

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 - VI03 Ponte su Buttaceto Collegamento Interporto Fascio A/P km 0+550 - Relazione geotecnica e di calcolo delle fondazioni

SCALA:

-

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

RS3H 02 D 09 CL VI0300 001 A

Rev.	Descrizione	Redatto	Data	Verificato	Data	Approvato	Data	Autore	Autozzato Data
A	Emissione esecutiva	L.Nani	Febbraio 2020	A.Ferri	Febbraio 2020	S.Vanfiori	Febbraio 2020	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° A20783

File: RS3H.0.2.D.09.CL.VI.03.0.0.001.A

n. Elaborazione:

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	10
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 dei pali di fondazione in corrispondenza del viadotto VI03.

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 VI03 che si sviluppa dalla progressiva 0+506.00km alla progressiva 0+586.00 km.

Si riportano di seguito le sezioni dell'opera:

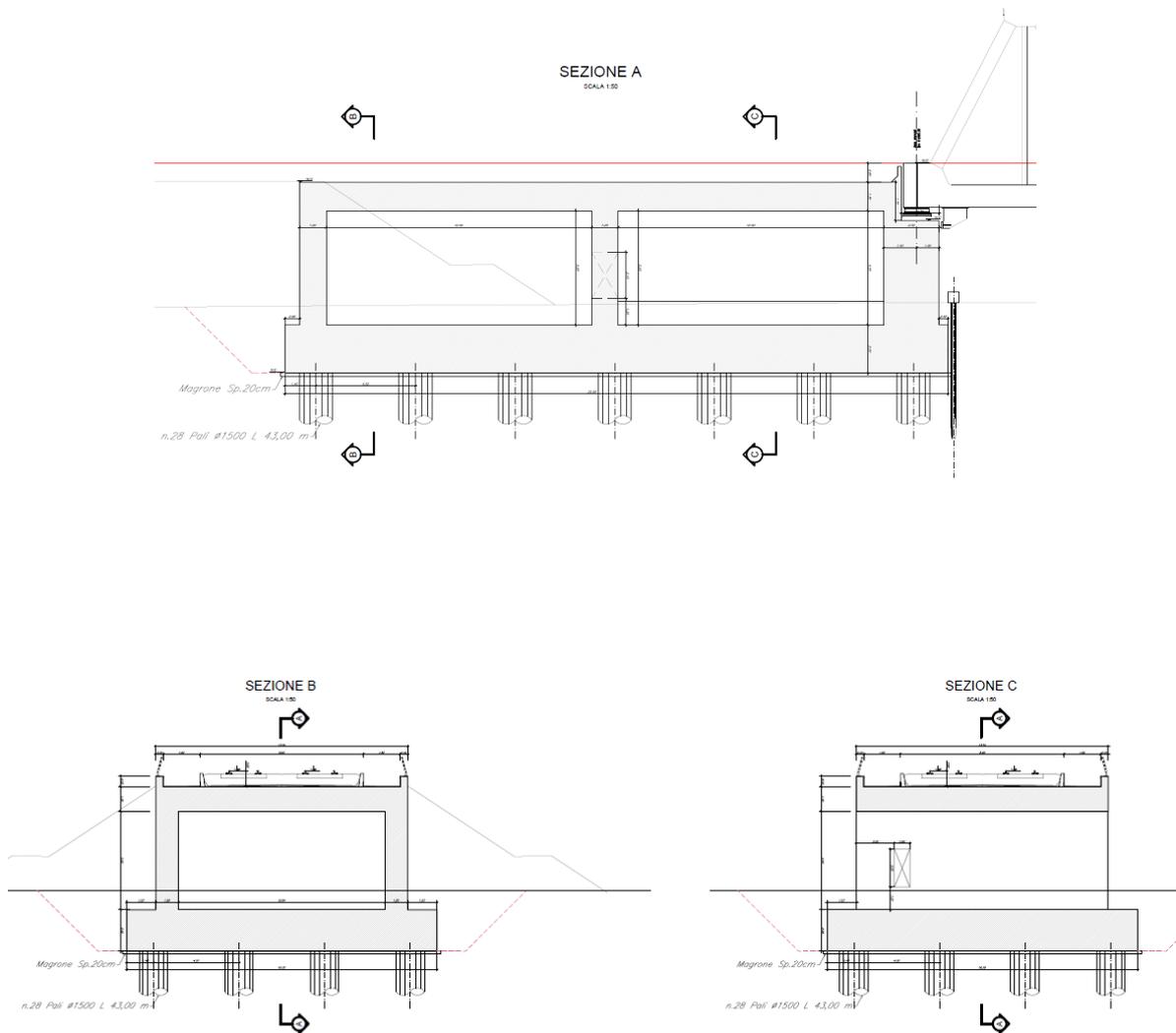


Figura 1 _ Sezioni longitudinale e trasversale di riferimento VI03.

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 28 pali disposti ad un interasse di 4.5 metri su 4 file.

Si riporta di seguito la pianta dello spiccato:

