

Sommario

1	INTRODUZIONE	3
1.1	DESCRIZIONE DEI SISTEMI FONDAZIONALI	3
1.2	NORMATIVA DI RIFERIMENTO	4
1.3	CARATTERISTICHE DEI MATERIALI	5
1.3.1	Strutture di nuova realizzazione	5
1.4	SOFTWARE DI CALCOLO	6
1.5	CONVENZIONI GENERALI	6
1.5.1	Unità di misura	6
1.5.2	Convenzioni di segno	6
2	CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA	7
3	CRITERI DI VERIFICA E CALCOLO	9
3.1	PREMESSA	9
3.2	FONDAZIONI SUPERFICIALI	9
3.2.1	Verifiche agli stati limite ultimi (SLU)	9
3.2.2	Stima della capacità portante	10
3.2.3	Verifica a scorrimento	13
3.3	FONDAZIONI SU PALI	14
3.3.1	Verifiche agli stati limite ultimi (SLU)	14
3.3.2	Resistenza di pali soggetti a carichi assiali	14
3.3.3	Comportamento di pali in gruppo soggetti a carichi trasversali	17
3.4	VALUTAZIONE DEL TIRO SUI TIRANTI PASSIVI	22
3.5	PORTATA LIMITE PER GLI ANCORAGGI DELLE SPALLE	24
4	FONDAZIONE SPALLA E MURO D’ALA - AMPLIAMENTO 2 (NUOVA REALIZZAZIONE)	25
4.1	AZIONI DI CALCOLO	25
4.2	MODELLO DI CALCOLO	26
4.3	ANALISI GEOTECNICA	30
4.3.1	Sollecitazioni di calcolo	30
4.3.2	Verifica geotecnica	31
4.4	ANALISI STRUTTURALE	33
4.4.1	Sollecitazioni di calcolo	33
4.4.2	Verifica strutturale	34
5	ELEVAZIONE SPALLA – STRUTTURA ORIGINARIA (ESISTENTE)	39
5.1	CURVE CARATTERISTICHE TIRANTI-SPOSTAMENTI	39
5.1.1	Azioni agenti sui tiranti e in fondazione	41
5.1.2	Verifica dei micropali di ancoraggio passivo delle spalle	41
6	FONDAZIONE SPALLA – STRUTTURA ORIGINARIA (ESISTENTE)	43
6.1	VERIFICA DI CAPACITÀ PORTANTE	43
6.2	VERIFICA A SCORRIMENTO	44

Indice delle Tabelle e delle Figure

FIGURA 1-1. CONVENZIONI DI SEGNO - GROUP	6
FIGURA 2-1. INDAGINI GEOGNOSTICHE DI RIFERIMENTO	7
FIGURA 2-2. CARATTERIZZAZIONE STRATIGRAFICO - GEOTECNICA.....	7
FIGURA 2-3. PARAMETRI MEDI CARATTERISTICI DEI MATERIALI LIMO ARGILLOSO (A)	7
FIGURA 2-4. PARAMETRI MEDI CARATTERISTICI DEI MATERIALI GHIAIA E SABBIA (B)	8
FIGURA 3-1. COEFFICIENTI PARZIALI PER LE AZIONI O PER L'EFFETTO DELLE AZIONI (TAB.6.2.I DELLE NTC2018).....	10
FIGURA 3-2. COEFFICIENTI PARZIALI PER I PARAMETRI GEOTECNICI DEL TERRENO (TAB.6.2.II DELLE NTC2018)	10
FIGURA 3-3. COEFFICIENTI PARZIALI γ_R PER LE VERIFICHE AGLI STATI LIMITE ULTIMI DI MURI DI SOSTEGNO (TAB.6.5.I DELLE NTC2018)	10
FIGURA 3-4. FONDAZIONE EFFICACE EQUIVALENTE NEL CASO DI FONDAZIONE RETTANGOLARE	12
FIGURA 3-5. COEFFICIENTI PARZIALI γ_R DA APPLICARE ALLE RESISTENZE CARATTERISTICHE A CARICO VERTICALE DEI PALI (TAB.6.4.II DELLE NTC2018)	14
FIGURA 3-6. FATTORI DI CORRELAZIONE Ξ PER LA DETERMINAZIONE DELLA RESISTENZA CARATTERISTICA IN FUNZIONE DEL NUMERO DI VERTICALI INDAGATE (TAB.6.4.IV DELLE NTC2018).....	15
FIGURA 3-7. TERRENI GRANULARI – $T_{LIM} = F(N_{SPT})$ (WRIGHT-REESE – 1977)	16
FIGURA 3-8. CURVE CARATTERISTICHE TIRANTI PASSIVI	23
TABELLA 4-1. SOLLECITAZIONI DI CALCOLO RISULTANTI NEL BARICENTRO DELLA PALIFICATA	25
FIGURA 4-1. MODELLO DI CALCOLO PALIFICATA: VISTA TRIDIMENSIONALE	26
FIGURA 4-2. MODELLO DI CALCOLO PALIFICATA: PIANO Y-Z	26
FIGURA 4-3. CARATTERISTICHE GEOMETRICHE E MECCANICHE SEZIONE TRASVERSALE PALI	27
FIGURA 4-4. PARAMETRI DEI PALI IN GROUP	27
FIGURA 4-5. DISPOSIZIONE DEI PALI IN GROUP	29
FIGURA 4-6. CARATTERISTICHE MECCANICHE TERRENO	29
FIGURA 4-7. SOLLECITAZIONI ASSIALI NEI PALI MASSIME E MINIME (SLV)	30
FIGURA 4-8. VERIFICA A CAPACITÀ PORTANTE DEI PALI	31
FIGURA 4-9. DETERMINAZIONE DELLA CAPACITÀ PORTANTE DEI PALI.....	32
FIGURA 4-10. MASSIME SOLLECITAZIONI FLESSIONALI (COMBINAZIONE 11)	33
FIGURA 4-11. MASSIME SOLLECITAZIONI DI TAGLIO (COMBINAZIONE 11)	33
FIGURA 4-12. MINIME SOLLECITAZIONI ASSIALI (COMBINAZIONE 18).....	34
FIGURA 4-13. MOMENTI FLETTENTI (COMBINAZIONE 18).....	34
FIGURA 4-14. VERIFICA FLESSIONE_SLU.....	35
FIGURA 4-15. METODO DI CLARKE E BIRJANDI - CALCOLO SEZIONE RETTANGOLARE EQUIVALENTE.....	36
FIGURA 4-16. VERIFICA A TAGLIO.....	37
FIGURA 4-17. VERIFICA TENSO-FLESSIONALE_SLE.....	38
FIGURA 5-1. CURVE CARATTERISTICHE TIRANTI PASSIVI-SPALLA.....	40

1 INTRODUZIONE

La presente relazione ha come obiettivo l'esposizione delle analisi svolte e dei principali risultati ottenuti relativamente al progetto del Sottovia di Via Zanardi, nell'ambito dei lavori di ampliamento della tangenziale di Bologna, nel tratto Borgo Panigale – Caselle.

L'opera è denominata 69T e ubicata indicativamente alla progressiva km 10+814.

In particolare, si riportano le verifiche strutturali e geotecniche delle opere fondazionali delle spalle e dei muri d'ala relative a:

- Ampliamento 2: ampliamento di nuova realizzazione;
- Ampliamento 1: ampliamento esistente;
- Originaria: struttura esistente (di prima realizzazione).

La relazione di calcolo delle sovrastrutture e delle sottostrutture è il riferimento principale per:

- le caratteristiche generali dell'opera;
- le condizioni ambientali e le classi di esposizione dei materiali;
- le caratteristiche dei materiali, con particolare attenzione ai materiali delle strutture esistenti;
- la caratterizzazione sismica;
- i criteri generali e le metodologie di verifica;
- le combinazioni di calcolo e i coefficienti di combinazione;
- il calcolo delle sollecitazioni risultanti utilizzate per il progetto e la verifica dei sistemi fondazionali.

1.1 DESCRIZIONE DEI SISTEMI FONDAZIONALI

Le fondazioni delle spalle sono così realizzate.

<u>SPALLE:</u>	<u>AMPLIAMENTO 2</u>	
	Fondazione indiretta	
	Lunghezza pali:	22m
	Diametro:	Ø1000mm
	<u>AMPLIAMENTO 1</u>	
	Fondazione indiretta	
	Lunghezza pali:	20m
	Diametro:	Ø1000mm
	<u>ORIGINARIA</u>	
	Fondazione indiretta (pali tipo FRANKI)	
	Lunghezza pali	10m
	Diametro:	Ø500mm

1.2 NORMATIVA DI RIFERIMENTO

Le analisi e le verifiche sono eseguite secondo il metodo semi-probabilistico agli Stati Limite, in accordo alle disposizioni previste dalle vigenti Normative italiana ed europea (Eurocodici).

In particolare, si fa riferimento alle seguenti norme:

- [1] D.M. 17/01/2018: “Aggiornamento delle Norme Tecniche per le Costruzioni” – GU n°8 del 17/2/2018.
- [2] Circolare 21 gennaio 2019 n.7: “Istruzioni per l’applicazione dell’Aggiornamento delle Norme Tecniche per le Costruzioni” di cui al Decreto Ministeriale 17 gennaio 2018.
- [3] UNI EN 1990: Basi della progettazione strutturale.
- [4] UNI EN 1991-1-4: Azioni sulle strutture – Azione del vento.
- [5] UNI EN 1991-1-5: Azioni sulle strutture – Azioni termiche.
- [6] UNI EN 1991-1-6: Azioni sulle strutture – Azioni in generale – Azioni durante la costruzione.
- [7] UNI EN 1991-2: Azioni sulle strutture – Carichi da traffico sui ponti.
- [8] UNI EN 1992: Progettazione delle strutture di calcestruzzo.
- [9] UNI EN 1992-1-1: Progettazione delle strutture di calcestruzzo – Regole generali e regole per gli edifici.
- [10] UNI EN 1992-2: Progettazione delle strutture di calcestruzzo – Ponti di calcestruzzo.
- [11] UNI EN 1993: Progettazione delle strutture in acciaio.
- [12] UNI EN 1993-1-1: Progettazione delle strutture di acciaio – Regole generali e regole per gli edifici.
- [13] UNI EN 1993-2: Progettazione delle strutture di acciaio – Ponti di acciaio.
- [14] UNI EN 1993-1-5: Progettazione delle strutture di acciaio – Elementi strutturali a lastra.
- [15] UNI EN 1993-1-8: Progettazione delle strutture di acciaio – Progettazione dei collegamenti.
- [16] UNI EN 1993-1-9: Progettazione delle strutture di acciaio – Fatica.
- [17] UNI EN 1993-1-10: Progettazione delle strutture di acciaio – Resilienza del materiale e proprietà attraverso lo spessore.
- [18] UNI EN 1993-1-11: Progettazione delle strutture di acciaio – Progettazione di strutture con elementi tesi.
- [19] UNI EN 1994: Progettazione delle strutture composte acciaio-calcestruzzo.
- [20] UNI EN 1994-2: Progettazione delle strutture composte acciaio-calcestruzzo – Ponti.
- [21] UNI EN 1997: Progettazione geotecnica.
- [22] UNI EN 1998: Progettazione delle strutture per la resistenza sismica.
- [23] UNI EN 1998-2: Progettazione delle strutture per la resistenza sismica – Ponti.
- [24] UNI EN 1998-5:2005 Parte 5: Fondazioni, strutture di contenimento ed aspetti geotecnici.
- [25] Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti – Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici - Linee guida per la classificazione e gestione del rischio, la valutazione della sicurezza ed il monitoraggio dei ponti esistenti.
- [26] Autostrade per l’Italia – Direzione sviluppo rete per l’Italia – Ingegneria, Ambiente e Sicurezza – Linee Guida per la redazione e verifica dei progetti di installazione delle barriere integrate (LG 03/2020).

1.3 CARATTERISTICHE DEI MATERIALI

1.3.1 Strutture di nuova realizzazione

Calcestruzzo per micropali: C25/30

Tensione caratteristica cubica	$R_{ck} = 30\text{MPa}$
Tensione caratteristica cilindrica	$f_{ck} = 0.83 \times R_{ck} = 24.90\text{MPa}$
Tensione di compressione media	$f_{cm} = f_{ck} + 8 = 32.90\text{MPa}$
Tensione massima di compressione per combinazione rara	$0.6 \times f_{ck} = 14.94\text{MPa}$
Tensione massima di compressione per combinazione frequente	$0.45 \times f_{ck} = 11.20\text{MPa}$
Resistenza di calcolo	$f_{cd} = \alpha_{cc} f_{ck} / \gamma_c = 14.11\text{MPa}$
Tensione media a trazione	$f_{ctm} = 0.3 \times f_{ck}^{(2/3)} = 2.56\text{MPa}$
Tensione caratteristica a trazione	$f_{ctk} = 0.7 \times f_{ctm} = 1.79\text{MPa}$
Resistenza di calcolo a trazione	$f_{ctd} = f_{ctk} / \gamma_c = 1.19\text{MPa}$
Modulo elastico	$E_{cm} = 22000 (f_{cm}/10)^{0.3} = 31447\text{MPa}$

Micropali / ancoraggi passivi: carpenteria metallica

Acciaio in profili a sezione aperta laminati a caldo saldati:

Tipo EN 10025-2 S355 J2+N (per spessori nominali $t > 40$ mm)

Tipo EN 10025-2 S355 K2+N (per spessori nominali $t > 40$ mm)

Acciaio in profili a sezione aperta laminati a caldo non saldati:

Tipo EN 10025-2 S355 J0+N

Acciaio in profili a sezione cava:

Tipo EN 10210-1 S355 J0H+N

Acciaio per armatura lenta: barre nervate tipo B450C, controllate in stabilimento

$$f_{yk} \geq 450.0 \text{ MPa}$$

$$f_{tk} \geq 540.0 \text{ MPa}$$

$$E_s = 210000\text{MPa}$$

$$u_s = 0.3$$

1.4 SOFTWARE DI CALCOLO

Il software di calcolo utilizzato per la determinazione delle sollecitazioni agenti sui pali / micropali è **Group for Windows – Version 2016**, Ensoft Inc.

