

## AUTOSTRADA (A14) : BOLOGNA-BARI-TARANTO

TRATTO: BOLOGNA BORGO PANIGALE - BOLOGNA SAN LAZZARO

POTENZIAMENTO IN SEDE DEL SISTEMA  
AUTOSTRADALE E TANGENZIALE DI BOLOGNA

"PASSANTE DI BOLOGNA"

PROGETTO DEFINITIVO

A2 - TANGENZIALE NORD E SUD


OPERE D'ARTE MAGGIORI

118T- SOTTOVIA VIA DUE MADONNE 19+822

Relazione di Calcolo Fondazioni

<p>IL PROGETTISTA SPECIALISTICO</p> <p>Ing. Marco Pietro D'Angelantonio Ord. Ingg. Milano n.A20155 RESPONSABILE GEOTECNICA ALL'APERTO</p>	<p>IL RESPONSABILE INTEGRAZIONE PRESTAZIONI SPECIALISTICHE</p> <p>Ing. Raffaele Rinaldesi Ord. Ingg. Macerata N. A1068</p>	<p>IL DIRETTORE TECNICO</p> <p>Ing. Andrea Tanzi Ord. Ingg. Parma N. 1154 PROGETTAZIONE NUOVE OPERE AUTOSTRADALI</p>
---	--	--

CODICE IDENTIFICATIVO											ORDINATORE
RIFERIMENTO PROGETTO			RIFERIMENTO DIRETTORIO				RIFERIMENTO ELABORATO				
Codice Commessa	Lotto, Sub-Prog. Cod. Appalto	Fase	Capitolo	Paragrafo	W B S	Parte d'opera	Tip.	Disciplina	Progressivo	Rev.	
111465	0000	PD	A2	O18	ST118	FND00	R	APE	0871	-2	SCALA -

 <p>gruppo Atlantia</p>	PROJECT MANAGER:				SUPPORTO SPECIALISTICO:				REVISIONE	
	Ing. Raffaele Rinaldesi Ord. Ingg. Macerata N. A1068								n.	data
	REDATTO:				VERIFICATO:				0	DICEMBRE 2017
	-				-				1	SETTEMBRE 2019
	-				-				2	SETTEMBRE 2020

	<p>VISTO DEL COMMITTENTE</p>  <p>IL RESPONSABILE UNICO DEL PROCEDIMENTO Ing. Fabio Visintin</p>	<p>VISTO DEL CONCEDENTE</p>  <p>Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti DIPARTIMENTO PER LE INFRASTRUTTURE, GLI AFFARI GENERALI ED IL PERSONALE STRUTTURA DI VIGILANZA SULLE CONCESSIONARIE AUTOSTRADALI</p>
--	--	--

## Sommario

<b>1</b>	<b>INTRODUZIONE</b>	<b>3</b>
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
<b>2</b>	<b>CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA</b>	<b>7</b>
<b>3</b>	<b>CRITERI DI VERIFICA E CALCOLO</b>	<b>9</b>
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	12
3.3	FONDAZIONI SU PALI	12
3.3.1	Verifiche agli stati limite ultimi (SLU)	12
3.3.2	Resistenza di pali soggetti a carichi assiali	13
3.3.3	Comportamento di pali in gruppo soggetti a carichi trasversali	16
<b>4</b>	<b>FONDAZIONE SPALLA - AMPLIAMENTO 2 (NUOVA REALIZZAZIONE)</b>	<b>21</b>
4.1	AZIONI DI CALCOLO	21
4.2	MODELLO DI CALCOLO	27
4.3	ANALISI GEOTECNICA	33
4.3.1	Sollecitazioni di calcolo	33
4.3.2	Verifica geotecnica	35
4.4	ANALISI STRUTTURALE	38
4.4.1	Sollecitazioni di calcolo	38
4.4.2	Verifica strutturale	40

## Indice delle Tabelle e delle Figure

FIGURA 1-1. CONVENZIONI DI SEGNO - GROUP .....	6
TABELLA 1-7. CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA.....	8
FIGURA 3-1. COEFFICIENTI PARZIALI PER LE AZIONI O L'EFFETTO DELLE AZIONI (TAB.6.2.I DELLE NTC2008) .....	10
FIGURA 3-2. COEFFICIENTI PARZIALI PER I PARAMETRI GEOTECNICI DEL TERRENO (TAB.6.2.II DELLE NTC2008) .....	10
FIGURA 3-3. COEFFICIENTI PARZIALI $\gamma_R$ PER LE VERIFICHE AGLI STATI LIMITE ULTIMI STR E GEO DI MURI DI SOSTEGNO (TAB.6.5.I DELLE NTC2008) .....	10
FIGURA 3-4. FONDAZIONE EFFICACE EQUIVALENTE NEL CASO DI FONDAZIONE RETTANGOLARE .....	12
FIGURA 3-5. COEFFICIENTI PARZIALI $\gamma_R$ DA APPLICARE ALLE RESISTENZE CARATTERISTICHE (TAB.6.4.II DELLE NTC2008) .....	13
FIGURA 3-6. FATTORI DI CORRELAZIONE $\epsilon$ PER LA DETERMINAZIONE DELLA RESISTENZA CARATTERISTICA IN FUNZIONE DEL NUMERO DI VERTICALI INDAGATE (TAB.6.4.IV DELLE NTC2008) .....	14
FIGURA 3-7. TERRENI GRANULARI – $T_{LIM} = F(N_{SPT})$ (WRIGHT-REESE – 1977) .....	15
TABELLA 4-1. SOLLECITAZIONI DI CALCOLO RISULTANTI NEL BARICENTRO DELLA PALIFICATA – SISTEMA DI RIFERIMENTO ANALISI DELLA SPALLA.....	24
TABELLA 4-2. SOLLECITAZIONI DI CALCOLO RISULTANTI NEL BARICENTRO DELLA PALIFICATA – SISTEMA DI RIFERIMENTO GROUP .....	25
FIGURA 4-1. MODELLO DI CALCOLO PALIFICATA: VISTA TRIDIMENSIONALE .....	27
FIGURA 4-2. MODELLO DI CALCOLO PALIFICATA: PIANO Y-Z .....	28
FIGURA 4-3. CARATTERISTICHE GEOMETRICHE E MECCANICHE SEZIONE TRASVERSALE PALI .....	28
FIGURA 4-4. PARAMETRI DEI PALI IN GROUP .....	29
FIGURA 4-5. DISPOSIZIONE DEI MICROPALI IN GROUP .....	31
FIGURA 4-6. CARATTERISTICHE MECCANICHE TERRENO .....	32
FIGURA 4-7. INVILUPPO AZIONI ASSIALE MASSIME COMB. SLU .....	33
FIGURA 4-9. INVILUPPO AZIONI ASSIALE MASSIME COMB. SLV .....	34
FIGURA 4-10. INVILUPPO AZIONI ASSIALE MINIME COMB. SLV .....	34
FIGURA 4-11. STRATIGRAFIA MODELLATA IN GROUP .....	35
FIGURA 4-12. MASSIMO MOMENTO (SX) E TAGLIO (DX) COMBINAZIONE SLU-SLV .....	38

## 1 INTRODUZIONE

La presente relazione ha come obiettivo l'esposizione delle analisi svolte e dei principali risultati ottenuti relativamente ai calcoli statici del sottovia autostradale esistente di via Due Madonne nell'ambito dei lavori di ampliamento della tangenziale di Bologna, nel tratto Borgo Panigale – Caselle. L'opera è denominata 118T e ubicata indicativamente alla progressiva 19+822.

In particolare, si riportano le verifiche strutturali e geotecniche delle opere fondazionali delle spalle 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 e delle pile sono così realizzate.

<b><u>SPALLE:</u></b>	<b><u>AMPLIAMENTO 2</u></b>	
	Fondazione indiretta	
	Lunghezza micropali:	19m
	Diametro del preforo:	Ø300mm
	Armatura:	Ø219.1mm – sp.12.5mm
	<b><u>AMPLIAMENTO 1</u></b>	
	Fondazione diretta	
	<b><u>ORIGINARIA</u></b>	
	Fondazione diretta	

## 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] D.M. 14 gennaio 2008: Nuove norme tecniche per le costruzioni.
- [4] Circolare 2 febbraio 2009, n.617 – Istruzioni per l’applicazione delle “Nuove Norme Tecniche per le Costruzioni” di cui al Decreto Ministeriale 14 gennaio 2008.
- [5] UNI EN 1990: Basi della progettazione strutturale.
- [6] UNI EN 1991-1-4: Azioni sulle strutture – Azione del vento.
- [7] UNI EN 1991-1-5: Azioni sulle strutture – Azioni termiche.
- [8] UNI EN 1991-1-6: Azioni sulle strutture – Azioni in generale – Azioni durante la costruzione.
- [9] UNI EN 1991-2: Azioni sulle strutture – Carichi da traffico sui ponti.
- [10] UNI EN 1992: Progettazione delle strutture di calcestruzzo.
- [11] UNI EN 1992-1-1: Progettazione delle strutture di calcestruzzo – Regole generali e regole per gli edifici.
- [12] UNI EN 1992-2: Progettazione delle strutture di calcestruzzo – Ponti di calcestruzzo.
- [13] UNI EN 1993: Progettazione delle strutture in acciaio.
- [14] UNI EN 1993-1-1: Progettazione delle strutture di acciaio – Regole generali e regole per gli edifici.
- [15] UNI EN 1993-2: Progettazione delle strutture di acciaio – Ponti di acciaio.
- [16] UNI EN 1993-1-5: Progettazione delle strutture di acciaio – Elementi strutturali a lastra.
- [17] UNI EN 1993-1-8: Progettazione delle strutture di acciaio – Progettazione dei collegamenti.
- [18] UNI EN 1993-1-9: Progettazione delle strutture di acciaio – Fatica.
- [19] UNI EN 1993-1-10: Progettazione delle strutture di acciaio – Resilienza del materiale e proprietà attraverso lo spessore.
- [20] UNI EN 1993-1-11: Progettazione delle strutture di acciaio – Progettazione di strutture con elementi tesi.
- [21] UNI EN 1994: Progettazione delle strutture composte acciaio-calcestruzzo.
- [22] UNI EN 1994-2: Progettazione delle strutture composte acciaio-calcestruzzo – Ponti.
- [23] UNI EN 1997: Progettazione geotecnica.
- [24] UNI EN 1998: Progettazione delle strutture per la resistenza sismica.
- [25] UNI EN 1998-2: Progettazione delle strutture per la resistenza sismica – Ponti.
- [26] UNI EN 1998-5:2005 Parte 5: Fondazioni, strutture di contenimento ed aspetti geotecnici.
- [27] 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 -
- [28] 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 pali, 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	$E_{cm} = 22000 \times (f_{cm}/10)^{0.3} = 31447\text{MPa}$

##### 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

$f_{yk} \geq 450.0$  MPa

$f_{tk} \geq 540.0$  MPa

$E_s = 210000$ 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 (1985 – 2003).

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 dominio 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 verranno presentate 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.

