	daN / m ²
Ricoprimento fondazione a valle	h_R	0,40	m

Morfologia del muro

Tipologia muro	Tipo	T	
Altezza netta del muro	h_N	5,00	m
Altezza del muro	h_1	6,40	m
Distanza punto di ribaltamento - baricentro elemento prefabbricato	X_G	1,86	m
Distanza baricentro elemento prefabbricato - soletta		0,26	m
Peso elemento prefabbricato	P	6.783	daN
Inclinazione parete prefabbricato rispetto l'orizzontale	β	90	gradi
Larghezza elemento prefabbricato	b_1	2,50	m
Dimensione base di appoggio muro	appoggio	1,32	m
Altezza sezione nel tratto a sezione costante in sommità		0,70	m
Pendenza della nervatura	pendenza	20%	
Larghezza nervatura/e	s	0,36	m
Spessore soletta	sol	0,10	m

Morfologia della fondazione

Spessore massimo soletta di fondazione	h_2	1,40	m
Spessore minimo soletta di fondazione lato monte	h_3	1,40	m
Spessore minimo soletta di fondazione lato valle	h_4	1,40	m
Larghezza fondazione	L	4,00	m
Dimensione sbalzo anteriore	sbalzo	1,60	m
Larghezza suola fondazione lato monte	l_1	2,30	m
Larghezza suola fuori nervatura	fo	1,36	m
Altezza sperone (lato monte)	$h_{sperone}$	0,00	m
Base sperone (lato monte)	$b_{sperone}$	0,00	m
Larghezza sottofondazione	L_F	0,00	m
Altezza fondazione	h_F	0,00	m
Sbalzo anteriore	sb_F	0,00	m

Barriera fonoassorbente

Altezza barriera fonoassorbente	h_{FOA}	4,00	m
Pressione del vento sulla barriera	p_{vento}	250	daN / m ²

Stratigrafia terreno di fondazione

Coefficiente di Poisson del terreno	ν	0,25	
Modulo di deformabilità del terreno (procedura Berardi, 1999)	E	99.951	kPa
Modulo di Young a piccole deformazioni nel punto medio di ogni strato	E_{Di}	-	kPa
Spessore dello strato i-esimo in cui è suddiviso lo strato compressibile	h_i	-	m
Profondità di influenza in cui si sviluppa il cedimento	h_{CED}	14,00	m
Strato 1	0	E_{01}	0,00
		h_1	14,00
Strato 2		E_{02}	
		h_2	
Strato 3		E_{03}	
		h_3	
Strato 4		E_{04}	
		h_4	
Spessore totale strato compressibile	0,00	m	Controllare lo spessore degli strati

Calcola Modulo

Verifica degli spostamenti in testa alla barriera

Spostamento massimo ammissibile ($h_{FOA} / 500$)	d_{MAX}	8,00	mm
Spostamento calcolato alla testa della barriera	d_{FOA}	0,77	mm

Tabella 33: Dati geometrici muro prefabbricato H = 5.0 m

SEZIONE TIPOLOGICA DEL MURO DI SOSTEGNO CON INDICAZIONE DEI SIMBOLI UTILIZZATI

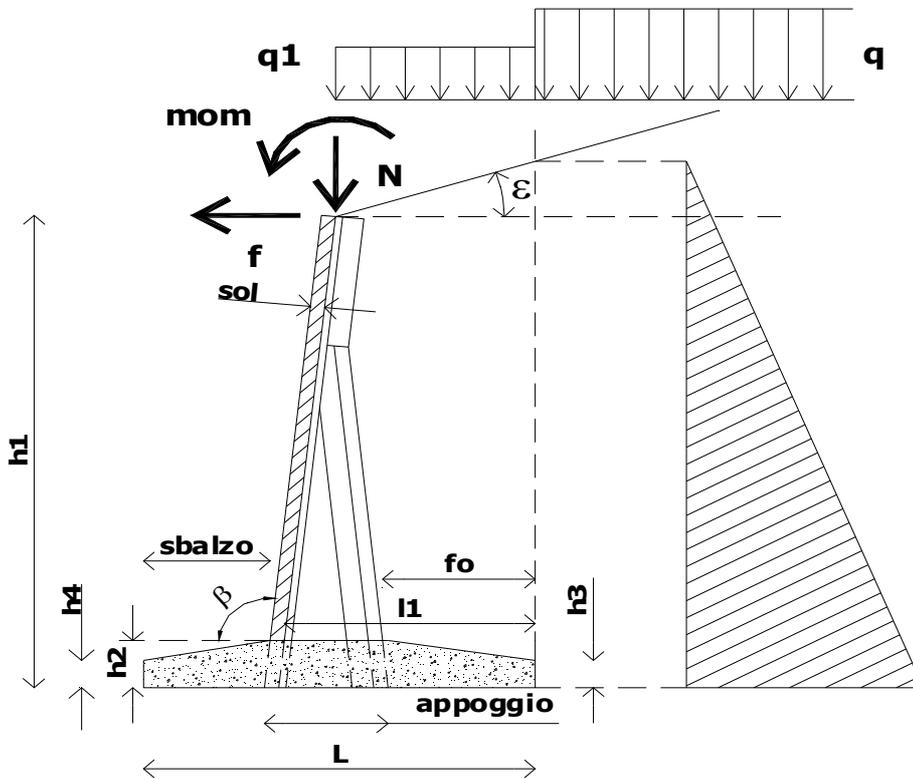


Figura 23: Sezione-tipo muro di sostegno prefabbricato

12.2 AZIONI DI PROGETTO

Alla luce dei criteri precedentemente esposti, le azioni di progetto risultanti nelle varie combinazioni di carico ad intradosso plinto (rispetto allo spigolo di valle sono le seguenti):

Combinazione		daNm/m	daNm/m	daN/m	daN/m
		Mstab	Mrib	H	N
1	A1-M1 traffico dominante	108.324	45.567	16.561	41.416
2	A1-M1 vento dominante	108.324	47.160	16.084	41.416
3	A2-M2 traffico dominante	108.810	46.010	16.867	41.538
4	A2-M2 vento dominante	108.810	46.523	16.182	41.538
7	A1-M1 sisma alto	108.223	31.499	13.648	41.406
7bis	A1-M1 sisma basso	116.441	32.872	14.296	44.583
8	A2-M2 sisma alto	108.501	37.849	16.533	41.476
8bis	A2-M2 sisma basso	116.758	39.626	17.371	44.662
11	SLE RARA TRAFFICO	108.324	32.862	12.205	41.416
12	SLE RARA VENTO	108.324	33.924	11.887	41.416
13	SLE FREQ. TRAFFICO	108.324	25.524	10.887	41.416
14	SLE FREQ. VENTO	108.324	22.148	9.507	41.416
15	SLE QUASI PERMANENTE	108.324	20.468	9.307	41.416

Tabella 34: Azioni di progetto (intradosso plinto)

essendo:

$N =$ azione assiale

$H =$ azione orizzontale (nella direzione della spinta delle terre)

$M_{stab} =$ momento stabilizzante (rispetto allo spigolo lato valle del plinto)

$M_{rib} =$ momento ribaltante (rispetto allo spigolo lato valle del plinto)

A partire da questi carichi si valutano le azioni che si hanno rispetto al baricentro della palificata, sempre ad intradosso plinto. Prendendo a riferimento una lunghezza di 22.60 m, pari a quella del modello di GROUP, si ottengono le seguenti azioni:

Combinazione		N	M	H
		(kN)	(kNm)	(kN)
1	A1-M1 traffico dominante	9360	-4537	3743
2	A1-M1 vento dominante	9360	-4897	3635
3	A2-M2 traffico dominante	9388	-4582	3812
4	A2-M2 vento dominante	9388	-4698	3657
7	A1-M1 sisma alto	9358	-1376	3085
7bis	A1-M1 sisma basso	10076	-1265	3231
8	A2-M2 sisma alto	9373	-2780	3736
8bis	A2-M2 sisma basso	10094	-2755	3926
11	SLE RARA TRAFFICO	9360	-1666	2758
12	SLE RARA VENTO	9360	-1906	2686
13	SLE FREQ. TRAFFICO	9360	-7	2460
14	SLE FREQ. VENTO	9360	755	2149
15	SLE QUASI PERMANENTE	9360	1135	2103

Tabella 35: Azioni di progetto (a intradosso plinto rispetto al baricentro)

essendo:

M = momento flettente (agente attorno alla direzione ortogonale all'asse dell'autostrada)

12.3 ANALISI DELLA PALIFICATA

Generalità

L'analisi della palificata viene eseguita con l'ausilio del programma GROUP Versione 6.0 Ensoft Inc.

Lo schema planimetrico delle disposizione dei pali è riportato nella Figura seguente, nell'ipotesi di considerare una lunghezza di riferimento del modello pari a 22.60 m.

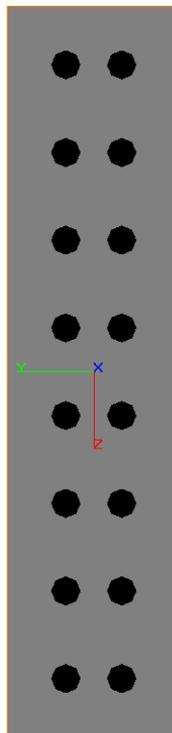


Figura 24: Schema planimetrico dei pali (programma GROUP)

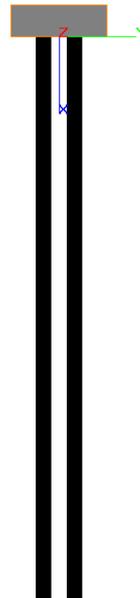


Figura 25: Sezione trasversale (programma GROUP)

Nel modello di GROUP si sono utilizzati i seguenti parametri (valori caratteristici):

Layer	Soil Type	Top (m)	Bottom (m)	K Value (Eir for weak rock) [kN/m ³]
1	Submerged Soft Clay	0	12	10000
2	Sand	12	16	15000
3	Submerged Soft Clay	16	20	15000
4	Sand	20	22	15000
5	Submerged Soft Clay	22	27	20000
6	Sand	27	37	25000

Figura 26: Stratigrafia in input al programma

Point	Depth (m)	Shear Strength (kN/m ²)	Angle of Internal Friction (Degrees)	Strain at 50% Stress	Ultimate Unit Side Friction (kN/m ²)	Ultimate Unit Tip Resistance (kN/m ²)	RQD(%)
1	0	40	0	0.02	29	0	0
2	12	40	0	0.02	29	512	0
3	12	0	35	0	80	865	0
4	16	0	35	0	80	865	0
5	16	55	0	0.02	35	875	0
6	20	55	0	0.02	35	875	0
7	20	0	35	0	100	865	0
8	22	0	35	0	100	865	0
9	22	75	0	0.01	42	1160	0
10	27	75	0	0.01	42	1160	0
11	27	0	35	0	150	1200	0
12	37	0	35	0	150	1200	0

Ultimate Unit Side Friction and Ultimate Unit Tip Resistance:
 · The program uses Ultimate Unit Side Friction to generate t-z curves
 · The program uses Ultimate Unit Tip Resistance to generate q-w curves
 · Always check recommended values in Geotechnical Investigation Reports.

Figura 27: Parametri di resistenza in input al programma

Risultati ottenuti

I risultati delle analisi eseguite con il programma GROUP in termini di sollecitazioni massime sui pali, riportati nelle Figure allegate (taglio e momento flettente per le combinazioni di carico STR delle verifiche strutturali), sono sintetizzati nelle seguenti Tabelle:

AZIONE ASSIALE (kN)													
Palo	A1traffico	A1vento	A2traffico	A2vento	A1sis1	A1sis2	A2sis1	A2sis2	SLE1	SLE2	SLE3	SLE4	SLE5
1	1350	1350	1370	1340	1080	1150	1270	1350	1030	1030	906	818	793
2	1350	1350	1370	1340	1080	1150	1270	1350	1030	1030	906	818	793
3	1350	1350	1370	1340	1080	1150	1270	1350	1030	1030	906	818	793
4	1350	1350	1370	1340	1080	1150	1270	1350	1030	1030	906	818	793
5	1350	1350	1370	1340	1080	1150	1270	1350	1030	1030	906	818	793
6	1350	1350	1370	1340	1080	1150	1270	1350	1030	1030	906	818	793
7	1350	1350	1370	1340	1080	1150	1270	1350	1030	1030	906	818	793
8	1350	1350	1370	1340	1080	1150	1270	1350	1030	1030	906	818	793
9	-182	-178	-196	-171	89,1	112	-99	-90,3	136	137	264	352	377
10	-182	-178	-196	-171	89,1	112	-99	-90,3	136	137	264	352	377
11	-182	-178	-196	-171	89,1	112	-99	-90,3	136	137	264	352	377
12	-182	-178	-196	-171	89,1	112	-99	-90,3	136	137	264	352	377
13	-182	-178	-196	-171	89,1	112	-99	-90,3	136	137	264	352	377
14	-182	-178	-196	-171	89,1	112	-99	-90,3	136	137	264	352	377
15	-182	-178	-196	-171	89,1	112	-99	-90,3	136	137	264	352	377
16	-182	-178	-196	-171	89,1	112	-99	-90,3	136	137	264	352	377

Tabella 36: Azione assiale massima

MOMENTO FLETTENTE MASSIMO (kNm)																										
Palo	quota	A1traffico	quota	A1vento	quota	A2traffico	quota	A2vento	quota	A1sis1	quota	A1sis2	quota	A2sis1	quota	A2sis2	quota	SLE1	quota	SLE2	quota	SLE3	quota	SLE4	quota	SLE5
1	0	730	0	700	0	748	0	707	0	581	0	618	0	740	0	792	0	498	0	479	0	438	0	372	0	365
2	0	701	0	671	0	719	0	678	0	558	0	595	0	712	0	760	0	478	0	459	0	421	0	358	0	351
3	0	701	0	671	0	719	0	678	0	558	0	595	0	712	0	760	0	478	0	459	0	421	0	358	0	351
4	0	701	0	671	0	719	0	678	0	558	0	595	0	712	0	760	0	478	0	459	0	421	0	358	0	351
5	0	701	0	671	0	719	0	678	0	558	0	595	0	712	0	760	0	478	0	459	0	421	0	358	0	351
6	0	701	0	671	0	719	0	678	0	558	0	595	0	712	0	760	0	478	0	459	0	421	0	358	0	351
7	0	701	0	671	0	719	0	678	0	558	0	595	0	712	0	760	0	478	0	459	0	421	0	358	0	351
8	0	730	0	700	0	748	0	707	0	581	0	618	0	740	0	792	0	498	0	479	0	438	0	372	0	365
9	0	602	0	576	0	617	0	582	0	482	0	514	0	613	0	657	0	412	0	396	0	364	0	310	0	305
10	0	554	0	530	0	568	0	536	0	445	0	474	0	566	0	606	0	380	0	364	0	337	0	287	0	282
11	0	553	0	529	0	567	0	535	0	444	0	474	0	565	0	605	0	379	0	363	0	336	0	286	0	282
12	0	553	0	529	0	567	0	535	0	444	0	474	0	565	0	605	0	379	0	363	0	336	0	286	0	282
13	0	553	0	529	0	567	0	535	0	444	0	474	0	565	0	605	0	379	0	363	0	336	0	286	0	282
14	0	553	0	529	0	567	0	535	0	444	0	474	0	565	0	605	0	379	0	363	0	336	0	286	0	282
15	0	554	0	530	0	568	0	536	0	445	0	474	0	566	0	606	0	380	0	364	0	337	0	287	0	282
16	0	602	0	576	0	617	0	582	0	482	0	514	0	613	0	657	0	412	0	396	0	364	0	310	0	305

Tabella 37: Momento flettente massimo

AZIONE DI TAGLIO MASSIMO (kN)																										
Palo	quota	A1traffico	quota	A1vento	quota	A2traffico	quota	A2vento	quota	A1sis1	quota	A1sis2	quota	A2sis1	quota	A2sis2	quota	SLE1	quota	SLE2	quota	SLE3	quota	SLE4	quota	SLE5
1	0	278	0	271	0	283	0	272	0	229	0	240	0	278	0	292	0	205	0	200	0	183	0	160	0	156
2	0	264	0	256	0	268	0	258	0	217	0	228	0	263	0	276	0	194	0	189	0	173	0	151	0	148
3	0	264	0	256	0	268	0	258	0	217	0	228	0	263	0	276	0	194	0	189	0	173	0	151	0	148
4	0	264	0	256	0	268	0	258	0	217	0	228	0	263	0	276	0	194	0	189	0	173	0	151	0	148
5	0	264	0	256	0	268	0	258	0	217	0	228	0	263	0	276	0	194	0	189	0	173	0	151	0	148
6	0	264	0	256	0	268	0	258	0	217	0	228	0	263	0	276	0	194	0	189	0	173	0	151	0	148
7	0	264	0	256	0	268	0	258	0	217	0	228	0	263	0	276	0	194	0	189	0	173	0	151	0	148
8	0	278	0	271	0	283	0	272	0	229	0	240	0	278	0	292	0	205	0	200	0	183	0	160	0	156
9	0	217	0	211	0	221	0	212	0	179	0	188	0	217	0	228	0	160	0	156	0	143	0	125	0	122
10	0	195	0	190	0	199	0	191	0	161	0	169	0	195	0	205	0	144	0	140	0	128	0	112	0	110
11	0	195	0	189	0	198	0	190	0	161	0	168	0	195	0	205	0	143	0	139	0	128	0	112	0	109
12	0	195	0	189	0	198	0	190	0	161	0	168	0	195	0	205	0	143	0	139	0	128	0	112	0	109
13	0	195	0	189	0	198	0	190	0	161	0	168	0	195	0	205	0	143	0	139	0	128	0	112	0	109
14	0	195	0	189	0	198	0	190	0	161	0	168	0	195	0	205	0	143	0	139	0	128	0	112	0	109
15	0	195	0	190	0	199	0	191	0	161	0	169	0	195	0	205	0	144	0	140	0	128	0	112	0	110
16	0	217	0	211	0	221	0	212	0	179	0	188	0	217	0	228	0	160	0	156	0	143	0	125	0	122