Per le verifiche delle sezioni in c.a. si impiega il software di calcolo **VCASLU**, sviluppato dal Prof. Piero Gelfi. Il programma consente la verifica di sezioni in cemento armato normale e precompresso, soggette a pressoflessione o tenso-flessione retta o deviata, sia allo Stato Limite Ultimo che con il Metodo n e permette inoltre di tracciare il domino M-N.

Per l'elaborazione dei dati di input/output in generale e la creazione di tabelle riepilogative, si adottano procedure opportunamente implementate in fogli elettronici **Microsoft® Office Excel 2016**. La descrizione delle modalità operative dei singoli fogli di calcolo verrà presentata di volta in volta.

1.5 CONVENZIONI GENERALI

1.5.1 Unità di misura

Salvo ove diversamente specificato, le unità di misura sono quelle relative al Sistema Internazionale, ovvero:

Lunghezze:	[m]
Forze:	[kN]
Tensioni:	[MPa]

1.5.2 Convenzioni di segno

Per quanto riguarda le convenzioni di segno, si fa riferimento alla seguente figura.

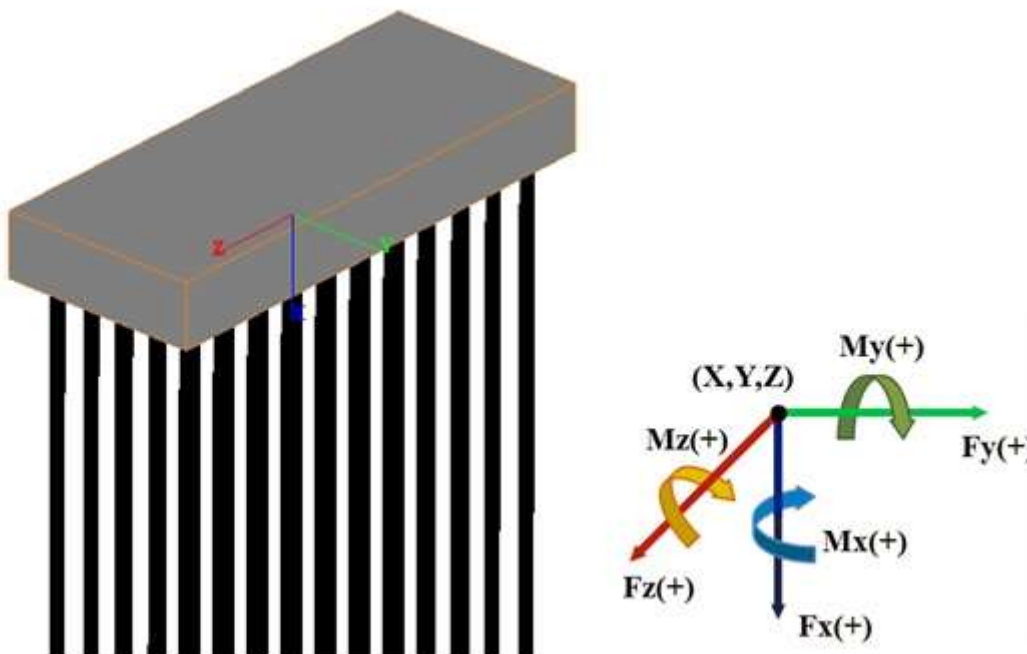


Figura 1-1. Convenzioni di segno - GROUP

2 CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA

Per quanto riguarda la caratterizzazione geotecnica completa del sito ove sorge l'opera in adeguamento, si rimanda alla specifica Relazione Geologica.

Si riporta nel seguito un breve richiamo alle indagini disponibili ed alla stratigrafia di riferimento.

La quota della falda è considerata, a favore di sicurezza, in corrispondenza della testa dei pali/micropali (intradosso soletta di fondazione).

sigla sond./pozz./prova	campagna di indagini	progressiva (km)	quota p.c. (m s.l.m.)	lunghezza (m)	strumentazione installata
CPT101	1999	10+840	36.30	10.00	-
CPT102	1999	10+945	35.30	10.00	-
PB7	2016	10+800	37.60	25.00	TA(22)

C (...) = cella piezometrica Casagrande (profondità cella);
 TA (...) = piezometro a tubo aperto (tratto filtrante).
 CH = tubo per misure Cross-hole

Figura 2-1. Indagini geognostiche di riferimento

Quota p.c. (m s.l.m.)	Profondità (m da p.c.)	descrizione	sigla	Z _w (m da p.c.)	Parametri medi caratteristici
36.900	0.0 ÷ 4.40	Limo argilloso	A	?	Tabella IV
	4.40 ÷ 8.50	Ghiaia e sabbia	B	?	Tabella V

Figura 2-2. Caratterizzazione stratigrafico - geotecnica

Descrizione	γ (KN/m ³)	c' (KPa)	ϕ (°)	E' (MPa)	σ'_{BR5} (MPa)	CR (-)	RR (-)	C _v m/sec ²	C _u (KPa)	E _u (MPa)
Limo argilloso	19	0	26	5	0.4	0.18 ÷ 0.16	0.03 ÷ 0.04	3E-07	50 +3.3 z	20

Figura 2-3. Parametri medi caratteristici dei materiali Limo Argilloso (A)

Descrizione	γ (KN/m ³)	c' (KPa)	ϕ (°)	E' (MPa)	σ'_{pre} (MPa)	CR (-)	RR (-)	C_v m/sec ²	C_u (KPa)	E_u (MPa)
Ghiaia e sabbia	20	0	38	50	---	---	---	---	---	---
γ_t	=	peso di volume del terreno			CR	=	angolo di resistenza al taglio			
c'	=	coesione efficace			RR	=	modulo di elasticità			
ϕ'	=	angolo di resistenza al taglio			C_v	=	coeff. di consolidazione verticale			
E'	=	modulo di elasticità			C_u	=	coesione non drenata			
σ'_{pre}	=	tensione di preconsolid			E_u	=	mod di elasticità in condiz non drenate			

Figura 2-4. Parametri medi caratteristici dei materiali Ghiaia e Sabbia (B)

Come indicato nelle figure precedenti, la stratigrafia è definita con riferimento ad un piano campagna posto a q.ta +36.90 m s.l.m.m..

Le fondazioni delle spalle risultano impostate intorno a q.ta +31.44 m s.l.m.m., vale a dire al di sotto della quota di passaggio dallo strato superiore limo argilloso (A) al sottostante strato di ghiaia e sabbia (B): ne consegue che nelle analisi le strutture vengono impostate direttamente sullo strato di ghiaia e sabbia.

La quota di falda viene assunta, coincidente alla quota di imposta delle fondazioni (testa pali di sottofondazione).

3 CRITERI DI VERIFICA E CALCOLO

3.1 PREMESSA

Le verifiche contenute nel presente documento fanno riferimento a quanto prescritto per i sistemi fondazionali nelle NTC2018 e successiva Circolare Esplicativa.

Le verifiche, sia per le condizioni di esercizio che per quelle in presenza di un evento sismico, sono eseguite nei confronti degli Stati Limite Ultimi (SLU) riferiti allo sviluppo di meccanismi di collasso determinati dalla mobilitazione della resistenza del terreno e al raggiungimento della resistenza degli elementi strutturali che compongono la fondazione.

Per ogni stato limite ultimo deve essere rispettata la condizione:

$$E_d \leq R_d \quad (\text{eq. 6.2.1 delle NTC2018})$$

dove

E_d valore di progetto dell'azione o dell'effetto dell'azione;

R_d valore di progetto della resistenza del sistema geotecnico.

3.2 FONDAZIONI SUPERFICIALI

3.2.1 Verifiche agli stati limite ultimi (SLU)

Nel caso di fondazione superficiale, l'opera è assimilabile ad un muro di sostegno.

Secondo quanto specificato al punto 6.5.3.1 delle NTC2018, nelle verifiche di sicurezza devono essere presi in considerazione tutti i meccanismi di stato limite ultimo, sia a breve sia a lungo termine.

Gli stati limite ultimi delle opere di sostegno si riferiscono allo sviluppo di meccanismi di collasso determinati dalla mobilitazione della resistenza del terreno e al raggiungimento della resistenza degli elementi strutturali che compongono le opere stesse.

Per i muri di sostegno devono essere effettuate le verifiche con riferimento almeno ai seguenti stati limite:

- SLU di tipo geotecnico (GEO)
 - scorrimento sul piano di posa;
 - collasso per carico limite del complesso fondazione-terreno;
 - ribaltamento;
- SLU di tipo strutturale (STR)
 - raggiungimento della resistenza negli elementi strutturali;

accertando che la condizione $E_d \leq R_d$ sia soddisfatta per ogni stato limite considerato.

Le verifiche devono essere effettuate secondo l'Approccio 2, con la combinazione (A1+M1+R3), tenendo conto dei valori dei coefficienti parziali riportati nelle Tabelle 6.2.I, 6.2.II e 6.5.I delle NTC2018.

Nella verifica a ribaltamento i coefficienti R3 della Tab.6.5.I delle NTC2018 si applicano agli effetti delle azioni stabilizzanti.

Tab. 6.2.I – Coefficienti parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni

	Effetto	Coefficiente Parziale γ_F (o γ_E)	EQU	(A1)	(A2)
Carichi permanenti G_1	Favorevole	γ_{G1}	0,9	1,0	1,0
	Sfavorevole		1,1	1,3	1,0
Carichi permanenti $G_2^{(1)}$	Favorevole	γ_{G2}	0,8	0,8	0,8
	Sfavorevole		1,5	1,5	1,3
Azioni variabili Q	Favorevole	γ_Q	0,0	0,0	0,0
	Sfavorevole		1,5	1,5	1,3

⁽¹⁾ Per i carichi permanenti G_2 si applica quanto indicato alla Tabella 2.6.I. Per la spinta delle terre si fa riferimento ai coefficienti γ_{G2}

Figura 3-1. Coefficienti parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni (Tab.6.2.I delle NTC2018)

Tab. 6.2.II – Coefficienti parziali per i parametri geotecnici del terreno

Parametro	Grandezza alla quale applicare il coefficiente parziale	Coefficiente parziale γ_M	(M1)	(M2)
Tangente dell'angolo di resistenza al taglio	$\tan \varphi'_k$	$\gamma_{\varphi'}$	1,0	1,25
Coesione efficace	c'_k	$\gamma_{c'}$	1,0	1,25
Resistenza non drenata	c_{uk}	γ_{cu}	1,0	1,4
Peso dell'unità di volume	γ_γ	γ_γ	1,0	1,0

Figura 3-2. Coefficienti parziali per i parametri geotecnici del terreno (Tab.6.2.II delle NTC2018)

Tab. 6.5.I - Coefficienti parziali γ_R per le verifiche agli stati limite ultimi di muri di sostegno

Verifica	Coefficiente parziale (R3)
Capacità portante della fondazione	$\gamma_R = 1,4$
Scorrimento	$\gamma_R = 1,1$
Ribaltamento	$\gamma_R = 1,15$
Resistenza del terreno a valle	$\gamma_R = 1,4$

Figura 3-3. Coefficienti parziali γ_R per le verifiche agli stati limite ultimi di muri di sostegno (Tab.6.5.I delle NTC2018)

3.2.2 Stima della capacità portante

In condizioni “drenate” (sforzi efficaci), la valutazione della capacità portante delle fondazioni superficiali viene condotta in accordo all'equazione:

$$q_{lim} = 0.5 \cdot \gamma_c \cdot B' \cdot N_r \cdot s_r \cdot i_r \cdot b_r \cdot g_r + c' \cdot N_c \cdot s_c \cdot d_c \cdot i_c \cdot b_c \cdot g_c + q \cdot N_q \cdot s_q \cdot d_q \cdot i_q \cdot b_q \cdot g_q$$

Le espressioni che forniscono i valori dei fattori di capacità portante (N) e dei fattori correttivi (s, i, b, g) sono riportate di seguito:

- Fattori di capacità portante:

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

$$N_\gamma = 2 \cdot (N_q + 1) \cdot \operatorname{tg}(\phi')$$

$$N_q = \operatorname{tg}^2 \left(45 + \frac{\phi'}{2} \right) \cdot e^{m\phi'}$$

- Fattori correttivi di forma:

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

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

$$s_q = 1 + \frac{B'}{L'} \cdot \operatorname{tg}(\phi')$$

- Fattori correttivi di profondità:

$$d_c = d_q \cdot \frac{(1 - d_q)}{N_c \operatorname{tg}(\phi')}$$

$$d_q = 1 + [2 (D/B') \operatorname{tg}(\phi') (1 - \sin(\phi')^2)] \text{ per } D/B' < 1$$

$$d_q = 1 + [2 \operatorname{tg}(\phi') (1 - \sin(\phi')^2) \operatorname{tg}(D/B')^{-1}] \text{ per } D/B' > 1$$

- Fattori correttivi di inclinazione del carico:

$$i_c = i_q \cdot \left(\frac{1 - i_q}{(N_c \operatorname{tg}(\phi'))} \right)$$

$$i_\gamma = \left[1 - \frac{H}{(N + B'L' c' \cot g(\phi'))} \right]^{(m+1)}$$

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

$$\text{dove: } m = \frac{[2 + (B'/L')]}{[1 + (B'/L')]}$$

- Fattori correttivi di inclinazione fondazione:

$$b_q = (1 - \alpha \operatorname{tg}(\phi'))^2$$

$$b_\gamma = (1 - \alpha \operatorname{tg}(\phi'))^2$$

$$b_c = b_q \cdot [(1 - b_q) / (N_c \operatorname{tg}(\phi'))]$$

- Fattori correttivi di inclinazione piano campagna:

$$g_q = (1 - \operatorname{tg}(\omega))^2$$

$$g_\gamma = (1 - \operatorname{tg}(\omega))^2$$

$$g_c = g_q \cdot [(1 - g_q) / (N_c \operatorname{tg}(\phi'))]$$

Le formule utilizzate si riferiscono alla fondazione efficace equivalente ovvero quella fondazione rispetto alla quale il carico verticale N risulta centrato. La fondazione equivalente è caratterizzata dalle dimensioni B' e L', valutate mediante i criteri riportati in Figura 3-4.

