

COMMITTENTE:



PROGETTAZIONE:



**DIRETTRICE FERROVIARIA MESSINA-CATANIA-PALERMO
NODO DI CATANIA**

U.O. OPERE CIVILI E GESTIONE DELLE VARIANTI

PROGETTO DEFINITIVO

**INTERRAMENTO LINEA PER IL PROLUNGAMENTO DELLA PISTA
DELL'AEROPORTO DI FONTANAROSSA E PER LA MESSA A STI DEL
TRATTO DI LINEA INTERESSATO.**

MACROFASE FUNZIONALE 1

LOTTO 2

Bretella CT-SR e Fascio A-P di prima fase e Collegamento Fascio A-P-Interporto - OPERE CIVILI
Ponti Ferroviari - VI01 Ponte sul Buttaceto Ramo Catania - Siracusa km 1+150 - Relazione geotecnica e di calcolo delle fondazioni

SCALA:

-

COMMESSA LOTTO FASE ENTE TIPO DOC. OPERA/DISCIPLINA PROGR. REV.

RS3H 02 D 09 CL VI0100 001 A

Rev.	Descrizione	Redatto	Data	Verificato	Data	Approvato	Data	Aut. Autorizzato Data
A	Emissione esecutiva	L.Nani	Febbraio 2020	A.Ferri	Febbraio 2020	S.Vanfiori	Febbraio 2020	A.Vittozzi Febbraio 2020

ITALFERR S.p.A.
U.O. Opere Civili e Gestione delle varianti
Dott. Ing. Angela Vittozzi
Ordine degli Ingegneri della Provincia di Roma
N° A.20783

File: RS3H.0.2.D.09.CL.VI.01.0.0.001.A

U.O. E. b.:

INDICE

1	PREMESSA	3
1.1	DESCRIZIONE DELL'OPERA	3
2	NORMATIVA DI RIFERIMENTO.....	5
3	MATERIALI	6
3.1	CALCESTRUZZO FONDAZIONI PILE E SPALLE.....	6
3.2	ACCIAIO PER C.A. (ARMATURA ORDINARIA)	6
4	CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA.....	8
4.1	STRATIGRAFIA.....	9
5	PALIFICATE DI FONDAZIONE	10
5.1	MODULO DI REAZIONE ORIZZONTALE DEL TERRENO	10
5.2	MOMENTO ADIMENSIONALE LUNGO IL PALO	11
5.3	CONTROLLO DELLA MOBILITAZIONE DELLA SPINTA ATTIVA IN CONDIZIONI SISMICHE	12
5.4	CALCOLO CAPACITÀ PORTANTE.....	13
5.5	VERIFICA A CARICO LIMITE ORIZZONTALE DEI PALI.....	14
6	VERIFICHE GEOTECNICHE	16
6.1	CONTROLLO DELLA MOBILITAZIONE DELLA SPINTA ATTIVA IN CONDIZIONI SISMICHE	16
6.2	DETERMINAZIONE DEL MOMENTO ADIMENSIONALE	17
6.3	AZIONI DI CALCOLO.....	19
6.4	VERIFICA DI CAPACITÀ PORTANTE.....	21
6.5	VERIFICA A CARICO ORIZZONTALE	25
6.5.1	Verifica statica CD.....	26
6.5.2	Verifica statica CND	28
6.5.3	Verifica sismica CND.....	30

1 PREMESSA

Il presente documento si inserisce nell'ambito della redazione degli elaborati tecnici di progetto definitivo delle opere d'arte e delle opere interferite relative all'interramento di Catania.

In particolare si tratterà il dimensionamento delle fondazioni in corrispondenza del viadotto VI01.

Le analisi strutturali e le verifiche di sicurezza sono state effettuate secondo il DM 17 gennaio 2018.

1.1 Descrizione dell'opera

Nella presente relazione sono illustrati i calcoli e le verifiche geotecniche dei pali di fondazione relativi al viadotto VI01 che si sviluppa dalla progressiva 1+275.00km alla progressiva 1+355.00 km.

Si riportano di seguito le sezioni dell'opera:

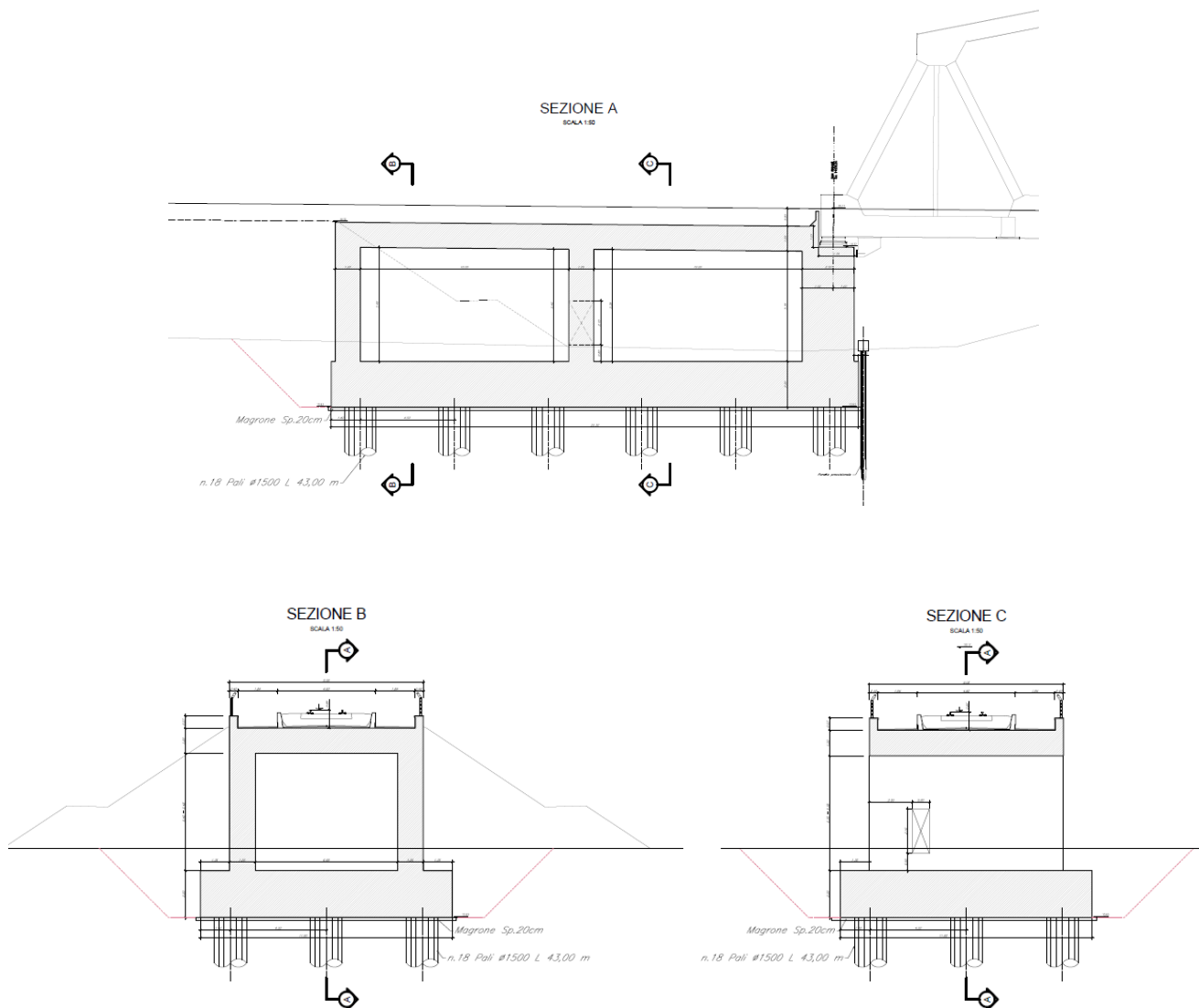


Figura 1 _ Sezioni longitudinale e trasversale di riferimento VI01.

La fondazione presenta dei pali con un diametro di 1500 mm, lunghi 43 m, con quota testa palo a 3 m dal piano campagna.

Sono presenti un totale di 18 pali disposti ad un interasse di 4.5 metri su 3 file.