PIANTA SPICCATO

SCALA 1:50

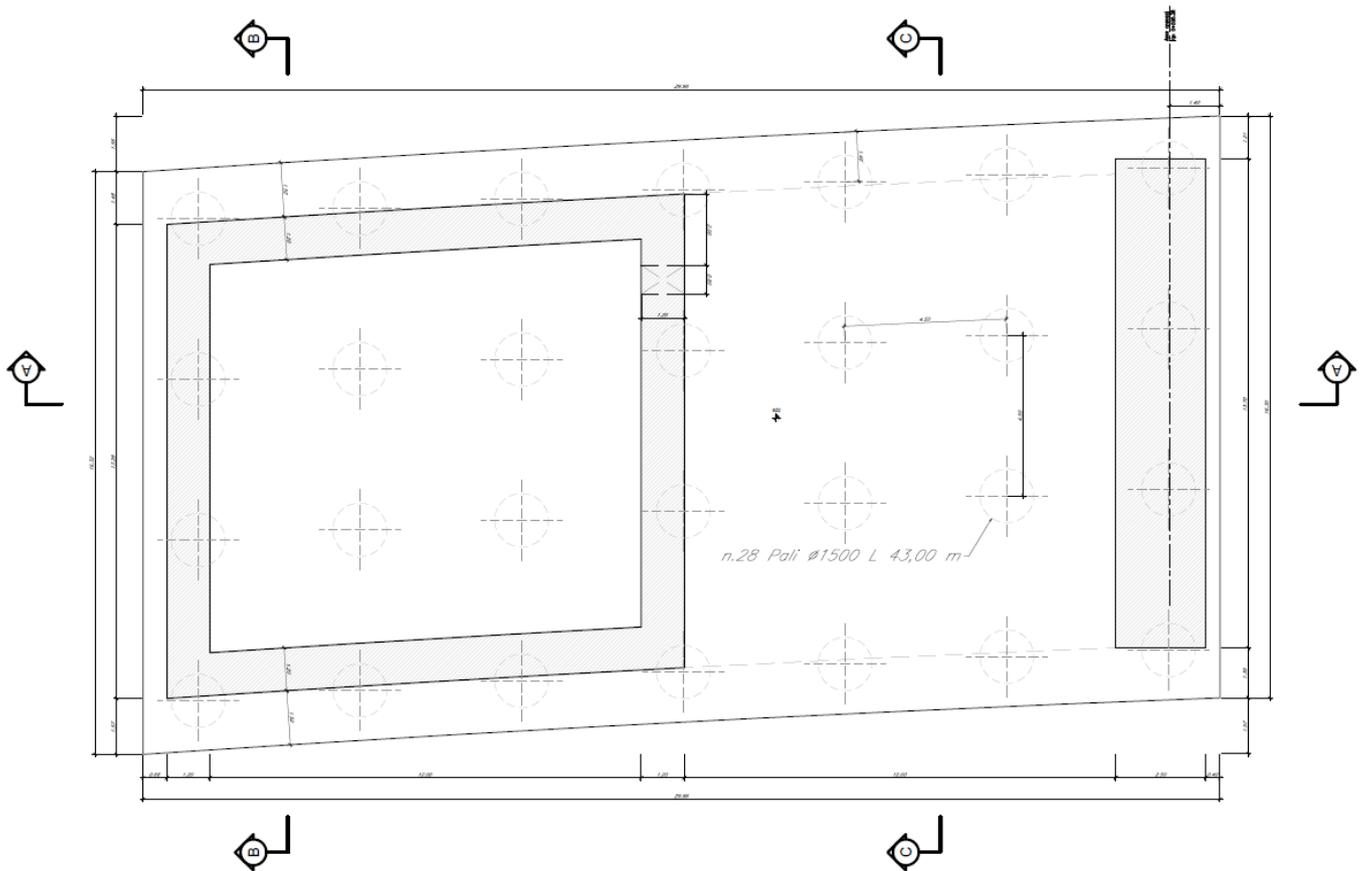


Figura 2 _ Pianta VI03.

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
$\alpha_{cc} =$	0,85		coeff. rid. Per carichi di lunga durata
$\gamma_M =$	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
$f_{ctfm} =$	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
$\nu =$	0,2		Coefficiente di Poisson
$G_c =$	13894	MPa	Modulo elastico Tangenziale di progetto
$c =$	50	mm	Copriferro 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		