Tabella 38: Azione di taglio massima

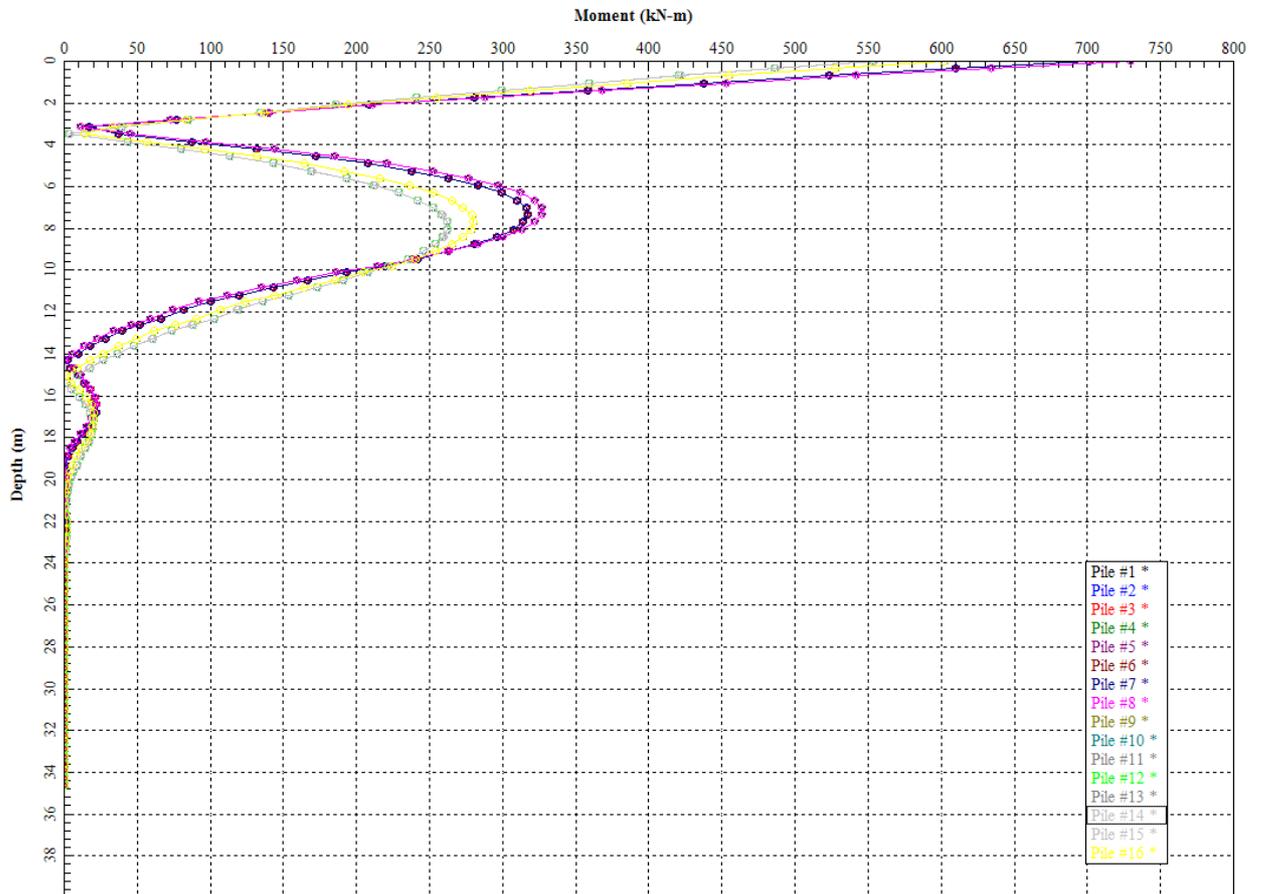


Figura 28: Combinazione A1-traffico - Andamento dei momenti flettenti

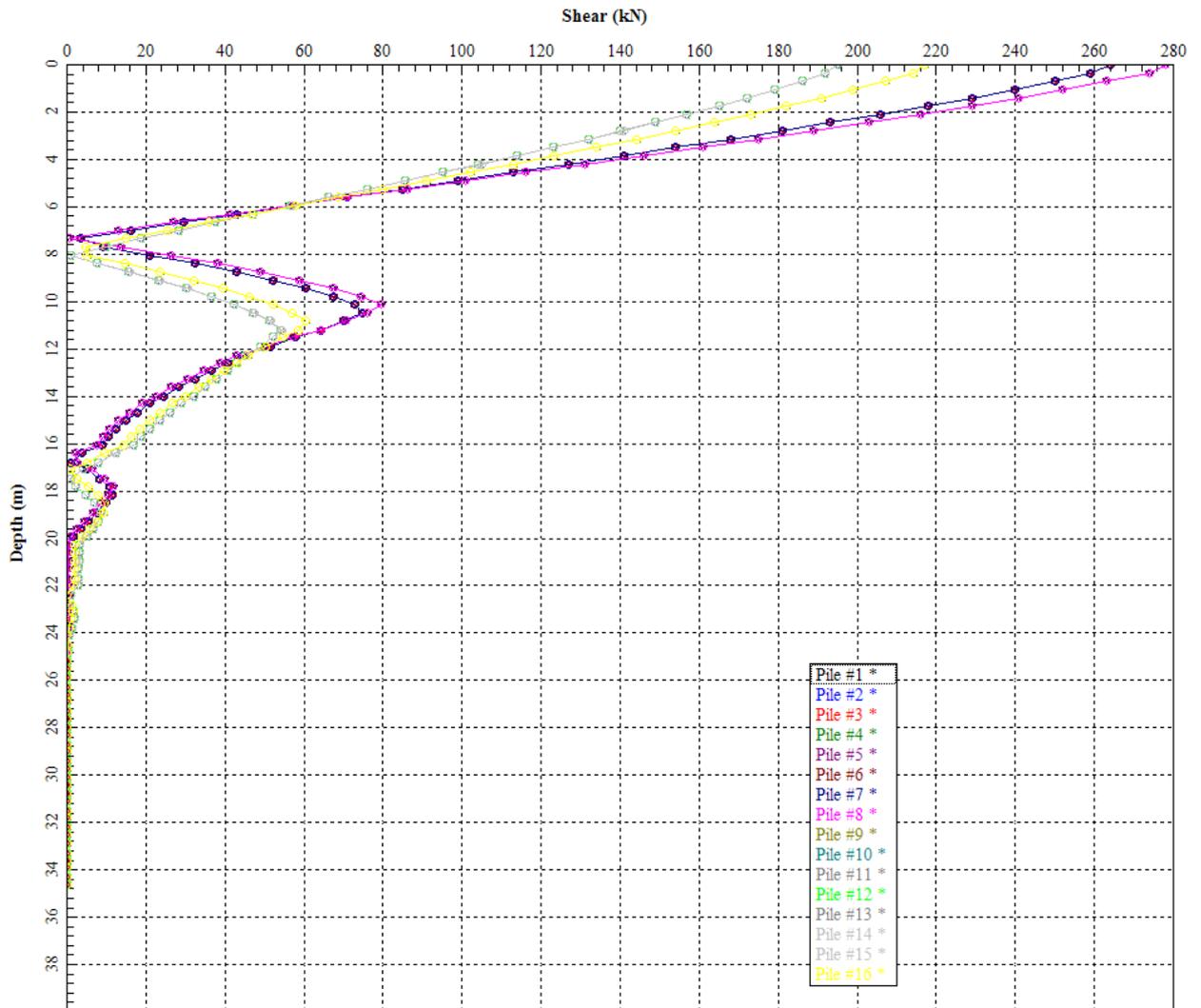


Figura 29: Combinazione A1-traffico - Andamento del taglio

12.4 VERIFICHE AGLI STATI LIMITE ULTIMI

Pali di fondazione - dimensionamento dell'armatura

Prendendo a riferimento le massime azioni, come riassunto nella seguente Tabella, le verifiche strutturali del palo di diametro 1000 mm, con un'armatura longitudinale di 24 ϕ 20 e trasversale di barre ϕ 10 a passo 20 (incidenza circa 70 kg/m³), risultano soddisfatte - cfr. il tabulato riportato in Allegato 1 – Verifiche strutturali dei pali.

Sollecitazione	Combinazione		
	STR	Sle RARA	Sle fess
Nmax (kN)	1350	1030	1030
Nmin (kN)	-182	136	264
Mmax (kNm)	730	498	438
Tmax (kN)	278	205	183

Tabella 39: Sollecitazioni di verifica delle armature

Pali di fondazione - analisi di capacità portante

L'analisi di capacità portante dei pali viene svolta utilizzando i parametri di seguito elencati e prendendo a riferimento i seguenti coefficienti parziali ai sensi della Normativa vigente – par. 6.4.3 – Fondazioni su pali (N.T.C.-08 - D.M. 14 gennaio 2008) - cfr. la Tabella 4.

In questa fase progettuale, la resistenza caratteristica viene determinata a partire dai risultati di prove in sito, considerando la presenza di tre verticali di indagine.

Le massime azioni assiali agenti sono le seguenti:

Sollecitazione	Slu GEO
Nmax (kN)	1370
Nmin (kN)	-176

Tabella 40: Massime azioni assiali

Tenendo conto del peso del palo, si ha $N_{\max, \text{compressione}}$ pari a 1510 kN e $N_{\min, \text{trazione}}$ pari a -176 kN (in trazione si trascura a favore di sicurezza). Il palo di lunghezza 33 m garantisce una portata di 1600 kN in compressione e di circa 1150 kN in trazione (cfr. diagrammi di portata riportati nelle Figure seguenti).

Le verifiche risultano pertanto soddisfatte.

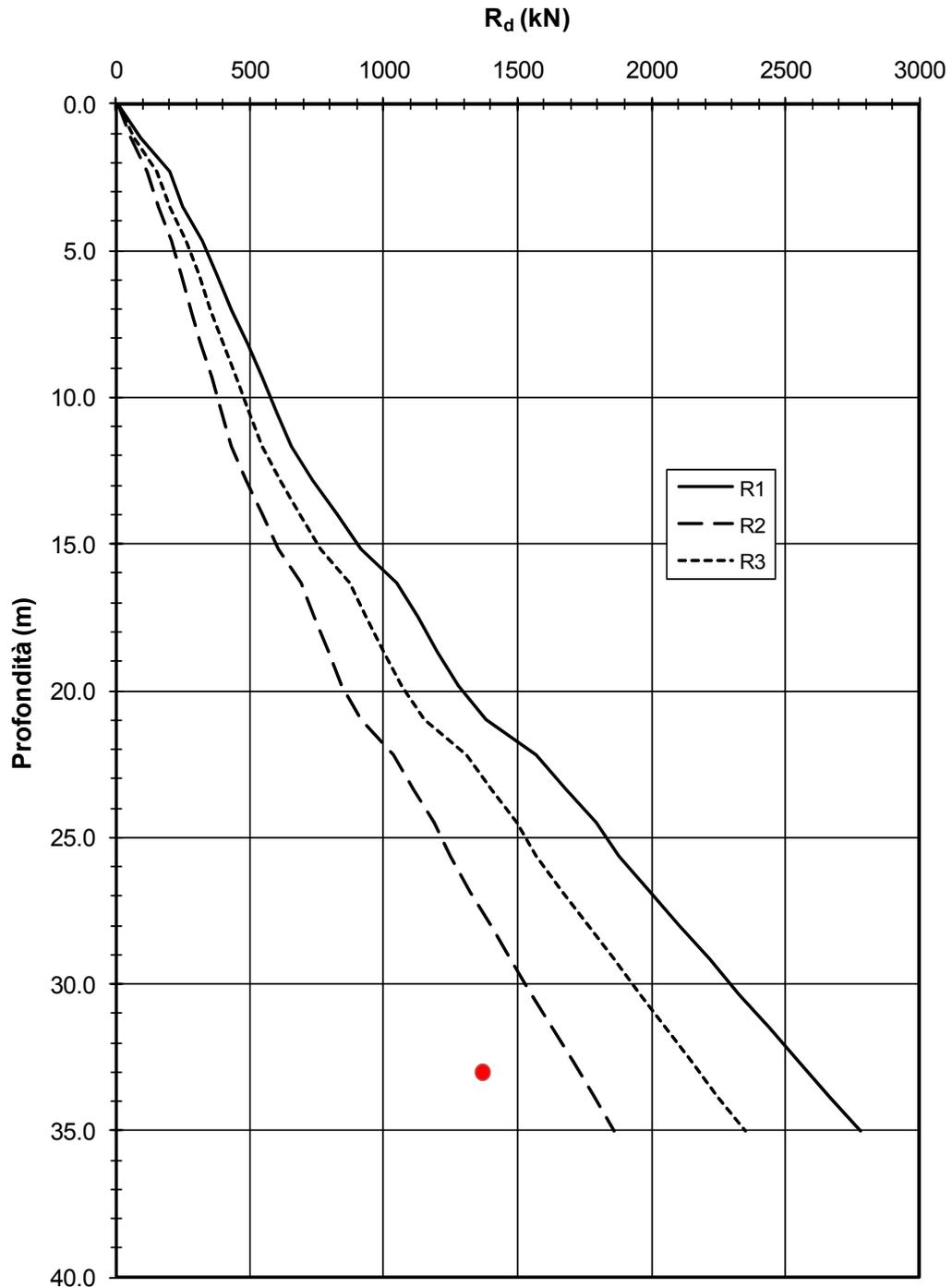


Figura 30: Diagramma di portata dei pali ϕ 1000 mm - compressione

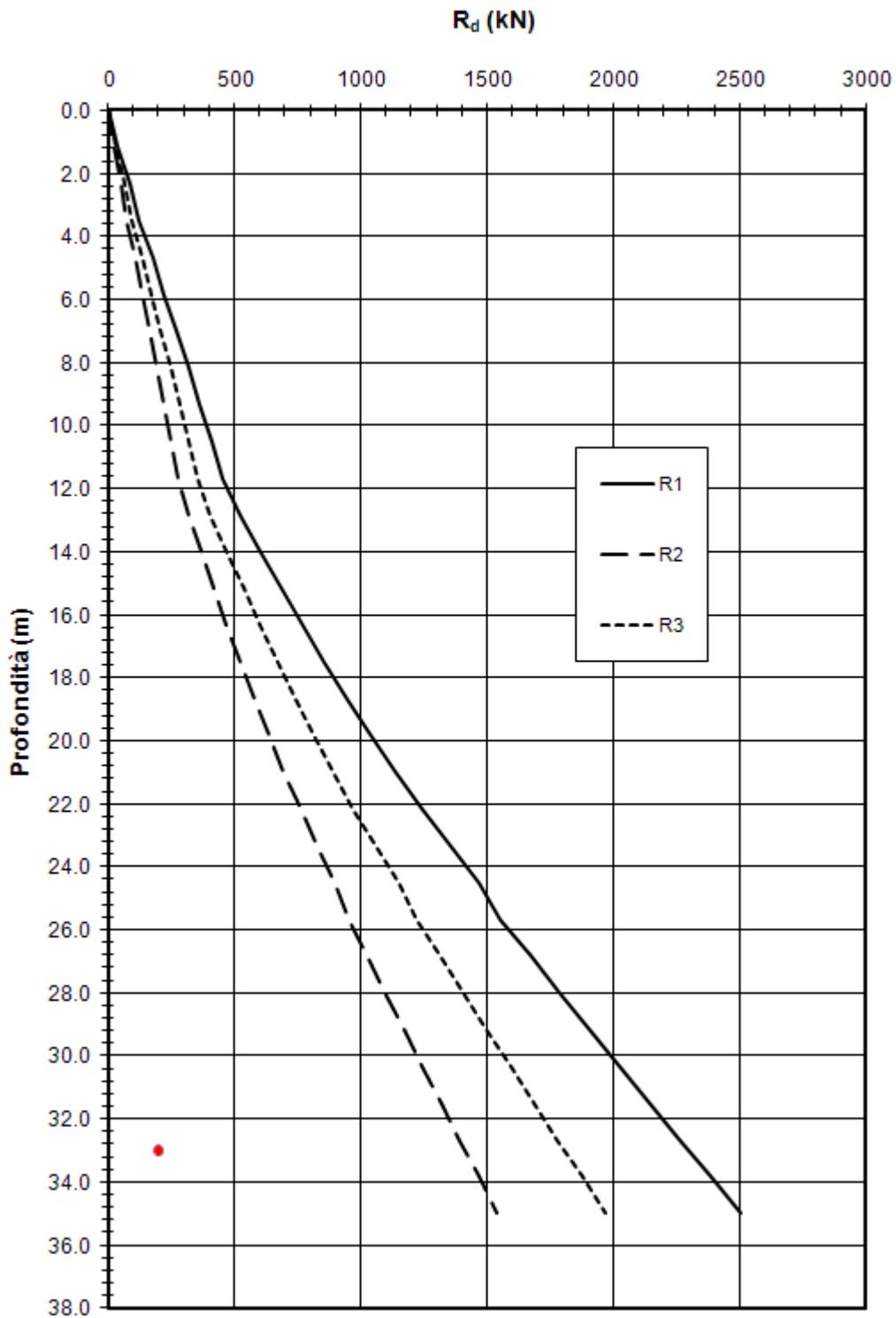


Figura 31: Diagramma di portata dei pali ϕ 1000 mm – trazione

12.5 VERIFICHE DI STABILITA' GENERALE DELL'INSIEME TERRENO-OPERA

L'analisi di stabilità generale è stata condotta e risulta ampiamente soddisfatta per maggiori dettagli si rimanda all'allegato 2 Analisi di stabilità globale.

12.6 VERIFICHE AGLI STATI LIMITE DI ESERCIZIO

La valutazione della compatibilità degli spostamenti dell'opera di sostegno e del terreno circostante avviene attraverso l'esame degli spostamenti risultanti dall'analisi eseguita con il programma GROUP nella combinazione SLE (a favore di sicurezza si è fatto riferimento alla combinazione SLE RARA, in cui sono presenti i maggiori carichi), in cui sono posti pari all'unità tutti i coefficienti parziali. L'analisi pertanto viene condotta adottando per le strutture e per i terreni i parametri caratteristici. Nella Figura allegata si riportano i profili di spostamento lungo i pali per la combinazione SLE RARA.

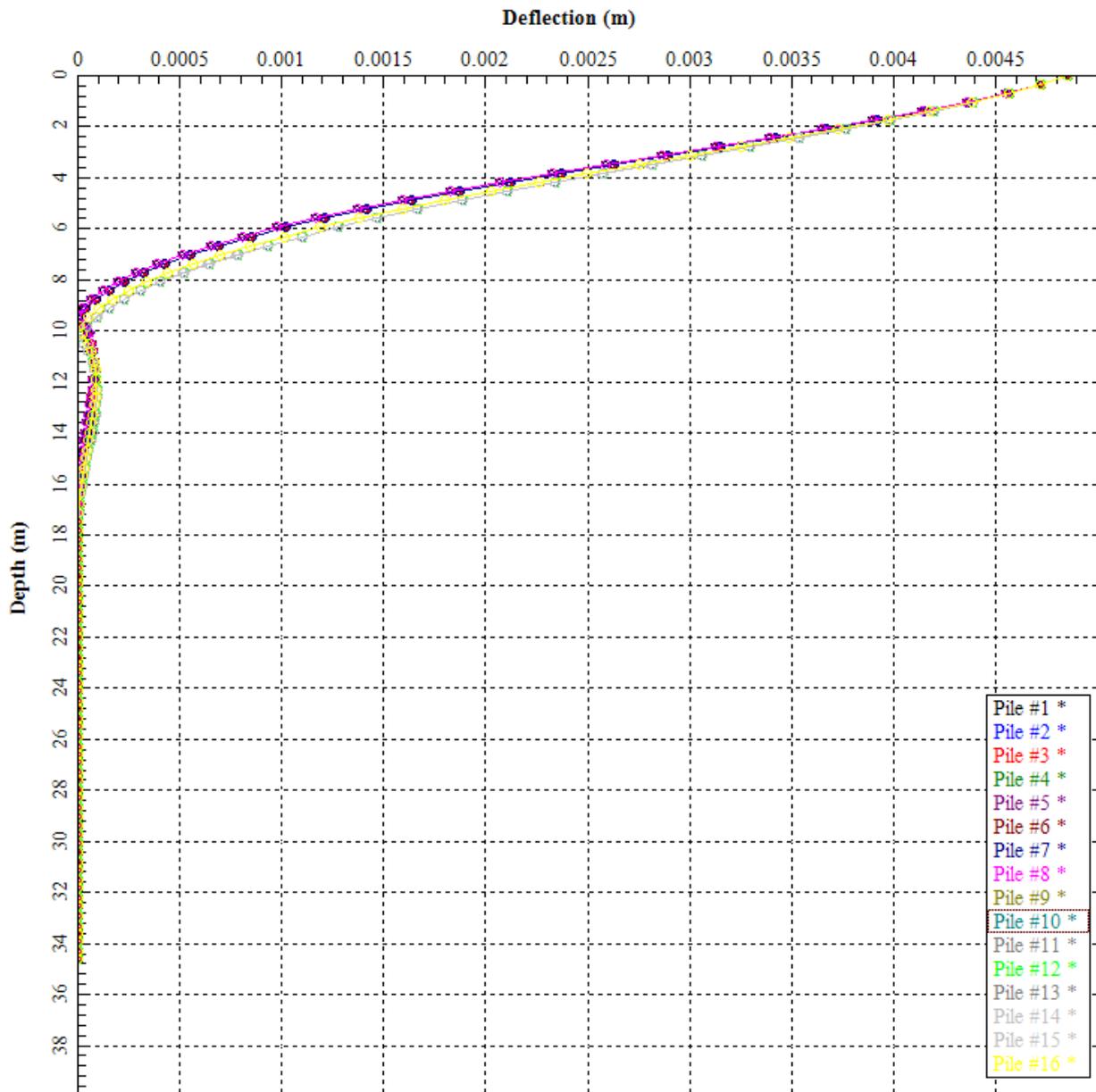


Figura 41: SLE1 - Spostamenti orizzontali lungo il fusto dei pali



13.

