

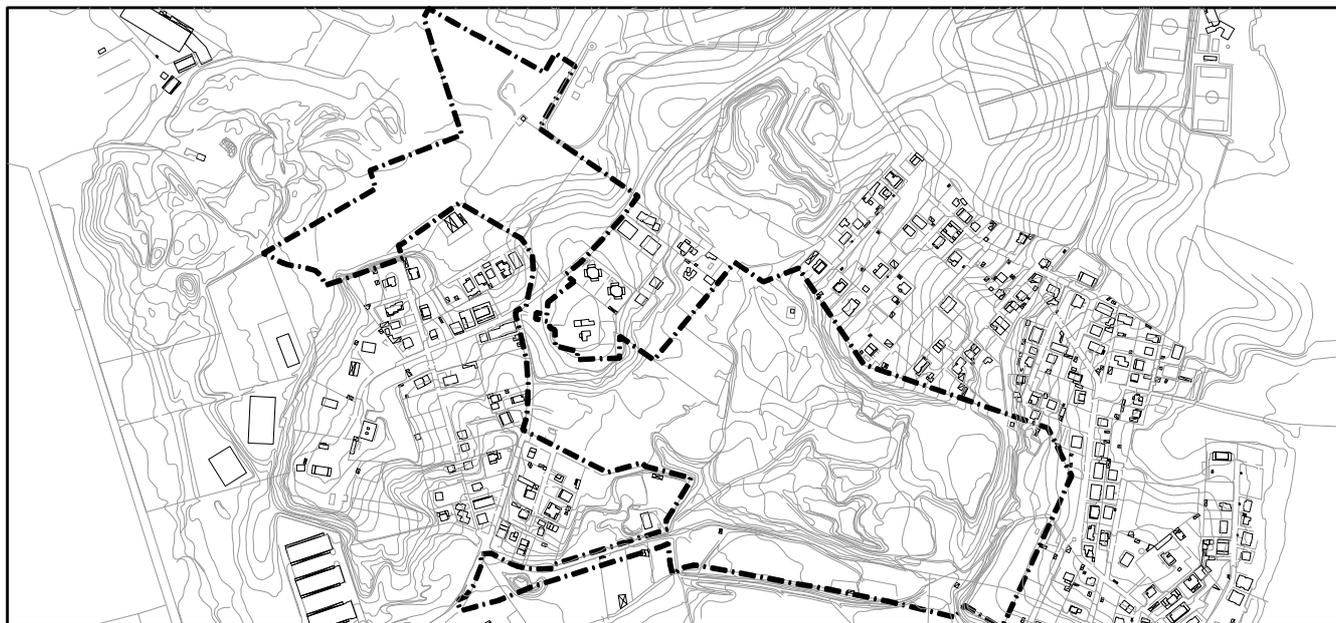


ROMA CAPITALE

DIPARTIMENTO PROGRAMMAZIONE ED ATTUAZIONE URBANISTICA
DIREZIONE ATTUAZIONE DEGLI STRUMENTI URBANISTICI
U.O. EDILIZIA RESIDENZIALE PUBBLICA

attuazione della legge 18 aprile 1962 n. 167
SECONDO PIANO DELLE ZONE

P. di Z. B50 - MONTESTALLONARA



REALIZZAZIONE DI OO.UU. PRIMARIE A SCOMPUTO DEGLI ONERI CONCESSORI
(LEGGI N° 47/85 E 724/94)

PROGETTO DEFINITIVO - 1° STRALCIO

PROPONENTE: CONSORZIO MONTESTALLONARA	ENTE DI COORDINAMENTO: I.SV.E.UR. S.p.a.	UFFICIO RICEVENTE:
---	--	---------------------------

PROGETTAZIONE: PROGETTO URBANO s.r.l. e-mail: progettourbano@gmail.com	RESPONSABILE DELLA PROGETTAZIONE: Ing. Francesco Chiocchini GRUPPO DI PROGETTAZIONE: Ing. Stephen Arlo Chiocchini	EMISSIONE: NOVEMBRE 2011 AGGIORNAMENTI: AGG. 1: Marzo 2012 AGG. 2: _____ AGG. 3: _____
---	--	---

COD. STRALCIO S_1	TITOLO ELABORATO: RELAZIONE DI CALCOLO PALI FOGNATURA	SCALA: _____
COD. ELAB. OA		NOME FILE: OA,06_Relazione calcolo pali fognatura.doc
N° ELAB. 06		N° PROGRESSIVO: 64bis

INDICE

1	PREMESSA	2
2	NORMATIVE DI RIFERIMENTO.....	4
3	CARATTERISTICHE MATERIALI	5
3.1	TIPOLOGIE DEI MATERIALI	5
3.2	RESISTENZE DI CALCOLO	5
4	CARATTERISTICHE DEL TERRENO	7
5	PARAMETRI GEOTECNICI.....	8
6	COMBINAZIONE DELLE AZIONI	9
7	MODELLO E PROCEDURA DI CALCOLO	11
8	ANALISI DEI CARICHI.....	12
9	SOLLECITAZIONI.....	17
10	PORTANZA PALI DI FONDAZIONE ISOLATI $I > 3 \Phi$	18
11	VERIFICHE AGLI STATI LIMITE ULTIMI	20

1 PREMESSA

Nella seguente relazione si esamina la palificata sulla quale è posto un tratto di fognatura dell'asse D-F; è stato previsto un sostegno alla fognatura per esplicita richiesta in Conferenza dei Servizi da parte del Dipartimento XII – fognature, dato che è l'unico tratto in cui le tubazioni passano in un rilevato.

La palificata è costituita da 33 pali di diametro 800 mm, L=15 m, distanza in asse 4 m, con un cordolo in testa costituito da una soletta armata di larghezza 2 m, spessore 25 cm, sviluppo totale 132 m; è inoltre previsto un giunto tecnico ogni 15 m, al fine di assorbire meglio eventuali cedimenti differenziali, dovuti alle caratteristiche eterogenee del terreno ed al grado di compattazione effettivo del rilevato stesso.

Per il calcolo si considera un palo compreso tra le sezioni 2_15 e 2_16 del profilo delle acque bianche tronco 1-2 (cfr. tavola FG 03.1), assumendo un'altezza del rilevato pari a 10 m e la quota testa palo posta mediamente a circa - 5 m dalla quota di progetto stradale.

Di seguito si riportano alcune figure esplicative (profilo longitudinale, sezione), per meglio comprendere la geometria della palificata esaminata.

