

## 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

TANGENZIALE NORD E SUD

OPERE D'ARTE MAGGIORI

86T - SOTTOVIA - VIA CORTICELLA - 13+807

RELAZIONE DI CALCOLO  
FONDAZIONI

**IL PROGETTISTA SPECIALISTICO**

Ing. Marco Pietro D'Angelantonio  
Ord. Ingg. Milano n.A20155

**RESPONSABILE GEOTECNICA  
ALL'APERTO**

**IL RESPONSABILE INTEGRAZIONE  
PRESTAZIONI SPECIALISTICHE**

Ing. Raffaele Rinaldesi  
Ord. Ingg. Macerata N. A1068

**IL DIRETTORE TECNICO**

Ing. Andrea Tanzi  
Ord. Ingg. Parma N. 1154

PROGETTAZIONE NUOVE OPERE AUTOSTRADALI

**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.	ORDINATORE
111465	0000	PD	A2	OPM	SP086	FND00	R A P E	0823	-2	--	SCALA	-



**PROJECT MANAGER:**

Ing. Raffaele Rinaldesi  
Ord. Ingg. Macerata N. A1068

**REDATTO:**

**SUPPORTO SPECIALISTICO:**

**VERIFICATO:**

**REVISIONE**

n.	data
0	DICEMBRE 2017
1	SETTEMBRE 2019
2	SETTEMBRE 2020
3	-
4	-

**VISTO DEL COMMITTENTE**



IL RESPONSABILE UNICO DEL PROCEDIMENTO  
Ing. Fabio Visintin

**VISTO DEL CONCEDENTE**



**Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti**  
DIPARTIMENTO PER LE INFRASTRUTTURE, GLI AFFARI GENERALI ED IL PERSONALE  
STRUTTURA DI VIGILANZA SULLE CONCESSIONARIE AUTOSTRADALI

## Sommario

<b>1</b>	<b>INTRODUZIONE</b>	<b>4</b>
1.1	DESCRIZIONE DEI SISTEMI FONDAZIONALI	4
1.2	NORMATIVA DI RIFERIMENTO	6
1.3	CARATTERISTICHE DEI MATERIALI	7
1.3.1	Strutture di nuova realizzazione	7
1.4	SOFTWARE DI CALCOLO	8
1.5	CONVENZIONI GENERALI	8
1.5.1	Unità di misura	8
1.5.2	Convenzioni di segno	8
<b>2</b>	<b>CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA</b>	<b>9</b>
<b>3</b>	<b>CRITERI DI VERIFICA E CALCOLO</b>	<b>11</b>
3.1	PREMESSA	11
3.2	FONDAZIONI SUPERFICIALI	11
3.2.1	Verifiche agli stati limite ultimi (SLU)	11
3.2.2	Stima della capacità portante	12
3.2.3	Verifica a scorrimento	15
3.3	FONDAZIONI SU PALI	16
3.3.1	Verifiche agli stati limite ultimi (SLU)	16
3.3.2	Resistenza di pali soggetti a carichi assiali	16
3.3.3	Comportamento di pali in gruppo soggetti a carichi trasversali	19
3.4	VALUTAZIONE DEL TIRO SUI TIRANTI PASSIVI	24
3.5	PORTATA LIMITE PER GLI ANCORAGGI DELLE SPALLE	26
<b>4</b>	<b>FONDAZIONE SPALLA - AMPLIAMENTO 2 (NUOVA REALIZZAZIONE)</b>	<b>27</b>
4.1	AZIONI DI CALCOLO	27
4.2	MODELLO DI CALCOLO	27
4.3	ANALISI GEOTECNICA	31
4.3.1	Sollecitazioni di calcolo	31
4.3.2	Verifica geotecnica	32
4.4	ANALISI STRUTTURALE	34
4.4.1	Sollecitazioni di calcolo	34
4.4.2	Verifica strutturale	35
<b>5</b>	<b>MURO D'ALA</b>	<b>39</b>
5.1	AZIONI DI CALCOLO	39
5.2	MODELLO DI CALCOLO	40
5.3	ANALISI GEOTECNICA	44
5.3.1	Sollecitazioni di calcolo	44
5.3.2	Verifica geotecnica	45
5.4	ANALISI STRUTTURALE	47
5.4.1	Sollecitazioni di calcolo	47
5.4.2	Verifica strutturale	48
<b>6</b>	<b>ELEVAZIONE SPALLA – STRUTTURA ORIGINARIA (ESISTENTE)</b>	<b>52</b>
6.1	CURVE CARATTERISTICHE TIRANTI – SPOSTAMENTI	52
6.1.1	Azioni agenti sui tiranti e in fondazione	54
6.1.2	Verifica dei micropali di ancoraggio passivo delle spalle	54
<b>7</b>	<b>FONDAZIONE SPALLA – STRUTTURA ORIGINARIA (ESISTENTE)</b>	<b>56</b>

---

7.1	VERIFICA DI CAPACITÀ PORTANTE .....	56
7.2	VERIFICA A SCORRIMENTO .....	57

## Indice delle Tabelle e delle Figure

FIGURA 1-1. CONVENZIONI DI SEGNO - GROUP .....	8
FIGURA 2-1. INDAGINI GEOGNOSTICHE DI RIFERIMENTO .....	9
FIGURA 2-2. CARATTERIZZAZIONE STRATIGRAFICO - GEOTECNICA .....	9
FIGURA 2-3. PARAMETRI MEDI CARATTERISTICI DEI MATERIALI LIMO ARGILLOSO (A) .....	9
FIGURA 2-4. PARAMETRI MEDI CARATTERISTICI DEI MATERIALI LIMO ARGILLOSO (A') .....	9
FIGURA 2-5. PARAMETRI MEDI CARATTERISTICI DEI MATERIALI GHIAIA E SABBIA (B) .....	10
FIGURA 3-1. COEFFICIENTI PARZIALI PER LE AZIONI O PER L'EFFETTO DELLE AZIONI (TAB.6.2.I DELLE NTC2018) .....	12
FIGURA 3-2. COEFFICIENTI PARZIALI PER I PARAMETRI GEOTECNICI DEL TERRENO (TAB.6.2.II DELLE NTC2018) .....	12
FIGURA 3-3. COEFFICIENTI PARZIALI $\gamma_R$ PER LE VERIFICHE AGLI STATI LIMITE ULTIMI DI MURI DI SOSTEGNO (TAB.6.5.I DELLE NTC2018) .....	12
FIGURA 3-4. FONDAZIONE EFFICACE EQUIVALENTE NEL CASO DI FONDAZIONE RETTANGOLARE .....	14
FIGURA 3-5. COEFFICIENTI PARZIALI $\gamma_R$ DA APPLICARE ALLE RESISTENZE CARATTERISTICHE A CARICO VERTICALE DEI PALI (TAB.6.4.II DELLE NTC2018) .....	16
FIGURA 3-7. TERRENI GRANULARI – $T_{LIM} = F(N_{SPT})$ (WRIGHT-REESE – 1977) .....	19
FIGURA 3-8. ESEMPIO DI CURVE CARATTERISTICHE TIRANTI PASSIVI .....	25
TABELLA 4-1. SOLLECITAZIONI DI CALCOLO RISULTANTI NEL BARICENTRO DELLA PALIFICATA .....	27
FIGURA 4-1. MODELLO DI CALCOLO PALIFICATA: VISTA TRIDIMENSIONALE .....	28
FIGURA 4-2. MODELLO DI CALCOLO PALIFICATA: PIANO Y-Z .....	28
FIGURA 4-3. CARATTERISTICHE GEOMETRICHE E MECCANICHE SEZIONE TRASVERSALE PALI / MICROPALI .....	28
FIGURA 4-4. PARAMETRI DEI MICROPALI IN GROUP .....	28
FIGURA 4-5. DISPOSIZIONE DEI MICROPALI IN GROUP .....	29
FIGURA 4-6. CARATTERISTICHE MECCANICHE TERRENO .....	30
FIGURA 4-7. MASSIMA SOLLECITAZIONE ASSIALE DI COMPRESSIONE (COMBINAZIONE 9) .....	31
FIGURA 4-8. MASSIMA SOLLECITAZIONE ASSIALE DI TRAZIONE (COMBINAZIONE 10) .....	31
FIGURA 4-9. RIEPILOGO STRATIGRAFIA PER VERIFICA CARICO LIMITE .....	32
FIGURA 4-10. VERIFICA A CAPACITÀ PORTANTE DEI PALI/MICROPALI .....	32
FIGURA 4-11. DETERMINAZIONE DELLA CAPACITÀ PORTANTE DEI PALI/MICROPALI .....	33
FIGURA 4-12. MASSIMA SOLLECITAZIONE FLESSIONALE (COMBINAZIONE 9) .....	34
FIGURA 4-13. MASSIMA SOLLECITAZIONE DI TAGLIO (COMBINAZIONE 9) .....	34
FIGURA 4-14. VERIFICA FLESSIONALE .....	35
FIGURA 4-15. METODO DI CLARKE E BIRJANDI - CALCOLO SEZIONE RETTANGOLARE EQUIVALENTE. ....	36
FIGURA 4-16. VERIFICA A TAGLIO .....	37
FIGURA 5-1. MODELLO DI CALCOLO PALIFICATA: VISTA TRIDIMENSIONALE .....	40
FIGURA 5-2. MODELLO DI CALCOLO PALIFICATA: PIANO Y-Z .....	40
FIGURA 5-3. CARATTERISTICHE GEOMETRICHE E MECCANICHE SEZIONE TRASVERSALE PALI / MICROPALI .....	41
FIGURA 5-4. PARAMETRI DEI MICROPALI IN GROUP .....	41
FIGURA 5-5. DISPOSIZIONE DEI MICROPALI IN GROUP .....	42
FIGURA 5-6. CARATTERISTICHE MECCANICHE TERRENO .....	43
FIGURA 5-7. MASSIMA SOLLECITAZIONE ASSIALE DI COMPRESSIONE (COMBINAZIONE 22) .....	44
FIGURA 5-9. RIEPILOGO STRATIGRAFIA PER VERIFICA CARICO LIMITE .....	45
FIGURA 5-10. VERIFICA A CAPACITÀ PORTANTE DEI PALI/MICROPALI .....	45
FIGURA 5-11. DETERMINAZIONE DELLA CAPACITÀ PORTANTE DEI PALI/MICROPALI .....	46
FIGURA 5-12. MASSIMA SOLLECITAZIONE FLESSIONALE (COMBINAZIONE 20) .....	47
FIGURA 5-13. MASSIMA SOLLECITAZIONE DI TAGLIO (COMBINAZIONE 22) .....	47
FIGURA 5-14. VERIFICA FLESSIONALE .....	48
FIGURA 5-15. METODO DI CLARKE E BIRJANDI - CALCOLO SEZIONE RETTANGOLARE EQUIVALENTE. ....	49
FIGURA 5-16. VERIFICA A TAGLIO .....	50
FIGURA 6-1. CURVE CARATTERISTICHE TIRANTI PASSIVI-SPALLA .....	53

## 1 INTRODUZIONE

La presente relazione ha come obiettivo l'esposizione delle analisi svolte e dei principali risultati ottenuti relativamente al progetto del sottovia autostradale esistente di Via di Corticella nell'ambito dei lavori di ampliamento della tangenziale di Bologna, nel tratto Borgo Panigale – Caselle. L'opera è denominata 86T e ubicata indicativamente alla progressiva 13+807.