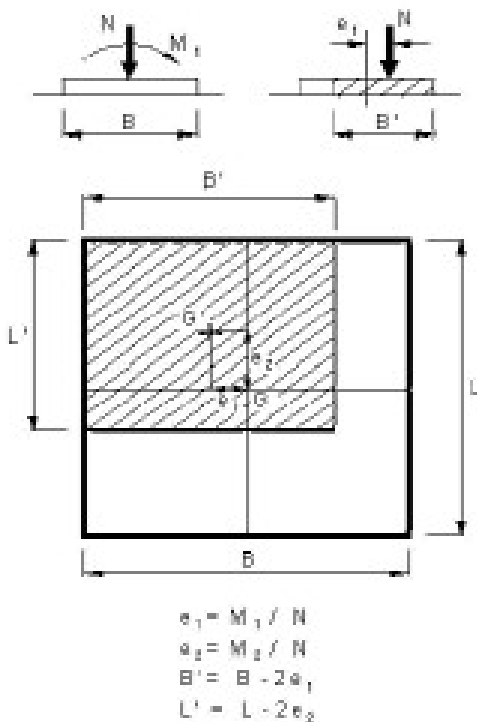


Figura 3-4. Fondazione efficace equivalente nel caso di fondazione rettangolare

Nelle analisi di capacità portante in termini di tensioni totali (condizioni “non drenate”), la resistenza del terreno è definita convenzionalmente mediante il parametro c_u . In questo caso, i fattori di capacità portante valgono:

- $N_\gamma = 0.00$
- $N_c = 5.14$
- $N_q = 1.00$

e il carico limite è dato da:

$$q_{lim} = 5.14 \times c_u \times s_{c0} \times d_{c0} \times i_{c0} \times b_{c0} \times g_{c0} + q \times g_{q0}$$

essendo $q = \gamma \times D$ la pressione totale agente sul piano di posa della fondazione, e avendo indicato con il pedice 0 i fattori correttivi per $\phi = 0$ per i quali valgono le formulazioni sotto riportate.

- Fattori correttivi di forma:
Valgono le stesse formulazioni utilizzate per le condizioni drenate
- Fattori correttivi di profondità (Vesic, 1975):

Valore di ϕ	d_c	d_q	d_γ
$\phi = 0$	$\frac{D}{B'} \leq 1$	$1 + 0.4 \cdot \frac{D}{B'}$	
argilla saturata in condizioni non drenate	$\frac{D}{B'} > 1$	$1 + 0.4 \cdot \arctan\left(\frac{D}{B'}\right)$	1

- Fattori correttivi di inclinazione del carico (Vesic, 1975):

Terreno	i_c	i_q	i_γ
$\phi = 0$ argilla satura in condizioni non drenate	$1 - \frac{m \cdot H}{B' \cdot L \cdot c_u \cdot N_c}$	1	1

- Fattori correttivi di inclinazione fondazione:
Date le condizioni al contorno delle opere, vengono considerati unitari.
- Fattori correttivi di inclinazione piano campagna:
Date le condizioni al contorno delle opere, vengono considerati unitari.

3.2.3 Verifica a scorrimento

La verifica allo scorrimento viene condotta confrontando l'azione di taglio trasmessa in fondazione con l'azione di taglio resistente del terreno. Quest'ultima è valutata come:

$$T_{lim} = N \times \tan \phi + c' \times B' \times L' \quad \text{in condizioni drenate}$$

$$T_{lim} = c_u \times B' \times L' \quad \text{in condizioni non drenate}$$

dove N è il carico assiale applicato nel baricentro della fondazione e ϕ l'angolo di attrito terreno – fondazione.

3.3 FONDAZIONI SU PALI

3.3.1 Verifiche agli stati limite ultimi (SLU)

Secondo quanto specificato al punto 6.4.3.1 delle NTC2018, nelle verifiche di sicurezza devono essere presi in considerazione tutti i meccanismi di stato limite ultimo, sia a breve sia a lungo termine.

Gli stati limite ultimi delle fondazioni su pali si riferiscono allo sviluppo di meccanismi di collasso determinati dalla mobilitazione della resistenza del terreno e al raggiungimento della resistenza degli elementi strutturali che compongono la fondazione stessa.

Le verifiche delle fondazioni su pali sono effettuate con riferimento ai seguenti stati limite, quando pertinenti:

- SLU di tipo geotecnico (GEO)
 - collasso per carico limite della palificata nei riguardi dei carichi assiali;
 - collasso per carico limite della palificata nei riguardi dei carichi trasversali;
 - collasso per carico limite di sfilamento nei riguardi dei carichi assiali di trazione;
- SLU di tipo strutturale (STR)
 - raggiungimento della resistenza dei pali;
 - raggiungimento della resistenza della struttura di collegamento dei pali;

accertando che la condizione $E_d \leq R_d$ sia soddisfatta per ogni stato limite considerato.

Le verifiche devono essere effettuate, tenendo conto dei valori dei coefficienti parziali riportati nelle Tabelle 6.2.I, 6.2.II e 6.4.II delle NTC2018, seguendo l'Approccio 2 (A1+M1+R3) previsto al punto 6.4.3.1 delle NTC2018.

Nelle verifiche effettuate con l'Approccio 2 che siano finalizzate al dimensionamento strutturale, il coefficiente γ_R non deve essere portato in conto.

Tab. 6.4.II – Coefficienti parziali γ_R da applicare alle resistenze caratteristiche a carico verticale dei pali

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 3-5. Coefficienti parziali γ_R da applicare alle resistenze caratteristiche a carico verticale dei pali (Tab.6.4.II delle NTC2018)

3.3.2 Resistenza di pali soggetti a carichi assiali

La resistenza dei pali soggetti a carichi assiali è calcolata come prescritto al punto 6.4.3.1.1 delle NTC2018.

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

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

Nelle analisi condotte si è proceduto considerando l'approccio di tipo (b) e come di seguito descritto.

Con riferimento alle procedure analitiche che prevedano l'utilizzo dei parametri geotecnici o dei risultati di prove in sito, il valore caratteristico della resistenza a compressione e a trazione ($R_{c,k}$ ovvero $R_{t,k}$) è ottenuto come:

$$R_k = \min \left\{ \frac{R_{MEDIA}}{\xi_3}; \frac{R_{MIN}}{\xi_4} \right\};$$

con

R_{MEDIA} e R_{MIN} le resistenze calcolate;

ξ_3 e ξ_4 i fattori di correlazione funzione del numero n di verticali indagate riportati alla Tab.6.4.IV delle NTC2018.

Tab. 6.4.IV - Fattori di correlazione ξ per la determinazione della resistenza caratteristica in funzione del numero di verticali indagate

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

Figura 3-6. Fattori di correlazione ξ per la determinazione della resistenza caratteristica in funzione del numero di verticali indagate (Tab.6.4.IV delle NTC2018)

Il valore di progetto R_d della resistenza si ottiene a partire dal valore caratteristico R_k applicando i coefficienti parziali γ_R della Tabella 6.4.II delle NTC2018 (vedi Figura 3-5).

I criteri utilizzati per la stima delle curve di capacità portante a compressione e trazione sono illustrati nel successivo paragrafo.

3.3.2.1 Stima della resistenza dei pali e micropali soggetti a carichi assiali

La portata limite (Q_{LIM}) è calcolata in riferimento alla seguente espressione:

$$Q_{LIM} = Q_{B,LIM} + Q_{L,LIM} = q_b \cdot A_B + \sum_i \pi \cdot D_i \cdot \Delta H_i \cdot \tau_{LIM,i}$$

compressione

$$Q_{LIM} = W + Q_{L,LIM} = \gamma'_{cls} \left(\sum_i \Delta H_i \right) \cdot A_B + \sum_i \pi \cdot D_i \cdot \Delta H_i \cdot \tau_{LIM,i}$$

trazione

dove:

- $Q_{B,LIM}$ = portata limite di base;
- $Q_{L,LIM}$ = portata limite laterale;
- W = peso proprio del palo;
- q_b = portata unitaria di base;
- γ'_{cls} = peso di volume sommerso del calcestruzzo armato;
- A_B = area di base;
- D_i = diametro del concio i^{mo} di palo;
- ΔH_i = altezza del concio i^{mo} di palo;
- $\tau_{LIM,i}$ = attrito laterale unitario limite del concio i^{mo} di palo.

Portata di base

- Per terreni granulari:

$$q_b = 0.667 \times N_{SPT} \leq 4 \text{MPa}$$

- Per terreni coesivi:

$$q_{lim} = 9 \times c_u + \sigma_{v0}$$

dove:

c_u = coesione non drenata

σ_{v0} = pressione geostatica verticale totale alla quota della base del palo

Portata laterale

- Per terreni granulari si ha:

$$\tau_{LIM} = \min [k \times \sigma'_v \times \tan \phi; \tau = f(N_{SPT})] < 150 \text{kPa}$$

dove:

$k = 0.70$ nel caso di compressione e $k = 0.50$ nel caso di trazione

σ'_v = pressione geostatica verticale efficace

ϕ = angolo di attrito

N_{SPT} = numero di colpi/piede in prova SPT

I valori di $\tau = f(N_{SPT})$ si possono desumere dalla Figura 3-7:

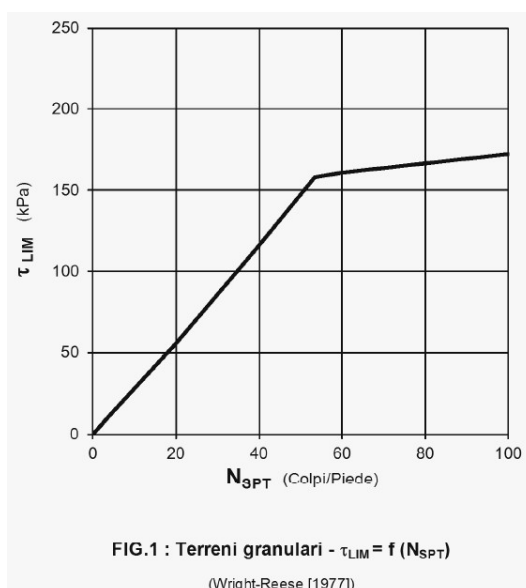


Figura 3-7. Terreni granulari – $\tau_{lim} = f(N_{SPT})$ (Wright-Reese – 1977)

- Per terreni coesivi si ha:

$$\tau_{lim} = \alpha \times c_u < 150 \text{kPa}$$

dove:

α = coefficiente empirico di aderenza che dipende dal tipo di terreno, dalla resistenza al taglio non drenata del terreno indisturbato, dal metodo di costruzione del palo, dal tempo, dalla profondità, dal cedimento del palo.

α	coefficiente riduttivo (= 0.9 per $c_u \leq 25$ kPa; 0.8 per $25 < c_u \leq 50$ kPa; 0.6 per $50 < c_u \leq 75$ kPa; 0.4 per $c_u > 75$ kPa; AGI [1984])
c_u	coesione non drenata

3.3.3 Comportamento di pali in gruppo soggetti a carichi trasversali

Il comportamento di pali in gruppo soggetti a carichi trasversali è indagato mediante il programma di calcolo GROUP.

Il programma di calcolo permette di analizzare il comportamento di una palificata sottoposta a carichi orizzontali e verticali modellando l'interazione terreno struttura mediante curve p-y.

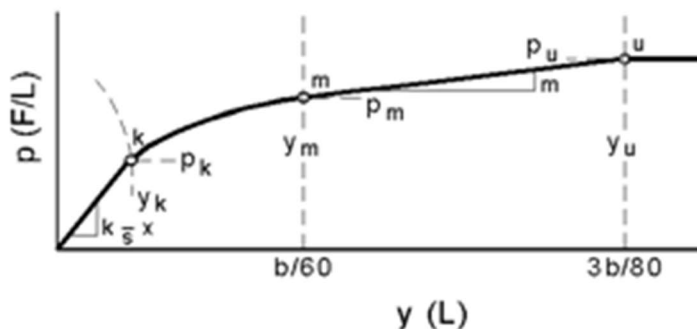
Le curve p-y che esprimono la resistenza del terreno in funzione della profondità e dello spostamento del palo, possono essere ricavate in relazione alla tipologia di terreni e alle proprietà meccaniche che li caratterizzano, in accordo alle procedure proposte da:

- Reese, Cox e Koop (1975) per sabbie
- Welch e Reese (1975) per argille tenere sotto falda
- Reese, Cox e Koop (1975) per argille dure sotto falda
- Reese–Welch (1972) per argille dure sopra falda

Il programma permette di scegliere tra uno dei modelli sopra esposti.

I metodi di calcolo sono descritti sinteticamente nelle pagine seguenti con riferimento sia a carichi statici sia a carichi ciclici.