Si riporta di seguito la pianta dello spiccato:

PIANTA SPICCATO

SCALA 1:50

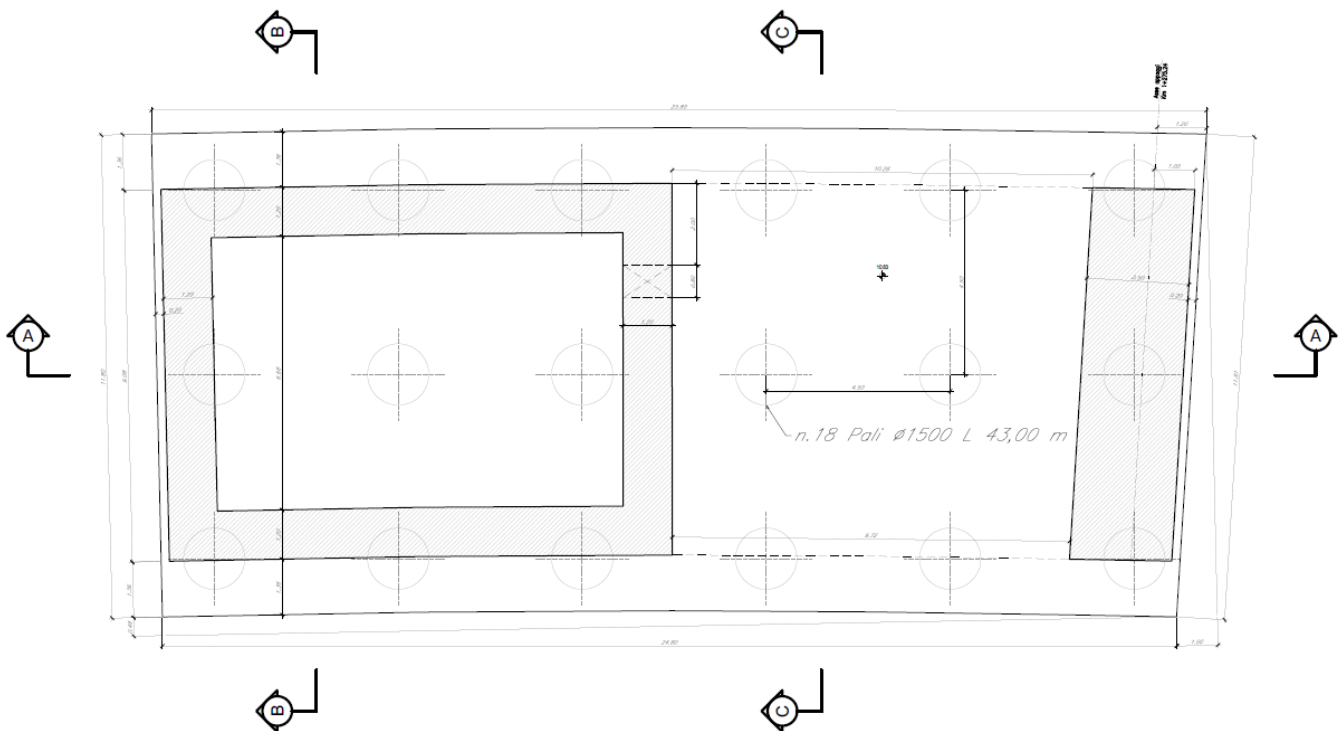


Figura 2 _ Pianta VI01.

2 **NORMATIVA DI RIFERIMENTO**

[N.1]. Norme Tecniche per le Costruzioni - D.M. 17-01-18 (NTC-2018);

[N.2]. Circolare n. 7 del 21 gennaio 2019 - Istruzioni per l'Applicazione dell'aggiornamento delle Norme Tecniche per le Costruzioni di cui al Decreto Ministeriale 17 gennaio 2018;

[N.3]. Regolamento (UE) N. 1299/2014 della Commissione del 18 novembre 2014 relativo alle specifiche tecniche di interoperabilità per il sottosistema «infrastruttura» del sistema ferroviario dell'Unione europea, modificato dal Regolamento di esecuzione (UE) N° 2019/776 della Commissione del 16 maggio 2019

[N.4]. Eurocodici EN 1991-2: 2003/AC:2010 – Eurocodice 1 – Parte 2

[N.5]. RFI DTC SI MA IFS 001 C del 21-12-18 - Manuale di Progettazione delle Opere Civili

3 MATERIALI

Si riportano di seguito i materiali previsti per la realizzazione delle strutture, suddivisi per elemento costruttivo.

3.1 Calcestruzzo fondazioni pile e spalle

Classe	C25/30		
R_{ck}	30	MPa	resistenza caratteristica cubica
f_{ck}	25	MPa	resistenza caratteristica cilindrica
f_{cm}	30	MPa	valor medio resistenza cilindrica
α_{cc}	0,85		coeff. rid. Per carichi di lunga durata
γ_M	1,5	-	coefficiente parziale di sicurezza SLU
f_{cd}	14.16	MPa	resistenza di progetto
f_{ctm}	2.56	MPa	resistenza media a trazione semplice
f_{ctm}	3,07	MPa	resistenza media a trazione per flessione
f_{ctk}	1.9	MPa	valore caratteristico resistenza a trazione
E_{cm}	30588	MPa	Modulo elastico di progetto
ν	0,2		Coefficiente di Poisson
G_c	13894	MPa	Modulo elastico Tangenziale di progetto
c	50	mm	Copri ferro minimo
XC4			Classe di esposizione

3.2 Acciaio per c.a. (armatura ordinaria)

B450C			
$f_{yk} \geq$	450	MPa	tensione caratteristica di snervamento
$f_{tk} \geq$	540	MPa	tensione caratteristica di rottura
$(f_t/f_y)_k \geq$	1,15		
$(f_t/f_y)_k <$	1,35		

Relazione geotecnica e di calcolo delle fondazioni

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RS3H	02	D09CL	VI01 00 001	A	7 di 31

$\gamma_s =$	1,15	-	coefficiente parziale di sicurezza SLU
$f_{yd} =$	391,3	MPa	tensione caratteristica di snervamento
$E_s =$	200000	MPa	Modulo elastico di progetto
$\epsilon_{yd} =$	0,196%		deformazione di progetto a snervamento
$\epsilon_{uk} = (A_{gt})_k$	7,50%		deformazione caratteristica ultima

4 CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA

Nel presente capitolo si riporta la caratterizzazione geotecnica per il viadotto in esame, valutata sulla base dell'interpretazione delle indagini geotecniche svolte in prossimità dell'opera.

La stratigrafia di riferimento finalizzata al dimensionamento delle palificate di fondazione è rappresentata nel profilo stratigrafico longitudinale, riportato nella seguente figura:

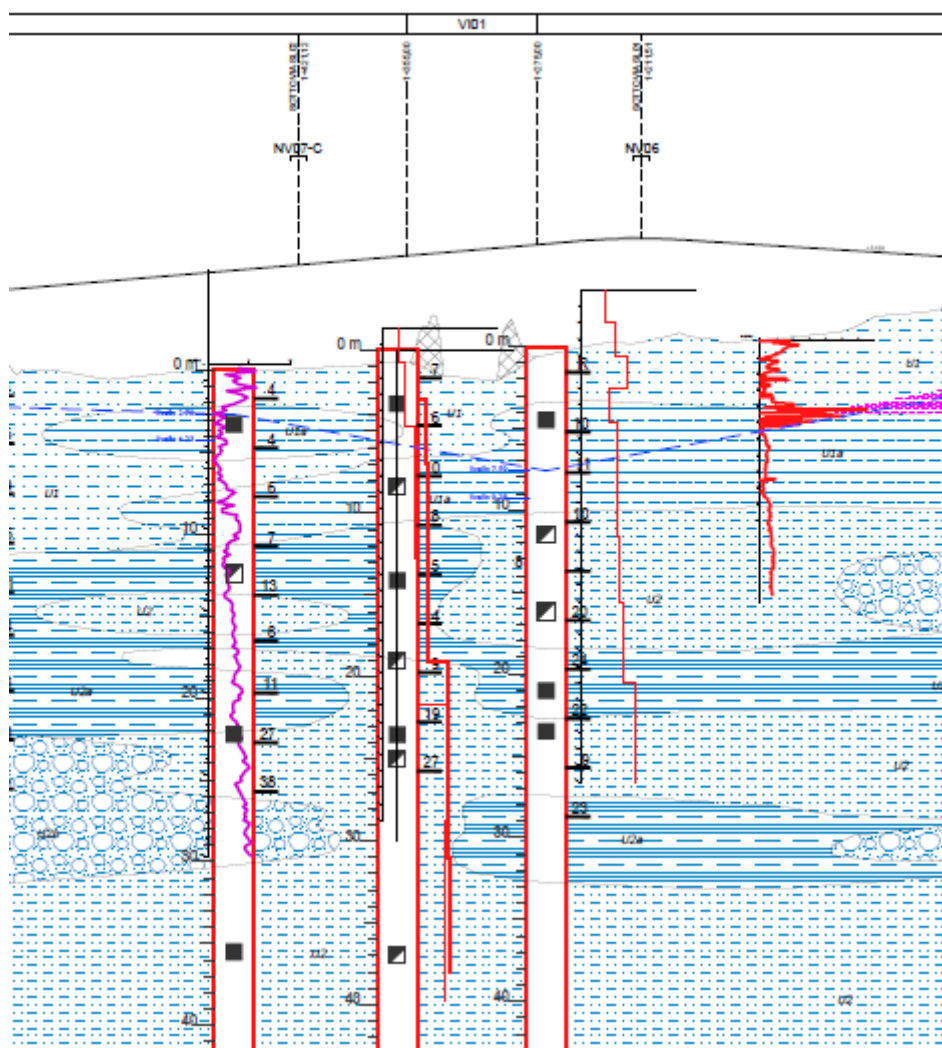


Figura 3 _ Profilo geotecnico.

Per maggiori dettagli sulla caratterizzazione geotecnica si rimanda alla Relazione geotecnica generale.