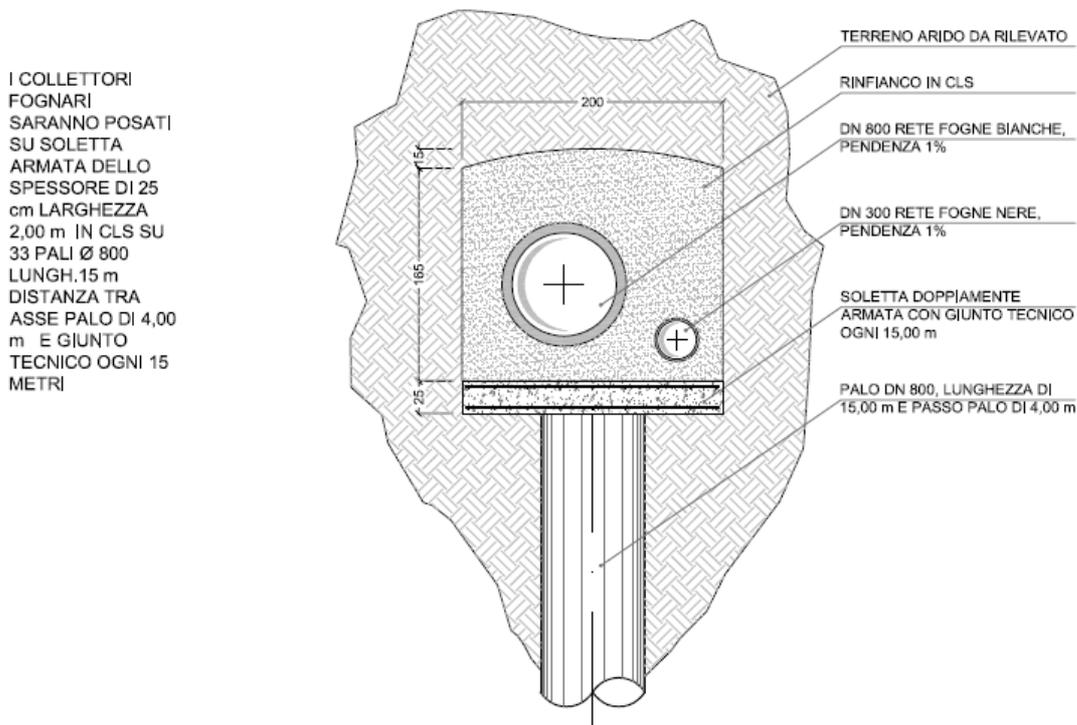


Figura: Sezione trasversale tipo della palificata

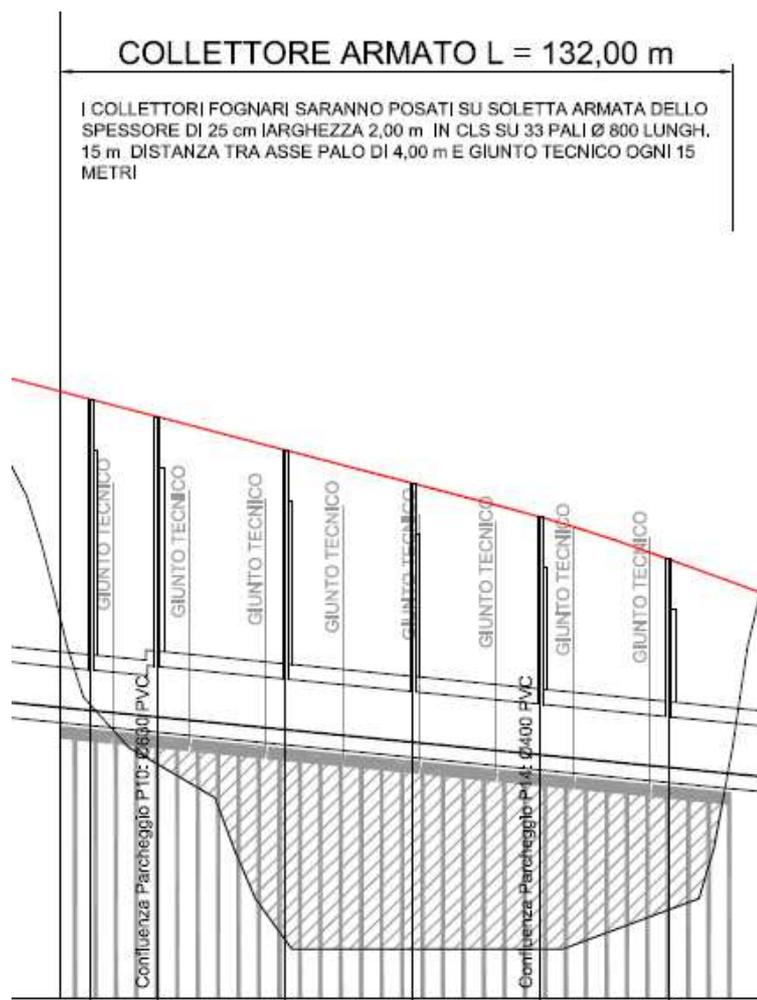


Figura: Profilo della palificata

2 NORMATIVE DI RIFERIMENTO

Nell'esecuzione dei calcoli riportati nella presente sono state rispettate le seguenti normative di riferimento:

- Legge 5/11/1971 nr. 1086:

Norme per la disciplina delle opere di conglomerato cementizio armato, normale e precompresso e da struttura metallica.

- D.M. 14/01/2008 (G. U. n. 29 del 04/02/2008, S. O. n. 30):

Norme Tecniche per le costruzioni.

- Circolare 02/02/2009 (G. U. n. 47 del 26/02/2009, S. O. n. 27):

Istruzioni per l'applicazione delle "Nuove norme tecniche per le costruzioni" di cui al decreto ministeriale 14 gennaio 2008.

3 CARATTERISTICHE MATERIALI

3.1 TIPOLOGIE DEI MATERIALI

I materiali impiegati nella costruzione dell'opera rispettano le prescrizioni contenute nel D.M. 14/01/2008, ed in particolare per i conglomerati cementizi quanto previsto al paragrafo 11.2 e per quanto concerne gli acciai in barre quanto previsto al paragrafo 11.3.2.

3.1.1 CONGLOMERATI CEMENTIZI

E' previsto l'uso dei seguenti materiali:

- per strutture in fondazione – elevato

Classe di resistenza C25/30 $R_{ck} \geq 30$ MPa

Consistenza fluida S3

Dimensione max aggregato classe D25 sezioni normali

Dosaggio ≥ 300 Kg/m³ di cemento normale

Classe di esposizione XC1 (asciutto o permanentemente bagnato – UNI EN 206)

Rapporto a/c ≤ 0.60

3.1.2 ACCIAIO PER GETTI

Acciaio laminato a caldo B450C $f_{yk} = 450$ N/mm²

$f_{tk} = 540$ N/mm²

Allungamento uniforme a carico massimo $\epsilon_{su,k} > 7.5$ %

Rapporto fra resistenza a rottura e tensione

di snervamento $1.15 < f_t/f_y < 1.35$

Rapporto medio tra valore effettivo e valore

nominale della tensione di snervamento $f_{y,eff}/f_{y,nom} < 1.25$

3.2 RESISTENZE DI CALCOLO

Per i materiali utilizzati si riportano di seguito i valori delle tensioni di riferimento ai diversi stati limite utilizzati nelle verifiche:

3.2.1 CONGLOMERATI CEMENTIZI

Calcestruzzo C25/30

$R_{ck} \geq 30$ N/mm²

$f_{ck} \geq 25$ N/mm²

$E = 22.000 \times (f_{cm}/10)^{0.3} = 29962$ N/mm²

$f_{cm} = f_{ck} + 8 = 28$ N/mm²

$\nu = 0.2$

$\alpha_T = 10 \times 10^{-6}$ °C⁻¹

resistenza caratteristica cubica a compressione
resistenza caratteristica cilindrica a compressione
modulo elastico
resistenza media cilindrica a compressione
coefficiente di Poisson
coefficiente di dilatazione termica

- Stato limite ultimo

$f_{cd} = \alpha_{cc} \times f_{ck} / \gamma_{mc} = 14.11$ N/mm²

$f_{ck} = 0.83 \times R_{ck} = 24.90$ N/mm²

$\alpha_{cc} = 0.85$

$\gamma_{mc} = 1.5$

$f_{ctd} = f_{ctk} / \gamma_{mc} = 1.19$ N/mm²

resistenza di progetto cilindrica a compressione
resistenza caratteristica cilindrica a compressione
coefficiente di riduzione per carichi di lunga durata
coefficiente parziale per la resistenza del materiale
resistenza a trazione di progetto

$$f_{ctk} = 0.70 \times f_{ctm} = 1.79 \text{ N/mm}^2$$
$$f_{ctm} = 0.30 \sqrt[3]{(f_{ck})^2} = 2.56 \text{ N/mm}^2$$

resistenza a trazione caratteristica
resistenza a trazione media

- *Stato limite di esercizio*

$$\sigma_c = 0.60 \times f_{ck} = 15.00 \text{ N/mm}^2$$
$$\sigma_c = 1.00 \times f_{ck} = 25.00 \text{ N/mm}^2$$
$$\sigma_c = 0.45 \times f_{ck} = 11.25 \text{ N/mm}^2$$

tensione di compressione - combinazione rara
tensione di compressione - combinazione frequente
tensione di compressione - comb. quasi - perm.