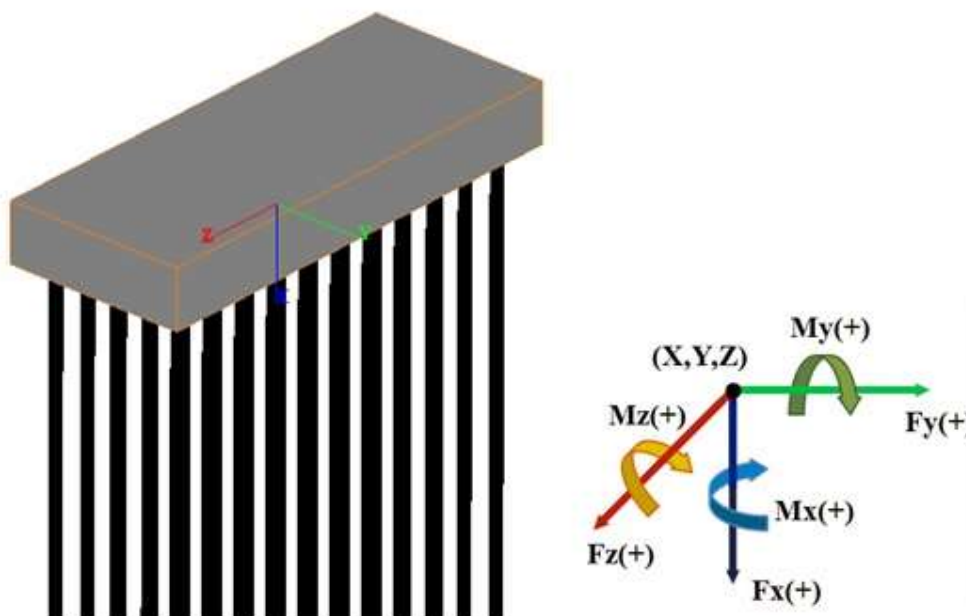


Figura 1-1. Convenzioni di segno - GROUP

## 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.

Per la caratterizzazione dei terreni interessati dalle opere si fa riferimento alle schede specifiche relative all'opera in oggetto. Riassumendo le ipotesi adottate sono:

### Indagini geognostiche di riferimento

sigla sond./pozz./prova	campagna di indagine	0.0 progressiva (km)	quota p.c. (m s.l.m.)	lunghezza (m)	strumentazione installata
S20	1984	19+785	55.00	35.00	-
CPT11	1984	19+830	54.50	10.00	-
CPT12	1984	19+770	55.00	5.00	-

C (...) = cella piezometrica Casagrande (profondità cella);

TA (...) = piezometro a tubo aperto (tratto filtrante);

CH = tubo per misure Cross-hole; DH = tubo per misure Down-hole

### Caratterizzazione stratigrafico – geotecnica

Quota p.c. (m s.l.m.)	Profondità (m da p.c.)	descrizione	sigla	Z <sub>w</sub> (m da p.c.)	Parametri medi caratteristici
55.00	0.00 ÷ 5.00	Limo argilloso	A	?	Tabella IV
	5.00 ÷ 27.00	Ghiaia e Sabbia	B	?	Tabella VI
	27.00 ÷ 31.00	Limo argilloso	A'	?	Tabella V
	31.00 ÷ 35.00	Ghiaia e Sabbia	B	?	Tabella VI

### Parametri medi caratteristici dei materiali Limo argilloso (A)

Descrizione	γ	c'	φ	E'	σ' <sub>pre</sub>	CR	RR	C <sub>v</sub>	C <sub>u</sub>	E <sub>u</sub>
	(KN/m <sup>3</sup> )	(KPa)	(°)	(MPa)	(MPa)	(-)	(-)	m/sec <sup>2</sup>	(KPa)	(MPa)
Limo argilloso	19	0	26	5	0.4	0.18 ÷ 0.16	0.03÷0.04	3E-07	50 +3.3 z	20



**Parametri medi caratteristici dei materiali Limo argilloso (A')**

Descrizione	$\gamma$	$c'$	$\phi$	$E'$	$\sigma'_{pre}$	CR	RR	$C_v$	$C_u$	$E_u$
	(KN/m <sup>3</sup> )	(KPa)	(°)	(MPa)	(MPa)	(-)	(-)	m/sec <sup>2</sup>	(KPa)	(MPa)
Limo argilloso	19	0	26	5	0.4	0.18 ÷ 0.16	0.03÷0.04	3E-07	60 +(z-3)	20

**Parametri medi caratteristici dei materiali Ghiaia e Sabbia (B)**

Descrizione	$\gamma$	$c'$	$\phi$	$E'$	$\sigma'_{pre}$	CR	RR	$C_v$	$C_u$	$E_u$
	(KN/m <sup>3</sup> )	(KPa)	(°)	(MPa)	(MPa)	(-)	(-)	m/sec <sup>2</sup>	(KPa)	(MPa)
Ghiaia e sabbia	20	0	38	50	---	---	---	---	---	---

$\gamma_t$	=peso di volume del terreno	CR	=angolo di resistenza al taglio
$c'$	=coesione efficace	RR	=modulo di elasticità
$\phi'$	=angolo di resistenza al taglio	$C_v$	=coeff. di consolidazione verticale
$E'$	=modulo di elasticità	$C_u$	=coesione non drenata
$\sigma'_{pre}$	=tensione di preconsolid	$E_u$	= mod di elasticità in condiz non drenate

Tabella 2-1. Caratterizzazione geotecnica

### 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 NTC2008 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:

$$E_d \leq R_d \quad (\text{eq. 6.2.1 delle NTC2008})$$

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 NTC2008, 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 la fondazione stessa.

Le verifiche devono essere effettuate almeno nei confronti dei seguenti stati limite:

- SLU di tipo geotecnico (GEO) o di equilibrio di corpo rigido (EQU)
  - scorrimento sul piano di posa;
  - collasso per carico limite dell'insieme 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, tenendo conto dei valori dei coefficienti parziali riportati nelle Tabelle 6.2.I, 6.2.II e 6.5.I delle NTC2008, seguendo almeno uno dei due approcci previsti al punto 6.5.3.1.1 delle NTC2008.

In generale, il calcolo è condotto mediante:

- Approccio 2  $(A1+M1+R3)$

Nel caso di muri di sostegno dotati di ancoraggi nel terreno, le verifiche devono essere effettuate con riferimento al solo:

- Approccio 1
 

Combinazione 1	$(A1+M1+R1)$
Combinazione 2	$(A2+M2+R2)$

Nelle verifiche effettuate con l'approccio 2 che siano finalizzate al dimensionamento strutturale, il coefficiente  $\gamma_R$  non deve essere portato in conto.

Lo stato limite di ribaltamento non prevede la mobilitazione della resistenza del terreno di fondazione e deve essere trattato come uno stato limite di equilibrio come corpo rigido (EQU), utilizzando i coefficienti parziali sulle azioni della Tab.2.6.I delle NTC2008 e adoperando coefficienti parziali del gruppo M2 per il calcolo delle spinte.

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

CARICHI	EFFETTO	Coefficiente Parziale $\gamma_F$ (o $\gamma_E$ )	EQU	(A1) STR	(A2) GEO
Permanenti	Favorevole	$\gamma_{G1}$	0,9	1,0	1,0
	Sfavorevole		1,1	1,3	1,0
Permanenti non strutturali <sup>(1)</sup>	Favorevole	$\gamma_{G2}$	0,0	0,0	0,0
	Sfavorevole		1,5	1,5	1,3
Variabili	Favorevole	$\gamma_{Qi}$	0,0	0,0	0,0
	Sfavorevole		1,5	1,5	1,3

(1) Nel caso in cui i carichi permanenti non strutturali (ad es. i carichi permanenti portati) siano compiutamente definiti, si potranno adottare gli stessi coefficienti validi per le azioni permanenti.

Figura 3-1. Coefficienti parziali per le azioni o l'effetto delle azioni (Tab.6.2.I delle NTC2008)

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

PARAMETRO	GRANDEZZA ALLA QUALE APPLICARE IL COEFFICIENTE PARZIALE	COEFFICIENTE PARZIALE $\gamma_M$	(M1)	(M2)
Tangente dell'angolo di resistenza al taglio	$\tan \phi'_k$	$\gamma_\phi$	1,0	1,25
Coesione efficace	$c'_k$	$\gamma_c$	1,0	1,25
Resistenza non drenata	$c_{uk}$	$\gamma_{cu}$	1,0	1,4
Peso dell'unità di volume	$\gamma$	$\gamma_\gamma$	1,0	1,0

Figura 3-2. Coefficienti parziali per i parametri geotecnici del terreno (Tab.6.2.II delle NTC2008)

**Tabella 6.5.I – Coefficienti parziali  $\gamma_R$  per le verifiche agli stati limite ultimi STR e GEO di muri di sostegno.**

VERIFICA	COEFFICIENTE PARZIALE (R1)	COEFFICIENTE PARZIALE (R2)	COEFFICIENTE PARZIALE (R3)
Capacità portante della fondazione	$\gamma_R = 1,0$	$\gamma_R = 1,0$	$\gamma_R = 1,4$
Scorrimento	$\gamma_R = 1,0$	$\gamma_R = 1,0$	$\gamma_R = 1,1$
Resistenza del terreno a valle	$\gamma_R = 1,0$	$\gamma_R = 1,0$	$\gamma_R = 1,4$

Figura 3-3. Coefficienti parziali  $\gamma_R$  per le verifiche agli stati limite ultimi STR e GEO di muri di sostegno (Tab.6.5.I delle NTC2008)

### 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:

$$q_{lim} = 0.5 \cdot \gamma_c \cdot B \cdot N_\gamma \cdot s_\gamma \cdot i_\gamma \cdot b_\gamma \cdot g_\gamma + c' \cdot N_c \cdot s_c \cdot d_c \cdot i_c \cdot b_c \cdot g_c + q' \cdot N_q \cdot s_q \cdot d_q \cdot i_q \cdot b_q \cdot g_q$$

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:

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

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

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

- Fattori correttivi di forma:

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

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

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

- Fattori correttivi di profondità:

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

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

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

- Fattori correttivi di inclinazione del carico:

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

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

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

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

- Fattori correttivi di inclinazione fondazione:

$$b_q = (1 - \alpha \text{tg}(\varphi'))^2$$

$$b_r = (1 - \alpha \text{tg}(\varphi'))^2$$

$$b_c = b_q - [(1-b_q)/(N_c \text{tg}(\varphi'))]$$

- Fattori correttivi di inclinazione piano campagna:

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

$$g_r = (1 - \text{tg}(\omega))^2$$

$$g_c = g_q - [(1-g_q)/(N_c \text{tg}(\varphi'))]$$

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.

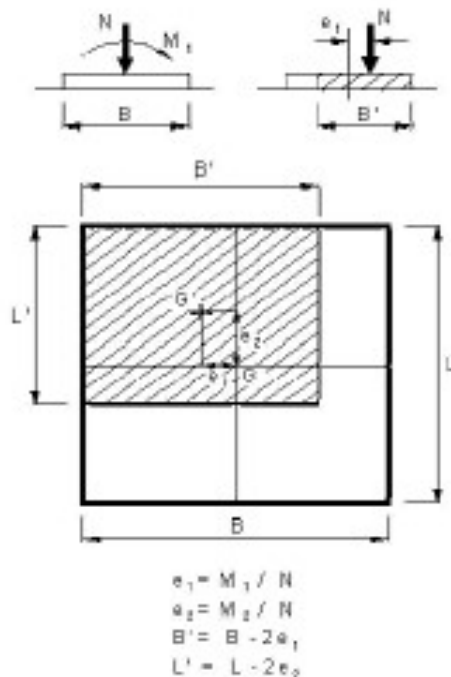


Figura 3-4. Fondazione efficace equivalente nel caso di fondazione rettangolare

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:

- $N_y = 0.00$
- $N_c = 5.14$
- $N_q = 1.00$

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  $\phi = 0$ .

### 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  $\phi$  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 NTC2008, 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 NTC2008, seguendo almeno uno dei due approcci previsti al punto 6.4.3.1 delle NTC2008. In particolare, il calcolo è condotto mediante:

- Approccio 2 (A1+M1+R3)

Nelle verifiche effettuate con l'approccio 2 che siano finalizzate al dimensionamento strutturale, il coefficiente  $\gamma_R$  non deve essere portato in conto.

**Tabella 6.4.II – Coefficienti parziali  $\gamma_R$  da applicare alle resistenze caratteristiche.**

Resistenza	Simbolo	Pali infissi			Pali trivellati			Pali ad elica continua		
		(R1)	(R2)	(R3)	(R1)	(R2)	(R3)	(R1)	(R2)	(R3)
Base	$\gamma_b$	1,0	1,45	1,15	1,0	1,7	1,35	1,0	1,6	1,3
Laterale in compressione	$\gamma_s$	1,0	1,45	1,15	1,0	1,45	1,15	1,0	1,45	1,15
Totale (*)	$\gamma_t$	1,0	1,45	1,15	1,0	1,6	1,30	1,0	1,55	1,25
Laterale in trazione	$\gamma_{st}$	1,0	1,6	1,25	1,0	1,6	1,25	1,0	1,6	1,25

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

Figura 3-5. Coefficienti parziali  $\gamma_R$  da applicare alle resistenze caratteristiche (Tab.6.4.II delle NTC2008)

### 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 NTC2008.

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;

$\xi_3$  e  $\xi_4$  i fattori di correlazione funzione del numero n di verticali indagate riportati alla Tab.6.4.IV delle NTC2008.