Modello per sabbie Cox e Reese (1975)



1- calcolo di $p = \min(p_{u1}; p_{u2})$

$$p_{u1} = \gamma \cdot z \cdot \frac{K_0 \cdot z \cdot \tan \phi \cdot \sin \beta}{\tan(\beta - \phi) \cdot \cos \alpha} \cdot A_1 + \frac{\tan \beta}{\tan(\beta - \phi)} \cdot (D \cdot A_3 + z \cdot \tan \beta \cdot \tan \alpha \cdot A_3^2) + \gamma \cdot z \cdot [K_0 \cdot z \cdot \tan \beta \cdot (\tan \phi \cdot \sin \beta - \tan \alpha) \cdot A_1 - K_a \cdot D]$$

$$p_{u2} = K_a \cdot D \cdot \gamma \cdot z \cdot (\tan^8 \beta - 1) + K_0 \cdot D \cdot \tan \phi \cdot \tan^4 \beta$$

$$A_1 = (4 \cdot A_2^3 - 3 \cdot A_2^2 + 1)$$

$$A_2 = (\tan \beta \cdot \tan \delta) / (\tan \beta \cdot \tan \delta + 1)$$

$$A_3 = 1 - A_2$$

dove:

- q_u resistenza laterale unitaria ultima
- y spostamento orizzontale
- γ peso di volume efficace
- z profondità da p.c.
- K_0 coefficiente di spinta a riposo
- ϕ angolo di attrito
- $\beta = 45 + \phi/2$
- $\alpha = \phi/2$
- D diametro del palo
- $K_a = \tan^2(45 + \phi/2)$
- δ inclinazione del piano campagna rispetto all'orizzontale

2- calcolo di $p_u = A_1 \cdot p$

3- calcolo di $q_m = B_1 \cdot p$

4- definizione del tratto iniziale della curva p-y

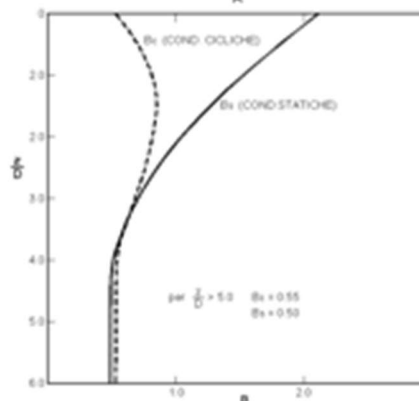
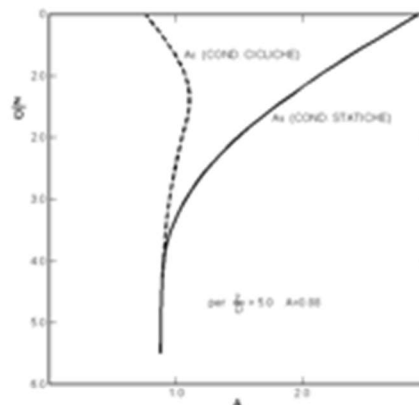
5- definizione del tratto parabolico della curva p-y

$$p = C y^{1/n}$$

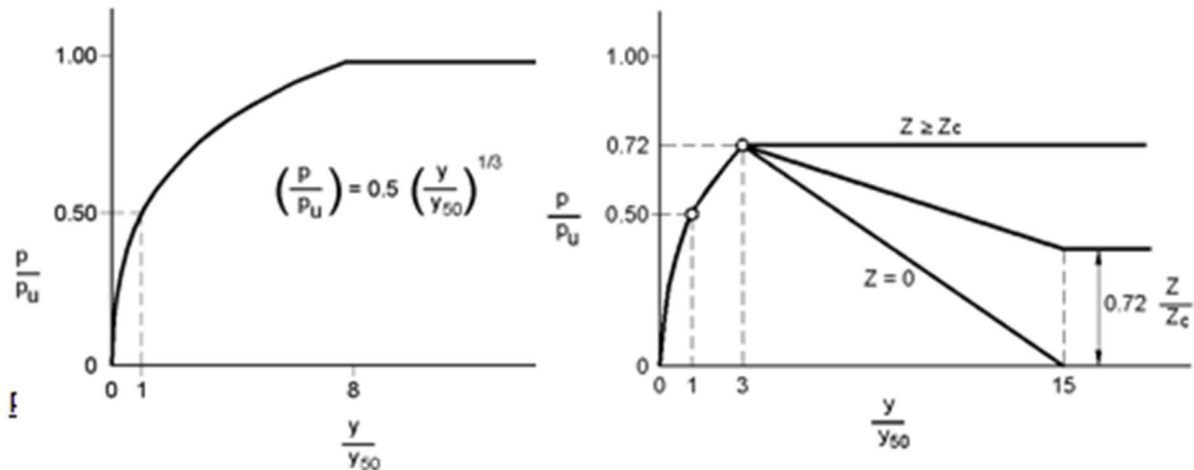
dove:

$$n = p_m / m y_{50}$$

$$C = p_m / (y_m)^{1/n}$$



Modello Welch e Reese (1975) per argille tenere sotto falda



$$p_{u2} = 9 c_u D \alpha$$

$$\alpha = 1/(1+\tan\delta)$$

$$p_u = \min (p_{u1}; p_{u2})$$

$$p/p_u = 0.5 (y/y_{50})^{1/3}$$

$$y_{50} = 2.5 \varepsilon_{50} D$$

dove:

p_{u1} resistenza laterale unitaria ultima

σ^z pressione geostatica verticale efficace alla quota z

c_u coesione non drenata

z profondità da p.c.

D diametro del palo

δ inclinazione del piano campagna rispetto all'orizzontale

y spostamento orizzontale

y_{50} spostamento orizzontale per $p=0.5 p_u$

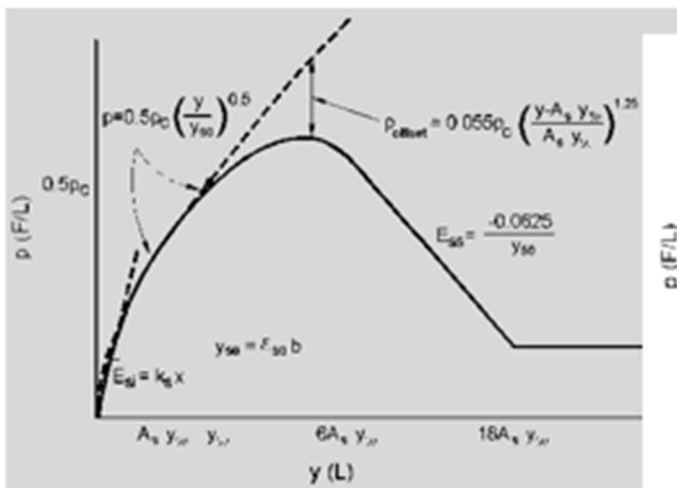
ε_{50} deformazione unitaria corrispondente ad una mobilitazione delle tensioni tangenziali pari al 50% della resistenza al taglio

per carichi ciclici

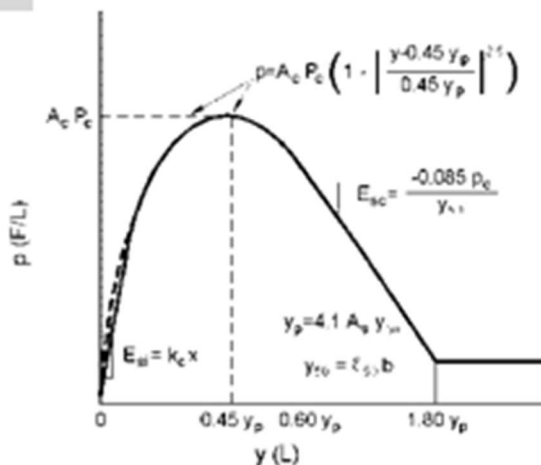
$$z_c = [6 c_u D] / [\gamma' D + 0.5 c_u] \alpha$$

γ' = peso di volume efficace

Modello Reese, Cox e Koop (1975) per argille dure sotto falda



Carichi statici



Carichi ciclici

$$p_{u,1} = (3 c_u D + \sigma' D + 2.83 c_u z)$$

$$p_{u,2} = 11 c_u D \alpha$$

$$\alpha = 1/(1+\tan\delta)$$

$$p_u = \min (p_{u,1}; p_{u,2})$$

p_u resistenza laterale unitaria ultima

z profondità da p.c.

σ' pressione geostatica verticale efficace a
 la profondità z

c_u coesione non drenata

D diametro del palo

y spostamento orizzontale

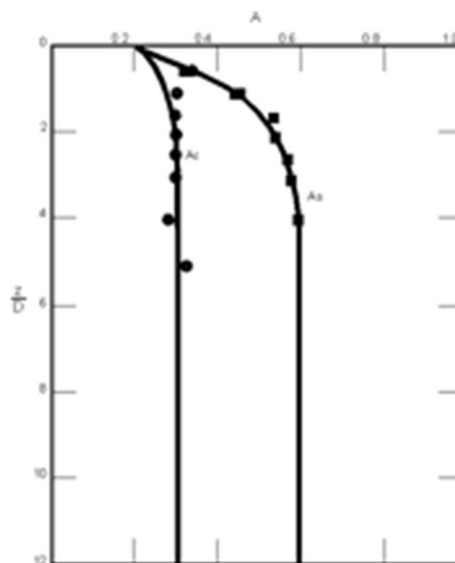
$y_{50} = 2.5 \epsilon_{50} D =$ spostamento orizzontale per $p=c$

ϵ_{50} deformazione unitaria corrispondente ad una n
 pari al 50% della resistenza al taglio

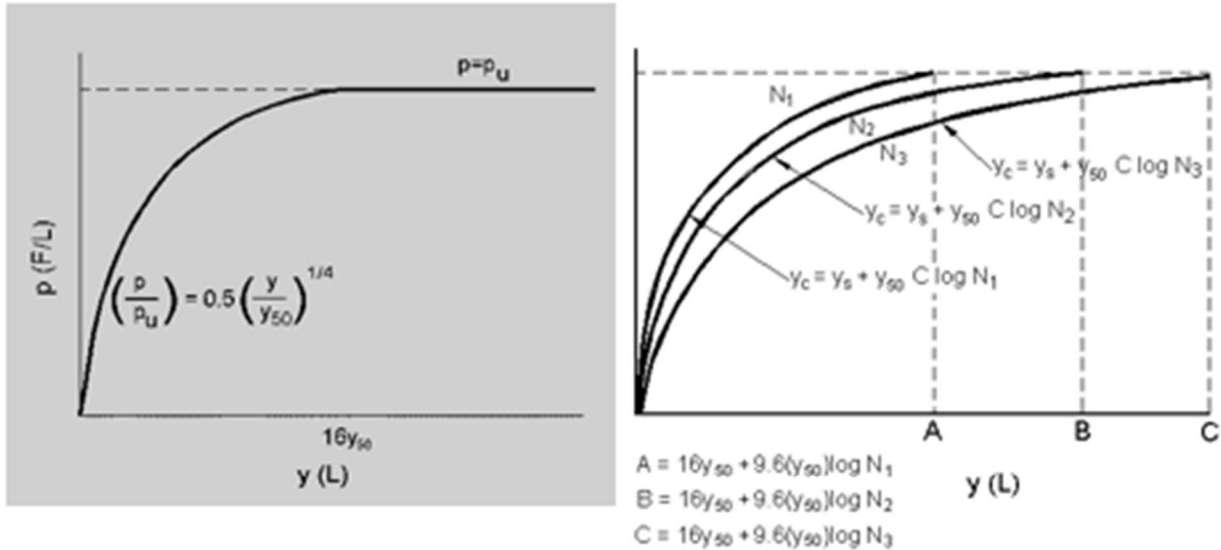
K_s pendenza del tratto iniziale della curva carichi statici

K_c pendenza del tratto iniziale della curva carichi ciclici

A_c parametro empirico



Modello Welch-Reese (1972) e Reese–Welch () per argille dure sopra falda



Carichi statici

$p_{u1} = [3c_u D + \gamma' D z + 2.83c_u z] \alpha$
 $p_{u2} = 9 c_u D \alpha$
 $\alpha = 1/(1+\tan\delta)$

$p_u = \min (p_{u1}; p_{u2})$

dove:

- p_u resistenza laterale unitaria ultima
- γ' peso di volume unitario
- c_u coesione non drenata
- z profondità da p.c.
- D diametro del palo
- δ inclinazione del piano campagna rispetto all'orizzontale
- y spostamento orizzontale
- y_{50} spostamento orizzontale per $p=0.5 p_u (= 2.5 \epsilon_{50} D)$
- ϵ_{50} deformazione unitaria corrispondente ad una mobilitazione delle tensioni tangenziali pari al 50% della resistenza al taglio
- K_s pendenza del tratto iniziale della curva

Carichi ciclici

3.4 VALUTAZIONE DEL TIRO SUI TIRANTI PASSIVI

La valutazione del tiro agente sui tiranti passivi nelle varie combinazioni di carico viene eseguita applicando un metodo del tipo “a curve caratteristiche”, tenendo conto dell’effettiva interazione tra spalla e tiranti, assicurando la congruenza degli spostamenti previsti.

Più nel dettaglio, ipotizzando di intervenire sul paramento della spalla con una tirantatura passiva realizzata con micropali, note:

- la tipologia e la tecnica di esecuzione dell’intervento di consolidamento;
- la natura e la caratterizzazione geotecnica dei terreni;

è possibile tracciare una curva di rigidezza della tirantatura sul piano δ_n -T, dove:

δ_n = spostamento orizzontale della testa del micropalo (considerato “assiale” per micropali suborizzontali con deviazione fino a $15^\circ \div 20^\circ$);

T = tiro nei micropali di ancoraggio, al m di paramento.

Il massimo tiro disponibile per ciascun tirante è pari a:

$$T_{\max} = R_{ad}$$

dove

R_{ad} è la resistenza di progetto calcolata al paragrafo precedente

Per ottenere il valore massimo del tiro disponibile per ciascun metro di paramento è sufficiente dividere T_{\max} per l’interasse dei micropali.

Successivamente, note le sollecitazioni agenti in fondazione per ogni combinazione di carico, è possibile determinare una curva di rigidezza della struttura nel modo di seguito descritto.

La spalla esistente, per effetto dei soli carichi permanenti, subisce una traslazione rigida orizzontale (δ_o) ed una rotazione rigida (θ_o); in questo caso, indicando con h_{tir} la distanza verticale tra l’intradosso della fondazione e la testa dei micropali, lo spostamento orizzontale della spalla in corrispondenza del punto di applicazione dei tiranti risulta:

$$\delta_{o,htir} = \delta_o + h_{tir} \tan (\theta_o)$$

Ipotizzando di realizzare i tiranti quando sulla struttura agiscono i soli carichi permanenti, per diverse combinazioni di carico di progetto (stato limite di esercizio, stato limite ultimo o sisma), è possibile costruire per punti le curve di rigidezza della fondazione in presenza di una generica tirantatura di consolidamento, disposta ad una specificata altezza da intradosso fondazione (h_{tir}).

Considerando infatti il caso in cui la spalla sia soggetta, ad esempio, alle sollecitazioni derivanti dal sisma, si possono calcolare i valori di sollecitazioni di taglio e momento agenti in fondazione, per ciascun i-esimo ipotetico valore T_i dell’azione agente nei tiranti disposti ad altezza h_{tir} .

Si avrà infatti:

$$\begin{aligned} N_i &= N \\ H_i &= H - T_i \\ M_i &= M - (h_{tir} T_i) \end{aligned}$$

dove N_i , H_i , M_i sono, per la condizione di carico in esame, i carichi effettivi per ogni metro di fondazione nella i-esima ipotesi di efficacia della tirantatura, mentre N , H ed M sono, per la condizione di carico in esame, i carichi effettivi per ogni metro di fondazione in assenza di tirantatura.

