

COMMITTENTE:



PROGETTAZIONE:



U.O. OPERE CIVILI

PROGETTO DEFINITIVO

**RADDOPPIO DELLA LINEA GENOVA – VENTIMIGLIA
TRATTA FINALE LIGURE - ANDORA**

VI02 - Viadotto su Torrente Maremola/Giustenice da km 71+015 a 71+427

Relazione geotecnica di calcolo delle fondazioni

SCALA:

-

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

I V 0 I 0 0 D 0 9 C L V I 0 2 0 3 0 0 1 A

Rev.	Descrizione	Redatto	Data	Verificato	Data	Approvato	Data	Aut. di Roma
A	Emissione esecutiva	G.Grimaldi	Feb.2022	L.Utzeri	Feb.2022	G.Fadda	Feb.2022	Aut. di Roma

ITALFERR S.p.A.
U.O. Opere Civili e Gestione delle Infrastrutture
Dot. Ing. Angelo Giusti
Ordine degli Ingegneri della Provincia di Roma
N° AZ07832

File: [IV0100D09CLVI0203001A](#)

n. Elab.:

PROGETTO DEFINITIVO

**Relazione geotecnica e di calcolo delle
fondazioni**

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IV01	00	D 09 CL	VI0203 001	A	2 di 64

INDICE

1	PREMESSA	3
2	DESCRIZIONE GENERALE DELL'OPERA E DELLE OPERE DI FONDAZIONE	4
3	NORMATIVA E DOCUMENTI DI RIFERIMENTO	6
3.1	NORMATIVA	6
3.2	ELABORATI DI RIFERIMENTO	7
4	MATERIALI	8
4.1	CALCESTRUZZO PER PALI	8
4.2	ACCIAIO PER C.A.	8
5	CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA	9
6	PROFONDITÀ DI SCALZAMENTO	9
7	CRITERI DI VERIFICA GEOTECNICA	10
7.1	CRITERI DI VERIFICA GENERALI	10
7.2	CRITERI DI VERIFICA PER LE FONDAZIONI SU PALI	10
7.3	CRITERI DI CALCOLO DELLA CAPACITÀ PORTANTE VERTICALE	11
7.4	CRITERI DI CALCOLO DELLA CAPACITÀ PORTANTE ORIZZONTALE	16
8	CRITERI DI VERIFICA STRUTTURALE	19
8.1	CRITERI DI VERIFICA GENERALI	19
9	ANALISI E VERIFICHE DELLE FONDAZIONI SU PALI	20
9.1	SOLLECITAZIONI DI VERIFICA	20
9.2	VERIFICA DI PORTANZA VERTICALE	21
9.3	VERIFICA DI PORTATA TRASVERSALE	28
9.4	VERIFICHE STRUTTURALI	31
10	ANALISI E VERIFICHE DELLE FONDAZIONI DIRETTE	39
10.1	SOLLECITAZIONI DI VERIFICA	40

PROGETTO DEFINITIVO

**Relazione geotecnica e di calcolo delle
fondazioni**

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IV01	00	D 09 CL	VI0203 001	A	3 di 64

1 PREMESSA

Il presente documento costituisce la relazione geotecnica e di calcolo delle opere di fondazione del VI02 viadotto sul Torrente Maremola/Giustenice tra le progressive chilometriche 71+015 e 71+427 nell'ambito del progetto della linea Genova-Ventimiglia, tratta finale Ligure-Andora.

PROGETTO DEFINITIVO

Relazione geotecnica e di calcolo delle
fondazioni

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IV01	00	D 09 CL	VI0203 001	A	4 di 64

2 DESCRIZIONE GENERALE DELL'OPERA E DELLE OPERE DI FONDAZIONE

Il viadotto in esame si sviluppa su 1 campate a doppio binario con luci comprese tra 25 e 55.00 m.

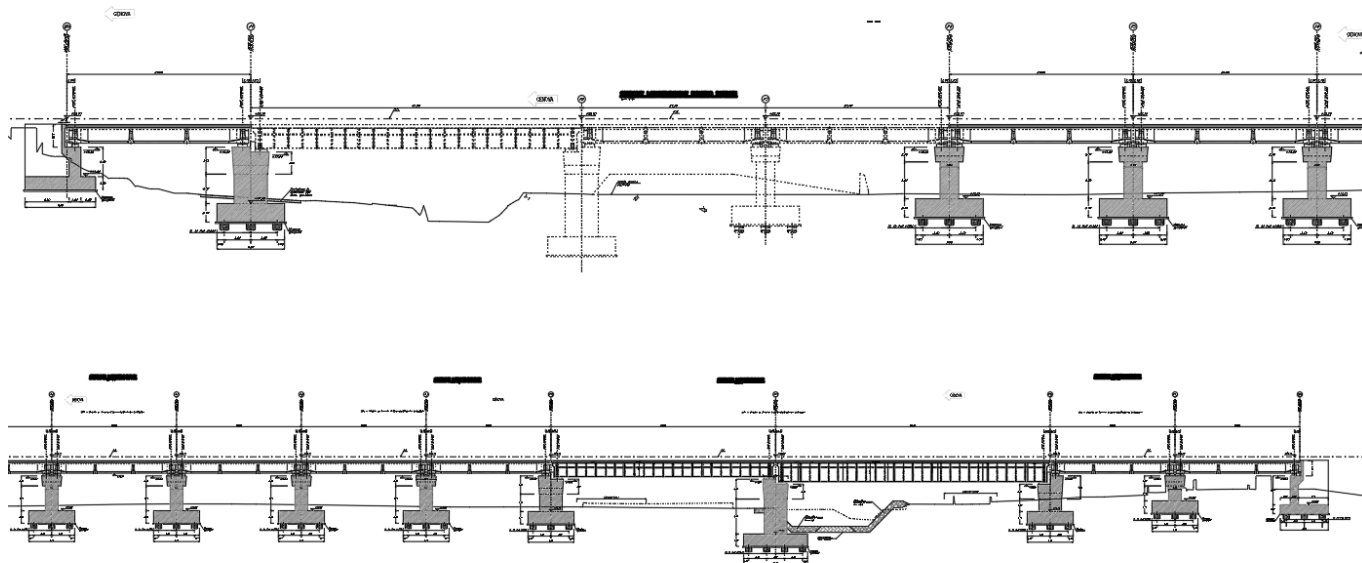


Figura 2-1: profilo longitudinale viadotto VI02

L'impalcato è in struttura mista acciaio-calcestruzzo realizzato da quattro travi in acciaio a doppio T collaboranti con una soletta di calcestruzzo per mezzo di connettori a taglio disposti sulla piattabanda superiore. Le travi hanno un'altezza di 3.75 m che si riduce in corrispondenza degli appoggi. La singola trave è realizzata mediante la giunzione di tre conci. Per migliorare la ripartizione trasversale dei carichi le travi sono collegate da diaframmi reticolari e da una controventatura di piano posta alla quota della piattabanda inferiore. La controventatura di piano posta in corrispondenza della piattabanda superiore ha lo scopo di assicurare la stabilità delle travi durante le fasi di varo e di getto della soletta. A maturazione avvenuta la soletta completa con la controventatura inferiore la rigidità torsionale dell'impalcato. L'ispezionabilità è consentita mediante la posa di grigliati sulle piattabande inferiori delle travi e la predisposizione di passi d'uomo sui diaframmi a parete piena. Il sollevamento dell'impalcato per l'eventuale sostituzione degli appoggi può essere eseguito mediante martinetti posti in corrispondenza del diaframma di testata che, a tale scopo, presenta opportuni irrigidimenti. L'impalcato a doppio binario è caratterizzato da un armamento di tipo tradizionale su ballast.

Le spalle su cui poggia l'impalcato in struttura mista acciaio-calcestruzzo hanno un plinto di fondazione per ogni binario a pianta rettangolare, ciascuno di dimensioni pari a 9.60 x 12.80m e spessore 1.80m.

Il muro di testata spesso 1.60m è alto 4.00m per la spalla A e 5.80m e per la spalla B. Il muro paraghiaia è spesso 0.40 m e alto 3.05 m. Soltanto la spalla B è fondata su pali, di numero pari a 12 per ciascun plinto.

PROGETTO DEFINITIVO

**Relazione geotecnica e di calcolo delle
fondazioni**

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IV01	00	D 09 CL	VI0203 001	A	5 di 64

Le pile hanno un'altezza del fusto variabile e un pulvino di dimensioni massime in pianta 11.90 x 5.04 e altezza 3 m. La sezione del fusto è circolare di diametro compreso tra 2.50 e 4.65 m. Le pile sono fondate su 12, con un plinto di altezza pari a 2.50 m e dimensioni variabili tra 9.20x12.80, ad esclusione delle pile n.2 e n. 11, in alveo, il cui plinto ha dimensioni 12.80 x 12.80 x 2.50 m con 16 pali; il plinto di suddette pile ha dimensioni in pianta pari a 12.80x12.80m

 ITAFERR GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	RADDOPPIO LINEA GENOVA - VENTIMIGLIA TRATTA FINALE LIGURE - ANDORA					
PROGETTO DEFINITIVO Relazione geotecnica e di calcolo delle fondazioni	COMMESSA IV01	LOTTO 00	CODIFICA D 09 CL	DOCUMENTO VI0203 001	REV. A	FOGLIO 6 di 64

3 **NORMATIVA E DOCUMENTI DI RIFERIMENTO**

3.1 **Normativa**

- Rif. [1] Ministero delle Infrastrutture, DM 17 gennaio 2018, «Aggiornamento delle “Norme tecniche per le costruzioni”»
- Rif. [2] Ministero delle Infrastrutture e Trasporti, circolare 21 gennaio 2019, n. 7 C.S.LL.PP., Istruzioni per l’applicazione dell’«Aggiornamento delle “Norme tecniche per le costruzioni”» di cui al decreto ministeriale 17 gennaio 2018.
- Rif. [3] Istruzione RFI DTC INC PO SP IFS 001 - Specifica per la progettazione e l’esecuzione dei ponti ferroviari e di altre opere minori sotto binario
- Rif. [4] Istruzione RFI DTC INC CS SP IFS 001 - Specifica per la progettazione geotecnica delle opere civili ferroviarie
- Rif. [5] Istruzione RFI DTC INC PO SP IFS 002 - Specifica per la progettazione e l’esecuzione di cavalcavia e passerelle pedonali sulla sede ferroviaria
- Rif. [6] 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

 <p>ITALFERR GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE</p>	<p>RADDOPPIO LINEA GENOVA - VENTIMIGLIA TRATTA FINALE LIGURE - ANDORA</p>					
<p>PROGETTO DEFINITIVO</p> <p>Relazione geotecnica e di calcolo delle fondazioni</p>	<p>COMMESSA</p> <p>IV01</p>	<p>LOTTO</p> <p>00</p>	<p>CODIFICA</p> <p>D 09 CL</p>	<p>DOCUMENTO</p> <p>VI0203 001</p>	<p>REV.</p> <p>A</p>	<p>FOGLIO</p> <p>7 di 64</p>

3.2 Elaborati di riferimento

Vengono presi a riferimento tutti gli elaborati grafici progettuali di pertinenza.

PROGETTO DEFINITIVO

**Relazione geotecnica e di calcolo delle
fondazioni**

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IV01	00	D 09 CL	VI0203 001	A	8 di 64

4 MATERIALI

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

4.1 Calcestruzzo per pali

Classe	C25/30		
$R_{ck} =$	30	MPa	resistenza caratteristica cubica
$f_{ck} =$	25	MPa	resistenza caratteristica cilindrica
$f_{cm} =$	36	MPa	valor medio resistenza cilindrica
$\alpha_{cc} =$	0.85		coef. rid. Per carichi di lunga durata
$\gamma_M =$	1.5	-	coefficiente parziale di sicurezza SLU
$f_{cd} =$	14.17	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
$f_{ctk} =$	1.80	MPa	valore caratteristico resistenza a trazione
$E_{cm} =$	32300	MPa	Modulo elastico di progetto
$\nu =$	0.2		Coefficiente di Poisson
$G_c =$	13458	MPa	Modulo elastico Tangenziale di progetto
Classe di esposizione ambientale			XC2
Copriferro minimo			60 mm

4.2 Acciaio per c.a.

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		
$g_s =$	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

PROGETTO DEFINITIVO

**Relazione geotecnica e di calcolo delle
fondazioni**

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IV01	00	D 09 CL	VI0203 001	A	9 di 64

5 CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA

Di seguito si riporta la stratigrafia di progetto con i relativi parametri geotecnici.

Unità	Descrizione	γ kN/mc	ϕ °	c' kPa	c_u kPa	E MPa	V_s m/s	v -	STRATIGRAFIE DI RIFERIMENTO SPALLE E PILE			
									Pila 3		pila 9,10,11,12	
-	-	-	-	-	-	-	-	-	Unità	Prof top m TOP	Unità	Prof top m TOP
1	Terreno di riporto costituito da ghiaia in matrice sabbio-limosa, con clasti da eterometrici a spigolosi	19	31	0	-	20	260	0,3	1	0	1	0
2	Sabbia con ghiaia debolmente limosa o ghiaia con sabbia limosa, con clasti prevalentemente angolari, eterometrici e poligenici	20	34	0	-	35-60**	280-400	0,3	2	2	2	1
									3	25	3	13
3	Limo sabbioso ghiaioso	21	24	5	50	8	400-600	0,25	4	39	2	20
											3	32
											4	36

Per la spalla A, facendo riferimento al profilo geotecnico di progetto è stata considerata la sola unità SPM (Dolomie e Calcari dolomitici) che è caratterizzata dai seguenti parametri fisico-meccanici.