In particolare, si riportano le verifiche strutturali e geotecniche delle opere fondazionali 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:

#### **SPALLE:**

##### AMPLIAMENTO 2

Fondazione indiretta  
 Lunghezza pali / micropali:    25m  
 Diametro del perforo:            Ø1000mm  
 Armatura:                            28Ø24  
 Spirale:                               Ø18/15

##### AMPLIAMENTO 1

- Carreggiata Nord  
 Fondazione indiretta  
 Lunghezza pali / micropali:    10 m  
 Diametro del perforo:            Ø220mm
- Carreggiata Sud  
 Fondazione indiretta  
 Lunghezza pali / micropali:    10 m  
 Diametro del perforo:            Ø220mm

##### ORIGINARIA

- Lato A. del S. (nomenclatura come da tavole as built)  
 Fondazione indiretta  
 Lunghezza pali (tipo FRANKI):  7 m  
 Diametro del perforo:            Ø420mm
- Lato Rimini  
 Fondazione indiretta  
 Lunghezza pali (trivellati):     7 m  
 Diametro del perforo:            Ø540mm

**MURO D'ALA:**

**AMPLIAMENTO 2**

Fondazione indiretta  
Lunghezza pali / micropali: 20m  
Diametro del perforo: Ø1000mm  
Armatura: 28Ø20  
Spirale: Ø16/15

## 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 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	$E_{cm} = 22000 \times (f_{cm}/10)^{0.3} =$
31447MPa	

#### 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 **VcaStu**, 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.

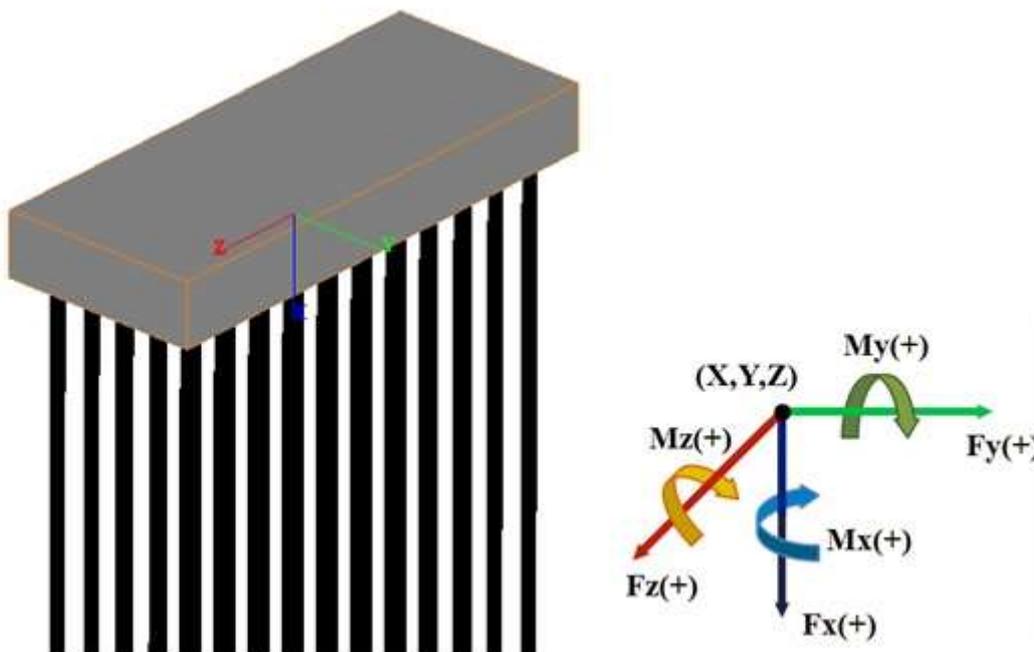


Figura 1-1. Convenzioni di segno - GROUP

## 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
CPT104	1984	13+665	34.50	20.00	-
S104	2000	13+770	35.20	12.20	-
P107	2000	13+750	34.30	3.50	-
S60	1984	13+885	34.60	20.00	-
S62	1984	13+825	35.50	26.00	-
PB16	2016	13-790	34.50	35.00	C(35)-TA(32)

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.

Figura 2-1. Indagini geognostiche di riferimento

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
35.50	0.0 ÷ 11.0	Limo argilloso	A	?	Tabella IV
	11.0 ÷ 17.90	Limo argilloso	A'	?	Tabella VI
	17.90 ÷ 26.00	Ghiaia e sabbia	B	?	Tabella V

Figura 2-2. Caratterizzazione stratigrafico - geotecnica

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

Figura 2-4. Parametri medi caratteristici dei materiali Limo Argilloso (A')

Descrizione	$\gamma$	c'	$\phi$	E'	$\sigma'_{pre}$	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)
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 <sub>v</sub>	=coeff. di consolidazione verticale				
E'	=modulo di elasticità				C <sub>u</sub>	=coesione non drenata				
$\sigma'_{pre}$	=tensione di preconsolid				E <sub>u</sub>	=mod di elasticità in condiz non drenate				

*Figura 2-5. Parametri medi caratteristici dei materiali Ghiaia e Sabbia (B)*

### 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 $\gamma_F$ (o $\gamma_E$ )	EQU	(A1)	(A2)
Carichi permanenti $G_1$	Favorevole	$\gamma_{G1}$	0,9	1,0	1,0
	Sfavorevole		1,1	1,3	1,0
Carichi permanenti $G_2^{(1)}$	Favorevole	$\gamma_{G2}$	0,8	0,8	0,8
	Sfavorevole		1,5	1,5	1,3
Azioni variabili Q	Favorevole	$\gamma_Q$	0,0	0,0	0,0
	Sfavorevole		1,5	1,5	1,3

<sup>(1)</sup> 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  $\gamma_{G1}$

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 $\gamma_M$	(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	$c_{uk}$	$\gamma_{cu}$	1,0	1,4
Peso dell'unità di volume	$\gamma_\gamma$	$\gamma_\gamma$	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  $\gamma_R$  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  $\gamma_R$  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:

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

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:

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

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

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

- Fattori correttivi di forma:

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

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

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

- 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:

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

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

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

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

- Fattori correttivi di inclinazione fondazione:

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

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

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

- Fattori correttivi di inclinazione piano campagna:

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

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

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

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.

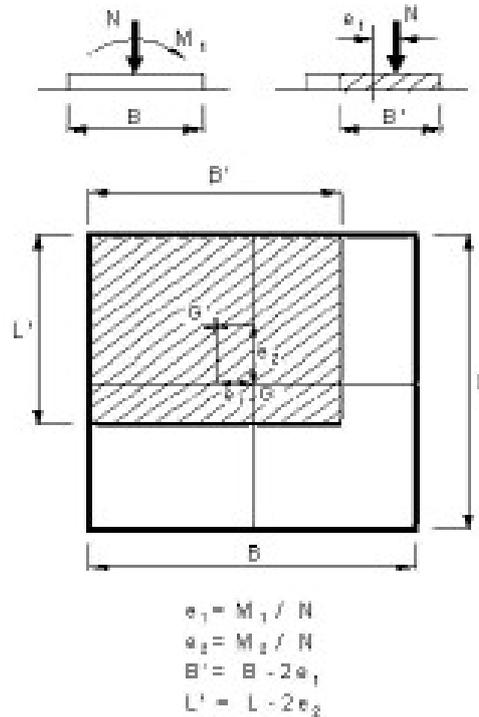


Figura 3-4. Fondazione efficace equivalente nel caso di fondazione rettangolare

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 $\phi$	$d_c$	$d_q$	$d_\gamma$
$\phi = 0$	$\frac{D}{B'} \leq 1$	$1 + 0.4 \cdot \frac{D}{B'}$	
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	$i_c$	$i_q$	$i_r$
$\phi = 0$ 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:

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

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

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 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  $\gamma_R$  non deve essere portato in conto.

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

Resistenza	Simbolo	Pali infissi (R3)	Pali trivellati (R3)	Pali ad elica continua (R3)
	$\gamma_R$			
Base	$\gamma_b$	1,15	1,35	1,3
Laterale in compressione	$\gamma_s$	1,15	1,15	1,15
Totale (*)	$\gamma$	1,15	1,30	1,25
Laterale in trazione	$\gamma_{st}$	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  $\gamma_R$  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;

$\xi_3$  e  $\xi_4$  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  $\xi$  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 NTC2018)*

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 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;
- $\gamma'_{cls}$  = peso di volume sommerso del calcestruzzo armato;
- $A_B$  = area di base;
- $D_i$  = diametro del concio  $i^{mo}$  di palo;
- $\Delta H_i$  = 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  
 $\sigma_{v0}$  = pressione geostatica verticale totale alla quota della base del palo

#### Portata laterale

- Per terreni granulari si ha:  
 $T_{LIM} = \min [k \times \sigma'_v \times \text{tg}\phi; T = f(N_{SPT})] < 150 \text{kPa}$   
 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  $T = f(N_{SPT})$  si possono desumere dalla Figura 3-7:

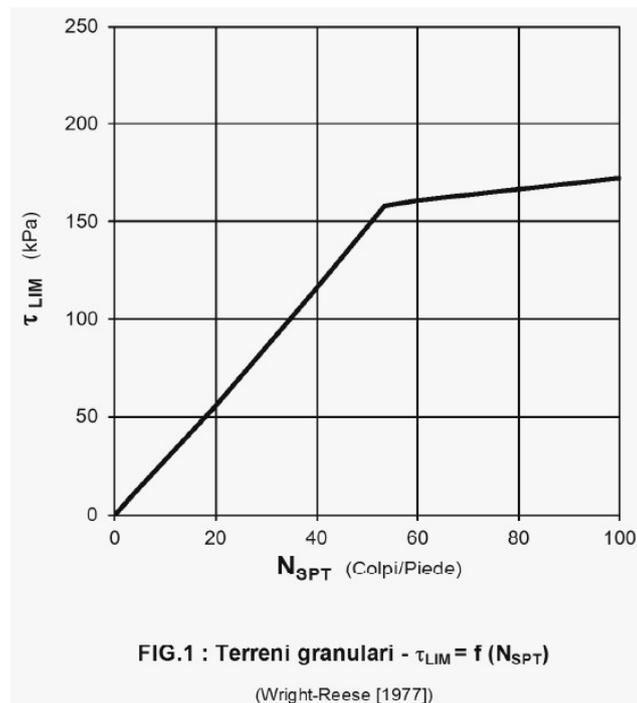


Figura 3-7. Terreni granulari –  $\tau_{lim} = f(N_{SPT})$  (Wright-Reese – 1977)

- Per terreni coesivi si ha:

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

dove:

$\alpha$  = 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.