Tali sollecitazioni (N_i , H_i , M_i) danno luogo ad uno spostamento orizzontale (δ_i) e ad una rotazione della fondazione (θ_i). Per effetto di tali spostamenti, in corrispondenza del punto di applicazione dei tiranti, lo spostamento orizzontale della spalla risulterà pari a:

$$\delta_{i,htir} = \delta_i + h_{tir} \tan (\theta_i)$$

Sottraendo a tale valore dello spostamento il valore corrispondente alle condizioni di carico permanente, si ottiene:

$$\Delta\delta_{h,i} = \delta_{o,htir} - \delta_{i,h\ tir}$$

La coppia di valori avente coordinate $(T_i, \Delta\delta_{h,i})$ rappresenta un punto della curva di rigidezza della fondazione.

Il punto di incontro tra le curve di rigidezza della tirantatura, costituita da tiranti specificati ad interasse specificato, e la curva di rigidezza della fondazione, determinata come descritto sopra, verifica la congruenza degli spostamenti e indica il tiro a cui è soggetta la tirantatura nella specifiche condizioni di carico analizzata.

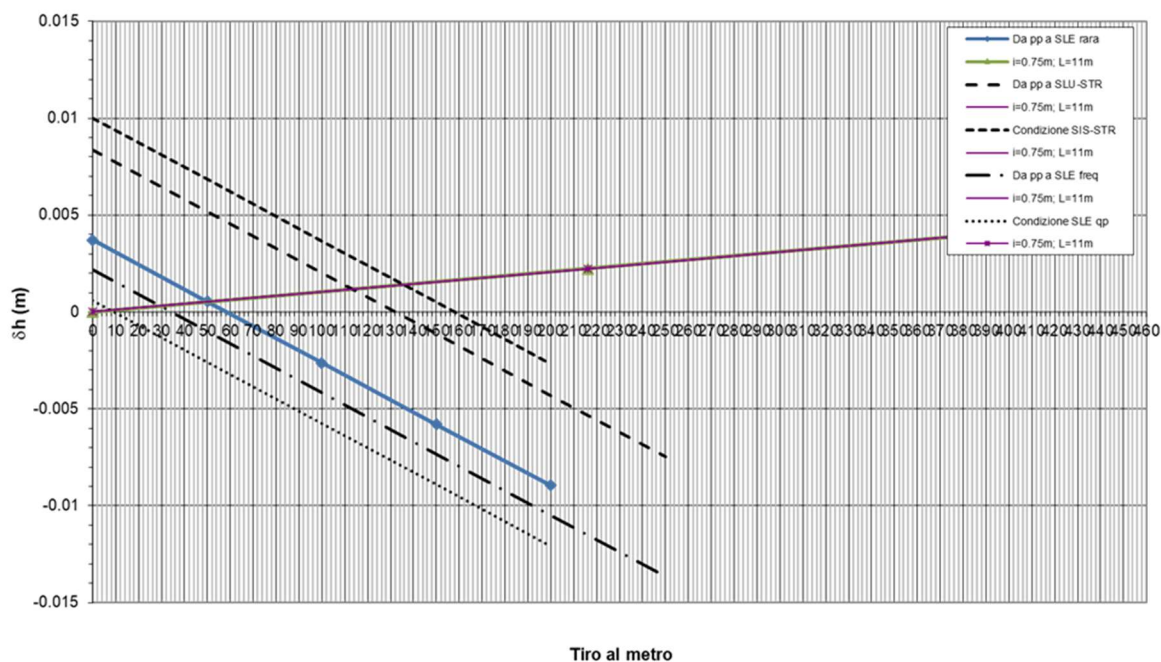


Figura 3-8. Curve caratteristiche tiranti passivi

3.5 PORTATA LIMITE PER GLI ANCORAGGI DELLE SPALLE

La verifica a sfilamento del tirante viene svolta in accordo a quanto riportato nel Paragrafo C6.6.2 delle Istruzioni per l'applicazione delle “Norme Tecniche per le costruzioni” di cui al D.M. 17 Gennaio 2018.

Il valore di calcolo della resistenza allo sfilamento dell'ancoraggio ($R_{a,c}$) nel caso specifico, è stato dedotto con metodi analitici, a partire dai valori caratteristici dei parametri geotecnici (risultati di prove in sito e/o di laboratorio):

$$R_{a,c} = \pi \cdot D \cdot L \cdot \tau$$

dove:

$D = \alpha \cdot \phi_{\text{perf}}$ diametro efficace ottenuto a seguito dell'iniezione (nel caso in esame è stato considerato un valore di α pari a 1.0);

ϕ_{perf} diametro nominale della perforazione;

L lunghezza del bulbo di ancoraggio;

τ aderenza limite bulbo-terreno.

In base al § 6.6.2 della NTC la resistenza caratteristica allo sfilamento dell'ancoraggio è pari a:

$$R_{ak} = \frac{R_{a,c}}{\max(\xi_{a3}; \xi_{a4})}$$

dove:

$$\xi_{a4} = \xi_{34} = 1.75 \quad \text{tabella 6.6.III al § 6.6.2 della NTC}$$

Al valore caratteristico così ottenuto è stato quindi applicato il coefficiente $\gamma_{\text{Rap}}=1.2$ come da Tab.6.6.I del D.M. 17/01/2018, al fine di ottenere la resistenza a sfilamento di progetto con cui condurre le verifiche:

$$R_{ad} = \frac{R_{ak}}{\gamma_{\text{Rap}}}$$

Si sottolinea quanto già prescritto in sede di progetto definitivo e secondo la norma vigente la necessità di conferma sperimentale con prove di trazione in sito nelle fasi di progetto (campo prove) e di collaudo.

4 FONDAZIONE SPALLA E MURO D'ALA - AMPLIAMENTO 2 (NUOVA REALIZZAZIONE)

4.1 AZIONI DI CALCOLO

La seguente tabella riporta le sollecitazioni di calcolo agenti nel baricentro della palificata.

Il sistema di riferimento utilizzato coincide le convenzioni del software GROUP.

COMBINAZIONE	Rx [kN]	Ry [kN]	Mz [kNm]	Rz [kN]	My [kNm]
1	16409	3727	-27926	4539	15418
2	18238	3727	-37617	4539	15418
3	17657	3867	-35427	4539	15418
4	16557	3867	-29601	4539	15418
5	13669	3727	-22050	4539	14044
6	15497	3727	-31742	4539	14044
7	14916	3867	-29552	4539	14044
8	13817	3867	-23725	4539	14044
9	11914	6380	-33268	4699	14228
10	11914	4141	-24241	7069	23837
11	16016	6682	-38137	5054	15283
12	16016	4443	-29110	7424	24893
13	13676	2761	-19235	3353	10014
14	15031	2761	-26414	3353	10014
15	14601	2864	-24792	3353	10014
16	13786	2864	-20476	3353	10014
17	13685	2621	-18650	3080	8092
18	14609	2621	-23549	3080	8092
19	13694	2312	-17473	2665	6069
20	13965	2312	-18908	2665	6069

Tabella 4-1. Sollecitazioni di calcolo risultanti nel baricentro della palificata

4.2 MODELLO DI CALCOLO

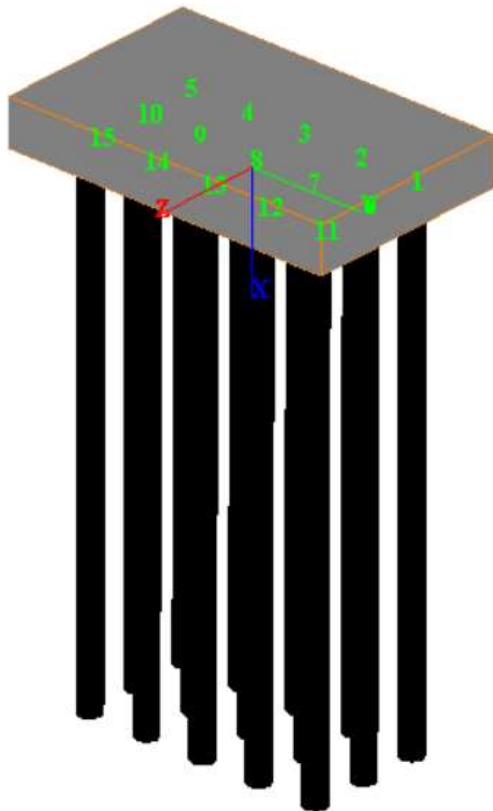


Figura 4-1. Modello di calcolo palificata: vista tridimensionale

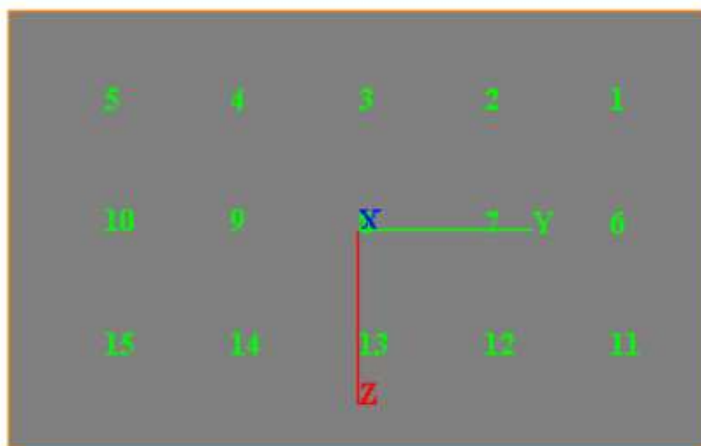


Figura 4-2. Modello di calcolo palificata: piano y-z

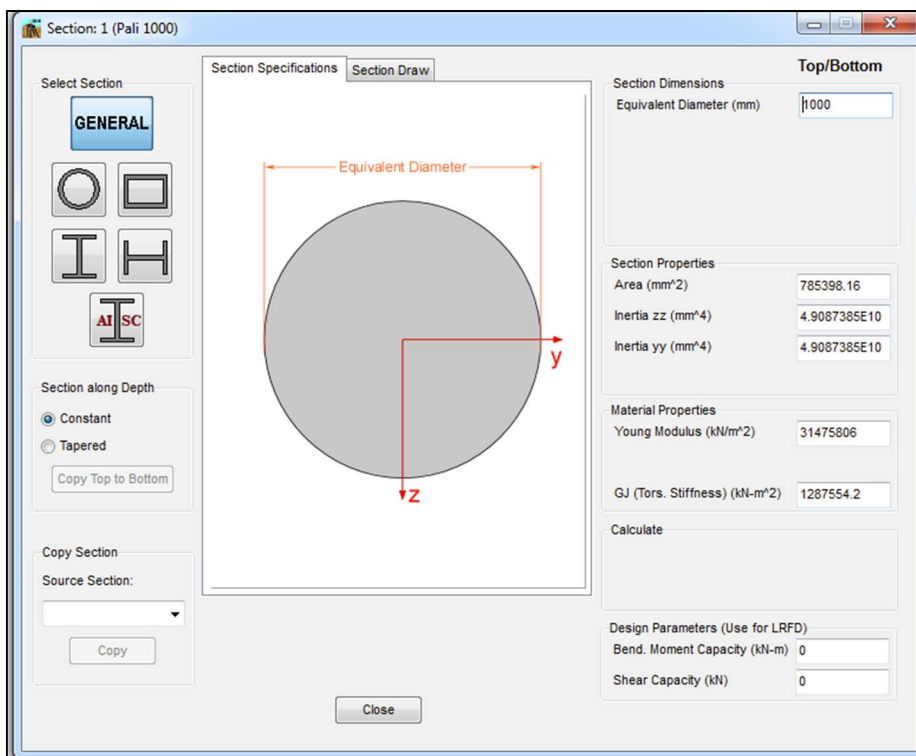


Figura 4-3. Caratteristiche geometriche e meccaniche sezione trasversale pali

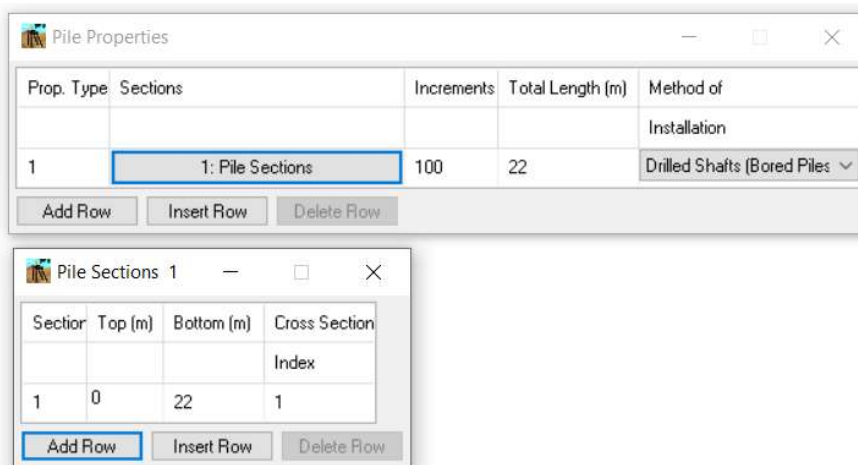


Figura 4-4. Parametri dei pali in GROUP

Pile Group 3D Layout

Pile #	Pile Head		Pile Prop. Type	Rotational Spring (z-z) (kN-m/rad)	Rotational Spring (y-y) (kN-m/rad)
	Connection (z-z)	Connection (y-y)			
1	Fixed	Fixed	1	0	0
2	Fixed	Fixed	1	0	0
3	Fixed	Fixed	1	0	0
4	Fixed	Fixed	1	0	0
5	Fixed	Fixed	1	0	0
6	Fixed	Fixed	1	0	0
7	Fixed	Fixed	1	0	0
8	Fixed	Fixed	1	0	0
9	Fixed	Fixed	1	0	0
10	Fixed	Fixed	1	0	0
11	Fixed	Fixed	1	0	0
12	Fixed	Fixed	1	0	0
13	Fixed	Fixed	1	0	0
14	Fixed	Fixed	1	0	0
15	Fixed	Fixed	1	0	0