Qualora si abbiano a disposizione prove in sito continue (prova tipo CPT o DMT) o discontinue (SPT, pressiometriche, ecc.) ma con passi di campionamenti sufficientemente fitti da considerare una misura continua con la profondità, la stima della resistenza caratteristica è così condotta:

- 1 per ogni verticale di indagine si calcola il profilo di resistenza con la profondità in funzione delle prove in sito e di laboratorio assumendo i valori medi a disposizione nella singola verticale;
- 2 stima, tra quelli calcolati, del profilo di resistenza medio ( $R_{MEDIA}$ ) e di resistenza minimo ( $R_{MIN}$ );
- 3 la resistenza caratteristica  $R_k$ , a compressione o a trazione, sarà il minore dei valori ottenuti:

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

con  $\xi_3$  e  $\xi_4$  fattori di correlazione funzione del numero di verticali indagate.

Qualora, invece, si abbiano a disposizione prove in sito o di laboratorio discrete, si procederà secondo il seguente schema:

- 1 per ogni strato vengono scelti il valore medio e minimo tra tutti i valori a disposizione necessari per il calcolo del profilo di resistenza con la profondità;
- 2 stima del profilo di resistenza medio ( $R_{MEDIA}$ ) e di resistenza minimo ( $R_{MIN}$ ) adottando i parametri medi e minimi ottenuti al punto precedente;
- 3 la resistenza caratteristica ( $R_k$ ), a compressione o a trazione, sarà il minore dei valori ottenuti:

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

con  $\xi_3$  e  $\xi_4$  fattori di correlazione funzione del numero di verticali indagate.

**Tabella 6.4.IV** – Fattori di correlazione  $\xi$  per la determinazione della resistenza caratteristica in funzione del numero di verticali indagate.

Numero di verticali indagate	1	2	3	4	5	7	$\geq 10$
$\xi_3$	1,70	1,65	1,60	1,55	1,50	1,45	1,40
$\xi_4$	1,70	1,55	1,48	1,42	1,34	1,28	1,21

Figura 3-6. Fattori di correlazione  $\xi$  per la determinazione della resistenza caratteristica in funzione del numero di verticali indagate (Tab.6.4.IV delle NTC2008)

Il valore di progetto  $R_d$  della resistenza si ottiene a partire dal valore caratteristico  $R_k$  applicando i coefficienti parziali  $\gamma_R$  della Tabella 6.4.II delle NTC2008 (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 ammissibile ( $Q_{amm}$ ) è calcolata in riferimento alla seguente espressione:

$$Q_{amm} = Q_{B,lim} + Q_{L,lim} = (q_{lim} \times A_b) + \sum_i [(\pi \times d \times \Delta H_i \times T_{lim,i})]$$

dove

$Q_{B,lim}$  portata limite di base (calcolata)

$Q_{L,lim}$  portata limite laterale (calcolata)

$q_{lim}$  portata unitaria limite di base

$A_b$  area di base

$\Delta H_i$  altezza del concio unitario di palo

$T_{lim,i}$  attrito laterale unitario limite del concio i-esimo di palo

#### Portata di base

- Per terreni granulari:

$$q_{lim} = 0.667 \times N_{SPT} \leq 4MPa$$

- Per terreni coesivi:

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

dove:

$c_u$  = coesione non drenata

$\sigma_{v0}$  = pressione geostatica verticale totale alla quota della base del palo

#### Portata laterale

- Per terreni granulari si ha:

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

dove:

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

$\sigma'_v$  = pressione geostatica verticale efficace

$\phi$  = 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:

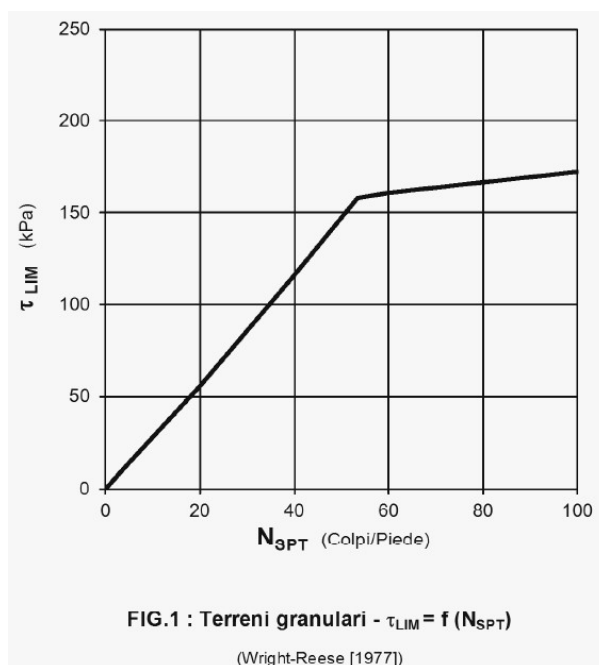


Figura 3-7. Terreni granulari –  $\tau_{lim} = f(N_{SPT})$  (Wright-Reese – 1977)

- Per terreni coesivi si ha:

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

dove:

$\alpha$  = 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.



### 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.

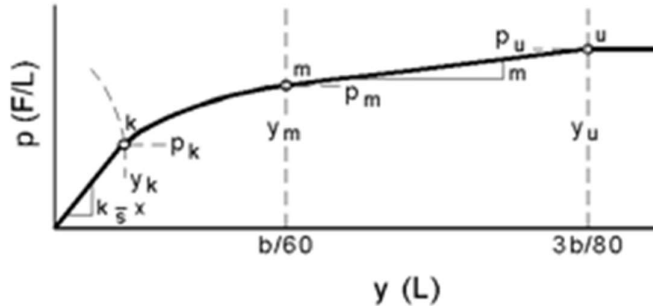
Le curve p-y che esprimono la resistenza del terreno in funzione della profondità e dello spostamento del palo, possono essere ricavate in relazione alla tipologia di terreni e alle proprietà meccaniche che li caratterizzano, in accordo alle procedure proposte da:

- 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:

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

2- calcolo di  $p_{u1} = A_1 \cdot p$

3- calcolo di  $p_{u2} = B_1 \cdot p$

4- definizione del tratto iniziale della curva p-y

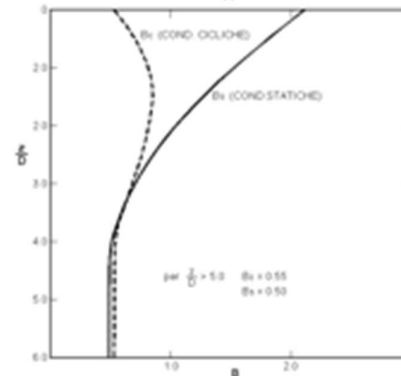
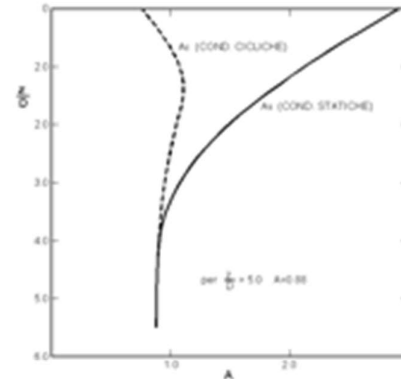
5- definizione del tratto parabolico della curva p-y

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

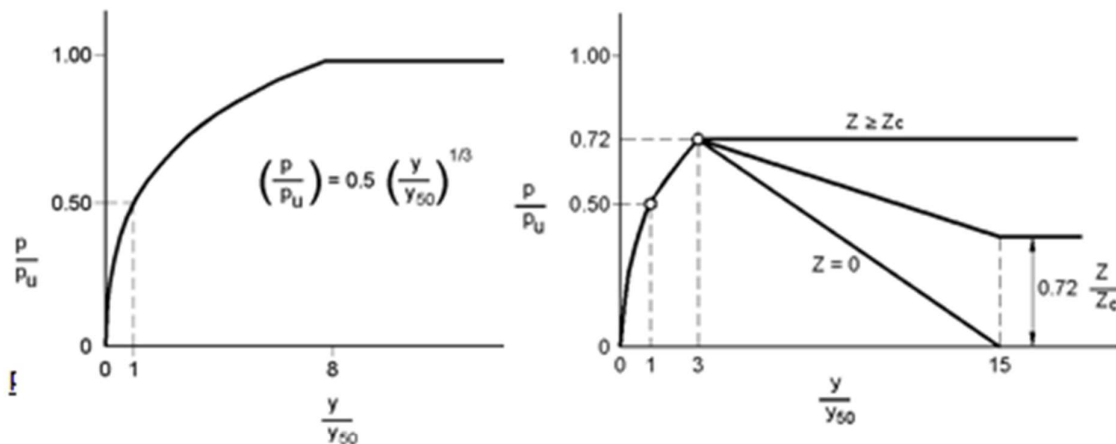
dove:

$$n = p_m / m y_{m0}$$

$$C = p_m / (y_{m0})^{1/n}$$



**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:

$p_u$  resistenza laterale unitaria ultima

$\sigma'$  pressione geostatica verticale efficace alla quota  $z$

$c_u$  coesione non drenata

$z$  profondità da p.c.

$D$  diametro del palo

$\delta$  inclinazione del piano campagna rispetto all'orizzontale

$y$  spostamento orizzontale

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

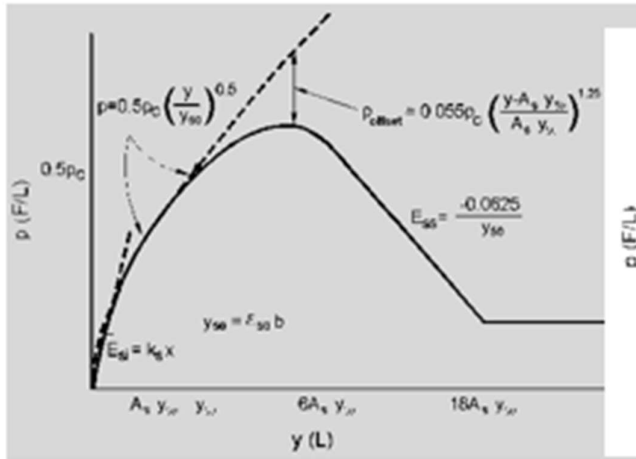
$\varepsilon_{50}$  deformazione unitaria corrispondente ad una mobilitazione delle tensioni tangenziali pari al 50% della resistenza al taglio

per carichi ciclici

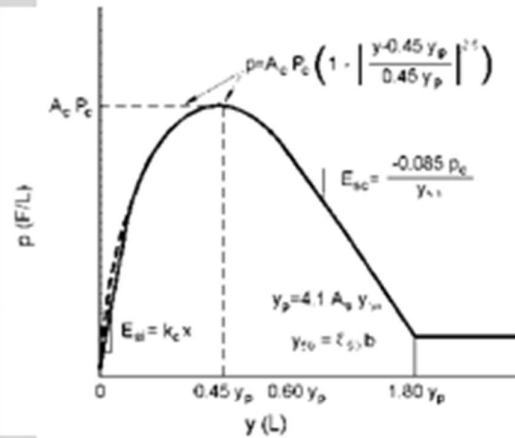
$$z_c = [6 c_u D] / [\gamma' D + 0.5 c_u] \alpha$$

$$\gamma' = \text{peso di volume efficace}$$

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



Carichi statici



Carichi ciclici

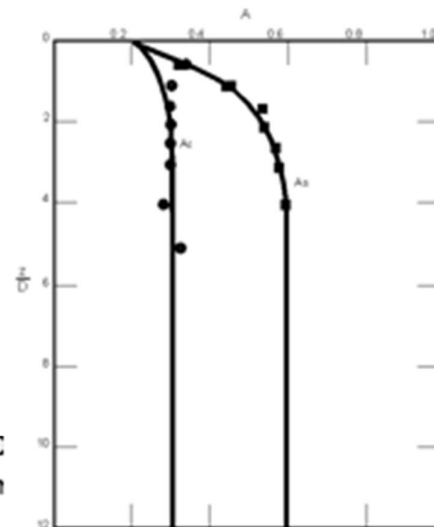
$$p_{u,1} = (3 c_u D + \sigma' D + 2.83 c_u z)$$