4.1 Stratigrafia

La stratigrafia lungo lo sviluppo del viadotto è indicata nella tabella sottostante:

Profondità da p.c. [m]	Unità geotecnica
Da 0.0 a 5.5	Unità U1
Da 5.5 a 9.5	Unità U1a
Da 9.5 a 18.0	Unità U2a
Da 18.0 a 50.0	Unità U2

Tabella 1 _ Stratigrafia terreno.

mentre i parametri meccanici delle unità geotecniche sono i seguenti:

Unità geotecnica	γ (kN/m ³)	ϕ (°)	(N _{SPT}) _m	cu (kN/m ²)
Unità U1	18.5	28	13	-
Unità U1a	19.0	23	14	40
Unità U2a	19.5	23	25	100
Unità U2	19.5	29	30	

Tabella 2 _ Caratteristiche meccaniche unità geotecniche.

La falda è posta a 4.5 m al di sotto del piano campagna.

5 PALIFICATE DI FONDAZIONE

Nel presente capitolo si riportano le procedure di calcolo dei pali per l'opera in esame.

5.1 Modulo di reazione orizzontale del terreno

Lo studio dell'interazione tra palo soggetto ai carichi orizzontali ed il terreno viene effettuato ricorrendo alla teoria di Matlock e Reese che si basa sul noto modello di suolo alla Winkler (elastico-lineare), caratterizzato da un modulo di reazione orizzontale del terreno (E_{MR}) definito come il rapporto fra la reazione del terreno per unità di lunghezza del palo (p) ed il corrispondente spostamento orizzontale (y): $E_{MR} = p / y$.

Definito il coefficiente di sottofondo alla Winkler (K_W), per un palo di diametro D , si ha questa relazione con il modulo di reazione orizzontale palo-terreno:

$$E_{MR} = K_W \cdot D$$

L'andamento del modulo di reazione orizzontale con la profondità è funzione principalmente del tipo di terreno.

Per i terreni incoerenti si assume in genere una legge di variazione lineare caratterizzata dai seguenti parametri:

$$k_h = n_h \cdot z/D \quad [FL^{-3}]$$

dove:

k_h = coefficiente di reazione del terreno;

z = profondità a partire dalla sommità del palo.

Stato addensamento	Sciolto	Medio	Denso
n_h [N/cm ³], sabbie non immerse	2.5	7.5	20
n_h [N/cm ³], sabbie immerse	1.5	5	12

Tabella 3 _ Valori caratteristici di n_h .

Per i terreni coesivi si assume in genere una legge del tipo:

$$k_h = \xi \cdot c_u/D, \text{ con } \xi = 400,$$

corrispondenti a valori secanti del modulo E_{MR} per pali isolati con basse deformazioni.

Per le fondazioni dei viadotti in esame si considera:

$$n_h = 5000 \text{ kN/m}^3$$

testa palo a 3 m dal p.c.

5.2 Momento adimensionale lungo il palo

Per ricavare il momento adimensionalizzato lungo il fusto del palo si ricorre al metodo di Matlock e Reese (1956) che, utilizzando il metodo delle differenze finite, hanno risolto il problema del palo soggetto ad un carico orizzontale, mediante l'impiego di parametri adimensionali.

Nel caso in esame, considerando l'andamento del modulo di reazione orizzontale palo-terreno (E_{MR} , che verrà definito nel seguente paragrafo), si ricorre al metodo degli elementi finiti, adimensionalizzando la soluzione come segue:

$$M_0 = \alpha_m \cdot H_0$$

$$M(z) = M_0 \cdot M_{ad}(z)$$

essendo:

H_0 = azione tagliante in testa palo [F];

M_0 = azione flettente, conseguente ad H_0 , in testa al palo;

α_m = rapporto momento taglio in testa palo nell'ipotesi di rotazione impedita [L];

M_{ad} = momento flettente adimensionale lungo il fusto del palo.

Per terreni coesivi dove si considera k_h costante con la profondità, la lunghezza caratteristica vale :

$$\lambda = \sqrt[4]{\frac{4EJ}{k_h \cdot D}}$$

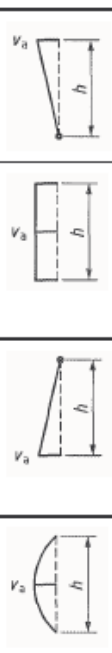
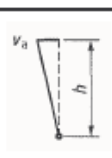
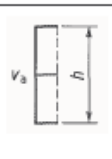

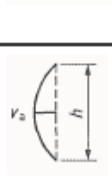
Mentre per terreni incoerenti dove si considera k_h variabile con la profondità, la lunghezza caratteristica vale :

$$\lambda = \sqrt[5]{\frac{EJ}{n_h}}$$

5.3 Controllo della mobilitazione della spinta attiva in condizioni sismiche

Per il calcolo della spinta attiva del terreno sulle opere di sostegno, occorre tenere presente che la mobilitazione della spinta attiva avviene per spostamenti di entità contenuta, come si evince dalla seguente tabella desunta dall'EC7 - Parte 1 – Annesso C:

Table C.1 — Ratios v_a/h

Kind of wall movement		v_a/h	v_a/h
		loose soil %	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 4 _ Valori limite di spostamento minimo in testa al palo.

In condizioni statiche, per i muri di sostegno e per le spalle di ponti e viadotti fondati su pali, si ipotizza che gli spostamenti siano di entità inferiore alla mobilitazione della spinta attiva e si procederà al calcolo delle spinte adottando il coefficiente di spinta a riposo:

$$k_0 = 1 - \sin \varphi.$$

In condizioni sismiche, l'entità degli spostamenti dipende principalmente dall'intensità dell'azione sismica e dalla rigidità del sistema pali – terreno; pertanto, la possibilità di ammettere la mobilitazione della spinta attiva è subordinata alla valutazione degli spostamenti dell'opera. Il confronto con i valori di riferimento per la mobilitazione della spinta attiva sarà effettuato in accordo con lo schema b della tabella estratta dall'EC7 per terreni addensati. l'altezza h rispetto alla quale effettuare la verifica corrisponde all'altezza totale dell'opera su cui agisce spinta del terreno, comprensiva dello spessore di fondazione.

Nel caso in cui si ha la mobilitazione della spinta attiva, viene effettuato il calcolo della spinta attiva in condizioni sismiche con la Teoria di Mononobe – Okabe.

5.4 Calcolo capacità portante

La capacità portante per le fondazioni del viadotto è stata valutata per pali di grande diametro, considerando l'Approccio 2 (A1+M1+R3) di normativa e quindi con i seguenti coefficienti parziali sulle resistenze di base e laterale:

N. 1 verticale di indagine, da cui $\xi_3 = 1.70$,

F_{SL} = fattore di sicurezza per la portata laterale a compressione ($=\xi_3 \cdot \gamma_s = 1.96$).

$F_{SL,t}$ = fattore di sicurezza per la portata laterale a trazione ($=\xi_3 \cdot \gamma_{st} = 2.13$).

F_{SB} = fattore di sicurezza per la portata di base ($=\xi_3 \cdot \gamma_b = 2.3$).

Resistenza	Simbolo	Pali infissi	Pali trivellati	Pali ad elica continua
	γ_R	(R3)	(R3)	(R3)
Base	γ_b	1,15	1,35	1,3
Laterale in compressione	γ_s	1,15	1,15	1,15
Totale (*)	γ	1,15	1,30	1,25
Laterale in trazione	γ_{st}	1,25	1,25	1,25

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

Tabella 5 _ Coefficienti parziali γ_R da applicare alle resistenze caratteristiche a carico verticale dei pali.

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

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

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

Tabella 6 _ Fattori di correlazione ξ per la determinazione della resistenza caratteristica in funzione del numero di verticali d'indagine.

Quindi per la verifica di capacità portante del palo si dovranno verificare le seguenti due condizioni:

$N_{max,SLU} < Q_d$, la massima sollecitazione assiale (sia statica, che sismica) allo SLU dovrà essere inferiore alla portata di progetto del palo;

$N_{max,SLE} < Q_{II} / 1.25$ la massima sollecitazione assiale allo SLE RARA dovrà essere inferiore alla portata laterale limite del palo con un fattore di sicurezza di 1.25.

5.5 Verifica a carico limite orizzontale dei pali

Per la verifica del carico limite orizzontale si fa riferimento alla teoria di Broms per il caso di pali con rotazione in testa impedita.

Le equazioni con cui si determina il carico limite a forze orizzontali dei pali sono definite di seguito al variare del tipo di meccanismo considerato. Per tenere conto degli effetti di gruppo per la verifica a carico limite orizzontale si assume un coefficiente pari a 0.8.

In terreni coesivi si ha:

$$\text{Palo corto:} \quad H = 9c_u d^2 \left(\frac{L}{d} - 1.5 \right)$$

$$\text{Palo intermedio:} \quad H = -9c_u d^2 \left(\frac{L}{d} + 1.5 \right) + 9c_u d^2 \sqrt{2 \left(\frac{L}{d} \right)^2 + \frac{4}{9} \frac{M_y}{c_u d^3}} + 4.5$$

$$\text{Palo lungo:} \quad H = -13.5c_u d^2 + c_u d^2 \sqrt{182.25 + 36 \frac{M_y}{c_u d^3}}$$

dove :

H = carico limite orizzontale del palo;

c_u = resistenza non drenata del terreno;

M_y = momento di plasticizzazione del palo;

L = lunghezza del palo;

d = diametro del palo.