Parametri di base	
Peso di volume γ (kN/m ³)	27.8
Classificazione di Hoek-Brown	
GSI (Geological Strength Index)	40÷50
m_i (costante del materiale)	9
σ_c (MPa), (compressione monoassiale del materiale intatto)	60
Criterio di Hoek-Brown	
m_b	1.06÷1.51
s	0.001÷0.003
a	0.51
Parametri di ammasso	
Resistenza a trazione (MPa)	-0.07÷-0.15
Resistenza alla compressione monoassiale (MPa)	1.98÷3.61
Resistenza globale (MPa)	7.96÷9.85
Modulo di deformazione (MPa)	4790÷9215
Parametri di ammasso equivalenti di Mohr-Coulomb	
Coesione (kPa)	2452÷2895
Angolo di attrito (°)	26.7÷29.6

Si fa notare che per l'unità SPM la coesione c' è stata cautelativamente ridotta di un fattore 10 per tener conto del fatto che nell'area del viadotto non sono state eseguite indagini sull'unità in questione (i parametri riportati in tabella si riferiscono alla caratterizzazione geotecnica lungo la linea).

La falda è stata assunta come da profilo geotecnico di progetto (livello max. riportato).

6 PROFONDITÀ DI SCALZAMENTO

Dai risultati delle analisi idrauliche risulta che la massima profondità di scalzamento è limitata allo spessore del plinto, pertanto non interessa il fusto del palo.

 ITALFERR GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	RADDOPPIO LINEA GENOVA - VENTIMIGLIA TRATTA FINALE LIGURE - ANDORA					
	PROGETTO DEFINITIVO Relazione geotecnica e di calcolo delle fondazioni	COMMESSA IV01	LOTTO 00	CODIFICA D 09 CL	DOCUMENTO VI0203 001	REV. A

7 CRITERI DI VERIFICA GEOTECNICA

7.1 Criteri di verifica generali

Tutte le analisi sono state effettuate con riferimento alle prescrizioni contenute nelle Norme Tecniche delle costruzioni del 17/01/2018 e nelle Istruzioni per l'applicazione delle "Norme tecniche per le costruzioni" pubblicate il 21.01.2019.

Le verifiche di sicurezza relative agli stati limite ultimi (SLU) consistono, in generale, nel verificare il rispetto della condizione:

$$E_d < R_d$$

dove con E_d si indica il valore di progetto delle azioni, o degli effetti delle azioni, e con R_d il valore di progetto delle resistenze.

La verifica di tale condizione deve essere effettuata impiegando diverse combinazioni di gruppi di coefficienti parziali definiti rispettivamente per la azioni (A1 e A2), per i parametri geotecnici (M1 e M2) e per le resistenze (R1, R2 e R3).

7.2 Criteri di verifica per le fondazioni su pali

Relativamente alle fondazioni su pali, viene adottato il seguente approccio:

Approccio 2): $A1 + M1 + R3$

Il valore di progetto delle azioni (E_d) è stato ricavato dal calcolo strutturale con riferimento alle combinazioni statiche SLU-STR e sismiche SLV, a partire dai valori caratteristici (permanenti e variabili) opportunamente amplificati mediante i coefficienti parziali γ_F .

Il valore di progetto della resistenza del palo (R_d) nei confronti dei carichi assiali è stato ottenuto a partire dai valori di calcolo delle resistenze limite medie lungo il fusto ($R_{lat,cal}$) e alla base ($R_{b,cal}$), ridotti mediante il coefficiente riduttivo ξ_3 , funzione del numero di verticali indagate (cfr. Figura 7-1- tab. 6.4.IV di NTC18), per ottenere i valori caratteristici ($R_{lat,k}$ e $R_{b,k}$) ai quali sono stati poi applicati i coefficienti parziali di sicurezza γ_R (cfr. Figura 7-2- Tab. 6.4.II di NTC18).

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

Figura 7-1. Fattori di correlazione per la determinazione della resistenza caratteristica per le fondazioni su pali

 ITALFERR GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	RADDOPPIO LINEA GENOVA - VENTIMIGLIA TRATTA FINALE LIGURE - ANDORA					
	PROGETTO DEFINITIVO Relazione geotecnica e di calcolo delle fondazioni	COMMESSA IV01	LOTTO 00	CODIFICA D 09 CL	DOCUMENTO VI0203 001	REV. A

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.

Figura 7-2. Coefficienti parziali per le fondazioni su pali – carico assiale

Il valore di progetto della resistenza del palo (R_d) nei confronti dei carichi trasversali è stato ottenuto a partire dai valori di calcolo delle resistenze limite medie lungo il fusto ($R_{lat,cal}$) e alla base ($R_{b,cal}$), ridotti mediante il coefficiente riduttivo ξ_3 , funzione del numero di verticali indagate (cfr. Figura 7-1- tab. 6.4.IV di NTC18), per ottenere i valori caratteristici ($R_{lat,k}$ e $R_{b,k}$) ai quali sono stati poi applicati i coefficienti parziali di sicurezza γ_R (cfr. Figura 7-2- Tab. 6.4.VI di NTC18).

Coefficiente parziale (R3) $\gamma_T = 1,3$

Figura 7-3. Coefficienti parziali per le fondazioni su pali – carico trasversale

Si verificherà inoltre che la risposta del palo in esercizio sia di tipo “elastico”; verificando un adeguato coefficiente di sicurezza sulla portata ultima per attrito laterale come segue:

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

7.3 Criteri di calcolo della capacità portante verticale

Le resistenze di calcolo delle palificate di fondazione per le verifiche agli stati limite ultimi di collasso sotto azioni verticali ($R_{c,cal}$) ed orizzontali ($R_{tr,cal}$) sono valutate a partire dai valori di resistenza di calcolo del palo singolo, tenendo opportunamente conto, attraverso un coefficiente di efficienza stabilito di volta in volta, dell’interazione tra pali.

Determinazione della resistenza di progetto a compressione

La portata di progetto di un palo trivellato (eseguito con completa asportazione del terreno) “Qd” può essere espressa dalla seguente relazione:

$$Q_d = Q_{II} / F_{SL} + Q_{bl} / F_{SB} - W'_p$$

dove:

 <p>ITALFERR GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE</p>	<p>RADDOPPIO LINEA GENOVA - VENTIMIGLIA TRATTA FINALE LIGURE - ANDORA</p>					
<p>PROGETTO DEFINITIVO</p> <p>Relazione geotecnica e di calcolo delle fondazioni</p>	<p>COMMESSA</p> <p>IV01</p>	<p>LOTTO</p> <p>00</p>	<p>CODIFICA</p> <p>D 09 CL</p>	<p>DOCUMENTO</p> <p>VI0203 001</p>	<p>REV.</p> <p>A</p>	<p>FOGLIO</p> <p>12 di 64</p>

Q_{II} = portata laterale limite,

Q_{bl} = portata di base limite,

$W'p$ = peso efficace del palo (al netto del peso del terreno asportato: peso calcestruzzo-peso terreno),

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

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

Determinazione della resistenza di progetto a trazione

La portata di progetto di un palo sottoposto a trazione è data soltanto dal contributo della resistenza laterale:

$$Q_d = Q_{II} / F_{SL}$$

Ovvero trascurando, a vantaggio di sicurezza, il contributo del peso proprio del palo.

Portata laterale

La portata laterale limite viene valutata con la seguente relazione:

$$Q_{II} = \pi \cdot D \cdot \sum_i (\tau_i \cdot h_i)$$

dove:

D = diametro palo,

τ_i = tensione di adesione laterale limite nello strato i -esimo,

h_i = altezza dello strato i -esimo.

Depositi incoerenti

Per i depositi incoerenti, la tensione tangenziale ultima lungo il fusto del palo, in accordo ad esempio a Burland [1973], Reese & O'Neill [1988], Chen & Kulhawy [1994], O'Neill & Hassan [1994], può essere valutata con riferimento alla seguente espressione:

$$\tau_i = \beta \cdot \sigma'v \leq \tau_{l,max}$$

dove:

$\sigma'v$ = tensione verticale efficace litostatica,

$\tau_{l,max}$ = valore massimo dell'adesione laterale limite palo-terreno (pari a 150 kPa per terreni incoerenti).

 <p>ITALFERR GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE</p>	<p>RADDOPPIO LINEA GENOVA - VENTIMIGLIA TRATTA FINALE LIGURE - ANDORA</p>					
<p>PROGETTO DEFINITIVO Relazione geotecnica e di calcolo delle fondazioni</p>	<p>COMMESSA IV01</p>	<p>LOTTO 00</p>	<p>CODIFICA D 09 CL</p>	<p>DOCUMENTO VI0203 001</p>	<p>REV. A</p>	<p>FOGLIO 13 di 64</p>

β = coefficiente empirico $\beta = k \cdot \tan \phi$, essendo

k = coefficiente di pressione laterale = 0.6;

ϕ = angolo di resistenza al taglio.

Depositi coesivi

Per i terreni coesivi superficiali (alluvionali) la tensione tangenziale è stata valutata con la seguente espressione:

$$\tau_i = \alpha \cdot c_u \leq \tau_{l,max}$$

Dove:

c_u = resistenza al taglio in condizioni non drenate

α = parametro empirico assunto come da Indicazione AGI:

$\alpha = 0.90$ per $c_u \leq 25$ kPa;

$\alpha = 0.80$ per $25 \leq c_u \leq 50$ kPa;

$\alpha = 0.60$ per $50 \leq c_u \leq 75$ kPa;

$\alpha = 0.40$ per $c_u \geq 75$ kPa.

$\tau_{l,max}$ = valore massimo dell'adesione laterale limite palo-terreno (pari a 100 kPa per terreni coesivi alluvionali).

Inoltre per i terreni coesivi alluvionali è stata anche eseguita una verifica in tensioni efficaci:

$$\tau_i = \beta \cdot \sigma'_v$$

dove:

$$\beta = 0,1 + 0,4 \cdot (c_u / \sigma'_v)$$

Roccia

Si fa riferimento alle formulazioni riportate nel noto volume "Piling Engineering" di Randolph et al, in accordo al quale:

$$\tau_i = [(UCS/2)/p_a]^{0.5}$$

dove:

 ITALFERR GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	RADDOPPIO LINEA GENOVA - VENTIMIGLIA TRATTA FINALE LIGURE - ANDORA					
	PROGETTO DEFINITIVO Relazione geotecnica e di calcolo delle fondazioni	COMMESSA IV01	LOTTO 00	CODIFICA D 09 CL	DOCUMENTO VI0203 001	REV. A

UCS = resistenza a compressione monoassiale della roccia

p_a = pressione atmosferica

Nel caso in esame si limita conservativamente la tensione tangenziale a 300 kPa.

Portata di base

Per la valutazione della portata di base limite sono state utilizzate le seguenti relazioni:

$$Q_{bl} = A_p \cdot q_{bl}$$

dove:

A_p = area della base del palo,

q_{bl} = portata limite specifica di base.

Depositi incoerenti

Nei terreni incoerenti, la pressione di base del palo associabile a cedimenti pari al 10% del diametro del palo, viene valutata con la relazione di Berezantzev (1965) indicata nelle Raccomandazioni AGI:

$$q_b = N_q^* \cdot \sigma'_v \leq q_{b,lim}$$

essendo:

N_q^* = coefficiente in funzione dell'angolo di resistenza al taglio del terreno (Raccomandazioni AGI);

σ'_v = tensione verticale efficace;

$q_{b,lim}$ = pressione ultima di base massima consigliabile. Nel caso in esame si è fatto riferimento a quanto indicato da Gwizdala, 1984, vedasi seguente tabella.

Tabella 1 – Valori di q_{blim} secondo Gwizdala [1984]

	$q_{b,lim}$ (kPa)
GHIAIE	7300
SABBIE	5800
SABBIE LIMOSE	4300

 ITALFERR GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	RADDOPPIO LINEA GENOVA - VENTIMIGLIA TRATTA FINALE LIGURE - ANDORA					
PROGETTO DEFINITIVO Relazione geotecnica e di calcolo delle fondazioni	COMMESSA IV01	LOTTO 00	CODIFICA D 09 CL	DOCUMENTO VI0203 001	REV. A	FOGLIO 15 di 64

Depositi coesivi

La portata di base limite nei terreni coesivi viene valutata con la seguente relazione:

$$q_b = 9 \cdot c_u + \sigma_v \leq q_{b,lim}$$

dove:

c_u = resistenza al taglio non drenata [kPa];

σ_v = tensione totale verticale;

$q_{b,lim}$ = pressione ultima di base massima consigliabile (3800 kN in accordo a Engling e Reese, 1974).

Roccia

Si fa riferimento alle formulazioni riportate nel noto volume “Piling Engineering” di Randolph et al, in accordo al quale:

$$q_b = 15 \cdot p_a \cdot (UCS/p_a)^{0.5}$$

dove:

UCS = resistenza a compressione monoassiale della roccia

p_a = pressione atmosferica

Nel caso in esame si limita conservativamente la portata unitaria alla base a 7300 kPa, come per le ghiaie in accordo a Gwizdala [1984].

 ITALFERR GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	RADDOPPIO LINEA GENOVA - VENTIMIGLIA TRATTA FINALE LIGURE - ANDORA					
	PROGETTO DEFINITIVO Relazione geotecnica e di calcolo delle fondazioni	COMMESSA IV01	LOTTO 00	CODIFICA D 09 CL	DOCUMENTO VI0203 001	REV. A

Verifica a carico limite verticale di una palificata

La valutazione del carico limite verticale di una palificata è eseguito come di seguito indicato:

$$R_{d,G} = N \cdot E \cdot R_{d, \text{ singolo palo}}$$

La resistenza a carico verticale della palificata è data dal prodotto della resistenza del palo singolo per il numero N di pali del gruppo e per il fattore E di efficienza della palificata.