14. MURO DI ALTEZZA DEL PARAMENTO H PARI A 6.0 METRI

14.1 GEOMETRIA

La sezione tipo del muro in esame presenta:

- altezza H del paramento pari a 5.0 m (cfr. dati geometrici di dettaglio riportati nella
- **Tabella 24**);
- spessore totale della fondazione di 1.50 m (di cui 0.90 m di sotto-fondazione, dove vengono intestati i pali, e 0.50 m di fondazione, dove è alloggiato il pannello);
- larghezza della fondazione di 4.50 m;
- pali di fondazione aventi le seguenti caratteristiche:
 - diametro 1000 mm;
 - lunghezza 36 m;
 - interasse trasversale 2.90 m;
 - interasse longitudinale 3.00 m.

RELAZIONE TECNICA MURO DI SOSTEGNO PREFABBRICATO
Altezza netta 600 cm
DATI DI PROGETTO
Normativa

 Decreto Ministeriale 14 gennaio 2008 "Norme Tecniche per Le Costruzioni" Approccio **1**
Dati geotecnici terreno di riempimento

Angolo di attrito interno	ϕ	35	gradi
Peso specifico	γ	1.900	daN / m ³
Angolo di attrito terra-muro	δ	23	gradi
Angolo di inclinazione piano di campagna	ϵ	0	gradi
Coesione	c	0	daN / m ²

Dati geotecnici terreno di fondazione

Angolo di attrito interno	ϕ_{FOND}	24	gradi
Peso specifico	γ_{FOND}	900	daN / m ³
Coesione	c_{FOND}	0	daN / m ²
Ricoprimento fondazione a valle	h_R	0,40	m

Morfologia del muro

Tipologia muro	Tipo	T	
Altezza netta del muro	h_N	6,00	m
Altezza del muro	h_1	7,50	m
Distanza punto di ribaltamento - baricentro elemento prefabbricato	X_G	2,09	m
Distanza baricentro elemento prefabbricato - soletta		0,29	m
Peso elemento prefabbricato	P	8.409	daN
Inclinazione parete prefabbricato rispetto l'orizzontale	β	90	gradi
Larghezza elemento prefabbricato	b_1	2,50	m
Dimensione base di appoggio muro	appoggio	1,54	m
Altezza sezione nel tratto a sezione costante in sommità		0,70	m
Pendenza della nervatura	pendenza	20%	
Larghezza nervatura/e	s	0,36	m
Spessore soletta	sol	0,10	m

Morfologia della fondazione

Spessore massimo soletta di fondazione	h_2	1,50	m
Spessore minimo soletta di fondazione lato monte	h_3	1,50	m
Spessore minimo soletta di fondazione lato valle	h_4	1,50	m
Larghezza fondazione	L	4,50	m
Dimensione sbalzo anteriore	sbalzo	1,80	m
Larghezza suola fondazione lato monte	l_1	2,60	m
Larghezza suola fuori nervatura	fo	1,46	m
Altezza sperone (lato monte)	$h_{sperone}$	0,00	m
Base sperone (lato monte)	$b_{sperone}$	0,00	m
Larghezza sottofondazione	L_F	0,00	m
Altezza fondazione	h_F	0,00	m
Sbalzo anteriore	sb_F	0,00	m

Barriera fonoassorbente

Altezza barriera fonoassorbente	h_{FOA}	4,00	m
Pressione del vento sulla barriera	P_{ventr}	250	daN / m ²

Stratigrafia terreno di fondazione

Coefficiente di Poisson del terreno	ν	0,25	
Modulo di deformabilità del terreno (procedura Berardi, 1999)	E	99.951	kPa
Modulo di Young a piccole deformazioni nel punto medio di ogni strato	E_{0i}	-	kPa
Spessore dello strato i-esimo in cui è suddiviso lo strato compressibile	h_i	-	m
Profondità di influenza in cui si sviluppa il cedimento	h_{CED}	15,75	m

Strato 1	E_{01}	h_1	
Strato 2	E_{02}	h_2	
Strato 3	E_{03}	h_3	
Strato 4	E_{04}	h_4	

 Spessore totale strato compressibile **0,00** m Controllare lo spessore degli strati
[Calcola Modulo](#)
Verifica degli spostamenti in testa alla barriera

Spostamento massimo ammissibile ($h_{FOA}/500$)	d_{MAX}	8,00	mm
Spostamento calcolato alla testa della barriera	d_{FOA}	0,89	mm

Tabella 42: Dati geometrici muro prefabbricato H = 6.0 m

SEZIONE TIPOLOGICA DEL MURO DI SOSTEGNO CON INDICAZIONE DEI SIMBOLI UTILIZZATI

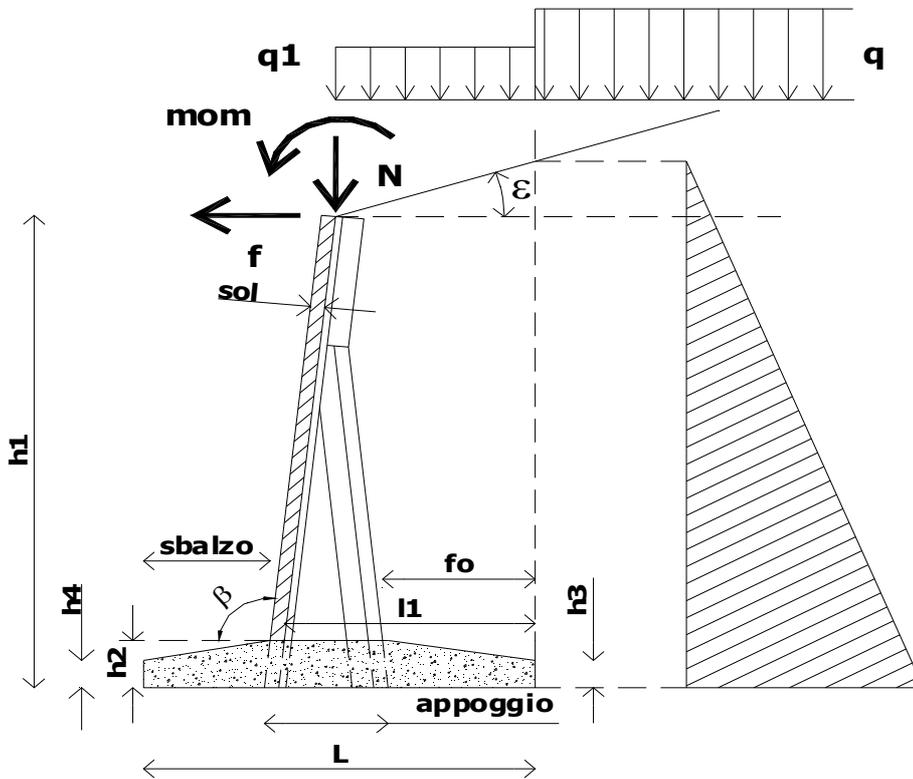


Figura 32: Sezione-tipo muro di sostegno prefabbricato

14.2 AZIONI DI PROGETTO

Alla luce dei criteri precedentemente esposti, le azioni di progetto risultanti nelle varie combinazioni di carico ad intradosso plinto (rispetto allo spigolo di valle sono le seguenti):

Combinazione		daNm/m	daNm/m	daN/m	daN/m
		Mstab	Mrib	H	N
1	A1-M1 traffico dominante	159.315	66.461	21.540	53.552
2	A1-M1 vento dominante	159.315	67.427	20.877	53.552
3	A2-M2 traffico dominante	160.066	67.271	21.901	53.719
4	A2-M2 vento dominante	160.066	66.917	21.009	53.719
7	A1-M1 sisma alto	159.207	49.292	18.337	53.466
7bis	A1-M1 sisma basso	171.276	51.507	19.229	57.568
8	A2-M2 sisma alto	159.632	59.371	22.261	53.560
8bis	A2-M2 sisma basso	171.761	62.238	23.414	57.676
11	SLE RARA TRAFFICO	159.315	48.305	15.959	53.552
12	SLE RARA VENTO	159.315	48.949	15.517	53.552
13	SLE FREQ. TRAFFICO	159.315	39.449	14.517	53.552
14	SLE FREQ. VENTO	159.315	34.406	12.866	53.552
15	SLE QUASI PERMANENTE	159.315	32.506	12.666	53.552

Tabella 43: Azioni di progetto (intradosso plinto)

essendo:

N = azione assiale

H = azione orizzontale (nella direzione della spinta delle terre)

M_{stab} = momento stabilizzante (rispetto allo spigolo lato valle del plinto)

M_{rib} = momento ribaltante (rispetto allo spigolo lato valle del plinto)

A partire da questi carichi si valutano le azioni che si hanno rispetto al baricentro della palificata, sempre ad intradosso plinto. Prendendo a riferimento una lunghezza di 22.60 m, pari a quella del modello di GROUP, si ottengono le seguenti azioni:

Combinazione		N	M	H
		(kN)	(kNm)	(kN)
1	A1-M1 traffico dominante	12103	-6246	4868
2	A1-M1 vento dominante	12103	-6465	4718
3	A2-M2 traffico dominante	12141	-6344	4950
4	A2-M2 vento dominante	12141	-6264	4748
7	A1-M1 sisma alto	12083	-2347	4144
7bis	A1-M1 sisma basso	13010	-2206	4346
8	A2-M2 sisma alto	12105	-4576	5031
8bis	A2-M2 sisma basso	13035	-4576	5291
11	SLE RARA TRAFFICO	12103	-2143	3607
12	SLE RARA VENTO	12103	-2288	3507
13	SLE FREQ. TRAFFICO	12103	-141	3281
14	SLE FREQ. VENTO	12103	998	2908
15	SLE QUASI PERMANENTE	12103	1428	2862

Tabella 44: Azioni di progetto (a intradosso plinto rispetto al baricentro)

essendo:

M = momento flettente (agente attorno alla direzione ortogonale all'asse dell'autostrada)

14.3 ANALISI DELLA PALIFICATA

Generalità

L'analisi della palificata viene eseguita con l'ausilio del programma GROUP Versione 6.0 Ensoft Inc.

Lo schema planimetrico delle disposizione dei pali è riportato nella Figura seguente, nell'ipotesi di considerare una lunghezza di riferimento del modello pari a 22.60 m.

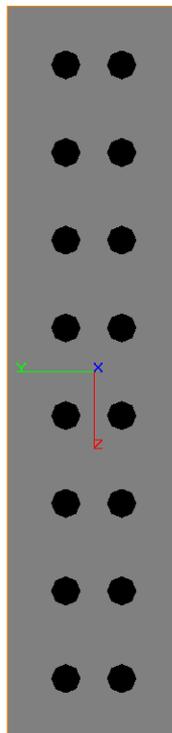


Figura 33: Schema planimetrico dei pali (programma GROUP)

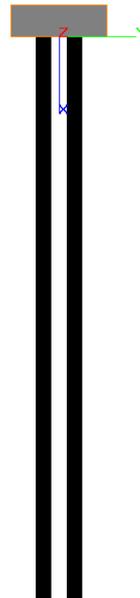


Figura 34: Sezione trasversale (programma GROUP)

Nel modello di GROUP si sono utilizzati i seguenti parametri (valori caratteristici):

Layer	Soil Type	Top (m)	Bottom (m)	K Value (Eir for weak rock) [kN/m ³]
1	Submerged Soft Clay	0	12	10000
2	Sand	12	16	15000
3	Submerged Soft Clay	16	20	15000
4	Sand	20	22	15000
5	Submerged Soft Clay	22	27	20000
6	Sand	27	37	25000

Figura 35: Stratigrafia in input al programma

Point	Depth (m)	Shear Strength (kN/m ²)	Angle of Internal Friction (Degrees)	Strain at 50% Stress	Ultimate Unit Side Friction (kN/m ²)	Ultimate Unit Tip Resistance (kN/m ²)	RQD(%)
1	0	40	0	0.02	29	0	0
2	12	40	0	0.02	29	512	0
3	12	0	35	0	80	865	0
4	16	0	35	0	80	865	0
5	16	55	0	0.02	35	875	0
6	20	55	0	0.02	35	875	0
7	20	0	35	0	100	865	0
8	22	0	35	0	100	865	0
9	22	75	0	0.01	42	1160	0
10	27	75	0	0.01	42	1160	0
11	27	0	35	0	150	1200	0
12	37	0	35	0	150	1200	0

Ultimate Unit Side Friction and Ultimate Unit Tip Resistance:
 · The program uses Ultimate Unit Side Friction to generate t-z curves
 · The program uses Ultimate Unit Tip Resistance to generate q-w curves
 · Always check recommended values in Geotechnical Investigation Reports.

Figura 36: Parametri di resistenza in input al programma

Risultati ottenuti

I risultati delle analisi eseguite con il programma GROUP in termini di sollecitazioni massime sui pali, riportati nelle Figure allegate (taglio e momento flettente per le combinazioni di carico STR delle verifiche strutturali), sono sintetizzati nelle seguenti Tabelle:

AZIONE ASSIALE (kN)													
Palo	A1traffico	A1vento	A2traffico	A2vento	A1sis1	A1sis2	A2sis1	A2sis2	SLE1	SLE2	SLE3	SLE4	SLE5
1	1660	1640	1680	1640	1380	1460	1620	1720	1280	1270	1150	1050	1030
2	1660	1640	1680	1640	1380	1460	1620	1720	1280	1270	1150	1050	1030
3	1660	1640	1680	1640	1380	1460	1620	1720	1280	1270	1150	1050	1030
4	1660	1640	1680	1640	1380	1460	1620	1720	1280	1270	1150	1050	1030
5	1660	1640	1680	1640	1380	1460	1620	1720	1280	1270	1150	1050	1030
6	1660	1640	1680	1640	1380	1460	1620	1720	1280	1270	1150	1050	1030
7	1660	1640	1680	1640	1380	1460	1620	1720	1280	1270	1150	1050	1030
8	1660	1640	1680	1640	1380	1460	1620	1720	1280	1270	1150	1050	1030
9	-144	-126	-159	-121	132	162	-106	-94	229	239	360	462	486
10	-144	-126	-159	-121	132	162	-106	-94	229	239	360	462	486
11	-144	-126	-159	-121	132	162	-106	-94	229	239	360	462	486
12	-144	-126	-159	-121	132	162	-106	-94	229	239	360	462	486
13	-144	-126	-159	-121	132	162	-106	-94	229	239	360	462	486
14	-144	-126	-159	-121	132	162	-106	-94	229	239	360	462	486
15	-144	-126	-159	-121	132	162	-106	-94	229	239	360	462	486
16	-144	-126	-159	-121	132	162	-106	-94	229	239	360	462	486

Tabella 45: Azione assiale massima



MOMENTO FLETTENTE MASSIMO (kNm)																										
Palo	quota	A1traffico	quota	A1vento	quota	A2traffico	quota	A2vento	quota	A1sis1	quota	A1sis2	quota	A2sis1	quota	A2sis2	quota	SLE1	quota	SLE2	quota	SLE3	quota	SLE4	quota	SLE5
1	0	1040	0	994	0	1060	0	1000	0	857	0	912	0	1090	0	1170	0	715	0	689	0	640	0	552	0	543
2	0	1000	0	958	0	1020	0	967	0	826	0	879	0	1050	0	1130	0	689	0	662	0	617	0	533	0	524
3	0	1000	0	958	0	1020	0	967	0	826	0	879	0	1050	0	1130	0	689	0	662	0	617	0	533	0	524
4	0	1000	0	958	0	1020	0	967	0	826	0	879	0	1050	0	1130	0	689	0	662	0	617	0	533	0	524
5	0	1000	0	958	0	1020	0	967	0	826	0	879	0	1050	0	1130	0	689	0	662	0	617	0	533	0	524
6	0	1000	0	958	0	1020	0	967	0	826	0	879	0	1050	0	1130	0	689	0	662	0	617	0	533	0	524
7	0	1000	0	958	0	1020	0	967	0	826	0	879	0	1050	0	1130	0	689	0	662	0	617	0	533	0	524
8	0	1040	0	994	0	1060	0	1000	0	857	0	912	0	1090	0	1170	0	715	0	688	0	640	0	552	0	543
9	0	872	0	835	0	891	0	843	0	723	0	769	0	921	0	984	0	602	0	579	0	541	0	467	0	460
10	0	803	0	769	0	821	0	776	0	668	0	710	0	850	0	908	0	556	0	535	0	500	0	432	0	426
11	0	802	0	768	0	820	0	775	0	667	0	709	0	848	0	906	0	555	0	534	0	499	0	432	0	425
12	0	802	0	768	0	820	0	775	0	667	0	709	0	848	0	906	0	555	0	534	0	499	0	432	0	425
13	0	802	0	768	0	820	0	775	0	667	0	709	0	848	0	906	0	555	0	534	0	499	0	432	0	425
14	0	802	0	768	0	820	0	775	0	667	0	709	0	848	0	906	0	555	0	534	0	499	0	432	0	425
15	0	803	0	769	0	821	0	776	0	668	0	710	0	850	0	908	0	556	0	535	0	500	0	432	0	426
16	0	872	0	835	0	891	0	843	0	723	0	769	0	921	0	984	0	602	0	579	0	541	0	467	0	460

Tabella 46: Momento flettente massimo

AZIONE DI TAGLIO MASSIMO (kN)																										
Palo	quota	A1traffico	quota	A1vento	quota	A2traffico	quota	A2vento	quota	A1sis1	quota	A1sis2	quota	A2sis1	quota	A2sis2	quota	SLE1	quota	SLE2	quota	SLE3	quota	SLE4	quota	SLE5
1	0	360	0	349	0	366	0	351	0	306	0	321	0	372	0	391	0	267	0	260	0	243	0	215	0	212
2	0	342	0	331	0	347	0	333	0	291	0	305	0	353	0	371	0	253	0	246	0	231	0	204	0	201
3	0	342	0	331	0	347	0	333	0	291	0	305	0	353	0	371	0	253	0	246	0	231	0	204	0	201
4	0	342	0	331	0	347	0	333	0	291	0	305	0	353	0	371	0	253	0	246	0	231	0	204	0	201
5	0	342	0	331	0	347	0	333	0	291	0	305	0	353	0	371	0	253	0	246	0	231	0	204	0	201
6	0	342	0	331	0	347	0	333	0	291	0	305	0	353	0	371	0	253	0	246	0	231	0	204	0	201
7	0	342	0	331	0	347	0	333	0	291	0	305	0	353	0	371	0	253	0	246	0	231	0	204	0	201
8	0	360	0	349	0	366	0	351	0	306	0	321	0	372	0	391	0	267	0	260	0	243	0	215	0	212
9	0	285	0	276	0	290	0	278	0	242	0	254	0	295	0	310	0	211	0	205	0	192	0	170	0	167
10	0	255	0	247	0	260	0	249	0	217	0	228	0	264	0	278	0	189	0	183	0	172	0	152	0	150
11	0	255	0	247	0	259	0	248	0	217	0	227	0	263	0	277	0	188	0	183	0	171	0	152	0	150
12	0	255	0	247	0	259	0	248	0	217	0	227	0	263	0	277	0	188	0	183	0	171	0	152	0	150
13	0	255	0	247	0	259	0	248	0	217	0	227	0	263	0	277	0	188	0	183	0	171	0	152	0	150
14	0	255	0	247	0	259	0	248	0	217	0	227	0	263	0	277	0	188	0	183	0	171	0	152	0	150
15	0	255	0	247	0	260	0	249	0	217	0	228	0	264	0	278	0	189	0	183	0	172	0	152	0	150
16	0	285	0	276	0	290	0	278	0	242	0	254	0	295	0	310	0	211	0	205	0	192	0	170	0	167