In terreni incoerenti si ha (vedasi figura seguente):

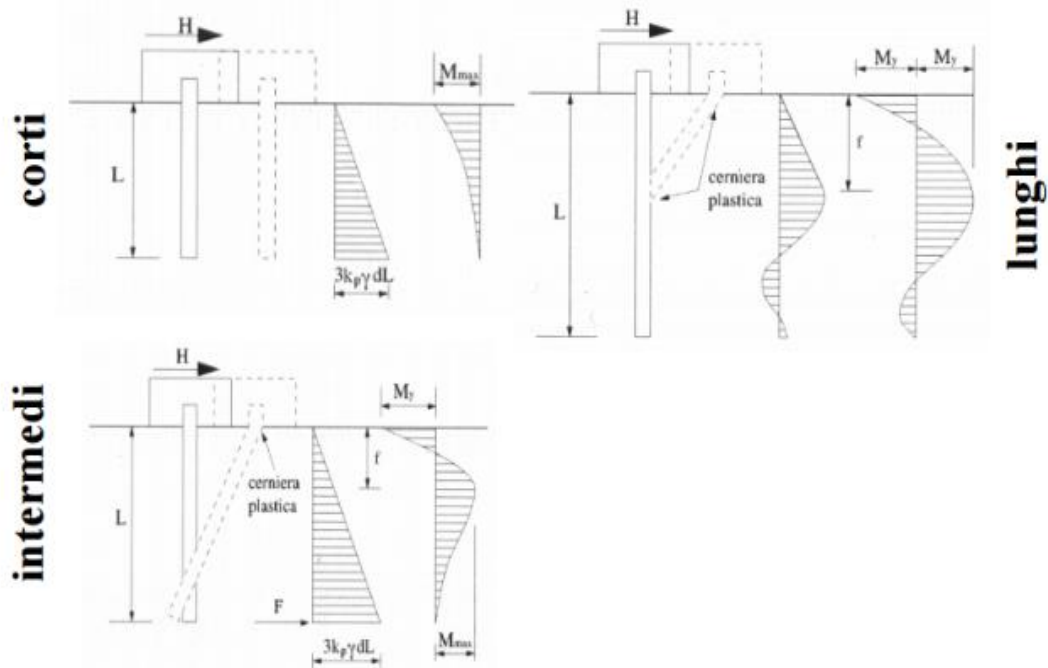
$$\text{Palo corto:} \quad H = 1.5k_p \gamma d^3 \left(\frac{L}{d} \right)^2$$

$$\text{Palo intermedio:} \quad H = \frac{1}{2} k_p \gamma d^3 \left(\frac{L}{d} \right)^2 + \frac{M_y}{L}$$

$$\text{Palo lungo:} \quad H = k_p \gamma d^3 \sqrt[3]{\left(3.676 \frac{M_y}{k_p \gamma d^4} \right)^2}$$

Dove, oltre ai termini già definiti,

k_p = coefficiente di spinta passiva.



Il valore di H dovrà essere confrontato con il massimo valore del taglio agente sul palo al variare delle combinazioni (Vpd); il valore determinato con la teoria di Broms dovrà essere ridotto secondo quanto prevede la normativa vigente.

$$H_{lim} = \frac{H}{\xi \cdot \gamma_T} \geq V_{pd}$$

dove:

H = valore limite in funzione del meccanismo attivato;

ξ = fattore di correlazione in funzione delle verticali indagate;

γ_T = fattore di resistenza laterale secondo la tabella di seguito riportata.

Resistenze Caratteristiche (R)	R1	R2	R3
Resistenza laterale:	1.00	1.60	1.30

Tabella 7 _ Coefficienti di sicurezza resistenza laterale.

6 VERIFICHE GEOTECNICHE

6.1 Controllo della mobilitazione della spinta attiva in condizioni sismiche

Dall'analisi svolta preliminarmente sulla spalla, si ottiene un taglio sul palo pari ad 1547 kN.

Essendo il terreno più superficiale appartenente all'unità U1, corrispondente a un terreno incoerente, k_h varia linearmente con la profondità, secondo la seguente formula:

$$k_h = n_h \cdot z/D$$

Per le fondazioni dei viadotti in esame si considera:

$$n_h = 5000 \text{ kN/m}^3$$

testa palo a 3 m dal p.c.

Lo spostamento risultante alla testa del palo risulta essere pari ad $v_a = 15.16$ mm.

Essendo l'altezza totale dell'opera pari a 8.8 m, si ottiene:

$$v_a/h = 0.17\% > 0.05\% \text{ (EC7 – Parte 1 – annesso C)}$$

Pertanto la condizione di spinta attiva risulta verificata, e si procederà ad un'analisi sismica secondo la Teoria di Monobe-Okabe.

Caso di terreno con modulo variabile con la profondità

Caratteristiche palo				Caratteristiche terreno			
tipologia (p=palo; m=micropalo)		p		coeff. modulo orizzontale (kN/m ³)	n_h	5000	
diametro (m)		1.50		fattore di rigidezza (m)	T	4.35	
lunghezza (m)	L	43.0		L/T	λ	9.89	
modulo elastico cls (kPa)	E_c	3.122E+07		coeff. di profondità max	Z_{max}	9.9	
modulo elastico acciaio (kPa)							
modulo elastico di calcolo (kPa)	E	3.122E+07					
momento d'inerzia (m ⁴)	I	0.249					
resist. caratt. Cls (MPa)	Rck	30					
tratto scalzato (m)	l	0					
Carichi agenti							
				carico orizzontale (kN)	Vt	1547.0	
				momento di incastro (kNm)	Mt	-6,253.6	
Risultati							
z/T	z (m)	y (mm)	ψ (rad)	M (kNm)	V (kN)	P (kN/m)	
0.0	0	15.16	1.70E-05	-6253.65	1547.00	0.00	
-0.1	-0.43	15.09	3.58E-05	-5581.21	1540.05	32.80	
-0.2	-0.87	14.89	9.23E-05	-4915.97	1534.69	64.46	
-0.3	-1.30	14.56	1.86E-04	-4259.34	1485.03	95.03	
-0.4	-1.74	14.14	3.11E-04	-3623.82	1436.16	122.81	
-0.5	-2.17	13.63	4.77E-04	-3017.08	1379.01	148.24	
-0.6	-2.61	13.05	6.54E-04	-2426.15	1307.73	169.97	
-0.7	-3.04	12.38	8.68E-04	-1871.19	1230.14	188.43	
-0.8	-3.48	11.69	1.10E-03	-1351.73	1144.93	203.31	
-0.9	-3.91	10.96	1.35E-03	-874.50	1055.30	214.33	
-1.0	-4.35	10.21	1.62E-03	-439.50	959.91	221.90	
-1.2	-5.22	8.69	2.19E-03	311.00	764.25	226.27	
-1.4	-6.09	7.20	2.77E-03	888.69	569.42	218.88	
-1.6	-6.95	5.80	3.34E-03	1301.70	387.69	201.19	
-1.8	-7.82	4.50	3.89E-03	1565.83	223.82	176.25	
-2.0	-8.69	3.39	4.38E-03	1696.42	82.11	147.06	
-3.0	-13.04	0.13	5.98E-03	1144.01	-219.53	8.27	
-4.0	-17.39	-0.39	6.25E-03	262.65	-188.44	-34.47	
-5.0	-21.73	-0.15	6.23E-03	-59.31	-21.61	-17.03	
-6.0	-26.08	0.00	6.13E-03	0.00	0.00	0.00	

6.2 Determinazione del momento adimensionale

Nella tabella seguente si riportano i valori di α_M e il momento adimensionale lungo il palo per pali $D = 1500$ mm in terreni non liquefacibili, considerando il caso di terreni incoerenti, presenti per la maggior parte per il viadotto VI01.