3.2.2 ACCIAIO PER GETTI

Acciaio laminato a caldo B450C

$$f_{yk} = 450 \text{ N/mm}^2$$
$$f_{tk} = 540 \text{ N/mm}^2$$
$$E = 206000 \text{ N/mm}^2$$

resistenza caratteristica di snervamento
resistenza caratteristica di rottura
modulo elastico

- *Stato limite ultimo*

$$f_{yd} = f_{yk} / \gamma_{ms} = 391.3 \text{ N/mm}^2$$
$$\gamma_{ms} = 1.15$$

resistenza di progetto di snervamento
coefficiente parziale per la resistenza del materiale

- *Stato limite di esercizio*

$$\sigma_s = 0.80 \times f_{yk} = 360.0 \text{ N/mm}^2$$
$$\sigma_s = 1.00 \times f_{yk} = 450.0 \text{ N/mm}^2$$
$$\sigma_s = 1.00 \times f_{yk} = 450.0 \text{ N/mm}^2$$

tensione di compressione - combinazione rara
tensione di compressione - combinazione frequente
tensione di compressione - comb. quasi - perm.

3.2.3 TENSIONE DI ADERENZA ACCIAIO - CALCESTRUZZO

Acciaio B450C – Calcestruzzo C25/30

$$f_{bd} = f_{bk} / \gamma_{mc} = 2.68 \text{ N/mm}^2$$
$$f_{bk} = 2.25 \times \eta \times f_{ctk} = 4.03 \text{ N/mm}^2$$
$$f_{ctk} = 1.79 \text{ N/mm}^2$$
$$\eta = 1.0$$
$$\gamma_{mc} = 1.5$$

resistenza tangenziale di progetto di aderenza
resistenza tangenziale caratteristica di aderenza
resistenza a trazione caratteristica del cls
coefficiente funzione del diametro delle barre
coefficiente parziale per la resistenza del cls

4 CARATTERISTICHE DEL TERRENO

I pali della zattera di fondazione della fognatura attraverseranno i terreni di reinterro, la formazione sedimentaria delle sabbie e ghiaie ed andranno ad intestarsi sulla formazione argillosa di base.

I parametri geotecnici da introdurre nelle verifiche sono indicati a pag.13 della relazione geologica e di seguito riportati per i litotipi interessati dai pali:

- a) reinterri: $\gamma = 1.4 \text{ t/mc} - 1.5 \text{ t/mc}$
- b) formazione sedimentaria sabbie e ghiaie: $\gamma = 1.8 \text{ t/mc} - 1.85 \text{ t/mc}$, $c = 0.5 - 0.15 \text{ kg/cmq}$, $\varphi = 33^\circ - 36^\circ$, $E_d = 400 \text{ kg/cmq}$
- c) formazioni argillose a comportamento geotecnico "coesivo": $\gamma = 2.0 \text{ t/mc}$; coesione non drenata $C_u = 1.0 \div 2.0 \text{ Kg/cmq}$; coesione drenata $C' = 0.20 \div 0.4 \text{ Kg/cmq}$; angolo d'attrito $\varphi' = 21^\circ \div 25^\circ$; modulo di compressibilità $E_d = 75 \text{ Kg/cmq} \div 115 \text{ Kg/cmq}$

Dalle indagini svolte non è stata evidenziata la presenza di una falda libera che interessa le strutture in oggetto.

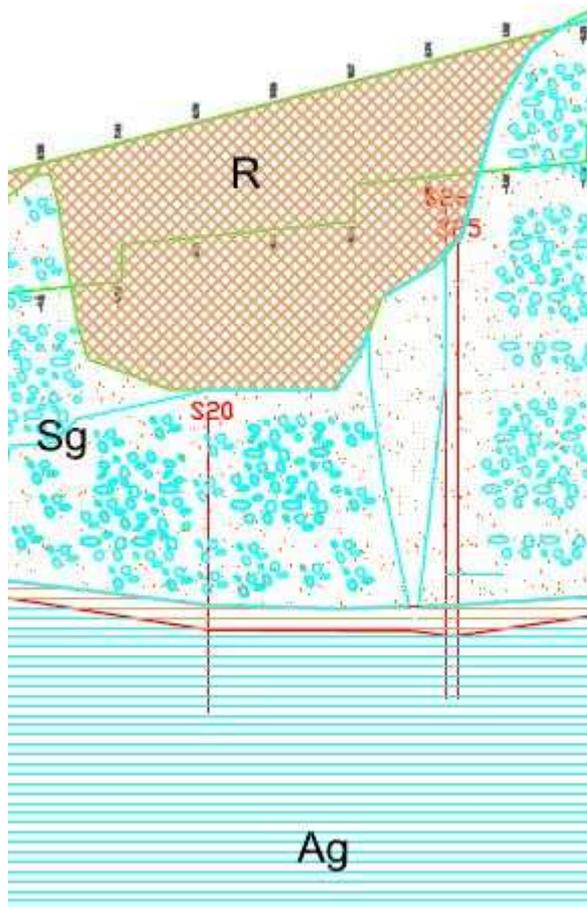


Figura: Stratigrafia considerata tratta da GE 05 Relazione geologica-geotecnica

5 PARAMETRI GEOTECNICI

Si assume la seguente stratigrafia:

STRATIGRAFIA DI PROGETTO (DA Q.T.P.)

n.	DESCRIZIONE	DA	A
1	Riporto (rilevato)	0,0	10,0
2	Formazione sabbio-ghiaiosa	10,0	18,0
3	Formazione argillosa	18,0	in giù

Per il riporto si assumono i seguenti parametri:

$$\gamma = 1500 \text{ daN/cm}^2$$

$$\phi = 35^\circ$$

$$C' = 0$$

Lo strato su cui insiste la struttura di fondazione è quello della **formazione argillosa a comportamento geotecnico prevalentemente “coesivo”**, le cui caratteristiche geomeccaniche sono (a favore di sicurezza si assumono i valori inferiori):

$$\gamma = 2000 \text{ daN/m}^3$$

$$\phi' = 23^\circ$$

$$C' = 0.3 \text{ daN/cm}^2$$

$$C_u = 1.5 \text{ daN/cm}^2$$

6 COMBINAZIONE DELLE AZIONI

Ai fini delle verifiche degli stati limite si definiscono le seguenti combinazioni delle azioni:

- Combinazione fondamentale, generalmente impiegata per gli stati limite ultimi (SLU):

$$\gamma_{G1} \cdot G_1 + \gamma_{G2} \cdot G_2 + \gamma_P \cdot P + \gamma_{Q1} \cdot Q_{k1} + \gamma_{Q2} \cdot \psi_{02} \cdot Q_{k2} + \gamma_{Q3} \cdot \psi_{03} \cdot Q_{k3} + \dots$$

Una volta definite le combinazioni di carico si procede con le verifiche nei confronti degli stati limite strutturali e geotecnici secondo una modalità di approccio progettuale.