Tabella 47: Azione di taglio massima

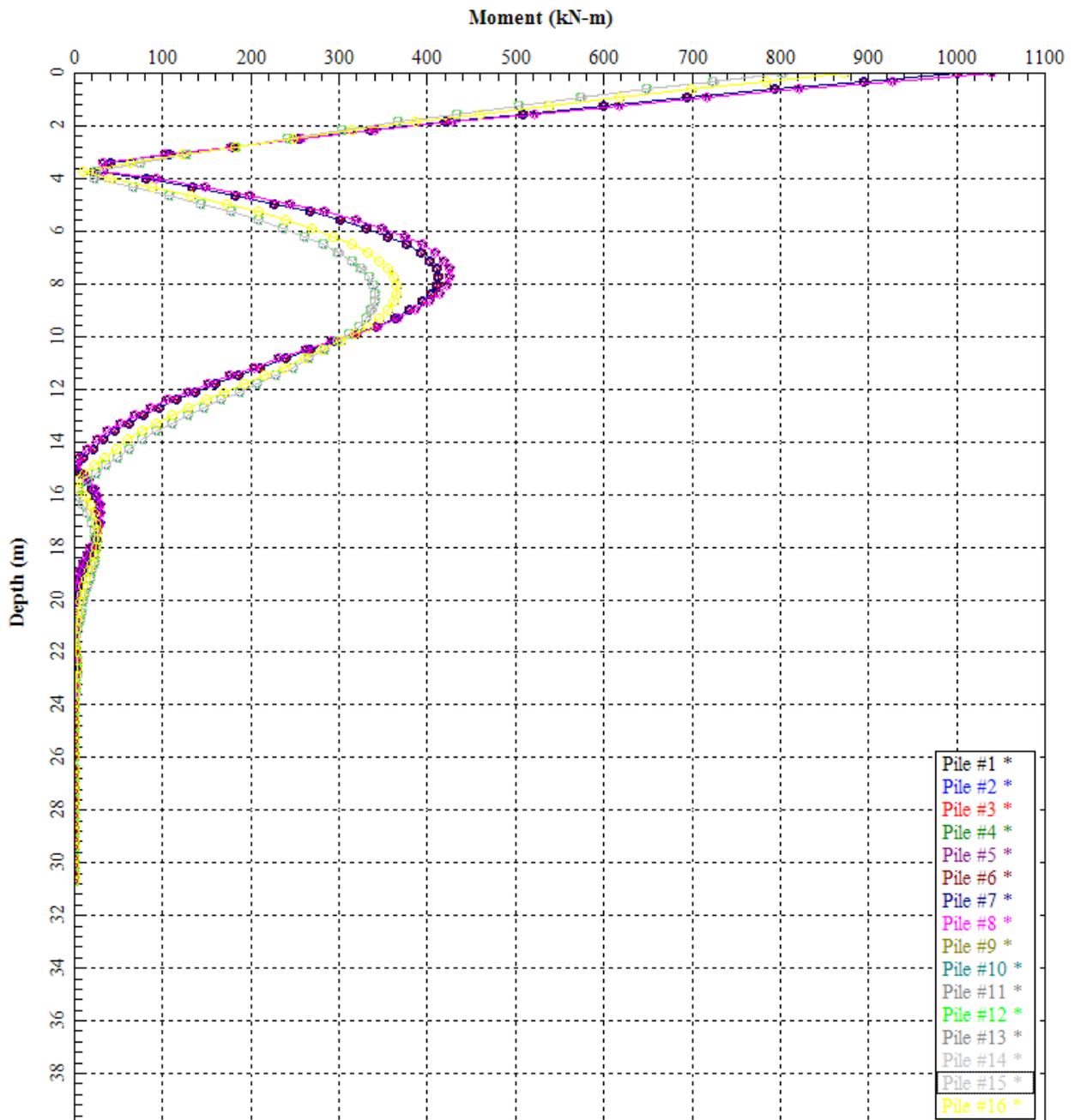


Figura 37: Combinazione A1-traffico - Andamento dei momenti flettenti

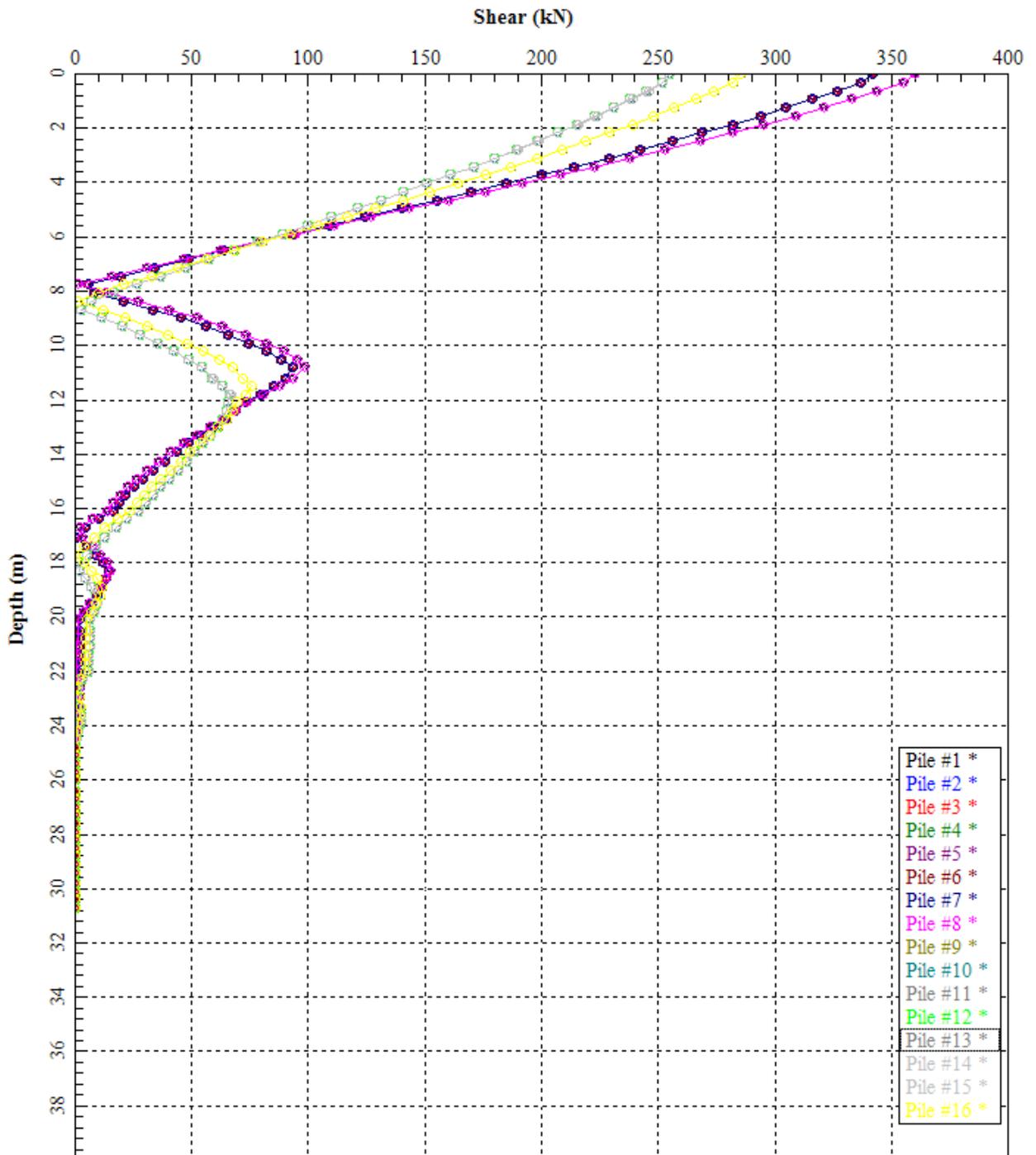


Figura 38: Combinazione A1-traffico - Andamento del taglio

14.4 VERIFICHE AGLI STATI LIMITE ULTIMI

Pali di fondazione - dimensionamento dell'armatura

Prendendo a riferimento le massime azioni, come riassunto nella seguente Tabella, le verifiche strutturali del palo di diametro 1000 mm, con un'armatura longitudinale di 28 ϕ 22 e trasversale di barre ϕ 10 a passo 20 (incidenza circa 95 kg/m³), risultano soddisfatte - cfr. il tabulato riportato in Allegato 1 – Verifiche strutturali dei pali.

Sollecitazione	Combinazione		
	STR	Sle RARA	Sle fess
Nmax (kN)	1660	1280	1150
Nmin (kN)	-144	229	360
Mmax (kNm)	1040	715	640
Tmax (kN)	360		

Tabella 48: Sollecitazioni di verifica delle armature

Pali di fondazione - analisi di capacità portante

L'analisi di capacità portante dei pali viene svolta utilizzando i parametri di seguito elencati e prendendo a riferimento i seguenti coefficienti parziali ai sensi della Normativa vigente – par. 6.4.3 – Fondazioni su pali (N.T.C.-08 - D.M. 14 gennaio 2008) - cfr. la Tabella 4.

In questa fase progettuale, la resistenza caratteristica viene determinata a partire dai risultati di prove in sito, considerando la presenza di tre verticali di indagine.

Le massime azioni assiali agenti sono le seguenti:

Sollecitazione	Slu GEO
Nmax (kN)	1680
Nmin (kN)	-159

Tabella 49: Massime azioni assiali

Tenendo conto del peso del palo, si ha $N_{\max, \text{compressione}}$ pari a 1820 kN e $N_{\min, \text{trazione}}$ pari a -159 kN (in trazione si trascura a favore di sicurezza). Il palo di lunghezza 36 m garantisce una portata di 1600 kN in compressione e di circa 1150 kN in trazione (cfr. diagrammi di portata riportati nelle Figure seguenti).

Le verifiche risultano pertanto soddisfatte.

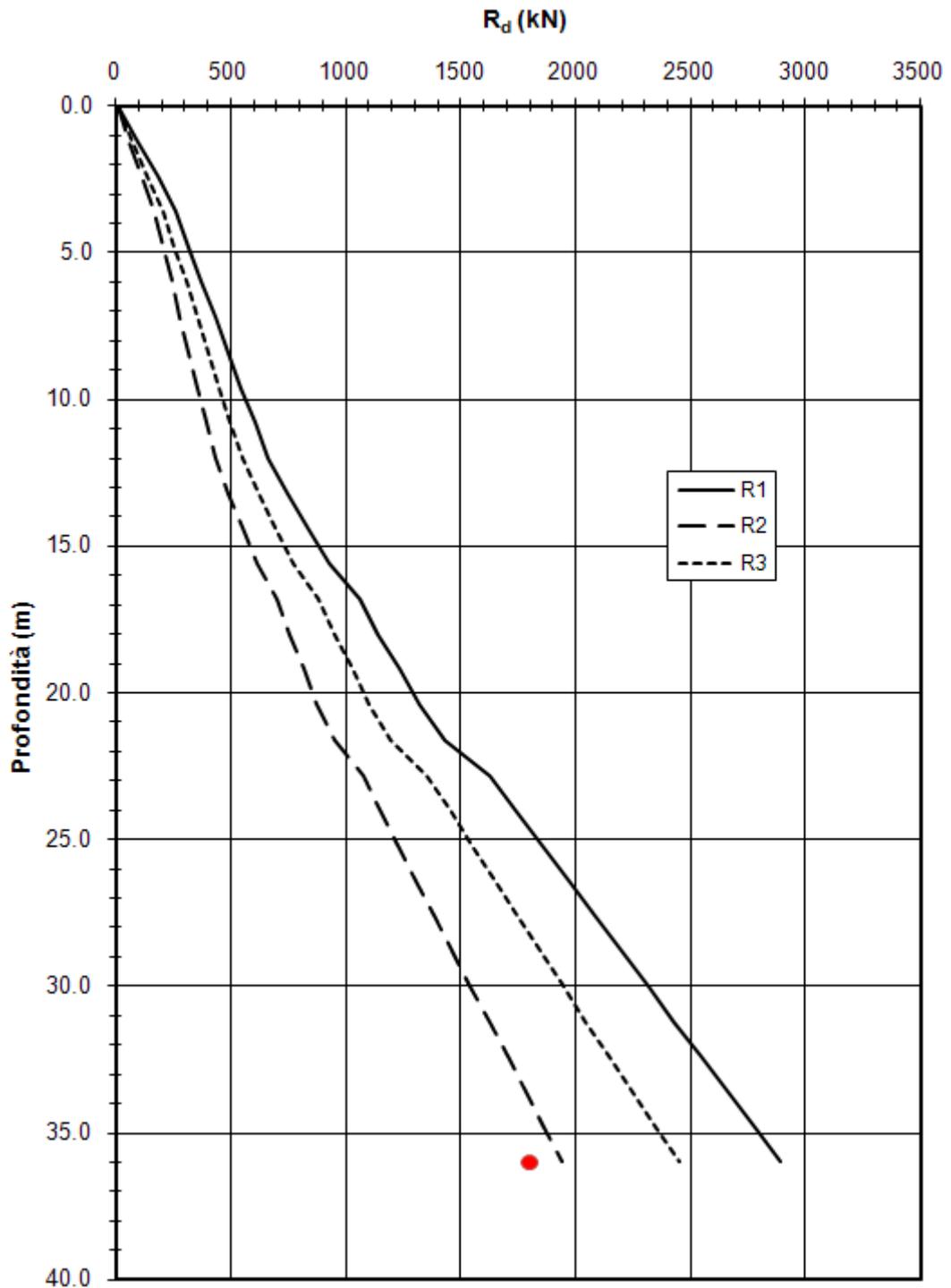


Figura 39: Diagramma di portata dei pali ϕ 1000 mm - compressione

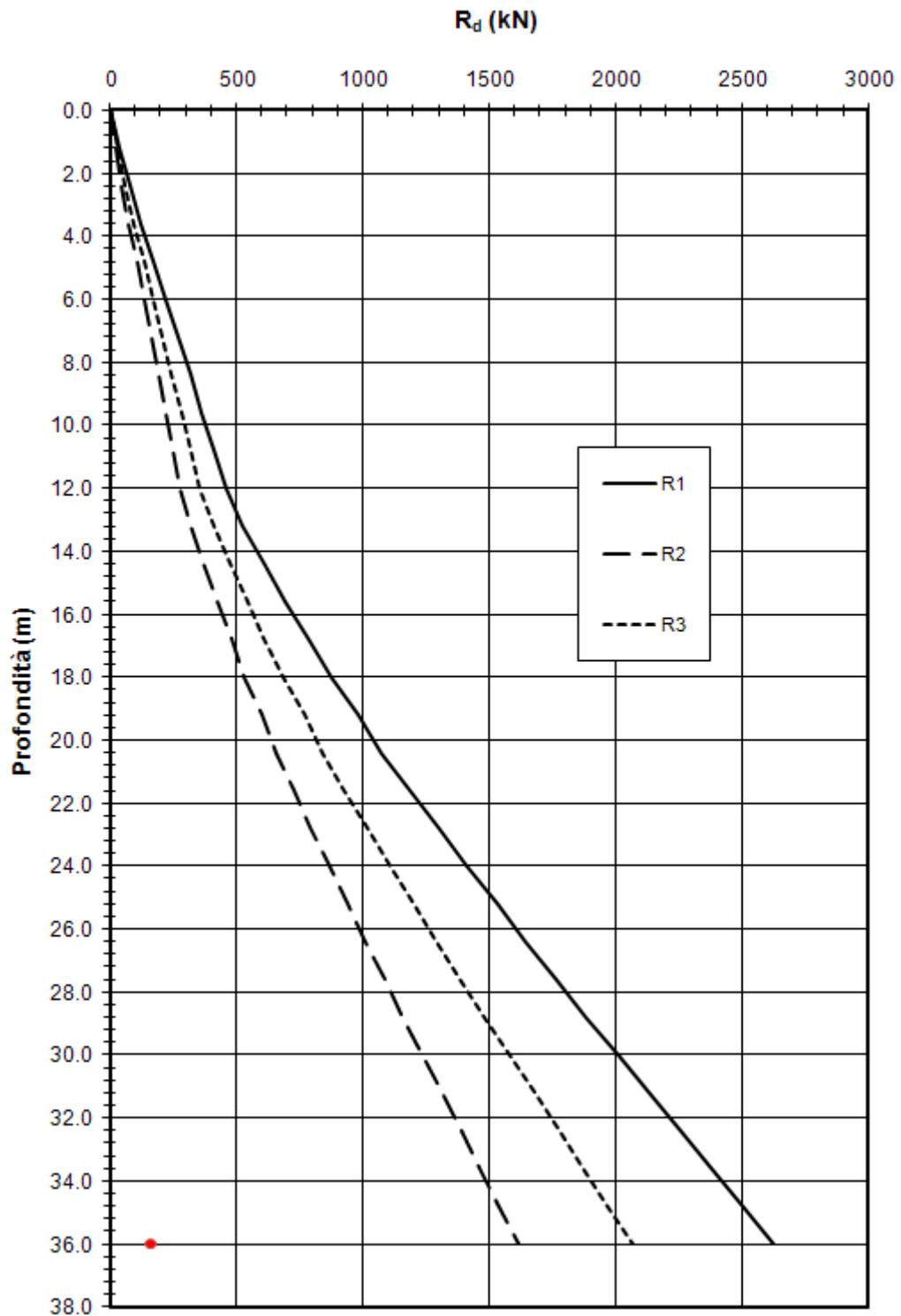


Figura 40: Diagramma di portata dei pali ϕ 1000 mm – trazione

14.5 VERIFICHE DI STABILITA' GENERALE DELL'INSIEME TERRENO-OPERA

L'analisi di stabilità generale è stata condotta e risulta ampiamente soddisfatta per maggiori dettagli si rimanda all'allegato 2 Analisi di stabilità globale.

14.6 VERIFICHE AGLI STATI LIMITE DI ESERCIZIO

La valutazione della compatibilità degli spostamenti dell'opera di sostegno e del terreno circostante avviene attraverso l'esame degli spostamenti risultanti dall'analisi eseguita con il programma GROUP nella combinazione SLE (a favore di sicurezza si è fatto riferimento alla combinazione SLE RARA, in cui sono presenti i maggiori carichi), in cui sono posti pari all'unità tutti i coefficienti parziali. L'analisi pertanto viene condotta adottando per le strutture e per i terreni i parametri caratteristici. Nella Figura allegata si riportano i profili di spostamento lungo i pali per la combinazione SLE RARA.