$\alpha$	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.

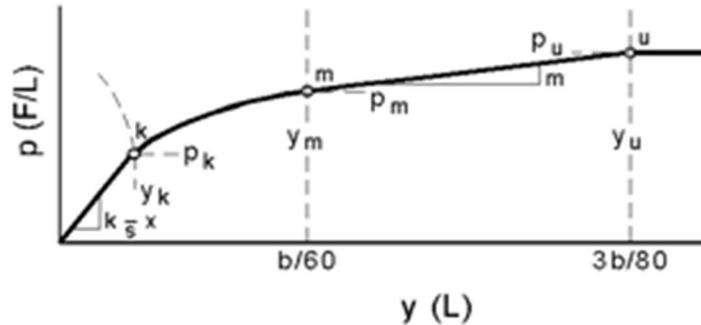
Le curve p-y che esprimono la resistenza del terreno in funzione della profondità e dello spostamento del palo, possono essere ricavate in relazione alla tipologia di terreni e alle proprietà meccaniche che li caratterizzano, in accordo alle procedure proposte da:

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

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

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

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

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

$$A_3 = 1 - A_2$$

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  $p_u = A_1 \cdot p$

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

4- definizione del tratto iniziale della curva p-y

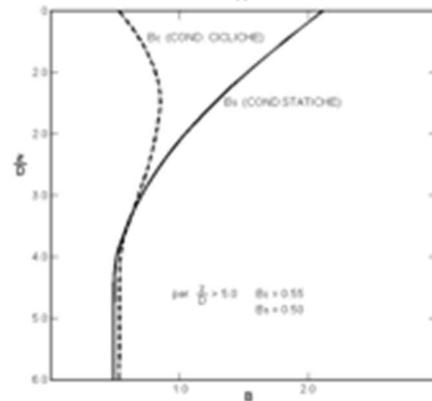
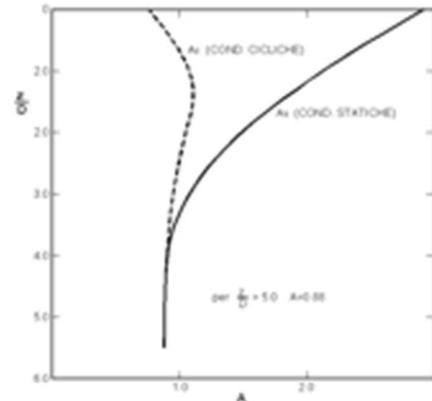
5- definizione del tratto parabolico della curva p-y

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

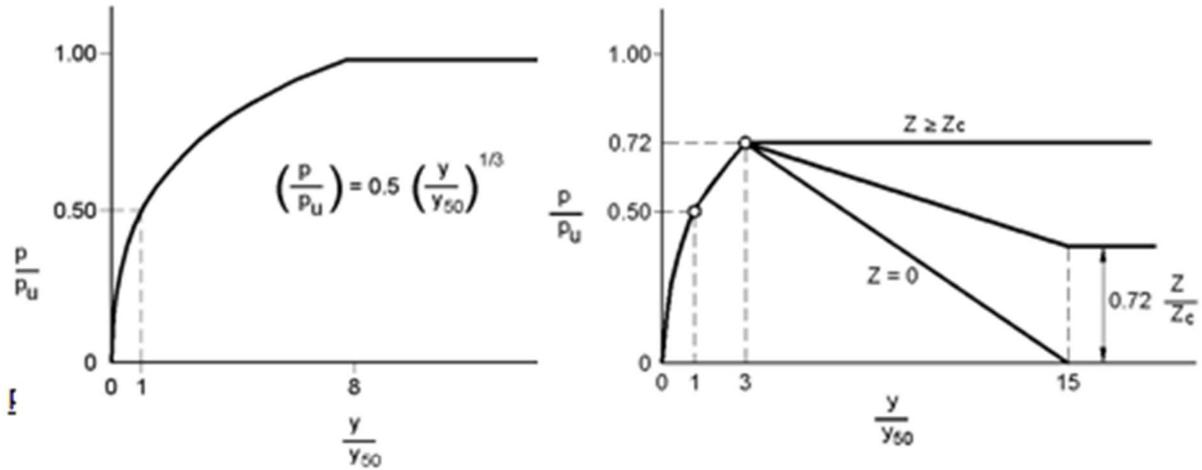
dove:

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

$$C = p_m / (y_{50})^{1/n}$$



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



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

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

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

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

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

dove:

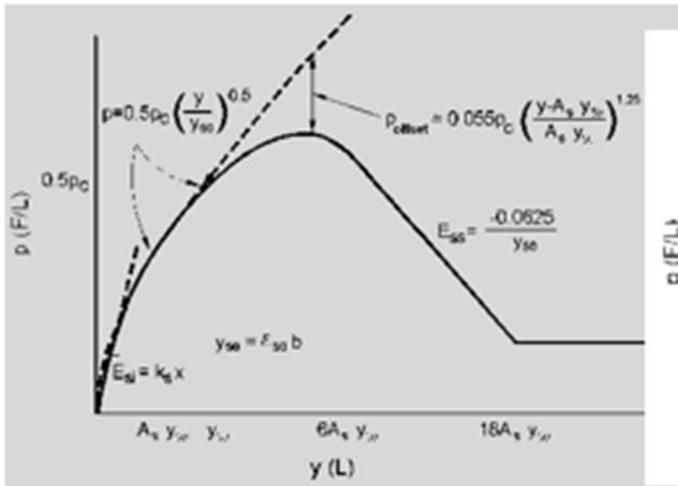
- $p_{u1}$  resistenza laterale unitaria ultima
- $\sigma^z$  pressione geostatica verticale efficace alla quota z
- $c_u$  coesione non drenata
- z profondità da p.c.
- D diametro del palo
- $\delta$  inclinazione del piano campagna rispetto all'orizzontale
- y spostamento orizzontale
- $y_{50}$  spostamento orizzontale per  $p=0.5 p_u$
- $\epsilon_{50}$  deformazione unitaria corrispondente ad una mobilitazione delle tensioni tangenziali pari al 50% della resistenza al taglio

per carichi ciclici

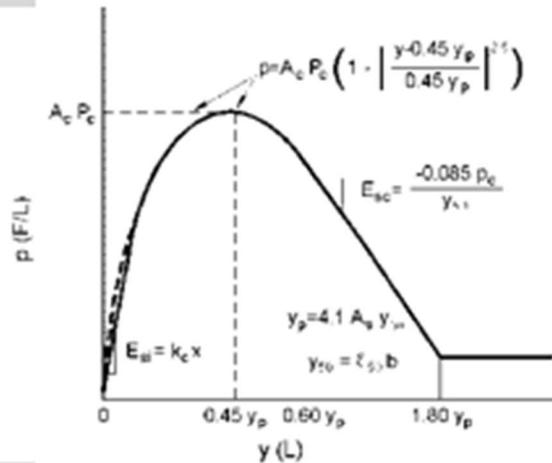
$$z_c = [6 c_u D] / [\gamma' D + 0.5 c_u] \alpha$$

$\gamma'$  = 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 a  
 la profondità  $z$

$c_u$  coesione non drenata

$D$  diametro del palo

$y$  spostamento orizzontale

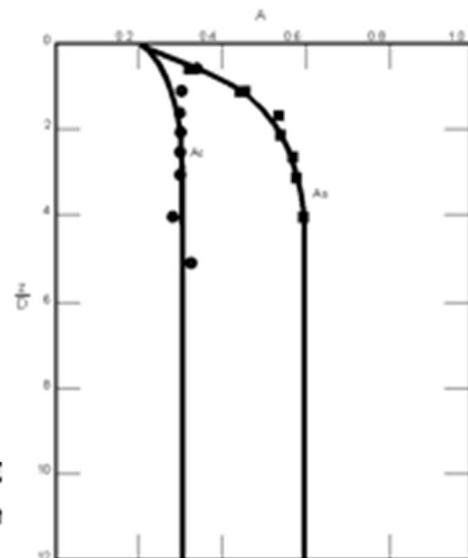
$y_{50} = 2.5 \epsilon_{50} D =$  spostamento orizzontale per  $p=c$

$\epsilon_{50}$  deformazione unitaria corrispondente ad una  $n$   
 pari al 50% della resistenza al taglio

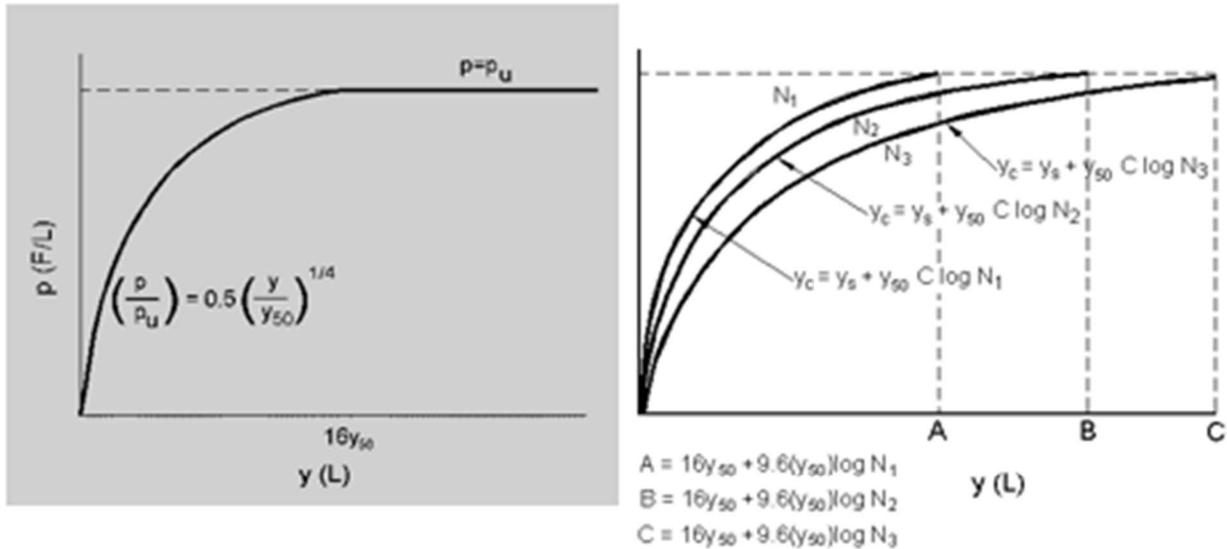
$K_s$  pendenza del tratto iniziale della curva carichi statici

$K_c$  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**

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

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

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

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

dove:

$Q_u$  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

$K_s$  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  $\delta_h$ -T, dove:

$\delta_h$  = spostamento orizzontale della testa del micropalo (considerato “assiale” per micropali sub-orizzontali con deviazione fino a  $15^\circ$ + $20^\circ$ );

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

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 ( $\delta_o$ ) ed una rotazione rigida ( $\theta_o$ ); 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:

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

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 ( $\delta_i$ ) e ad una rotazione della fondazione ( $\theta_i$ ). Per effetto di tali spostamenti, in corrispondenza del punto di applicazione dei tiranti, lo spostamento orizzontale della spalla risulterà pari a:

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

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 rigidità della fondazione.