Palo	α_m [m]
D=1500mm	4.04

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

		p
tipologia (p=palo; m=micropalo)		
diámetro (m)		1.50
lunghezza (m)	L	43.0
modulo elastico cls (kPa)	E_c	3.122E+07
modulo elastico acciaio (kPa)		
modulo elastico di calcolo (kPa)	E	3.122E+07
momento d'inerzia (m ⁴)	I	0.249
resist. caratt. Cls (MPa)	Rck	30
tratto scalzato (m)	l	0

Caratteristiche terreno

coeff. modulo orizzontale (kN/m ³)	n_h	5000
fattore di rigidità (m)	T	4.35
L/T	λ	9.89
coeff. di profondità max	Z_{max}	9.9

Carichi agenti

carico orizzontale (kN)	V_t	0.2
momento di incastro (kNm)	M_t	-1.0

Risultati

z/T	z (m)	y (mm)	ψ (rad)	M (kNm)	V (kN)	P (kN/m)
0.0	0	0.00	2.71E-09	-1.00	0.25	0.00
-0.1	-0.43	0.00	5.71E-09	-0.89	0.25	0.01
-0.2	-0.87	0.00	1.47E-08	-0.78	0.25	0.01
-0.3	-1.30	0.00	2.98E-08	-0.68	0.24	0.02
-0.4	-1.74	0.00	4.96E-08	-0.58	0.23	0.02
-0.5	-2.17	0.00	7.61E-08	-0.48	0.22	0.02
-0.6	-2.61	0.00	1.04E-07	-0.39	0.21	0.03
-0.7	-3.04	0.00	1.39E-07	-0.30	0.20	0.03
-0.8	-3.48	0.00	1.76E-07	-0.22	0.18	0.03
-0.9	-3.91	0.00	2.16E-07	-0.14	0.17	0.03
-1.0	-4.35	0.00	2.59E-07	-0.07	0.15	0.04
-1.2	-5.22	0.00	3.49E-07	0.05	0.12	0.04
-1.4	-6.09	0.00	4.42E-07	0.14	0.09	0.03
-1.6	-6.95	0.00	5.33E-07	0.21	0.06	0.03
-1.8	-7.82	0.00	6.20E-07	0.25	0.04	0.03
-2.0	-8.69	0.00	7.00E-07	0.27	0.01	0.02
-3.0	-13.04	0.00	9.55E-07	0.18	-0.04	0.00
-4.0	-17.39	0.00	9.98E-07	0.04	-0.03	-0.01
-5.0	-21.73	0.00	9.94E-07	-0.01	0.00	0.00
-6.0	-26.08	0.00	9.79E-07	0.00	0.00	0.00

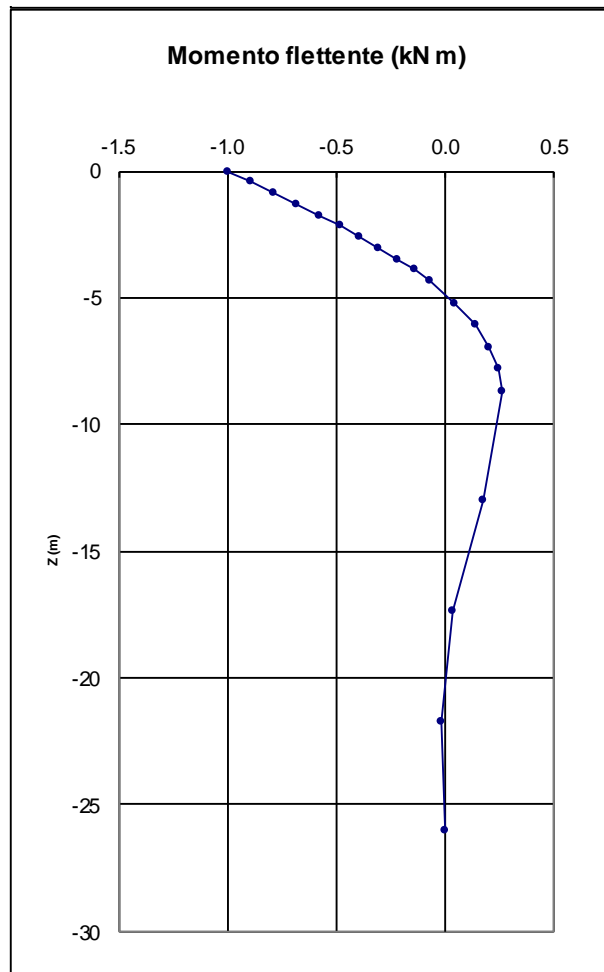


Figura 4 _ Andamento del momento flettente lungo lo sviluppo del palo.

6.3 Azioni di calcolo

Si riporta di seguito una tabella riassuntiva delle azioni di calcolo agenti in testa ai pali provenienti dalle varie combinazioni:

SLU

SOLL. TOTALI NEL BARICENTRO DELLA PALIFICATA								
C.C.	N	T_x	T_y	M_x	M_y	N_{max/palo}	N_{min/palo}	T_{/palo}
n°	kN	kN	kN	kNm	kNm	kN	kN	kN
A1 - SLU - N max gr.1	82874	10007	1149	33601	207380	7421	1787	560
A1 - SLU - MT max gr.1	75835	8731	989	21431	113887	5815	2611	488
A1 - SLU - ML max gr.1	75835	8731	989	21431	113887	5815	2611	488
A1 - SLU - N max gr.3	82874	11285	1069	32796	220285	7543	1666	630
A1 - SLU - MT max gr.3	75835	8731	989	21431	113887	5815	2611	488
A1 - SLU - ML max gr.3	75835	8731	989	21431	113887	5815	2611	488
A1 - SLU - Vento ponte scarico	60203	6021	518	16424	121534	4935	1754	336
A1 - SLU Gmin - N max gr.1	64567	4200	1149	27241	135855	5529	1645	242
A1 - SLU Gmin - MT max gr.1	57527	2924	989	15071	42363	3923	2469	171
A1 - SLU Gmin - ML max gr.1	57527	2924	989	15071	42363	3923	2469	171
A1 - SLU Gmin - N max gr.3	64567	5478	1069	26436	148761	5651	1523	310
A1 - SLU Gmin - MT max gr.3	57527	2924	989	15071	42363	3923	2469	171
A1 - SLU Gmin - ML max gr.3	57527	2924	989	15071	42363	3923	2469	171
A1 - SLU Gmin - Vento ponte scarico	41896	158	463	9615	49561	3030	1625	27
						7543	1523	630

SLV

SOLL. TOTALI NEL BARICENTRO DELLA PALIFICATA

C.C.	N	T _x	T _y	M _x	M _y	N _{max/palo}	N _{min/palo}	T _{/palo}
n°	kN	kN	kN	kNm	kNm	kN	kN	kN
SLV - N max	56511	10429	5728	40101	149293	5462	817	661
SLV - MT max gr.1	49199	10077	18769	101859	122906	5920	-454	1183
SLV - ML max gr.1	49199	27249	5706	37110	213538	5680	-214	1547
SLV - MT max gr.3	43764	10077	18769	100734	112865	5491	-628	1183
SLV - ML max gr.3	43764	27249	5706	35985	203497	5251	-388	1547
SLV - N min	38394	10429	5728	36351	115823	4032	234	661
						5920	-628	1547

SLE rara

SOLL. TOTALI NEL BARICENTRO DELLA PALIFICATA

C.C.	N	T _x	T _y	M _x	M _y	N _{max/palo}	N _{min/palo}	T _{/palo}
n°	kN	kN	kN	kNm	kNm	kN	kN	kN
SLE rara - N max gr.1	59960	6779	790	23328	145183	5299	1363	379
SLE rara - MT max gr.1	55105	5899	680	14935	80705	4192	1931	330
SLE rara - ML max gr.1	55105	5899	680	14935	80705	4192	1931	330
SLE rara - N max gr.3	59960	7659	735	22773	154071	5383	1279	427
SLE rara - MT max gr.3	55105	5899	680	14935	80705	4192	1931	330
SLE rara - ML max gr.3	55105	5899	680	14935	80705	4192	1931	330
SLE rara - Vento ponte scarico	55105	5753	361	11558	79525	4117	2006	320
						5383	1279	427

6.4 Verifica di capacità portante

La capacità portante dei pali del viadotto è stata valutata con riferimento a quota testa palo a 3 m da p.c. e falda a 3 m da p.c. e con la stratigrafia media cautelativa di seguito riportata.