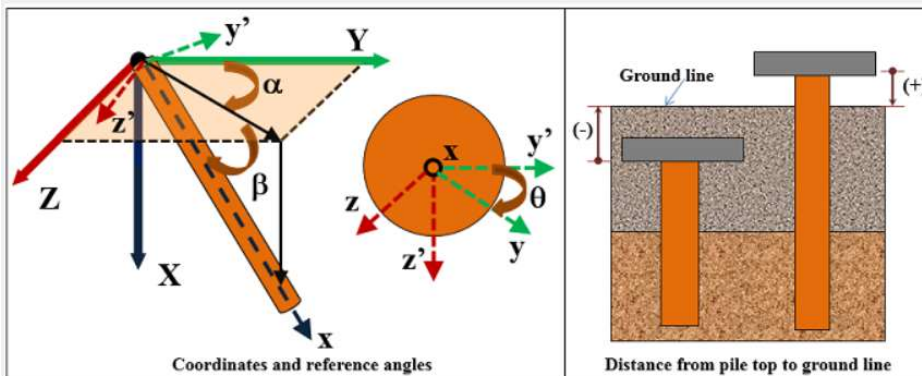
Add Row Insert Row Delete Row

Pile-Head Coordinates (3-D)

Pile #	Pile-Top Vertical	Pile-Top Horizontal	Pile-Top Horizontal	Angle Alpha* (use 0	Angle Beta** (use 90	Angle Theta	Vert. Dist. from Pile Top
	X-Coordinates, (m)	Y-Coordinates, (m)	Z-Coordinates, (m)	for vertical pile) (DEG)	for vertical pile) (DEG)	(section rotation) (DEG)	to Ground Line***, (m)
1	0	5.2	-2.5	0	90	0	0
2	0	2.6	-2.5	0	90	0	0
3	0	0	-2.5	0	90	0	0
4	0	-2.6	-2.5	0	90	0	0
5	0	-5.2	-2.5	0	90	0	0
6	0	5.2	0	0	90	0	0
7	0	2.6	0	0	90	0	0
8	0	0	0	0	90	0	0
9	0	-2.6	0	0	90	0	0
10	0	-5.2	0	0	90	0	0
11	0	5.2	2.5	0	90	0	0

Add Row Insert Row Delete Row

* Angle Alpha, angle from Y(+) Axis to the projection of pile on the Y-Z plane (use 0 for vertical pile)
 ** Angle Beta, angle from the projection of pile on the Y-Z plane to the pile axis (use 90 for vertical pile)
 *** Distance from pile top to ground line
 (+) positive if soil ground line is below the pile top
 (-) negative if soil ground line is above the pile top



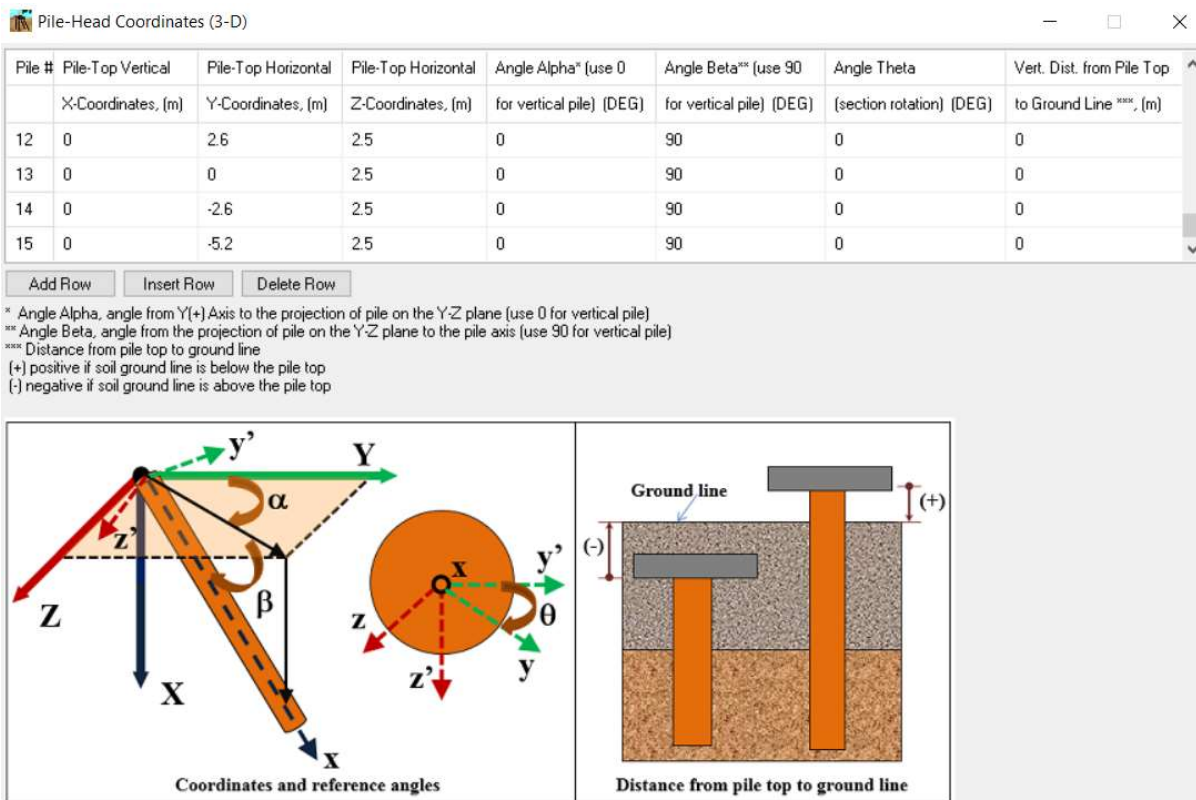


Figura 4-5. Disposizione dei pali in GROUP

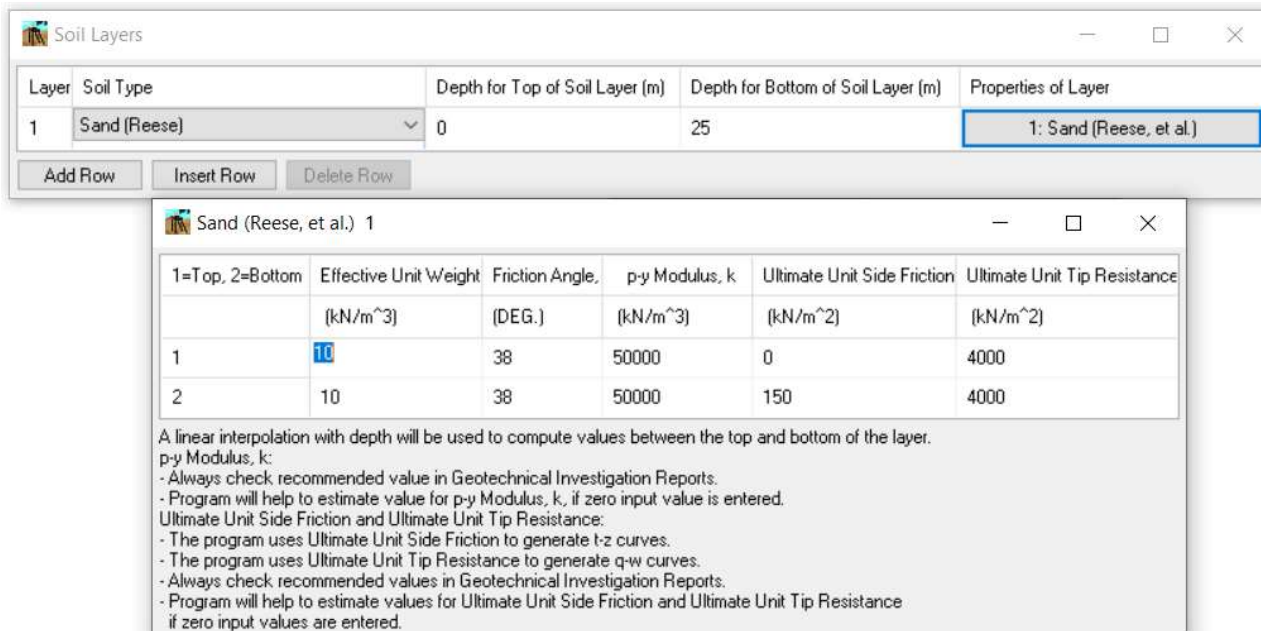


Figura 4-6. Caratteristiche meccaniche terreno

4.3 ANALISI GEOTECNICA

4.3.1 Sollecitazioni di calcolo

I seguenti grafici riportano le massime azioni assiali, compressione e trazione, agenti per le combinazioni di calcolo significative.



Figura 4-7. Sollecitazioni assiali nei pali massime e minime (SLV)

4.3.2 Verifica geotecnica

Verifica Carico Limite Pali/Micropali					
APPROCCIO 1	Pali Trivellati		n°Indagini	ξ3	ξ4
Combinazione 1			1	1.7	1.7
A1 + M1 + R3	R3		2	1.65	1.55
Base	1.35		3	1.60	1.48
Laterale Compressione	1.15		4	1.55	1.42
Totale	1.30		5	1.50	1.34
Laterale Trazione	1.25		7	1.45	1.28
			≥10	1.40	1.21
Caratteristiche Pali/ Micropali					
D Perforazione =	1.00	m	Numero di Verticali Indagate		
L Perforazione =	22.0	m	1		
L Bulbo =	22.0	m			
Caratteristiche Terreno					
γ =	19.0	kN/m ³	LIMO ARGILLOSO A, A', A''		
φ =	26.0	°			
γ =	20.0	kN/m ³	GHIAIA E SABBIA B		
φ =	38	°			
Azioni di Calcolo					
N _{Ed} Compressione =	3326	kN			
N _{Ed} Trazione =	1538	kN			
Resistenza di Calcolo					
N _{Rd} Compressione =	4143	kN			
N _{Rd} Trazione =	1823	kN			
Esito della Verifica					
N _{Rd} > N _{Ed}					
N _{Rd}		N _{Ed}			
4143	>	3585			
1823	>	1538			
La Verifica Risulta Soddisfatta					

Figura 4-8. Verifica a Capacità portante dei Pali

Superficie Pista	10	[N/m²]
Capacità Pista P.C. (da P.C.)	1.5	[N/m²]
q'_{c0} in testa palo (Pa)	28.5	[N/m²]

Strato	z	Descrizione	Falda	q_{ult} [N/m²]	q_{adm} [N/m²]	C_v [kN/m]	$\sigma_{p,0}$ [kN/m²]	$\sigma'_{p,0}$ [kN/m²]	N_{gr}	k_{corr}	α	$U_{gr} = (N_{gr})$	$T_{trans,comp}$ [N/m]	$T_{trans,lim}$ [N/m]	$T_{trans,comp}$ [N/m]	$T_{trans,lim}$ [N/m]	$Q_{lim,trans}$ [kN]	$Q_{lim,trans}$ [kN]	$Q_{lim,trans}$ [kN]	$Q_{lim,trans}$ [kN]	$Q_{lim,trans}$ [kN]	$Q_{lim,trans}$ [kN]	$Q_{lim,trans}$ [kN]
1	B	1	Non Coesivo	SI	1	20	10	38.5	0	0.7	0.5	38	15	86	47	4000	1369	76	50	1403	22		
2	B	2	Non Coesivo	SI	1	40	20	48.5	0	0.7	0.5	38	19	149	107	4000	1369	128	84	1497	50		
3	B	3	Non Coesivo	SI	2	60	30	58.5	0	0.7	0.5	38	27	263	179	4000	1369	168	124	1657	84		
4	B	4	Non Coesivo	SI	3	80	40	68.5	0	0.7	0.5	38	37	383	263	4000	1369	224	168	1817	124		
5	B	5	Non Coesivo	SI	4	100	50	78.5	0	0.7	0.5	38	48	508	358	4000	1369	296	192	1977	168		
6	B	6	Non Coesivo	SI	5	120	60	88.5	0	0.7	0.5	38	61	643	458	4000	1369	384	216	2137	192		
7	B	7	Non Coesivo	SI	6	140	70	98.5	0	0.7	0.5	38	76	788	563	4000	1369	488	240	2297	216		
8	B	8	Non Coesivo	SI	7	160	80	108.5	0	0.7	0.5	38	92	943	673	4000	1369	596	264	2457	240		
9	B	9	Non Coesivo	SI	8	180	90	118.5	0	0.7	0.5	38	110	1108	788	4000	1369	716	288	2617	264		
10	B	10	Non Coesivo	SI	9	200	100	128.5	0	0.7	0.5	38	130	1283	918	4000	1369	848	312	2677	288		
11	B	11	Non Coesivo	SI	10	220	110	138.5	0	0.7	0.5	38	152	1468	1058	4000	1369	992	340	2737	312		
12	B	12	Non Coesivo	SI	11	240	120	148.5	0	0.7	0.5	38	176	1663	1213	4000	1369	1148	368	2797	340		
13	B	13	Non Coesivo	SI	12	260	130	158.5	0	0.7	0.5	38	202	1868	1383	4000	1369	1316	396	2857	368		
14	B	14	Non Coesivo	SI	13	280	140	168.5	0	0.7	0.5	38	230	2083	1568	4000	1369	1496	424	2917	396		
15	B	15	Non Coesivo	SI	14	300	150	178.5	0	0.7	0.5	38	260	2308	1768	4000	1369	1688	452	2977	424		
16	B	16	Non Coesivo	SI	15	320	160	188.5	0	0.7	0.5	38	292	2543	1983	4000	1369	1892	480	3037	452		
17	B	17	Non Coesivo	SI	16	340	170	198.5	0	0.7	0.5	38	326	2788	2213	4000	1369	2108	508	3097	480		
18	B	18	Non Coesivo	SI	17	360	180	208.5	0	0.7	0.5	38	362	3043	2458	4000	1369	2336	536	3157	508		
19	B	19	Non Coesivo	SI	18	380	190	218.5	0	0.7	0.5	38	400	3308	2718	4000	1369	2576	564	3217	536		
20	B	20	Non Coesivo	SI	19	400	200	228.5	0	0.7	0.5	38	440	3583	3003	4000	1369	2928	592	3277	564		
21	B	21	Non Coesivo	SI	20	420	210	238.5	0	0.7	0.5	38	482	3868	3303	4000	1369	3192	620	3337	592		
22	B	22	Non Coesivo	SI	21	440	220	248.5	0	0.7	0.5	38	526	4163	3618	4000	1369	3468	648	3397	620		
23	B	23	Non Coesivo	SI	22	460	230	258.5	0	0.7	0.5	38	572	4468	3948	4000	1369	3756	676	3457	648		
24	B	24	Non Coesivo	SI	23	480	240	268.5	0	0.7	0.5	38	620	4783	4293	4000	1369	4056	704	3517	676		
25	B	25	Non Coesivo	SI	24	500	250	278.5	0	0.7	0.5	38	670	5108	4643	4000	1369	4368	732	3577	704		

N.B. In zona infante lo stato di coesione con la quota della Testa Pali è Mcc.