Il punto di incontro tra le curve di rigidità della tirantatura, costituita da tiranti specificati ad interasse specificato, e la curva di rigidità 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.

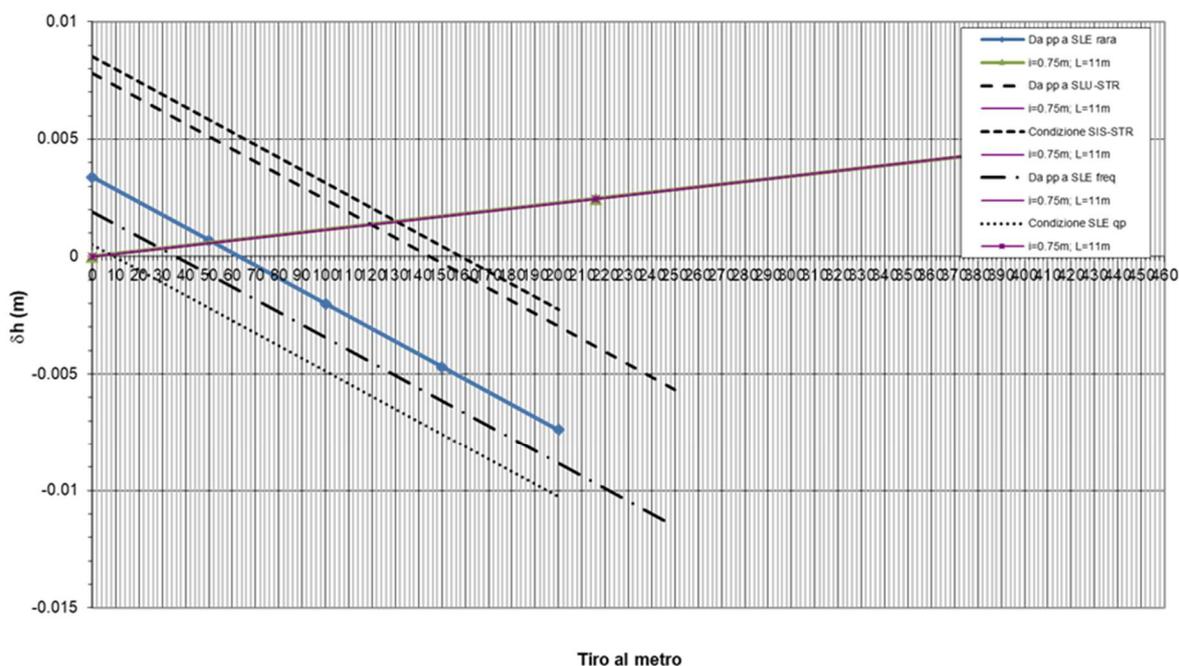


Figura 3-8. Esempio di curve caratteristiche tiranti passivi

### 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  $\alpha$  pari a 1.0);

$\phi_{\text{perf}}$  diametro nominale della perforazione;

$L$  lunghezza del bulbo di ancoraggio;

$\tau$  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:

$\xi_{a3}$  e  $\xi_{a4}$  sono desunti dalla 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 nella norma vigente ovvero la necessità di conferma sperimentale con prove di trazione in sito nelle fasi di progetto (campo prove) e di collaudo.

## 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 le convenzioni del software GROUP.

	DESCRIZIONE	COMBINAZIONE	Rx [kN]	Ry [kN]	Mz [kNm]
Massimizzazione compressione	no traffico	1	9464	5177	-11809
	traffico 1	2	11851	5177	-11905
	traffico 2a	3	11030	5272	-12447
	traffico 2a config 2	4	9726	5272	-12395
Massimizzazione trazione	no traffico	5	7371	5177	-12029
	traffico 1	6	9758	5177	-12124
	traffico 2a	7	8937	5272	-12667
	traffico 2a config 2	8	7633	5272	-12615
sisma	Traffico +	9	9049	8475	-26660
	Traffico -	10	6391	8082	-26048
Rara	no traffico	11	7369	3835	-8280
	traffico 1	12	9138	3835	-8351
	traffico 2a	13	8530	3905	-8753
	neve dominante	14	7564	3905	-8714
frequente	no traffico	15	7366	3635	-7545
	traffico 1	16	8527	3635	-7591
quasi permanente	no traffico	17	7366	3195	-5927
	traffico 1	18	7720	3195	-5941

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

### 4.2 MODELLO DI CALCOLO

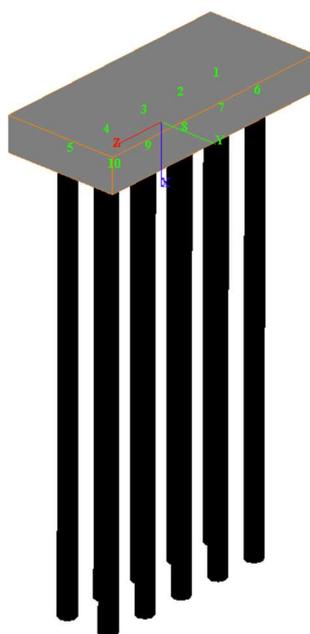


Figura 4-1. Modello di calcolo palificata: vista tridimensionale

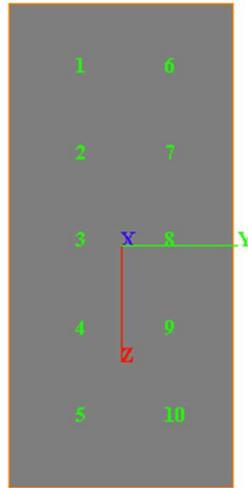


Figura 4-2. Modello di calcolo palificata: piano y-z

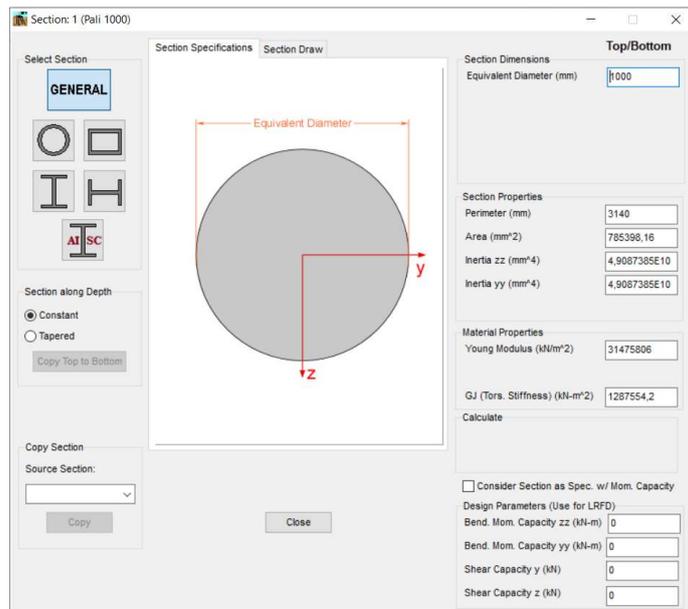


Figura 4-3. Caratteristiche geometriche e meccaniche sezione trasversale pali / micropali

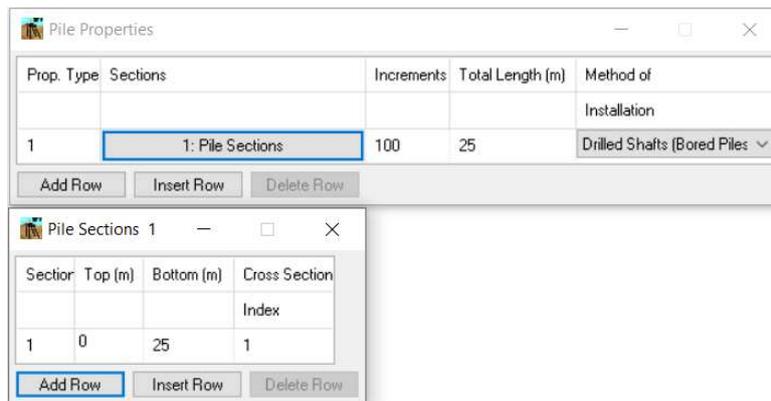
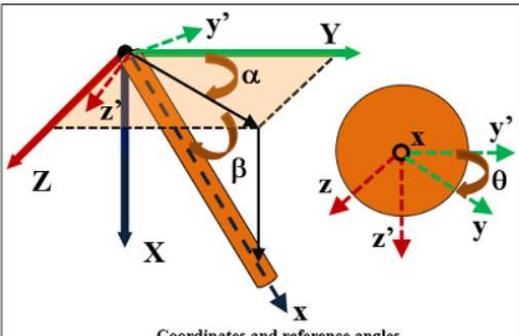


Figura 4-4. Parametri dei micropali in GROUP

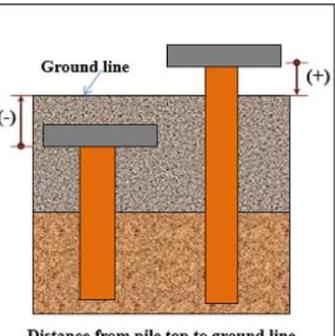
Pile #	Pile Head		Pile Prop. Type	Rotational Spring, (z-z) (kN-m/rad)	Rotational Spring, (y-y) (kN-m/rad)
	Connection (z-z)	Connection (y-y)			
1	Fixed	Fixed	1	0	0
2	Fixed	Fixed	1	0	0
3	Fixed	Fixed	1	0	0
4	Fixed	Fixed	1	0	0
5	Fixed	Fixed	1	0	0
6	Fixed	Fixed	1	0	0
7	Fixed	Fixed	1	0	0
8	Fixed	Fixed	1	0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