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

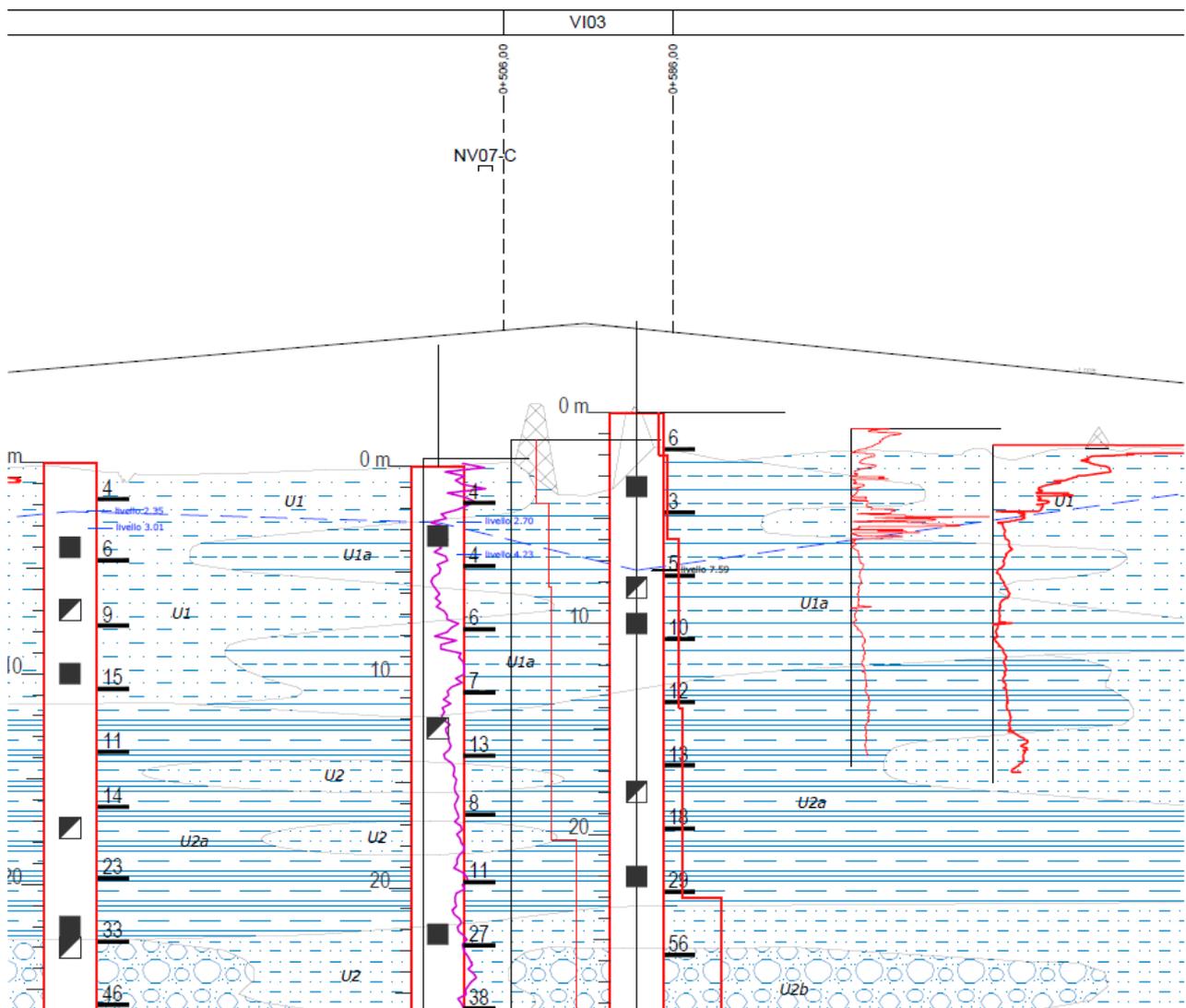


Figura 3 _ Profilo geotecnico.

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 11.0	Unità U1a
Da 11.0 a 21.5	Unità U2a
Da 21.5 a 23.5	Unità U2
Da 23.5 a 28.0	Unità U2b
Da 28.0 a 50.0	Unità U2

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 U1a	19.0	20	14	50
Unità U2a	19.5	23	25	40
Unità U2b	19.5	33	45	
Unità U2	19.5	29	30	

La falda è posta a 3 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:

$$E_S = K_W \cdot D$$

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

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 :

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

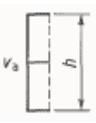
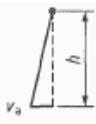
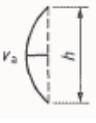
Mentre per terreni incoerenti dove si considera k_h variabile con la profondità, la lunghezza caratteristica vale :

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

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 1 _ 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 2 _ 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 3 _ 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):

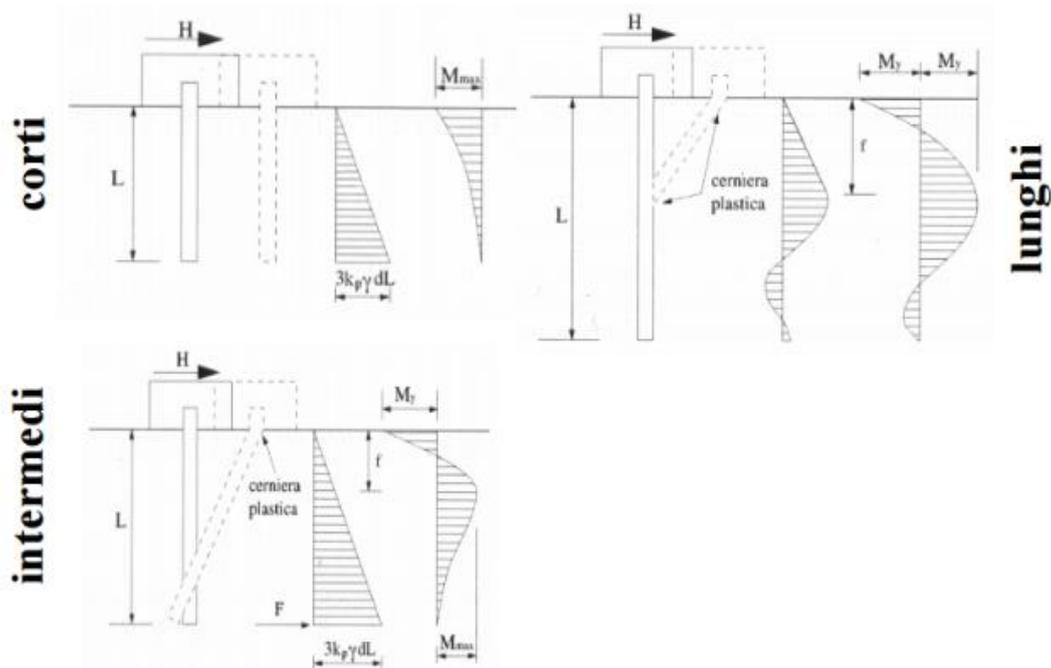
$$\text{Palo corto:} \quad H = 1.5k_p \gamma d^3 \left(\frac{L}{d} \right)^2$$

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

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

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.

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

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 4 _ 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 1458 kN.

Essendo il terreno più superficiale appartenente all'unità U1a, corrispondente a un terreno coesivo, k_h rimane costante con la profondità, secondo la seguente formula:

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

quindi il modulo di reazione orizzontale palo-terreno:

$$E_s = 400 \cdot 50 = 20000 \text{ kN/m}^2.$$

Lo spostamento risultante alla testa del palo risulta essere pari ad $v_a = 32.83 \text{ mm}$.

Essendo l'altezza totale dell'opera pari a 8.7 m, si ottiene:

$$v_a/h = 0.37\% > 0.05\% \text{ (EC7 – Parte 1 – annesso C)}$$

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 costante con la profondità

Caratteristiche palo				Caratteristiche terreno		
tipologia (p=palo;m=micropalo)		p		modulo reazione orizz. (kN/m ²)	E_s	20,000
diametro (m)		1.50		fattore di rigidezza (m)	λ	6.28
lunghezza (m)	L	43.0		L/ λ		6.851
modulo elastico cls (kPa)	E_c	3.122E+07		coeff. di profondità max	Z_{max}	6.9
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	1458.0
momento di incastro (kNm)	Mt	-6,467.8

