



Coordinamento Territoriale Nord Est

Area Compartimentale Veneto

Via E. Millosevich, 49 - 30173 Venezia Mestre T [+39] 041 2911411 - F [+39] 041 5317321
Pec anas.veneto@postacert.stradeanas.it - www.stradeanas.it

Anas S.p.A. - Società con Socio Unico

Sede Legale

Via Monzambano, 10 - 00185 Roma T [+39] 06 44461 - F [+39] 06 4456224

Pec anas@postacert.stradeanas.it

Cap. Soc. Euro 2.269.892.000,00 Iscr. R.E.A. 1024951 P.IVA 02133681003 - C.F. 80208450587



S.S. n° 51 "di Alemagna" Provincia di Belluno

Piano straordinario per l'accessibilità a Cortina 2021

cortina
2021

Attraversamento dell'abitato di San Vito di Cadore

PROGETTO DEFINITIVO

PROGETTAZIONE ANAS S.p.A.

Coordinamento Territoriale Nord Est - Area Compartimentale Veneto

IL PROGETTISTA:

Ing. Pietro Leonardo CARLUCCI

IL GEOLOGO:

Geol. Emanuela AMICI

IL GRUPPO DI PROGETTAZIONE:

Dott. Marco FORMENTELLO

Arch. Lisa ZANNONER

ASSISTENZA ALLA PROGETTAZIONE:



Ing. Geol. Massimo Pietrantoni
Ordine Ingegneri Roma n. A-36713
Ordine Geologi Lazio A.P. n. 738

visto: IL RESPONSABILE DEL PROCEDIMENTO

Ing. Gabriella MANGINELLI

PROTOCOLLO:

DATA:

N. ELABORATO:

OPERE D'ARTE MAGGIORI VIADOTTO SENES

Relazione Geotecnica e sulle fondazioni

CODICE PROGETTO

PROGETTO

LIV. PROG.

N. PROG.

MSVE14

D

1718

NOME FILE

T00VIO1GETRE01_A

REVISIONE

SCALA:

CODICE
ELAB.

T00VIO1GETRE01

A

—

D

C

B

A

EMISSIONE

SETTEMBRE 2017

REV.

DESCRIZIONE

DATA

REDATTO

VERIFICATO

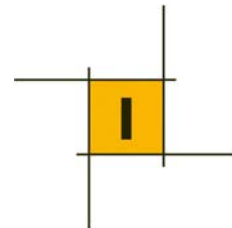
APPROVATO

**Piano straordinario “Cortina 2021”
SS51 “di Alemagna” - Variante all’abitato di San Vito di Cadore**

PROGETTO DEFINITIVO

OPERE D’ARTE MAGGIORI

Viadotto Senes

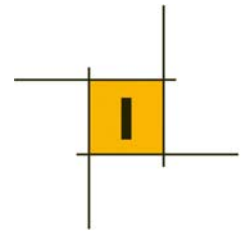


INDICE

1	PREMESSA	1
2	NORMATIVA DI RIFERIMENTO	1
3	MODELLO GEOTECNICO	2
4	SCELTE PROGETTUALI.....	3
5	CRITERI DI CALCOLO DELLE OPERE.....	5
5.1	Fondazioni su pali	5
5.2	Fondazioni su fondazioni dirette	8
6	CRITERI DI CALCOLO ALLO STATO LIMITE E IN CONDIZIONI SISMICHE	10
6.1	Fondazioni su pali	11
6.2	Fondazioni dirette	13
7	RISULTATI DELLE VERIFICHE	14
7.1	Lunghezza dei pali.....	14
7.2	Calcolo delle sollecitazioni dovute alle forza orizzontali sui pali	15
7.3	Fondazioni dirette	15
8	APPENDICE	16
8.1	Pali di fondazione	16
8.2	Fondazioni dirette	28

INDICE DELLE FIGURE

Fig. 4.1 - Carpenteria fondazioni delle pile 1 e 3.....	3
Fig. 4.1 - Carpenteria fondazioni delle pila 2.....	3
Fig. 4.2 - Carpenteria fondazioni della spalla A.....	4
Fig. 4.3 - Carpenteria fondazioni della spalla B	4
Fig. 5.1 - Valori di N_q^* (Berezantzev, 1965).....	6



1 PREMESSA

Il presente documento fa parte degli elaborati del progetto definitivo della **Variante all'abitato di San Vito di Cadore lungo la SS51 "di Alemagna"**; tale intervento rientra tra le opere previste nel Piano Straordinario per "Cortina 2021".

In questa Relazione vengono esposti i criteri di calcolo e di verifica geotecnica, con i relativi risultati, delle fondazioni del viadotto Senes.

Per ciò che riguarda la caratterizzazione geotecnica dei terreni ed il relativo modello geotecnico si fa riferimento alla Relazione Geotecnica (elaborato n. T00GE00GETRE01A), mentre la documentazione sulle indagini è contenuta nel documento n. T00GE00GEORE01A.

Gli aspetti geologici, geomorfologici e idrogeologici sono contenuti nella Relazione Geologica e nella cartografia geologica allegata al progetto.

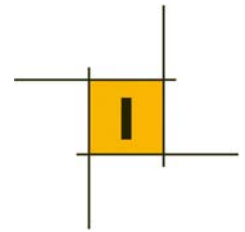
L'area in esame ricade in zona sismica 3 secondo la vigente classificazione (Ordinanza n. 3274 del 08/05/2003 e s.m.i. e DGR n. 387 del 22/05/2009).

Dalla mappatura dell'INGV risulta che l'accelerazione attesa al sito è di 0.104g.

2 NORMATIVA DI RIFERIMENTO

Normativa e Raccomandazioni

- ❖ DM 11/3/1988 Norme tecniche su terreni, stabilità dei pendii...
- ❖ Circ. LL.PP 24/9/1988. Istruzioni applicative
- ❖ Eurocodice 7. Progettazione geotecnica.
- ❖ Eurocodice 8. Sismica. Parte 5: aspetti geotecnici.
- ❖ Ordinanza n. 3274 del PdCM del 08/05/2003.
- ❖ Ordinanza n. 3519 del PdCM del 28 aprile 2006 "Criteri generali per l'individuazione delle zone sismiche e per la formazione e l'aggiornamento degli elenchi delle medesime zone".
- ❖ Norme Tecniche per la Costruzioni. D.M. 14/01/2008.
- ❖ Circolare Ministeriale 02/02/2009 n.617 "Istruzioni per l'applicazione delle Norme Tecniche".
- ❖ Regolamento regionale del Lazio del 13 luglio 2016 n. 14.
- ❖ Raccomandazioni AGI (indagini, laboratorio, pali di fondazione).
- ❖ Raccomandazioni AICAP Ancoraggi terreni e rocce.



3 MODELLO GEOTECNICO

Si riassume il modello geotecnico, ricostruito a partire dai risultati delle indagini a disposizione ed utilizzato per il dimensionamento delle opere. Sono riportati dunque i parametri di resistenza (valori caratteristici) per le unità lito-stratigrafiche individuate; per ulteriori dettagli si rimanda alla Relazione Geotecnica (elaborato TOOGE00GETRE01A).

Sulla base degli studi specialistici, sono state individuate due formazioni principali, le cui caratteristiche sono di seguito sintetizzate.

Unità geotecnica DT: Detrito a grana grossa e blocchi

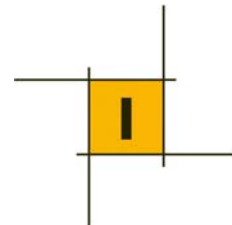
peso di volume	$\gamma = 19-20 \text{ kN/m}^3$
coesione efficace	$c' = 0$
angolo d'attrito	$\varphi' = 38^\circ$
modulo di deformabilità	$E' = 50-100 \text{ MPa}$ (per le porzioni più superficiali e con scarsi blocchi) $E' = 100-200 \text{ MPa}$ (per le porzioni profonde e/o con molti blocchi)

Unità geotecnica K: Formazione del substrato

peso di volume	$\gamma = 22-23 \text{ kN/m}^3$
coesione efficace	$c' = 50$
angolo d'attrito	$\varphi' = 45^\circ$
modulo di deformabilità	$E' = 400-500 \text{ MPa}$

Per le strutture di fondazione su pali andranno considerati, in termini di dimensionamento geotecnico dei pali stessi, dei livelli idrici segnalati dalle misure piezometriche.

Cautelativamente, nel dimensionamento dei pali di fondazione, si considera un modello stratigrafico per tutti gli appoggi costituito esclusivamente dall'unità geotecnica DT.



4 SCELTE PROGETTUALI

Le fondazioni degli appoggi del viadotto sono di tipo profondo; il numero, la lunghezza ed il diametro dei pali di fondazione sono sintetizzate nella tabella che segue.

Appoggio	Diametro pali (mm)	n.pali (-)	Lunghezza pali (m)
Spalla A	1200	6	18
Pila 1	1200	4	22
Pila 2	1200	6	22
Pila 3	1200	4	22
Spalla B	800	9	15

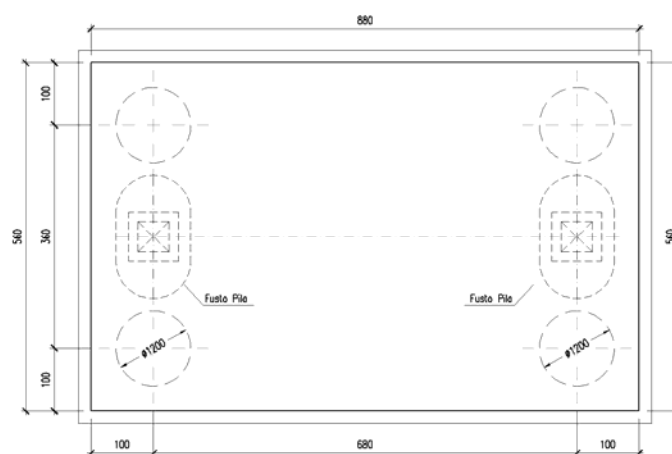


Fig. 4.1 - Carpenteria fondazioni delle pile 1 e 3

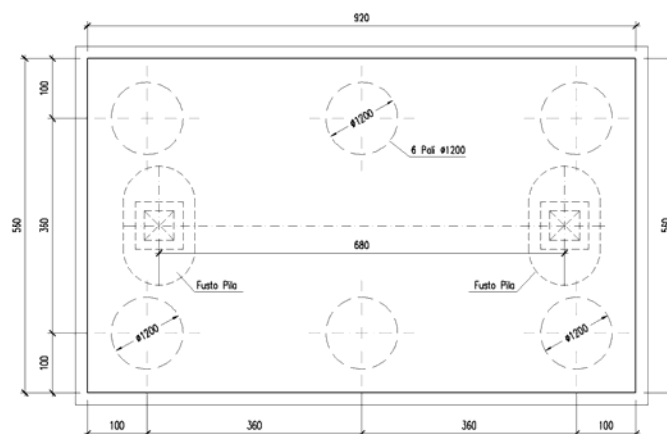


Fig. 4.2 - Carpenteria fondazioni delle pile 2

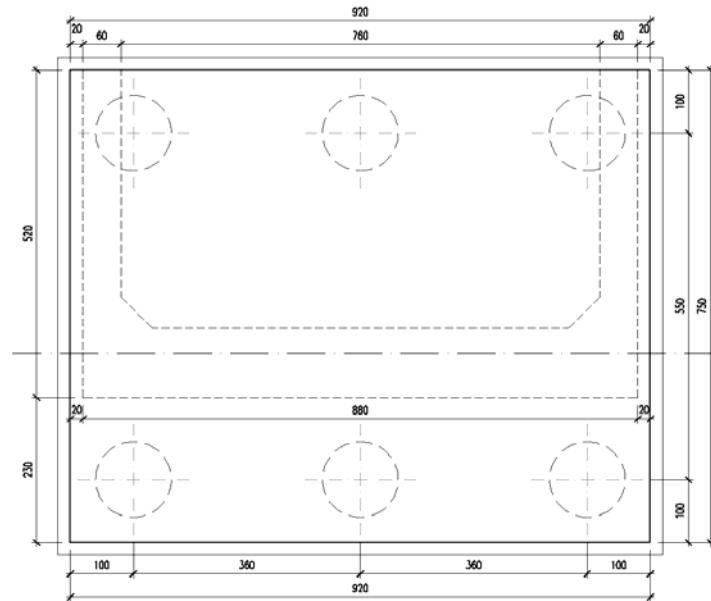


Fig. 4.3 - Carpenteria fondazioni della spalla A

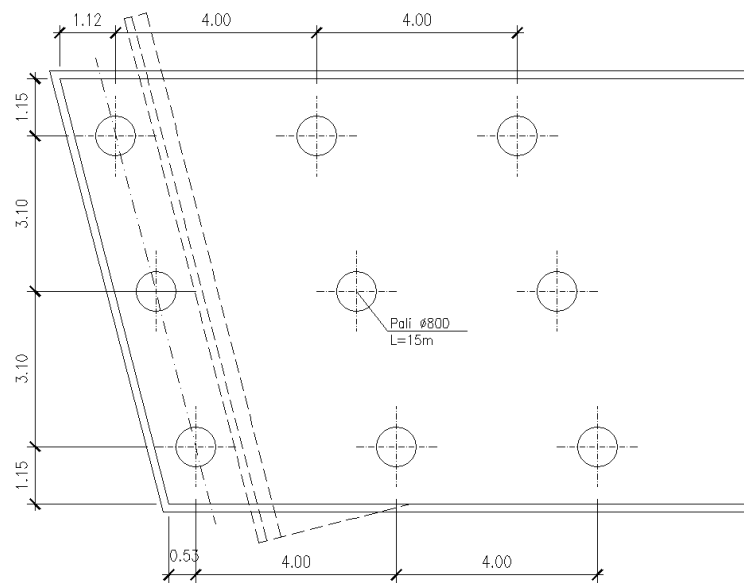
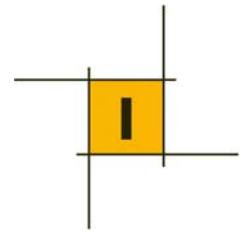