L'esperienza (Vesic, 1968) ha mostrato che per palificate in terreni incoerenti, l'efficienza risulta non minore dell'unità, quindi si può assumere $E = 1$ (per terreni incoerenti).

Per palificate in terreni coesivi, invece, l'efficienza risulta minore dell'unità e può essere valutata ad esempio con la formulazione empirica di Converse Labarre, di seguito esplicitata.

$$E = 1 - (\Phi / 90) \cdot [(n - 1) \cdot m + (m - 1) \cdot n] / (m \cdot n)$$

Dove:

E = efficienza della palificata

N = numero di pali per fila

M= numero di file

$\Phi = \arctg (D/i)$ con D= diametro pali, i = interasse pali.

7.4 Criteri di calcolo della capacità portante orizzontale

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.

In terreni coesivi si ha:

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

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

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

dove :

H = carico limite orizzontale del palo;

PROGETTO DEFINITIVO

**Relazione geotecnica e di calcolo delle
fondazioni**

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IV01	00	D 09 CL	VI0203 001	A	17 di 64

cu = resistenza non drenata del terreno;

My = momento di plasticizzazione del palo;

L = lunghezza del palo;

d = diametro del palo.

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

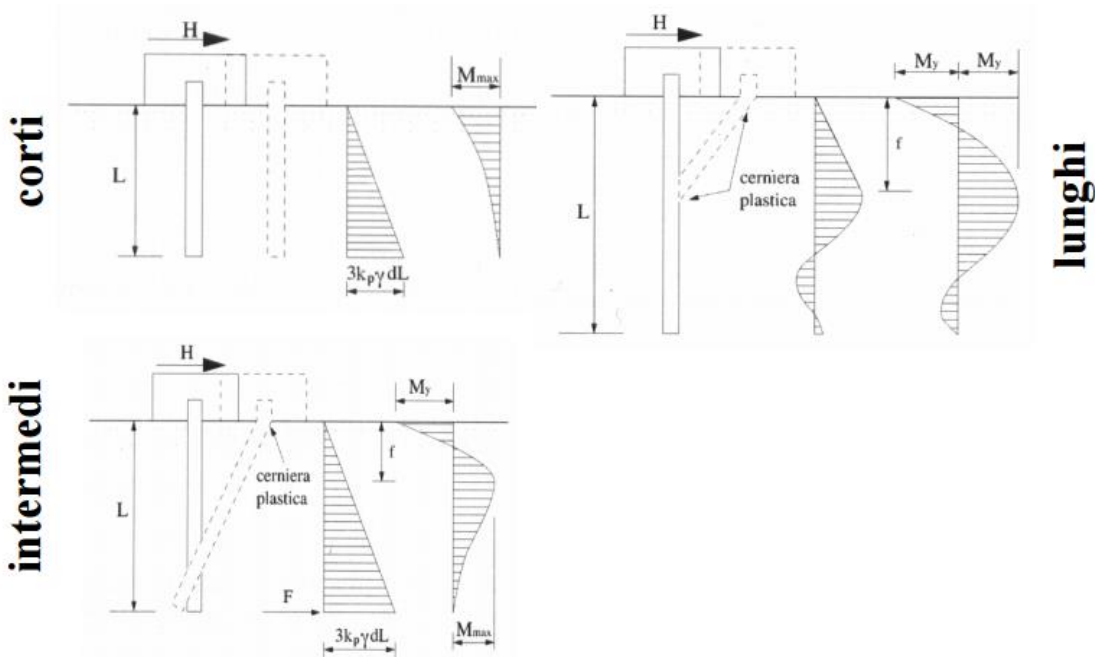
Palo intermedio:
$$H = \frac{1}{2} k_p \gamma d^3 \left(\frac{L}{d} \right)^2 + \frac{M_y}{L}$$

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

In terreni incoerenti si ha:

Dove, oltre ai termini già definiti,

Kp = coefficiente di spinta passiva.



Nel caso in esame si è in presenza del caso di palo lungo.

 ITALFERR GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	RADDOPPIO LINEA GENOVA - VENTIMIGLIA TRATTA FINALE LIGURE - ANDORA					
PROGETTO DEFINITIVO Relazione geotecnica e di calcolo delle fondazioni	COMMESSA IV01	LOTTO 00	CODIFICA D 09 CL	DOCUMENTO VI0203 001	REV. A	FOGLIO 18 di 64

Il valore di H dovrà essere confrontato con il massimo valore del taglio agente sul palo al variare delle combinazioni (E_d). Per le verifiche a carico limite orizzontale si considera cautelativamente un coefficiente di gruppo 0.8.

Il valore determinato con la teoria di Broms dovrà essere ridotto secondo quanto prevede la normativa vigente.

$$R_d = H / (\xi \cdot \gamma_T) > E_d$$

dove:

R_d = resistenza di progetto del palo

H = valore limite in funzione del meccanismo attivato (ridotto per effetto gruppo);

ξ = fattore di correlazione in funzione delle verticali indagate;

γ_T = fattore parziale per pali soggetti a carichi orizzontali

E_d = taglio di progetto sollecitante il palo.

 <p>ITALFERR GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE</p>	<p>RADDOPPIO LINEA GENOVA - VENTIMIGLIA TRATTA FINALE LIGURE - ANDORA</p>					
<p>PROGETTO DEFINITIVO</p> <p>Relazione geotecnica e di calcolo delle fondazioni</p>	<p>COMMESSA</p> <p>IV01</p>	<p>LOTTO</p> <p>00</p>	<p>CODIFICA</p> <p>D 09 CL</p>	<p>DOCUMENTO</p> <p>VI0203 001</p>	<p>REV.</p> <p>A</p>	<p>FOGLIO</p> <p>19 di 64</p>

8 CRITERI DI VERIFICA STRUTTURALE

8.1 Criteri di verifica generali

In ottemperanza al D.M. del 17.01.2018 (Norme tecniche per le costruzioni), i calcoli sono condotti con il metodo semiprobabilistico agli stati limite.

Verifiche SLU

Si verifica la resistenza strutturale del palo in accordo all'approccio 2 (A1+M1+R3) secondo la teoria del c.a. e le disposizioni riportate in NTC 2018, con particolare riferimento al §7.2.5 secondo il quale:

- a taglio $E_d \leq R_d/1.3$
- lo sforzo resistente a compressione del calcestruzzo è limitato a $0.45 f_{cd}$
- $M_{Ed (q=1.0)} \leq 1.5 R_d$ (condizione implicitamente soddisfatta in questo caso assumendo al massimo $q = 1.5$)

Verifiche SLE

Le verifiche a fessurazione sono state condotte considerando:

Verifica di formazione delle fessure: la verifica si esegue per la sezione interamente reagente determinando il momento di prima fessurazione e confrontandolo con quello sollecitante; se risulta $M_{cr} < M_{Ed}$ la verifica si considera soddisfatta, altrimenti si procede alla verifica di apertura delle fessure.

Verifica di apertura delle fessure: l'apertura convenzionale delle fessure è calcolata con le modalità indicate nell'Eurocodice 2-1, come indicato dal D. M. Min. II. TT. del 17 gennaio 2018, e valutata con le sollecitazioni relative alla Combinazioni Rara della normativa vigente sui ponti ferroviari. Le massime aperture ammissibili sono:

- condizioni ambientali aggressive e molto aggressive: $w_k \leq w_3 = 0.20\text{mm}$
- condizioni ambientali ordinarie: $w_k \leq w_3 = 0.30\text{mm}$

In ottemperanza a quanto prescritto dal Manuale di progettazione - Parte II/sezione II, per tutte le strutture a permanente contatto con il terreno e per le zone non ispezionabili di tutte le strutture si applica come limite di apertura delle fessure $w_k \leq w_3 = 0.20\text{mm}$.

Verifica delle tensioni di esercizio: si verifica che le tensioni di lavoro presenti nel calcestruzzo siano inferiori ai seguenti limiti:

- combinazione QP $\sigma_c < 0.40 f_{ck}$;
- combinazione Rara $\sigma_c < 0.55 f_{ck}$,

e che le tensioni di lavoro presenti nell'acciaio siano $\sigma_s < 0.75 f_{yk}$.

PROGETTO DEFINITIVO

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IV01	00	D 09 CL	VI0203 001	A	20 di 64

**Relazione geotecnica e di calcolo delle
 fondazioni**

9 ANALISI E VERIFICHE DELLE FONDAZIONI SU PALI

9.1 Sollecitazioni di verifica

Nella seguente tabella si riportano le sollecitazioni massime sui pali derivanti dall'analisi strutturale.

<i>Fondazioni su pali</i>				
	combinazione	N_{max/palo}	N_{min/palo}	T_{/palo}
pila 2BP	STR - SLU	6596	2834	156
	SLV Q1,36	7490	-1375	560
	SLE rara	4664	2033	110
	SLE rara GR4	3776	1582	98
pila 3BD	STR - SLU	4325	1973	132
	SLV Q1,36	4778	-802	458
	SLE rara	3069	1417	94
	SLE rara GR4	2524	1081	81
Pila 9BP	STR - SLU	3517	1627	107
	SLV Q1,36	3814	-580	397
	SLE rara	2508	1182	76
	SLE rara GR4	2063	909	66
Pila 10BD	STR - SLU	6055	1767	223
	SLV Q1,36	6536	-1574	656
	SLE rara	4286	1301	157
	SLE rara GR4	3510	959	133
Pila 11 BD	STR - SLU	7041	3084	212
	SLV Q1,36	7481	-995	632
	SLE rara	4930	2182	149
	SLE rara GR4	4048	1642	128
Pila 12 BP	STR - SLU	5775	2886	139
	SLV Q1,36	6923	-1428	637
	SLE rara	4094	2112	98
	SLE rara GR4	3234	1731	91
Pila 12 BD	STR - SLU	5884	2924	156
	SLV Q1,36	7126	-1502	659
	SLE rara	4172	2138	110
	SLE rara GR4	3269	1779	99
Spalla B	STR - SLU	4501	1277	657
	SLV Q1,36	3334	569	411
	SLE rara	3146	973	437
	SLE rara GR4	2585	791	334

9.2 Verifica di portanza verticale

Si riportano di seguito i risultati ottenuti in termini di curva di portanza verticale per le stratigrafie tipo 1 e 2.

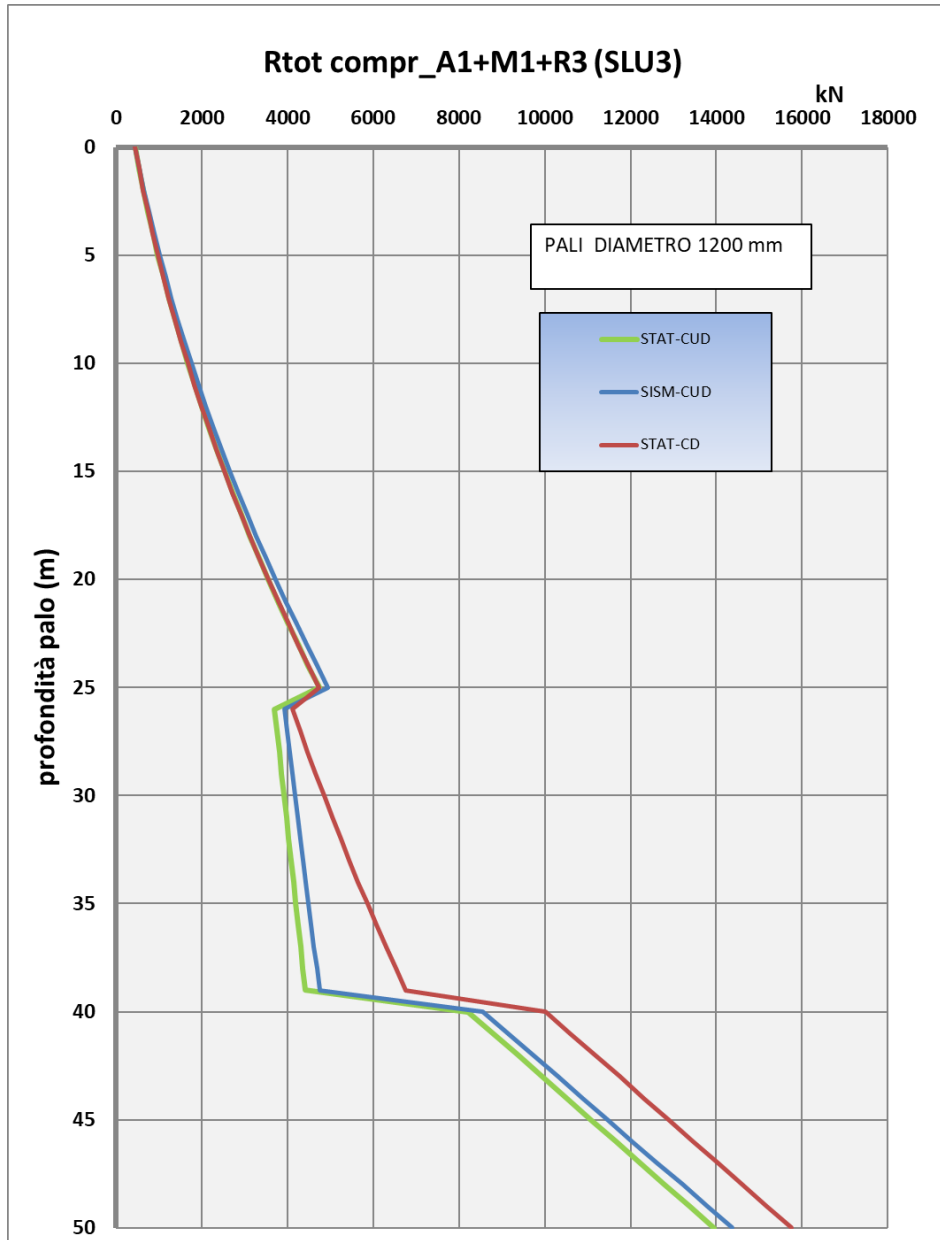


Figura 9-1: stratigrafia 1 – curve di portanza verticale SLU (compressione)