Risultati					
z/T	z (m)	y (mm)	θ (rad)	M (kNm)	V (kN)
0.0	0	32.83	1.18E-08	-6467.76	1458.00
-0.1	-0.63	32.73	3.70E-05	-5584.40	1355.55
-0.2	-1.26	32.27	1.33E-04	-4761.79	1254.28
-0.3	-1.88	31.60	2.89E-04	-4012.87	1152.74
-0.4	-2.51	30.67	4.89E-04	-3316.65	1055.47
-0.5	-3.14	29.61	7.25E-04	-2688.74	959.99
-0.6	-3.77	28.41	9.92E-04	-2117.32	869.82
-0.7	-4.39	27.14	1.29E-03	-1593.24	783.06
-0.8	-5.02	25.74	1.59E-03	-1129.43	699.73
-0.9	-5.65	24.31	1.92E-03	-716.74	620.84
-1.0	-6.28	22.80	2.25E-03	-352.48	547.44
-1.2	-7.53	19.87	2.92E-03	245.24	412.88
-1.4	-8.79	16.89	3.58E-03	683.61	296.82
-1.6	-10.04	14.10	4.21E-03	1001.91	200.04
-1.8	-11.30	11.46	4.80E-03	1201.74	119.80
-2.0	-12.55	9.14	5.33E-03	1310.54	56.29
-2.5	-15.69	4.42	6.40E-03	1292.90	-48.40
-3.0	-18.83	1.33	7.09E-03	1065.47	-90.72
-3.50	-21.97	-0.45	0.01	767.71	-99.91
-4.00	-25.10	-1.24	0.01	431.95	-81.10
-4.50	-28.24	-1.43	0.01	259.81	-60.38
-5.0	-31.38	-1.24	7.67E-03	99.36	-39.82
-10	-62.76	0.07	7.37E-03	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 coesivi, presenti per la maggior parte per il viadotto VI03.

Palo	α_m [m]
D=1500mm	4.43

Caratteristiche palo

tipologia (p=palo;m=micropalo)		p
diametro (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

modulo reazione orizz. (kN/m ²)	E_s	20,000
fattore di rigidezza (m)	λ	6.28
L/ λ		6.851
coeff. di profondità max	Z_{max}	6.9

Carichi agenti

carico orizzontale (kN)	Vt	0.2
momento di incastro (kNm)	Mt	-1.0

Risultati

z/T	z (m)	y (mm)	θ (rad)	M (kNm)	V (kN)
0.0	0	0.00	1.79E-12	-0.98	0.22
-0.1	-0.63	0.00	5.59E-09	-0.84	0.20
-0.2	-1.26	0.00	2.01E-08	-0.72	0.19
-0.3	-1.88	0.00	4.36E-08	-0.61	0.17
-0.4	-2.51	0.00	7.37E-08	-0.50	0.16
-0.5	-3.14	0.00	1.09E-07	-0.41	0.14
-0.6	-3.77	0.00	1.50E-07	-0.32	0.13
-0.7	-4.39	0.00	1.94E-07	-0.24	0.12
-0.8	-5.02	0.00	2.40E-07	-0.17	0.11
-0.9	-5.65	0.00	2.89E-07	-0.11	0.09
-1.0	-6.28	0.00	3.40E-07	-0.05	0.08
-1.2	-7.53	0.00	4.41E-07	0.04	0.06
-1.4	-8.79	0.00	5.41E-07	0.10	0.04
-1.6	-10.04	0.00	6.36E-07	0.15	0.03
-1.8	-11.30	0.00	7.24E-07	0.18	0.02
-2.0	-12.55	0.00	8.04E-07	0.20	0.01
-2.5	-15.69	0.00	9.65E-07	0.20	-0.01
-3.0	-18.83	0.00	1.07E-06	0.16	-0.01
-3.50	-21.97	0.00	0.00	0.12	-0.02
-4.00	-25.10	0.00	0.00	0.07	-0.01
-4.50	-28.24	0.00	0.00	0.04	-0.01
-5.0	-31.38	0.00	1.16E-06	0.01	-0.01
-10	-62.76	0.00	1.11E-06	0.00	0.00

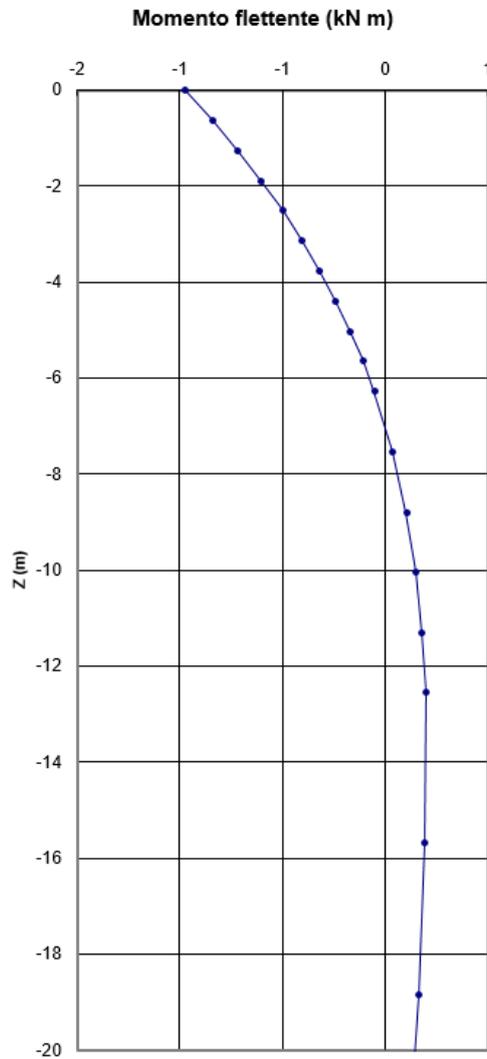


Figura 4 _ Andamento del momento flettente lungo lo sviluppo del palo.