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

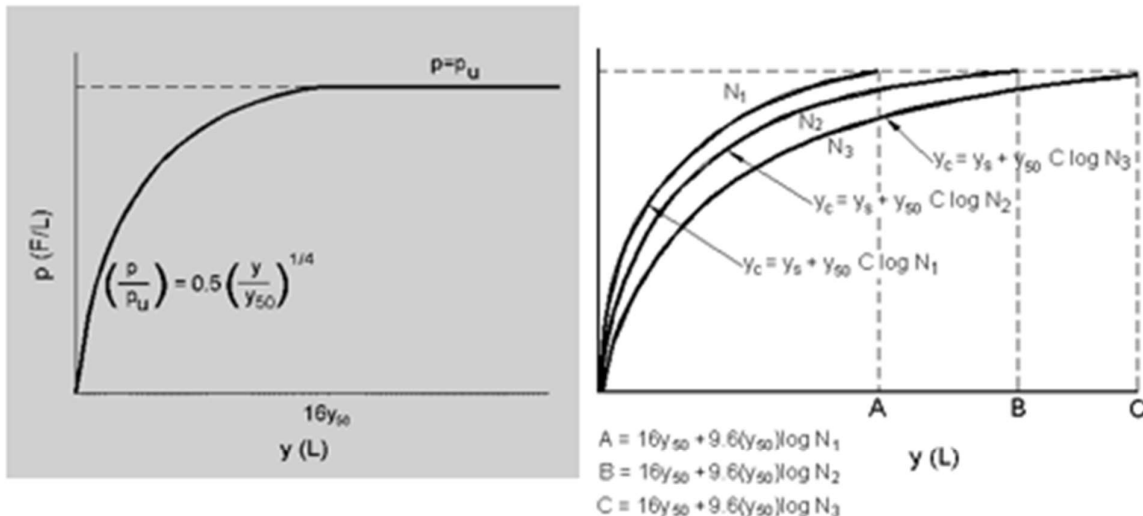
$$\alpha = 1/(1+\tan\delta)$$

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

- $p_u$  resistenza laterale unitaria ultima
- $z$  profondità da p.c.
- $\sigma'$  pressione geostatica verticale efficace alla profondità  $z$
- $c_u$  coesione non drenata
- $D$  diametro del palo
- $y$  spostamento orizzontale
- $y_{50} = 2.5 \epsilon_{50} D$  = spostamento orizzontale per  $p=c$
- $\epsilon_{50}$  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

Carichi ciclici

$$p_{u1} = [3c_u D + \gamma' D z + 2.83c_u z] \alpha$$

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

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

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

dove:

$p_{u1}$  resistenza laterale unitaria ultima

$\gamma'$  peso di volume unitario

$c_u$  coesione non drenata

$z$  profondità da p.c.

$D$  diametro del palo

$\delta$  inclinazione del piano campagna rispetto all'orizzontale

$y$  spostamento orizzontale

$y_{50}$  spostamento orizzontale per  $p=0.5 p_u$  ( $= 2.5 \epsilon_{50} D$ )

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

$K_\alpha$  pendenza del tratto iniziale della curva

## 4 FONDAZIONE SPALLA - 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 con quello utilizzato per l'analisi della spalla.

				<b>F<sub>x</sub></b>	<b>F<sub>y</sub></b>	<b>F<sub>z</sub></b>	<b>M<sub>x</sub></b>	<b>M<sub>y</sub></b>	<b>M<sub>z</sub></b>
				[kN]	[kN]	[kN]	[kNm]	[kNm]	[kNm]
<b>SLU A1-M1</b>	<b>CC 1</b>	Gr	1	0	2968	-6503	-9697	1078	2098
	<b>CC 2</b>	Gr	1	0	2968	-8779	-9980	1455	2098
	<b>CC 3</b>	Gr	1	0	2968	-6812	-9357	1340	2098
	<b>CC 4</b>	Gr	1	0	2968	-9088	-9641	1718	2098
	<b>CC 5</b>	Gr	1	234	2968	-8113	-	6617	1817
	<b>CC 6</b>	Gr	1	234	2968	-	-	6994	1817
	<b>CC 7</b>	Gr	1	234	2968	-	-	7344	1817
	<b>CC 8</b>	Gr	1	234	2968	-8113	-	8548	1817
	<b>CC 9</b>	Gr	1	234	2968	-	-	8925	1817
	<b>CC 10</b>	Gr	1a	234	2968	-	-	9275	1817
	<b>CC 11</b>	Gr	1a	234	2968	-9705	-	7147	1817
	<b>CC 12</b>	Gr	1a	234	2968	-9705	-	6036	1817
	<b>CC 13</b>	Gr	2a	234	3081	-7466	-	5691	1937
	<b>CC 14</b>	Gr	2a	234	3081	-7775	-	5953	1937
	<b>CC 15</b>	Gr	2a	234	3081	-7466	-	6801	1937
	<b>CC 16</b>	Gr	2a	234	3081	-7775	-	7064	1937
	<b>CC 17</b>	Gr	2a	234	3081	-9742	-	6068	1937
	<b>CC 18</b>	Gr	2a	234	3081	-	-	6331	1937
	<b>CC 19</b>	Gr	2a	234	3081	-9742	-	7179	1937
	<b>CC 20</b>	Gr	2a	234	3081	-	-	7441	1937
	<b>CC 21</b>	Gr	2b	234	2808	-7429	-	5659	1705
	<b>CC 22</b>	Gr	2b	234	2808	-7737	-9860	5921	1705
	<b>CC 23</b>	Gr	2b	234	2808	-7429	-	6769	1705
	<b>CC 24</b>	Gr	2b	234	2808	-7737	-9860	7032	1705
	<b>CC 25</b>	Gr	2b	234	2808	-9705	-	6036	1705
	<b>CC 26</b>	Gr	2b	234	2808	-	-	6299	1705
	<b>CC 27</b>	Gr	2b	234	2808	-9705	-	7147	1705
	<b>CC 28</b>	Gr	2b	234	2808	-	-	7409	1705
<b>SLV M1</b>	<b>CC 45</b>	Gr	Ex +	2338	2618	-7150	-9179	12090	1211
	<b>CC 46</b>	Gr	Ex +	2338	2618	-7150	-9179	12376	1211
	<b>CC 47</b>	Gr	Ey +	701	4528	-7150	-	4707	2150
	<b>CC 48</b>	Gr	Ey +	701	4528	-7150	-	4993	2150
	<b>CC 49</b>	Gr	Ez +	701	2618	-8102	-9269	5013	1461
	<b>CC 50</b>	Gr	Ez +	701	2618	-8102	-9269	5299	1461
	<b>CC 51</b>	Gr	Ex + 0.3Ey	2338	2618	-6741	-9140	11958	1211
	<b>CC 52</b>	Gr	Ex + 0.3Ey	2338	2618	-6741	-9140	12245	1211
	<b>CC 53</b>	Gr	Ey + 0.3Ex	701	4528	-6741	-	4576	2150
	<b>CC 54</b>	Gr	Ey + 0.3Ex	701	4528	-6741	-	4862	2150
	<b>CC 55</b>	Gr	Ez	0	1799	-8102	-6263	1849	1273
	<b>CC 56</b>	Gr	Ez	0	1799	-8102	-6263	2135	1273

SLE RARA	CC 69	Gr	1	0	2141	-6503	-7145	1078	1512
	CC 70	Gr	1	0	2141	-6777	-6843	1311	1512
	CC 71	Gr	1	156	2141	-7695	-8576	4937	1325
	CC 72	Gr	1	156	2141	-7970	-8274	5171	1325
	CC 73	Gr	1	156	2141	-7695	-8576	6368	1325
	CC 74	Gr	1	156	2141	-7970	-8274	6601	1325
	CC 75	Gr	1a	156	2141	-7189	-7967	5051	1325
	CC 76	Gr	1a	156	2141	-7189	-7967	4228	1325
	CC 77	Gr	2a	156	2236	-7216	-8940	4252	1422
	CC 78	Gr	2a	156	2236	-7216	-8940	5074	1422
	CC 79	Gr	2a	156	2236	-7422	-8713	5249	1422
	CC 80	Gr	2b	156	2034	-7189	-7562	4228	1250
	CC 81	Gr	2b	156	2034	-7189	-7562	5051	1250
CC 82	Gr	2b	156	2034	-7394	-7336	5225	1250	
SLE FREQUENTE	CC 83	Gr	1	0	2034	-6503	-6739	1078	1438
	CC 84	Gr	1	0	2034	-6709	-6513	1253	1438
	CC 85	Gr	1	0	2034	-7189	-7562	2038	1438
	CC 86	Gr	1	0	2034	-7394	-7336	2213	1438
	CC 87	Gr	1	0	2034	-7189	-7562	2861	1438
	CC 88	Gr	1	0	2034	-7394	-7336	3035	1438
	CC 89	Gr	2a	0	2115	-6514	-7290	1088	1506
	CC 90	Gr	2a	0	2115	-6720	-7064	1262	1506
	CC 91	Gr	2a	0	2034	-6503	-6739	1078	1438
	CC 92	Gr	2a	0	2034	-6709	-6513	1253	1438
QP	CC 93	Gr	1	0	1713	-6503	-5523	1078	1213

Si individuano di seguito le combinazioni maggiormente significative.

#### COMBINAZIONI A1-M1

	My max	Mx max	Vx max	M max	My min	Vy max	Mx min	Vy min
COMB.	CC 1	CC 3	CC 5	CC 9	CC 10	CC 13	CC 17	CC 21
N <sub>Ed</sub> [kN] =	6503.0	6811.7	8112.6	10388.7	10800.3	7466.2	9742.2	7428.5
M <sub>x,Ed</sub> [kNm] =	-9696.9	-9357.3	-11628.4	-11911.9	-11459.2	-12059.1	-12342.6	-10199.5
M <sub>y,Ed</sub> [kNm] =	1078.1	1340.5	6616.5	8925.4	9275.2	5690.8	6068.1	5658.8
M <sub>z,Ed</sub> [kNm] =	2098.2	2098.2	1817.0	1817.0	1817.0	1937.2	1937.2	1704.9
V <sub>x,Ed</sub> =	0.0	0.0	234.3	234.3	234.3	234.3	234.3	234.3
V <sub>y,Ed</sub> =	2967.8	2967.8	2967.8	2967.8	2967.8	3080.8	3080.8	2807.6

**COMBINAZIONI SLV-M1**

	Vx max	My min	Vy max	M max	N min	N max	Vy min
COMB.	CC 45	CC 46	CC 47	CC 48	CC 50	CC 54	CC 55
$N_{Ed}$ [kN] =	7149.6	7149.6	7149.6	7149.6	8102.0	6741.5	8102.0
$M_{x,Ed}$ [kNm] =	-9179.2	-9179.2	-16194.5	-16194.5	-9269.5	-16155.8	-6262.9
$M_{y,Ed}$ [kNm] =	12089.5	12375.7	4707.0	4993.1	5299.2	4862.0	1849.1
$M_{z,Ed}$ [kNm] =	1211.2	1211.2	2149.8	2149.8	1461.1	2149.8	1273.0
$V_{x,Ed}$ =	2338.1	2338.1	701.4	701.4	701.4	701.4	0.0
$V_{y,Ed}$ =	2617.6	2617.6	4528.1	4528.1	2617.6	4528.1	1798.9

**COMBINAZIONI RARA**

	N max	Mx min	Vx max	M max	My min	Vy max	Vy min
COMB.	CC 69	CC 70	CC 71	CC 73	CC 74	CC 77	CC 80
$N_{Ed}$ [kN] =	6503.0	6777.4	7695.3	7695.3	7969.7	7216.5	7188.6
$M_{x,Ed}$ [kNm] =	-7144.8	-6842.9	-8575.6	-8575.6	-8273.7	-8939.6	-7562.1
$M_{y,Ed}$ [kNm] =	1078.1	1311.3	4937.3	6368.1	6601.3	4251.6	4227.9
$M_{z,Ed}$ [kNm] =	1512.3	1512.3	1324.9	1324.9	1324.9	1422.1	1250.1
$V_{x,Ed}$ =	0.0	0.0	156.2	156.2	156.2	156.2	156.2
$V_{y,Ed}$ =	2140.6	2140.6	2140.6	2140.6	2140.6	2236.2	2033.8

**COMBINAZIONI FREQUENTE**

	N max	Mx min	Mx max	N min	M min	Vy max	
COMB.	CC 83	CC 84	CC 85	CC 88	CC 87	CC 89	
$N_{Ed}$ [kN] =	6503.0	6708.8	7188.6	7394.4	7188.6	6514.2	
$M_{x,Ed}$ [kNm] =	-6739.5	-6513.1	-7562.1	-7335.8	-7562.1	-7290.4	
$M_{y,Ed}$ [kNm] =	1078.1	1253.0	2037.9	3035.5	2860.6	1087.5	
$M_{z,Ed}$ [kNm] =	1437.5	1437.5	1437.5	1437.5	1437.5	1506.3	
$V_{x,Ed}$ =	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	
$V_{y,Ed}$ =	2033.8	2033.8	2033.8	2033.8	2033.8	2114.8	



**COMBINAZIONI QUASI PERMANENTE**

		Mx max					
COMB.	CC 93						
$N_{Ed}$ [kN] =	6503.0						
$M_{x,Ed}$ [kNm] =	-5523.5						
$M_{y,Ed}$ [kNm] =	1078.1						
$M_{z,Ed}$ [kNm] =	1213.2						
$V_{x,Ed}$ =	0.0						
$V_{y,Ed}$ =	1713.4						

Tabella 4-1. Sollecitazioni di calcolo risultanti nel baricentro della palificata – Sistema di riferimento analisi della spalla  
 Tali sollecitazioni sono di seguito trasformate nel sistema di riferimento di Group.