Pile #	Pile-Top Vertical	Pile-Top Horizontal		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 *** (m)
	X-Coordinates, (m)	Y-Coordinates, (m)	Z-Coordinates, (m)				
1	0	-1.2	-4.4	0	90	0	0
2	0	-1.2	-2.2	0	90	0	0
3	0	-1.2	0	0	90	0	0
4	0	-1.2	2.2	0	90	0	0
5	0	-1.2	4.4	0	90	0	0
6	0	1.2	-4.4	0	90	0	0
7	0	1.2	-2.2	0	90	0	0
8	0	1.2	0	0	90	0	0
9	0	1.2	2.2	0	90	0	0
10	0	1.2	4.4	0	90	0	0

\* 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



Coordinates and reference angles



Distance from pile top to ground line

Figura 4-5. Disposizione dei micropali in GROUP

Layer	Soil Type	Depth for Top of Soil Layer (m)	Depth for Bottom of Soil Layer (m)	Properties of Layer
1	Silt (cemented c-phi)	0	7	1: Cemented c-phi Soil
2	Silt (cemented c-phi)	7	10	2: Cemented c-phi Soil
3	Silt (cemented c-phi)	10	17	3: Cemented c-phi Soil
4	Sand (Reese)	17	25	4: Sand (Reese, et al.)

**Cemented c-phi Soil 1**

1=Top, 2=Bottom	Effective Unit Weight (kN/m <sup>3</sup> )	Undrained Cohesion, c (kN/m <sup>2</sup> )	Friction Angle (DEG.)	p-y Modulus, k (kN/m <sup>3</sup> )	Strain Factor E50	Ultimate Unit Side Friction (kN/m <sup>2</sup> )	Ultimate Unit Tip Resistance (kN/m <sup>2</sup> )
1	9	53,3	26	20000	0,007	32	499
2	9	73,1	26	20000	0,007	44	791

This p-y model requires non-zero values for both cohesion and friction angle.  
 A linear interpolation with depth will be used to compute values between the top and bottom of the layer.  
 Ultimate Unit Side Friction and Ultimate Unit Tip Resistance:  
 - The program uses Ultimate Unit Side Friction to generate t-z curves.  
 - The program uses Ultimate Unit Tip Resistance to generate q-w curves.  
 - Always check recommended values in Geotechnical Investigation Reports.  
 - Program will help to estimate values for Ultimate Unit Side Friction and Ultimate Unit Tip Resistance if zero input values are entered.

**Cemented c-phi Soil 2**

1=Top, 2=Bottom	Effective Unit Weight (kN/m <sup>3</sup> )	Undrained Cohesion, c (kN/m <sup>2</sup> )	Friction Angle (DEG.)	p-y Modulus, k (kN/m <sup>3</sup> )	Strain Factor E50	Ultimate Unit Side Friction (kN/m <sup>2</sup> )	Ultimate Unit Tip Resistance (kN/m <sup>2</sup> )
1	9	76,4	26	20000	0,007	31	840
2	9	83	26	20000	0,007	33	937

This p-y model requires non-zero values for both cohesion and friction angle.  
 A linear interpolation with depth will be used to compute values between the top and bottom of the layer.  
 Ultimate Unit Side Friction and Ultimate Unit Tip Resistance:  
 - The program uses Ultimate Unit Side Friction to generate t-z curves.  
 - The program uses Ultimate Unit Tip Resistance to generate q-w curves.  
 - Always check recommended values in Geotechnical Investigation Reports.  
 - Program will help to estimate values for Ultimate Unit Side Friction and Ultimate Unit Tip Resistance if zero input values are entered.

**Cemented c-phi Soil 3**

1=Top, 2=Bottom	Effective Unit Weight (kN/m <sup>3</sup> )	Undrained Cohesion, c (kN/m <sup>2</sup> )	Friction Angle (DEG.)	p-y Modulus, k (kN/m <sup>3</sup> )	Strain Factor E50	Ultimate Unit Side Friction (kN/m <sup>2</sup> )	Ultimate Unit Tip Resistance (kN/m <sup>2</sup> )
1	9	68	26	20000	0,007	41	821
2	9	74	26	20000	0,007	44	989

This p-y model requires non-zero values for both cohesion and friction angle.  
 A linear interpolation with depth will be used to compute values between the top and bottom of the layer.  
 Ultimate Unit Side Friction and Ultimate Unit Tip Resistance:  
 - The program uses Ultimate Unit Side Friction to generate t-z curves.  
 - The program uses Ultimate Unit Tip Resistance to generate q-w curves.  
 - Always check recommended values in Geotechnical Investigation Reports.  
 - Program will help to estimate values for Ultimate Unit Side Friction and Ultimate Unit Tip Resistance if zero input values are entered.

**Sand (Reese, et al.) 4**

1=Top, 2=Bottom	Effective Unit Weight (kN/m <sup>3</sup> )	Friction Angle, (DEG.)	p-y Modulus, k (kN/m <sup>3</sup> )	Ultimate Unit Side Friction (kN/m <sup>2</sup> )	Ultimate Unit Tip Resistance (kN/m <sup>2</sup> )
1	10	38	50000	89	4000
2	10	38	50000	127	4000

A linear interpolation with depth will be used to compute values between the top and bottom of the layer.  
 p-y Modulus, k:  
 - Always check recommended value in Geotechnical Investigation Reports.  
 - Program will help to estimate value for p-y Modulus, k, if zero input value is entered.  
 Ultimate Unit Side Friction and Ultimate Unit Tip Resistance:  
 - The program uses Ultimate Unit Side Friction to generate t-z curves.  
 - The program uses Ultimate Unit Tip Resistance to generate q-w curves.  
 - Always check recommended values in Geotechnical Investigation Reports.  
 - Program will help to estimate values for Ultimate Unit Side Friction and Ultimate Unit Tip Resistance if zero input values are entered.

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.

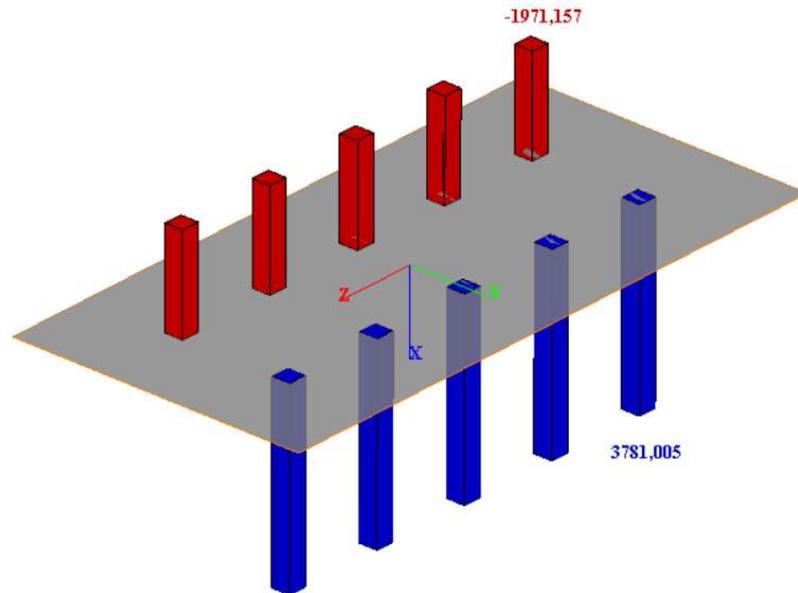


Figura 4-7. Massima sollecitazione assiale di compressione (Combinazione 9)

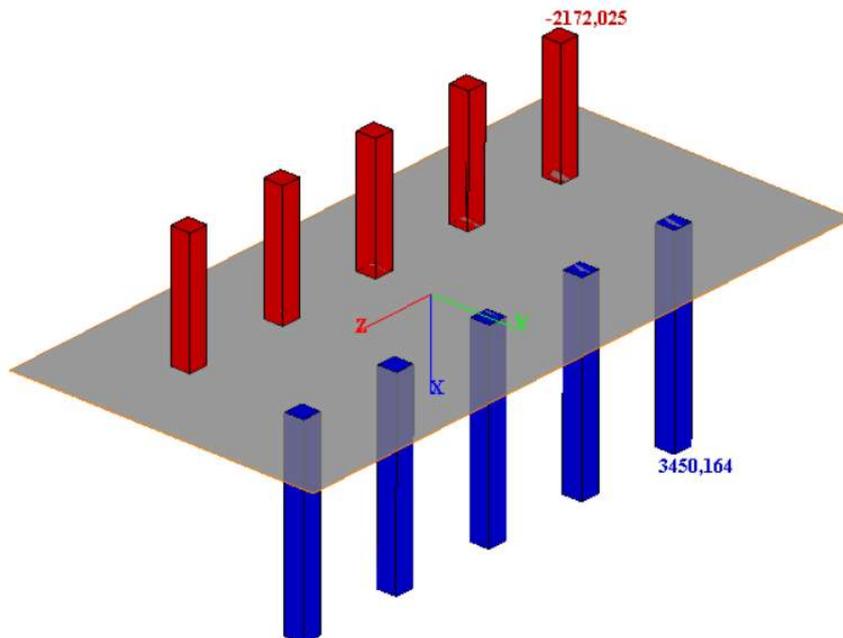


Figura 4-8. Massima sollecitazione assiale di trazione (Combinazione 10)

4.3.2 Verifica geotecnica

Stratigrafia Terreno					
Strato	Q <sub>INIZIALE</sub> (m)	Q <sub>FINALE</sub> (m)	Descrizione	sigla	N <sub>SPT</sub>
A	0	10	Limo Argilloso	A	0
A'	10	17	Limo Argilloso	A'	0
B	17	30	Ghiaia e Sabbia	B	0
		0		B	

*N.B.: La quota iniziale 0 coincide con la quota della Testa Pali./Micropali*

Figura 4-9. Riepilogo Stratigrafia per verifica carico limite

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 =	25.0	m		5		
L Bulbo =	25.0	m				
Caratteristiche Terreno						
γ =	19.0	kN/m <sup>3</sup>		LIMO ARGILLOSO A, A', A''		
φ =	26.0	°				
γ =	20.0	kN/m <sup>3</sup>		GHIAIA E SABBIA B		
φ =	38	°				
Azioni di Calcolo						
N <sub>Ed</sub> Compressione =	3781	kN				
N <sub>Ed</sub> Trazione =	2172	kN				
Resistenza di Calcolo						
N <sub>Rd</sub> Compressione =	4330	kN				
N <sub>Rd</sub> Trazione =	2141	kN				
Esito della Verifica						
N <sub>Rd</sub> > N <sub>Ed</sub>						
N <sub>Rd</sub>		N <sub>Ed</sub>				
4330	>	4079				
2141	>	1874				
La Verifica Risulta Soddisfatta						

Figura 4-10. Verifica a Capacità portante dei Pali/Micropali



## 4.4 ANALISI STRUTTURALE

### 4.4.1 Sollecitazioni di calcolo

I seguenti grafici riportano le massime azioni di taglio e flettenti agenti sulla testa del palo.