PROGETTO DEFINITIVO

Relazione geotecnica e di calcolo delle
fondazioni

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IV01	00	D 09 CL	VI0203 001	A	22 di 64

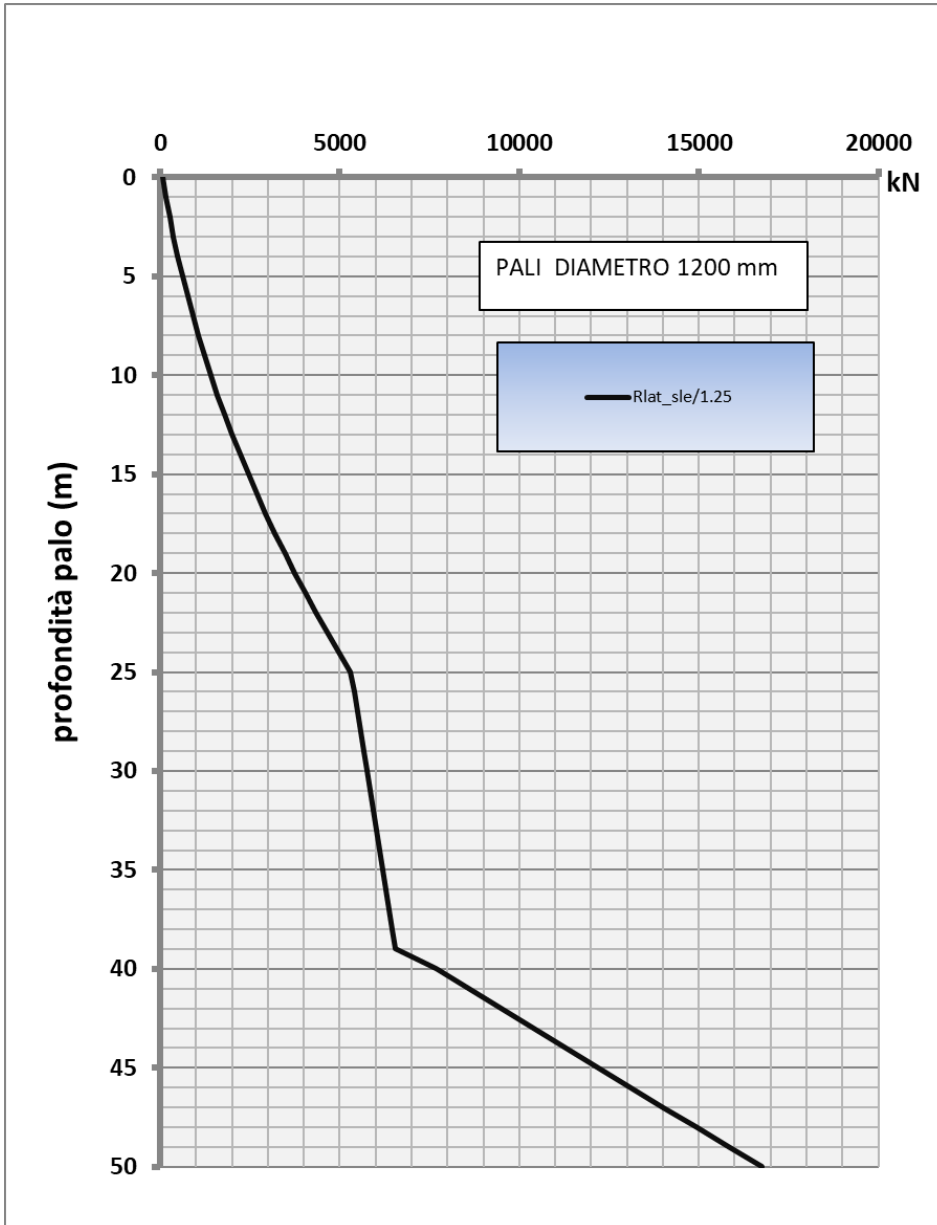


Figura 9-2: stratigrafia 1 – curve di portanza verticale SLE/1.25 (compressione)

PROGETTO DEFINITIVO

Relazione geotecnica e di calcolo delle
fondazioni

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IV01	00	D 09 CL	VI0203 001	A	23 di 64

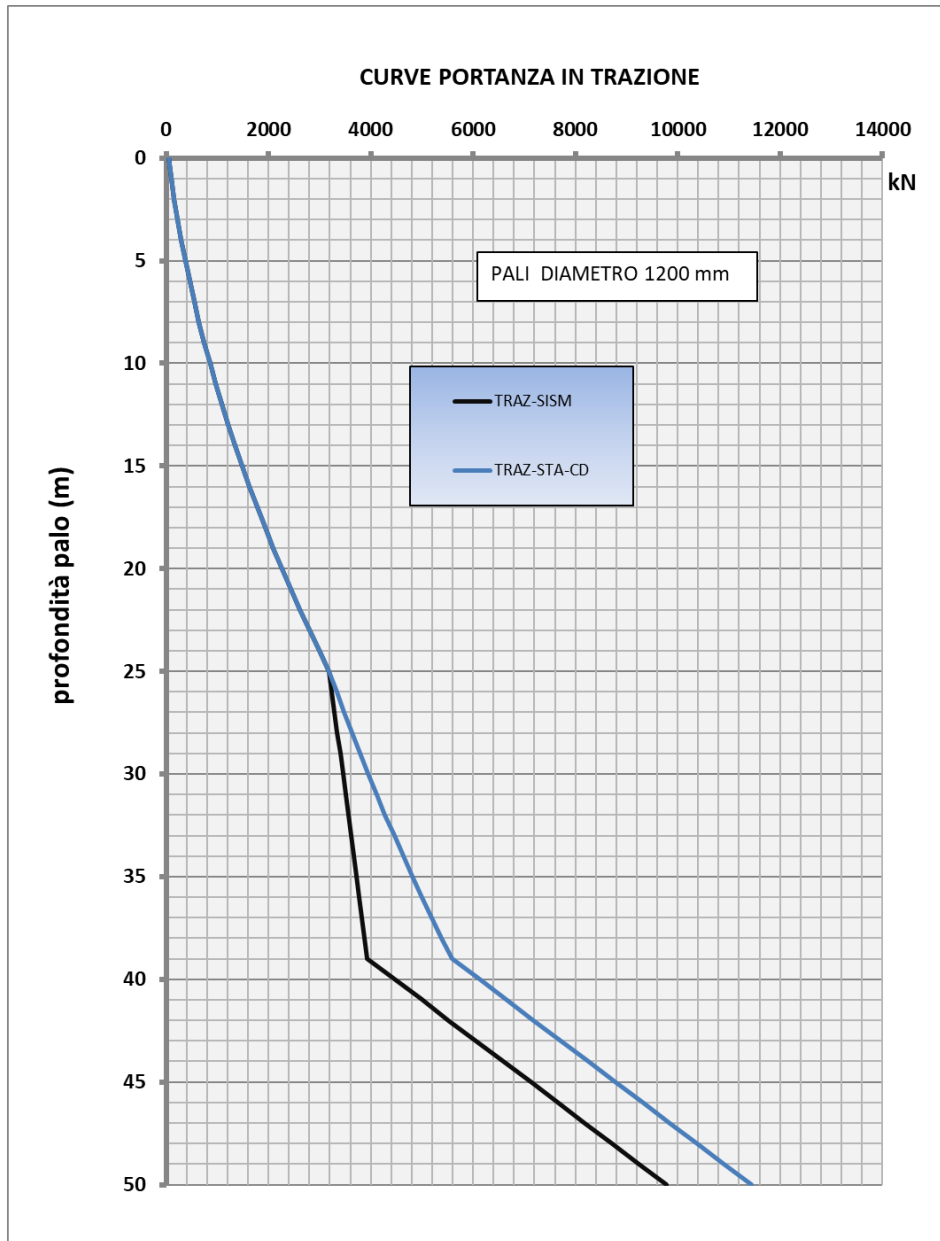


Figura 9-3: stratigrafia 1 – curve di portanza verticale SLU (trazione)

PROGETTO DEFINITIVO

Relazione geotecnica e di calcolo delle
fondazioni

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IV01	00	D 09 CL	VI0203 001	A	24 di 64

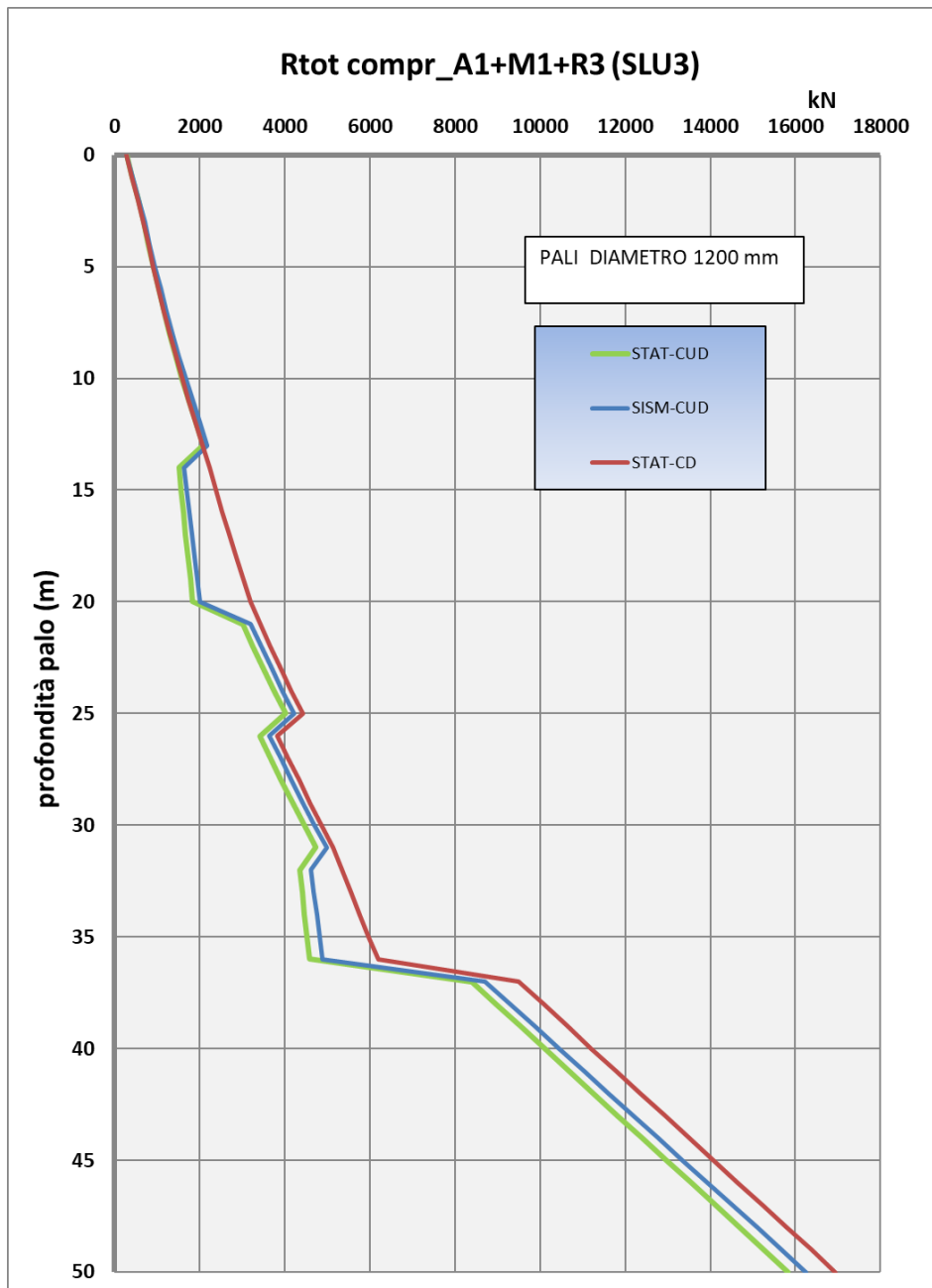


Figura 9-4: stratigrafia 2 – curve di portanza verticale SLU (compressione)

PROGETTO DEFINITIVO

Relazione geotecnica e di calcolo delle
fondazioni

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IV01	00	D 09 CL	VI0203 001	A	25 di 64