Fig. 4.4 - Carpenteria fondazioni della spalla B



5 CRITERI DI CALCOLO DELLE OPERE

5.1 Fondazioni su pali

5.1.1 Verifica dei pali alle forze verticali

La portanza totale limite del palo singolo (Q_u) sottoposto a carichi assiali è data dalla seguente equazione:

$Q_u = Q_{ub} + Q_{us}$, dove:

$$Q_{ub} = \frac{\pi \cdot D^2}{4} \cdot q_{ub} \quad \text{portata ultima di base;}$$

$$Q_{us} = \pi \cdot D \cdot \int_{z_t}^{z_b} \tau_{us} \cdot dz \quad \text{portata ultima per attrito laterale;}$$

D diametro del palo;

q_{ub} pressione ultima alla base del palo;

z_b profondità della base del palo dal p.c. originario;

z_t profondità della testa del palo dal p.c. originario.

Nelle verifiche di resistenza sarà garantita la seguente condizione

$$Q_u \geq Q_p + W$$

dove:

Q_p carico di progetto proveniente dalla struttura allo Stato Limite Ultimo;

W peso proprio del palo.

La suddetta condizione è stata verificata sempre con un margine superiore all'unità.

Per il calcolo del carico limite dei pali di fondazione si è fatto riferimento al cosiddetto "Metodo AGI" riportato nelle Raccomandazioni dell'Associazione Geotecnica Italiana (1988) usato comunemente nella pratica di dimensionamento dei pali.

In presenza di terreni coesivi la pressione ultima alla base è ricavabile dalla espressione:

$$q_{ub} = 9 \cdot cu + \gamma \cdot L$$

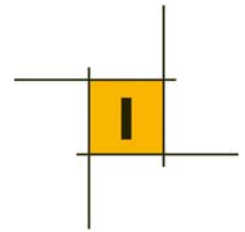
dove:

c_u coesione non drenata del terreno alla base del palo;

L lunghezza utile del palo;

γ peso per unità di volume del terreno.

Per la resistenza laterale in terreni coesivi il valore di adesione laterale è calcolato con la relazione:



$$\tau_{us} = \alpha \cdot cu$$

dove α è un coefficiente empirico, i cui valori, espressi in funzione della coesione non drenata, e indicati nelle Raccomandazioni AGI, 1988 sono di seguito riportati:

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

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

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

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

In presenza di terreni granulari e in condizioni drenate le espressioni dei due contributi sono le seguenti:

$$Q_{ub} = \frac{\pi \cdot D^2}{4} \cdot N_q^* \cdot \sigma'_{vL}$$

per la resistenza alla punta:

$$Q_s = \pi \cdot D \cdot \int_{z_b}^{z_t} (K \cdot tg \delta \cdot \sigma'_v) dz$$

per la resistenza laterale:

in cui:

N_q^* coefficiente adimensionale desumibile dall'abaco di figura 7 (Berezantzev, 1965) con riferimento all'insorgere delle deformazioni plastiche alla punta;

K coefficiente adimensionale che esprime il rapporto tra la tensione normale alla superficie laterale del fusto agente alla profondità z e la tensione verticale alla stessa profondità; i valori di K variano in un campo molto ampio in funzione del tipo di terreno, del tipo di palo e delle modalità esecutive.

δ angolo d'attrito tra il terreno e la superficie laterale del palo; per pali trivellati di grande diametro viene suggerito di assumere un $\delta = \varphi'$ (angolo d'attrito interno del terreno).

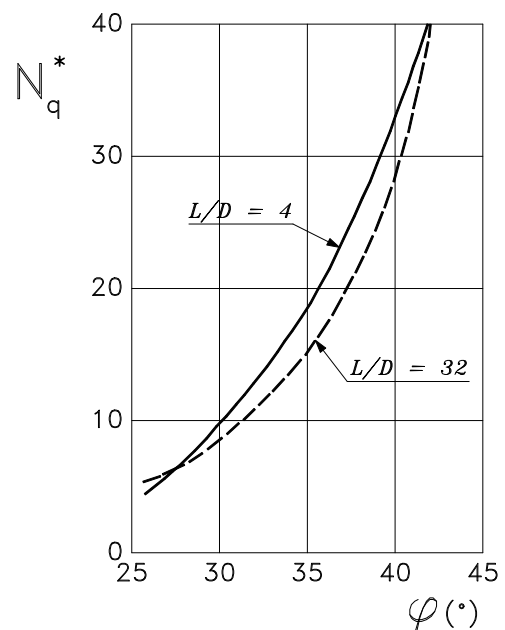


Fig. 5.1 - Valori di N_q^* (Berezantzev, 1965)

5.1.2 Verifica dei pali alle forze orizzontali

Calcolo delle sollecitazioni agenti lungo il palo

Il comportamento dei pali sottoposti a forze orizzontali è stato analizzato mediante il metodo di Matlock&Reese.



METODO DI MATLOCK & REESE

Nel caso di piccoli spostamenti orizzontali il comportamento del palo singolo, nei confronti di carichi trasversali, può essere trattato risolvendo la seguente equazione differenziale in campo lineare:

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

in cui:

- E_p modulo elastico del palo;
- I_p momento d'inerzia del palo;
- E_s modulo di reazione orizzontale secante del terreno;
- z coordinata generica lungo il palo con origine alla testa del palo.

Nel caso di:

- ✓ pali interamente immersi in un terreno omogeneo;
- ✓ pali caricati in testa da una forza orizzontale V e da un momento M di incastro dovuto alla traslazione del plinto senza rotazione;

si ottengono le seguenti espressioni generali:

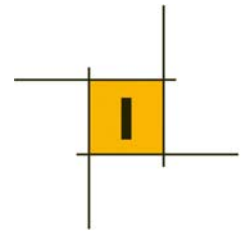
⇒	spostamento orizzontale lungo il fusto del palo	$y_s = \frac{A_y \cdot V \cdot T^3}{E_p \cdot I_p} + \frac{B_y \cdot M \cdot T^2}{E_p \cdot I_p}$
⇒	rotazione lungo il fusto del palo	$\vartheta_z = \frac{A_s \cdot V \cdot T^2}{E_p \cdot I_p} + \frac{B_s \cdot M \cdot T}{E_p \cdot I_p}$
⇒	momento flettente lungo il fusto del palo	$M_z = A_m \cdot V \cdot T + B_m \cdot M$
⇒	taglio lungo il fusto del palo	$V_z = A_v \cdot V + \frac{B_v \cdot M}{T}$
⇒	reazione orizzontale del terreno	$p_z = \frac{A_p \cdot V}{T} + \frac{B_p \cdot M}{T^2}$

in cui:

- $A_y, B_y, A_s, B_s, A_m, B_m, A_v, B_v, A_p, B_p$ coefficienti adimensionali;
- E_p modulo elastico del palo;
- I_p momento d'inerzia del palo;
- T fattore di rigidità $(E_p I_p / E_s)^{1/4}$ nel caso di E_s costante con la profondità. Tale caso si applica generalmente a terreni coesivi come nel presente caso.

I coefficienti adimensionali sopra indicati sono funzione della flessibilità relativa, rappresentata dai rapporti $Z_{max}=L/T$ e $Z=z/T$, essendo L la lunghezza del palo, z la profondità generica riferita alla testa del palo.

Si rimanda alle pubblicazioni degli autori per i valori dei coefficienti adimensionali nel caso di E_s costante o secondo quanto riportato nel seguito.



Nel caso di pali impediti di ruotare in testa, il momento d'incastro può essere calcolato imponendo nulla la rotazione θ_0 alla testa del palo. Successivamente, con i valori di V e M_t , si procede al calcolo utilizzando le espressioni sopra indicate.

In particolare, nel caso di palo con tratto fuori terra di lunghezza L e testa impedita di ruotare, il momento di incastro risulta essere:

momento d'incastro
$$M = -V \cdot L + M_t$$

$$M_t = V_t \cdot \frac{0.5 \cdot L^2 - |A_s| \cdot T^2}{|B_s| \cdot T + L}$$

momento agente a livello della superficie del terreno

Per la valutazione del coefficiente di reazione orizzontale k_h del terreno, si può far riferimento alla relazione $k_h = 300 \div 400 \cdot c_u / d$, in accordo con quella proposta da Elson (1984) per la stima del modulo di reazione orizzontale $E_s = 300 \div 400 \cdot c_u$, ricordando che E_s è legato al coefficiente di reazione orizzontale del terreno k_h dalla relazione $E_s = k_h \cdot d$. Per quanto riguarda il coefficiente di reazione n_h per terreni di tipo granulare si può far riferimento a quanto riportato in letteratura. Il valore assunto, pari a 20000 kN/m³, è stato scelto tra i minimi proposti in funzione della natura della formazione interessata.

5.2 Fondazioni su fondazioni dirette

La capacità portante della fondazione è stata determinata attraverso l'espressione proposta da Brinch-Hansen (1970) in tensioni efficaci. La formula trinomia del carico limite, con l'aggiunta dei coefficienti correttivi, assume la seguente espressione:

$$q_{lim} = c' \cdot N_c \cdot s_c \cdot d_c \cdot i_c \cdot b_c \cdot g_c + q' \cdot N_q \cdot s_q \cdot d_q \cdot i_q \cdot b_q \cdot g_q + 0.5 \cdot \gamma' \cdot B \cdot N_{\gamma} \cdot s_{\gamma} \cdot d_{\gamma} \cdot i_{\gamma} \cdot b_{\gamma} \cdot g_{\gamma}$$

dove:

- N_c, N_q, N_{γ} = fattori di capacità portante:

$$N_q = \tan^2 \left(45^\circ + \frac{\varphi'}{2} \right) \cdot e^{\pi \cdot \tan \varphi'}$$

$$N_c = (N_q - 1) \cdot \cot \varphi'$$

$$N_{\gamma} = 2 \cdot (N_q + 1) \cdot \tan \varphi'$$

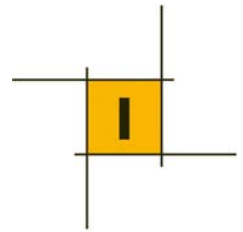
- s_c, s_q, s_{γ} = fattori di forma della fondazione:

$$s_c = 1 + \frac{B^* \cdot N_q}{L^* \cdot N_c}$$

$$s_q = 1 + \frac{B^* \cdot \tan \varphi'}{L^*}$$

$$s_{\gamma} = 1 - \frac{0.4 \cdot B^*}{L^*}$$

Nel caso di fondazioni nastriformi, i coefficienti assumono valore pari a 1;



- $d_c, d_q, d_{\bar{q}}$ = fattori dipendenti dalla profondità del piano di posa:

$$d_q = 1 + 2 \cdot \frac{D}{B^*} \cdot \tan\varphi' \cdot (1 - \sin\varphi')^2 \quad \text{per } D/B^* > 1$$

$$d_q = 1 + 2 \cdot \tan\varphi' \cdot (1 - \sin\varphi')^2 \cdot \arctan\left(\frac{D}{B^*}\right) \quad \text{per } D/B^* \leq 1$$

$$d_c = d_q - \frac{1 - d_q}{N_c \cdot \tan\varphi'}$$

$$d_y = 1$$

- $i_c, i_q, i_{\bar{q}}$ = fattori correttivi che tengono conto dell'inclinazione del carico:

$$i_q = \left(1 - \frac{H}{N + B^* \cdot L^* \cdot c' \cdot \cot g\varphi'}\right)^m$$

$$i_c = i_q - \frac{1 - i_q}{N_c - 1}$$

$$i_y = \left(1 - \frac{H}{N + B^* \cdot L^* \cdot c' \cdot \cot g\varphi'}\right)^{(m+1)}$$

- $b_c, b_q, b_{\bar{q}}$ = fattori correttivi che tengono conto dell'inclinazione alla base della fondazione

$$b_q = (1 - \beta_f \cdot \tan\varphi')^2;$$

$$b_c = b_q - \frac{1 - b_q}{N_c \cdot \tan\varphi'}$$

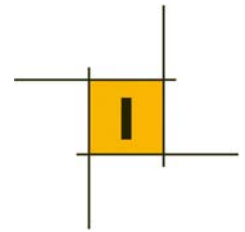
$$b_y = b_c$$

- $g_c, g_q, g_{\bar{q}}$ = fattori correttivi che tengono conto dell'inclinazione del piano campagna.

$$g_q = (1 - \tan\beta_p)^2$$

$$g_c = g_q - \frac{1 - g_q}{N_c \cdot \tan\varphi'}$$

$$g_y = g_q$$



6 CRITERI DI CALCOLO ALLO STATO LIMITE E IN CONDIZIONI SISMICHE

Secondo quanto affermato nelle Norme Tecniche per le Costruzioni (D.M. 14/01/08), le verifiche a rottura vengono effettuate allo Stato Limite Ultimo (SLU) sia in fase statica che in fase sismica, rispettando la condizione $E_d \leq R_d$, dove:

- E_d è il valore di progetto dell'effetto delle azioni agenti;
- R_d è la corrispondente resistenza di progetto, che associa tutte le proprietà strutturali con i rispettivi valori di progetto.