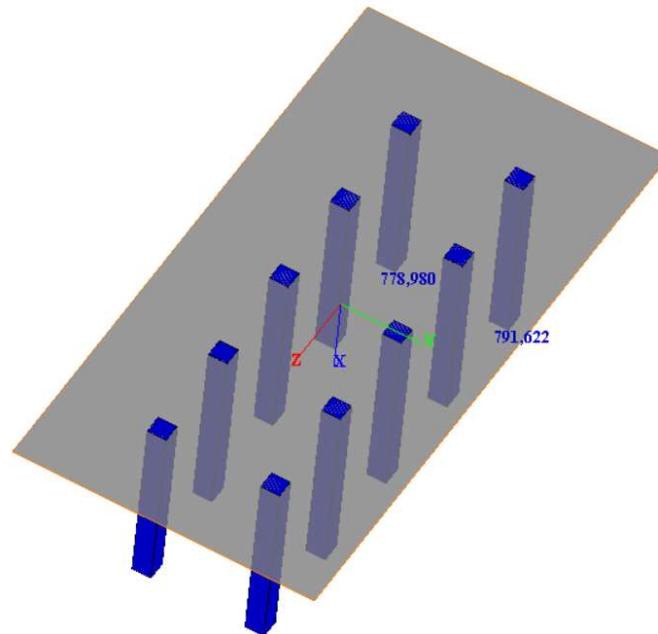


Figura 4-12. Massima sollecitazione flessionale (Combinazione 9)

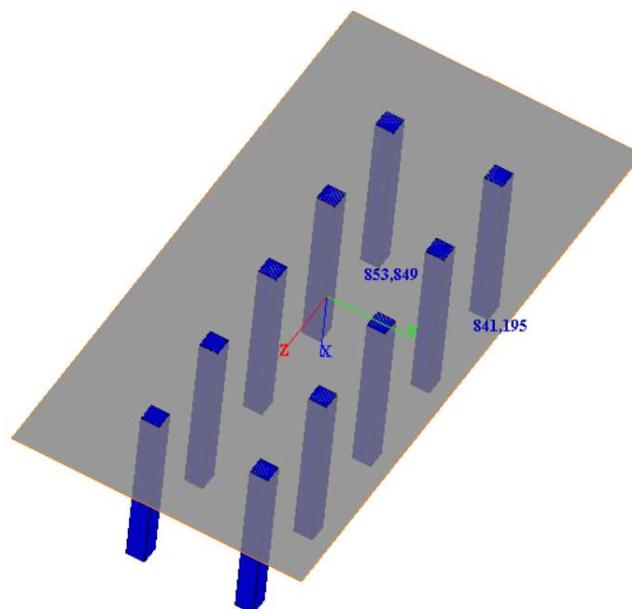


Figura 4-13. Massima sollecitazione di taglio (Combinazione 9)

### 4.4.2 Verifica strutturale

Il palo oggetto di verifica ha le seguenti caratteristiche:

- Lunghezza dei pali:  $L = 25 \text{ m};$
- Diametro:  $\phi 1000;$
- Armatura a Flessione:  $28 \phi 26;$
- Armatura a Taglio: Spirale  $\phi 12/15.$

#### Verifica a Flessione

Si riporta la verifica per la combinazione più gravosa, la combinazione 9.

**Verifica C.A. S.L.U. - File: 86T Palo**

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

**Titolo :** \_\_\_\_\_

**Sezione circolare cava**

Raggio esterno: 50 [cm]  
 Raggio interno: 0 [cm]  
 N° barre uguali: 28  
 Diametro barre: 2,6 [cm]  
 Copriferro (baric.): 9 [cm]

N° barre: 0 Zoom

**Tipo Sezione**

Rettan.re  Trapezi  
 a T  Circolare  
 Rettangoli  Coord.

**Sollecitazioni**

S.L.U.  Metodo n

N<sub>Ed</sub>: -2172 [kN]  
 M<sub>xEd</sub>: 1108 [kNm]  
 M<sub>yEd</sub>: 0 [kNm]

**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

L<sub>0</sub>: 0 cm Col. modello

Precompresso

**Materiali**

B450C C25/30

ε<sub>su</sub>: 67,5 ‰ ε<sub>c2</sub>: 2 ‰  
 f<sub>yd</sub>: 391,3 N/mm<sup>2</sup> ε<sub>cu</sub>: 3,5 ‰  
 E<sub>s</sub>: 200.000 N/mm<sup>2</sup> f<sub>cd</sub>: 14,17 ‰  
 E<sub>s</sub>/E<sub>c</sub>: 15 f<sub>cc</sub>/f<sub>cd</sub>: 0,8  
 ε<sub>syd</sub>: 1,957 ‰ σ<sub>c,adm</sub>: 9,75  
 σ<sub>s,adm</sub>: 255 N/mm<sup>2</sup> τ<sub>co</sub>: 0,6  
 τ<sub>c1</sub>: 1,829

M<sub>xRd</sub>: 1,377 kN m

σ<sub>c</sub>: -14,17 N/mm<sup>2</sup>  
 σ<sub>s</sub>: 391,3 N/mm<sup>2</sup>  
 ε<sub>c</sub>: 3,5 ‰  
 ε<sub>s</sub>: 12,97 ‰  
 d: 91 cm  
 x: 19,34 x/d: 0,2125  
 δ: 0,7056

Figura 4-14. Verifica Flessionale

**Verifica a Taglio**

Si riporta la verifica per la combinazione più gravosa, la combinazione 9.

METODO DI CLARKE & BIRJANDI			
r	500	mm	raggio sezione circolare
c	65	mm	copriferro
$r_s = r - c$	435	mm	raggio sezione circolare confinata
sen $\alpha$	0.554	-	$\text{sen } \alpha = (2r_s) / (\pi r)$
$\alpha$	0.587	rad	
$A_{\text{tot}}$	785398.2	mm <sup>2</sup>	Area totale della sezione circolare
A	654734	mm <sup>2</sup>	area della sezione rettangolare equivalente $A = r^2(\pi/2 + \alpha + \text{sen } \alpha \cos \alpha)$
PARAMETRI DELLA SEZIONE RETTANGOLARE EQUIVALENTE			
b	843	mm	larghezza equivalente $b = A/d$
h	932	mm	altezza equivalente $h = A_{\text{tot}}/b$
d	777	mm	altezza utile equivalente $d = r(1 + \text{sen } \alpha)$

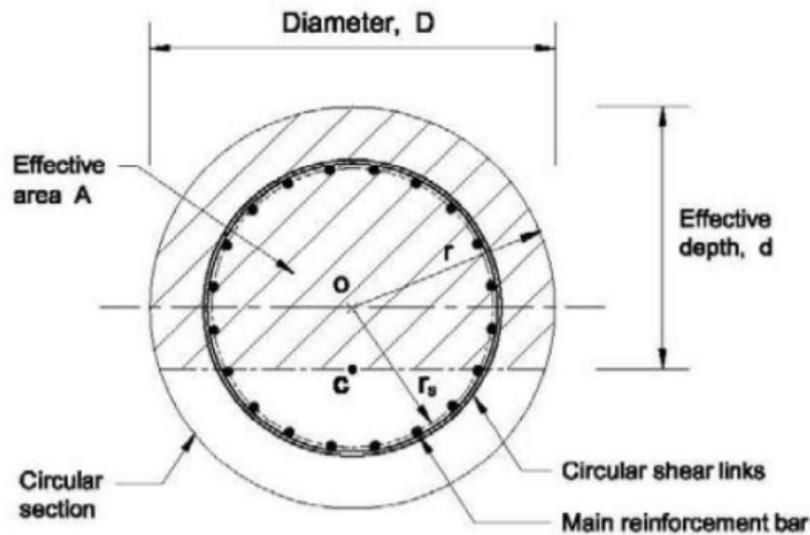


Figura 4-15. Metodo di Clarke e Birjandi - calcolo sezione rettangolare equivalente.

<b>NTC 2018</b>			
<b>4.1.2.3.5.2 - Elementi con armature trasversali resistenti a taglio</b>			
$R_{ck}$ [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] =	777	Altezza utile della sezione	
$b_w$ [mm] =	843	Larghezza della membratura resistente a taglio	
$\alpha_c$ =	1	1 per N=0	
$\alpha$ =	90	inclinazione armatura	1.57079633
$\theta$ =	21.8	inclinazione fessura	0.38048178
$\cotg\alpha$ =	6.1257E-17		
$\cotg\theta$ =	2.50	tra 1 e 2.5	
$V_{Rcd}$ [kN] =	1439.21	Resistenza a compressione bielle = $0.9 b_w d \alpha_c f'_{cd} (\cotg\alpha + \cotg\theta) / (1 + \cotg2\theta)$	
<i>Verifica dell'acciaio</i>			
$A_{sw}$ [mmq] =	226.19	Ø12 2br	area staffe
$s$ [mm] =	150	passo staffe	
$V_{Rsd}$ [kN] =	1031.58	Resistenza armature = $0.9 d f_{ywd} A_{sw}/s (\cot\alpha + \cotg\theta) \sin\alpha$	
$V_{Rd}$ [kN] =	1031.58	Min. tra $V_{Rcd}$ e $V_{Rsd}$	
$V_{Sdu}$ [kN] =	854.00	Sollecitazione di progetto SLU	
<b>Verificato</b>			

Figura 4-16. Verifica a Taglio

La tabella seguente riepiloga i risultati delle verifiche sezionali condotte sul palo.