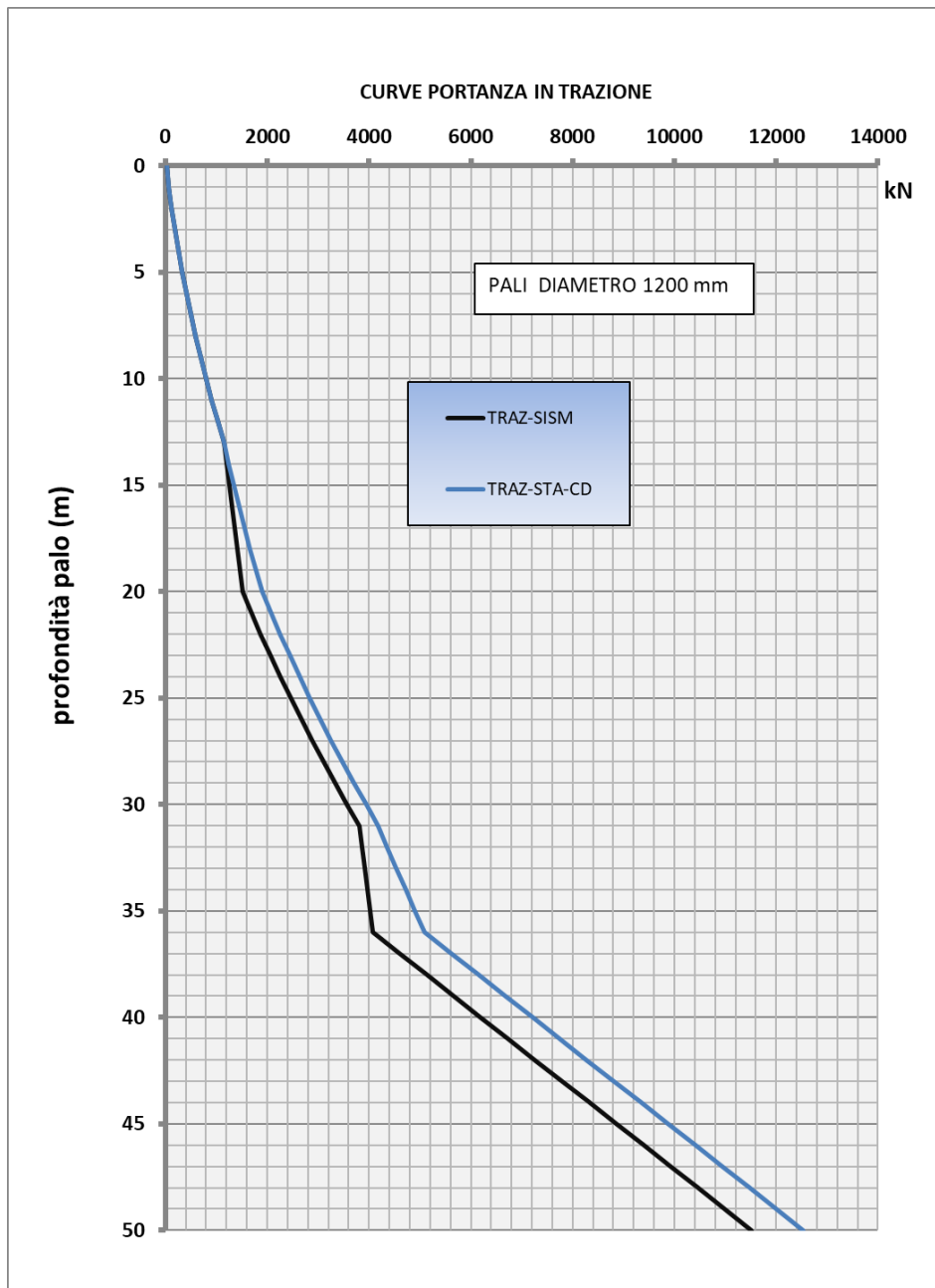


Figura 9-5: stratigrafia 2 – curve di portanza verticale SLU (trazione)

PROGETTO DEFINITIVO

Relazione geotecnica e di calcolo delle
fondazioni

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IV01	00	D 09 CL	VI0203 001	A	26 di 64

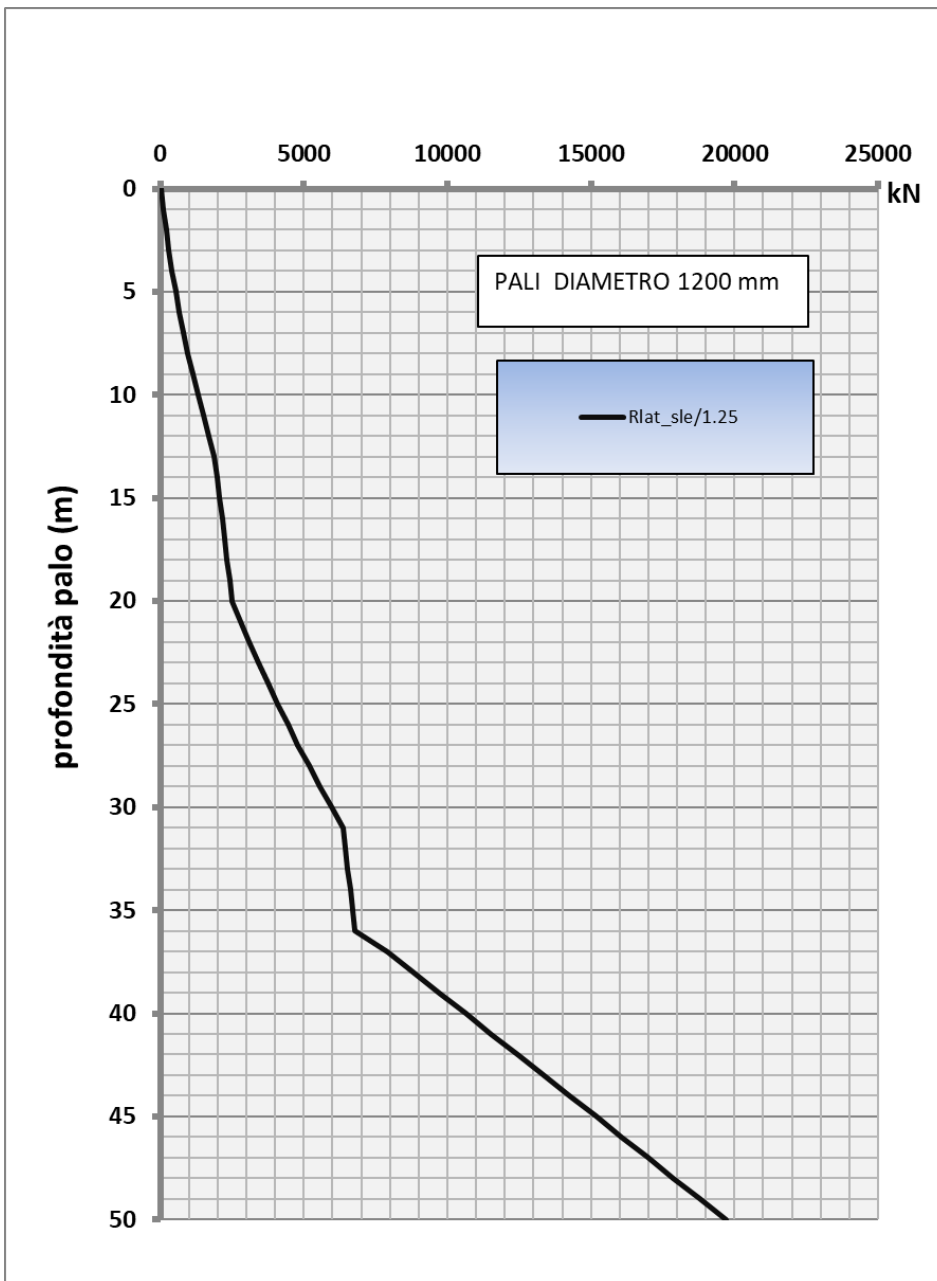


Figura 9-6: stratigrafia 2 – curve di portanza verticale SLE/1.25 (compressione)

PROGETTO DEFINITIVO

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IV01	00	D 09 CL	VI0203 001	A	27 di 64

**Relazione geotecnica e di calcolo delle
 fondazioni**

Si riportano di seguito i coefficienti di sicurezza minimi sul singolo palo e sulla palificata per le due condizioni stratigrafiche esaminate:

						portanza verticale					
<i>Fondazioni su pali</i>						lunghezza palo (m)	compressione		trazione		portanza globale
	combinazione	N _{max/palo}	N _{min/palo}	stratigrafia	quota testa palo (m s.l.m.)	lunghezza palo (m)	R _d (kN)	F _s	R _d (kN)	F _s	F _s
pila 2BP	STR - SLU	6596	2834	tipo 1	3,4	42	9367	1,42	-	-	11,9
	SLV Q1,36	7490	-1375				9723	1,30	5528	4,02	10,9
	SLE rara	4664	2033				9433	2,02	-	-	17,0
	SLE rara GR4	3776	1582				-	-	-	-	-
pila 3BD	STR - SLU	4325	1973	tipo 1	7,75	42	9367	2,17	-	-	18,2
	SLV Q1,36	4778	-802				9723	2,03	5528	6,89	17,1
	SLE rara	3069	1417				9433	3,07	-	-	25,8
	SLE rara GR4	2524	1081				-	-	-	-	-
Pila 9BP	STR - SLU	3517	1627	tipo 2	8,75	30	4451	1,27	-	-	10,6
	SLV Q1,36	3814	-580				4706	1,23	3566	6,15	10,4
	SLE rara	2508	1182				5953	2,37	-	-	19,9
	SLE rara GR4	2063	909				-	-	-	-	-
Pila 10BD	STR - SLU	6055	1767	tipo 2	8,75	40	10109	1,67	-	-	14,0
	SLV Q1,36	6536	-1574				10448	1,60	6201	3,94	13,4
	SLE rara	4286	1301				10631	2,48	-	-	20,8
	SLE rara GR4	3510	959				-	-	-	-	-
Pila 11 BD	STR - SLU	7041	3084	tipo 2	4,10	40	10109	1,44	-	-	12,1
	SLV Q1,36	7481	-995				10448	1,40	6201	-	11,7
	SLE rara	4930	2182				10631	2,16	-	-	18,1
	SLE rara GR4	4048	1642				-	-	-	-	-
Pila 12 BP	STR - SLU	5775	2886	tipo 2	8,75	40	10109	1,75	-	-	14,7
	SLV Q1,36	6923	-1428				10448	1,51	6201	4,34	12,7
	SLE rara	4094	2112				10631	2,60	-	-	21,8
	SLE rara GR4	3234	1731				-	-	-	-	-
Pila 12 BD	STR - SLU	5884	2924	tipo 2	8,75	40	10109	1,72	-	-	14,4
	SLV Q1,36	7126	-1502				10448	1,47	6201	4,13	12,3
	SLE rara	4172	2138				10631	2,55	-	-	21,4
	SLE rara GR4	3269	1779				-	-	-	-	-
Spalla B	STR - SLU	4501	1277	tipo 2	11,45	40	10109	2,25	-	-	18,9
	SLV Q1,36	3334	569				10448	3,13	6201	-	26,3
	SLE rara	3146	973				10631	3,38	-	-	28,4
	SLE rara GR4	2585	791				-	-	-	-	-

PROGETTO DEFINITIVO
**Relazione geotecnica e di calcolo delle
 fondazioni**

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IV01	00	D 09 CL	VI0203 001	A	28 di 64

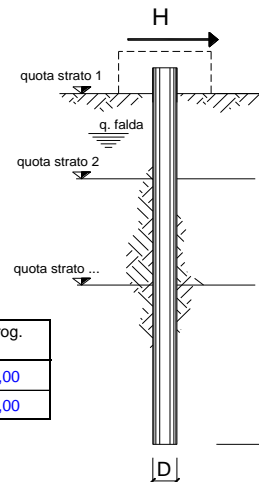
9.3 Verifica di portata trasversale

Di seguito si riportano i risultati delle verifiche di portanza orizzontale.

Stratigrafia 1

 opera **VI02**

coefficienti parziali			A		M		R	
Metodo di calcolo			permanenti	variabili	γ_{φ}	γ_{c_u}	γ_T	
			γ_G	γ_Q				
SfU	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 checked="" 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	
definiti dal progettista			<input type="radio"/>	1,30	1,50	1,25	1,40	1,00



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	1	100,00	19	10	31	3,12		31	3,12	
<input checked="" type="checkbox"/> strato 2	2	98,00	20	10	34	3,54		34	3,54	
<input checked="" type="checkbox"/> strato 3	3	75,00	21	10	24	2,37	50	24	2,37	50
<input type="checkbox"/> strato 4						1,00			1,00	
<input type="checkbox"/> strato 5						1,00			1,00	
<input type="checkbox"/> strato 6						1,00			1,00	

Quota falda **97** (m)
 Diametro del palo D **1,20** (m)
 Lunghezza del palo L **40,00** (m)
 Momento di plasticizzazione palo M_y **3290,77** (kNm)
 Step di calcolo **0,25** (m)

 palo immedito di ruotare
 palo libero

Calcolo
 (ctrl+r)

	H medio		H minimo	
Palo lungo	2175,5 (kN)		2175,5 (kN)	
Palo intermedio	17559,9 (kN)		17559,9 (kN)	
Palo corto	56202,2 (kN)		56202,2 (kN)	
H_{med}	2175,5 (kN)	Palo lungo	H_{min}	2175,5 (kN) Palo lungo
$H_k = \text{Min}(H_{med}/\xi_3 ; R_{min}/\xi_4)$			1279,68 (kN)	
$H_d = H_k/\gamma_T$			984,37 (kN)	x0,8 787

PROGETTO DEFINITIVO

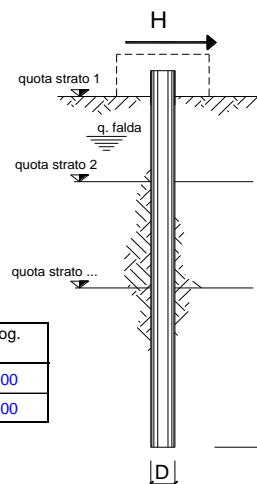
COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IV01	00	D 09 CL	VI0203 001	A	29 di 64

Relazione geotecnica e di calcolo delle fondazioni

Stratigrafia 2

opera **VI02**

coefficienti parziali			A		M		R
Metodo di calcolo			permanenti	variabili	γ_ψ	γ_{cu}	γ_T
			γ_G	γ_Q			
S.U.	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 checked="" 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			1,30	1,50	1,25	1,40	1,00



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	2	100,00	20	10	34	3,54		31	3,12	
<input checked="" type="checkbox"/> strato 2	3	80,00	21	10	24	2,37	50	24	2,37	50
<input type="checkbox"/> strato 3						1,00			1,00	
<input type="checkbox"/> strato 4						1,00			1,00	
<input type="checkbox"/> strato 5						1,00			1,00	
<input type="checkbox"/> strato 6						1,00			1,00	

Quota falda **100** (m)
 Diametro del palo D **1,20** (m)
 Lunghezza del palo L **40,00** (m)
 Momento di plasticizzazione palo My **3290,77** (kNm)
 Step di calcolo **0,25** (m)

palo innedito di rinfare
 palo libero

Calcolo
(ctrl+r)

	H medio		H minimo	
Palo lungo	1840,4 (kN)		1780,1 (kN)	
Palo intermedio	14034,6 (kN)		12908,1 (kN)	
Palo corto	36267,4 (kN)		33293,1 (kN)	
H_{med}	1840,4 (kN)	Palo lungo	H_{min}	1780,1 (kN)
	H_k = Min(H_{med}/ξ₃ ; R_{min}/ξ₄)		1047,13 (kN)	
	H_d = H_k/γ_T		805,48 (kN)	644

PROGETTO DEFINITIVO

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IV01	00	D 09 CL	VI0203 001	A	30 di 64

**Relazione geotecnica e di calcolo delle
 fondazioni**

Nella tabella che segue sono sintetizzati i risultati delle verifiche.