Le verifiche sono eseguite con il "metodo dei coefficienti parziali" da applicare alle azioni esterne che agiscono nel modello e alle proprietà dei terreni interessati. Le caratteristiche geotecniche dei terreni, valutate attraverso opportune indagini geotecniche, sono definite "valori caratteristici".

Coefficienti sulle Azioni

γ_G sulle azioni permanenti (sfavorevoli o favorevoli): $G_d = \gamma_G \cdot G$

γ_Q sulle azioni variabili (sfavorevoli o favorevoli): $Q_d = \gamma_Q \cdot Q$

Coefficienti parziali sui Parametri dei Terreni

- γ_γ sul peso di volume: $\gamma_d = \frac{\gamma}{\gamma_\gamma}$

- γ_φ sull'angolo d'attrito (sulla tangente dell'angolo di attrito): $tg \varphi_d = \frac{tg \varphi}{\gamma_\varphi}$

- γ_c sulla coesione efficace: $c'_d = \frac{c'}{\gamma_c}$

- γ_{cu} sulla coesione non drenata: $\gamma_{cu} = \frac{c_u}{\gamma_{cu}}$

Coefficienti parziali per le Resistenze

- $R_d = \frac{R_k}{\gamma_R}$ variabili a seconda del tipo di fondazione

Nelle Norme Tecniche per le Costruzioni (14/01/2008) vengono indicati i seguenti coefficienti:

Tabella 6.1: DM 14/01/2008 - Coeff. Parziali allo SLU per i parametri del terreno (M)

PARAMETRO	GRANDEZZA ALLA QUALE APPLICARE IL COEFFICIENTE PARZIALE	COEFFICIENTE PARZIALE	(M1)	(M2)
<i>Tangente dell'angolo di resistenza al taglio</i>	$\tan \varphi'_k$	γ_φ	1,0	1,25
<i>Coesione efficace</i>	c'_k	γ_c	1,0	1,25
<i>Resistenza non drenata</i>	c_{uk}	γ_{cu}	1,0	1,4
<i>Peso dell'unità di volume</i>	γ	γ_γ	1,0	1,0

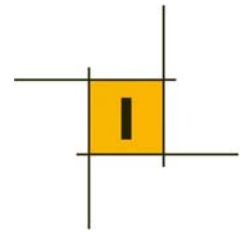


Tabella 6.2: DM 14/01/2008 - Coefficienti parziali per le azioni agenti (A)

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

Tabella 6.3: DM 14/01/2008 - Coefficienti parziali per le azioni agenti per ponti (A)

		Coefficiente	EQU ⁽¹⁾	A1 STR	A2 GEO
Carichi permanenti	favorevoli	γ_{G1}	0,90	1,00	1,00
	sfavorevoli		1,10	1,35	1,00
Carichi permanenti non strutturali ⁽²⁾	favorevoli	γ_{G2}	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,50	1,50	1,30
Carichi variabili da traffico	favorevoli	γ_Q	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,35	1,35	1,15
Carichi variabili	favorevoli	γ_{Qi}	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,50	1,50	1,30
Distorsioni e presollecitazioni di progetto	favorevoli	γ_{E1}	0,90	1,00	1,00
	sfavorevoli		1,00 ⁽³⁾	1,00 ⁽⁴⁾	1,00
Ritiro e viscosità, Variazioni termiche, Cedimenti vincolari	favorevoli	$\gamma_{E2}, \gamma_{E3}, \gamma_{E4}$	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,20	1,20	1,00

Nelle condizioni di esercizio (SLE), devono essere verificati gli spostamenti dell'opera in questione, in modo tale da verificarne la compatibilità con la funzionalità dell'opera stessa.

6.1 Fondazioni su pali

Le verifiche allo SLU devono essere effettuate tenendo conto dei valori dei coefficienti parziali riportati nelle tabelle 6.1, 6.2 e 6.3 seguendo almeno uno dei due approcci:

Approccio 1:

- Combinazione 1: (A1+M1+R1);
- Combinazione 2: (A2+M1+R2);

Approccio 2:

- (A1+M1+R3).

Nel presente caso, le verifiche verranno condotte con riferimento all'Approccio 2.



Il valore di progetto R_d della resistenza si ottiene a partire dal valore caratteristico R_k applicando i coefficienti parziali γ_R della tabella seguente:

Tabella 6.4 - Norme Tecniche per le Costruzioni (2008)-Coeff. parziali per le resistenze (R) delle fondazioni su pali

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

La resistenza caratteristica R_k del palo singolo può essere dedotta da:

- Risultati di prove di carico statico di progetto su pali pilota;
- Metodi di calcolo analitici, dove R_k è calcolata a partire dai valori caratteristici dei parametri geotecnici, oppure con l'impiego di relazioni empiriche che utilizzino direttamente i risultati di prove in sito (prove penetrometriche, pressiometriche, ecc.);
- Risultati di prove dinamiche di progetto, ad alto livello di deformazione, eseguite su pali pilota.

Nel presente caso il valore caratteristico della resistenza del palo a compressione $R_{c,k}$ è dato dal minore dei valori ottenuti applicando alle resistenze calcolate $R_{c,cal}$ i fattori di correlazione ξ riportati nella tabella 8.4, in funzione del numero n di verticali di indagine:

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

Tabella 6.5 - Fattori di correlazione ξ per determinazione resistenza caratteristica in funzione del n. di verticali indagate

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

Nell'ambito dello stesso sistema di fondazione, il numero di verticali d'indagine da considerare per la scelta dei coefficienti nella tabella precedente, deve corrispondere al numero di verticali lungo le quali la singola indagine (sondaggio con prelievo di campioni indisturbati, prove penetrometriche, ecc.) sia stata spinta ad una profondità superiore alla lunghezza dei pali, in grado di consentire una completa identificazione del modello geotecnico di sottosuolo.

Per la fase sismica, le verifiche agli stato limite ultimi devono essere effettuate ponendo pari all'unità i coefficienti parziali sulle azioni e impiegando i parametri geotecnici e le resistenze di progetto, con i valori dei coefficienti parziali indicati nelle tabelle precedenti.



6.2 Fondazioni dirette

Le verifiche allo SLU devono essere effettuate tenendo conto dei valori dei coefficienti parziali riportati nelle tabelle 6.1, 6.2 e 6.4 seguendo almeno uno dei due approcci:

Approccio 1:

- Combinazione 1: (A1+M1+R1);
- Combinazione 2: (A2+M2+R2);

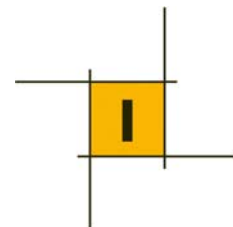
Approccio 2:

- (A1+M1+R3).

Il valore di progetto R_d della resistenza per capacità portante si ottiene a partire dal valore caratteristico R_k applicando i coefficienti parziali γ_R della tabella seguente:

Tabella 6.6 - Norme Tecniche per le Costruzioni (2008)-Coeff. parziali per le resistenze (R) delle fondazioni dirette

VERIFICA	COEFFICIENTE PARZIALE (R1)	COEFFICIENTE PARZIALE (R2)	COEFFICIENTE PARZIALE (R3)
Capacità portante	$\gamma_R = 1,0$	$\gamma_R = 1,8$	$\gamma_R = 2,3$
Scorrimento	$\gamma_R = 1,0$	$\gamma_R = 1,1$	$\gamma_R = 1,1$



7 RISULTATI DELLE VERIFICHE

I risultati delle verifiche delle fondazioni sono riportati sinteticamente nelle tabelle che seguono e fanno riferimento ai tabulati riportati in Appendice. Per i carichi agenti all'intradosso della fondazione provenienti dalla sovrastruttura, si fa riferimento alla Relazione Tecnica e di calcolo del viadotto (elaborato n. T00VIO1STRE01A).

7.1 Lunghezza dei pali

La verifica di capacità portante dei pali per le opere in questione è stata effettuata nelle condizioni più gravose per la fase statica e per la fase sismica allo Stato Limite Ultimo. Nelle tabelle che seguono si riportano i valori dei carichi agenti sul palo maggiormente caricato (N_{max}), carichi agenti sul palo maggiormente caricato comprensivi del peso proprio del palo (N^*_{max}), del carico limite (Q_{lim}) e del rapporto tra questi (FS).

In tutti i casi il coefficiente di sicurezza risulta superiore ad 1. Si rimanda alle schede di verifica in Appendice per ulteriori dettagli.

	Fondazione Spalla A - Ø1200mm - L=18m			
	N_{max} (KN)	N^*_{max} (KN)	Q_{lim} (KN)	FS (-)
SLU - A1+M1+R3	2547	3234	3598	1.11
SLU - M1+R3_sisma	2034	2543	3598	1.41

	Fondazione Pila 1 - Ø1200mm - L=22m			
	N_{max} (KN)	N^*_{max} (KN)	Q_{lim} (KN)	FS (-)
SLU - A1+M1+R3	3340	4180	4454	1.07
SLU - M1+R3_sisma	2035	2657	4454	1.68

	Fondazione Pila 2 - Ø1200mm - L=22m			
	N_{max} (KN)	N^*_{max} (KN)	Q_{lim} (KN)	FS (-)
SLU - A1+M1+R3	3161	4001	4454	1.11
SLU - M1+R3_sisma	2193	2815	4454	1.58

	Fondazione Pila 3 - Ø1200mm - L=22m			
	N_{max} (KN)	N^*_{max} (KN)	Q_{lim} (KN)	FS (-)
SLU - A1+M1+R3	3340	4180	4454	1.07
SLU - M1+R3_sisma	2035	2657	4454	1.68

	Fondazione Spalla B - Ø800mm - L=15m			
	N_{max} (KN)	N^*_{max} (KN)	Q_{lim} (KN)	FS (-)
SLU - A1+M1+R3	1038	1292	1509	1.17
SLU - M1+R3_sisma	401	589	1509	2.56



7.2 Calcolo delle sollecitazioni dovute alle forze orizzontali sui pali

Il calcolo delle sollecitazioni agenti sul palo e degli spostamenti orizzontali della testa del palo stesso sono stati effettuati utilizzando il metodo semplificato di Matlock&Reese.

Nella tabella seguente vengono indicati i valori delle forze orizzontali massime agenti (H_i) e del relativo momento flettente (M_i) nel caso di SLU per le combinazioni di carico analizzate; tale valore è stato in seguito utilizzato per le verifiche strutturali del palo riportate nella Relazione Tecnica e di calcolo del viadotto.