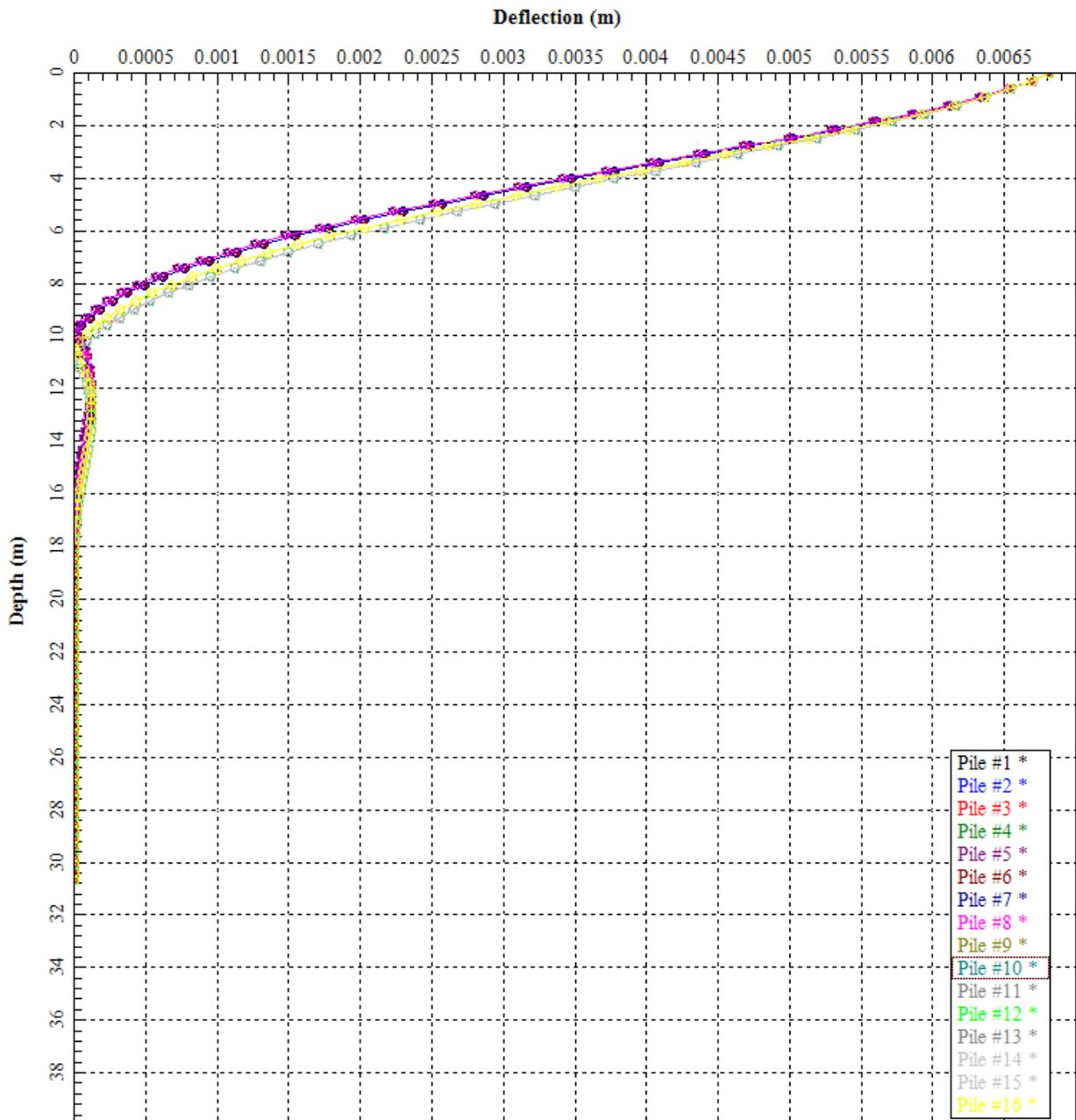


Figura 50: SLE1 - Spostamenti orizzontali lungo il fusto dei pali



15.

16. RACCOMANDAZIONI PER LE FASI ESECUTIVE

Prima di procedere alla costruzione dei pali di fondazione, dovranno essere realizzati dei pali di prova, al fine di mettere a punto le modalità esecutive più idonee e di ottenere un riscontro sul campo delle previsioni progettuali in termini di portata. Le lunghezze dei pali andranno confermate / adeguate alla luce dei risultati di tali prove.

ALLEGATO 1

VERIFICHE STRUTTURALI DEI PALI

DATI GENERALI SEZIONE IN C.A.

NOME SEZIONE: Palo H4

Descrizione Sezione:
 Metodo di calcolo resistenza: Stati Limite Ultimi
 Normativa di riferimento: N.T.C.
 Tipologia sezione: Sezione predefinita
 Forma della sezione: Circolare
 Percorso sollecitazione: A Sforzo Norm. costante
 Condizioni Ambientali: Moderat. aggressive
 Riferimento Sforzi assegnati: Assi X,Y coordinate sezione
 Riferimento alla sismicit : Zona non sismica
 Posizione sezione nell'asta: In zona critica

CARATTERISTICHE DI RESISTENZA DEI MATERIALI IMPIEGATI

CONGLOMERATO - Classe: C25/30
 Resis. compr. di calcolo fcd : 141.60 daN/cm²
 Resis. compr. ridotta fcd' : 70.80 daN/cm²
 Def.unit. max resistenza ec2 : 0.0020
 Def.unit. ultima ecu : 0.0035
 Diagramma tensione-deformaz. : Parabola-Rettangolo
 Modulo Elastico Normale Ec : 314750 daN/cm²
 Coeff. di Poisson : 0.20
 Resis. media a trazione fctm : 26.00 daN/cm²
 Coeff. Omogen. S.L.E. : 15.0
 Combinazioni Rare in Esercizio
 Sc Limite : 150.00 daN/cm²
 Apert.Fess.Limite : Non prevista
 Combinazioni Frequenti in Esercizio
 Sc Limite : 150.00 daN/cm²
 Apert.Fess.Limite : 0.300 mm

ACCIAIO - Tipo: B450C
 Resist. caratt. snervam. fyk : 4500.0 daN/cm²
 Resist. caratt. rottura ftk : 4500.0 daN/cm²
 Resist. snerv. di calcolo fyd : 3913.0 daN/cm²
 Resist. ultima di calcolo ftd : 3913.0 daN/cm²
 Deform. ultima di calcolo Epu : 0.068
 Modulo Elastico Ef : 2000000 daN/cm²
 Diagramma tensione-deformaz. : Bilineare finito
 Coeff. Aderenza ist. $\beta_1 \cdot \beta_2$: 1.00 daN/cm²
 Coeff. Aderenza diff. $\beta_1 \cdot \beta_2$: 0.50 daN/cm²
 Comb.Rare Sf Limite : 3600.0 daN/cm²

CARATTERISTICHE GEOMETRICHE ED ARMATURE SEZIONE

Diametro sezione (cm): 100.0 cm
 Barre circonfer.: 24 \emptyset 20 (75.4 cm²)
 Copriferro (dal baric. barre): 6.0 cm

ST.LIM.ULTIMI - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA

N Sforzo normale [daN] applicato nell'origine O del rifer. X,Y,0
 MX Coppia concentrata in daNm applicata all'asse X del rifer. X,Y,0
 con verso positivo se tale da comprimere il lembo sup. della sezione
 VY Taglio [daN] baricentrico in direzione parallela all'asse Y

N.Comb.	N	Mx	Vy	MT
1	140000	70800	28000	0
2	-50200	70800	28000	0

COMB. RARE (S.L.E.) - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA

N Sforzo normale [daN] applicato nell'origine O del sist. rif. X,Y,O
 MX Coppia concentrata in daNm applicata all'asse X del sist. rif. X,Y,O
 con verso positivo se tale da comprimere il lembo superiore della sezione
 MY Coppia concentrata in daNm applicata all'asse Y del sist. rif. X,Y,O
 con verso positivo se tale da comprimere il lembo destro della sezione

N.Comb.	N	Mx
1	103000	47700
2	103000	47700

COMB. FREQUENTI (S.L.E.) - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA

N Sforzo normale [daN] applicato nell'origine O del sist. rif. X,Y,O
 MX Coppia concentrata in daNm applicata all'asse X del sist. rif. X,Y,O
 con verso positivo se tale da comprimere il lembo superiore della sezione
 MY Coppia concentrata in daNm applicata all'asse Y del sist. rif. X,Y,O
 con verso positivo se tale da comprimere il lembo destro della sezione

N.Comb.	N	Mx
1	88100	41500
2	1700	41500

RISULTATI DEL CALCOLO

Copriferro netto minimo barre longitudinali: 5.0 cm
 Interferro netto minimo barre longitudinali: 9.5 cm
 Copriferro netto minimo staffe: 4.0 cm

METODO AGLI STATI LIMITE ULTIMI - RISULTATI PRESSO-TENSO FLESSIONE

Ver S = combinazione verificata / N = combin. non verificata
 N Sforzo normale assegnato [in daN] (positivo se di compressione)
 Mx Momento flettente assegnato [in daNm] riferito all'asse x baricentrico
 N ult Sforzo normale ultimo [in daN] nella sezione (positivo se di compress.)
 Mx ult Momento flettente ultimo [in daNm] riferito all'asse x baricentrico
 Mis.Sic. Misura sicurezza = rapporto vettoriale tra (N ult,Mx ult) e (N,Mx)
 Verifica positiva se tale rapporto risulta ≥ 1.000
 Yneutro Ordinata [in cm] dell'asse neutro a rottura nel sistema di rif. X,Y,O sez.
 x/d Rapp. di duttilità a rottura misurato in presenza di sola flessione (travi)
 C.Rid. Coeff. di riduz. momenti per sola flessione in travi continue
 Area efficace barre inf. (per presenza di torsione)= 75.4 cm²

N.Comb.	Ver	N	Mx	N ult	Mx ult	Mis.Sic.	Yneutro	x/d	C.Rid.
1	S	140000	70800	140012	149366	2.110	18.5		
2	S	-50200	70800	-50177	97748	1.381	31.5		

METODO AGLI STATI LIMITE ULTIMI - DEFORMAZIONI UNITARIE ALLO STATO ULTIMO

ec max Deform. unit. massima del conglomerato a compressione
 ec 3/7 Deform. unit. del conglomerato nella fibra a 3/7 dell'altezza efficace
 Yc max Ordinata in cm della fibra corrisp. a ec max (sistema rif. X,Y,O sez.)
 ef min Deform. unit. minima nell'acciaio (negativa se di trazione)
 Yf min Ordinata in cm della barra corrisp. a ef min (sistema rif. X,Y,O sez.)
 ef max Deform. unit. massima nell'acciaio (positiva se di compressione)
 Yf max Ordinata in cm della barra corrisp. a ef max (sistema rif. X,Y,O sez.)

N.Comb.	ec max	ec 3/7	Yc max	ef min	Yf min	ef max	Yf max
1	0.00350	-0.00125	50.0	0.00283	44.0	-0.00693	-44.0
2	0.00350	-0.00461	50.0	0.00236	44.0	-0.01430	-44.0

ARMATURE A TAGLIO E/O TORSIONE DI INVILUPPO PER TUTTE LE COMBINAZIONI ASSEGNATE

Diametro staffe: 10 mm
 Passo staffe: 20.0 cm [Passo massimo di normativa = 24.0 cm]
 N.Bracci staffe: 2
 Area staffe/m : 7.9 cm²/m [Area Staffe Minima normativa = 2.4 cm²/m]

METODO AGLI STATI LIMITE ULTIMI - VERIFICHE A TAGLIO

Ver S = comb.verificata a taglio-tors./ N = comb. non verificata
 Vsdu Taglio agente [daN] uguale al taglio Vy di comb. (sollecit. retta)
 Vrd Taglio resistente [daN] in assenza di staffe
 Vcd Taglio compressione resistente [daN] lato conglomerato
 Vwd Taglio trazione resistente [daN] assorbito dalle staffe
 bw Larghezza minima [cm] sezione misurata parallelam. all'asse neutro
 Teta Angolo [gradi sessadec.] di inclinazione dei puntoni di conglomerato
 Acw Coefficiente maggiorativo della resistenza a taglio per compressione
 Afst Area staffe/metro strettamente necessaria per taglio e torsione [cm²/m]

N.Comb.	Ver	Vsdu	Vrd	Vcd	Vwd	bw	Teta	Acw	Afst
1	S	28000	41857	175962	55601	88.5	21.80	1.126	4.0
2	S	28000	0	141785	58042	76.9	21.80	1.000	3.8

COMBINAZIONI RARE IN ESERCIZIO - VERIFICA MASSIME TENSIONI NORMALI

Ver S = combinazione verificata / N = combin. non verificata
 Sc max Massima tensione di compress.(+) nel conglom. in fase fessurata ([daN/cm²])
 Yc max Ordinata in cm della fibra corrisp. a Sc max (sistema rif. X,Y,0)
 Sc min Minima tensione di compress.(+) nel conglom. in fase fessurata ([daN/cm²])
 Yc min Ordinata in cm della fibra corrisp. a Sc min (sistema rif. X,Y,0)
 Sf min Minima tensione di trazione (-) nell'acciaio [daN/cm²]
 Yf min Ordinata in cm della barra corrisp. a Sf min (sistema rif. X,Y,0)
 Dw Eff. Spessore di conglomerato [cm] in zona tesa considerata aderente alle barre
 Ac eff. Area di congl. [cm²] in zona tesa aderente alle barre (verifica fess.)
 Af eff. Area Barre tese di acciaio [cm²] ricadente nell'area efficace(verifica fess.)
 D barre Distanza media in cm tra le barre tese efficaci (verifica fess.)

N.Comb.	Ver	Sc max	Yc max	Sc min	Yc min	Sf min	Yf min	Dw Eff.	Ac eff.	Af eff.
1	S	67.7	-50.0	0.0	-50.0	-979	44.0	20.0	1608	22.0
2	S	67.7	-50.0	0.0	-50.0	-979	44.0	20.0	1608	22.0

COMBINAZIONI RARE IN ESERCIZIO - VERIFICA APERTURA FESSURE

Ver S = combinazione verificata / N = combin. non verificata
 ScImax Massima tensione nel conglomerato nello STATO I non fessurato [daN/cm²]
 ScI_min Minima tensione nel conglomerato nello STATO I non fessurato [daN/cm²]
 Sc_Eff Tensione al limite dello spessore efficace nello STATO I [daN/cm²]
 K3 Coeff. di normativa = 0,25 (Scmin + ScEff)/(2 Scmin)
 Beta12 Prodotto dei Coeff. di aderenza Beta1*Beta2
 Eps Deformazione unitaria media tra le fessure
 Srm Distanza media in mm tra le fessure
 Ap.fess. Apertura delle fessure in mm = 1,7*Eps*Srm

N.Comb.	Ver	ScImax	ScImin	Sc Eff	K3	Beta12	Eps	Srm	Ap.Fess.
1	S	51.2	-28.3	-12.4	0.180	1.0	0.000196	228	0.076
2	S	51.2	-28.3	-12.4	0.180	1.0	0.000196	228	0.076

COMBINAZIONI FREQUENTI IN ESERCIZIO - VERIFICA MASSIME TENSIONI NORMALI

N.Comb. Ver Sc max Yc max Sc min Yc min Sf min Yf min Dw Eff. Ac eff. Af eff.
Dbarre

0.0	1	S	59.0	-50.0	0.0	-50.0	-867	44.0	20.0	1608	22.0
0.0	2	S	61.8	-50.0	0.0	-50.0	-2013	44.0	20.0	2068	28.3

COMBINAZIONI FREQUENTI IN ESERCIZIO - VERIFICA APERTURA FESSURE

1	S	44.4	-24.8	-10.9	0.180	0.5	0.000195	228	0.076
2	S	34.8	-34.4	-20.5	0.200	0.5	0.000719	240	0.293

DATI GENERALI SEZIONE IN C.A.

NOME SEZIONE: Palo H5

Descrizione Sezione:
 Metodo di calcolo resistenza: Stati Limite Ultimi
 Normativa di riferimento: N.T.C.
 Tipologia sezione: Sezione predefinita
 Forma della sezione: Circolare
 Percorso sollecitazione: A Sforzo Norm. costante
 Condizioni Ambientali: Moderat. aggressive
 Riferimento Sforzi assegnati: Assi X,Y coordinate sezione
 Riferimento alla sismicità: Zona non sismica
 Posizione sezione nell'asta: In zona critica

CARATTERISTICHE DI RESISTENZA DEI MATERIALI IMPIEGATI

CONGLOMERATO - Classe: C25/30
 Resis. compr. di calcolo fcd : 141.60 daN/cm²
 Resis. compr. ridotta fcd' : 70.80 daN/cm²
 Def.unit. max resistenza ec2 : 0.0020
 Def.unit. ultima ecu : 0.0035
 Diagramma tensione-deformaz. : Parabola-Rettangolo
 Modulo Elastico Normale Ec : 314750 daN/cm²
 Coeff. di Poisson : 0.20
 Resis. media a trazione fctm : 26.00 daN/cm²
 Coeff. Omogen. S.L.E. : 15.0
 Combinazioni Rare in Esercizio
 Sc Limite : 150.00 daN/cm²
 Apert.Fess.Limite : Non prevista
 Combinazioni Frequenti in Esercizio
 Sc Limite : 150.00 daN/cm²
 Apert.Fess.Limite : 0.300 mm

ACCIAIO - Tipo: B450C
 Resist. caratt. snervam. fyk : 4500.0 daN/cm²
 Resist. caratt. rottura ftk : 4500.0 daN/cm²
 Resist. snerv. di calcolo fyd : 3913.0 daN/cm²
 Resist. ultima di calcolo ftd : 3913.0 daN/cm²
 Deform. ultima di calcolo Epu : 0.068
 Modulo Elastico Ef : 2000000 daN/cm²
 Diagramma tensione-deformaz. : Bilineare finito
 Coeff. Aderenza ist. $\beta_1 \cdot \beta_2$: 1.00 daN/cm²
 Coeff. Aderenza diff. $\beta_1 \cdot \beta_2$: 0.50 daN/cm²
 Comb.Rare Sf Limite : 3600.0 daN/cm²

CARATTERISTICHE GEOMETRICHE ED ARMATURE SEZIONE

Diametro sezione (cm): 100.0 cm
 Barre circonfer.: 24Ø20 (75.4 cm²)
 Copriferro (dal baric. barre): 6.0 cm

ST.LIM.ULTIMI - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA

N.Comb.	N	Mx	Vy	MT
1	135000	73000	27800	0
2	-18200	73000	27800	0

COMB. RARE (S.L.E.) - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA

N Sforzo normale [daN] applicato nell'origine O del sist. rif. X,Y,O
 MX Coppia concentrata in daNm applicata all'asse X del sist. rif. X,Y,O
 con verso positivo se tale da comprimere il lembo superiore della sezione
 MY Coppia concentrata in daNm applicata all'asse Y del sist. rif. X,Y,O
 con verso positivo se tale da comprimere il lembo destro della sezione

N.Comb.	N	Mx
1	103000	49800
2	13600	49800

COMB. FREQUENTI (S.L.E.) - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA

N Sforzo normale [daN] applicato nell'origine O del sist. rif. X,Y,O
 MX Coppia concentrata in daNm applicata all'asse X del sist. rif. X,Y,O
 con verso positivo se tale da comprimere il lembo superiore della sezione
 MY Coppia concentrata in daNm applicata all'asse Y del sist. rif. X,Y,O
 con verso positivo se tale da comprimere il lembo destro della sezione

N.Comb.	N	Mx
1	103000	43800
2	26400	43800

RISULTATI DEL CALCOLO

Copriferro netto minimo barre longitudinali: 5.0 cm
 Interferro netto minimo barre longitudinali: 9.5 cm
 Copriferro netto minimo staffe: 4.0 cm

METODO AGLI STATI LIMITE ULTIMI - RISULTATI PRESSO-TENSO FLESSIONE

Ver S = combinazione verificata / N = combin. non verificata
 N Sforzo normale assegnato [in daN] (positivo se di compressione)
 Mx Momento flettente assegnato [in daNm] riferito all'asse x baricentrico
 N ult Sforzo normale ultimo [in daN] nella sezione (positivo se di compress.)
 Mx ult Momento flettente ultimo [in daNm] riferito all'asse x baricentrico
 Mis.Sic. Misura sicurezza = rapporto vettoriale tra (N ult,Mx ult) e (N,Mx)
 Verifica positiva se tale rapporto risulta ≥ 1.000
 Yneutro Ordinata [in cm] dell'asse neutro a rottura nel sistema di rif. X,Y,O sez.
 x/d Rapp. di duttilità a rottura misurato in presenza di sola flessione (travi)
 C.Rid. Coeff. di riduz. momenti per sola flessione in travi continue
 Area efficace barre inf. (per presenza di torsione)= 75.4 cm²

N.Comb.	Ver	N	Mx	N ult	Mx ult	Mis.Sic.	Yneutro	x/d	C.Rid.
1	S	135000	73000	135030	148248	2.031	18.8		
2	S	-18200	73000	-18180	107722	1.476	29.4		

METODO AGLI STATI LIMITE ULTIMI - DEFORMAZIONI UNITARIE ALLO STATO ULTIMO

ec max Deform. unit. massima del conglomerato a compressione
 ec 3/7 Deform. unit. del conglomerato nella fibra a 3/7 dell'altezza efficace
 Yc max Ordinata in cm della fibra corrisp. a ec max (sistema rif. X,Y,O sez.)
 ef min Deform. unit. minima nell'acciaio (negativa se di trazione)
 Yf min Ordinata in cm della barra corrisp. a ef min (sistema rif. X,Y,O sez.)
 ef max Deform. unit. massima nell'acciaio (positiva se di compressione)
 Yf max Ordinata in cm della barra corrisp. a ef max (sistema rif. X,Y,O sez.)