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	129039	14797	1332	15673	378971	7014	2203	531
A1 - SLU - MT max gr.1	123612	14072	1253	27082	298657	6450	2379	505
A1 - SLU - ML max gr.1	116576	12796	1173	10579	191391	5403	2923	459
A1 - SLU - N max gr.3	129039	16801	1253	14927	397706	7118	2099	602
A1 - SLU - MT max gr.3	123612	15350	1213	26709	310604	6518	2312	550
A1 - SLU - ML max gr.3	116576	12796	1173	10579	191391	5403	2923	459
A1 - SLU - Vento ponte scarico	88044	8598	575	5155	210520	4447	1842	308
A1 - SLU Gmin - N max gr.1	103314	6508	1332	15673	271342	5454	1925	237
A1 - SLU Gmin - MT max gr.1	97887	5783	1253	27082	191029	4891	2101	211
A1 - SLU Gmin - ML max gr.1	90851	4507	1173	10579	83763	3844	2645	166
A1 - SLU Gmin - N max gr.3	103314	8512	1253	14927	290077	5559	1821	307
A1 - SLU Gmin - MT max gr.3	97887	7061	1213	26709	202976	4959	2033	256
A1 - SLU Gmin - ML max gr.3	90851	4507	1173	10579	83763	3844	2645	166
A1 - SLU Gmin - Vento ponte scarico	62319	229	495	4565	102302	2878	1573	19
						7118	1573	602

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	83911	15276	8438	40954	253389	4895	1099	623
SLV - MT max gr.1	73832	15076	27676	133296	219709	5214	60	1126
SLV - ML max gr.1	72862	39951	8416	40182	330361	4951	253	1458
SLV - MT max gr.3	65835	15076	27676	133236	201137	4817	-115	1126
SLV - ML max gr.3	64865	39951	8416	40122	311789	4555	79	1458
SLV - N min	57254	15276	8438	40755	191483	3573	517	623
						5214	-115	1458

SLE

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	93200	10030	923	10797	266750	5019	1638	360
SLE rara - MT max gr.1	89458	9530	868	18666	211361	4631	1759	342
SLE rara - ML max gr.1	84605	8650	813	7284	137385	3909	2134	310
SLE rara - N max gr.3	93200	11410	868	10283	279653	5091	1566	409
SLE rara - MT max gr.3	89458	10410	841	18408	219589	4677	1713	373
SLE rara - ML max gr.3	84605	8650	813	7284	137385	3909	2134	310
SLE rara - Vento ponte scarico	84605	8392	406	3605	135489	3862	2181	300
						5091	1566	409

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

$N = 7118 \text{ kN}$

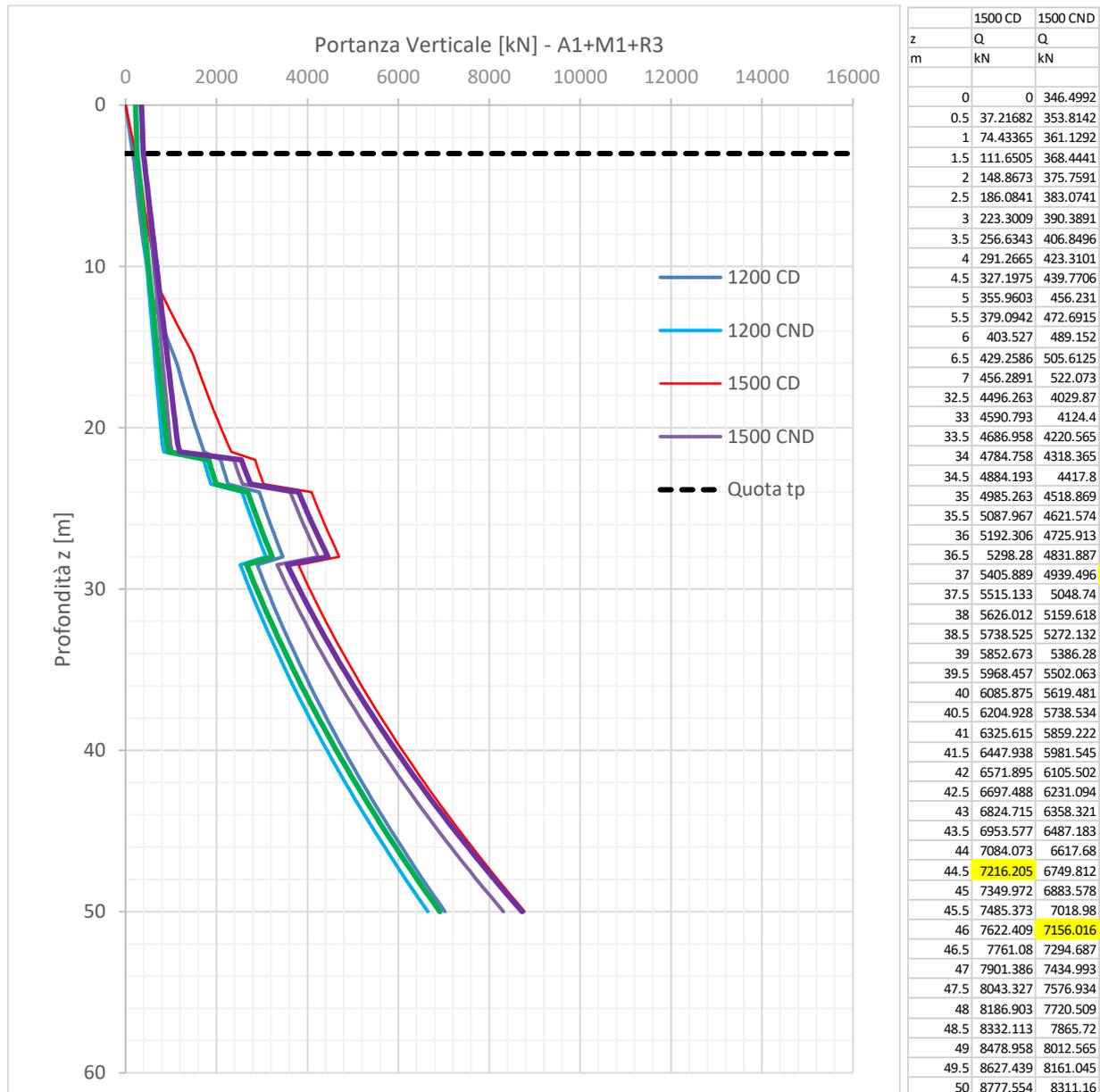


Figura 5 _ Curva di capacità portante.