Fondazione Spalla A - Ø1200mm - L=15m		
	H_i (kN)	M_i (kNm)
SLU/SLV	751	1953

Fondazione Pila 1 - Ø1200mm - L=22m		
	H_i (kN)	M_i (kNm)
SLU/SLV	295	766

Fondazione Pila 2 - Ø1200mm - L=22m		
	H_i (kN)	M_i (kNm)
SLU/SLV	296	770

Fondazione Pila 3 - Ø1200mm - L=22m		
	H_i (kN)	M_i (kNm)
SLU/SLV	295	766

Fondazione Spalla B - Ø1200mm - L=15m		
	H_i (kN)	M_i (kNm)
SLU/SLV	67	126

7.3 Fondazioni dirette

La verifica di capacità portante delle fondazioni dirette è stata effettuata nelle condizioni più gravose per la fase statica e per la fase sismica allo Stato Limite Ultimo. Nelle tabelle che seguono si riportano i valori della pressione agente in fondazione (q_a), della capacità portante (q_{lim}) ed il relativo fattore di sicurezza (FS), che, si ricorda, deve risultare superiore ad 1 affinché la verifica sia soddisfatta.

	Fondazione Spalla B		
	q_{ag}	q_{lim}	FS
	[kN/m ²]	[kN/m ²]	(-)
SLU - statica	438	460	1.05
SLU - sismica	265	394	1.49

Nella tabella che segue si mostra la verifica a scorrimento della fondazione diretta.

	Fondazione Spalla B		
	H_{ag}	H_{lim}	FS
	[kN/m ²]	[kN/m ²]	(-)
SLU - statica	1114	2374	2.13
SLU - sismica	777	1443	1.86

8 APPENDICE

8.1 Pali di fondazione

PALI A FORZE VERTICALI

OPERA: VIADOTTO SENES - PILA I-3

CALCOLO DELLA CAPACITA' PORTANTE DI UN PALO TRIVELLATO DI GRANDE DIAMETRO

Diametro del Palo (D): 1.20 (m) Area del Palo (Ap): 1.131 (m²)
 Quota testa Palo dal p.c. (Zp): 2.00 (m) Quota falda dal p.c. (Zw): 5.00 (m)

Numero di strati: 1 Lpalo = 22.00 (m)

Coefficients parziali		Azioni				Resistenza laterale e di base				Parametri terreno			Numero di verticali indagate
Metodo di calcolo	γ_c	γ_Q	γ_{Qd}	ξ	γ_b	γ_s	$\gamma_{\phi'}$	$\gamma_{c'}$	γ_{cu}	$\gamma_{\phi'}$	$\gamma_{c'}$	γ_{cu}	n°1 verticale
NTC 2008 - A1+M1+R1	1.35	1.35	1.50	1.70	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1
NTC 2008 - A2+M1+R2	1.00	1.15	1.30	1.70	1.70	1.45	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	
NTC 2008 - A1+M1+R3	1.35	1.35	1.50	1.70	1.35	1.15	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	
NTC 2008 - M1+R1_sisma	1.00	1.00	1.00	1.70	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	
NTC 2008 - M1+R3_sisma	1.00	1.00	1.00	1.70	1.35	1.15	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	

CARATTERISTICHE GEOTECNICHE DEL TERRENO:

Strato	Spess (m)	Tipo di terreno		Parametri del terreno		Coefficients di Calcolo		
		γ (kN/m ³)	c' (kPa)	ϕ' (°)	c_u (kPa)	k (-)	μ (-)	α (-)
1	22	19.50	0.00	35.00		0.43	0.70	

(n.b.: lo spessore degli strati è computato dalla quota di intradosso del pilino)

CAPACITA' PORTANTE MEDIA
 alla base $R_{om,k} = 5239$ (kN)
 laterale $R_{om,k} = 4246$ (kN)
 totale $R_{om,k} = 9485$ (kN)

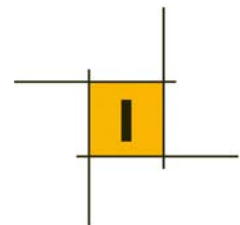
Peso palo $P_p = 622$ (kN)

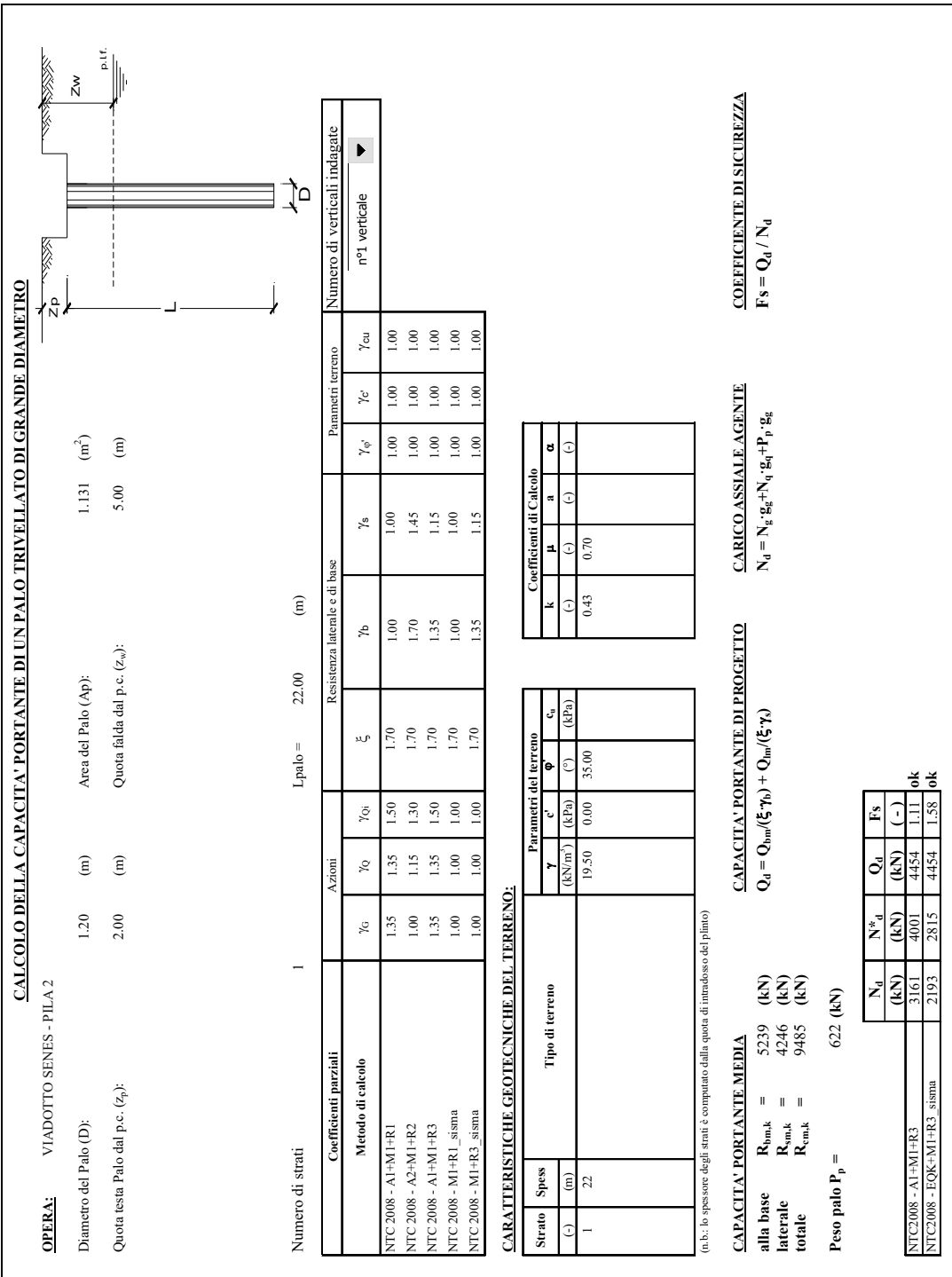
CAPACITA' PORTANTE DI PROGETTO
 $Q_d = Q_{lim} / (\xi \cdot \gamma_b) + Q_{lim}(\xi \cdot \gamma)$

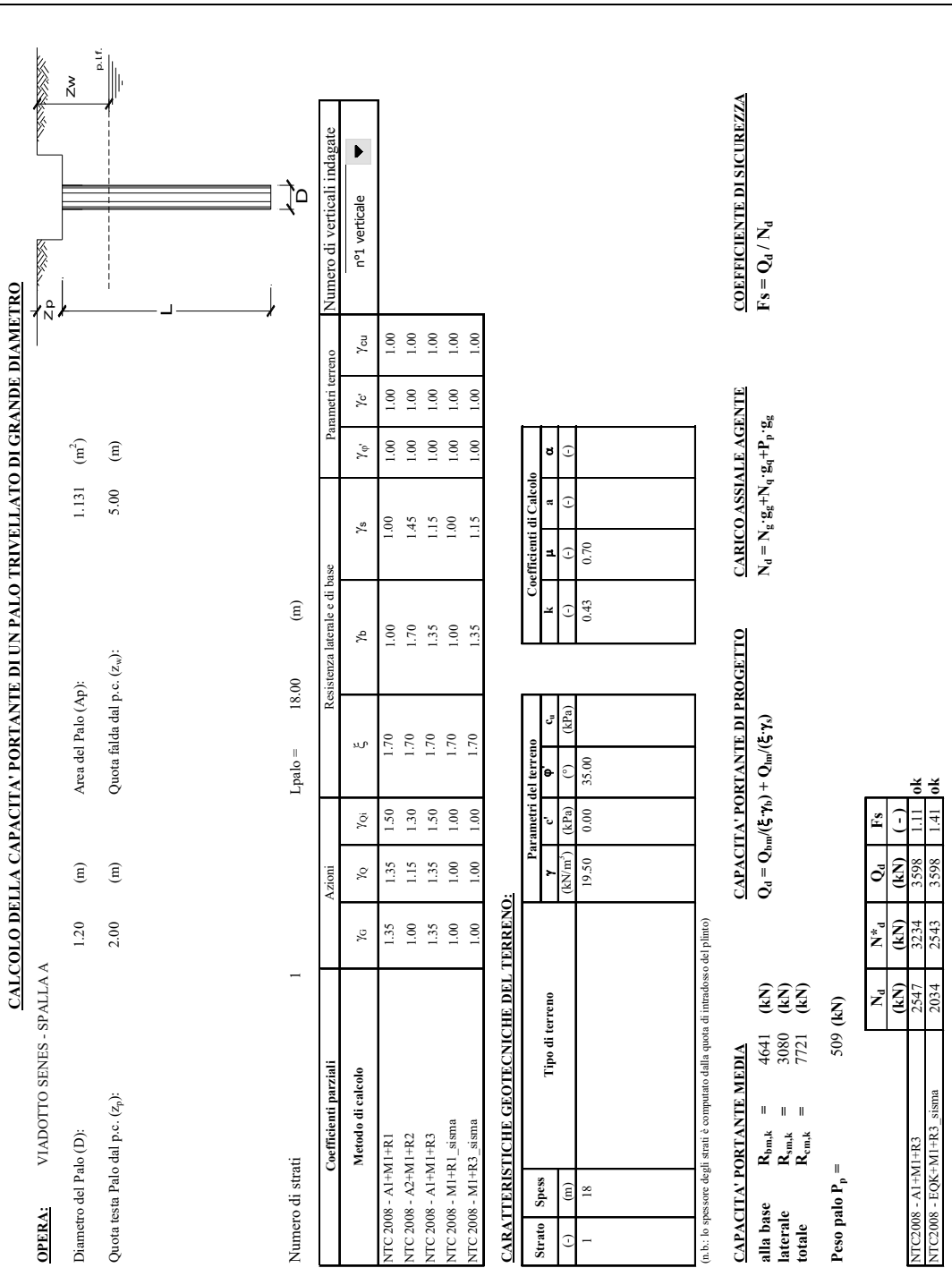
CARICO ASSIALE AGENTE
 $N_d = N_t \cdot g_d + N_q \cdot g_q + P_p \cdot g_p$

COEFFICIENTE DI SICUREZZA
 $F_s = Q_d / N_d$

	N_d (kN)	N_d^* (kN)	Q_d (kN)	F_s (-)
NTC2008 - A1+M1+R3	3340	4180	4454	1.07 ok
NTC2008 - EQK-M1+R3_sisma	2035	2657	4454	1.68 ok



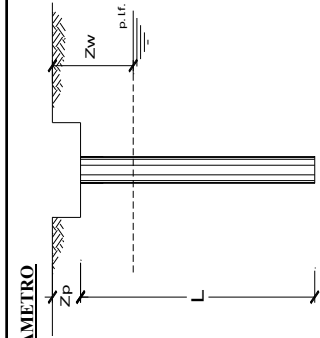




CALCOLO DELLA CAPACITA' PORTANTE DI UN PALO TRIVELLATO DI GRANDE DIAMETRO

OPERA: VIADOTTO SENES - SPALLA B

Diametro del Palo (D): 0.80 (m) Area del Palo (Ap): 0.503 (m²)
 Quota testa Palo dal p.c. (z_p): 1.50 (m) Quota falda dal p.c. (z_{nb}): 5.00 (m)



Numero di strati: 1 Lpalo = 15.00 (m)