*Tabella 4-2. Sollecitazioni di calcolo risultanti nel baricentro della palificata – Sistema di riferimento Group*

**COMBINAZIONI A1-M1**

	<b>COMB.</b>	<b>FX (kN)</b>	<b>FY (kN)</b>	<b>MZ (kN-m)</b>	<b>FZ (kN)</b>	<b>MY (kN-m)</b>	<b>MX (kN-m)</b>
1	<b>CC 1</b>	6503.015	-2967.770	9696.894	0.000	-1078.062	-2098.162
2	<b>CC 3</b>	6811.715	-2967.770	9357.324	0.000	-1340.457	-2098.162
3	<b>CC 5</b>	8112.630	-2967.770	11628.432	-234.266	-6616.515	-1817.043
4	<b>CC 9</b>	10388.686	-2967.770	11911.924	-234.266	-8925.375	-1817.043
5	<b>CC 10</b>	10800.286	-2967.770	11459.164	-234.266	-9275.235	-1817.043
6	<b>CC 13</b>	7466.186	-3080.814	12059.107	-234.266	-5690.790	-1937.162
7	<b>CC 17</b>	9742.242	-3080.814	12342.599	-234.266	-6068.112	-1937.162
8	<b>CC 21</b>	7428.544	-2807.561	10199.533	-234.266	-5658.794	-1704.897

**COMBINAZIONI SLV-M1**

	<b>COMB.</b>	<b>FX (kN)</b>	<b>FY (kN)</b>	<b>MZ (kN-m)</b>	<b>FZ (kN)</b>	<b>MY (kN-m)</b>	<b>MX (kN-m)</b>
9	<b>CC 45</b>	7149.63	-2617.64	9179.16	-2338.11	-12089.50	-1211.23
10	<b>CC 46</b>	7149.63	-2617.64	9179.16	-2338.11	-12375.66	-1211.23
11	<b>CC 47</b>	7149.63	-4528.11	16194.54	-701.43	-4706.99	-2149.82
12	<b>CC 48</b>	7149.63	-4528.11	16194.54	-701.43	-4993.14	-2149.82
13	<b>CC 50</b>	8101.99	-2617.64	9269.45	-701.43	-5299.16	-1461.10
14	<b>CC 54</b>	6741.48	-4528.11	16155.84	-701.43	-4862.00	-2149.82
15	<b>CC 55</b>	8101.99	-1798.87	6262.86	0.00	-1849.07	-1273.02

**COMBINAZIONI RARE**

	<b>COMB.</b>	<b>FX (kN)</b>	<b>FY (kN)</b>	<b>MZ (kN-m)</b>	<b>FZ (kN)</b>	<b>MY (kN-m)</b>	<b>MX (kN-m)</b>
1	<b>CC 69</b>	6503.02	-2140.65	7144.78	0.00	-1078.06	-1512.27
2	<b>CC 70</b>	6777.42	-2140.65	6842.94	0.00	-1311.30	-1512.27
3	<b>CC 71</b>	7695.32	-2140.65	8575.55	-156.18	-4937.29	-1324.85
4	<b>CC 73</b>	7695.32	-2140.65	8575.55	-156.18	-6368.06	-1324.85
5	<b>CC 74</b>	7969.72	-2140.65	8273.71	-156.18	-6601.30	-1324.85
6	<b>CC 77</b>	7216.48	-2236.25	8939.61	-156.18	-4251.56	-1422.14
7	<b>CC 80</b>	7188.59	-2033.84	7562.14	-156.18	-4227.86	-1250.09

**COMBINAZIONI FREQ.**

	COMB.	FX (kN)	FY (kN)	MZ (kN-m)	FZ (kN)	MY (kN-m)	MX (kN-m)
8	CC 83	6503.02	-2033.84	6739.45	0.00	-1078.06	-1437.50
9	CC 84	6708.82	-2033.84	6513.07	0.00	-1252.99	-1437.50
10	CC 85	7188.59	-2033.84	7562.14	0.00	-2037.87	-1437.50
11	CC 88	7394.39	-2033.84	7335.76	0.00	-3035.49	-1437.50
12	CC 87	7188.59	-2033.84	7562.14	0.00	-2860.56	-1437.50
13	CC 89	6514.17	-2114.80	7290.44	0.00	-1087.54	-1506.32

**COMBINAZIONI Q.P.**

	COMB.	FX (kN)	FY (kN)	MZ (kN-m)	FZ (kN)	MY (kN-m)	MX (kN-m)
14	CC 93	6503.02	-1713.42	5523.46	0.00	-1078.06	-1213.21

## 4.2 MODELLO DI CALCOLO

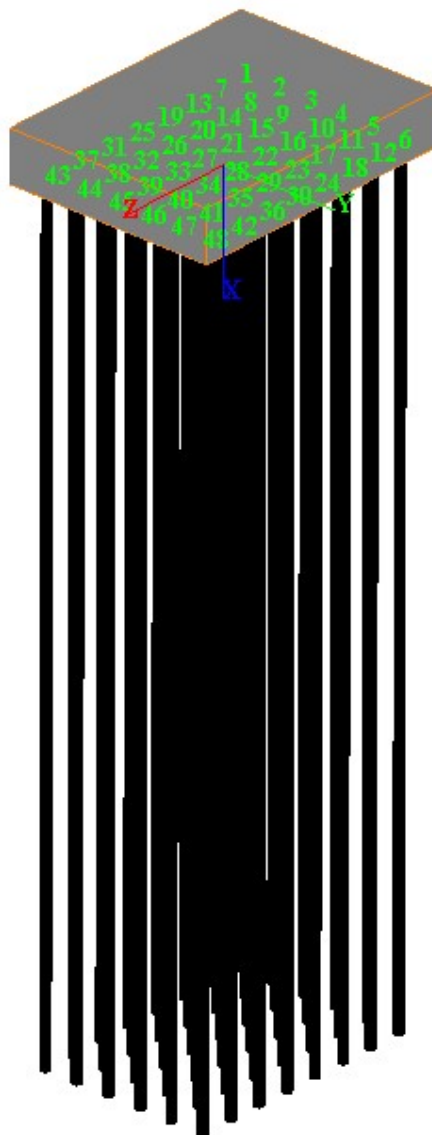


Figura 4-1. Modello di calcolo palificata: vista tridimensionale

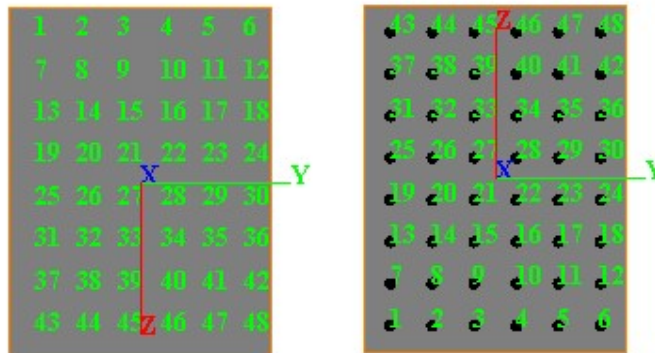


Figura 4-2. Modello di calcolo palificata: piano y-z

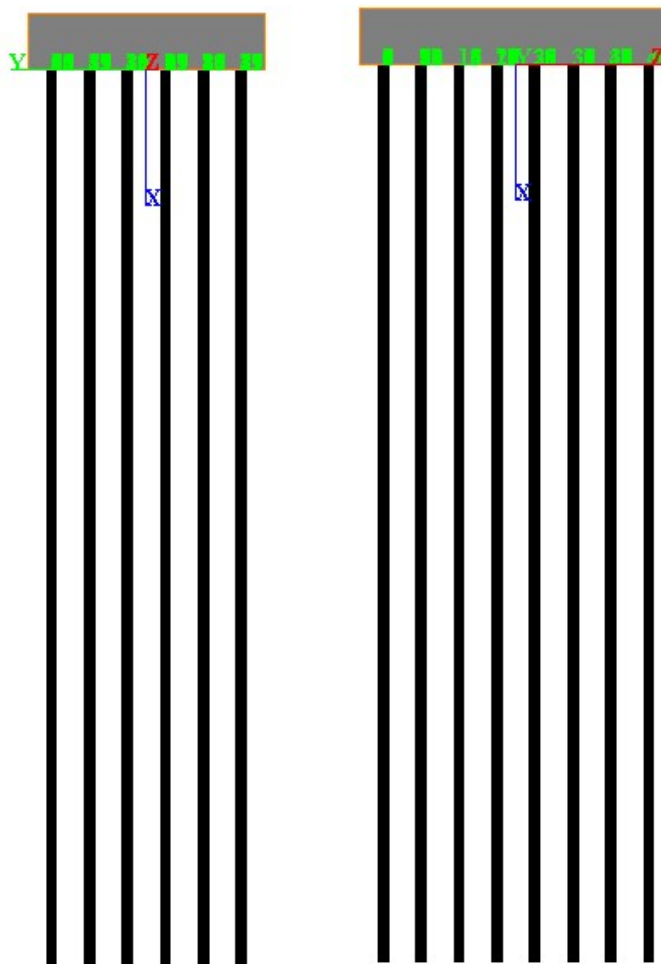


Figura 4-3. Caratteristiche geometriche e meccaniche sezione trasversale pali

Select Section

**GENERAL**

Section along Depth

Constant

Tapered

Copy Top to Bottom

Copy Section

Source Section:

Copy

Section Specifications    Section Draw

Top/Bottom

Section Dimensions

Equivalent Diameter (mm)

---

Section Properties

Area (mm<sup>2</sup>)

Inertia zz (mm<sup>4</sup>)

Inertia yy (mm<sup>4</sup>)

---

Material Properties

Young Modulus (kN/m<sup>2</sup>)

GJ (Tors. Stiffness) (kN-m<sup>2</sup>)

Calculate

---

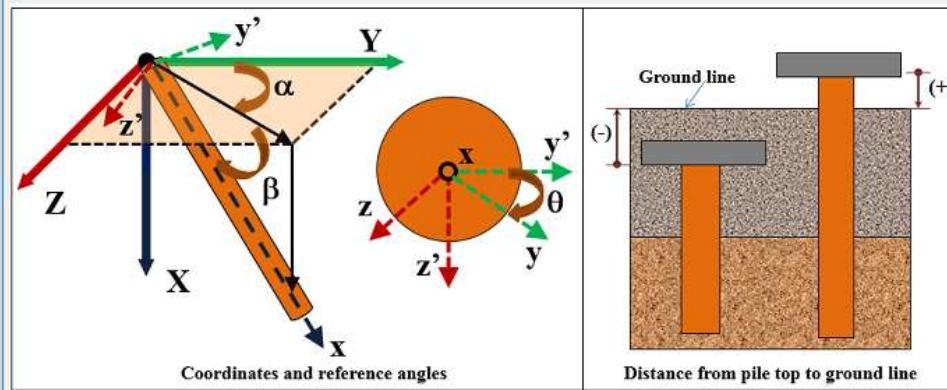
Design Parameters (Use for LRFD)