<b>Pali di fondazione</b>						
<i>Caratteristiche meccaniche dei materiali</i>						
Calcestruzzo	<b>C32/40</b>	$R_{ck} =$	<b>30</b>	N/mm <sup>2</sup>	$f_{ck} =$	25 N/mm <sup>2</sup>
$\gamma_c =$	1.5	$\alpha_{cc} =$	0.85		$f_{cd} =$	14.17 N/mm <sup>2</sup>
		$E_c =$	31476	N/mm <sup>2</sup>	$f_{ctm} =$	2.56 N/mm <sup>2</sup>
Acciaio	<b>B450C</b>	$E_s =$	200000	N/mm <sup>2</sup>	$f_{yk} =$	<b>450</b> N/mm <sup>2</sup>
$\gamma_s =$	1.15	$\varepsilon'_{se} =$	1.96		$f_{yd} =$	391.30 N/mm <sup>2</sup>
<i>Caratteristiche geometriche della sezione</i>						
R =	<b>500</b>	mm		n.	$\varnothing$ (mm)	$A_s$ (mm <sup>2</sup> )
c =	<b>65</b>	mm coprifer.		<b>28</b>	<b>26</b>	14866
						-
$N_{Ed}$ positivo di compressione					$\Sigma$	14866 mm <sup>2</sup>
$M_{Ed}$ positivo se tende le fibre inferiori della sezione y distanza dell'armatura dal lembo superiore						
<i>Verifiche agli Stati Limite Ultimi</i>						
<i>Flessione</i>						
Combinazione	posizione rispetto testa palo	$N_{Ed}$ [kN]	$M_{Ed}$ [kNm]	$V_{Ed}$ [kN]	$M_{Rd}$ [kNm]	$\frac{M_{Ed}}{M_{Rd}}$
SLU-9	4m	-2172.00	1108.00	854.00	1377.00	<b>1.24</b>
<i>Taglio</i>						
$\phi_{staffe} =$	12	mm	$\alpha =$	90	° inclinazione staffa	
$n_b =$	2	n° braccia	$s =$	150	mm passo	
Combinazione	posizione rispetto testa palo	$V_{Rd,0}$ [kN]	$V_{Rd,s}$ [kN]	$V_{Rd,c}$ [kN]	$V_{Rd}$ [kN]	$\frac{V_{Ed}}{V_{Rd}}$
SLU-9	0m	361.25	1031.58	1439.21	1031.58	<b>1.21</b>
<i>Verifiche agli Stati Limite Esercizio</i>						
Comb. Rara		$\sigma_{c,max} =$	15.00	N/mm <sup>2</sup>		
		$\sigma_{s,max} =$	360.00	N/mm <sup>2</sup>		
Comb. Quasi Permanente		$\sigma_{c,max} =$	11.25	N/mm <sup>2</sup>		
Combinazione	posizione rispetto testa palo	$N_{Ed}$ [kN]	$M_{Ed}$ [kNm]	$\sigma_c$ [MPa]	$\sigma_s$ [MPa]	
RARA-14	4m	-370.00	415.00	<b>4.42</b>	<b>141.60</b>	
QP-17	4m	-107.00	324.00	<b>3.57</b>	<b>96.61</b>	
<i>Verifiche agli Stati Limite Esercizio - Fessurazione</i>						
La verifica dell'ampiezza di fessurazione è condotta senza calcolo diretto, secondo quanto specificato al cap.4.1.2.2.4.5 delle NTC2018. Si fa riferimento a quanto prescritto nelle tabelle C.4.II e C.4.III della Circolare Esplicativa.						
Condizioni ambientali	<b>Ordinarie</b>		armatura	poco sensibile		
Comb. Frequente		$w_{lim} =$	<b>0.4</b>	mm		
		$\sigma_s =$	<b>220</b>	N/mm <sup>2</sup>		
Combinazione	posizione rispetto testa palo	$N_{Ed}$ [kN]	$M_{Ed}$ [kNm]	$\sigma_c$ [MPa]	$\sigma_s$ [MPa]	
FREQ-15	4m	-276.00	379.00	<b>4.08</b>	<b>124.60</b>	
Comb. Quasi permanente		$w_{lim} =$	<b>0.3</b>	mm		
		$\sigma_s =$	<b>194</b>	N/mm <sup>2</sup>		
Combinazione	posizione rispetto testa palo	$N_{Ed}$ [kN]	$M_{Ed}$ [kNm]	$\sigma_c$ [MPa]	$\sigma_s$ [MPa]	
QP-17	4m	-107.00	324.00	<b>3.57</b>	<b>96.61</b>	

## 5 MURO D'ALA

### 5.1 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.

	DESCRIZIONE	COMBINAZIONE	Rx [kN]	Ry [kN]	Mz [kNm]
Fondamentale VENTO DOM.	STR_1	1	3867	-2671	5634
	STR_2	2	4625	-2671	5735
	STR_3	3	5269	-2671	4882
Fondamentale TRAFFICO DOM.	STR_4	4	3867	-2843	6256
	STR_5	5	4625	-2843	6357
	STR_6	6	5349	-2843	5397
Eccezionali	ECC_1	7	3867	-1750	2898
	ECC_2	8	3910	-1750	2841
Rara VENTO DOM.	SLE_1_RARA	9	3867	-2002	3810
	SLE_2_RARA	10	4028	-2002	3597
Rara TRAFFICO DOM.	SLE_3_RARA	11	3867	-2116	4225
	SLE_4_RARA	12	4082	-2116	3940
Freq. VENTO DOM.	SLE_1_FREQ.	13	3867	-1750	2898
	SLE_2_FREQ.	14	3910	-1750	2841
Freq. TRAFFICO DOM.	SLE_3_FREQ.	15	3867	-2002	3810
	SLE_4_FREQ.	16	4028	-2002	3597
Q-P	SLE_1_QP	17	3867	-1750	2898
	SLE_2_QP	18	3910	-1750	2841
Sismica	SISM_1	19	3201	-3934	10768
	SISM_2	20	3244	-3934	10711
	SISM_3	21	4533	-4155	11073
	SISM_4	22	4576	-4155	11017

Tabella 5-1. Sollecitazioni di calcolo risultanti nel baricentro della palificata

## 5.2 MODELLO DI CALCOLO

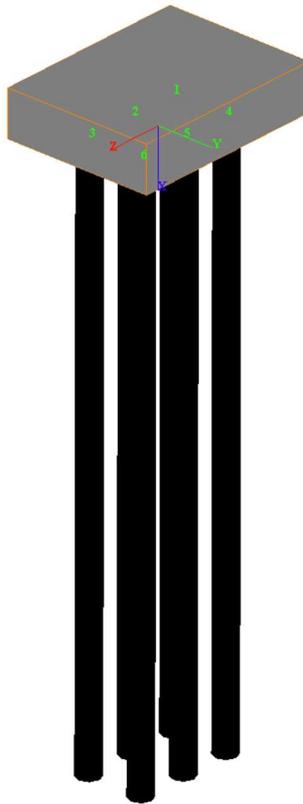


Figura 5-1. Modello di calcolo palificata: vista tridimensionale

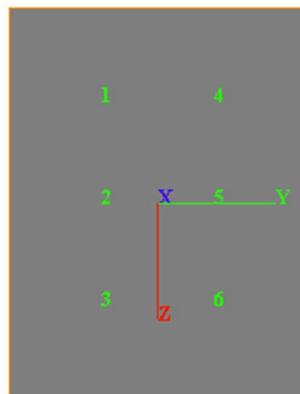


Figura 5-2. Modello di calcolo palificata: piano y-z

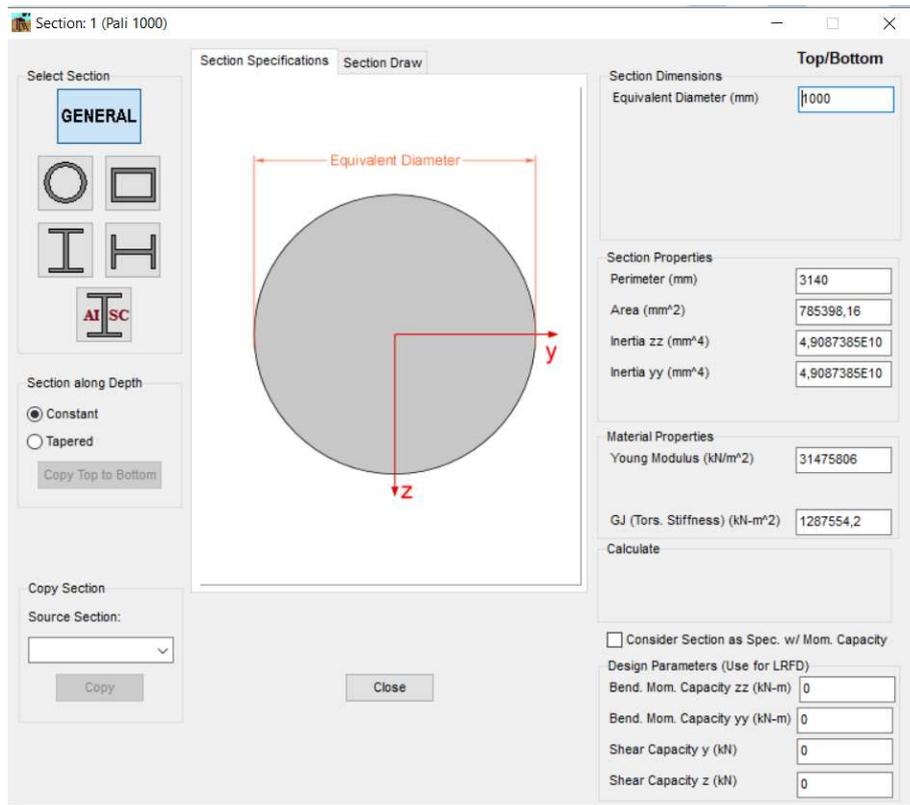


Figura 5-3. Caratteristiche geometriche e meccaniche sezione trasversale pali / micropali

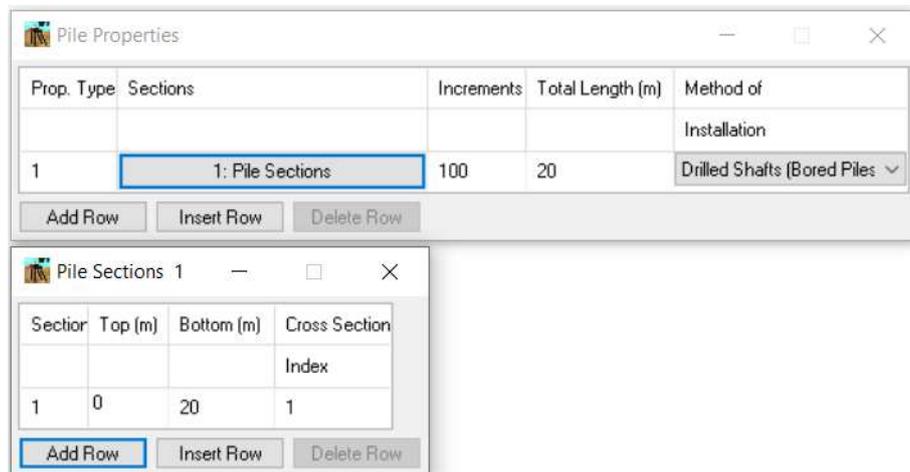


Figura 5-4. Parametri dei micropali in GROUP

Pile #	Pile Head Connection (z-z)	Pile Head Connection (y-y)	Pile Prop. Type	Rotational Spring (z-z) (kN-m/rad)	Rotational Spring (y-y) (kN-m/rad)
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