Figura 4-9. Determinazione della Capacità portante dei Pali

4.4 ANALISI STRUTTURALE

4.4.1 Sollecitazioni di calcolo

I seguenti grafici riportano le azioni assiali, flettenti e di taglio sulla testa del palo per le combinazioni SLU/SLV.

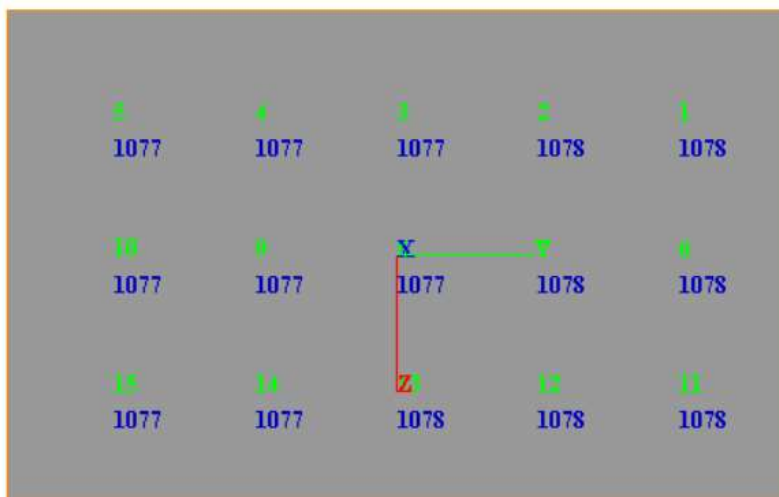


Figura 4-10. Massime sollecitazioni flessionali (Combinazione 11)



Figura 4-11. Massime sollecitazioni di taglio (Combinazione 11)

Si riportano i grafici di azione assiale e momento flettente per la combinazione Frequente, necessari per il controllo della fessurazione nei pali.



Figura 4-12. Minime sollecitazioni assiali (Combinazione 18)

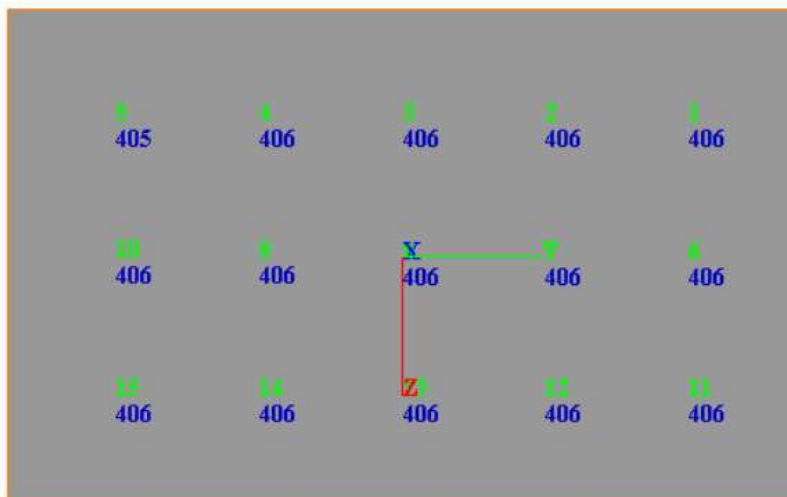


Figura 4-13. Momenti flettenti (Combinazione 18)

4.4.2 Verifica strutturale

Armatura disposta

- Armatura verticale: 27Ø24
- Armatura a taglio: Ø12/20cm

Verifica a flessione

Verifica C.A. S.L.U. - File: 69T Verifica STR Flessione

File Materiali Opzioni Visualizza Progetto Sez. Rett. Sismica Normativa: NTC 2008 ?

Titolo: 69T Pali

Sezione circolare cava

Raggio esterno: 50 [cm]
 Raggio interno: 0 [cm]
 N° barre uguali: 27
 Diametro barre: 2.4 [cm]
 Copriferro (baric.): 8.4 [cm]

N° barre: 0 Zoom

Tipo Sezione
 Rettan.re Trapezi
 a T Circolare
 Rettangoli Coord.

Sollecitazioni

S.L.U. Metodo n

N_{Ed}: -1538 kN
 M_{xEd}: 1078 kNm
 M_{yEd}: 0

P.to applicazione N
 Centro Baricentro cls
 Coord.[cm] xN: 0 yN: 0

Tipo rottura
 Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

Metodo di calcolo
 S.L.U.+ S.L.U.-
 Metodo n

Tipo flessione
 Retta Deviata

Vertici: 52 N° rett.: 100
 Calcola MRd Dominio M-N
 L₀: 0 cm Col. modello
 Precompresso

Materiali

B450C C25/30

ε_{su}: 67.5 ‰ ε_{c2}: 2 ‰
 f_{yd}: 391.3 N/mm² ε_{cu}: 3.5 ‰
 E_s: 200 000 N/mm² f_{cd}: 14.17 N/mm²
 E_s/E_c: 15 f_{cc}/f_{cd}: 0.8
 ε_{syd}: 1.957 ‰ σ_{c,adm}: 9.75 N/mm²
 σ_{s,adm}: 255 N/mm² τ_{co}: 0.6
 τ_{c1}: 1.829

M_{xRd}: 1 239 kN m

σ_c: -14.17 N/mm²
 σ_s: 391.3 N/mm²
 ε_c: 3.5 ‰
 ε_s: 13.17 ‰
 d: 91.32 cm
 x: 19.17 x/d: 0.21
 δ: 0.7024

Figura 4-14. Verifica flessione_SLU

Verifica a taglio

Metodo di Clarke & Birjandi

r	500.00	mm	Raggio della sezione circolare.
r _s	412.00	mm	Raggio della parte confinata dall'armatura trasversale. r _s = r - copr.
sin α	0.525	-	sin α = (2 r _s) / (π r).
α	0.552	rad	α = arcsin (sin α).
A _{tot}	785398	mm ²	Area totale della sezione circolare. A = π r ² .
A	642404	mm ²	Area della sezione rettangolare equivalente. A = r ² (π/2 + α + sin α cos α).

Parametri della sezione rettangolare equivalente

b	843	mm	Larghezza equivalente. b = A/d.
h	932	mm	Altezza equivalente. [*] h = A _{tot} /b
d	762	mm	Altezza utile equivalente. d = r (1 + sin α).

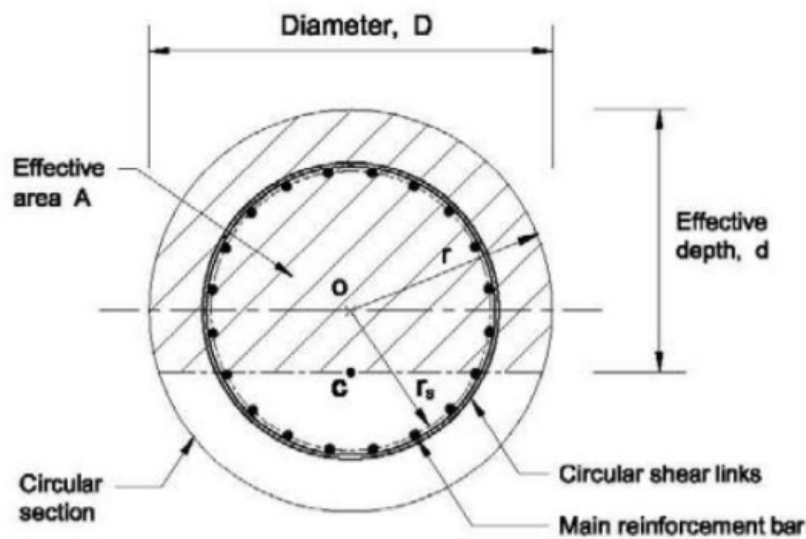


Figura 4-15. Metodo di Clarke e Birjandi - calcolo sezione rettangolare equivalente.

NTC 2018			
4.1.2.3.5.2 - Elementi con armature trasversali resistenti a taglio			
R_{ck} [MPa] =	30	f_{ck} [MPa] =	25
f_{cd} [MPa] =	14.17	(c.a. $\gamma_c=1.5$)	
f_{ctk} [MPa] =	1.80		
f_{ctd} [MPa] =	1.20	(c.a. $\gamma_c=1.5$)	
f_{ywd} [MPa] =	391.30	(B450C $\gamma_s=1.15$)	
<i>Verifica del conglomerato</i>			
H [mm] =	932	Altezza della sezione	
d [mm] =	764	Altezza utile della sezione	
b_w [mm] =	843	Larghezza della membratura resistente a taglio	
α_c =	1	1 per N=0	
α =	90	inclinazione armatura	1.57079633
θ =	21.8	inclinazione fessura	0.38048178
$\cotg\alpha$ =	6.1257E-17		
$\cotg\theta$ =	2.50	tra 1 e 2.5	
V_{Rcd} [kN] =	1415.68	Resistenza a compressione bielle	
		=0.9 $b_w d \alpha_c f_{cd} (\cotg\alpha + \cotg\theta) / (1 + \cotg\theta)$	
<i>Verifica dell'acciaio</i>			
A_{sw} [mm ²] =	226.19	$\phi 12$ 2br	area staffe
s [mm] =	200		passo staffe
V_{Rsd} [kN] =	761.00	Resistenza armature = 0.9 d $f_{ywd} A_{sw}/s (\cot\alpha + \cot\theta) \sin\alpha$	
V_{Rd} [kN] =	761.00	Min. tra V_{Rcd} e V_{Rsd}	
V_{Sdu} [kN] =	561.00	Sollecitazione di progetto SLU	
Verificato			

Figura 4-16. Verifica a Taglio

Verifica a fessurazione

A favore di sicurezza, si considera la minima sollecitazione assiale e la massima sollecitazione flettente per la combinazione SLE Frequente.

Verifica C.A. S.L.U. - File: 69T Verifica STR Flessione

File Materiali Opzioni Visualizza Progetto Sez. Rett. Sismica Normativa: NTC 2008 ?

Titolo: 69T Pali

Sezione circolare cava

- Raggio esterno: 50 [cm]
- Raggio interno: 0 [cm]
- N° barre uguali: 27
- Diametro barre: 2.4 [cm]
- Copriferro (baric.): 8.4 [cm]

Sollecitazioni

S.L.U. Metodo n

N_{Ed}: -1538 [-259] kN

M_{xEd}: 1078 [405] kNm

M_{yEd}: 0 [0]

Materiali

B450C C25/30

- ε_{su}: 67.5 ‰
- f_{yd}: 391.3 N/mm²
- E_s: 200 000 N/mm²
- ε_s/ε_c: 15
- ε_{syd}: 1.957 ‰
- σ_{s,adm}: 255 N/mm²
- ε_{c2}: 2 ‰
- ε_{cu}: 3.5 ‰
- f_{cd}: 14.17
- f_{cc}/f_{cd}: 0.8
- σ_{c,adm}: 9.75
- τ_{co}: 0.6
- τ_{c1}: 1.829

P.to applicazione N

Centro Baricentro cls

Coord.[cm] xN: 0 yN: 0

Metodo di calcolo

S.L.U.+ S.L.U.- Metodo n

Vertici: 52

Verifica

N° iterazioni: 4

Precompresso

σ_c: -4.83 N/mm²

σ_s: 154.8 N/mm²

ε_s: 0.7741 ‰

d: 91.32 cm

x: 29.11 x/d: 0.3188

δ: 0.8385

Figura 4-17. Verifica Tenso-flessionale_SLE

La verifica a Fessurazione si omette in quanto il tasso di sollecitazione dell'acciaio, per combinazione Frequente, è inferiore a 160 MPa, come specificato nella tabella C4.1.II delle NTC 2018.

5 ELEVAZIONE SPALLA – STRUTTURA ORIGINARIA (ESISTENTE)

Nel seguito si presentano le verifiche di resistenza e di ancoraggio dei tiranti passivi previsti come intervento di consolidamento delle spalle esistenti.

5.1 CURVE CARATTERISTICHE TIRANTI-SPOSTAMENTI

Come descritto nel paragrafo 3.4 sono state costruite, sulla base dei dati di input riportati nella relazione di calcolo delle sovrastrutture e delle sottostrutture, le curve tiro-spostamenti di seguito rappresentate.