Coefficienti parziali		Azioni			Resistenza laterale e di base				Parametri terreno		Numero di verticali indagate	
Metodo di calcolo	γ_G	γ_Q	γ_{Q1}	ξ	γ_b	γ_s	$\gamma_{e'}$	γ_{cu}	$\gamma_{e'}$	γ_{cu}	n°1 verticale	
NTC 2008 - A1+M1+R1	1.35	1.35	1.50	1.70	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	▶	
NTC 2008 - A2+M1+R2	1.00	1.15	1.30	1.70	1.70	1.45	1.00	1.00	1.00	1.00		
NTC 2008 - A1+M1+R3	1.35	1.35	1.50	1.70	1.35	1.15	1.00	1.00	1.00	1.00		
NTC 2008 - M1+R1_sisma	1.00	1.00	1.00	1.70	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00		
NTC 2008 - M1+R3_sisma	1.00	1.00	1.00	1.70	1.35	1.15	1.00	1.00	1.00	1.00		

CARATTERISTICHE GEOTECNICHE DEL TERRENO:

Strato	Spess (m)	Parametri del terreno		
		γ (kN/m ³)	c' (kPa)	ϕ (°)
1	15	19.50	0.00	35.00

Coefficienti di Calcolo			
k	β	α	α
0.43	0.70		

(tab.: lo spessore degli strati è computato dalla quota di intradosso del piatto)

CAPACITA' PORTANTE MEDIA

alla base laterale totale $R_{bmk} = 1726$ (kN)
 $R_{smk} = 1479$ (kN)
 $R_{emk} = 3205$ (kN)

Peso palo $P_p = 188$ (kN)

CAPACITA' PORTANTE DI PROGETTO

$$Q_d = Q_{bmk} / (\xi \cdot \gamma_b) + Q_{lmk} (\xi \cdot \gamma_s)$$

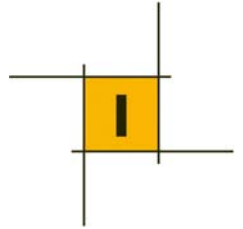
CARICO ASSIALE AGENTE

$$N_d = N_g \cdot g_g + N_q \cdot g_q + P_p \cdot g_g$$

COEFFICIENTE DI SICUREZZA

$$F_s = Q_d / N_d$$

	N_d (kN)	$N_d^* (kN)$	Q_d (kN)	F_s (-)
NTC2008 - A1+M1+R3	1038	1292	1509	1.17 ok
NTC2008 - EQK+M1+R3_sisma	401	589	1509	2.56 ok





PALI A FORZE ORIZZONTALI

VIADOTTO SENES - PILA 1 E 3

Calcolo della deformata e delle sollecitazioni agenti in un palo soggetto a forza orizzontale

Metodo di Matlock & Reese

Caso di terreno con modulo variabile con la profondità

Caratteristiche palo

tipologia (p=palo; m=micropalo)		p
diametro (m)		1.20
lunghezza (m)	L	22.0
modulo elastico cls (kPa)	E_c	33721655
modulo elastico acciaio (kPa)		
modulo elastico di calcolo (kPa)	E	33721655
momento d'inerzia (m ⁴)	I	0.102
resist. caratt. Cls (MPa)	Rck	35
tratto scalzato (m)	<i>l</i>	0

Caratteristiche terreno

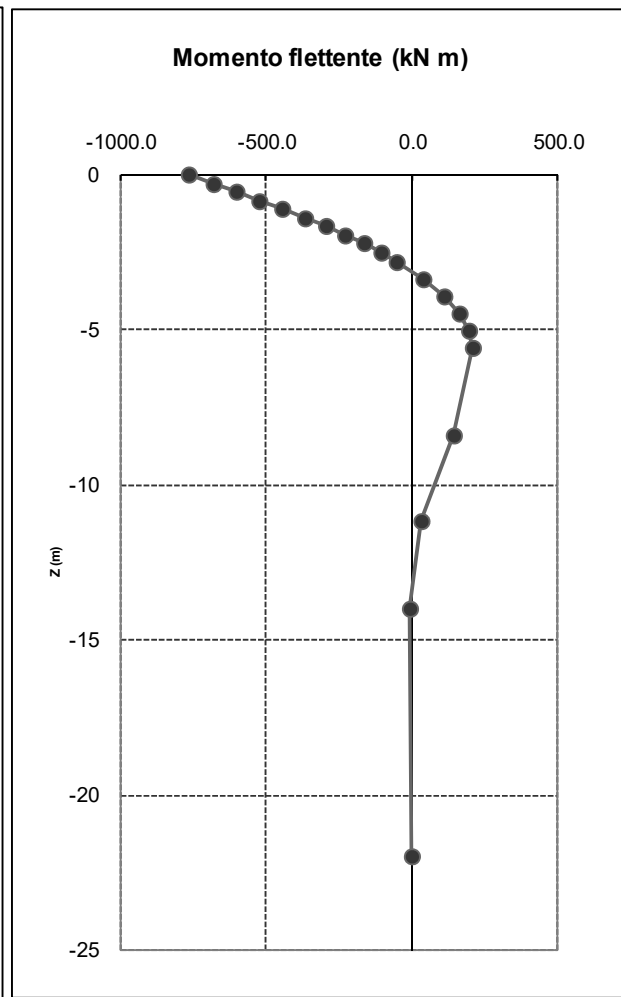
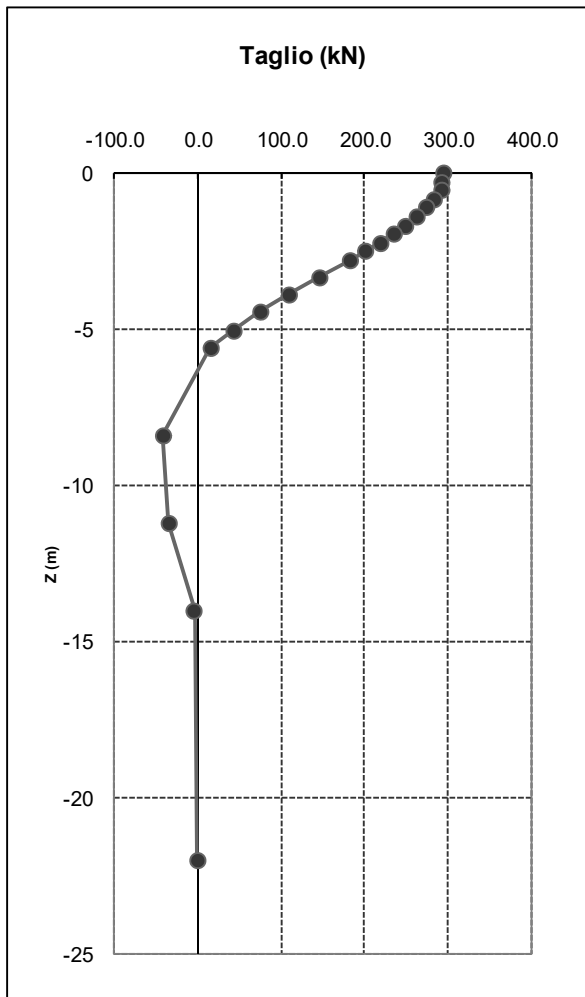
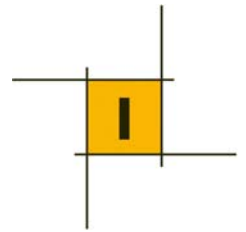
coeff. modulo orizzontale (kN/m ³)	n_h	20000
fattore di rigidezza (m)	T	2.80
L/T	λ	7.86
coeff. di profondità max	Z_{max}	7.9

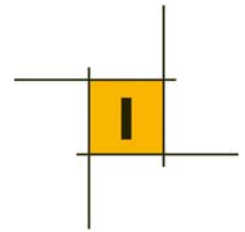
Carichi agenti

carico orizzontale (kN)	Vt	295
momento agente sup. terreno (kNm)	Mt	-766
momento in testa al palo (kNm)	Mtp	-766

Risultati

z/T	z (m)	y (mm)	ϑ (rad)	M (kNm)	V (kN)	P (kN/m)
0.0	0	1.74	3.02E-06	-766.45	294.50	0.00
-0.1	-0.28	1.73	6.38E-06	-684.03	293.18	9.70
-0.2	-0.56	1.71	1.65E-05	-602.50	292.16	19.06
-0.3	-0.84	1.67	3.33E-05	-522.03	282.70	28.10
-0.4	-1.12	1.62	5.54E-05	-444.14	273.40	36.31
-0.5	-1.40	1.56	8.50E-05	-369.77	262.52	43.83
-0.6	-1.68	1.50	1.17E-04	-297.35	248.95	50.26
-0.7	-1.96	1.42	1.55E-04	-229.33	234.18	55.72
-0.8	-2.24	1.34	1.97E-04	-165.67	217.96	60.12
-0.9	-2.52	1.26	2.42E-04	-107.18	200.90	63.38
-1.0	-2.80	1.17	2.89E-04	-53.87	182.74	65.61
-1.2	-3.36	1.00	3.90E-04	38.12	145.49	66.91
-1.4	-3.92	0.83	4.94E-04	108.92	108.40	64.72
-1.6	-4.48	0.67	5.96E-04	159.54	73.80	59.49
-1.8	-5.04	0.52	6.93E-04	191.91	42.61	52.12
-2.0	-5.60	0.39	7.82E-04	207.91	15.63	43.48
-3.0	-8.40	0.01	1.07E-03	140.21	-41.79	2.45
-4.0	-11.19	-0.05	1.12E-03	32.19	-35.87	-10.19
-5.0	-13.99	-0.02	1.11E-03	-7.27	-4.11	-5.04
-7.9	-22.00	0.00	1.09E-03	0.00	0.00	0.00





VIADOTTO SENES - PILA 2

Calcolo della deformata e delle sollecitazioni agenti in un palo soggetto a forza orizzontale

Metodo di Matlock & Reese

Caso di terreno con modulo variabile con la profondità

Caratteristiche palo

tipologia (p=palo; m=micropalo)		p
diámetro (m)		1.20
lunghezza (m)	L	22.0
modulo elastico cls (kPa)	E_c	33721655
modulo elastico acciaio (kPa)		
modulo elastico di calcolo (kPa)	E	33721655
momento d'inerzia (m ⁴)	I	0.102
resist. caratt. Cls (MPa)	Rck	35
tratto scalzato (m)	<i>l</i>	0

Caratteristiche terreno

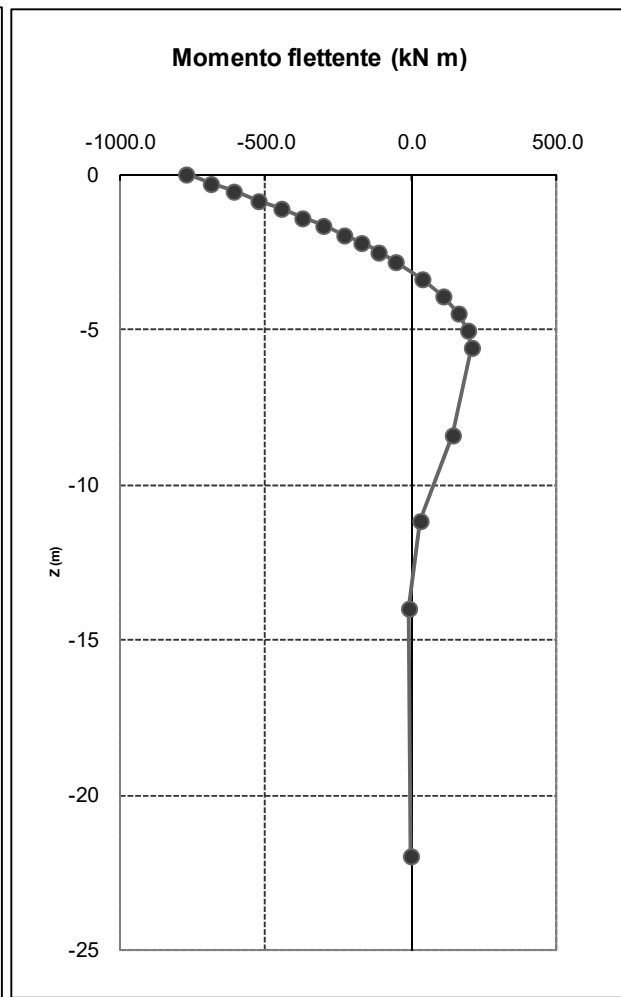
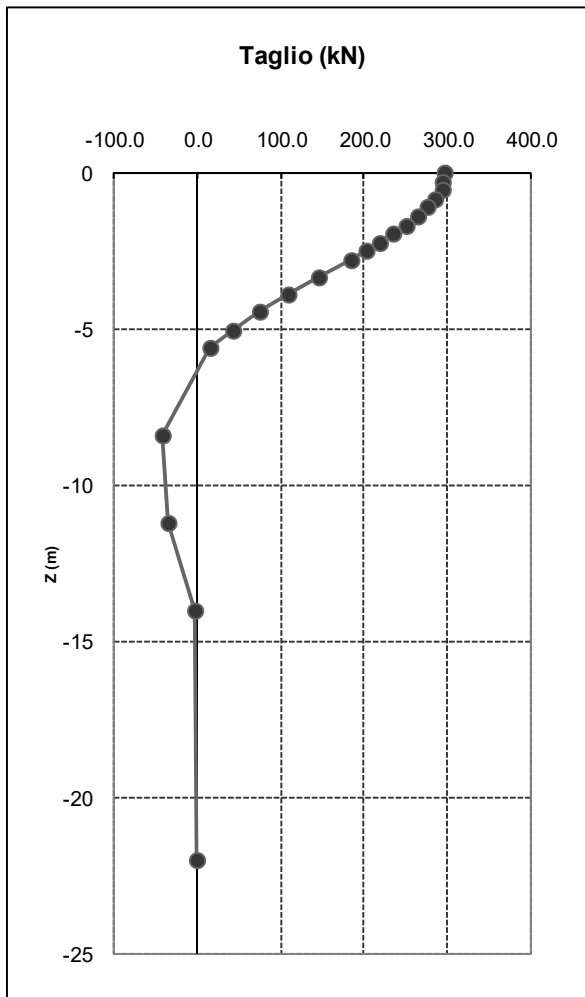
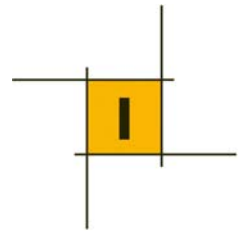
coeff. modulo orizzontale (kN/m ³)	n_h	20000
fattore di rigidezza (m)	T	2.80
L/T	λ	7.86
coeff. di profondità max	Z_{max}	7.9