Capacità portante in condizioni statiche

$N = 7543 \text{ kN}$

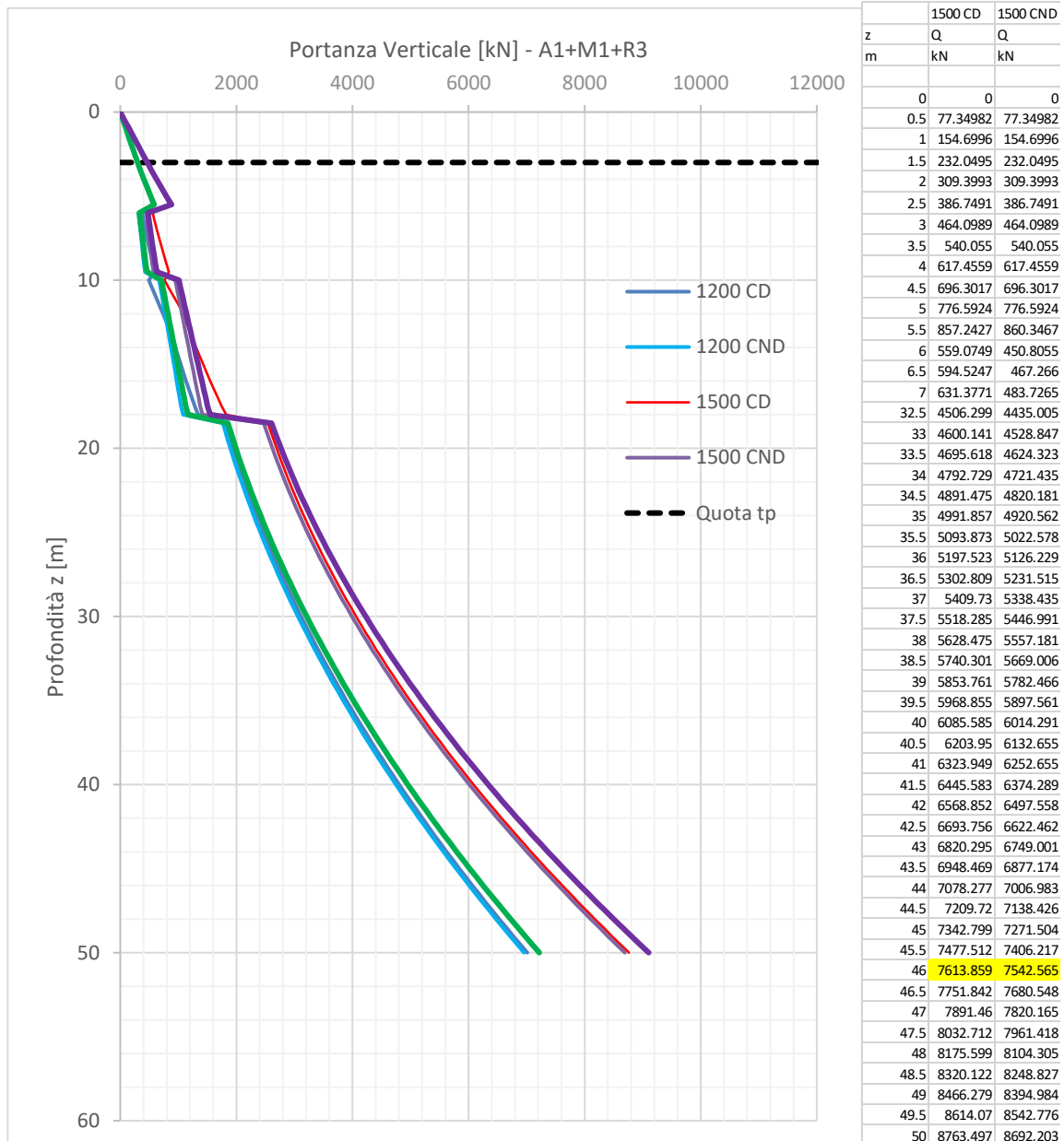


Figura 5 _ Curva di capacità portante.

Capacità portante in condizioni sismiche

N = 5920 kN

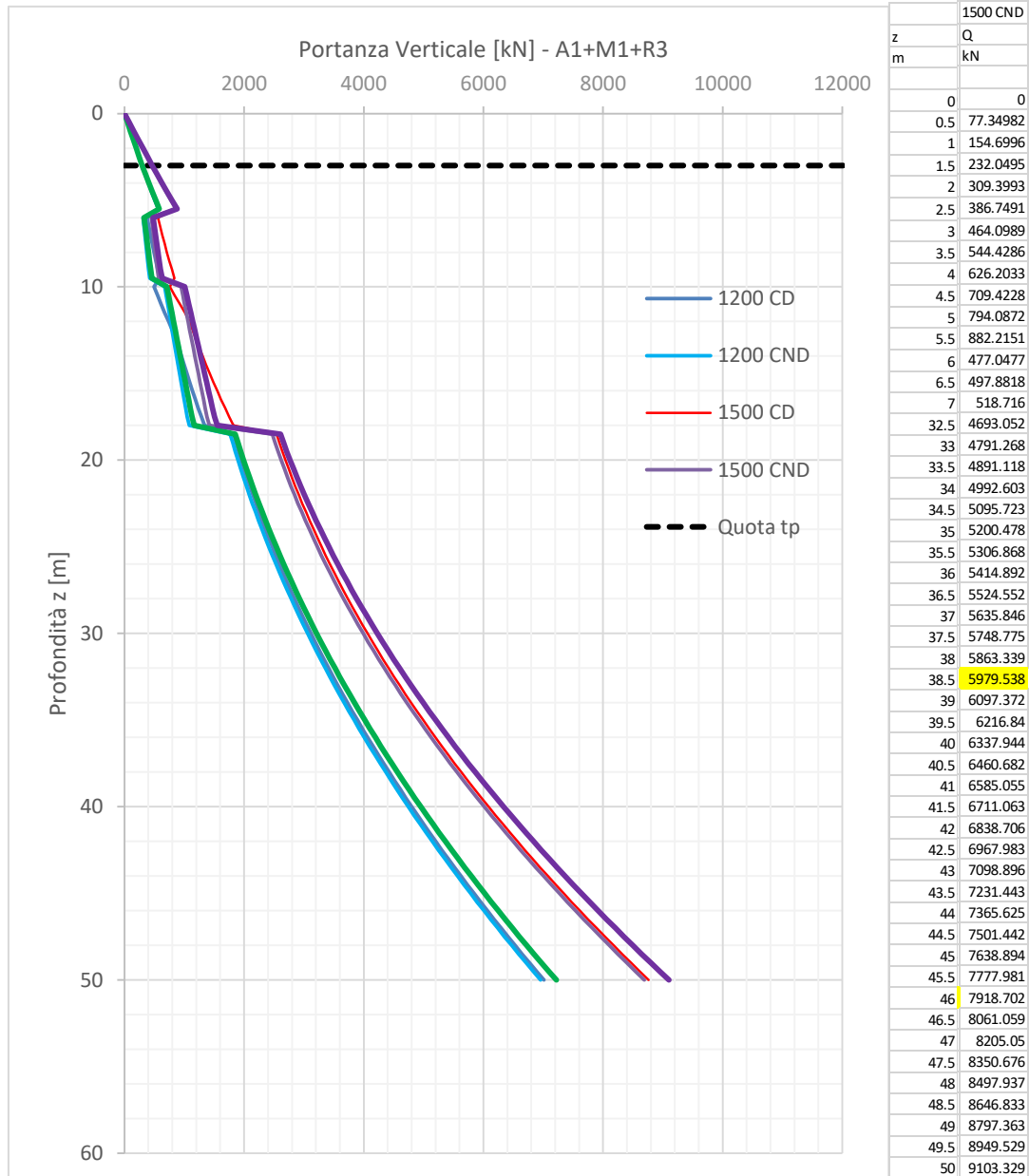


Figura 6 _ Curva di capacità portante.

Capacità portante laterale - SLE

N = 5383 kN

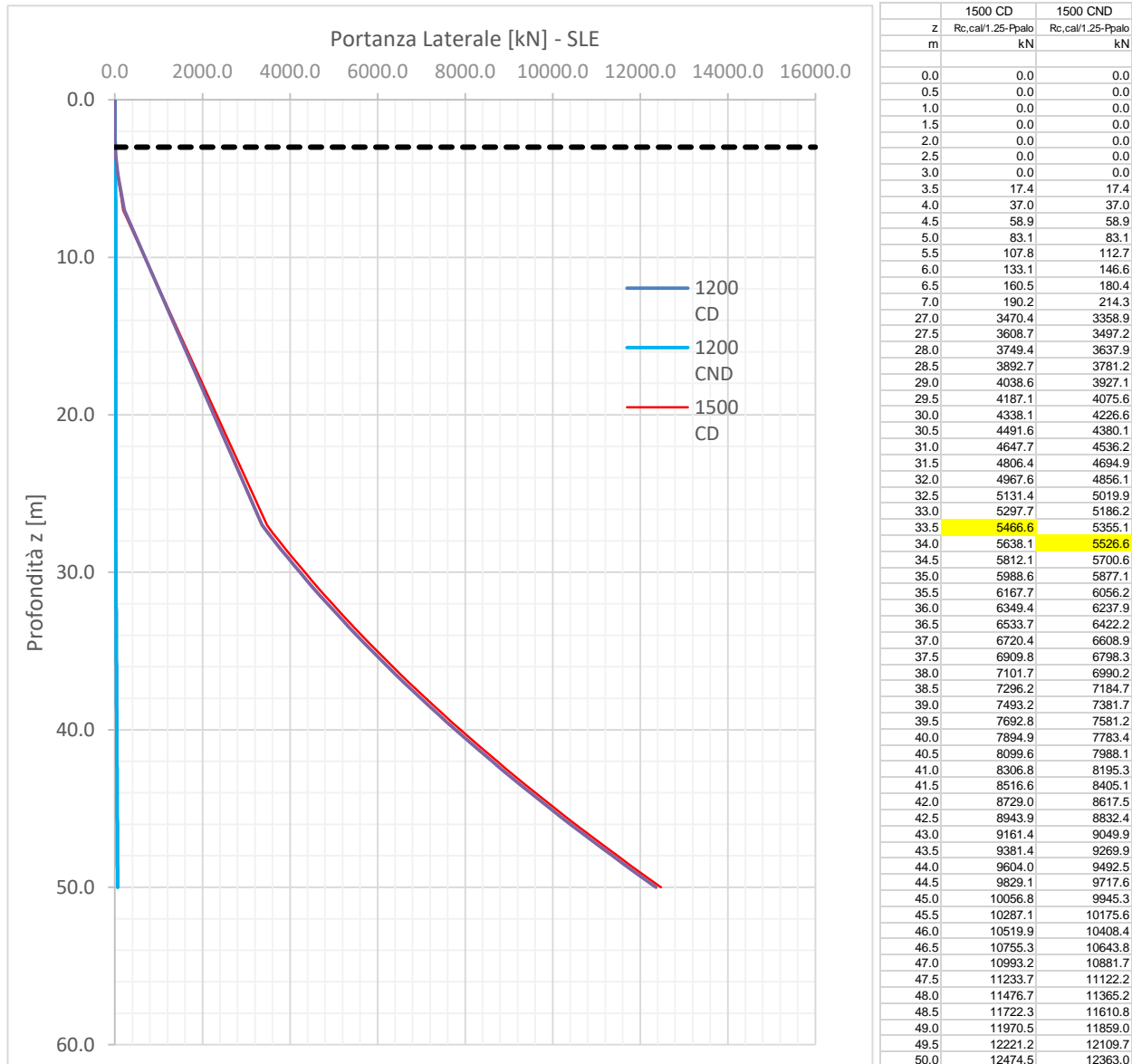


Figura 7 _ Curva di capacità portante.