Capacità portante in condizioni sismiche

N = 5214 kN

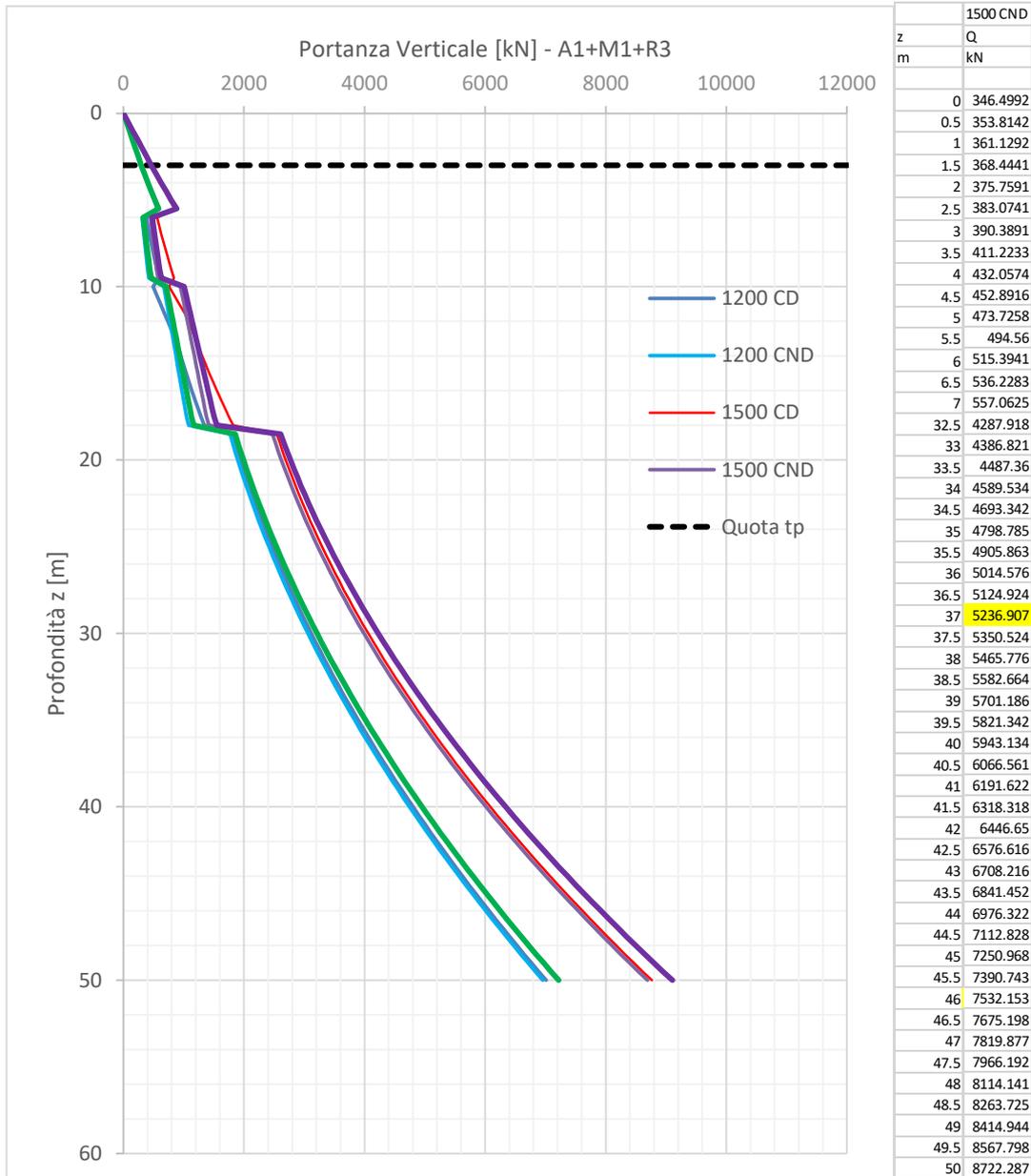


Figura 6 _ Curva di capacità portante.