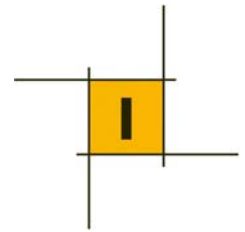
Carichi agenti

carico orizzontale (kN)	Vt	296
momento agente sup. terreno (kNm)	Mt	-770
momento in testa al palo (kNm)	Mtp	-770

Risultati

z/T	z (m)	y (mm)	ϑ (rad)	M (kNm)	V (kN)	P (kN/m)
0.0	0	1.75	3.04E-06	-770.35	296.00	0.00
-0.1	-0.28	1.74	6.42E-06	-687.52	294.67	9.75
-0.2	-0.56	1.72	1.65E-05	-605.57	293.64	19.16
-0.3	-0.84	1.68	3.34E-05	-524.68	284.14	28.24
-0.4	-1.12	1.63	5.57E-05	-446.40	274.79	36.50
-0.5	-1.40	1.57	8.54E-05	-371.66	263.86	44.06
-0.6	-1.68	1.51	1.17E-04	-298.86	250.22	50.51
-0.7	-1.96	1.43	1.56E-04	-230.50	235.37	56.00
-0.8	-2.24	1.35	1.98E-04	-166.51	219.07	60.42
-0.9	-2.52	1.27	2.43E-04	-107.73	201.92	63.70
-1.0	-2.80	1.18	2.91E-04	-54.14	183.67	65.95
-1.2	-3.36	1.00	3.92E-04	38.31	146.23	67.25
-1.4	-3.92	0.83	4.96E-04	109.47	108.95	65.05
-1.6	-4.48	0.67	5.99E-04	160.35	74.18	59.79
-1.8	-5.04	0.52	6.97E-04	192.89	42.83	52.38
-2.0	-5.60	0.39	7.86E-04	208.97	15.71	43.71
-3.0	-8.40	0.01	1.07E-03	140.92	-42.01	2.46
-4.0	-11.19	-0.05	1.12E-03	32.35	-36.06	-10.24
-5.0	-13.99	-0.02	1.12E-03	-7.31	-4.14	-5.06
-7.9	-22.00	0.00	1.10E-03	0.00	0.00	0.00





VIADOTTO SENES - SPALLA A

Calcolo della deformata e delle sollecitazioni agenti in un palo soggetto a forza orizzontale

Metodo di Matlock & Reese

Caso di terreno con modulo variabile con la profondità

Caratteristiche palo

tipologia (p=palo; m=micropalo)		p
diámetro (m)		1.20
lunghezza (m)	L	18.0
modulo elastico cls (kPa)	E_c	33721655
modulo elastico acciaio (kPa)		
modulo elastico di calcolo (kPa)	E	33721655
momento d'inerzia (m ⁴)	I	0.102
resist. caratt. Cls (MPa)	Rck	35
tratto scalzato (m)	l	0

Caratteristiche terreno

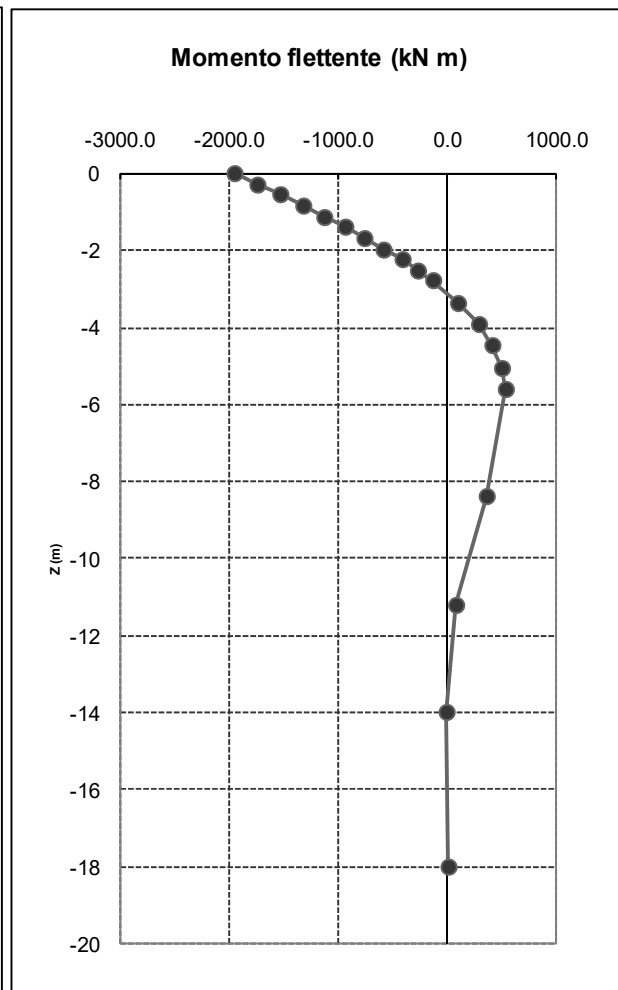
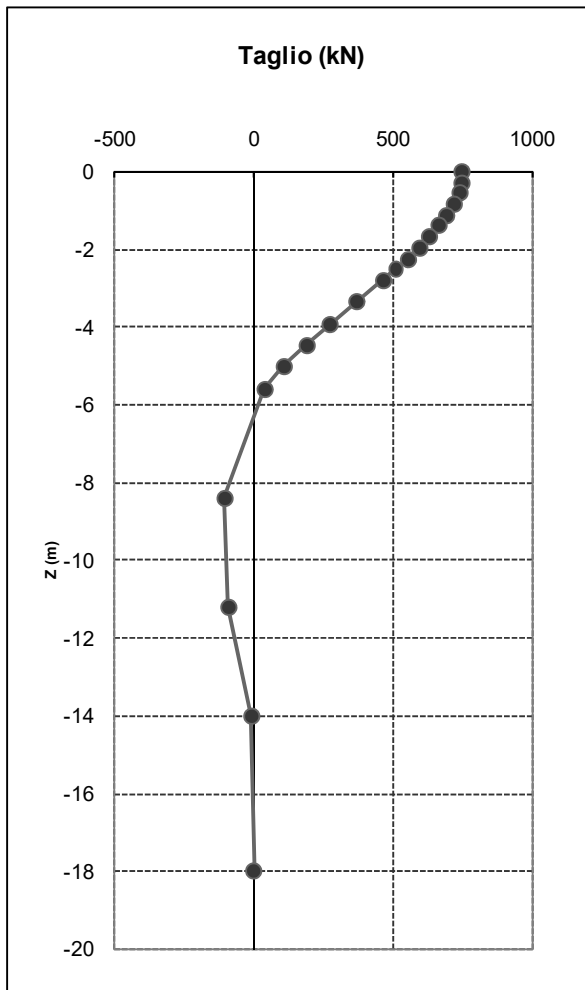
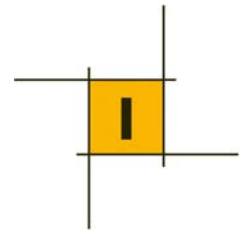
coeff. modulo orizzontale (kN/m ³)	n_h	20000
fattore di rigidezza (m)	T	2.80
L/T	λ	6.43
coeff. di profondità max	Z_{max}	6.4

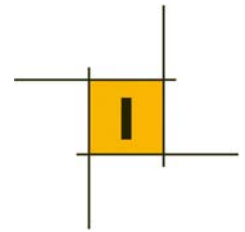
Carichi agenti

carico orizzontale (kN)	Vt	751
momento agente sup. terreno (kNm)	Mt	-1 953
momento in testa al palo (kNm)	Mtp	-1953

Risultati

z/T	z (m)	y (mm)	ϑ (rad)	M (kNm)	V (kN)	P (kN/m)
0.0	0	4.44	7.71E-06	-1953.21	750.50	0.00
-0.1	-0.28	4.42	1.63E-05	-1743.19	747.13	24.71
-0.2	-0.56	4.36	4.20E-05	-1535.41	744.53	48.58
-0.3	-0.84	4.26	8.48E-05	-1330.32	720.43	71.61
-0.4	-1.12	4.14	1.41E-04	-1131.83	696.73	92.54
-0.5	-1.40	3.99	2.17E-04	-942.33	669.00	111.70
-0.6	-1.68	3.82	2.97E-04	-757.76	634.42	128.08
-0.7	-1.96	3.62	3.95E-04	-584.43	596.78	141.99
-0.8	-2.24	3.42	5.01E-04	-422.19	555.45	153.20
-0.9	-2.52	3.21	6.16E-04	-273.13	511.96	161.50
-1.0	-2.80	2.99	7.37E-04	-137.27	465.69	167.21
-1.2	-3.36	2.54	9.94E-04	97.14	370.76	170.50
-1.4	-3.92	2.11	1.26E-03	277.57	276.24	164.93
-1.6	-4.48	1.70	1.52E-03	406.56	188.08	151.60
-1.8	-5.04	1.32	1.77E-03	489.06	108.58	132.81
-2.0	-5.60	0.99	1.99E-03	529.84	39.84	110.81
-3.0	-8.40	0.04	2.72E-03	357.31	-106.50	6.23
-4.0	-11.19	-0.11	2.84E-03	82.03	-91.42	-25.97
-5.0	-13.99	-0.04	2.83E-03	-18.52	-10.48	-12.84
-6.4	-18.00	0.00	2.79E-03	0.00	0.00	0.00





VIADOTTO SENES - SPALLA B

Calcolo della deformata e delle sollecitazioni agenti in un palo soggetto a forza orizzontale

Metodo di Matlock & Reese

Caso di terreno con modulo variabile con la profondità

Caratteristiche palo

tipologia (p=palo; m=micropalo)		p
diámetro (m)		0.80
lunghezza (m)	L	15.0
modulo elastico cls (kPa)	E_c	33721655
modulo elastico acciaio (kPa)		
modulo elastico di calcolo (kPa)	E	33721655
momento d'inerzia (m ⁴)	I	0.020
resist. caratt. CIs (MPa)	Rck	35
tratto scalzato (m)	l	0