L'approccio progettuale scelto è l'*Approccio 1* dove si impiegano due diverse combinazioni di gruppi di coefficienti parziali rispettivamente definiti per le azioni (A), per le resistenze dei materiali (M) ed eventualmente per le resistenze globali del sistema (R).

Si considera la combinazione di calcolo più sfavorevole adottando lo schema di carico n.1 delle azioni dovute al traffico, secondo i coefficienti di seguito riportati.

Tabella 5.1.IV – Valori caratteristici delle azioni dovute al traffico

Gruppo di azioni	Carichi sulla carreggiata				Carichi su marciapiedi e piste ciclabili	
	Carichi verticali			Carichi orizzontali		Carichi verticali
	Modello principale (Schemi di carico 1, 2, 3, 4, 6)	Veicoli speciali	Folla (Schema di carico 5)	Frenatura q_3	Forza centrifuga q_4	Carico uniformemente distribuito
1	Valore caratteristico					Schema di carico 5 con valore di combinazione $2,5 \text{ kN/m}^2$

I valori dei coefficienti parziali per le azioni $G_i \gamma$ e $Q_i \gamma$ sono evidenziati nella seguente tabella:

Tabella 5.1.V – Coefficienti parziali di sicurezza per le combinazioni di carico agli SLU

		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

Mentre i valori dei coefficienti di combinazione dell'azione variabile sono evidenziati nella seguente tabella:

Per la strutta in esame, considerando l'approccio "1", i valori utilizzati per i coefficienti parziali delle azioni sono riportati nella tabella seguente :

	<i>coeff.</i>	A1	A2
<i>Carichi permanenti</i>	γ_{P1}	1.35	1.0
<i>Carichi da traffico</i>	γ_Q	1.35	1.15

Nel caso in esame le combinazioni di carico generate sono:

- Stato limite ultimo
 - o Combinazione per le verifiche strutturali (combinazione STRU)
1.35 G + 1.35 Q
 - o Combinazione per le verifiche geotecniche (combinazione GEO)
1.0 G + 1.15 Q

7 MODELLO E PROCEDURA DI CALCOLO

Per quanto riguarda i carichi assiali si considera un'area di influenza di ciascun palo pari a $A_i = i_{\text{pali}} \times$ larghezza soletta = $4 \times 2 = 8$ mq.

L'analisi delle sollecitazioni in testa palo verrà eseguita in direzione longitudinale (lungo l'asse della palificata, coincidente con l'asse stradale), essendo le sollecitazioni flettenti in direzione trasversale (ortogonalmente all'asse della palificata) trascurabili rispetto alle precedenti.

Inoltre l'analisi dei carichi verrà eseguita considerando, oltre ai pesi propri e del terreno, i carichi accidentali da traffico per un ponte di prima categoria, tenendo conto della ripartizione dei carichi nel terreno secondo un angolo pari all'incirca all'angolo di attrito del rinterro (35°).

Per ricavare le sollecitazioni in testa palo, si schematizza la soletta armata su cui insistono le fognature come una trave incastrata agli estremi (in corrispondenza dei pali), di lunghezza $L = 4$ m, con $M = -pl^2/12$.

Verrà adottata la posizione del carico accidentale più gravosa, secondo le combinazioni di calcolo indicate dalla normativa.

8 ANALISI DEI CARICHI

Carichi permanenti

In questo caso la pressione in corrispondenza della testa dei pali viene calcolata come prodotto tra il peso di volume del terreno per l'altezza del ricoprimento (Spessore dello strato di terreno superiore). Quindi la pressione testa pali è fornita dalla seguente relazione:

$$P_v = \gamma H$$

Si riporta di seguito l'analisi di tutti i carichi presenti in riferimento alla testa pali:

$$G_1 \text{ p.p tubi rinfiacati vuoti + soletta armata} = ((2 \times 2.05) - (3.14 \times (0.8^2 + 0.3^2)/4)) \times 2500 = (4.1 - 0.573) \times 2500 = 8818 \text{ daN/m}$$

$$G_1 \text{ riferito al singolo palo } (i_{\text{pali}} = 4 \text{ m}) \quad 4 \times 8818 = 35272 \text{ daN}$$

$$G_1 = 35272/8 = 4409 \text{ daN/mq}$$

$$G_2 \text{ p.p pavimentazione stradale } (s=0.7 \text{ m}) = 0.7 \times 2000 = 1400 \text{ daN/mq}$$

$$G_2 \text{ riferito al singolo palo } (A_i = 8 \text{ mq}) \quad 8 \times 1400 = 11200 \text{ daN}$$

$$G_3 \text{ Riempimento in terra } \quad 5.0 \times 1500 = 7500 \text{ daN/m}^2$$

$$G_3 \text{ riferito al singolo palo } (A_i = 8 \text{ mq}) \quad 8 \times 7500 = 60000 \text{ daN}$$

$$G_4 \text{ p.p. fluido nell'ipotesi di tubo pieno} = (3.14 \times (0.8^2 + 0.3^2)/4) \times 1000 = 574 \text{ daN/m}$$

$$G_4 \text{ riferito al singolo palo } (i_{\text{pali}} = 4 \text{ m}) \quad 4 \times 574 = 2296 \text{ daN}$$

$$G_4 = 2296/8 = 287 \text{ daN/mq}$$

$$\text{Totale } G_1 + G_2 + G_3 + G_4 = \mathbf{13596} \text{ daN/mq}$$

$$\text{Totale riferito al singolo palo } 108768 \text{ daN}$$

Accidentale

La sezione stradale ha una larghezza totale di 15 m ed è composta da sinistra a destra (cfr. figura riportata) da un marciapiede di 3.0 m, una banchina di 0.5 m, due corsie di larghezza 3.5 m, un parcheggio in linea da 2.0 m ed un marciapiede da 2.5 m.

SEZIONE TIPO S2

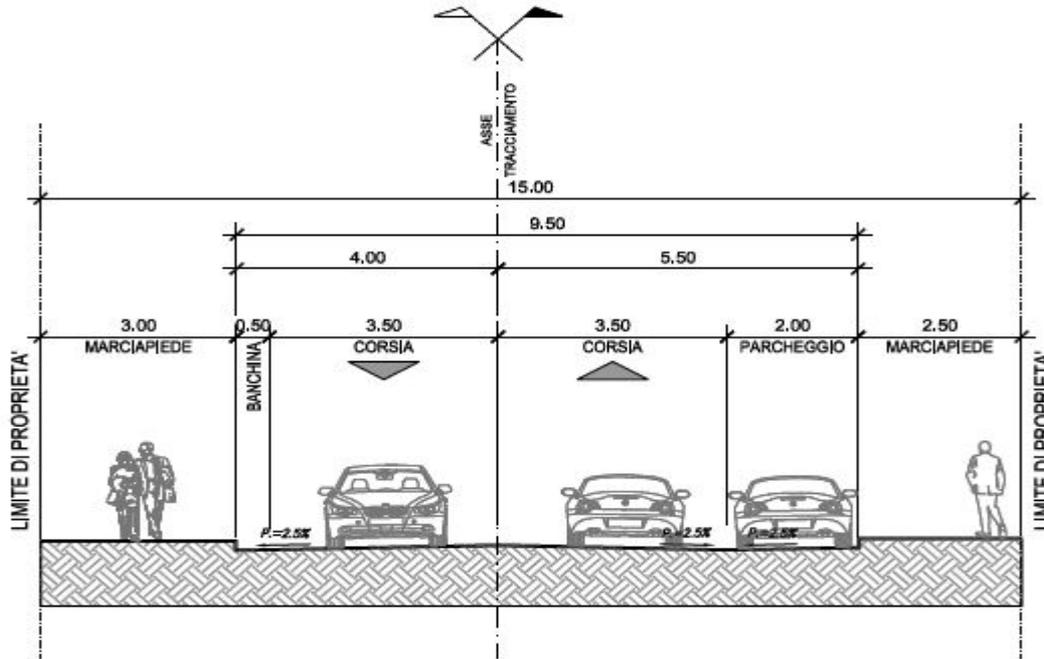


Figura: Sezione stradale tipo al di sopra del tratto di fognatura su pali

Per la valutazione del carico si considerano gli schemi previsti dal D.M. 14/01/2008 di cui si riportano gli schemi di carico previsti:

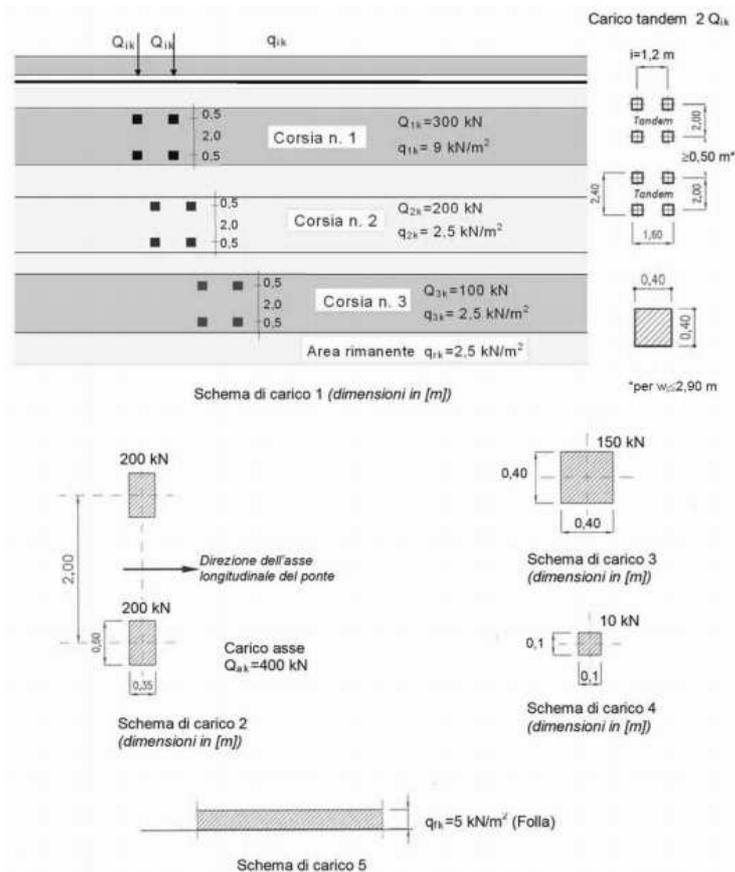


Figura: Schemi di carico - dimensioni in [m]

Gli schemi di carico per le verifiche globali saranno determinate dallo schema 1; ai fini delle verifiche globali detta normativa considera il carico folla sui marciapiedi, in combinazione con altre azioni, pari a 2.50 kN/mq.

La larghezza della sede stradale è pari a 9.5 m, quindi si considerano 3 corsie convenzionali da 3 m ed una parte residua da 0.5 m, più i due marciapiedi di larghezza totale 5.5 m con:

Corsia 1: 600 kN + 9 kN/mq

Corsia 2: 400 kN + 2.5 kN/mq

Corsia 3: 200 kN + 2.5 kN/mq

Area rimanente (sede stradale e marciapiedi): 2.5 kN/mq

- Combinazione STR

Si considerano per il rinterro i seguenti parametri geotecnici:

$$\gamma = 1500 \text{ daN/cm}^2$$
$$\phi = 35^\circ$$

La diffusione dei carichi nel terreno è dunque pari a:

$$L' = L + 2 H \operatorname{tg} \phi$$

con $\phi = 35^\circ$, $H = 7.0 \text{ m}$

$$a' = a + 2 H \operatorname{tg} \phi = 1.6 + 1.6 \times 7 \times \operatorname{tg} 35^\circ = 9.5 \text{ m}$$
$$b' = b + 2 H \operatorname{tg} \phi = 2.4 + 2.4 \times 7 \times \operatorname{tg} 35^\circ = 14.2 \text{ m}$$

Considerando che l'asse della palificata coincida con l'asse stradale, alla profondità H si ha una sovrapposizione tra i carichi delle tre stese e quello distribuito della parte rimanente, quindi a favore di sicurezza si assume che il carico sul palo è dato dalla sovrapposizione di tutti i carichi riferiti allo schema 1 (verifica globale), diffusi secondo un angolo di 35° .

L'impronta di carico è pari a:
 $A = a' \times b' = 9.5 \times 14.2 = 135 \text{ mq}$

Carichi assiali

$$Q_{1k} = 600/135 = 4.5 \text{ kN/mq}$$
$$Q_{2k} = 400/135 = 3 \text{ kN/mq}$$
$$Q_{3k} = 200/135 = 1.5 \text{ kN/mq}$$

$$Q_{\text{tot}} = \mathbf{9000} \text{ daN/mq}$$

Totale riferito al singolo palo ($A_i = 8 \text{ mq}$) $Q_{\text{tot}} = 72000 \text{ daN}$

Carichi distribuiti

Impronta di carico:

carico q_{1k}
 $B'q_{1k} = (4+2 \times 7 \times \operatorname{tg} 35^\circ) + (3+2 \times 7 \times \operatorname{tg} 35^\circ) = 13.8 + 12.8 = 26.6 \text{ m}$

altri carichi diffusi
 $B'q_{2k,3k,p} \text{ rimanente} = (4+2 \times 7 \times \operatorname{tg} 35^\circ) + (6+2 \times 7 \times \operatorname{tg} 35^\circ) = 13.8 + 15.8 = 29.6 \text{ m}$

$$B = B'q_{1k} \times B'q_{2k,3k,p} \text{ rimanente} = 26.6 \times 29.6 = 787 \text{ mq}$$

$$q_{1k} = 9 \times 4 \times 3 / B = 108/787 = 0.14 \text{ kN/mq}$$
$$q_{2k} \times 2 \text{ (a dx e a sx della stesa 1)} = 2.5 \times 4 \times 6 \times 2 / 787 = 120/787 = 0.15 \text{ kN/mq}$$
$$q_{\text{tot}} = 0.3 \text{ kN/mq}$$

Totale carichi distribuiti $q_{\text{tot}} = \mathbf{300} \text{ daN/mq}$
Totale riferito al singolo palo ($A_i = 8 \text{ mq}$) $q_{\text{tot}} = 2400 \text{ daN}$

Nella combinazione di carico STR (verifiche strutturali A1 – M1):

$$1.35 G + 1.35 Q = 1.35 \times 13596 + 1.35 \times 9300 = 18355 + 12555 = \mathbf{30910} \text{ daN/mq}$$

Nella combinazione di carico GEO (verifiche geotecniche A2 – M1):

$$1.0 G + 1.15 Q = 1.0 \times 13596 + 1.15 \times 9300 = 13596 + 10695 = \mathbf{24291} \text{ daN/mq}$$

9 SOLLECITAZIONI

Si riportano le massime sollecitazioni in corrispondenza della testa del palo, ottenute in riferimento alle combinazioni di carico adottate.