Bend. Moment Capacity (kN-m)

Shear Capacity (kN)

Figura 4-4. Parametri dei pali in GROUP

\* 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



Pile #	Pile-Top Vertical X-Coordinates, (m)	Pile-Top Horizontal Y-Coordinates, (m)	Pile-Top Horizontal Z-Coordinates, (m)	Angle Alpha* (use 0 for vertical pile) (DEG)	Angle Beta** (use 90 for vertical pile) (DEG)	Angle Theta (section rotation) (DEG)	Vert. Dist. from Pile Top to Ground Line ****, (m)
1	0	-2	-2.8	0	90	0	0
2	0	-1.2	-2.8	0	90	0	0
3	0	-0.4	-2.8	0	90	0	0
4	0	0.4	-2.8	0	90	0	0
5	0	1.2	-2.8	0	90	0	0
6	0	2	-2.8	0	90	0	0
7	0	-2	-2	0	90	0	0
8	0	-1.2	-2	0	90	0	0
9	0	-0.4	-2	0	90	0	0
10	0	0.4	-2	0	90	0	0

Pile #	Pile-Top Vertical X-Coordinates, (m)	Pile-Top Horizontal Y-Coordinates, (m)	Pile-Top Horizontal Z-Coordinates, (m)	Angle Alpha* (use 0 for vertical pile) (DEG)	Angle Beta** (use 90 for vertical pile) (DEG)	Angle Theta (section rotation) (DEG)	Vert. Dist. from Pile Top to Ground Line ****, (m)
11	0	1.2	-2	0	90	0	0
12	0	2	-2	0	90	0	0
13	0	-2	-1.2	0	90	0	0
14	0	-1.2	-1.2	0	90	0	0
15	0	-0.4	-1.2	0	90	0	0
16	0	0.4	-1.2	0	90	0	0
17	0	1.2	-1.2	0	90	0	0
18	0	2	-1.2	0	90	0	0
19	0	-2	-0.4	0	90	0	0
20	0	-1.2	-0.4	0	90	0	0

Pile #	Pile-Top Vertical X-Coordinates, (m)	Pile-Top Horizontal Y-Coordinates, (m)	Pile-Top Horizontal Z-Coordinates, (m)	Angle Alpha* (use 0 for vertical pile) (DEG)	Angle Beta** (use 90 for vertical pile) (DEG)	Angle Theta (section rotation) (DEG)	Vert. Dist. from Pile Top to Ground Line ****, (m)
21	0	-0.4	-0.4	0	90	0	0
22	0	0.4	-0.4	0	90	0	0
23	0	1.2	-0.4	0	90	0	0
24	0	2	-0.4	0	90	0	0
25	0	-2	0.4	0	90	0	0
26	0	-1.2	0.4	0	90	0	0
27	0	-0.4	0.4	0	90	0	0
28	0	0.4	0.4	0	90	0	0
29	0	1.2	0.4	0	90	0	0
30	0	2	0.4	0	90	0	0

Pile #	Pile-Top Vertical X-Coordinates, (m)	Pile-Top Horizontal Y-Coordinates, (m)	Pile-Top Horizontal Z-Coordinates, (m)	Angle Alpha* (use 0 for vertical pile) (DEG)	Angle Beta** (use 90 for vertical pile) (DEG)	Angle Theta (section rotation) (DEG)	Vert. Dist. from Pile Top to Ground Line ***, (m)
31	0	-2	1.2	0	90	0	0
32	0	-1.2	1.2	0	90	0	0
33	0	-0.4	1.2	0	90	0	0
34	0	0.4	1.2	0	90	0	0
35	0	1.2	1.2	0	90	0	0
36	0	2	1.2	0	90	0	0
37	0	-2	2	0	90	0	0
38	0	-1.2	2	0	90	0	0
39	0	-0.4	2	0	90	0	0
40	0	0.4	2	0	90	0	0

Pile #	Pile-Top Vertical X-Coordinates, (m)	Pile-Top Horizontal Y-Coordinates, (m)	Pile-Top Horizontal Z-Coordinates, (m)	Angle Alpha* (use 0 for vertical pile) (DEG)	Angle Beta** (use 90 for vertical pile) (DEG)	Angle Theta (section rotation) (DEG)	Vert. Dist. from Pile Top to Ground Line ***, (m)
39	0	-0.4	2	0	90	0	0
40	0	0.4	2	0	90	0	0
41	0	1.2	2	0	90	0	0
42	0	2	2	0	90	0	0
43	0	-2	2.8	0	90	0	0
44	0	-1.2	2.8	0	90	0	0
45	0	-0.4	2.8	0	90	0	0
46	0	0.4	2.8	0	90	0	0
47	0	1.2	2.8	0	90	0	0
48	0	2	2.8	0	90	0	0