Le lunghezze effettive dei pali che si ottengono dalle curve di capacità portante, depurando le altezze dai primi 3 metri relativi alla quota testa palo, sono:

Lunghezza pali			
	Nmax	φ1500 CD	φ1500 CND
SLU	[kN]	[m]	[m]
	7543	43	43
	Nmax	φ1500 CND_sisma	
SLV	[kN]	[m]	
	5920	35.5	
	Nmax	φ1500 CD	φ1500 CND
SLE	[kN]	[m]	[m]
	5383	30.5	31

Tabella 8 _ Valori effettivi della lunghezza del palo.

Pertanto si considera una lunghezza dei pali di fondazione del viadotto VI01 pari a 43 m.

6.5 Verifica a carico orizzontale

Si riportano di seguito i valori dello sforzo assiale e del taglio agenti in testa al palo, sia in condizioni statiche che sismiche:

SLU	
Nmin	Tmax
[kN]	[kN]
1523	630

SLV	
Nmin	Tmax
[kN]	[kN]
-628	1547

Vengono eseguite le verifiche a carico limite orizzontale in tre differenti condizioni:

- Verifica statica in condizioni drenate;
- Verifica statica in condizioni non drenate;
- Verifica sismica in condizioni non drenate;

6.5.1 Verifica statica CD

Calcolo del momento di plasticizzazione di una sezione circolare

Diametro = 1500 (mm)
Raggio = 750 (mm)
Sforzo Normale = 1523 (kN)

Caratteristiche dei Materiali

calcestruzzo

Rck = 30 (Mpa)

fck = 25 (Mpa)

γ_c = 1.5

α_{cc} = 0.85

$f_{cd} = \alpha_{cc} f_{ck} / \gamma_c = 14.17$ (Mpa)

Acciaio

tipo di acciaio

f_{yk} = 450 (Mpa)

γ_s = 1.15

$f_{yd} = f_{yk} / \gamma_s / \gamma_E = 391.3$ (Mpa)

E_s = 210000 (Mpa)

ϵ_{ys} = 0.186%

ϵ_{uk} = 10.000%

Armature

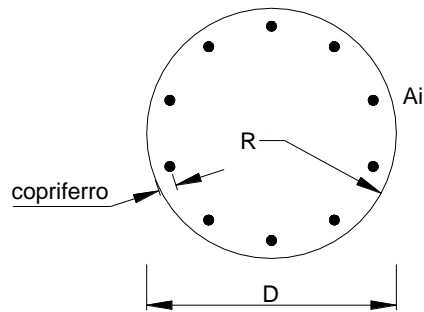
numero	diametro (mm)	area (mm ²)	copriferro (mm)
48	φ 26	25484.60	87
48	φ 26	25484.60	139
24	φ 26	12742.30	191

calcolo

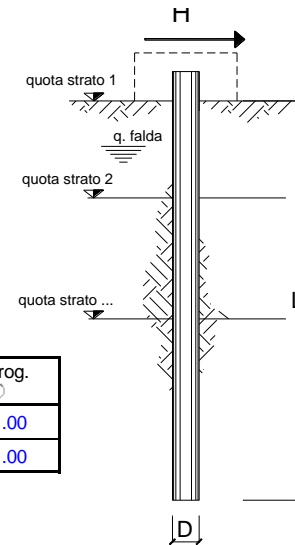
Momento di Plasticizzazione

M_y = 11994.6 (kN m)

Inserisci



coefficienti parziali Metodo di calcolo			A		M		R
			permanenti γ_G	variabili γ_Q	$\gamma_{\phi'}$	γ_{c_u}	γ_T
UTS	A1+M1+R1	<input type="radio"/>	1.30	1.50	1.00	1.00	1.00
	A2+M1+R2	<input type="radio"/>	1.00	1.30	1.00	1.00	1.60
	A1+M1+R3	<input type="radio"/>	1.30	1.50	1.00	1.00	1.30
	SISMA	<input type="radio"/>	1.00	1.00	1.00	1.00	1.30
DM88		<input type="radio"/>	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
definiti dal progettista		<input checked="" type="radio"/>	1.00	1.00	1.00	1.00	1.30



n	1	2	3	4	5	7	≥10	T.A.	prog.
ξ_3	1.70	1.65	1.60	1.55	1.50	1.45	1.40	1.00	1.00
ξ_4	1.70	1.55	1.48	1.42	1.34	1.28	1.21	1.00	1.00

strati terreno	descrizione	quote (m)	γ (kN/m ³)	γ' (kN/m ³)	ϕ (°)	Parametri medi		Parametri minimi		
						k_p	c_u (kPa)	ϕ (°)	k_p	c_u (kPa)
p.c.=strato 1	U1	97.00	18.5	8.5	28	2.77		28	2.77	
<input checked="" type="checkbox"/> strato 2	U1a	91.50	19	9	23	2.28		23	2.28	
<input checked="" type="checkbox"/> strato 3	U2a	87.50	19.5	9.5	23	2.28		23	2.28	
<input checked="" type="checkbox"/> strato 4	U2	79.00	19.5	9.5	29	2.88		29	2.88	
<input type="checkbox"/> strato 5						1.00			1.00	
<input type="checkbox"/> strato 6						1.00			1.00	

Quota falda **95.5** (m)
 Diametro del palo D **1.50** (m)
 Lunghezza del palo L **43.00** (m)
 Momento di plasticizzazione palo M_y **11994.64** (kNm)
 Step di calcolo **0.2** (m)

palo impedito di ruotare
 palo libero

Calcolo
(ctrl+r)

	H medio		H minimo	
Palo lungo	4719.1 (kN)		4719.1 (kN)	
Palo intermedio	29654.9 (kN)		29654.9 (kN)	
Palo corto	114204.8 (kN)		114204.8 (kN)	
	H_{med} 4719.1 (kN) Palo lungo		H_{min} 4719.1 (kN) Palo lungo	

$H_k = \text{Min}(H_{med}/\xi_3 ; R_{min}/\xi_4)$ **2775.96 (kN)**
EFFICIENZA E del gruppo di pali **0.80**
 $H_d = E \cdot H_k / \gamma_T$ **1708.28 (kN)**

Carico Assiale Permanente (G): G = **630 (kN)**
 Carico Assiale variabile (Q): Q = **0 (kN)**

$F_d = G \cdot \gamma_G + Q \cdot \gamma_Q =$ **630.00 (kN)**

FS = Hd / Fd = 2.71

6.5.2 Verifica statica CND

Calcolo del momento di plasticizzazione di una sezione circolare

Diametro = 1500 (mm)
Raggio = 750 (mm)
Sforzo Normale = 1523 (kN)

Caratteristiche dei Materiali

calcestruzzo

Rck = 30 (Mpa)

fck = 25 (Mpa)

γ_c = 1.5

α_{cc} = 0.85

$f_{cd} = \alpha_{cc} f_{ck} / \gamma_c = 14.17$ (Mpa)

Acciaio

tipo di acciaio

f_{yk} = 450 (Mpa)

γ_s = 1.15

$f_{yd} = f_{yk} / \gamma_s / \gamma_E = 391.3$ (Mpa)

E_s = 210000 (Mpa)