Combinazione STR (A1-M1)

In corrispondenza dei pali (incastro) $M_1 = - 30910 \times 4^2 / 12 = - 41213 \text{ daNm}$

In corrispondenza della mezzeria tra 2 pali $M_{1,2} = 30910 \times 4^2 / 24 = 20607 \text{ daNm}$

$N = 30910 \times 4 = 123640 \text{ daN}$

Combinazione GEO (A2-M1)

In corrispondenza dei pali (incastro) $M_1 = - 24291 \times 4^2 / 12 = - 32388 \text{ daNm}$

In corrispondenza della mezzeria tra 2 pali $M_{1,2} = 24291 \times 4^2 / 24 = 16194 \text{ daNm}$

$N = 24291 \times 4 = 97164 \text{ daN}$

10 PORTANZA PALI DI FONDAZIONE ISOLATI I > 3 Φ

Si considerano i pali come isolati essendo l'interasse maggiore di $3 \times 0.8 = 2.4$ m.

Si assume, come dato di partenza, che il rilevato asse D-F (tratto 1-2) sia già stato realizzato nell'appalto precedente "Rimodellamento del terreno", fino a quota fondo cassonetto. Pertanto la quota di partenza dello scavo per realizzare la palificata è la quota di progetto meno 69 cm.

Si assume la seguente stratigrafia:

STRATIGRAFIA DI PROGETTO (DA Q.T.P.)

n.	DESCRIZIONE	DA	A
1	Riporto (rilevato)	0,0	10,0
2	Formazione sabbio-ghiaiosa	10,0	18,0
3	Formazione argillosa	18,0	in giù

La portanza del palo sarà affidata al terreno argilloso ed ai terreni sedimentari mentre i reinterri, data l'assenza di dati sul loro stato di addensamento, a favore di sicurezza verranno considerati solo per quanto attiene il loro contributo al carico litostatico alla punta del palo.

La quota di imposta del palo è pari a circa -5.0 m dalla quota di progetto stradale raggiunta con l'intervento di rimodellamento.

Il carico limite ammissibile del palo isolato viene calcolato con riferimento alla sua resistenza alla punta ed alla sua resistenza laterale:

$$Q_{amm} = Q_{ult} / F_s - W_{palo}$$

essendo:

Q_l = Carico limite laterale del palo

Q_p = Carico limite alla punta del palo

W_{palo} = Differenza tra il peso del palo e il peso del terreno asportato

F_s = Coefficiente di sicurezza applicato per la definizione del carico ammissibile, pari a 2.5 sia per la portata laterale che per quella di base.

Si ha:

$Q_p = q_p A_p$ la portata alla punta, e:

$Q_l = \sum_{ni} q_{li} A_{li}$ la portata laterale,

i è lo strato iesimo attraversato dal palo ed n il numero totale degli strati.

La portata unitaria alla punta viene determinata attraverso le seguenti espressioni:

$$q_p = \sigma_v + 9 c_u \quad \text{per unità a comportamento coesivo;}$$

$$q_p = N_q^* \times \sigma_v' \leq Q_{ub \max} \quad \text{valida per unità a comportamento incoerente;}$$

N_q^* è il coefficiente di capacità portante corrispondente all'insorgere di un cedimento alla base del palo pari a $(0.06 - 0.1) D$, e σ_v' la tensione verticale alla base del palo in termini di tensioni efficaci.

$q_{ub\ max} = (N_{spt})_m \alpha_N$ è la pressione di base di un palo, associabile a cedimenti pari al 10% del diametro del palo in accordo a Reese & O'Neill (1988) e Matsui (1993), con $(N_{spt})_m$ il valore di N_{spt} medio su un tratto pari a 1.5 D al di sopra e al di sotto della base del palo e $\alpha_N = 120$ kPa nel caso di sabbie.

Con riferimento alla "Formazione argillosa a comportamento geotecnico prevalentemente "coesivo"", in cui i pali saranno intestati, si è assunto $(N_{spt})_m = 50$.

Il valore di q_{li} viene determinato come:

$q_{li} = \alpha c_u$ nelle unità a comportamento coesivo;

$q_{li} = K \sigma'_m \tan \delta$ nelle unità a comportamento incoerente;

essendo:

δ il valore dell'angolo d'attrito palo – terreno assunto pari all'angolo d'attrito dello strato di terreno considerato;

K il coefficiente di spinta orizzontale assunto pari a 0.70;

α un coefficiente riduttivo della coesione non drenata, variabile secondo quanto segue (API – 1984):

c_u (kPa)	α
≤ 25	1
da 26 a 75	da 1.0 a 0.5
> 75	0.5

In allegato sono riportate le stratigrafie di progetto relative ai tratti di interesse, i relativi parametri geotecnici adottati, e le curve di portanza ottenute.

11 VERIFICHE AGLI STATI LIMITE ULTIMI

Combinazione 1 - STR: (A1+M1+R1)

Sollecitazioni:

$$N_{p \max} = N + M/d = 123640 + 20607 = 1443 \text{ kN}$$

d = distanza tra punto di applicazione del momento ed asse verticale del palo

Capacità portante del palo:

$$\text{Resistenza laterale } R_L = 2777 \text{ kN}$$

$$\text{Resistenza alla punta } R_p = 888 \text{ kN}$$

$$\text{Resistenza totale } R_t = R_L + R_p - W = 3576 \text{ kN}$$

Coefficienti R1 (poiché il calcolo della resistenza del palo viene effettuata con metodi analitici, la resistenza caratteristica si ottiene in riferimento alle formule 6.2.10, 6.2.11 della normativa, assumendo che il numero di verticali indagate sia pari ad 1):

$$R_d = R_k / \gamma_R$$

$$\gamma_b = 1$$

$$\gamma_s = 1$$

$$\gamma_t = 1$$

$$R_{c,k} = R_c / 1.70$$

$$\text{Resistenza laterale } R_{c,L} = 2777 / 1.7 = 1633 \text{ kN}$$

$$\text{Resistenza alla punta } R_{c,p} = 888 / 1.7 = 522 \text{ kN}$$

$$\text{Resistenza totale } R_{c,t} = 2103 \text{ kN}$$

Verifiche:

$$E_d \leq R_d$$

$$R_{d,t} = R_{c,t} / \gamma_t = 1896 \text{ kN} > 1443 \text{ kN}$$

Combinazione 2 - GEO: (A2+M1+R2)

Sollecitazioni:

$$N_{p \max} = N + M/d = 97164 + 16194 = 1134 \text{ kN}$$

d = distanza tra punto di applicazione del momento ed asse verticale del palo

Capacità portante del palo:

$$\text{Resistenza laterale } R_L = 2777 \text{ kN}$$

$$\text{Resistenza alla punta } R_p = 888 \text{ kN}$$

$$\text{Resistenza totale } R_t = R_L + R_p - W = 3576 \text{ kN}$$

Coefficienti R2 (poiché il calcolo della resistenza del palo viene effettuata con metodi analitici, la resistenza caratteristica si ottiene in riferimento alle formule 6.2.10, 6.2.11 della normativa, assumendo che il numero di verticali indagate sia pari ad 1):

$$R_d = R_{c,k} / \gamma_R$$

$$\gamma_b = 1.7$$

$$\gamma_s = 1.45$$

$$\gamma_t = 1.6$$

$$R_{c,k} = R_c / 1.70$$

$$\text{Resistenza laterale } R_{c,L} = 2777 / 1.7 = 1633 \text{ kN}$$

$$\text{Resistenza alla punta } R_{c,P} = 888 / 1.7 = 522 \text{ kN}$$

$$\text{Resistenza totale } R_{c,t} = 2103 \text{ kN}$$

Verifiche:

$$E_d \leq R_d$$

$$R_t = 2103 / 1.6 = 1315 > 1134 \text{ kN}$$

ALLEGATI

CAPACITA' PORTANTE DI UN PALO COMPRESSO

Il carico limite viene determinato come:

$$Q_{lim} = q_p \times A_p + q_l \times A_l$$

RESISTENZA ALLA PUNTA

Terreni granulari ($c = 0, \phi < 0$)

In accordo alla teoria di Berenzantsev^(*):

$$q_p = N_q^* \times \sigma'_v$$

con: N_q^* : coefficiente di capacità portante corrispondente all'insorgere delle prime deformazioni plastiche (ced. = 0,06 - 0,10 D)

N_q^* è dato dal grafico a destra riportato:



In ogni caso viene assunto per q_p il valore limite di $q_{p,lim}$.