Figura 4-5. Disposizione dei micropali in GROUP



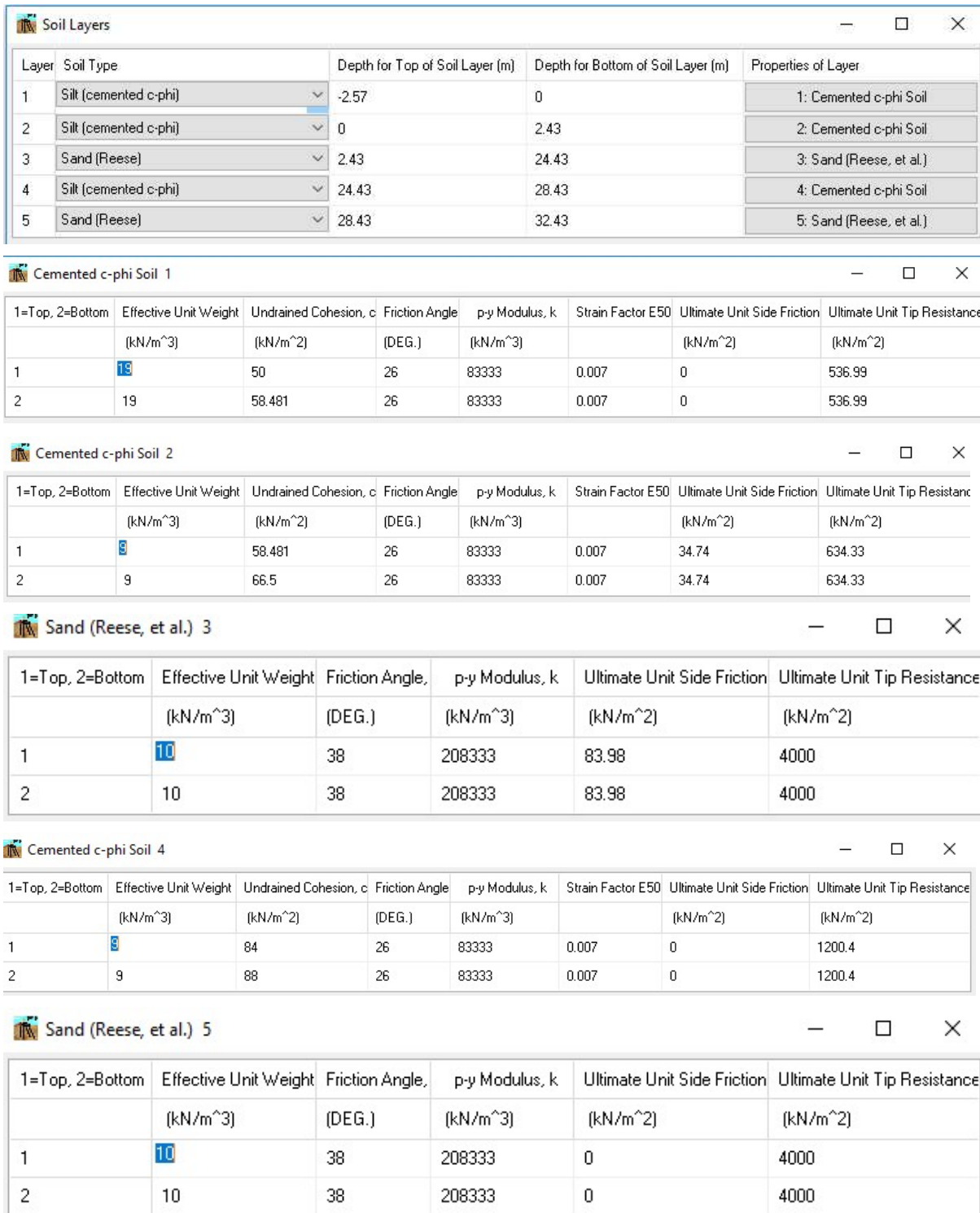


Figura 4-6. Caratteristiche meccaniche terreno

### 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.

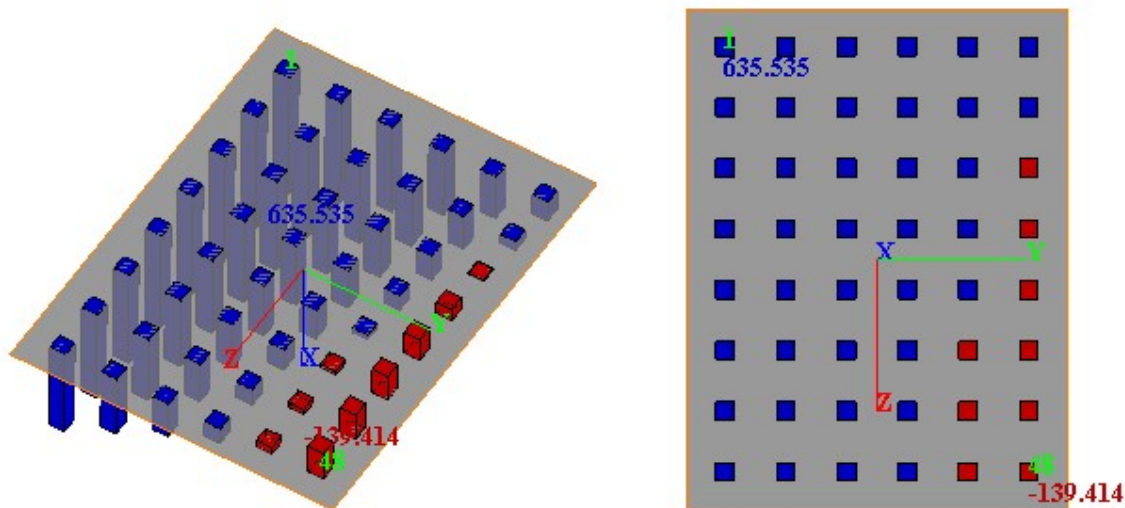


Figura 4-7. Involuppo azioni assiale massime comb. SLU

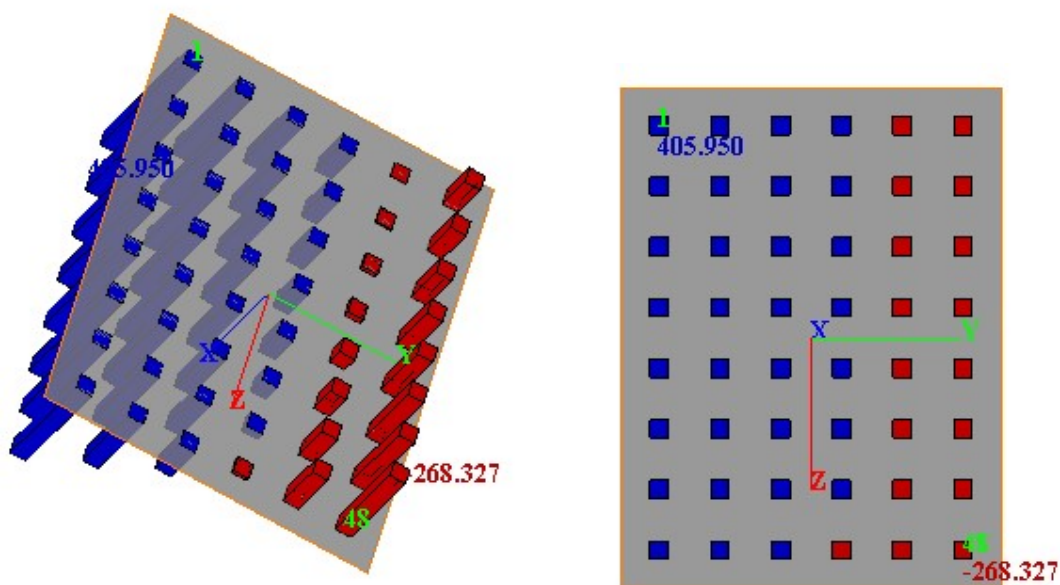


Figura 4-8. Involuppo azioni assiale minime comb. SLU

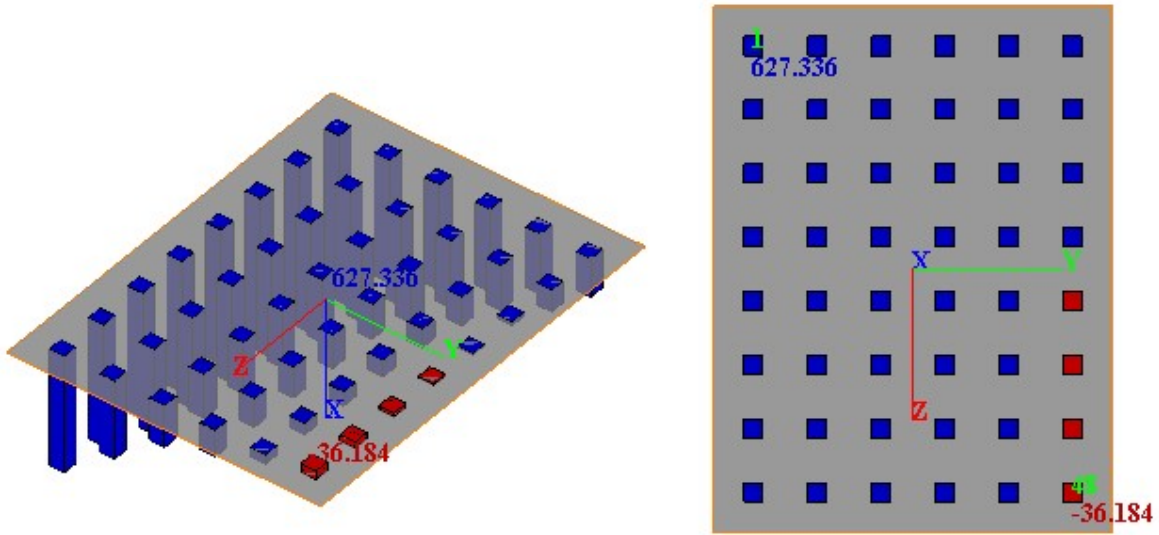


Figura 4-9. Inviluppo azioni assiale massime comb. SLV

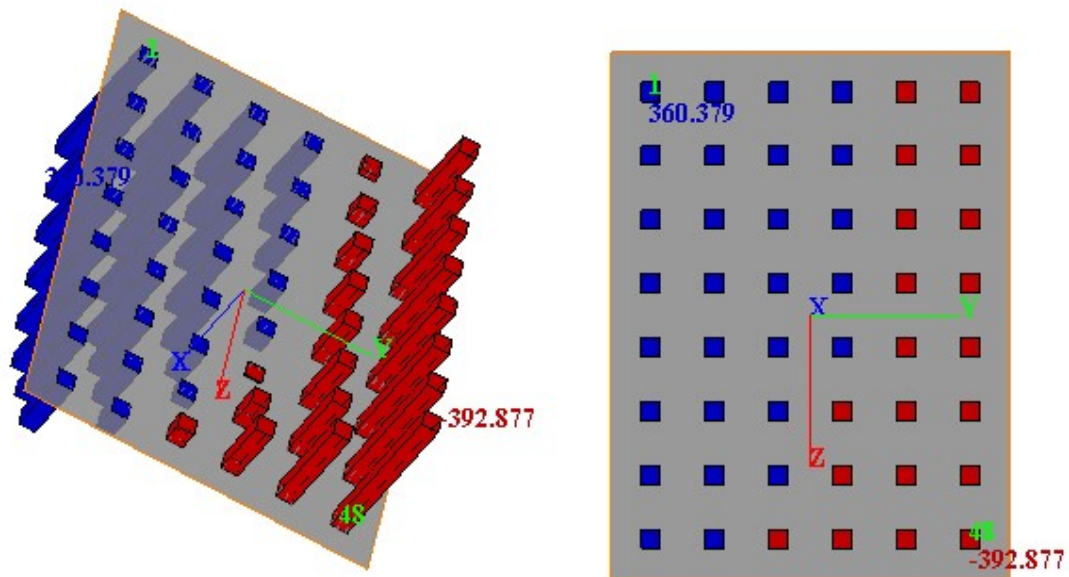


Figura 4-10. Inviluppo azioni assiale minime comb. SLV

4.3.2 Verifica geotecnica

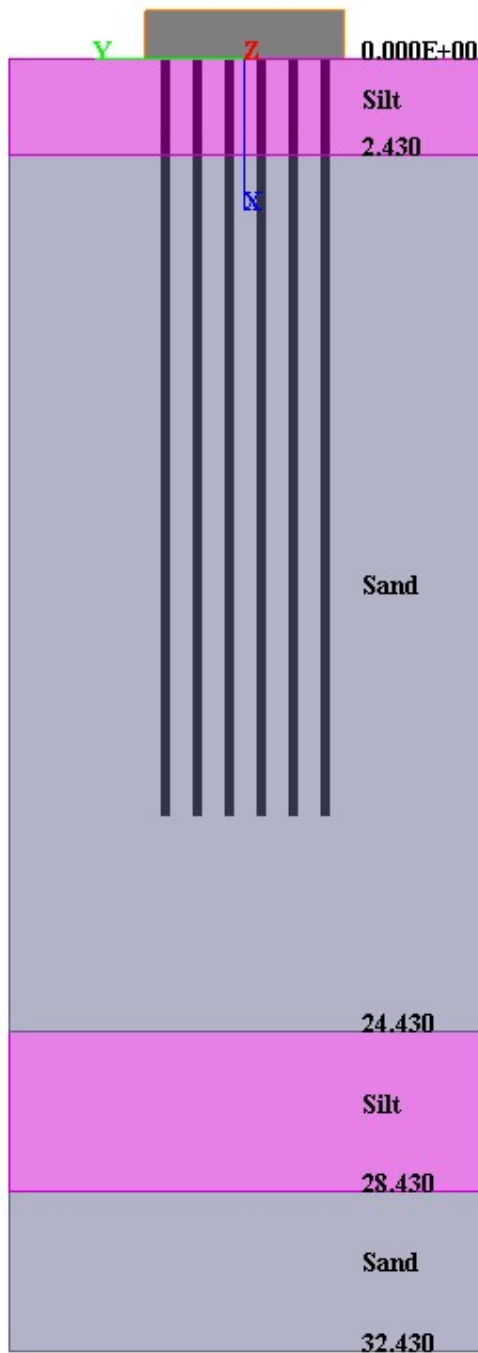


Figura 4-11. Stratigrafia modellata in Group

STRATIGRAFIA										
Descrizione	strato	q <sup>sup.</sup> strato [m]	quota base strato	H strato	γ <sub>k</sub> [t/mc]	γ' <sub>k</sub> [t/mc]	φ <sub>k</sub> [°]	Cu <sub>k</sub> [t/mq]	Nspt	f(Nspt)
A	1	0.00	-2.57	2.57	1.90	1.90		5.42		
A	2	-2.57	-5.00	2.43	1.90	0.90		6.25		
B	3	-5.00	-27.00	22	2.00	1.00	38	8.60	60.00	16.00
A'	4	-27.00	-31.00	4	1.90	0.90				
B	5	-31.00	-35.00	4	2.00	1.00	38		60.00	16.00
	6	-35.00	inf.	inf.	2.00	1.00				

quota falda q<sub>f</sub> = -2.57 m.s.m.m. (o rispetto p.c.) falda presente

CARATTERISTICHE DEL PALO										
D = 0.24	m diametro									
L <sub>palo</sub> = 19.0	m lunghezza	q <sub>t</sub> = -2.57								quota testa palo
= 0	palo	q <sub>b</sub> = -21.57								quota base palo
q' = 0	t/mq carico su p.c.	γ <sub>palo</sub> = 2.50	t/mc	W <sub>palo</sub> = 2.15	t					

CALCOLO DELLA PORTANZA DEL PALO SOGGETTO A CARICHI ASSIALI										
γ <sub>γ</sub> = 1.00	γ <sub>c'</sub> = 1.00	γ <sub>cu</sub> = 1.00	γ <sub>ψ</sub> = 1.00							

PORTATA LATERALE

strato	H strato	γ' [t/mc]	σ <sub>v</sub> [t/mq]	As [mq]	φ [°]	μ	k compres	Cu [t/mq]	α	Rs [t] - compr	k trazione	Rs [t] - trazione
1	0.00	0.00	4.88	0.00	0	0.00		5.42	0.65	0.00		0.00
2	2.43	0.90	5.98	1.83	0	0.00		6.25	0.56	6.37		6.37
3	16.5	1.00	15.36	12.49	38	0.78	0.7	0.00	0.00	104.92	0.5	74.9
4	7	0.00	23.64	0.00	0	0.00		8.60	0.40	0.00		0.00
										<b>Rs<sub>tot</sub> = 111.28</b>		<b>81.3</b>

PORTATA DI PUNTA

tipo terreno	γ' [t/mc]	A <sub>p</sub> [mq]	σ <sub>v,b</sub> [t/mq]	terreno incoerente		terreno coerente		R <sub>b</sub> [t]
				φ [°]	q <sub>lim</sub>	α	Cu [t/mq]	
incoerente	1.00	0.05	42.24	38.00	400.00	9.00	0.00	18.10

modifica parametri alla punta

Δφ [°] = 0

ΔCu [t/mq] = 0

CAPACITA' PORTANTE DEL PALO SINGOLO

n° verticali indagate 3

fattore di correlazione

ζ<sub>3</sub> = 1.60

ζ<sub>4</sub> = 1.48

Pali trivellati			
	R1	R2	R3
$\gamma_{R;base} =$	1.00	1.70	1.35
$\gamma_{R;lat;c} =$	1.00	1.45	1.15
$\gamma_{R;lat;t} =$	1.00	1.60	1.25
<b><math>R_{c,d} = (R_{s,tot}/\gamma_{R;lat;c} + R_b/\gamma_{R;base})/\zeta_4 =</math></b>	<b>80.86</b>	<b>54.62</b>	<b>68.86</b>
<b><math>R_{t,d} = R_{s,tot}/\gamma_{R;lat;t}/\zeta_4 + W_{palo} =</math></b>	<b>52.96</b>	<b>33.91</b>	<b>42.80</b>

GROUP [kN]	COMB.	Tipo	$N_{Ed}$ [t]	$R_d$ [t]	$F_s$
-635.54		SLV-M1	-65.70	68.86	1.05
392.88		SLV-M1	37.14	42.80	1.15

tipo di verifica	coeff. rid. gruppo
R3	1.00
R3	1.00

## 4.4 ANALISI STRUTTURALE

### 4.4.1 Sollecitazioni di calcolo

I seguenti grafici riportano le massime azioni di taglio e flettenti agenti per le combinazioni di calcolo significative.