N.Comb.	ec max	ec 3/7	Yc max	ef min	Yf min	ef max	Yf max
1	0.00350	-0.00131	50.0	0.00283	44.0	-0.00705	-44.0
2	0.00350	-0.00378	50.0	0.00248	44.0	-0.01248	-44.0

ARMATURE A TAGLIO E/O TORSIONE DI INVILUPPO PER TUTTE LE COMBINAZIONI ASSEGNATE

Diametro staffe: 10 mm
 Passo staffe: 20.0 cm [Passo massimo di normativa = 24.0 cm]
 N.Bracci staffe: 2
 Area staffe/m : 7.9 cm²/m [Area Staffe Minima normativa = 2.4 cm²/m]

METODO AGLI STATI LIMITE ULTIMI - VERIFICHE A TAGLIO

Ver S = comb.verificata a taglio-tors./ N = comb. non verificata
 Vsdu Taglio agente [daN] uguale al taglio Vy di comb. (sollecit. retta)
 Vrd Taglio resistente [daN] in assenza di staffe
 Vcd Taglio compressione resistente [daN] lato conglomerato
 Vwd Taglio trazione resistente [daN] assorbito dalle staffe
 bw Larghezza minima [cm] sezione misurata parallelam. all'asse neutro
 Teta Angolo [gradi sessadec.] di inclinazione dei puntoni di conglomerato
 Acw Coefficiente maggiorativo della resistenza a taglio per compressione
 Afst Area staffe/metro strettamente necessaria per taglio e torsione [cm²/m]

N.Comb.	Ver	Vsdu	Vrd	Vcd	Vwd	bw	Teta	Acw	Afst
1	S	27800	41178	175259	55601	88.5	21.80	1.121	3.9
2	S	27800	0	144242	57697	78.7	21.80	1.000	3.8

COMBINAZIONI RARE IN ESERCIZIO - VERIFICA MASSIME TENSIONI NORMALI

Ver S = combinazione verificata / N = combin. non verificata
 Sc max Massima tensione di compress.(+) nel conglom. in fase fessurata ([daN/cm²])
 Yc max Ordinata in cm della fibra corrisp. a Sc max (sistema rif. X,Y,0)
 Sc min Minima tensione di compress.(+) nel conglom. in fase fessurata ([daN/cm²])
 Yc min Ordinata in cm della fibra corrisp. a Sc min (sistema rif. X,Y,0)
 Sf min Minima tensione di trazione (-) nell'acciaio [daN/cm²]
 Yf min Ordinata in cm della barra corrisp. a Sf min (sistema rif. X,Y,0)
 Dw Eff. Spessore di conglomerato [cm] in zona tesa considerata aderente alle barre
 Ac eff. Area di congl. [cm²] in zona tesa aderente alle barre (verifica fess.)
 Af eff. Area Barre tese di acciaio [cm²] ricadente nell'area efficace(verifica fess.)
 D barre Distanza media in cm tra le barre tese efficaci (verifica fess.)

N.Comb.	Ver	Sc max	Yc max	Sc min	Yc min	Sf min	Yf min	Dw Eff.	Ac eff.	Af eff.
1	S	71.0	-50.0	0.0	-50.0	-1070	44.0	20.0	1608	22.0
2	S	74.3	-50.0	0.0	-50.0	-2243	44.0	20.0	2068	28.3

COMBINAZIONI RARE IN ESERCIZIO - VERIFICA APERTURA FESSURE

Ver S = combinazione verificata / N = combin. non verificata
 ScImax Massima tensione nel conglomerato nello STATO I non fessurato [daN/cm²]
 ScI_min Minima tensione nel conglomerato nello STATO I non fessurato [daN/cm²]
 Sc_Eff Tensione al limite dello spessore efficace nello STATO I [daN/cm²]
 K3 Coeff. di normativa = 0,25 (Scmin + ScEff)/(2 Scmin)
 Beta12 Prodotto dei Coeff. di aderenza Beta1*Beta2
 Eps Deformazione unitaria media tra le fessure
 Srm Distanza media in mm tra le fessure
 Ap.fess. Apertura delle fessure in mm = 1,7*Eps*Srm

N.Comb.	Ver	ScImax	ScImin	Sc Eff	K3	Beta12	Eps	Srm	Ap.Fess.
1	S	52.9	-30.0	-13.4	0.181	1.0	0.000214	229	0.083
2	S	43.0	-40.0	-23.4	0.198	1.0	0.000647	239	0.263

COMBINAZIONI FREQUENTI IN ESERCIZIO - VERIFICA MASSIME TENSIONI NORMALI

N.Comb. Ver Sc max Yc max Sc min Yc min Sf min Yf min Dw Eff. Ac eff. Af eff.
Dbarre

0.0	1	S	61.7	-50.0	0.0	-50.0	-813	44.0	20.0	1608	22.0
0.0	2	S	65.3	-50.0	0.0	-50.0	-1763	44.0	20.0	2068	28.3

COMBINAZIONI FREQUENTI IN ESERCIZIO - VERIFICA APERTURA FESSURE

1	S	47.9	-25.0	-10.4	0.177	0.5	0.000187	227	0.072
2	S	39.4	-33.5	-18.9	0.196	0.5	0.000617	237	0.249

DATI GENERALI SEZIONE IN C.A.

NOME SEZIONE: Palo H6

Descrizione Sezione:
 Metodo di calcolo resistenza: Stati Limite Ultimi
 Normativa di riferimento: N.T.C.
 Tipologia sezione: Sezione predefinita
 Forma della sezione: Circolare
 Percorso sollecitazione: A Sforzo Norm. costante
 Condizioni Ambientali: Moderat. aggressive
 Riferimento Sforzi assegnati: Assi X,Y coordinate sezione
 Riferimento alla sismicità: Zona non sismica
 Posizione sezione nell'asta: In zona critica

CARATTERISTICHE DI RESISTENZA DEI MATERIALI IMPIEGATI

CONGLOMERATO - Classe: C25/30
 Resis. compr. di calcolo fcd : 141.60 daN/cm²
 Resis. compr. ridotta fcd' : 70.80 daN/cm²
 Def.unit. max resistenza ec2 : 0.0020
 Def.unit. ultima ecu : 0.0035
 Diagramma tensione-deformaz. : Parabola-Rettangolo
 Modulo Elastico Normale Ec : 314750 daN/cm²
 Coeff. di Poisson : 0.20
 Resis. media a trazione fctm : 26.00 daN/cm²
 Coeff. Omogen. S.L.E. : 15.0
 Combinazioni Rare in Esercizio
 Sc Limite : 150.00 daN/cm²
 Apert.Fess.Limite : Non prevista
 Combinazioni Frequenti in Esercizio
 Sc Limite : 150.00 daN/cm²
 Apert.Fess.Limite : 0.300 mm

ACCIAIO - Tipo: B450C
 Resist. caratt. snervam. fyk : 4500.0 daN/cm²
 Resist. caratt. rottura ftk : 4500.0 daN/cm²
 Resist. snerv. di calcolo fyd : 3913.0 daN/cm²
 Resist. ultima di calcolo ftd : 3913.0 daN/cm²
 Deform. ultima di calcolo Epu : 0.068
 Modulo Elastico Ef : 2000000 daN/cm²
 Diagramma tensione-deformaz. : Bilineare finito
 Coeff. Aderenza ist. $\beta_1 \cdot \beta_2$: 1.00 daN/cm²
 Coeff. Aderenza diff. $\beta_1 \cdot \beta_2$: 0.50 daN/cm²
 Comb.Rare Sf Limite : 3600.0 daN/cm²

CARATTERISTICHE GEOMETRICHE ED ARMATURE SEZIONE

Diametro sezione (cm): 100.0 cm
 Barre circonfer.: 28Ø22 (106.4 cm²)
 Copriferro (dal baric. barre): 6.0 cm

ST.LIM.ULTIMI - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA

N.Comb.	N	Mx	Vy	MT
1	166000	104000	36000	0
2	-14400	104000	36000	0

COMB. RARE (S.L.E.) - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA

N Sforzo normale [daN] applicato nell'origine O del sist. rif. X,Y,O
 MX Coppia concentrata in daNm applicata all'asse X del sist. rif. X,Y,O
 con verso positivo se tale da comprimere il lembo superiore della sezione
 MY Coppia concentrata in daNm applicata all'asse Y del sist. rif. X,Y,O
 con verso positivo se tale da comprimere il lembo destro della sezione

N.Comb.	N	Mx
1	128000	71500
2	22900	71500

COMB. FREQUENTI (S.L.E.) - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA

N Sforzo normale [daN] applicato nell'origine O del sist. rif. X,Y,O
 MX Coppia concentrata in daNm applicata all'asse X del sist. rif. X,Y,O
 con verso positivo se tale da comprimere il lembo superiore della sezione
 MY Coppia concentrata in daNm applicata all'asse Y del sist. rif. X,Y,O
 con verso positivo se tale da comprimere il lembo destro della sezione

N.Comb.	N	Mx
1	115000	64000
2	36000	64000

RISULTATI DEL CALCOLO

Copriferro netto minimo barre longitudinali: 4.9 cm
 Interferro netto minimo barre longitudinali: 7.7 cm
 Copriferro netto minimo staffe: 3.9 cm

METODO AGLI STATI LIMITE ULTIMI - RISULTATI PRESSO-TENSO FLESSIONE

Ver S = combinazione verificata / N = combin. non verificata
 N Sforzo normale assegnato [in daN] (positivo se di compressione)
 Mx Momento flettente assegnato [in daNm] riferito all'asse x baricentrico
 N ult Sforzo normale ultimo [in daN] nella sezione (positivo se di compress.)
 Mx ult Momento flettente ultimo [in daNm] riferito all'asse x baricentrico
 Mis.Sic. Misura sicurezza = rapporto vettoriale tra (N ult,Mx ult) e (N,Mx)
 Verifica positiva se tale rapporto risulta ≥ 1.000
 Yneutro Ordinata [in cm] dell'asse neutro a rottura nel sistema di rif. X,Y,O sez.
 x/d Rapp. di duttilità a rottura misurato in presenza di sola flessione (travi)
 C.Rid. Coeff. di riduz. momenti per sola flessione in travi continue
 Area efficace barre inf. (per presenza di torsione)= 106.4 cm²

N.Comb.	Ver	N	Mx	N ult	Mx ult	Mis.Sic.	Yneutro	x/d	C.Rid.
1	S	166000	104000	165986	190355	1.830	15.0		
2	S	-14400	104000	-14413	150162	1.444	25.7		

METODO AGLI STATI LIMITE ULTIMI - DEFORMAZIONI UNITARIE ALLO STATO ULTIMO

ec max Deform. unit. massima del conglomerato a compressione
 ec 3/7 Deform. unit. del conglomerato nella fibra a 3/7 dell'altezza efficace
 Yc max Ordinata in cm della fibra corrisp. a ec max (sistema rif. X,Y,O sez.)
 ef min Deform. unit. minima nell'acciaio (negativa se di trazione)
 Yf min Ordinata in cm della barra corrisp. a ef min (sistema rif. X,Y,O sez.)
 ef max Deform. unit. massima nell'acciaio (positiva se di compressione)
 Yf max Ordinata in cm della barra corrisp. a ef max (sistema rif. X,Y,O sez.)

N.Comb.	ec max	ec 3/7	Yc max	ef min	Yf min	ef max	Yf max
1	0.00350	-0.00078	50.0	0.00290	44.0	-0.00590	-44.0
2	0.00350	-0.00268	50.0	0.00264	44.0	-0.01005	-44.0

ARMATURE A TAGLIO E/O TORSIONE DI INVILUPPO PER TUTTE LE COMBINAZIONI ASSEGNATE

Diametro staffe: 10 mm
 Passo staffe: 20.0 cm [Passo massimo di normativa = 25.0 cm]
 N.Bracci staffe: 2
 Area staffe/m : 7.9 cm²/m [Area Staffe Minima normativa = 2.3 cm²/m]

METODO AGLI STATI LIMITE ULTIMI - VERIFICHE A TAGLIO

Ver S = comb.verificata a taglio-tors./ N = comb. non verificata
 Vsdu Taglio agente [daN] uguale al taglio Vy di comb. (sollecit. retta)
 Vrd Taglio resistente [daN] in assenza di staffe
 Vcd Taglio compressione resistente [daN] lato conglomerato
 Vwd Taglio trazione resistente [daN] assorbito dalle staffe
 bw Larghezza minima [cm] sezione misurata parallelam. all'asse neutro
 Teta Angolo [gradi sessadec.] di inclinazione dei puntoni di conglomerato
 Acw Coefficiente maggiorativo della resistenza a taglio per compressione
 Afst Area staffe/metro strettamente necessaria per taglio e torsione [cm²/m]

N.Comb.	Ver	Vsdu	Vrd	Vcd	Vwd	bw	Teta	Acw	Afst
1	S	36000	46226	182665	54970	91.0	21.80	1.149	5.1
2	S	36000	0	150904	56643	83.8	21.80	1.000	5.0

COMBINAZIONI RARE IN ESERCIZIO - VERIFICA MASSIME TENSIONI NORMALI

Ver S = combinazione verificata / N = combin. non verificata
 Sc max Massima tensione di compress.(+) nel conglom. in fase fessurata ([daN/cm²])
 Yc max Ordinata in cm della fibra corrisp. a Sc max (sistema rif. X,Y,0)
 Sc min Minima tensione di compress.(+) nel conglom. in fase fessurata ([daN/cm²])
 Yc min Ordinata in cm della fibra corrisp. a Sc min (sistema rif. X,Y,0)
 Sf min Minima tensione di trazione (-) nell'acciaio [daN/cm²]
 Yf min Ordinata in cm della barra corrisp. a Sf min (sistema rif. X,Y,0)
 Dw Eff. Spessore di conglomerato [cm] in zona tesa considerata aderente alle barre
 Ac eff. Area di congl. [cm²] in zona tesa aderente alle barre (verifica fess.)
 Af eff. Area Barre tese di acciaio [cm²] ricadente nell'area efficace(verifica fess.)
 D barre Distanza media in cm tra le barre tese efficaci (verifica fess.)

N.Comb.	Ver	Sc max	Yc max	Sc min	Yc min	Sf min	Yf min	Dw Eff.	Ac eff.	Af eff.
1	S	89.6	-50.0	0.0	-50.0	-1345	44.0	21.4	1898	34.2
2	S	89.0	-50.0	0.0	-50.0	-2324	44.0	21.4	2319	41.8

COMBINAZIONI RARE IN ESERCIZIO - VERIFICA APERTURA FESSURE

Ver S = combinazione verificata / N = combin. non verificata
 ScImax Massima tensione nel conglomerato nello STATO I non fessurato [daN/cm²]
 ScI_min Minima tensione nel conglomerato nello STATO I non fessurato [daN/cm²]
 Sc_Eff Tensione al limite dello spessore efficace nello STATO I [daN/cm²]
 K3 Coeff. di normativa = 0,25 (Scmin + ScEff)/(2 Scmin)
 Beta12 Prodotto dei Coeff. di aderenza Beta1*Beta2
 Eps Deformazione unitaria media tra le fessure
 Srm Distanza media in mm tra le fessure
 Ap.fess. Apertura delle fessure in mm = 1,7*Eps*Srm

N.Comb.	Ver	ScImax	ScImin	Sc Eff	K3	Beta12	Eps	Srm	Ap.Fess.
1	S	68.9	-41.8	-18.1	0.179	1.0	0.000413	205	0.144
2	S	57.8	-53.0	-29.3	0.194	1.0	0.000882	212	0.319

COMBINAZIONI FREQUENTI IN ESERCIZIO - VERIFICA MASSIME TENSIONI NORMALI

N.Comb. Ver Sc max Yc max Sc min Yc min Sf min Yf min Dw Eff. Ac eff. Af eff.
Dbarre