<i>Fondazioni su pali</i>					lunghezza palo (m)	portanza orizzontale	
	combinazione	T _{/palo}	stratigrafia	quota testa palo (m s.l.m.)	lunghezza palo (m)	R _d (kN)	F _s
pila 2BP	STR - SLU	156	tipo 1	3,4	42	644	4,13
	SLV Q1,36	560					1,15
	SLE rara	110					-
	SLE rara GR4	98					-
pila 3BD	STR - SLU	132	tipo 1	7,75	42	644	4,88
	SLV Q1,36	458					1,41
	SLE rara	94					-
	SLE rara GR4	81					-
Pila 9BP	STR - SLU	107	tipo 2	8,75	30	787	7,36
	SLV Q1,36	397					1,98
	SLE rara	76					-
	SLE rara GR4	66					-
Pila 10BD	STR - SLU	223	tipo 2	8,75	40	787	3,53
	SLV Q1,36	656					1,20
	SLE rara	157					-
	SLE rara GR4	133					-
Pila 11 BD	STR - SLU	212	tipo 2	4,10	40	787	3,71
	SLV Q1,36	632					1,25
	SLE rara	149					-
	SLE rara GR4	128					-
Pila 12 BP	STR - SLU	139	tipo 2	8,75	40	787	5,66
	SLV Q1,36	637					1,24
	SLE rara	98					-
	SLE rara GR4	91					-
Pila 12 BD	STR - SLU	156	tipo 2	8,75	40	787	5,04
	SLV Q1,36	659					1,19
	SLE rara	110					-
	SLE rara GR4	99					-
Spalla B	STR - SLU	657	tipo 2	11,45	40	787	1,20
	SLV Q1,36	411					1,91
	SLE rara	437					-
	SLE rara GR4	334					-

 ITALFERR GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	RADDOPPIO LINEA GENOVA - VENTIMIGLIA TRATTA FINALE LIGURE - ANDORA					
PROGETTO DEFINITIVO Relazione geotecnica e di calcolo delle fondazioni	COMMESSA IV01	LOTTO 00	CODIFICA D 09 CL	DOCUMENTO VI0203 001	REV. A	FOGLIO 31 di 64

9.4 Verifiche strutturali

Le sollecitazioni nei pali di fondazione vengono calcolate secondo lo schema statico di trave su suolo elastico alla Winkler con rotazione impedita in testa, di lunghezza complessiva pari alla lunghezza effettiva dei pali ed aventi la medesima inerzia del palo e larghezza pari al diametro del palo.

Per quanto riguarda il comportamento dei pali alle azioni orizzontali, si fa riferimento ad un modulo di reazione orizzontale del terreno variabile con la profondità, assunto pari a $k(z)=E(z)/d$ con $E(z)$ in accordo al capitolo 5.

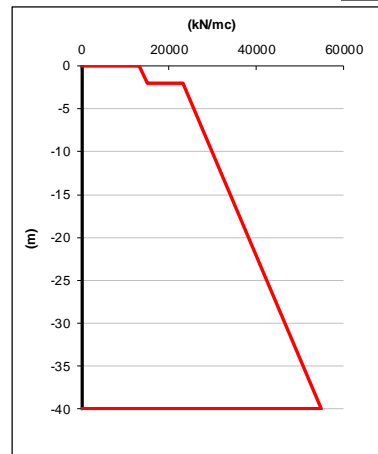
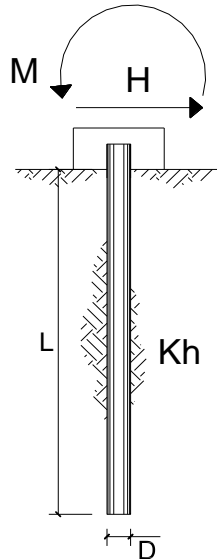
Si considera la testa del palo coincidente con l'intradosso della platea di fondazione.

Di seguito si riporta il risultato del calcolo a mezzo del diagramma del fattore adimensionale $\alpha = Mz/T_0$ attribuendo al taglio agente testa palo un valore convenzionale di 100 kN. Il valore max di tale rapporto è risultato pari in questo caso a 2.6.

PROGETTO DEFINITIVO

Relazione geotecnica e di calcolo delle
fondazioni

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IV01	00	D 09 CL	VI0203 001	A	32 di 64



strati terreno	descrizione	quote (m)	k_h (kN/m ³)	n_h (kN/m ³)
p.c.=strato 1	unità 1	0,00	13333	1000
<input checked="" type="checkbox"/> strato 2	unità 2	-2,00	23333	1000
<input type="checkbox"/> strato 3				
<input type="checkbox"/> strato 4				
<input type="checkbox"/> strato 5				
<input type="checkbox"/> strato 6				

αm (M0/H0) -2,60 (m)
 Diametro del palo 1,2 (m)
 J palo 0,10179 (m⁴)
 Lunghezza del palo 40 (m)
 Forza orizzontale in testa 100 (kN)
 Momento in testa 0 (kNm)
 E cls 31220 (Mpa)
 dimensione elementi 0,25 (m)

- palo impedito di ruotare
 palo impedito di traslare
 palo libero

Calcolo
(ctr+r)

PROGETTO DEFINITIVO

Relazione geotecnica e di calcolo delle
fondazioni

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IV01	00	D 09 CL	VI0203 001	A	33 di 64

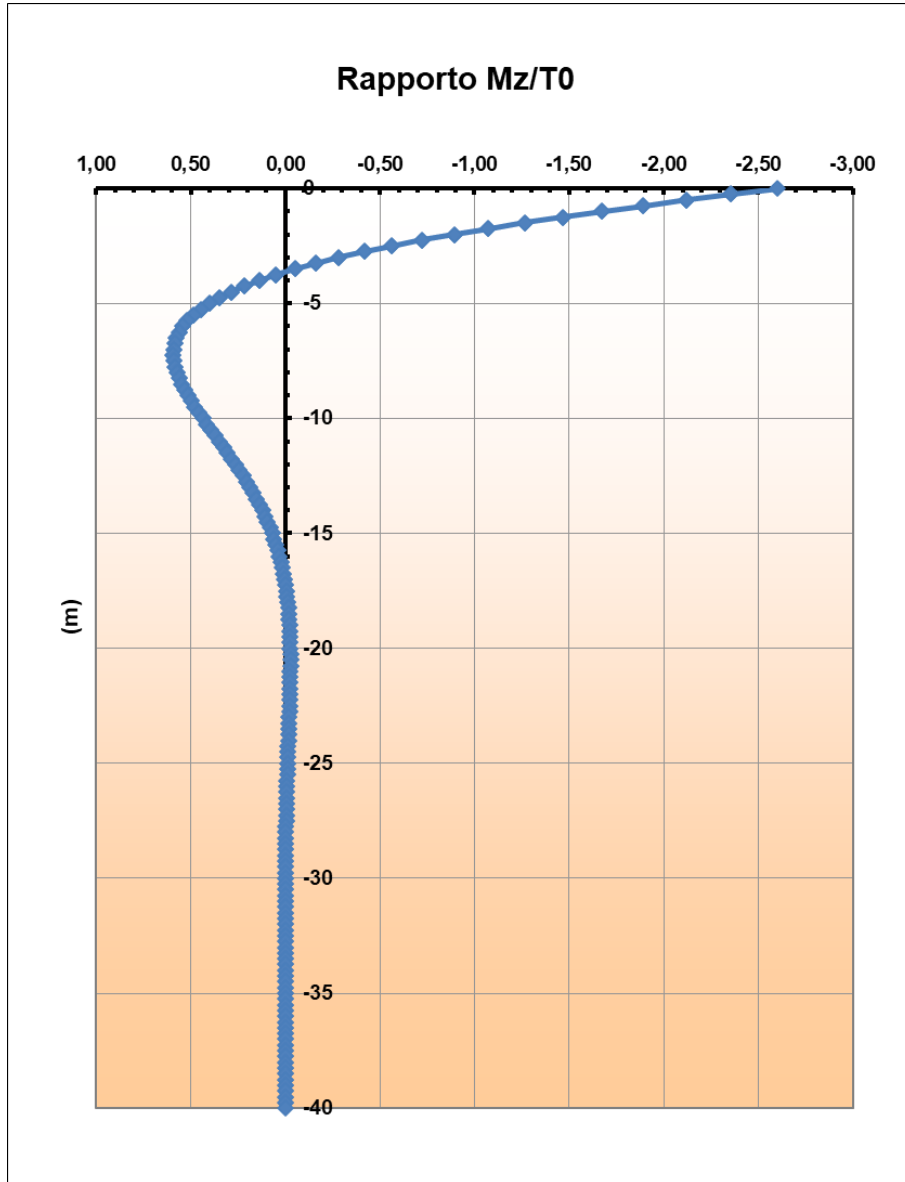


Figura 9-7: diagramma con la profondità del fattore adimensionale alfa

PROGETTO DEFINITIVO

**Relazione geotecnica e di calcolo delle
fondazioni**

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IV01	00	D 09 CL	VI0203 001	A	34 di 64

Calcolo delle sollecitazioni

SLE rara (per verifica tensionale)

$N = 0 \text{ kN}$ (conservativamente)

$V = 437 \text{ kN}$

$M = 437 * 2.6 = 1136 \text{ kNm}$

SLE Gr4 (per verifica apertura fessure)

$N = 0 \text{ kN}$ (conservativamente)

$V = 334 \text{ kN}$

$M = 334 * 2.6 = 868 \text{ kNm}$

SLU-SLV

$N = - 896 \text{ kN}$ (forza di trazione)

$V = 656 \text{ kN}$

$M = 656 * 2.6 = 1706 \text{ kNm}$

Verifiche

Descrizione armatura

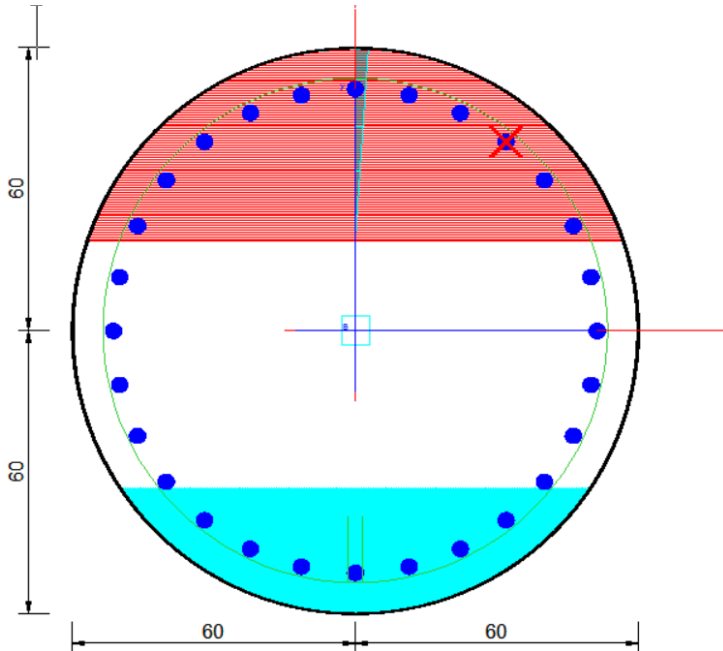
Armatura longitudinale: 28 \varnothing 30

Spirale: \varnothing 14/10

PROGETTO DEFINITIVO

Relazione geotecnica e di calcolo delle
fondazioni

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IV01	00	D 09 CL	VI0203 001	A	35 di 64



Resistenza Fless.Composta: Misura sic.=1.76 [OK se > 1.0]

Sforzi assegnati	Sforzi resistenti	Deform. un
N = -89600 daN	N Res = -89619 daN	Def.max Cl
Mx = 170500 daNm	Mx Res = 300042 daNm	Def.min Cl
		Def.max Fe
	Curv.Max=0.000117373 1/cm	Def.min Fe
	As tot.= 197.9 cm ²	Asse neutro
	Coprif.min barre = 7.2 cm	

Taglio (SLU.): Misura sicurezza = 0.303 [OK se <= 1.0]

Sforzi Dati/Ultimi	Staffe di Comb.	Staffe Involuppo
TAGLIO:	As St.= 7.7cm ² /m	Staffe: As St = 30.8 cm ²
Vy = 65600 daN	Diam.Staffe:Ø14	Diam.Staffe:Ø14 mm
VSdu = 65600 daN	Passo Staffe = 10	Passo Staffe = 10.0 cm
VRcd = 216810 daN		
VRwd = 263590 daN		
bw = 101.5 cm		
d = 96.6 cm		

PROGETTO DEFINITIVO

**Relazione geotecnica e di calcolo delle
fondazioni**

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IV01	00	D 09 CL	VI0203 001	A	36 di 64

DATI GENERALI SEZIONE GENERICA IN C.A.