Terreni coesivi ($c > 0$)

Il calcolo viene svolto in termini di tensioni totali

La resistenza alla punta viene espressa come:

$$q_p = \sigma_v + 9 c_u$$

RESISTENZA LATERALE

Terreni granulari ($c = 0, \phi < 0$)

$$q_l = K \tan \delta \sigma'_v$$

con: K assunto pari a 0.70
 $\tan \delta = \tan \phi$

In ogni caso non viene superato il valore limite di $q_{l,lim}$.

Terreni coesivi ($c > 0$)

$$q_l = \alpha c_u$$

con: α variabile in funzione di c_u secondo la seguente tabella (API - 1984)

c_u (kPa)	α
≤ 25	1
da 26 a 75	da 1.0 a 0.5
> 75	0,5

In ogni caso non viene superato il valore limite di $q_{l,lim}$.

CARATTERISTICHE GEOMETRICHE

	unità	var	
Diametro palo	m		0,80
Superficie resistente alla punta	m ²	A_p	0,50
Superficie laterale per lunghezza unitaria	m ²	A_l	2,51
peso specifico del palo	kN/m ³	γ	25,00

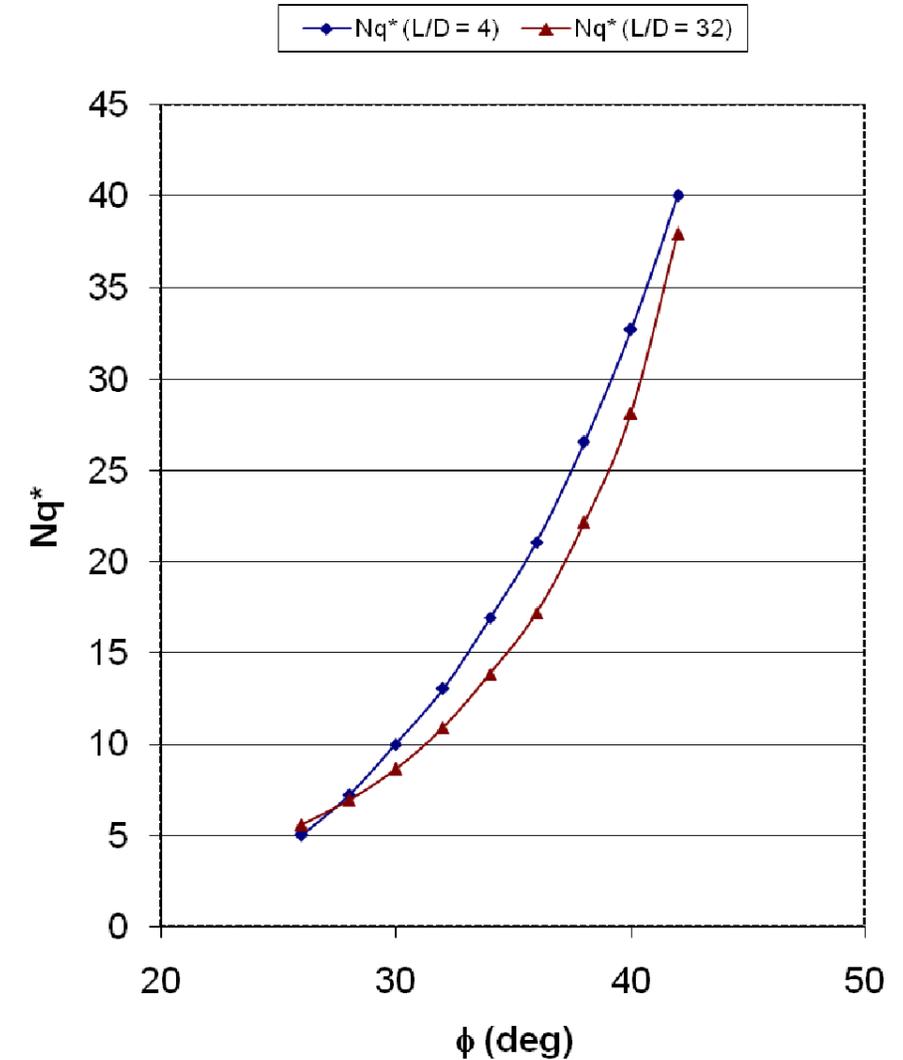
STRATIGRAFIA DI PROGETTO (DA Q.T.P.)

n.	DESCRIZIONE	DA	A
1	Ripporto (rilevato)	0,0	10,0
2	Formazione sabbio-ghiaiosa	10,0	18,0
3	Formazione argillosa	18,0	in giù
4			
4			

FALDA (DA Q.T.P.)

Q.f.	m	
		25,00

Coefficiente N_q^* corrispondente all'insorgere delle prime deformazioni plastiche alla punta



SOVRACCARICO A PIANO TESTA PALO

Sovr.	kN/m ²
Tensione totale in testa palo	75,0
Tensione efficace in testa palo	75,0