ϵ_{ys} = 0.186%

ϵ_{uk} = 10.000%

Armature

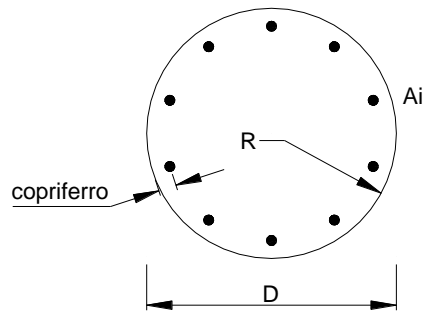
numero	diametro (mm)	area (mm ²)	copriferro (mm)
48	φ 26	25484.60	87
48	φ 26	25484.60	139
24	φ 26	12742.30	191

calcolo

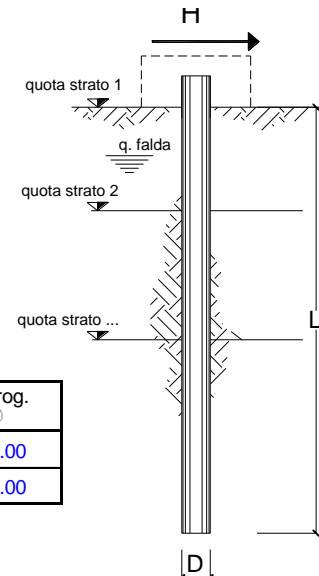
Momento di Plasticizzazione

M_y = 11994.6 (kN m)

Inserisci



coefficienti parziali			A		M		R
Metodo di calcolo			permanenti γ_G	variabili γ_Q	$\gamma_{\phi'}$	γ_{c_u}	γ_T
S1U	A1+M1+R1	<input type="radio"/>	1.30	1.50	1.00	1.00	1.00
	A2+M1+R2	<input type="radio"/>	1.00	1.30	1.00	1.00	1.60
	A1+M1+R3	<input type="radio"/>	1.30	1.50	1.00	1.00	1.30
	SISMA	<input type="radio"/>	1.00	1.00	1.00	1.00	1.30
DM88			1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
definiti dal progettista			1.00	1.00	1.00	1.00	1.30



n	1	2	3	4	5	7	≥10	T.A.	prog.
ξ_3	1.70	1.65	1.60	1.55	1.50	1.45	1.40	1.00	1.00
ξ_4	1.70	1.55	1.48	1.42	1.34	1.28	1.21	1.00	1.00

strati terreno	descrizione	quote (m)	γ (kN/m ³)	γ' (kN/m ³)	ϕ (°)	Parametri medi		Parametri minimi		
						k_p	c_u (kPa)	ϕ (°)	k_p	c_u (kPa)
p.c.=strato 1	U1	97.00	18.5	8.5	28	2.77		28	2.77	
<input checked="" type="checkbox"/> strato 2	U1a	91.50	19	9		1.00	40		1.00	40
<input checked="" type="checkbox"/> strato 3	U2a	87.50	19.5	9.5		1.00	100		1.00	100
<input checked="" type="checkbox"/> strato 4	U2	79.00	19.5	9.5	29	2.88		29	2.88	
<input type="checkbox"/> strato 5						1.00			1.00	
<input type="checkbox"/> strato 6						1.00			1.00	

Quota falda **95.5** (m)
 Diametro del palo D **1.50** (m)
 Lunghezza del palo L **43.00** (m)
 Momento di plasticizzazione palo M_y **11994.64** (kNm)
 Step di calcolo **0.2** (m)

- palo impedito di ruotare
 palo libero

Calcolo
(ctrl+r)

	H medio		H minimo	
Palo lungo	4596.5 (kN)		4596.5 (kN)	
Palo intermedio	27953.5 (kN)		27953.5 (kN)	
Palo corto	112503.4 (kN)		112503.4 (kN)	
H_{med}	4596.5 (kN)	Palo lungo	H_{min}	4596.5 (kN)

$$H_k = \text{Min}(H_{med}/\xi_3 ; R_{min}/\xi_4) = 2703.83 \text{ (kN)}$$

EFFICIENZA E del gruppo di pali

$$H_d = E \cdot H_k / \gamma_T = 1663.89 \text{ (kN)}$$

Carico Assiale Permanente (G): G = **630** (kN)
 Carico Assiale variabile (Q): Q = **0** (kN)

$$F_d = G \cdot \gamma_G + Q \cdot \gamma_Q = 630.00 \text{ (kN)}$$

$$FS = H_d / F_d = 2.64$$

6.5.3 Verifica sismica CND

Calcolo del momento di plasticizzazione di una sezione circolare

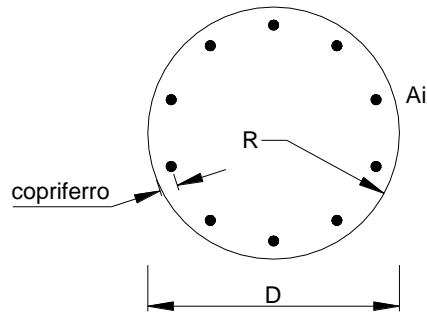
Diametro = 1500 (mm)
 Raggio = 750 (mm)
 Sforzo Normale = -628 (kN)

Caratteristiche dei Materiali

calcestruzzo

Rck = 30 (Mpa)
 fck = 25 (Mpa)
 $\gamma_c = 1.5$
 $\alpha_{cc} = 0.85$

$f_{cd} = \alpha_{cc} f_{ck} / \gamma_c = 14.17$ (Mpa)



Acciaio

tipo di acciaio

$f_{yk} = 450$ (Mpa)
 $\gamma_s = 1.15$
 $f_{yd} = f_{yk} / \gamma_s / \gamma_E = 391.3$ (Mpa)
 $E_s = 210000$ (Mpa)
 $\epsilon_{ys} = 0.186\%$
 $\epsilon_{uk} = 10.000\%$

Armature

numero	diametro (mm)	area (mm ²)	copriferro (mm)
48	φ 26	25484.60	87
48	φ 26	25484.60	139
24	φ 26	12742.30	191

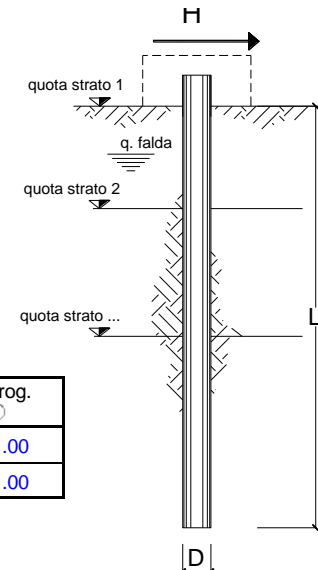
calcolo

Momento di Plasticizzazione

$M_y = 11528.3$ (kN m)

Inserisci

coefficienti parziali			A		M		R	
Metodo di calcolo			permanenti	variabili	$\gamma_{\phi'}$	γ_{cu}	γ_T	
			γ_G	γ_Q				
SLU	A1+M1+R1	<input type="radio"/>	1.30	1.50	1.00	1.00	1.00	
	A2+M1+R2	<input type="radio"/>	1.00	1.30	1.00	1.00	1.60	
	A1+M1+R3	<input type="radio"/>	1.30	1.50	1.00	1.00	1.30	
	SISMA	<input type="radio"/>	1.00	1.00	1.00	1.00	1.30	
DM88		<input type="radio"/>	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	
definiti dal progettista			<input checked="" type="radio"/>	1.00	1.00	1.00	1.00	1.30



n	1	2	3	4	5	7	≥ 10	T.A.	prog.
ξ_3	1.70	1.65	1.60	1.55	1.50	1.45	1.40	1.00	1.00
ξ_4	1.70	1.55	1.48	1.42	1.34	1.28	1.21	1.00	1.00

strati terreno	descrizione	quote (m)	γ (kN/m ³)	γ' (kN/m ³)	ϕ (°)	Parametri medi		Parametri minimi		
						k_p	c_u (kPa)	ϕ (°)	k_p	c_u (kPa)
p.c.=strato 1	U1	97.00	18.5	8.5	28	2.77		28	2.77	
<input checked="" type="checkbox"/> strato 2	U1a	91.50	19	9		1.00	40		1.00	40
<input checked="" type="checkbox"/> strato 3	U2a	87.50	19.5	9.5		1.00	100		1.00	100
<input checked="" type="checkbox"/> strato 4	U2	79.00	19.5	9.5	29	2.88		29	2.88	
<input type="checkbox"/> strato 5						1.00			1.00	
<input type="checkbox"/> strato 6						1.00			1.00	

Quota falda **95.5** (m)
 Diametro del palo D **1.50** (m)
 Lunghezza del palo L **43.00** (m)
 Momento di plasticizzazione palo My **11528.27** (kNm)
 Step di calcolo **0.2** (m)

- palo impedito di ruotare
 palo libero

Calcolo
(ctrl+r)

	H medio		H minimo	
Palo lungo	4488.5 (kN)		4488.5 (kN)	
Palo intermedio	27953.5 (kN)		27953.5 (kN)	
Palo corto	112503.4 (kN)		112503.4 (kN)	
H_{med}	4488.5 (kN)	Palo lungo	H_{min}	4488.5 (kN)

$H_k = \text{Min}(H_{med}/\xi_3 ; R_{min}/\xi_4)$ 2640.30 (kN)
EFFICIENZA E del gruppo di pali 0.80
 $H_d = E \cdot H_k / \gamma_T$ **1624.80 (kN)**

Carico Assiale Permanente (G): G = **1547 (kN)**
 Carico Assiale variabile (Q): Q = **0 (kN)**

$F_d = G \cdot \gamma_G + Q \cdot \gamma_Q =$ **1547.00 (kN)**

$FS = H_d / F_d =$ **1.05**