NOME SEZIONE: palo fondazione strat 1

Descrizione Sezione:	
Metodo di calcolo resistenza:	Resistenze agli Stati Limite Ultimi
Tipologia sezione:	Sezione generica di Pilastro
Normativa di riferimento:	N.T.C.
Percorso sollecitazione:	A Sforzo Norm. costante
Condizioni Ambientali:	Poco aggressive
Tipo di sollecitazione:	Retta (asse neutro sempre parallelo all'asse X)
Riferimento Sforzi assegnati:	Assi x,y principali d'inerzia
Riferimento alla sismicità:	Comb. non sismiche

CARATTERISTICHE DI RESISTENZA DEI MATERIALI IMPIEGATI

CALCESTRUZZO -	Classe:	C25/30	
	Resis. compr. di progetto fcd:	142	daN/cm ²
	Resis. compr. ridotta fcd':	70.8	daN/cm ²
	Def.unit. max resistenza ec2:	0.0020	
	Def.unit. ultima ecu:	0.0035	
	Diagramma tensione-deformaz.:	Parabola-Rettangolo	
	Modulo Elastico Normale Ec:	314750	daN/cm ²
	Resis. media a trazione fctm:	25.6	daN/cm ²
	Coeff. Omogen. S.L.E.:	15.00	
	Sc limite S.L.E. comb. Rare:	150	daN/cm ²
ACCIAIO -	Tipo:	B450C	
	Resist. caratt. snervam. fyk:	4500	daN/cm ²
	Resist. caratt. rottura ftk:	4500	daN/cm ²
	Resist. snerv. di progetto fyd:	3913	daN/cm ²
	Resist. ultima di progetto ftd:	3913	daN/cm ²
	Deform. ultima di progetto Epu:	0.068	
	Modulo Elastico Ef	2000000	daN/cm ²
	Diagramma tensione-deformaz.:	Bilineare finito	
	Coeff. Aderenza istantaneo $\beta_1 \beta_2$:	1.00	
	Coeff. Aderenza differito $\beta_1 \beta_2$:	0.50	
Sf limite S.L.E. Comb. Rare:	3600.0	daN/cm ²	

CARATTERISTICHE DOMINIO CALCESTRUZZO

Forma del Dominio:	Circolare
Classe Calcestruzzo:	C25/30

Raggio circ.:	60.0 cm
X centro circ.:	0.0 cm
Y centro circ.:	0.0 cm

DATI GENERAZIONI CIRCOLARI DI BARRE

N°Gen.	Numero assegnato alla singola generazione circolare di barre
Xcentro	Ascissa [cm] del centro della circonf. lungo cui sono disposte le barre generate
Ycentro	Ordinata [cm] del centro della circonf. lungo cui sono disposte le barre generate
Raggio	Raggio [cm] della circonferenza lungo cui sono disposte le barre generate
N°Barre	Numero di barre generate equidist. disposte lungo la circonferenza
Ø	Diametro [mm] della singola barra generata

N°Gen.	Xcentro	Ycentro	Raggio	N°Barre	Ø
1	0.0	0.0	51.3	28	30

PROGETTO DEFINITIVO

**Relazione geotecnica e di calcolo delle
fondazioni**

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IV01	00	D 09 CL	VI0203 001	A	37 di 64

ARMATURE A TAGLIO

Diametro staffe: 14 mm
 Passo staffe: 10.0 cm
 Staffe: Una sola staffa chiusa perimetrale

CALCOLO DI RESISTENZA - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA

N	Sforzo normale in daN applicato nel Baric. (+ se di compressione)		
Mx	Momento flettente [daNm] intorno all'asse X di riferimento delle coordinate con verso positivo se tale da comprimere il lembo sup. della sez.		
Vy	Componente del Taglio [daN] parallela all'asse Y di riferimento delle coordinate		
N°Comb.	N	Mx	Vy
1	-89600	170500	65600

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

N	Sforzo normale in daN applicato nel Baricentro (+ se di compressione)		
Mx	Momento flettente [daNm] intorno all'asse X di riferimento (tra parentesi Mom.Fessurazione) con verso positivo se tale da comprimere il lembo superiore della sezione		
N°Comb.	N	Mx	My
1	0	113600	0
2	0	86800	0

RISULTATI DEL CALCOLO

Sezione verificata per tutte le combinazioni assegnate

Copriferro netto minimo barre longitudinali: 7.2 cm
 Interferro netto minimo barre longitudinali: 8.5 cm
 Copriferro netto minimo staffe: 5.8 cm

VERIFICHE DI RESISTENZA IN PRESSO-TENSO FLESSIONE ALLO STATO LIMITE ULTIMO

Ver	S = combinazione verificata / N = combin. non verificata						
N	Sforzo normale assegnato [daN] nel baricentro sezione cls. (positivo se di compressione)						
Mx	Componente momento flettente assegnato [daNm] intorno all'asse X di riferimento delle coordinate						
Mis.Sic.	Misura sicurezza = rapporto vettoriale tra (N r, Mx Res, My Res) e (N, Mx, My)						
As Totale	Verifica positiva se tale rapporto risulta >=1.000						
	Area totale barre longitudinali [cm²]. [Tra parentesi il valore minimo di normativa]						
N°Comb	Ver	N	Mx	N Res	Mx Res	Mis.Sic.	As Totale
1	S	-89600	170500	-89619	300042	1.76	197.9(33.9)

METODO AGLI STATI LIMITE ULTIMI - DEFORMAZIONI UNITARIE ALLO STATO ULTIMO

ec max Deform. unit. massima del calcestruzzo a compressione
 Xc max Deform. unit. massima del calcestruzzo a compressione
 Ascissa in cm della fibra corrisp. a ec max (sistema rif. X,Y,O sez.)
 Yc max Ordinata in cm della fibra corrisp. a ec max (sistema rif. X,Y,O sez.)
 es min Deform. unit. minima nell'acciaio (negativa se di trazione)
 Xs min Ascissa in cm della barra corrisp. a es min (sistema rif. X,Y,O sez.)
 Ys min Ordinata in cm della barra corrisp. a es min (sistema rif. X,Y,O sez.)

PROGETTO DEFINITIVO

Relazione geotecnica e di calcolo delle fondazioni

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IV01	00	D 09 CL	VI0203 001	A	38 di 64

es max Deform. unit. massima nell'acciaio (positiva se di compress.)
 Xs max Ascissa in cm della barra corrisp. a es max (sistema rif. X,Y,O sez.)
 Ys max Ordinata in cm della barra corrisp. a es max (sistema rif. X,Y,O sez.)

N°Comb	ec max	Xc max	Yc max	es min	Xs min	Ys min	es max	Xs max	Ys max
1	0.00350	0.0	60.0	0.00248	0.0	51.3	-0.00956	0.0	-51.3

POSIZIONE ASSE NEUTRO PER OGNI COMB. DI RESISTENZA

a, b, c Coeff. a, b, c nell'eq. dell'asse neutro $aX+bY+c=0$ nel rif. X,Y,O gen.
 x/d Rapp. di duttilità (travi e solette) [§ 4.1.2.1.2.1 NTC]: deve essere < 0.45
 C.Rid. Coeff. di riduz. momenti per sola flessione in travi continue

N°Comb	a	b	c	x/d	C.Rid.
1	0.000000000	0.000117373	-0.003542370	----	----

VERIFICHE A TAGLIO

Diam. Staffe: 14 mm
 Passo staffe: 10.0 cm [Passo massimo di normativa = 25.0 cm]

Ver S = comb. verificata / N = comb. non verificata
 Ved Taglio di progetto [daN] = V_y ortogonale all'asse neutro
 Vcd Taglio compressione resistente [daN] lato calcestruzzo [formula (4.1.28)NTC]
 Vwd Taglio resistente [daN] assorbito dalle staffe
 d | z Altezza utile media pesata sezione ortogonale all'asse neutro | Braccio coppia interna [cm]
 La resistenza dei pilastri è calcolata assumendo il valore di z (coppia interna))
 I pesi della media sono le lunghezze delle strisce. (Sono escluse le strisce totalmente non compresse).
 bw Larghezza media resistente a taglio [cm] misurate parallel. all'asse neutro
 E' data dal rapporto tra l'area delle sopradette strisce resistenti e Dmed.
 Ctg Cotangente dell'angolo di inclinazione dei puntoni di calcestruzzo
 Acw Coefficiente maggiorativo della resistenza a taglio per compressione
 Ast Area staffe+legature strettam. necessarie a taglio per metro di pil.[cm²/m]
 A.Eff Area staffe+legature efficaci nella direzione del taglio di combinaz.[cm²/m]
 Tra parentesi è indicata la quota dell'area relativa alle sole legature.
 L'area della legatura è ridotta col fattore L/d_{max} con L=lungh.legat.proietta-
 ta sulla direz. del taglio e d_{max} = massima altezza utile nella direz.del taglio.

N°Comb	Ver	Ved	Vcd	Vwd	d z	bw	Ctg	Acw	Ast	A.Eff
1	S	65600	216810	263590	96.6 87.5	101.5	2.500	1.000	7.7	30.8(0.0)

COMBINAZIONI RARE IN ESERCIZIO - MASSIME TENSIONI NORMALI ED APERTURA FESSURE (NTC/EC2)

Ver S = comb. verificata / N = comb. non verificata
 Sc max Massima tensione (positiva se di compressione) nel calcestruzzo [daN/cm²]
 Xc max, Yc max Ascissa, Ordinata [cm] del punto corrisp. a Sc max (sistema rif. X,Y,O)
 Ss min Minima tensione (negativa se di trazione) nell'acciaio [daN/cm²]
 Xs min, Ys min Ascissa, Ordinata [cm] della barra corrisp. a Ss min (sistema rif. X,Y,O)
 Ac eff. Area di calcestruzzo [cm²] in zona tesa considerata aderente alle barre
 As eff. Area barre [cm²] in zona tesa considerate efficaci per l'apertura delle fessure

N°Comb	Ver	Sc max	Xc max	Yc max	Ss min	Xs min	Ys min	Ac eff.	As eff.
1	S	72.7	0.0	0.0	-1889	0.0	-51.3	1855	49.5
2	S	55.6	0.0	0.0	-1444	0.0	-51.3	1855	49.5

COMBINAZIONI RARE IN ESERCIZIO - APERTURA FESSURE [§ 7.3.4 EC2]

PROGETTO DEFINITIVO

**Relazione geotecnica e di calcolo delle
fondazioni**

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IV01	00	D 09 CL	VI0203 001	A	39 di 64

Ver.	La sezione viene assunta sempre fessurata anche nel caso in cui la trazione minima del calcestruzzo sia inferiore a f_{ctm} Esito della verifica
e1	Massima deformazione unitaria di trazione nel calcestruzzo (trazione -) valutata in sezione fessurata
e2	Minima deformazione unitaria di trazione nel calcestruzzo (trazione -) valutata in sezione fessurata
k1	= 0.8 per barre ad aderenza migliorata [eq.(7.11)EC2]
kt	= 0.4 per comb. quasi permanenti / = 0.6 per comb. frequenti [cfr. eq.(7.9)EC2]
k2	= 0.5 per flessione; $= (e1 + e2) / (2 * e1)$ per trazione eccentrica [eq.(7.13)EC2]
k3	= 3.400 Coeff. in eq.(7.11) come da annessi nazionali
k4	= 0.425 Coeff. in eq.(7.11) come da annessi nazionali
Ø	Diametro [mm] equivalente delle barre tese comprese nell'area efficace $A_{c\ eff}$ [eq.(7.11)EC2]
Cf	Copriferro [mm] netto calcolato con riferimento alla barra più tesa
e sm - e cm	Differenza tra le deformazioni medie di acciaio e calcestruzzo [(7.8)EC2 e (C4.1.7)NTC] Tra parentesi: valore minimo = $0.6 S_{max} / E_s$ [(7.9)EC2 e (C4.1.8)NTC]
sr max	Massima distanza tra le fessure [mm]
wk	Apertura fessure in mm calcolata = $sr\ max * (e_sm - e_cm)$ [(7.8)EC2 e (C4.1.7)NTC]. Valore limite tra parentesi
Mx fess.	Componente momento di prima fessurazione intorno all'asse X [daNm]
My fess.	Componente momento di prima fessurazione intorno all'asse Y [daNm]

Comb.	Ver	e1	e2	k2	Ø	Cf	e sm - e cm	sr max	wk	Mx fess	My fess
1	S	-0.00106	0.00000	0.500	30.0	72	0.00061 (0.00057)	436	0.265 (990.00)	60097	0
2	S	-0.00081	0.00000	0.500	30.0	72	0.00043 (0.00043)	436	0.189 (990.00)	60097	0

PROGETTO DEFINITIVO
**Relazione geotecnica e di calcolo delle
 fondazioni**

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IV01	00	D 09 CL	VI0203 001	A	40 di 64

10.1 Sollecitazioni di verifica

Nella seguente tabella si riportano le sollecitazioni massime sul plinto di fondazione derivanti dall'analisi strutturale. Tale tipologia di fondazione sarà utilizzata, considerando che sul piano di posa del plinto è presente terreno roccioso, esclusivamente sulla Spalla A.