Capacità portante laterale - SLE

N = 5091 kN

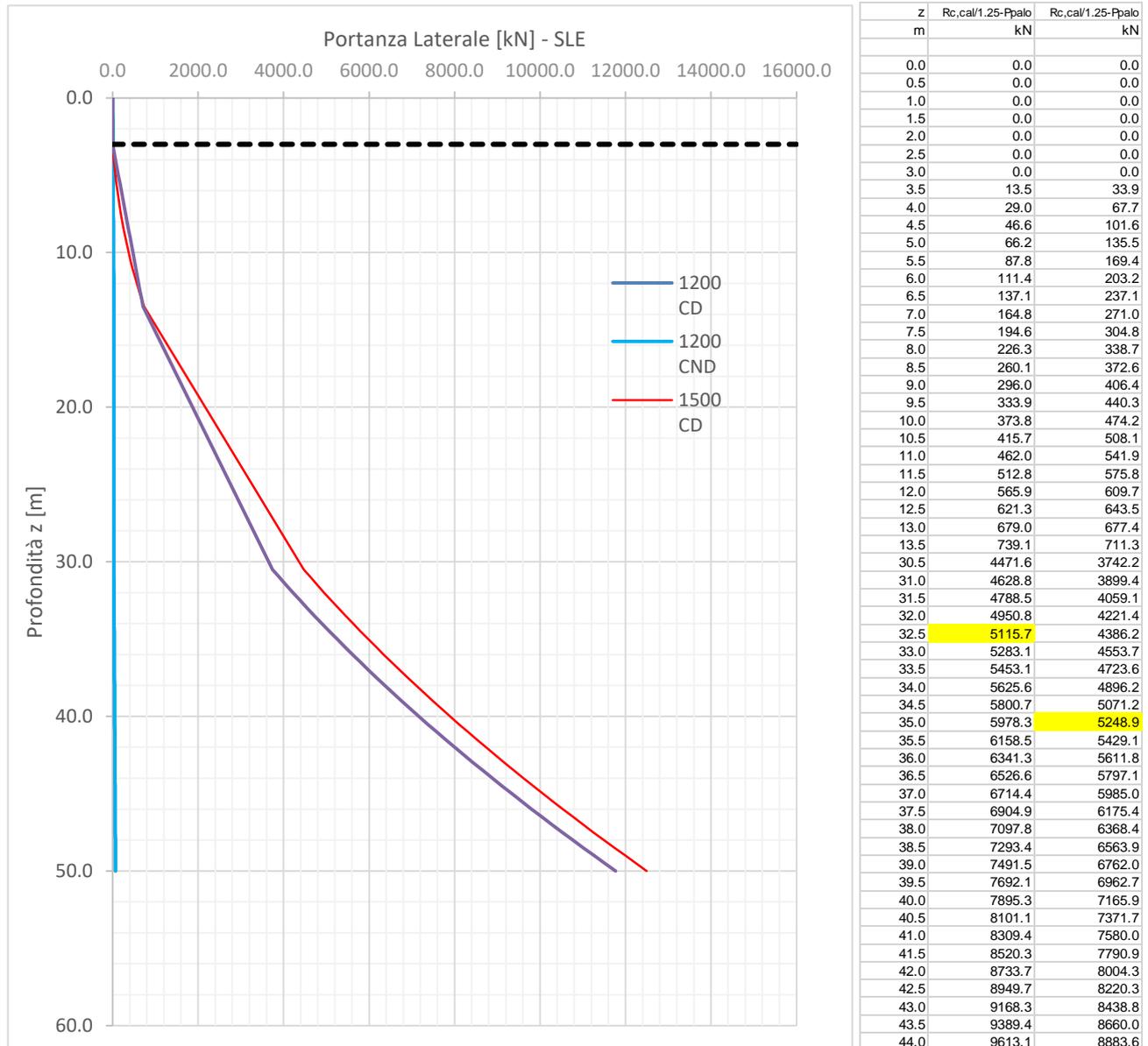


Figura 7 _ Curva di capacità portante.

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]
	7118	41.5	43
	Nmax	φ1500 CND_sisma	
SLV	[kN]	[m]	
	5214	34	
	Nmax	φ1500 CD	φ1500 CND
SLE	[kN]	[m]	[m]
	5091	29.5	32

Tabella 5 _ Valori effettivi della lunghezza del palo.

Pertanto si considera una lunghezza dei pali di fondazione del viadotto VI03 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]
1573	602

SLV	
Nmin	Tmax
[kN]	[kN]
-115	1458

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 = 1573 (kN)

Caratteristiche dei Materiali

calcestruzzo

C25/30

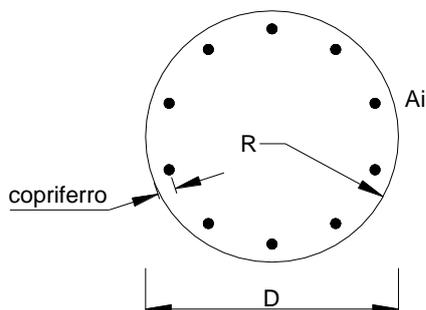
Rck = 30 (Mpa)

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

B450C

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

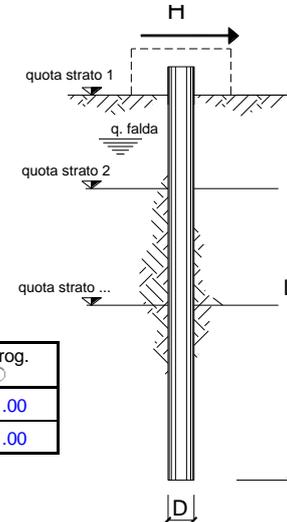
calcolo

Momento di Plasticizzazione

M_y = 12004.2 (kN m)

Inserisci

coefficienti parziali			A		M		R
Metodo di calcolo			permanenti γ_G	variabili γ_Q	γ_ϕ	γ_{cu}	γ_T
SUD	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	U1a	97.00	19	9	20	2.04		20	2.04	
<input checked="" type="checkbox"/> strato 2	U2a	86.00	19.5	9.5	23	2.28		23	2.28	
<input checked="" type="checkbox"/> strato 3	U2	75.50	19.5	9.5	29	2.88		29	2.88	
<input checked="" type="checkbox"/> strato 4	U2b	73.50	19.5	9.5	33	3.39		33	3.39	
<input checked="" type="checkbox"/> strato 5	U2	67.00	19.5	9.5	29	2.88		29	2.88	
<input type="checkbox"/> strato 6						1.00			1.00	

Quota falda 97 (m)
 Diametro del palo D 1.50 (m)
 Lunghezza del palo L 43.00 (m)
 Momento di plasticizzazione palo My 12004.22 (kNm)
 Step di calcolo 0.2 (m)

- palo impedito di ruotare
 palo libero

Calcolo
(ctrl+r)

	H medio		H minimo	
Palo lungo	3727.9 (kN)		3727.9 (kN)	
Palo intermedio	25386.2 (kN)		25386.2 (kN)	
Palo corto	108659.4 (kN)		108659.4 (kN)	

H_{med} 3727.9 (kN) Palo lungo H_{min} 3727.9 (kN) Palo lungo

H_k = Min(H_{med}/ξ₃ ; R_{min}/ξ₄) 2192.90 (kN)
EFFICIENZA E del gruppo di pali 0.80
H_d = E · H_k / γ_T **1349.47 (kN)**

Carico Assiale Permanente (G): G = 602 (kN)
 Carico Assiale variabile (Q): Q = 0 (kN)

F_d = G · γ_G + Q · γ_Q = 602.00 (kN)

FS = H_d / F_d = 2.24

6.5.2 Verifica statica CND

Calcolo del momento di plasticizzazione di una sezione circolare

Diametro = 1500 (mm)

Raggio = 750 (mm)

Sforzo Normale = 1573 (kN)

Caratteristiche dei Materiali

calcestruzzo

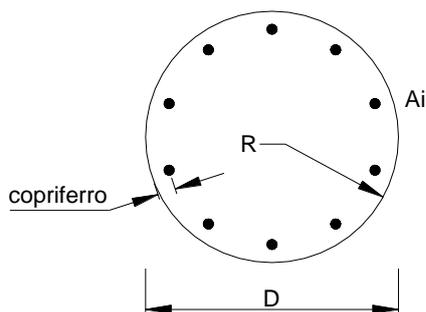
Rck = 30 (Mpa)