COEFFICIENTE DI SICUREZZA	
	2,5

Unità	z m	cu kPa	ϕ' deg	γ kN/m ³	γ' kN/m ³	qa kPa	K	σ_v kPa	σ_v' kPa	$\tan\delta$	ql,lim kPa	ql kPa	Ql kN	Nq*	9*cu kPa	qp,lim kPa	qp kPa	Qp kN	W kN	Qtotlim kN
	0,0			15,0	15,0			75	75,0											
1	1,0	0,0	35	15,0	15,0	0,0	0,7	90,0	90,0	0,700	0	0,0	0	19,3		1000	1000,0	0	8	0
1	2,0	0,0	35	15,0	15,0	0,0	0,7	105,0	105,0	0,700	0	0,0	0	19,2		1000	1000,0	0	15	0
1	3,0	0,0	35	15,0	15,0	0,0	0,7	120,0	120,0	0,700	0	0,0	0	19,0		1000	1000,0	0	23	0
1	4,0	0,0	35	15,0	15,0	0,0	0,7	135,0	135,0	0,700	0	0,0	0	18,9		1000	1000,0	0	30	0
1	5,0	0,0	35	15,0	15,0	0,0	0,7	150,0	150,0	0,700	0	0,0	0	18,7		1000	1000,0	503	35	467
1	6,0	0,0	35	15,0	15,0	0,0	0,7	165,0	165,0	0,700	0	0,0	0	18,6		1000	1000,0	503	40	462
1	7,0	0,0	35	15,0	15,0	0,0	0,7	180,0	180,0	0,700	0	0,0	0	18,4		1000	1000,0	503	45	457
1	8,0	0,0	35	15,0	15,0	0,0	0,7	195,0	195,0	0,700	0	0,0	0	18,2		1000	1000,0	503	50	452
1	9,0	0,0	35	15,0	15,0	0,0	0,7	210,0	210,0	0,700	0	0,0	0	18,1		1000	1000,0	503	55	447
1	10,0	0,0	35	15,0	15,0	0,0	0,7	225,0	225,0	0,700	0	0,0	0	17,9		1000	1000,0	503	60	442
2	11,0	0,0	35	19,0	19,0	0,0	0,7	244,0	244,0	0,700	120	114,9	289	17,8		6000	4339,2	2181	63	2407
2	12,0	0,0	35	19,0	19,0	0,0	0,7	263,0	263,0	0,700	120	120,0	590	17,6		6000	4636,4	2330	66	2855
2	13,0	0,0	35	19,0	19,0	0,0	0,7	282,0	282,0	0,700	120	120,0	892	17,5		6000	4927,7	2477	69	3300
2	14,0	0,0	35	19,0	19,0	0,0	0,7	301,0	301,0	0,700	120	120,0	1194	17,3		6000	5213,1	2620	72	3742
2	15,0	0,0	35	19,0	19,0	0,0	0,7	320,0	320,0	0,700	120	120,0	1495	17,2		6000	5492,7	2761	75	4181
2	16,0	0,0	35	19,0	19,0	0,0	0,7	339,0	339,0	0,700	120	120,0	1797	17,0		6000	5766,4	2899	78	4617
2	17,0	0,0	35	19,0	19,0	0,0	0,7	358,0	358,0	0,700	120	120,0	2098	16,9		6000	6000,0	3016	81	5033
2	18,0	0,0	35	19,0	19,0	0,0	0,7	377,0	377,0	0,700	120	120,0	2400	16,7		6000	6000,0	3016	84	5332
3	19,0	150,0	0	20,0	20,0	75,0	1,0	397,0	397,0	0,000	100	75,0	2589		1350,0	2000	1747,0	878	87	3380
3	20,0	150,0	0	20,0	20,0	75,0	1,0	417,0	417,0	0,000	100	75,0	2777		1350,0	2000	1767,0	888	89	3576
3	21,0	150,0	0	20,0	20,0	75,0	1,0	437,0	437,0	0,000	100	75,0	2966		1350,0	2000	1787,0	898	92	3772
3	22,0	150,0	0	20,0	20,0	75,0	1,0	457,0	457,0	0,000	100	75,0	3154		1350,0	2000	1807,0	908	94	3968
3	23,0	150,0	0	20,0	20,0	75,0	1,0	477,0	477,0	0,000	100	75,0	3343		1350,0	2000	1827,0	918	97	4164
3	24,0	150,0	0	20,0	20,0	75,0	1,0	497,0	497,0	0,000	100	75,0	3531		1350,0	2000	1847,0	928	100	4360
3	25,0	150,0	0	20,0	20,0	75,0	1,0	517,0	517,0	0,000	100	75,0	3719		1350,0	2000	1867,0	938	102	4556
3	26,0	150,0	0	20,0	10,0	75,0	1,0	537,0	527,0	0,000	100	75,0	3908		1350,0	2000	1887,0	949	105	4752
3	27,0	150,0	0	20,0	10,0	75,0	1,0	557,0	537,0	0,000	100	75,0	4096		1350,0	2000	1907,0	959	107	4948
3	28,0	150,0	0	20,0	10,0	75,0	1,0	577,0	547,0	0,000	100	75,0	4285		1350,0	2000	1927,0	969	110	5144
3	29,0	150,0	0	20,0	10,0	75,0	1,0	597,0	557,0	0,000	100	75,0	4473		1350,0	2000	1947,0	979	112	5340
3	30,0	150,0	0	20,0	10,0	75,0	1,0	617,0	567,0	0,000	100	75,0	4662		1350,0	2000	1967,0	989	115	5536

 Stratigrafia interessata dal palo

W differenza tra il peso del palo ed il peso del terreno asportato

Diagramma dei carichi ammissibili del palo in funzione della lunghezza

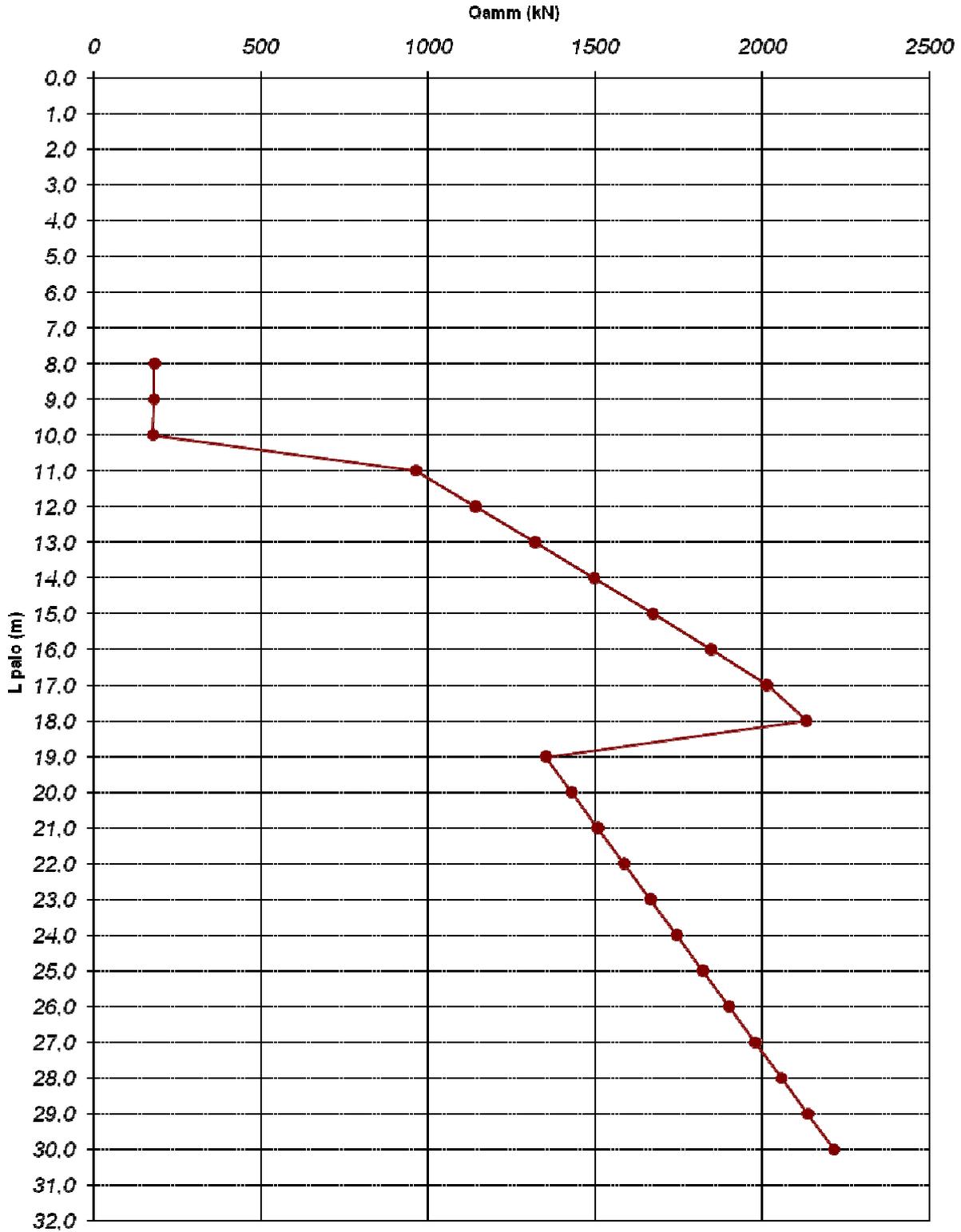


Diagramma dei carichi limiti del palo in funzione della lunghezza