Dim. fondazione	Dimensione Trasversale	L =	24.02	m		
	Dimensione Longitudinale	B =	3.40	m		
Modulo del terreno	E =	75000	kPa	<i>(modulo elastico da adottare per terreno con caratteristiche migliorate da presenza pali tipo FRANKI)</i>		

Sollecitazioni Statica solo permanenti				N (kN)	H (kN)	M (kNm)	
N	=	550	KN/m	13203	3827	6485	
H	=	159	KN/m				
M	=	270	KN m/m	δv	δh	θ	$\delta h_{tot,sta,pp}$
B	=	24.02	m		5.08E-03	8.34E-04	7.92E-03

Sollecitazioni (al m) SLE rara				N (kN)	H (kN)	M (kNm)	
N	=	597	KN/m	14344	5004	11393	
H	=	208	KN/m				
M	=	474	KN m/m	δv	δh	θ	$\delta h_{tot,sta,pp+acc}$
B	=	24.02	m		6.65E-03	1.46E-03	1.16E-02

Sollecitazioni (al m) SLE freq				N (kN)	H (kN)	M (kNm)	
N	=	550	KN/m	13203	4559	9231	
H	=	190	KN/m				
M	=	384	KN m/m	δv	δh	θ	$\delta h_{tot,sta,pp+acc}$
B	=	24.02	m		6.06E-03	1.19E-03	1.01E-02

Sollecitazioni (al m) SLE qp				N (kN)	H (kN)	M (kNm)	
N	=	550	KN/m	13203	4022	7217	
H	=	167	KN/m				
M	=	300	KN m/m	δv	δh	θ	$\delta h_{tot,sys}$
B	=	24.02	m		5.34E-03	9.28E-04	8.50E-03

Da pp a SLE rara						δh	θ	Δh_0	δh_{tot}	$\Delta \delta h_{tot,(sis-sta,pp+acc)}$	$\Delta \delta h_{tot,(sis-sta,pp)}$
Tiro/m	Tiro (kN)	N (kN)	H (kN)	M (kNm)							
0	0	14343.92	5004.07	11392.69		6.65E-03	1.46E-03	4.98E-03	1.16E-02	0.00E+00	0.00371
50	1125	14343.92	3879.07	7567.69		5.15E-03	9.73E-04	3.31E-03	8.46E-03	-3.17E-03	0.00054
100	2250	14343.92	2754.07	3742.69		3.66E-03	4.81E-04	1.64E-03	5.29E-03	-6.33E-03	-0.00262
150	3375	14343.92	1629.07	-82.31		2.16E-03	-1.06E-05	-3.60E-05	2.13E-03	-9.50E-03	-0.00579
200	4500	14343.92	504.07	-3907.31		6.70E-04	-5.02E-04	-1.71E-03	-1.04E-03	-1.27E-02	-0.00896

Da pp a SLE freq						δh	θ	Δh_0	δh_{tot}	$\Delta \delta h_{tot,(sis-sta,pp+acc)}$	$\Delta \delta h_{tot,(sis-sta,pp)}$
Tiro/m	Tiro (kN)	N (kN)	H (kN)	M (kNm)							
0	0	13203.12	4559	9231.09		6.06E-03	1.19E-03	4.03E-03	1.01E-02	-1.54E-03	0.00217
50	1125	13203.12	3434	5406.09		4.56E-03	6.95E-04	2.36E-03	6.92E-03	-4.70E-03	-0.00099
100	2250	13203.12	2309	1581.09		3.07E-03	2.03E-04	6.91E-04	3.76E-03	-7.87E-03	-0.00416
150	3375	13203.12	1184	-2243.91		1.57E-03	-2.88E-04	-9.81E-04	5.92E-04	-1.10E-02	-0.00732
200	4500	13203.12	59	-6068.91		7.84E-05	-7.80E-04	-2.65E-03	-2.57E-03	-1.42E-02	-0.01049
250	5625	13203.12	-1066	-9893.91		-1.42E-03	-1.27E-03	-4.32E-03	-5.74E-03	-1.74E-02	-0.01366

Condizione SLE qp					δh	θ	Δh_0	δh_{tot}	$\Delta \delta h_{tot,(sis-sta,pp+acc)}$	$\Delta \delta h_{tot,(sis-sta,pp)}$
Tiro/m	Tiro (kN)	N (kN)	H (kN)	M (kNm)						
0	0	13203.12	4022.04	7217.31	5.34E-03	9.28E-04	3.15E-03	8.50E-03	-3.13E-03	0.00058
50	1125	13203.12	2897.04	3392.31	3.85E-03	4.36E-04	1.48E-03	5.33E-03	-6.29E-03	-0.00259
100	2250	13203.12	1772.04	-432.69	2.35E-03	-5.56E-05	-1.89E-04	2.16E-03	-9.46E-03	-0.00575
150	3375	13203.12	647.04	-4257.69	8.59E-04	-5.47E-04	-1.86E-03	-1.00E-03	-1.26E-02	-0.00892
200	4500	13203.12	-477.96	-8082.69	-6.35E-04	-1.04E-03	-3.53E-03	-4.17E-03	-1.58E-02	-0.01208

Sollecitazioni (al m) SLU STR				N (kN)	H (kN)	M (kNm)	
N	=	564	KN/m	13544	6755	16780	
H	=	281	KN/m				
M	=	699	KN m/m	δv	δh	θ	$\delta h_{tot,sta,pp+acc}$
B	=	24.02	m		8.97E-03	2.16E-03	1.63E-02

Sollecitazioni (al m) SIS STR				N (kN)	H (kN)	M (kNm)	
N	=	581	KN/m	13959	6979	19746	
H	=	291	KN/m				
M	=	822	KN m/m	δv	δh	θ	$\delta h_{tot,sis}$
B	=	24.02	m		9.27E-03	2.54E-03	1.79E-02

Da pp a SLU-STR					δh	θ	Δh_0	δh_{tot}	$\Delta \delta h_{tot,(sis-sta,pp+acc)}$	$\Delta \delta h_{tot,(sis-sta,pp)}$
Tiro/m	Tiro (kN)	N (kN)	H (kN)	M (kNm)						
0	0	13543.86	6755.49	16780.03	8.97E-03	2.16E-03	7.33E-03	1.63E-02	4.68E-03	0.00839
50	1125	13543.86	5630.49	12955.03	7.48E-03	1.67E-03	5.66E-03	1.31E-02	1.51E-03	0.00522
100	2250	13543.86	4505.49	9130.03	5.98E-03	1.17E-03	3.99E-03	9.97E-03	-1.65E-03	0.00206
150	3375	13543.86	3380.49	5305.03	4.49E-03	6.82E-04	2.32E-03	6.81E-03	-4.82E-03	-0.00111
200	4500	13543.86	2255.49	1480.03	3.00E-03	1.90E-04	6.47E-04	3.64E-03	-7.98E-03	-0.00427
250	5625	13543.86	1130.49	-2344.97	1.50E-03	-3.01E-04	-1.02E-03	4.77E-04	-1.11E-02	-0.00744

Condizione SIS-STR					δh	θ	Δh_0	δh_{tot}	$\Delta \delta h_{tot,(sis-sta,pp+acc)}$	$\Delta \delta h_{tot,(sis-sta,pp)}$
Tiro/m	Tiro (kN)	N (kN)	H (kN)	M (kNm)						
0	0	13959.02	6979.31	19746.18	9.27E-03	2.54E-03	8.63E-03	1.79E-02	6.27E-03	0.00998
50	1125	13959.02	5854.31	15921.18	7.78E-03	2.05E-03	6.96E-03	1.47E-02	3.11E-03	0.00682
100	2250	13959.02	4729.31	12096.18	6.28E-03	1.55E-03	5.29E-03	1.16E-02	-5.76E-05	0.00365
150	3375	13959.02	3604.31	8271.18	4.79E-03	1.06E-03	3.61E-03	8.40E-03	-3.22E-03	0.00049
200	4500	13959.02	2479.31	4446.18	3.29E-03	5.71E-04	1.94E-03	5.24E-03	-6.39E-03	-0.00268

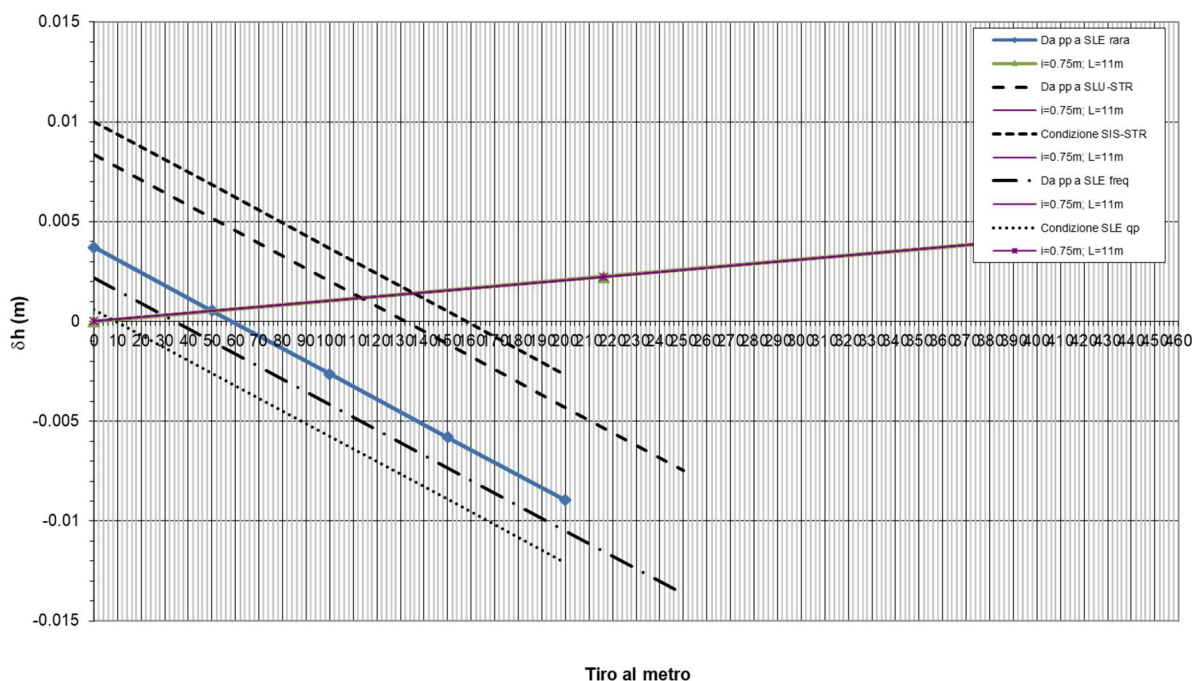


Figura 5-1. Curve caratteristiche tiranti passivi-spalla

5.1.1 Azioni agenti sui tiranti e in fondazione

Le azioni in fondazioni ridotte dalle azioni dei tiranti passivi sono le seguenti:

Comb.	Tiro (kN/tirante)
SLE - RARA	50
SLE -FREQ.	29
SLE - Q-P	8
SLV	136
SLU	114

5.1.2 Verifica dei micropali di ancoraggio passivo delle spalle

Si riportano nel presente paragrafo le verifiche geotecniche e strutturali dei tiranti di ancoraggio della spalla esistente.

La verifica a sfilamento del tirante viene svolta in accordo a quanto riportato nel par. 3.5 con riferimento alla combinazione A1+M1+R3.

Il valore caratteristico della resistenza allo sfilamento dell'ancoraggio (R_{ak}), nel caso specifico, è stato dedotto con metodi analitici a partire dai valori caratteristici dei parametri geotecnici.

In particolare, in accordo con quanto proposto da *Bustamante e Doix*, la resistenza di calcolo è stata valutata mediante la formula:

$$R_{ac} = \pi \cdot D \cdot L_A \cdot q_s$$

avendo assunto:

D = $\alpha \cdot \Phi_{perf}$ (diametro efficace ottenuto a seguito della perforazione);

α = 1.0;

Φ_{perf} = 0.18 m (diametro nominale di perforazione);

L_A = lunghezza del bulbo di ancoraggio del tirante;

q = 100 kPa (fattore di aderenza valutato cautelativamente sulla base della caratterizzazione geotecnica).

Per il caso in esame i coefficienti ξ_{a3} e ξ_{a4} sono stati assunti, pari a 1.80.

Calcolata la resistenza caratteristica R_{ak} , la resistenza di progetto R_{ad} si ottiene fattorizzando i valori di R_{ak} mediante il coefficiente $\gamma_{Rad} = 1.2$ riportato in Tab.6.6.I del D.M. 17/01/2018 nell'ipotesi di tiranti permanenti.

La verifica strutturale del tirante viene svolta confrontando l'azione assiale con la massima azione assiale resistente offerta dalla sezione.

Capacità portante di un tirante (Bustamante e Doix)

$T_{eq,max}$	136	[tiro/m]	massima azione assiale al metro lineare su tirante equivalente (Comb.14)		
i	0.75	[m]	interasse tiranti		
α	20	[°]	inclinazione tiranti rispetto piano orizzontale		
T_{max}	109	[kN]	massima azione assiale su tirante		
d_{perf}	0.180	[m]	f_{yk}	355	[N/mm ²]
d_a	114.3	[mm]	γ_s	1.15	
s_a	10	[mm]			
A_a	3277	[mm ²]	T_{Rd_STR}	1011	[kN]
α_d	1.00		ξ_{a3}	1.80	
L_{fond}	11.00	[m]	$\gamma_{Ra,p}$	1.20	
τ_{lim}	100	kN/m ²			
T_{Rca_GEO}	622	[kN]	T_{Rd}	288	[kN]
T_{RK_GEO}	346	[kN]	FS	2.65	(>1)
T_{Rd_GEO}	288	[kN]			

6.2 VERIFICA A SCORRIMENTO

VERIFICA A SCORRIMENTO (A1 + M1 + R3)			
Carico	A1+M1+R3		
	1	2	3
C1	1.00	1.00	1.00
C2	1.00	1.00	1.00
C3	1.35	1.00	1.00
C4a	0.00	0.00	0.00
C4b	1.35	0.20	0.20
C4c	0.00	0.00	0.00
C4d	0.00	0.00	0.00
C4e	0.00	0.00	0.00
C5	1.35	0.00	0.00
C6	1.35	1.00	1.00
C7	0.00	0.00	0.00
C8	-0.90	0.00	0.00
CS1 (-kv)	0.00	1.00	0.00
CS1 (+kv)	0.00	0.00	1.00
CS2 (-kv)	0.00	1.00	0.00
CS2 (+kv)	0.00	0.00	1.00
N_{Ed} [kN/m]	550	518	581
V_{Ed} [kN/m]	281	274	291
M_{Ed} [kN/m]	-700	-777	-822
Comb.	M1	M1	M1

Verifica in presenza di tiranti passivi			
Azioni di calcolo decurtate del contributo resistente offerto dal tirante passivo			
h_tiranti [m]	3.4	da intradosso fondazione	
i_tiranti [m]	0.75		
n_tiranti	30		
	1	2	3
T _{Ed} [tiro/m]	114	122	136
V _{T_{Ed}} [kN/m]	107	114	127
M _{T_{Ed}} [kNm/m]	363	389	433
N_{Ed} [kN/m]	550	518	581
V_{Ed} [kN/m]	174	160	163
M_{Ed} [kN/m]	-337	-389	-389
Comb.	M1	M1	M1
CONDIZIONI DRENATE			
φ' [°]	26	26	26
tanφ'	0.49	0.49	0.49
R _{Ed} [kN/m]	268	253	283
γ _R	1.10	1.00	1.00
FS (≥1)	1.40	1.58	1.74
CONDIZIONI NON DRENATE			
c _u [kN/m ²]	235	235	235
R _{Ed} [kN/m]	511	446	484
γ _R	1.10	1.00	1.00
FS (≥1)	2.66	2.79	2.97

Azioni di calcolo decurtate del contributo resistente offerto dal tirante passivo