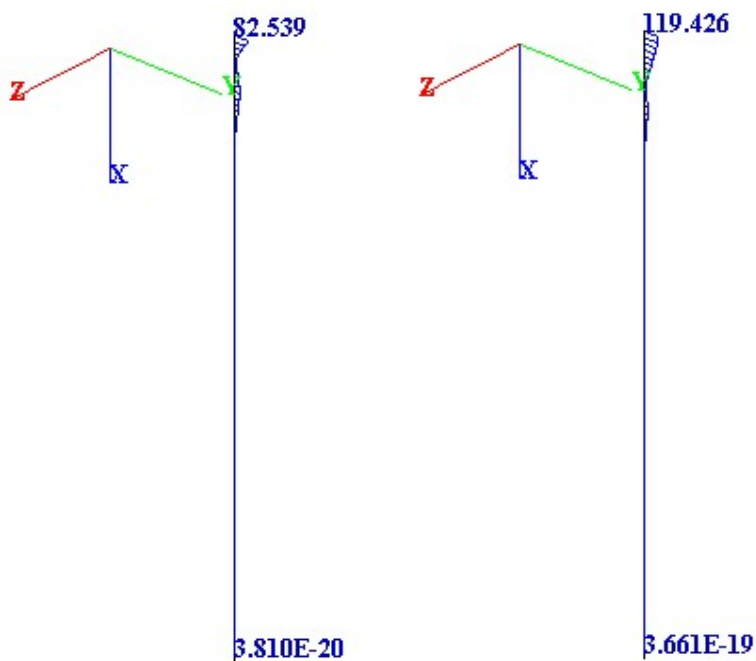


Figura 4-12. Massimo momento (sx) e taglio (dx) combinazione SLU-SLV

Per semplicità di lettura si riepilogano le sollecitazioni a testa palo ottenute con il software “Group” applicando i carichi dovuti alla sovrastruttura.

Relativamente al singolo micropalo si hanno le seguenti sollecitazioni massime (non agenti sullo stesso micropalo):

$N_{max} = 635.54$  kN (compressione)

$N_{min} = -392.88$  kN (trazione)

$M = 82.54$  kN/m

$V = 119.43$  kN

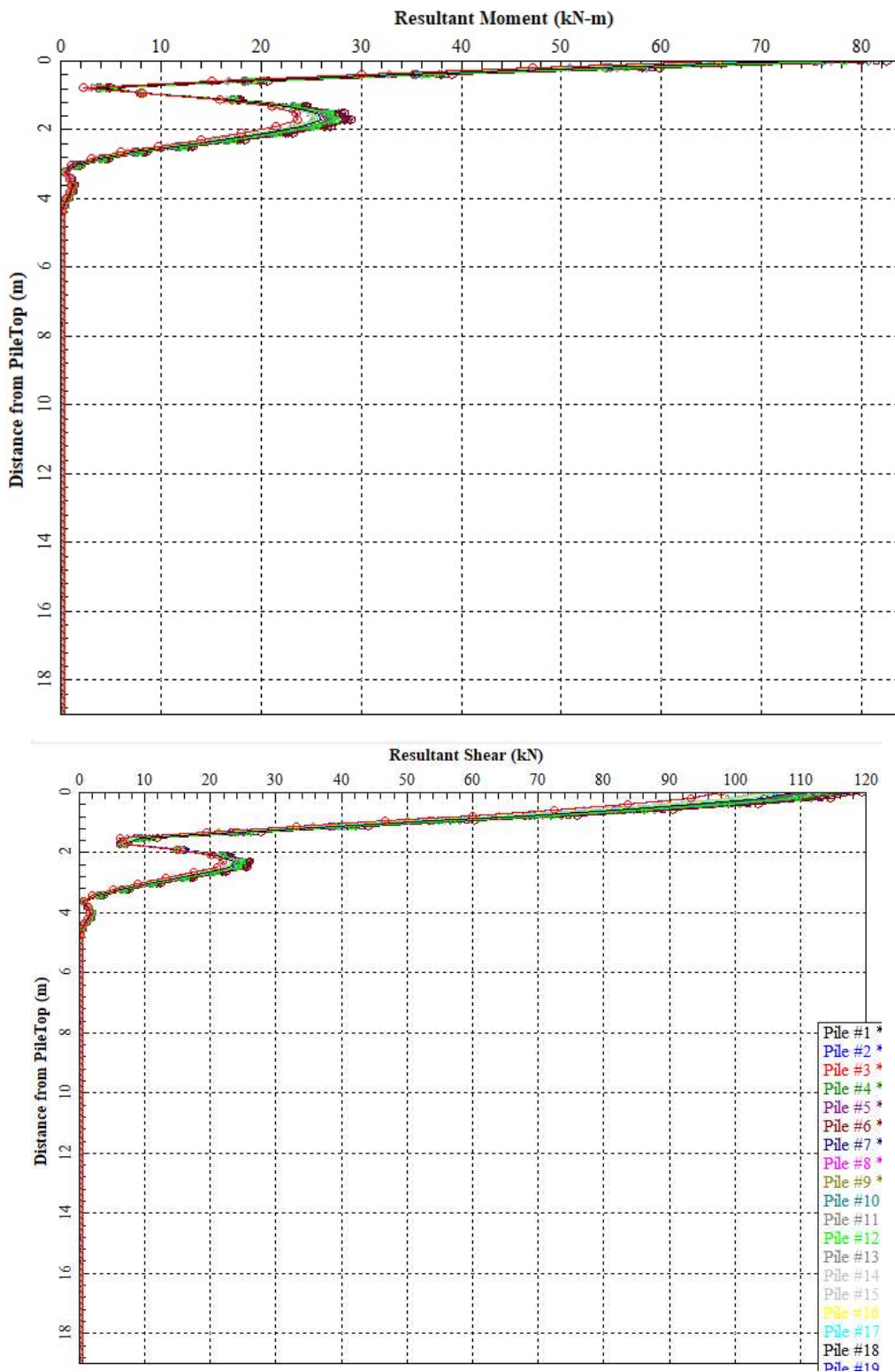


Figura 4-13. Andamento Momento e Taglio lungo i micropali



#### 4.4.2 Verifica strutturale

Nel presente paragrafo si riporta la verifica strutturale dei micropali di fondazioni. A seguito della determinazione delle sollecitazioni presenti in testa, sono state eseguite le verifiche strutturali assumendo quale sezione resistente la sola sezione in acciaio del tubolare di armatura (cautelativamente). Le verifiche sotto riportate, eseguite secondo il metodo "plastico" evidenziano il corretto dimensionamento del tubolare adottato.

Massimo momento e taglio con azione assiale corrispondente:

Si esegue la verifica a flessione e compressione assiale dell'asta, controllando inoltre che l'instabilità non sia una potenziale causa di collasso.

Le massime sollecitazioni agenti sulla trave valgono (nella combinazione SLU  $W_x$ ):

$N_{Ed} =$	200.97	kN	azione assiale di progetto (>0 se di trazione)
$M_{y,Ed} =$	82.54	kNm	momento flettente attorno all'asse y-y di progetto
$M_{z,Ed} =$	0.00	kNm	momento flettente attorno all'asse z-z di progetto
$V_{y,Ed} =$	119.43	kN	azione tagliante di progetto lungo l'asse y
$V_{z,Ed} =$	0.00	kN	azione tagliante di progetto lungo l'asse z

Le sollecitazioni risultanti sono quindi:

$N_{Ed} =$	200.97	kN	
$M_{Ed} =$	82.54	kNm	
$V_{Ed} =$	119.43	kN	
$\Delta M_{Ed} =$	0.00	kNm	momento flettente aggiuntivo per sezioni di classe 4
$e_N =$	0	mm	eccentricità del baricentro della sezione efficace

La sezione oggetto delle verifiche è costituito da un tubo tondo 168.3x12.5 dalle seguenti caratteristiche:

*Caratteristiche geometriche della sezione*

$A =$	6118	mm <sup>2</sup>	$A_v =$	3895	mm <sup>2</sup>	$A_{eff} =$	6118	mm <sup>2</sup>
$d =$	168.3	mm	$t =$	12.5	mm	classe =	1	
$W_{pl} =$	304072	mm <sup>3</sup>	$W_{el} =$	222026	mm <sup>3</sup>	$W_{eff} =$	222026	mm <sup>3</sup>
			$I =$	18683527	mm <sup>4</sup>	$i =$	55	mm

*Caratteristiche del materiale*

$f_y =$	355	MPa	$E =$	210000	MPa	$G =$	80769	MPa
$\gamma_{M0} =$	1.05		$\gamma_{M1} =$	1.05				

Resistenze caratteristiche e di progetto:

$$N_{Rk} = A \cdot f_y = 2171.98 \text{ kN}$$

$$\begin{aligned}
 N_{Rd} &= A \cdot f_y / \gamma_{M0} = & 2068.55 & \text{ kN} & & & 0 \\
 M_{Rk} &= W \cdot f_y = & 107.95 & \text{ kNm} \\
 M_{Rd} &= W \cdot f_y / \gamma_{M0} = & 102.81 & \text{ kNm} \\
 V_{pl,Rd} &= A_v \cdot (f_y / \sqrt{3}) / \gamma_{M0} = & 760.30 & \text{ kN} & > & V_{Ed}
 \end{aligned}$$

Verifica di resistenza per flessione e compressione

$$0,50 V_{pl,Rd} = 380.15 \text{ kN} > V_{Ed}$$

l'effetto dell'azione tagliante può essere trascurato nella valutazione del momento resistente della sezione

$$N_{Ed} / N_{Rd} + (M_{Ed} + \Delta M_{Ed}) / M_{Rd} = 0.900 < 1$$

Massima azione assiale con momento e taglio corrispondenti:

Si esegue la verifica a flessione e compressione assiale dell'asta, controllando inoltre che l'instabilità non sia una potenziale causa di collasso.

Le massime sollecitazioni agenti sulla trave valgono (nella combinazione SLU Wx):

$$\begin{aligned}
 N_{Ed} &= -635.54 \text{ kN} && \text{azione assiale di progetto (>0 se di trazione)} \\
 M_{y,Ed} &= 53.48 \text{ kNm} && \text{momento flettente attorno all'asse y-y di progetto} \\
 M_{z,Ed} &= 0.00 \text{ kNm} && \text{momento flettente attorno all'asse z-z di progetto} \\
 V_{y,Ed} &= 80.04 \text{ kN} && \text{azione tagliante di progetto lungo l'asse y} \\
 V_{z,Ed} &= 0.00 \text{ kN} && \text{azione tagliante di progetto lungo l'asse z}
 \end{aligned}$$

Le sollecitazioni risultanti sono quindi:

$$\begin{aligned}
 N_{Ed} &= -635.54 \text{ kN} \\
 M_{Ed} &= 53.48 \text{ kNm} \\
 V_{Ed} &= 80.04 \text{ kN} \\
 \Delta M_{Ed} &= 0.00 \text{ kNm} && \text{momento flettente aggiuntivo per sezioni di classe 4} \\
 e_N &= 0 \text{ mm} && \text{eccentricità del baricentro della sezione efficace}
 \end{aligned}$$

La sezione oggetto delle verifiche è costituito da un tubo tondo 168.3x12.5 dalle seguenti caratteristiche:

*Caratteristiche geometriche della sezione*

$$\begin{aligned}
 A &= 6118 \text{ mm}^2 & A_v &= 3895 \text{ mm}^2 & A_{eff} &= 6118 \text{ mm}^2 \\
 d &= 168.3 \text{ mm} & t &= 12.5 \text{ mm} & \text{classe} &= 1 \\
 W_{pl} &= 304072 \text{ mm}^3 & W_{el} &= 222026 \text{ mm}^3 & W_{eff} &= 222026 \text{ mm}^3 \\
 & & I &= 18683527 \text{ mm}^4 & i &= 55 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

*Caratteristiche del materiale*

$$f_y = 355 \text{ MPa} \quad E = 210000 \text{ MPa} \quad G = 80769 \text{ MPa}$$

$$\gamma_{M0} = 1.05 \quad \gamma_{M1} = 1.05$$

Resistenze caratteristiche e di progetto:

$$N_{Rk} = A \cdot f_y = 2171.98 \text{ kN}$$

$$N_{Rd} = A \cdot f_y / \gamma_{M0} = 2068.55 \text{ kN} \quad 0$$

$$M_{Rk} = W \cdot f_y = 107.95 \text{ kNm}$$

$$M_{Rd} = W \cdot f_y / \gamma_{M0} = 102.81 \text{ kNm}$$

$$V_{pl,Rd} = A_v \cdot (f_y / \sqrt{3}) / \gamma_{M0} = 760.30 \text{ kN} \quad > \quad V_{Ed}$$

*Verifica di resistenza per flessione e compressione*

$$0,50 V_{pl,Rd} = 380.15 \text{ kN} \quad > \quad V_{Ed}$$

l'effetto dell'azione tagliante può essere trascurato nella valutazione del momento resistente della sezione

$$N_{Ed} / N_{Rd} + (M_{Ed} + \Delta M_{Ed}) / M_{Rd} = 0.827 < 1$$