0.0	1	S	80.2	-50.0	0.0	-50.0	-1201	44.0	21.4	1898	34.2
0.0	2	S	80.1	-50.0	0.0	-50.0	-1924	44.0	21.4	2319	41.8

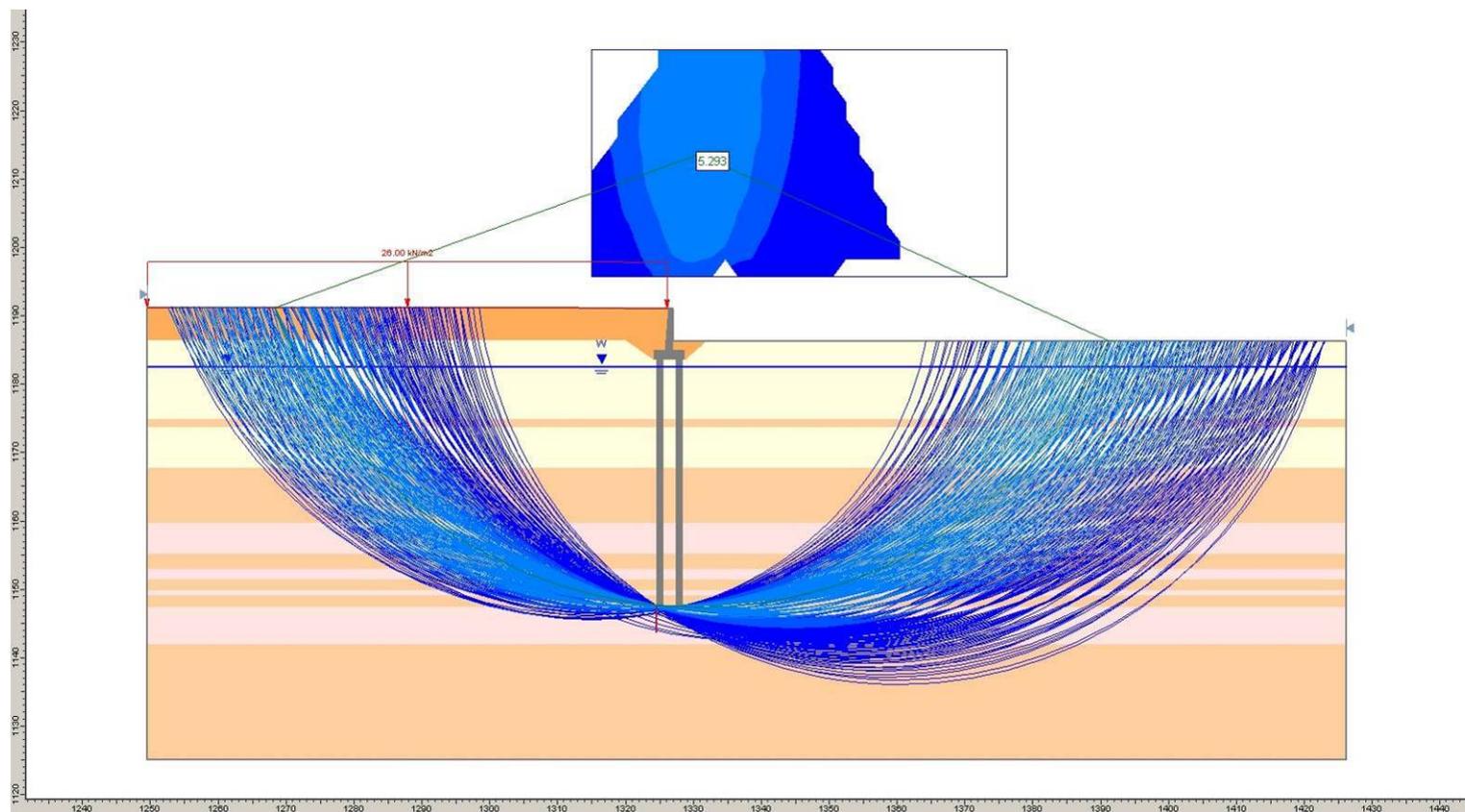
COMBINAZIONI FREQUENTI IN ESERCIZIO - VERIFICA APERTURA FESSURE

1	S	61.7	-37.4	-16.2	0.179	0.5	0.000455	205	0.159
2	S	53.4	-45.8	-24.6	0.192	0.5	0.000807	211	0.290

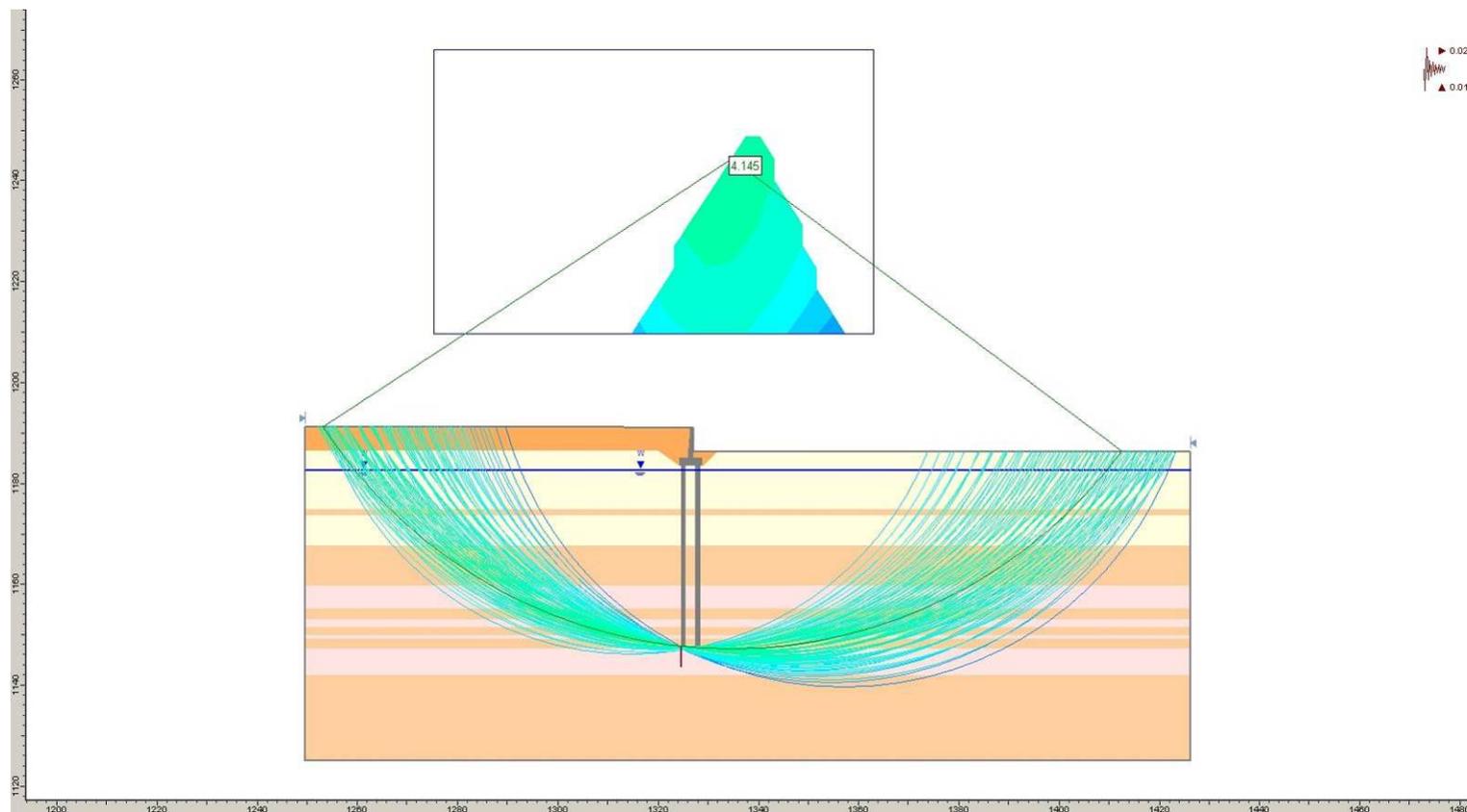
ALLEGATO 2

Analisi di stabilità globale

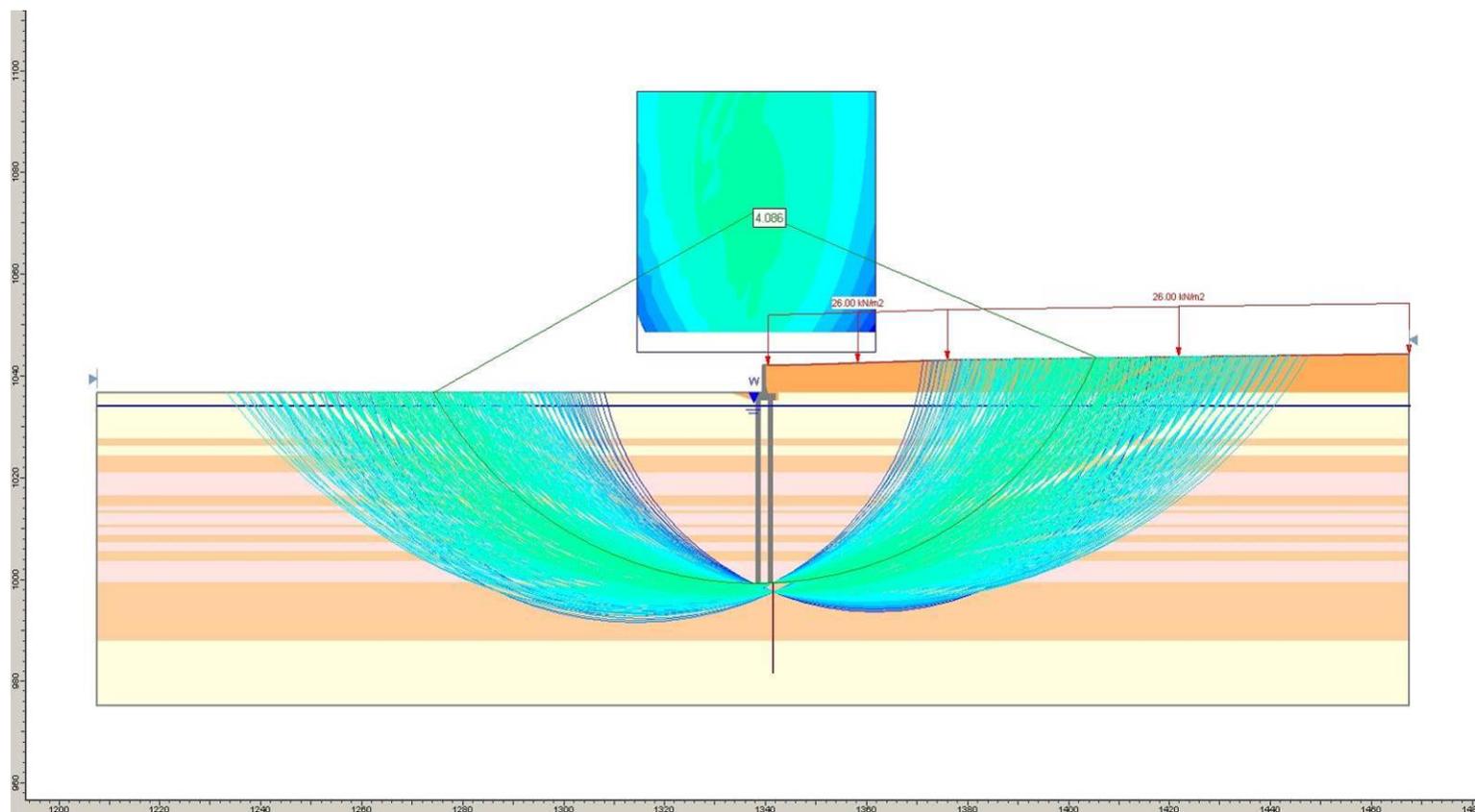
MURO SU FONDAZIONE SU PALI – M002- Caso statico



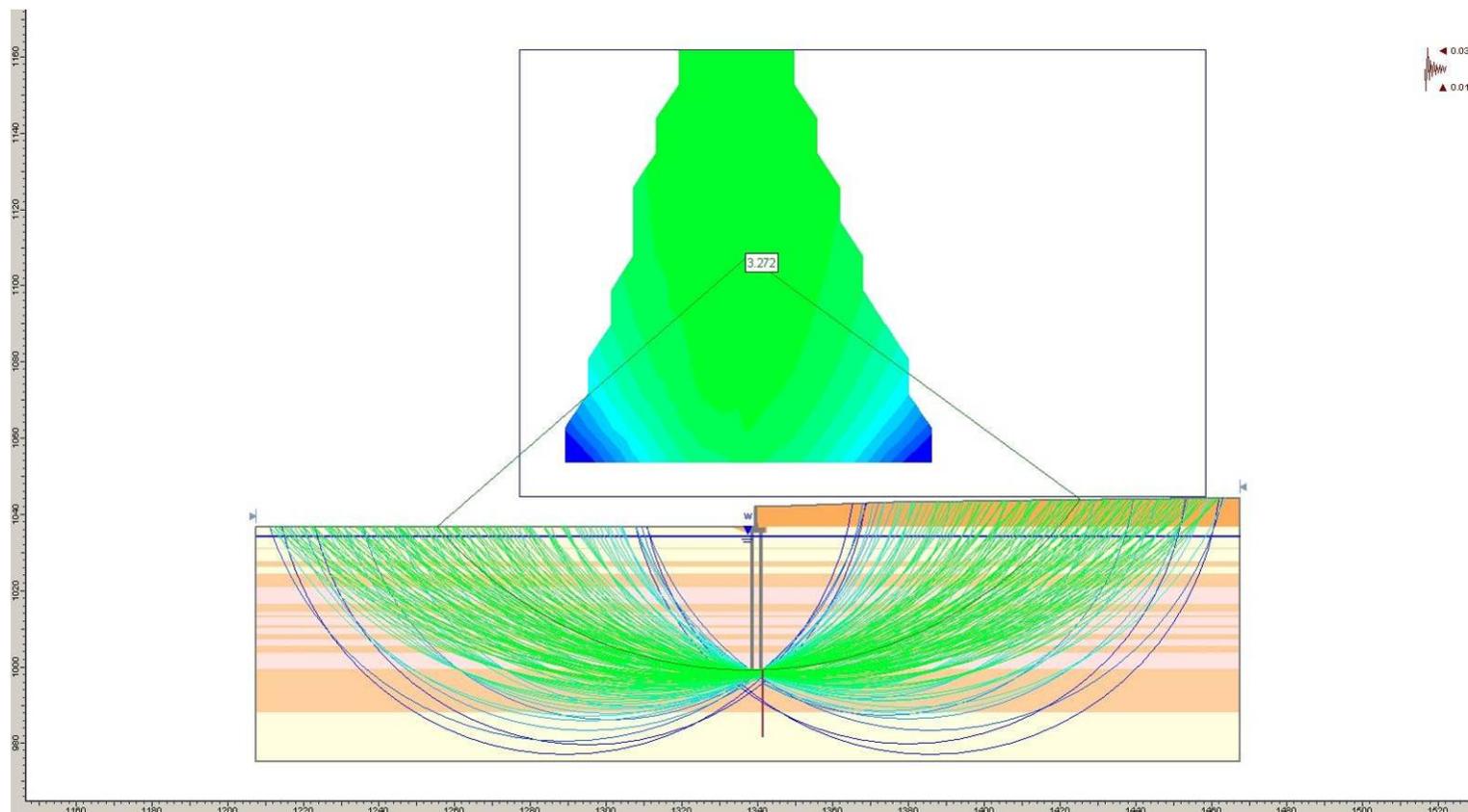
MURO SU FONDAZIONE SU PALI – M002- Caso sismico



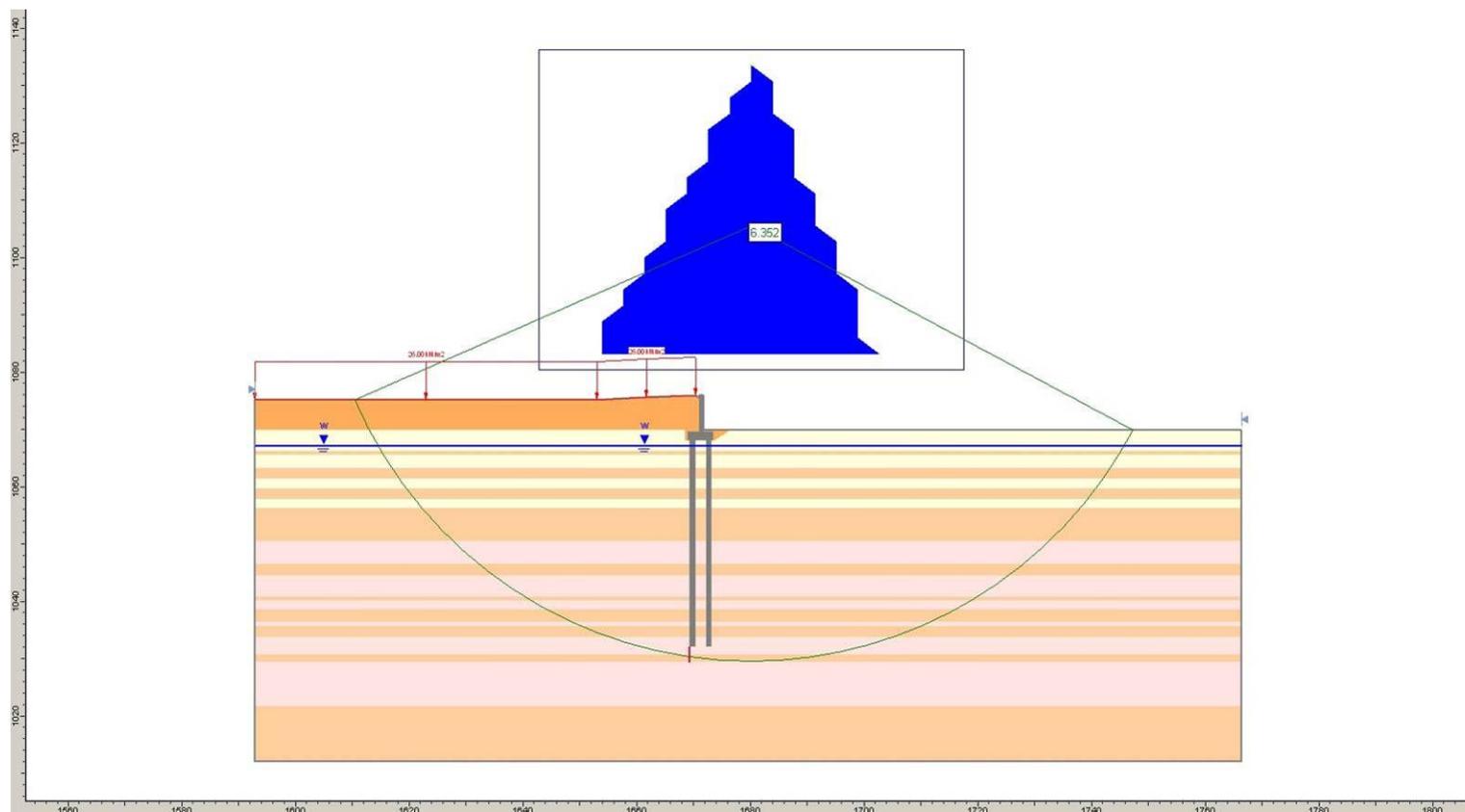
MURO SU FONDAZIONE SU PALI – M104- Caso statico



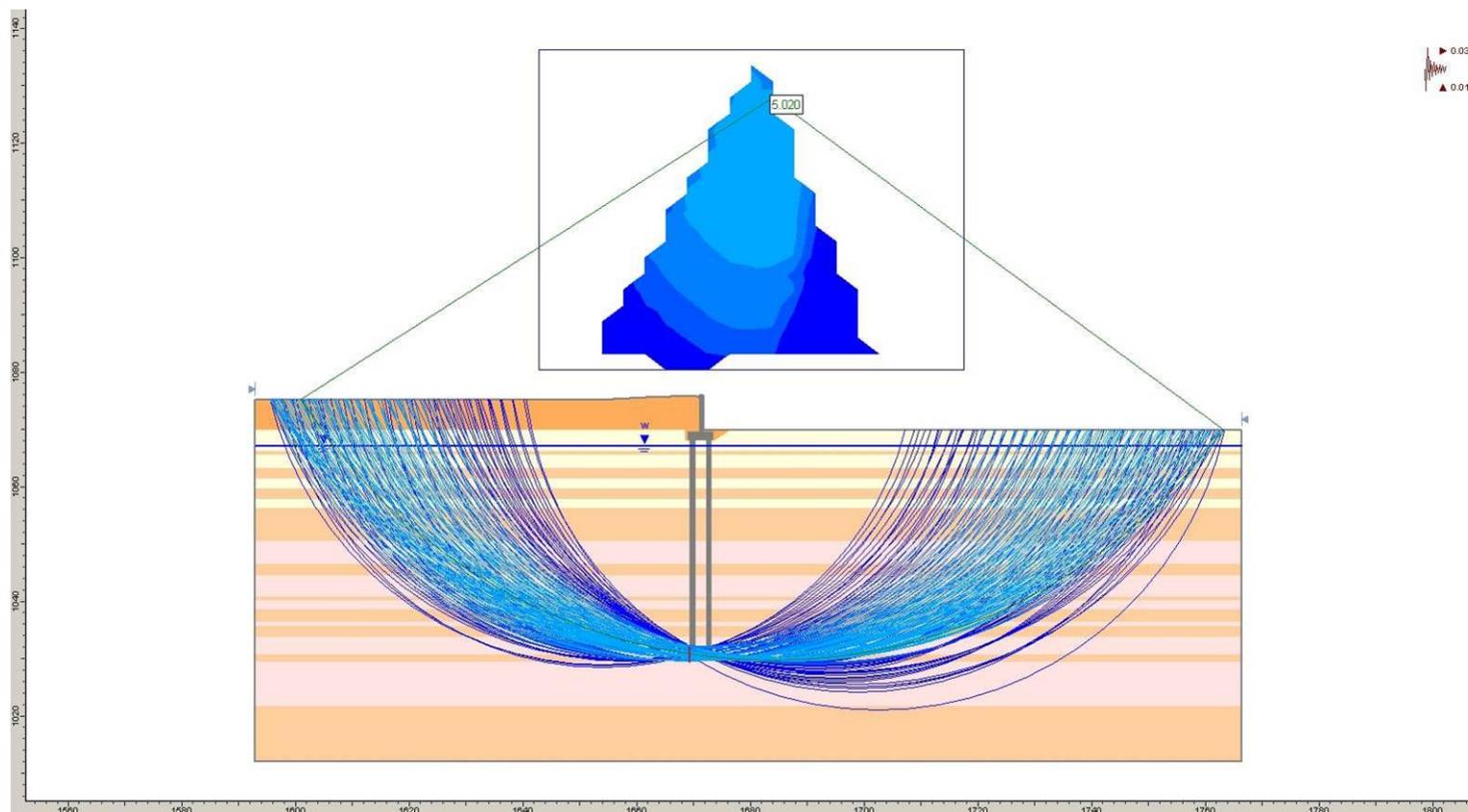
MURO SU FONDAZIONE SU PALI – M104- Caso sismico



MURO SU FONDAZIONE SU PALI – M003- Caso statico



MURO SU FONDAZIONE SU PALI – M003- Caso sismico



File Input/Output SLIDE

Per ciascuna sezione di cui è riportato output grafico si riporta di seguito il file di output sia nella combinazione SLU A2+M2+R2 che sismica.