Caratteristiche terreno

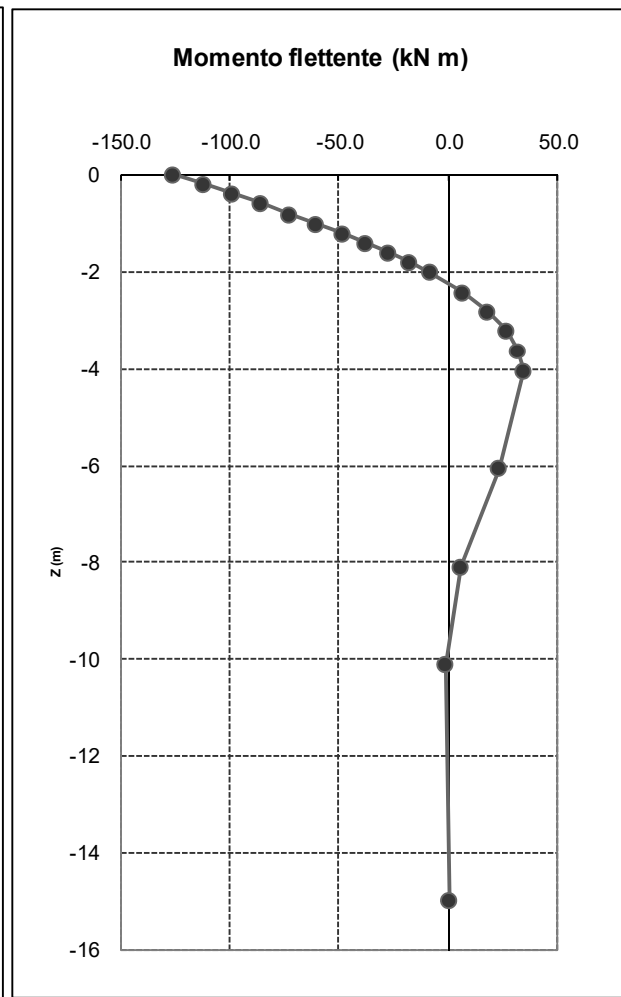
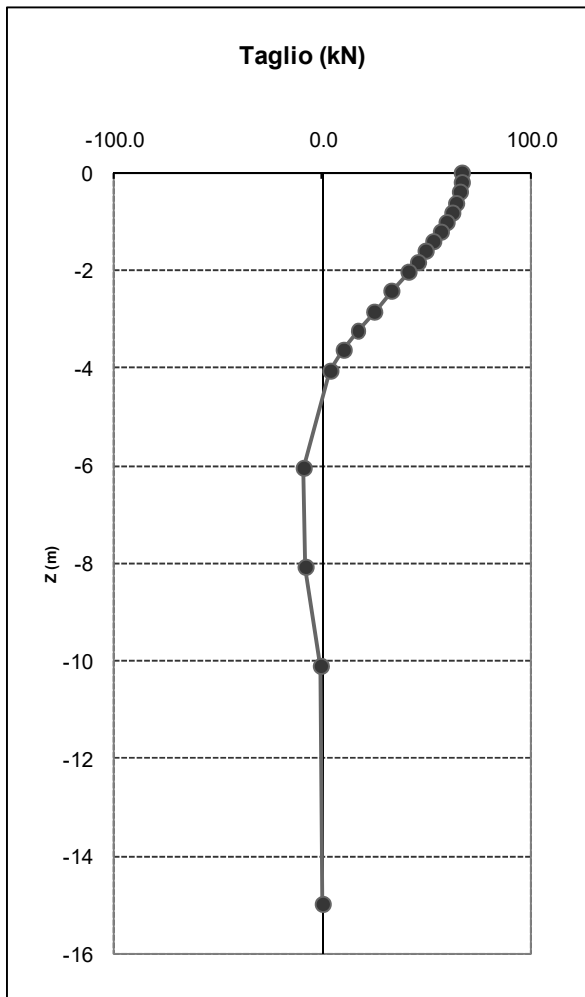
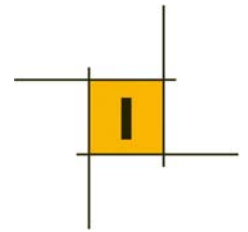
coeff. modulo orizzontale (kN/m ³)	n_h	20000
fattore di rigidezza (m)	T	2.02
L/T	λ	7.41
coeff. di profondità max	Z_{max}	7.4

Carichi agenti

carico orizzontale (kN)	Vt	67
momento agente sup. terreno (kNm)	Mt	-126
momento in testa al palo (kNm)	Mtp	-126

Risultati

z/T	z (m)	y (mm)	ϑ (rad)	M (kNm)	V (kN)	P (kN/m)
0.0	0	0.76	1.82E-06	-126.07	67.00	0.00
-0.1	-0.20	0.75	3.84E-06	-112.51	66.70	3.05
-0.2	-0.40	0.74	9.91E-06	-99.10	66.47	6.00
-0.3	-0.61	0.73	2.00E-05	-85.86	64.32	8.84
-0.4	-0.81	0.71	3.34E-05	-73.05	62.20	11.43
-0.5	-1.01	0.68	5.12E-05	-60.82	59.72	13.79
-0.6	-1.21	0.65	7.02E-05	-48.91	56.64	15.82
-0.7	-1.42	0.62	9.32E-05	-37.72	53.28	17.53
-0.8	-1.62	0.58	1.18E-04	-27.25	49.59	18.92
-0.9	-1.82	0.55	1.45E-04	-17.63	45.70	19.94
-1.0	-2.02	0.51	1.74E-04	-8.86	41.57	20.65
-1.2	-2.43	0.43	2.35E-04	6.27	33.10	21.05
-1.4	-2.83	0.36	2.97E-04	17.91	24.66	20.37
-1.6	-3.24	0.29	3.59E-04	26.24	16.79	18.72
-1.8	-3.64	0.22	4.17E-04	31.57	9.69	16.40
-2.0	-4.05	0.17	4.71E-04	34.20	3.56	13.68
-3.0	-6.07	0.01	6.42E-04	23.06	-9.51	0.77
-4.0	-8.09	-0.02	6.71E-04	5.29	-8.16	-3.21
-5.0	-10.12	-0.01	6.68E-04	-1.20	-0.94	-1.58
-7.4	-15.00	0.00	6.58E-04	0.00	0.00	0.00





8.2 Fondazioni dirette

CONDIZIONI STATICHE

Fondazioni Dirette Verifica in tensioni efficaci

Pista pedonale Latina. Scatolare su Fosso Fantacchiotto

$$q_{lim} = c' \cdot N_c \cdot s_c \cdot d_c \cdot i_c \cdot b_c \cdot g_c + q \cdot N_q \cdot s_q \cdot d_q \cdot i_q \cdot b_q \cdot g_q + 0.5 \cdot \gamma \cdot B \cdot N_\gamma \cdot s_\gamma \cdot d_\gamma \cdot i_\gamma \cdot b_\gamma \cdot g_\gamma$$

D = Profondità del piano di appoggio

e_B = Eccentricità in direzione B ($e_B = Mb/N$)

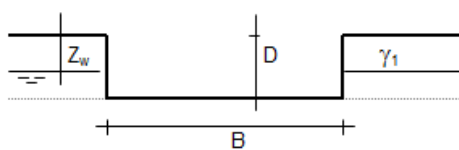
e_L = Eccentricità in direzione L ($e_L = MI/N$) (per fondazione nastriforme $e_L = 0$; $L^* = L$)

B^* = Larghezza fittizia della fondazione ($B^* = B - 2 \cdot e_B$)

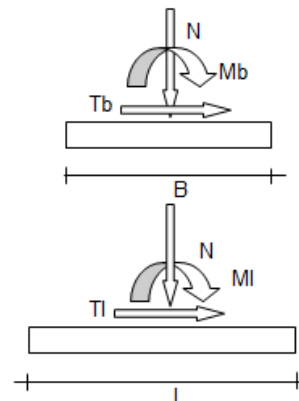
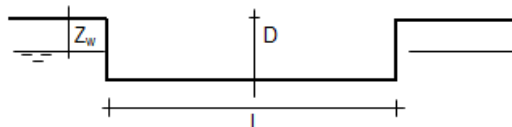
L^* = Lunghezza fittizia della fondazione ($L^* = L - 2 \cdot e_L$)

(per fondazione nastriforme le sollecitazioni agenti sono riferite all'unità di lunghezza)

Metodo di calcolo			coefficienti parziali					
			azioni		proprietà del terreno		resistenze	
			permanenti	temporanee variabili	$\tan \phi'$	c'	q_{lim}	scorr
Stato Limite Ultimo	A1+M1+R1	○	1.30	1.50	1.00	1.00	1.00	1.00
	A2+M2+R2	○	1.00	1.30	1.25	1.25	1.80	1.00
	SISMA	○	1.00	1.00	1.25	1.25	1.80	1.00
	A1+M1+R3	●	1.30	1.50	1.00	1.00	2.30	1.10
	SISMA	○	1.00	1.00	1.00	1.00	2.30	1.10
Tensioni Ammissibili			1.00	1.00	1.00	1.00	3.00	3.00
Definiti dal Progettista			1.35	1.50	1.00	1.00	1.40	1.00

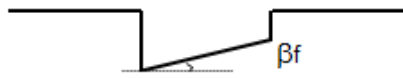
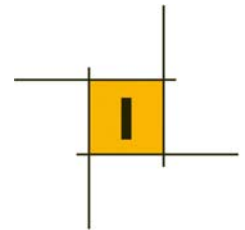


γ, c', ϕ'

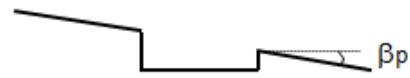


(Per fondazione nastriforme $L = 100$ m)

B = 8.50 (m)
L = 1.00 (m)
D = 1.50 (m)



$$\beta_f = 0.00 \text{ (}^\circ\text{)}$$



$$\beta_p = 0.00 \text{ (}^\circ\text{)}$$

AZIONI

	valori di input		Valori di calcolo
	permanenti	temporanee	
N [kN]	2032.00	467.00	3342.10
Mb [kNm]	516.00	522.00	1453.80
Ml [kNm]	0.00	0.00	0.00
Tb [kN]	701.00	135.00	1113.80
Tl [kN]	0.00	0.00	0.00
H [kN]	701.00	135.00	1113.80

Peso unità di volume del terreno

$$\gamma_1 = 19.50 \text{ (kN/mc)}$$

$$\gamma = 19.50 \text{ (kN/mc)}$$

Valori caratteristici di resistenza del terreno

$$c' = 0.00 \text{ (kN/mq)}$$

$$\varphi' = 38.00 \text{ (}^\circ\text{)}$$

Valori di progetto

$$c' = 0.00 \text{ (kN/mq)}$$

$$\varphi' = 38.00 \text{ (}^\circ\text{)}$$

Profondità della falda

$$Z_w = 5.00 \text{ (m)}$$

$$e_B = 0.43 \text{ (m)}$$

$$e_L = 0.00 \text{ (m)}$$

$$B^* = 7.63 \text{ (m)}$$

$$L^* = 1.00 \text{ (m)}$$

q : sovraccarico alla profondità D

$$q = 29.25 \text{ (kN/mq)}$$

γ : peso di volume del terreno di fondazione

$$\gamma = 13.62 \text{ (kN/mc)}$$

N_c, N_q, N_γ : coefficienti di capacità portante

$$N_q = \tan^2(45 + \varphi'/2) \cdot e^{(\pi \cdot \tan \varphi')}$$

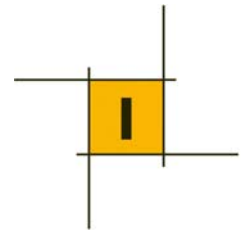
$$N_q = 48.93$$

$$N_c = (N_q - 1) / \tan \varphi'$$

$$N_c = 61.35$$

$$N_\gamma = 2 \cdot (N_q + 1) \cdot \tan \varphi'$$

$$N_\gamma = 78.02$$



s_c, s_q, s_γ : fattori di forma

$$s_c = 1 + B \cdot N_q / (L \cdot N_c)$$

$$s_c = 1.10$$

$$s_q = 1 + B \cdot \tan \varphi' / L$$

$$s_q = 1.10$$

$$s_\gamma = 1 - 0.4 \cdot B / L$$

$$s_\gamma = 0.95$$

i_c, i_q, i_γ : fattori di inclinazione del carico

$$m_b = (2 + B^* / L^*) / (1 + B^* / L^*) = 1.88 \quad \theta = \arctg(T_b/T_l) = 90.00 \quad (^\circ)$$

$$m_l = (2 + L^* / B^*) / (1 + L^* / B^*) = 1.12 \quad m = 1.88 \quad (-)$$

($m=2$ nel caso di fondazione nastriforme e $m=(m_b \sin^2 \theta + m_l \cos^2 \theta)$ in tutti gli altri casi)

$$i_q = (1 - H / (N + B^* L^* c' \cotg \varphi'))^m$$

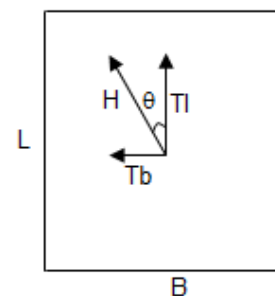
$$i_q = 0.47$$

$$i_c = i_q - (1 - i_q) / (N_q - 1)$$

$$i_c = 0.45$$

$$i_\gamma = (1 - H / (N + B^* L^* c' \cotg \varphi'))^{(m+1)}$$

$$i_\gamma = 0.31$$



d_c, d_q, d_γ : fattori di profondità del piano di appoggio

per $D/B \leq 1$; $d_q = 1 + 2 D \tan \varphi' (1 - \sin \varphi')^2 / B^*$

per $D/B > 1$; $d_q = 1 + (2 \tan \varphi' (1 - \sin \varphi')^2) \cdot \arctan (D / B^*)$