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

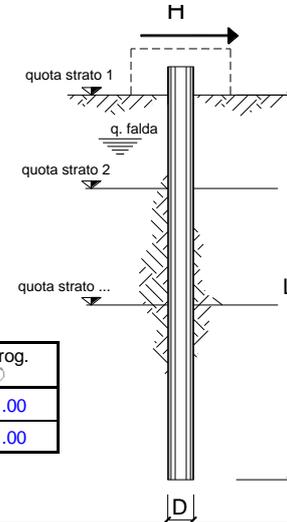
calcolo

Momento di Plasticizzazione

$M_y = 12004.2$ (kN m)

Inserisci

coefficienti parziali			A		M		R
Metodo di calcolo			permanenti γ_G	variabili γ_Q	γ_ϕ	γ_{cu}	γ_T
SUU	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	U1a	97.00	19	9	20	2.04		20	2.04	
<input checked="" type="checkbox"/> strato 2	U2a	86.00	19.5	9.5	23	2.28		23	2.28	
<input checked="" type="checkbox"/> strato 3	U2	75.50	19.5	9.5	29	2.88		29	2.88	
<input checked="" type="checkbox"/> strato 4	U2b	73.50	19.5	9.5	33	3.39		33	3.39	
<input checked="" type="checkbox"/> strato 5	U2	67.00	19.5	9.5	29	2.88		29	2.88	
<input type="checkbox"/> strato 6						1.00			1.00	

Quota falda 97 (m)
 Diametro del palo D 1.50 (m)
 Lunghezza del palo L 43.00 (m)
 Momento di plasticizzazione palo M_y 12004.22 (kNm)
 Step di calcolo 0.2 (m)

- palo impedito di ruotare
 palo libero

Calcolo
(ctrl+r)

	H medio		H minimo	
Palo lungo	3727.9 (kN)		3727.9 (kN)	
Palo intermedio	25386.2 (kN)		25386.2 (kN)	
Palo corto	108659.4 (kN)		108659.4 (kN)	

H_{med} 3727.9 (kN) Palo lungo **H_{min} 3727.9 (kN) Palo lungo**

$H_k = \text{Min}(H_{med}/\xi_3 ; R_{min}/\xi_4)$ 2192.90 (kN)
EFFICIENZA E del gruppo di pali 0.80
 $H_d = E \cdot H_k / \gamma_T$ **1349.47 (kN)**

Carico Assiale Permanente (G): G = 602 (kN)
 Carico Assiale variabile (Q): Q = 0 (kN)

$F_d = G \cdot \gamma_G + Q \cdot \gamma_Q =$ **602.00 (kN)**

FS = H_d / F_d = **2.24**

6.5.3 Verifica sismica CND

Calcolo del momento di plasticizzazione di una sezione circolare

Diametro = 1500 (mm)
 Raggio = 750 (mm)
 Sforzo Normale = -115 (kN)

Caratteristiche dei Materiali

calcestruzzo

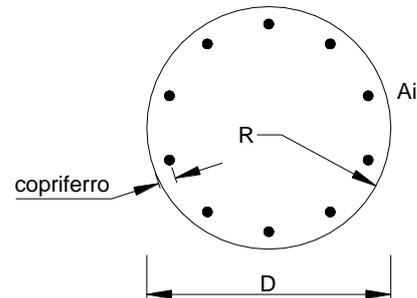
Rck = 30 (Mpa)

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

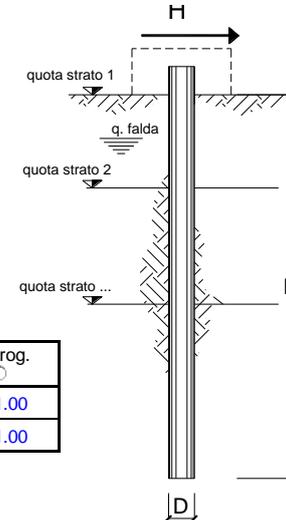
calcolo

Momento di Plasticizzazione

$M_y = 11648.8$ (kN m)

Inserisci

coefficienti parziali Metodo di calcolo			A		M		R	
			permanenti γ_G	variabili γ_Q	γ_φ	γ_{cu}	γ_T	
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	U1a	97.00	19	9		1.00	50		1.00	50
<input checked="" type="checkbox"/> strato 2	U2a	86.00	19.5	9.5		1.00	40		1.00	40
<input checked="" type="checkbox"/> strato 3	U2	75.50	19.5	9.5	29	2.88		29	2.88	
<input checked="" type="checkbox"/> strato 4	U2b	73.50	19.5	9.5	33	3.39		33	3.39	
<input checked="" type="checkbox"/> strato 5	U2	69.00	19.5	9.5	29	2.88		29	2.88	
<input type="checkbox"/> strato 6						1.00			1.00	

Quota falda 97 (m)
 Diametro del palo D 1.50 (m)
 Lunghezza del palo L 43.00 (m)
 Momento di plasticizzazione palo M_y 11648.78 (kNm)
 Step di calcolo 0.2 (m)

- palo impedito di ruotare
 palo libero

Calcolo
(ctrl+r)

	<u>H medio</u>		<u>H minimo</u>	
Palo lungo	4252.5	(kN)	4252.5	(kN)
Palo intermedio	21389.4	(kN)	21389.4	(kN)
Palo corto	97975.6	(kN)	97975.6	(kN)
H_{med}	4252.5	(kN)	H_{min}	4252.5 (kN) Palo lungo

$$H_k = \text{Min}(H_{\text{med}}/\xi_3 ; R_{\text{min}}/\xi_4) = 2501.47 \text{ (kN)}$$

EFFICIENZA E del gruppo di pali

$$H_d = E \cdot H_k / \gamma_T = 1539.37 \text{ (kN)}$$

Carico Assiale Permanente (G): G = 1458 (kN)
 Carico Assiale variabile (Q): Q = 0 (kN)

$$F_d = G \cdot \gamma_G + Q \cdot \gamma_Q = 1458.00 \text{ (kN)}$$

$$FS = H_d / F_d = 1.06$$