Fondazioni dirette		LONG	TRASV	TRASV	LONG			
	combinazione	N	T_x	T_y	M_x	M_y	stratigrafia	quota intradosso plinto (m s.l.m.)
		kN	kN	kN	kNm	kNm		
Spalla A	STR - SLU	30039	6077	305	3263	36103	tipo 3 (roccia)	12,45
	SLV	20066	4705	1175	8719	29248		
	SLE rara	22749	4070	205	2194	23507		
	SLE rara GR4	17005	3451	238	2539	20928		

Per la verifica di portanza e scorrimento della fondazione su plinto della spalla A, si è fatto riferimento alla formulazione per terreni sciolti a comportamento coesivo-attributo di Brinch-Hansen. Di seguito si riportano le verifiche per le combinazioni SLU e SLV.

Combinazione SLU

PROGETTO DEFINITIVO

**Relazione geotecnica e di calcolo delle
fondazioni**

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IV01	00	D 09 CL	VI0203 001	A	41 di 64

Fondazioni Dirette
Verifica in tensioni efficaci

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

D = Profondità del piano di appoggio

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

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

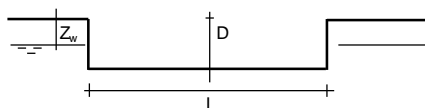
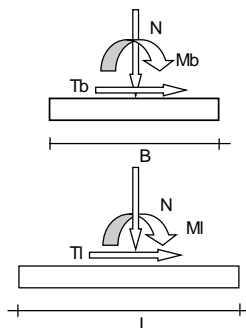
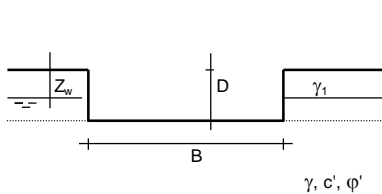
B^* = Larghezza fittizia della fondazione ($B^* = B - 2 \cdot e_B$)

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

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

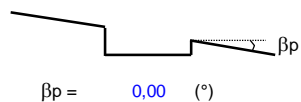
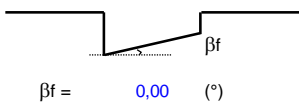
coefficienti parziali

Metodo di calcolo	azioni		proprietà del terreno		resistenze			
	permanenti	temporanee variabili	$\tan \phi'$	c'	q_{lim}	scorr		
Stato Limite Ultimo	A1+M1+R1	○	1,30	1,50	1,00	1,00	1,00	
	A2+M2+R2	○	1,00	1,30	1,25	1,25	1,80	1,00
	SISMA	○	1,00	1,00	1,25	1,25	1,80	1,00
	A1+M1+R3	○	1,30	1,50	1,00	1,00	2,30	1,10
	SISMA	○	1,00	1,00	1,00	1,00	2,30	1,10
Tensioni Ammissibili	○	1,00	1,00	1,00	1,00	3,00	3,00	
Definiti dal Progettista	⊙	1,00	1,00	1,00	1,00	2,30	1,10	



(Per fondazione nastriforme L = 100 m)

B = 9,60 (m)
L = 12,80 (m)
D = 2,00 (m)



PROGETTO DEFINITIVO

**Relazione geotecnica e di calcolo delle
fondazioni**

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IV01	00	D 09 CL	VI0203 001	A	42 di 64

AZIONI

	valori di input		Valori di calcolo
	permanenti	temporanee	
N [kN]	30039,00		30039,00
Mb [kNm]	3263,00		3263,00
Ml [kNm]	36103,00		36103,00
Tb [kN]	305,00		305,00
Tl [kN]	6077,00		6077,00
H [kN]	6084,65	0,00	6084,65

Peso unità di volume del terreno

$\gamma_1 = 20,00$ (kN/mc)
 $\gamma = 20,00$ (kN/mc)

Valori caratteristici di resistenza del terreno

$c' = 245,00$ (kN/mq)
 $\phi' = 27,00$ (°)

Valori di progetto

$c' = 245,00$ (kN/mq)
 $\phi' = 27,00$ (°)

Profondità della falda

$Z_w = 7,00$ (m)

$e_B = 0,11$ (m)
 $e_L = 1,20$ (m)

$B^* = 9,38$ (m)
 $L^* = 10,40$ (m)

q : sovraccarico alla profondità D

$q = 40,00$ (kN/mq)

γ : peso di volume del terreno di fondazione

$\gamma = 15,21$ (kN/mc)

N_c, N_q, N_γ : coefficienti di capacità portante

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

$N_q = 13,20$

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

$N_c = 23,94$

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

$N_\gamma = 14,47$

s_c, s_q, s_γ : fattori di forma

$s_c = 1 + B^* N_q / (L^* N_c)$

$s_c = 1,50$

$s_q = 1 + B^* \tan \phi' / L^*$

$s_q = 1,46$

$s_\gamma = 1 - 0,4 \cdot B^* / L^*$

$s_\gamma = 0,64$

PROGETTO DEFINITIVO

**Relazione geotecnica e di calcolo delle
fondazioni**

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IV01	00	D 09 CL	VI0203 001	A	43 di 64

i_x, i_q, i_y : fattori di inclinazione del carico

$$m_b = (2 + B^* / L^*) / (1 + B^* / L^*) = 1,53 \quad \theta = \arctg(T_b/T_l) = 2,87 \quad (^\circ)$$

$$m_q = (2 + L^* / B^*) / (1 + L^* / B^*) = 1,47 \quad m = 1,47 \quad (-)$$

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

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

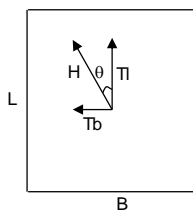
$$i_q = 0,89$$

$$i_c = i_q - (1 - i_q)/(N_c \tan\varphi)$$

$$i_c = 0,88$$

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

$$i_y = 0,82$$



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

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

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

$$d_q = 1,06$$

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

$$d_c = 1,07$$

$$d_y = 1$$

$$d_y = 1,00$$

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

$$b_q = (1 - \beta_r \tan\varphi')^2 \quad \beta_r + \beta_p = 0,00 \quad \beta_r + \beta_p < 45^\circ$$

$$b_q = 1,00$$

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

$$b_c = 1,00$$

$$b_y = b_q$$

$$b_y = 1,00$$

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

$$g_q = (1 - \tan\beta_p)^2 \quad \beta_r + \beta_p = 0,00 \quad \beta_r + \beta_p < 45^\circ$$

$$g_q = 1,00$$

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

$$g_c = 1,00$$

$$g_y = g_q$$

$$g_y = 1,00$$

PROGETTO DEFINITIVO

**Relazione geotecnica e di calcolo delle
fondazioni**

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IV01	00	D 09 CL	VI0203 001	A	44 di 64

Carico limite unitario

$$q_{lim} = 9501,34 \quad (\text{kN/m}^2)$$

Pressione massima agente

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

$$q = 307,95 \quad (\text{kN/m}^2)$$

Verifica di sicurezza capacità portante

$$q_{lim} / \gamma_R = 4131,02 \geq q = 307,95 \quad (\text{kN/m}^2)$$

VERIFICA A SCORRIMENTO

Carico agente

$$H_d = 6084,65 \quad (\text{kN})$$

Azione Resistente

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

$$S_d = 39204,28 \quad (\text{kN})$$

Verifica di sicurezza allo scorrimento

$$S_d / \gamma_R = 35640,25 \geq H_d = 6084,65 \quad (\text{kN})$$

PROGETTO DEFINITIVO

**Relazione geotecnica e di calcolo delle
fondazioni**

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IV01	00	D 09 CL	VI0203 001	A	45 di 64

Combinazione SLV

**Fondazioni Dirette
Verifica in tensioni efficaci**

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

D = Profondità del piano di appoggio

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

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

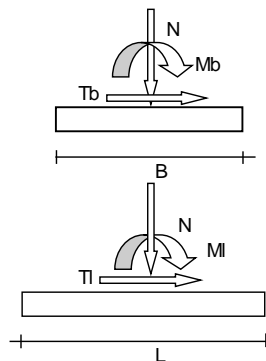
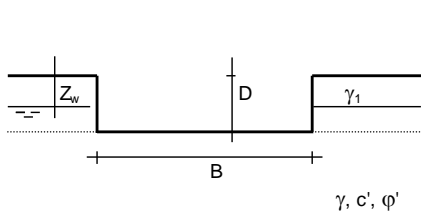
B^* = Larghezza fittizia della fondazione ($B^* = B - 2 \cdot e_B$)

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

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

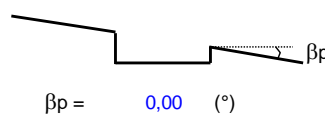
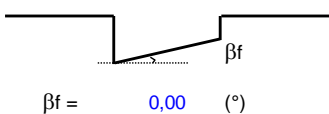
coefficienti parziali

Metodo di calcolo		azioni		proprietà del terreno		resistenze		
		permanenti	temporanee variabili	$\tan \varphi'$	c'	q_{lim}	scorr	
Stato Limite Ultimo	A1+M1+R1	○	1,30	1,50	1,00	1,00	1,00	1,00
	A2+M2+R2	○	1,00	1,30	1,25	1,25	1,80	1,00
	SISMA	○	1,00	1,00	1,25	1,25	1,80	1,00
	A1+M1+R3	○	1,30	1,50	1,00	1,00	2,30	1,10
	SISMA	○	1,00	1,00	1,00	1,00	2,30	1,10
Tensioni Ammissibili	○	1,00	1,00	1,00	1,00	3,00	3,00	
Definiti dal Progettista	⊙	1,00	1,00	1,00	1,00	2,30	1,10	



(Per fondazione nastriforme L = 100 m)

B = 9,60 (m)
L = 12,80 (m)
D = 2,00 (m)



PROGETTO DEFINITIVO

**Relazione geotecnica e di calcolo delle
fondazioni**

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IV01	00	D 09 CL	VI0203 001	A	46 di 64

AZIONI

	valori di input		Valori di calcolo
	permanenti	temporanee	
N [kN]	20066,00		20066,00
Mb [kNm]	8719,00		8719,00
Ml [kNm]	29248,00		29248,00
Tb [kN]	1175,00		1175,00
Tl [kN]	4705,00		4705,00
H [kN]	4849,50	0,00	4849,50

Peso unità di volume del terreno

$\gamma_1 = 20,00$ (kN/mc)
 $\gamma = 20,00$ (kN/mc)

Valori caratteristici di resistenza del terreno

$c' = 245,00$ (kN/mq)
 $\phi' = 27,00$ (°)

Valori di progetto

$c' = 245,00$ (kN/mq)
 $\phi' = 27,00$ (°)

Profondità della falda

$Z_w = 7,00$ (m)

$e_B = 0,43$ (m)
 $e_L = 1,46$ (m)

$B^* = 8,73$ (m)
 $L^* = 9,88$ (m)

q : sovraccarico alla profondità D

$q = 40,00$ (kN/mq)

γ : peso di volume del terreno di fondazione

$\gamma = 15,21$ (kN/mc)

N_c, N_q, N_γ : coefficienti di capacità portante

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

$N_q = 13,20$

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

$N_c = 23,94$

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

$N_\gamma = 14,47$

s_c, s_q, s_γ : fattori di forma

$s_c = 1 + B^* N_q / (L^* N_c)$

$s_c = 1,49$

$s_q = 1 + B^* \tan \phi' / L^*$

$s_q = 1,45$

$s_\gamma = 1 - 0,4 \cdot B^* / L^*$

$s_\gamma = 0,65$

PROGETTO DEFINITIVO

**Relazione geotecnica e di calcolo delle
fondazioni**

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IV01	00	D 09 CL	VI0203 001	A	47 di 64

i_c, i_q, i_y : fattori di inclinazione del carico

$$m_b = (2 + B^* / L^*) / (1 + B^* / L^*) = 1,53 \quad \theta = \arctg(T_b/T_l) = 14,02 \quad (^\circ)$$

$$m_l = (2 + L^* / B^*) / (1 + L^* / B^*) = 1,47 \quad m = 1,47 \quad (-)$$

$$i_q = (1 - H/(N + B^*L^* c' \cotg\varphi))^{m_1}$$

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

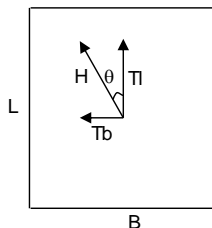
$$i_q = 0,89$$

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

$$i_c = 0,88$$

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

$$i_y = 0,82$$



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

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

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

$$d_q = 1,07$$

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

$$d_c = 1,08$$

$$d_y = 1$$

$$d_y = 1,00$$

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

$$b_q = (1 - \beta_l \tan\varphi')^2 \quad \beta_l + \beta_p = 0,00 \quad \beta_l + \beta_p < 45^\circ$$

$$b_q = 1,00$$

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

$$b_c = 1,00$$

$$b_y = b_q$$

$$b_y = 1,00$$

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

$$g_q = (1 - \tan\beta_p)^2 \quad \beta_l + \beta_p = 0,00 \quad \beta_l + \beta_p < 45^\circ$$

$$g_q = 1,00$$

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

$$g_c = 1,00$$

$$g_y = g_q$$

$$g_y = 1,00$$

PROGETTO DEFINITIVO

**Relazione geotecnica e di calcolo delle
fondazioni**

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IV01	00	D 09 CL	VI0203 001	A	48 di 64

Carico limite unitario

$$q_{lim} = 9456,81 \quad (\text{kN/m}^2)$$

Pressione massima agente

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

$$q = 232,50 \quad (\text{kN/m}^2)$$

Verifica di sicurezza capacità portante

$$q_{lim} / \gamma_R = 4111,66 \geq q = 232,50 \quad (\text{kN/m}^2)$$

VERIFICA A SCORRIMENTO

Carico agente

$$H_d = 4849,50 \quad (\text{kN})$$

Azione Resistente

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

$$S_d = 31368,63 \quad (\text{kN})$$

Verifica di sicurezza allo scorrimento

$$S_d / \gamma_R = 28516,94 \geq H_d = 4849,50 \quad (\text{kN})$$