$$d_q = 1.23$$

$$d_c = d_q - (1 - d_q) / (N_c \tan \varphi')$$

$$d_c = 1.23$$

$$d_\gamma = 1$$

$$d_\gamma = 1.00$$



b_c, b_q, b_γ : fattori di inclinazione base della fondazione

$$b_q = (1 - \beta_f \tan\varphi)^2 \quad \beta_f + \beta_p = 0.00 \quad \beta_f + \beta_p < 45^\circ$$

$$b_q = 1.00$$

$$b_c = b_q - (1 - b_q) / (N_c \tan\varphi)$$

$$b_c = 1.00$$

$$b_\gamma = b_q$$

$$b_\gamma = 1.00$$

g_c, g_q, g_γ : fattori di inclinazione piano di campagna

$$g_q = (1 - \tan\beta_p)^2 \quad \beta_f + \beta_p = 0.00 \quad \beta_f + \beta_p < 45^\circ$$

$$g_q = 1.00$$

$$g_c = g_q - (1 - g_q) / (N_c \tan\varphi)$$

$$g_c = 1.00$$

$$g_\gamma = g_q$$

$$g_\gamma = 1.00$$

Carico limite unitario

$$q_{lim} = 1058.29 \quad (\text{kN/m}^2)$$

Pressione massima agente

$$q = N / B^* L^*$$

$$q = 438.02 \quad (\text{kN/m}^2)$$

Verifica di sicurezza capacità portante

$$q_{lim} / \gamma_R = 460.13 \geq q = 438.02 \quad (\text{kN/m}^2)$$

VERIFICA A SCORRIMENTO

Carico agente

$$H_d = 1113.80 \quad (\text{kN})$$

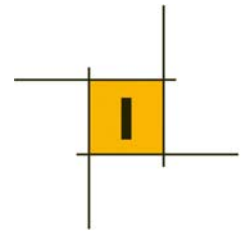
Azione Resistente

$$S_d = N \tan(\varphi) + c^* B^* L^*$$

$$S_d = 2611.13 \quad (\text{kN})$$

Verifica di sicurezza allo scorrimento

$$S_d / \gamma_R = 2373.75 \geq H_d = 1113.80 \quad (\text{kN})$$



CONDIZIONI SISMICHE

Fondazioni Dirette Verifica in tensioni efficaci

Pista pedonale Latina. Scatolare su Fosso Fantacchiotto

$$q_{lim} = c' \cdot N_c \cdot s_c \cdot d_c \cdot i_c \cdot b_c \cdot g_c + q \cdot N_q \cdot s_q \cdot d_q \cdot i_q \cdot b_q \cdot g_q + 0,5 \cdot \gamma \cdot B \cdot N_\gamma \cdot s_\gamma \cdot d_\gamma \cdot i_\gamma \cdot b_\gamma \cdot g_\gamma$$

D = Profondità del piano di appoggio

e_B = Eccentricità in direzione B ($e_B = Mb/N$)

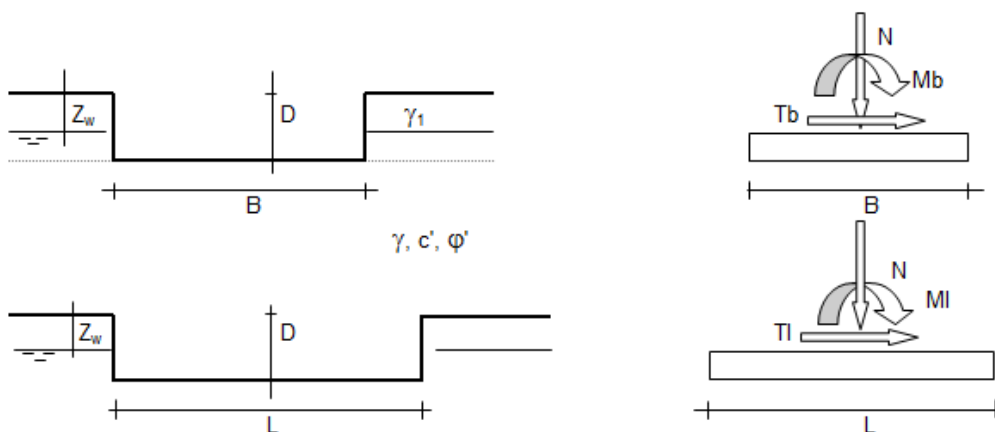
e_L = Eccentricità in direzione L ($e_L = Ml/N$) (per fondazione nastriforme $e_L = 0$; $L^* = L$)

B^* = Larghezza fittizia della fondazione ($B^* = B - 2 \cdot e_B$)

L^* = Lunghezza fittizia della fondazione ($L^* = L - 2 \cdot e_L$)

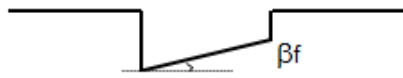
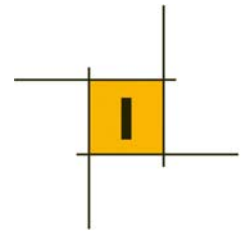
(per fondazione nastriforme le sollecitazioni agenti sono riferite all'unità di lunghezza)

Metodo di calcolo			coefficienti parziali						
			azioni		proprietà del terreno		resistenze		
			permanenti	temporanee variabili	$\tan \phi'$	c'	q_{lim}	scorr	
Stato Limite Ultimo	A1+M1+R1	○	1.30	1.50	1.00	1.00	1.00	1.00	
	A2+M2+R2	○	1.00	1.30	1.25	1.25	1.80	1.00	
	SISMA	○	1.00	1.00	1.25	1.25	1.80	1.00	
	A1+M1+R3	○	1.30	1.50	1.00	1.00	2.30	1.10	
	SISMA	⊙	1.00	1.00	1.00	1.00	2.30	1.10	
Tensioni Ammissibili			○	1.00	1.00	1.00	1.00	3.00	3.00
Definiti dal Progettista			○	1.35	1.50	1.00	1.00	1.40	1.00

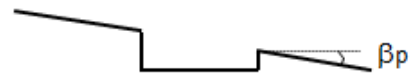


(Per fondazione nastriforme $L = 100$ m)

B = 8.50 (m)
L = 1.00 (m)
D = 1.50 (m)



$$\beta_f = 0.00 \text{ (}^\circ\text{)}$$



$$\beta_p = 0.00 \text{ (}^\circ\text{)}$$

AZIONI

	valori di input		Valori di calcolo
	permanenti	temporanee	
N [kN]	2032.00	0.00	2032.00
Mb [kNm]	516.00	321.00	837.00
Ml [kNm]	0.00	0.00	0.00
Tb [kN]	701.00	76.00	777.00
Tl [kN]	0.00	0.00	0.00
H [kN]	701.00	76.00	777.00

Peso unità di volume del terreno

$$\gamma_1 = 19.50 \text{ (kN/mc)}$$

$$\gamma = 19.50 \text{ (kN/mc)}$$

Valori caratteristici di resistenza del terreno

$$c' = 0.00 \text{ (kN/mq)}$$

$$\varphi' = 38.00 \text{ (}^\circ\text{)}$$

Valori di progetto

$$c' = 0.00 \text{ (kN/mq)}$$

$$\varphi' = 38.00 \text{ (}^\circ\text{)}$$

Profondità della falda

$$Z_w = 5.00 \text{ (m)}$$

$$e_B = 0.41 \text{ (m)}$$

$$e_L = 0.00 \text{ (m)}$$

$$B^* = 7.68 \text{ (m)}$$

$$L^* = 1.00 \text{ (m)}$$

q : sovraccarico alla profondità D

$$q = 29.25 \text{ (kN/mq)}$$

γ : peso di volume del terreno di fondazione

$$\gamma = 13.62 \text{ (kN/mc)}$$

N_c, N_q, N_γ : coefficienti di capacità portante

$$N_q = \tan^2(45 + \varphi'/2) e^{(\pi \cdot \tan \varphi')}$$

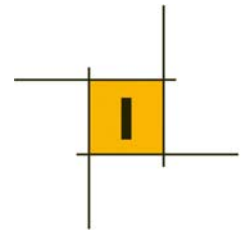
$$N_q = 48.93$$

$$N_c = (N_q - 1) / \tan \varphi'$$

$$N_c = 61.35$$

$$N_\gamma = 2 \cdot (N_q + 1) \cdot \tan \varphi'$$

$$N_\gamma = 78.02$$



s_c, s_q, s_γ : fattori di forma

$$s_c = 1 + B \cdot N_q / (L \cdot N_c)$$

$$s_c = 1.10$$

$$s_q = 1 + B \cdot \tan \varphi' / L$$

$$s_q = 1.10$$

$$s_\gamma = 1 - 0.4 \cdot B / L$$

$$s_\gamma = 0.95$$

i_c, i_q, i_γ : fattori di inclinazione del carico

$$m_b = (2 + B^* / L^*) / (1 + B^* / L^*) = 1.88 \quad \theta = \arctg(T_b/T_l) = 90.00 \quad (^\circ)$$

$$m_l = (2 + L^* / B^*) / (1 + L^* / B^*) = 1.12 \quad m = 1.88 \quad (-)$$

($m=2$ nel caso di fondazione nastriforme e $m=(m_b \sin^2 \theta + m_l \cos^2 \theta)$ in tutti gli altri casi)

$$i_q = (1 - H / (N + B^* L^* c' \cotg \varphi'))^m$$

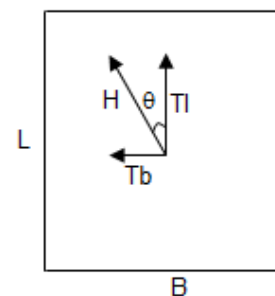
$$i_q = 0.40$$

$$i_c = i_q - (1 - i_q) / (N_q - 1)$$

$$i_c = 0.39$$

$$i_\gamma = (1 - H / (N + B^* L^* c' \cotg \varphi'))^{(m+1)}$$

$$i_\gamma = 0.25$$



d_c, d_q, d_γ : fattori di profondità del piano di appoggio

per $D/B \leq 1$; $d_q = 1 + 2 D \tan \varphi' (1 - \sin \varphi')^2 / B^*$

per $D/B > 1$; $d_q = 1 + (2 \tan \varphi' (1 - \sin \varphi')^2) \cdot \arctan (D / B^*)$

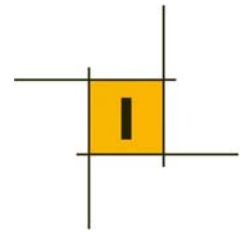
$$d_q = 1.23$$

$$d_c = d_q - (1 - d_q) / (N_c \tan \varphi')$$

$$d_c = 1.23$$

$$d_\gamma = 1$$

$$d_\gamma = 1.00$$



b_c, b_q, b_γ : fattori di inclinazione base della fondazione

$$b_q = (1 - \beta_f \tan\varphi)^2 \quad \beta_f + \beta_p = 0.00 \quad \beta_f + \beta_p < 45^\circ$$

$$b_q = 1.00$$

$$b_c = b_q - (1 - b_q) / (N_c \tan\varphi')$$

$$b_c = 1.00$$

$$b_\gamma = b_q$$

$$b_\gamma = 1.00$$

g_c, g_q, g_γ : fattori di inclinazione piano di campagna

$$g_q = (1 - \tan\beta_p)^2 \quad \beta_f + \beta_p = 0.00 \quad \beta_f + \beta_p < 45^\circ$$

$$g_q = 1.00$$

$$g_c = g_q - (1 - g_q) / (N_c \tan\varphi')$$

$$g_c = 1.00$$

$$g_\gamma = g_q$$

$$g_\gamma = 1.00$$

Carico limite unitario

$$q_{lim} = 905.56 \quad (\text{kN/m}^2)$$

Pressione massima agente

$$q = N / B^* L^*$$

$$q = 264.71 \quad (\text{kN/m}^2)$$

Verifica di sicurezza capacità portante

$$q_{lim} / \gamma_R = 393.72 \geq q = 264.71 \quad (\text{kN/m}^2)$$

VERIFICA A SCORRIMENTO

Carico agente

$$H_d = 777.00 \quad (\text{kN})$$

Azione Resistente

$$S_d = N \tan(\varphi') + c' B^* L^*$$

$$S_d = 1587.57 \quad (\text{kN})$$

Verifica di sicurezza allo scorrimento

$$S_d / \gamma_R = 1443.25 \geq H_d = 777.00 \quad (\text{kN})$$