Document Name

File Name: M002.sli

Project Settings

Project Title: M002

Failure Direction: Left to Right

Units of Measurement: SI Units

Pore Fluid Unit Weight: 9.81 kN/m³

Groundwater Method: Water Surfaces

Data Output: Standard

Calculate Excess Pore Pressure: Off

Allow Ru with Water Surfaces or Grids: Off

Random Numbers: Pseudo-random Seed

Random Number Seed: 10116

Random Number Generation Method: Park and Miller v.3

Analysis Methods

Analysis Methods used:

Bishop simplified

GLE/Morgenstern-Price with interslice force function: Half Sine

Number of slices: 48

Tolerance: 0.005

Maximum number of iterations: 50

Surface Options

Surface Type: Circular

Search Method: Grid Search

Radius increment: 10

Composite Surfaces: Disabled

Reverse Curvature: Create Tension Crack

Minimum Elevation: Not Defined

Minimum Depth: Not Defined

Loading

1 Distributed Load present:

Distributed Load Constant Distribution, Orientation: Vertical, Magnitude: 26 kN/m²

Material Properties

Material: Rilevato

Strength Type: Mohr-Coulomb

Unit Weight: 20 kN/m³

Cohesion: 0 kPa

Friction Angle: 29 degrees

Water Surface: Water Table

Custom Hu value: 1

Material: A1

Strength Type: Mohr-Coulomb

Unit Weight: 19.5 kN/m³

Cohesion: 4 kPa

Friction Angle: 19.6 degrees

Water Surface: Water Table

Custom Hu value: 1

Material: A2

Strength Type: Mohr-Coulomb

Unit Weight: 19 kN/m³

Cohesion: 0 kPa

Friction Angle: 19.6 degrees

Water Surface: Water Table

Custom Hu value: 1

Material: Muro

Strength Type: Infinite strength

Unit Weight: 24 kN/m³

Material: A1 z >15

Strength Type: Mohr-Coulomb

Unit Weight: 19 kN/m³

Cohesion: 4 kPa

Friction Angle: 19.6 degrees

Water Surface: Water Table

Custom Hu value: 1

Global Minimums

Method: bishop simplified

FS: 5.293310

Center: 1330.779, 1213.602

Radius: 66.387

Left Slip Surface Endpoint: 1268.286, 1191.201

Right Slip Surface Endpoint: 1391.298, 1186.313

Resisting Moment=1.24432e+006 kN-m

Driving Moment=235073 kN-m

Method: gle/morgenstern-price

FS: 5.297370

Center: 1330.779, 1213.602

Radius: 66.387

Left Slip Surface Endpoint: 1268.286, 1191.201

Right Slip Surface Endpoint: 1391.298, 1186.313

Resisting Moment=1.24527e+006 kN-m

Driving Moment=235073 kN-m

Resisting Horizontal Force=15910.9 kN

Driving Horizontal Force=3003.55 kN

Document Name

File Name: M002_sismico.sli

Project Settings

Project Title: M002

Failure Direction: Left to Right

Units of Measurement: SI Units

Pore Fluid Unit Weight: 9.81 kN/m³

Groundwater Method: Water Surfaces

Data Output: Standard

Calculate Excess Pore Pressure: Off

Allow Ru with Water Surfaces or Grids: Off

Random Numbers: Pseudo-random Seed

Random Number Seed: 10116

Random Number Generation Method: Park and Miller v.3

Analysis Methods

Analysis Methods used:

Bishop simplified

GLE/Morgenstern-Price with interslice force function: Half Sine

Number of slices: 48

Tolerance: 0.005

Maximum number of iterations: 50

Surface Options

Surface Type: Circular

Search Method: Grid Search

Radius increment: 10

Composite Surfaces: Disabled

Reverse Curvature: Create Tension Crack

Minimum Elevation: Not Defined

Minimum Depth: Not Defined

Loading

Seismic Load Coefficient (Horizontal): 0.029

Seismic Load Coefficient (Vertical): -0.015

Material Properties

Material: Rilevato

Strength Type: Mohr-Coulomb

Unit Weight: 20 kN/m³

Cohesion: 0 kPa

Friction Angle: 29 degrees

Water Surface: Water Table

Custom Hu value: 1

Material: A1

Strength Type: Mohr-Coulomb

Unit Weight: 19.5 kN/m³

Cohesion: 4 kPa

Friction Angle: 19.6 degrees

Water Surface: Water Table

Custom Hu value: 1

Material: A2

Strength Type: Mohr-Coulomb

Unit Weight: 19 kN/m³

Cohesion: 0 kPa

Friction Angle: 19.6 degrees

Water Surface: Water Table

Custom Hu value: 1

Material: Muro

Strength Type: Infinite strength

Unit Weight: 24 kN/m³

Material: A1 z >15

Strength Type: Mohr-Coulomb

Unit Weight: 19 kN/m³

Cohesion: 4 kPa

Friction Angle: 19.6 degrees

Water Surface: Water Table

Custom Hu value: 1

Global Minimums

Method: bishop simplified

FS: 4.139480

Center: 1334.603, 1244.284

Radius: 97.297

Left Slip Surface Endpoint: 1253.043, 1191.230

Right Slip Surface Endpoint: 1412.744, 1186.313

Resisting Moment=2.05136e+006 kN-m

Driving Moment=495560 kN-m

Method: gle/morgenstern-price

FS: 4.145410

Center: 1334.603, 1244.284

Radius: 97.297

Left Slip Surface Endpoint: 1253.043, 1191.230

Right Slip Surface Endpoint: 1412.744, 1186.313

Resisting Moment=2.0543e+006 kN-m

Driving Moment=495560 kN-m

Resisting Horizontal Force=18980.2 kN

Driving Horizontal Force=4578.62 kN

Document Name

File Name: M104.sli

Project Settings

Project Title: M104

Failure Direction: Right to Left

Units of Measurement: SI Units

Pore Fluid Unit Weight: 9.81 kN/m³

Groundwater Method: Water Surfaces

Data Output: Standard

Calculate Excess Pore Pressure: Off

Allow Ru with Water Surfaces or Grids: Off

Random Numbers: Pseudo-random Seed

Random Number Seed: 10116

Random Number Generation Method: Park and Miller v.3

Analysis Methods

Analysis Methods used:

Bishop simplified

GLE/Morgenstern-Price with interslice force function: Half Sine

Number of slices: 46

Tolerance: 0.005

Maximum number of iterations: 50

Surface Options

Surface Type: Circular

Search Method: Grid Search

Radius increment: 10

Composite Surfaces: Disabled

Reverse Curvature: Create Tension Crack

Minimum Elevation: Not Defined

Minimum Depth: Not Defined

Loading

1 Distributed Load present:

Distributed Load Constant Distribution, Orientation: Vertical, Magnitude: 26 kN/m²

Material Properties

Material: Rilevato

Strength Type: Mohr-Coulomb

Unit Weight: 20 kN/m³

Cohesion: 0 kPa

Friction Angle: 29 degrees

Water Surface: Water Table

Custom Hu value: 1

Material: A1

Strength Type: Mohr-Coulomb

Unit Weight: 19.5 kN/m³

Cohesion: 4 kPa

Friction Angle: 19.6 degrees

Water Surface: Water Table

Custom Hu value: 1

Material: A2

Strength Type: Mohr-Coulomb

Unit Weight: 19 kN/m³

Cohesion: 0 kPa

Friction Angle: 19.6 degrees

Water Surface: Water Table

Custom Hu value: 1

Material: Muro

Strength Type: Infinite strength

Unit Weight: 24 kN/m³

Material: A1 z >15

Strength Type: Mohr-Coulomb

Unit Weight: 19 kN/m³

Cohesion: 4 kPa

Friction Angle: 19.6 degrees

Water Surface: Water Table

Custom Hu value: 1

Global Minimums

Method: bishop simplified

FS: 4.086120

Center: 1338.079, 1072.313

Radius: 73.259

Left Slip Surface Endpoint: 1274.068, 1036.683

Right Slip Surface Endpoint: 1405.465, 1043.572

Resisting Moment=1.39138e+006 kN-m

Driving Moment=340513 kN-m

Method: gle/morgenstern-price

FS: 4.089330

Center: 1338.079, 1072.313

Radius: 73.259

Left Slip Surface Endpoint: 1274.068, 1036.683

Right Slip Surface Endpoint: 1405.465, 1043.572

Resisting Moment=1.39247e+006 kN-m

Driving Moment=340513 kN-m

Resisting Horizontal Force=16420.5 kN

Driving Horizontal Force=4015.45 kN

Document Name

File Name: M104_sisma.sli

Project Settings

Project Title: M104

Failure Direction: Right to Left

Units of Measurement: SI Units

Pore Fluid Unit Weight: 9.81 kN/m³

Groundwater Method: Water Surfaces

Data Output: Standard

Calculate Excess Pore Pressure: Off

Allow Ru with Water Surfaces or Grids: Off

Random Numbers: Pseudo-random Seed

Random Number Seed: 10116

Random Number Generation Method: Park and Miller v.3

Analysis Methods

Analysis Methods used:

Bishop simplified

GLE/Morgenstern-Price with interslice force function: Half Sine

Number of slices: 46

Tolerance: 0.005

Maximum number of iterations: 50

Surface Options

Surface Type: Circular

Search Method: Grid Search

Radius increment: 10

Composite Surfaces: Disabled

Reverse Curvature: Create Tension Crack

Minimum Elevation: Not Defined

Minimum Depth: Not Defined

Loading

Seismic Load Coefficient (Horizontal): 0.03

Seismic Load Coefficient (Vertical): -0.015

Material Properties

Material: Rilevato

Strength Type: Mohr-Coulomb

Unit Weight: 20 kN/m³

Cohesion: 0 kPa

Friction Angle: 29 degrees

Water Surface: Water Table

Custom Hu value: 1

Material: A1

Strength Type: Mohr-Coulomb

Unit Weight: 19.5 kN/m³

Cohesion: 4 kPa

Friction Angle: 19.6 degrees

Water Surface: Water Table

Custom Hu value: 1

Material: A2

Strength Type: Mohr-Coulomb

Unit Weight: 19 kN/m³

Cohesion: 0 kPa

Friction Angle: 19.6 degrees

Water Surface: Water Table

Custom Hu value: 1

Material: Muro

Strength Type: Infinite strength

Unit Weight: 24 kN/m³

Material: A1 z >15

Strength Type: Mohr-Coulomb

Unit Weight: 19 kN/m³

Cohesion: 4 kPa

Friction Angle: 19.6 degrees

Water Surface: Water Table

Custom Hu value: 1

Global Minimums

Method: bishop simplified

FS: 3.272200

Center: 1337.561, 1107.783

Radius: 108.721

Left Slip Surface Endpoint: 1255.311, 1036.683

Right Slip Surface Endpoint: 1425.477, 1043.823

Resisting Moment=2.3372e+006 kN-m

Driving Moment=714261 kN-m

Method: gle/morgenstern-price

FS: 3.276760

Center: 1337.561, 1107.783

Radius: 108.721

Left Slip Surface Endpoint: 1255.311, 1036.683

Right Slip Surface Endpoint: 1425.477, 1043.823

Resisting Moment=2.34046e+006 kN-m

Driving Moment=714261 kN-m

Resisting Horizontal Force=19602.9 kN

Driving Horizontal Force=5982.4 kN

Document Name

File Name: M003.sli

Project Settings

Project Title: M003

Failure Direction: Left to Right

Units of Measurement: SI Units

Pore Fluid Unit Weight: 9.81 kN/m³

Groundwater Method: Water Surfaces

Data Output: Standard

Calculate Excess Pore Pressure: Off

Allow Ru with Water Surfaces or Grids: Off

Random Numbers: Pseudo-random Seed

Random Number Seed: 10116

Random Number Generation Method: Park and Miller v.3

Analysis Methods

Analysis Methods used:

Bishop simplified

GLE/Morgenstern-Price with interslice force function: Half Sine

Number of slices: 46

Tolerance: 0.005

Maximum number of iterations: 50

Surface Options

Surface Type: Circular

Search Method: Grid Search

Radius increment: 10

Composite Surfaces: Disabled

Reverse Curvature: Create Tension Crack

Minimum Elevation: Not Defined

Minimum Depth: Not Defined

Loading

1 Distributed Load present:

Distributed Load Constant Distribution, Orientation: Vertical, Magnitude: 26 kN/m²

Material Properties

Material: Rilevato

Strength Type: Mohr-Coulomb

Unit Weight: 20 kN/m³

Cohesion: 0 kPa

Friction Angle: 29 degrees

Water Surface: Water Table

Custom Hu value: 1

Material: A1

Strength Type: Mohr-Coulomb

Unit Weight: 19.5 kN/m³

Cohesion: 4 kPa

Friction Angle: 19.6 degrees

Water Surface: Water Table

Custom Hu value: 1

Material: A2

Strength Type: Mohr-Coulomb

Unit Weight: 19 kN/m³

Cohesion: 0 kPa

Friction Angle: 19.6 degrees

Water Surface: Water Table

Custom Hu value: 1

Material: Muro

Strength Type: Infinite strength

Unit Weight: 24 kN/m³

Material: A1 z >15

Strength Type: Mohr-Coulomb

Unit Weight: 19 kN/m³

Cohesion: 4 kPa

Friction Angle: 19.6 degrees

Water Surface: None

Global Minimums

Method: bishop simplified

FS: 6.352240

Center: 1680.094, 1105.625

Radius: 76.079

Left Slip Surface Endpoint: 1610.343, 1075.248

Right Slip Surface Endpoint: 1747.277, 1069.923

Resisting Moment=1.99229e+006 kN-m

Driving Moment=313636 kN-m

Method: gle/morgenstern-price

FS: 6.351810

Center: 1680.094, 1105.625

Radius: 76.079

Left Slip Surface Endpoint: 1610.343, 1075.248

Right Slip Surface Endpoint: 1747.277, 1069.923

Resisting Moment=1.99215e+006 kN-m

Driving Moment=313636 kN-m

Resisting Horizontal Force=22844.7 kN

Driving Horizontal Force=3596.57 kN

Document Name

File Name: M003_sisma.sli

Project Settings

Project Title: M003

Failure Direction: Left to Right

Units of Measurement: SI Units

Pore Fluid Unit Weight: 9.81 kN/m³

Groundwater Method: Water Surfaces

Data Output: Standard

Calculate Excess Pore Pressure: Off

Allow Ru with Water Surfaces or Grids: Off

Random Numbers: Pseudo-random Seed

Random Number Seed: 10116

Random Number Generation Method: Park and Miller v.3

Analysis Methods

Analysis Methods used:

Bishop simplified

GLE/Morgenstern-Price with interslice force function: Half Sine

Number of slices: 46

Tolerance: 0.005

Maximum number of iterations: 50

Surface Options

Surface Type: Circular

Search Method: Grid Search

Radius increment: 10

Composite Surfaces: Disabled

Reverse Curvature: Create Tension Crack

Minimum Elevation: Not Defined

Minimum Depth: Not Defined

Loading

Seismic Load Coefficient (Horizontal): 0.03

Seismic Load Coefficient (Vertical): -0.015

Material Properties

Material: Rilevato

Strength Type: Mohr-Coulomb

Unit Weight: 20 kN/m³

Cohesion: 0 kPa

Friction Angle: 29 degrees

Water Surface: Water Table

Custom Hu value: 1

Material: A1

Strength Type: Mohr-Coulomb

Unit Weight: 19.5 kN/m³

Cohesion: 4 kPa

Friction Angle: 19.6 degrees

Water Surface: Water Table

Custom Hu value: 1

Material: A2

Strength Type: Mohr-Coulomb

Unit Weight: 19 kN/m³

Cohesion: 0 kPa

Friction Angle: 19.6 degrees

Water Surface: Water Table

Custom Hu value: 1

Material: Muro

Strength Type: Infinite strength

Unit Weight: 24 kN/m³

Material: A1 z >15

Strength Type: Mohr-Coulomb

Unit Weight: 19 kN/m³

Cohesion: 4 kPa

Friction Angle: 19.6 degrees

Global Minimums

Method: bishop simplified

FS: 5.020140

Center: 1683.829, 1127.920

Radius: 98.275

Left Slip Surface Endpoint: 1600.861, 1075.248

Right Slip Surface Endpoint: 1763.166, 1069.923

Resisting Moment=2.75971e+006 kN-m

Driving Moment=549729 kN-m

Method: gle/morgenstern-price

FS: 5.027730

Center: 1683.829, 1127.920

Radius: 98.275

Left Slip Surface Endpoint: 1600.861, 1075.248

Right Slip Surface Endpoint: 1763.166, 1069.923

Resisting Moment=2.76389e+006 kN-m

Driving Moment=549729 kN-m

Resisting Horizontal Force=25414.4 kN

Driving Horizontal Force=5054.84 kN