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	-1,2	-2,2	0	90	0	0
2	0	-1,2	0	0	90	0	0
3	0	-1,2	2,2	0	90	0	0
4	0	1,2	-2,2	0	90	0	0
5	0	1,2	0	0	90	0	0
6	0	1,2	2,2	0	90	0	0

\* 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

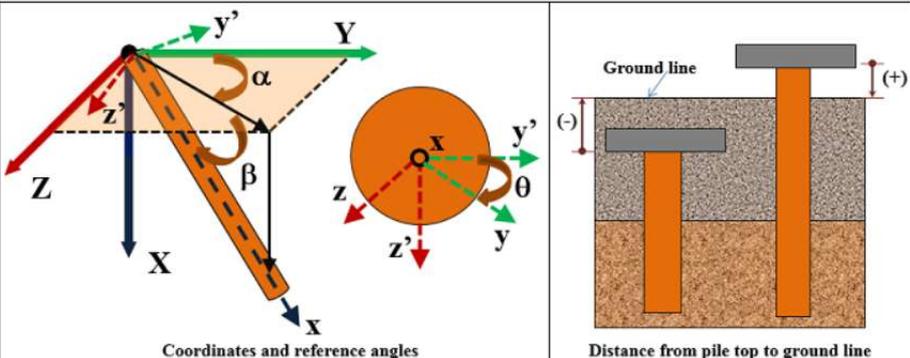


Figura 5-5. Disposizione dei micropali in GROUP

Layer	Soil Type	Depth for Top of Soil Layer (m)	Depth for Bottom of Soil Layer (m)	Properties of Layer
1	Silt (cemented c-phi)	0	7	1: Cemented c-phi Soil
2	Silt (cemented c-phi)	7	10	2: Cemented c-phi Soil
3	Silt (cemented c-phi)	10	17	3: Cemented c-phi Soil
4	Sand (Reese)	17	25	4: Sand (Reese, et al.)

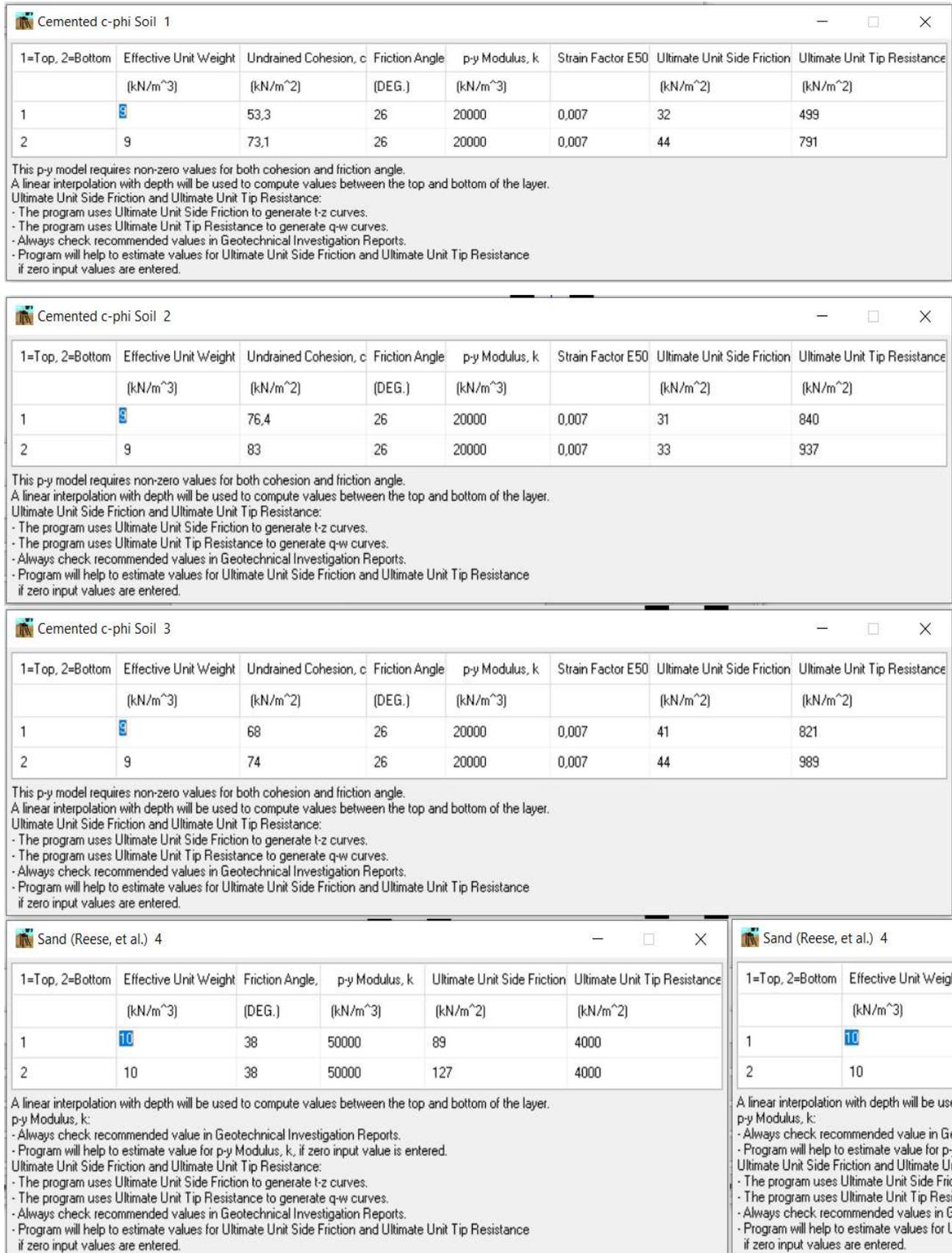


Figura 5-6. Caratteristiche meccaniche terreno

### 5.3 ANALISI GEOTECNICA

#### 5.3.1 Sollecitazioni di calcolo

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

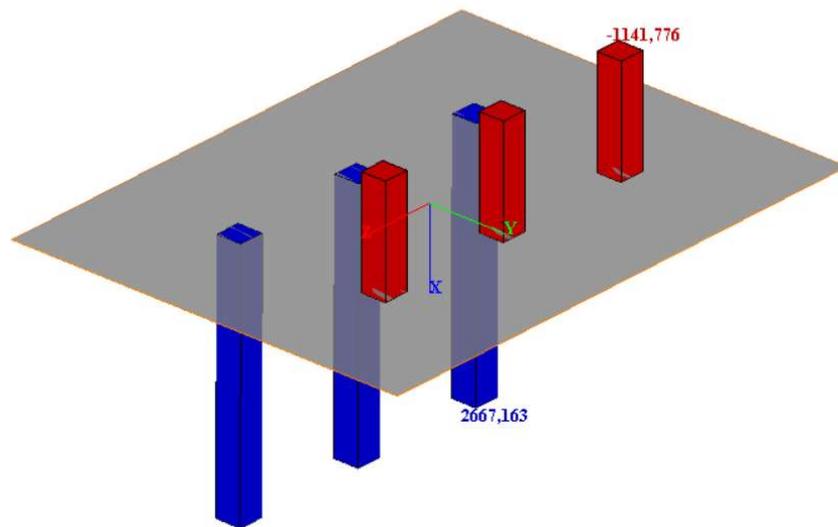


Figura 5-7. Massima sollecitazione assiale di compressione (Combinazione 22)

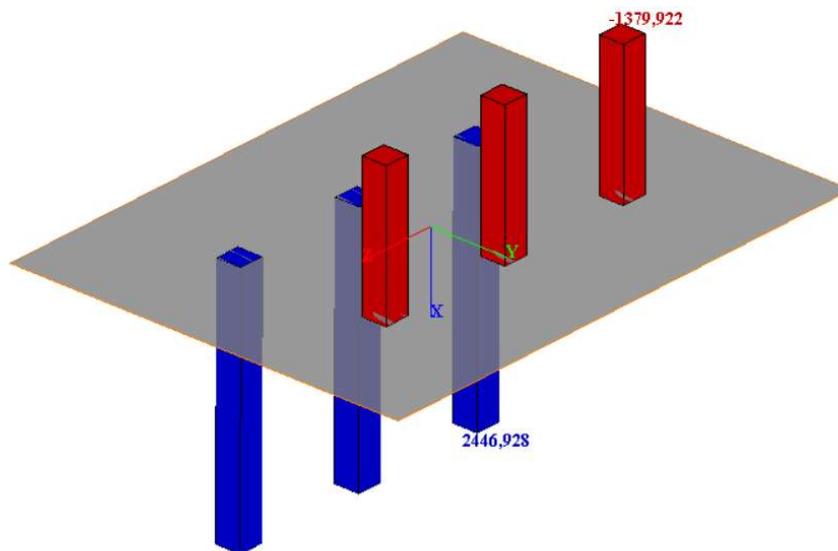


Figura 5-8. Massima sollecitazione assiale di trazione (Combinazione 19)

5.3.2 Verifica geotecnica

Stratigrafia Terreno					
Strato	Q <sub>INIZIALE</sub> (m)	Q <sub>FINALE</sub> (m)	Descrizione	sigla	N <sub>SPT</sub>
A	0	10	Limo Argilloso	A	0
A'	10	17	Limo Argilloso	A'	0
B	17	30	Ghiaia e Sabbia	B	0
		0		B	

*N.B.: La quota iniziale 0 coincide con la quota della Testa Pali./Micropali*

Figura 5-9. Riepilogo Stratigrafia per verifica carico limite

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
<b>Caratteristiche Pali/ Micropali</b>					
D Perforazione =	1.00 m		Numero di Verticali Indagate		
L Perforazione =	20.0 m		5		
L Bulbo =	20.0 m				
<b>Caratteristiche Terreno</b>					
γ =	19.0	kN/m <sup>3</sup>	LIMO ARGILLOSO A, A', A''		
φ =	26.0	°			
γ =	20.0	kN/m <sup>3</sup>	GHIAIA E SABBIA B		
φ =	38	°			
<b>Azioni di Calcolo</b>					
N <sub>Ed</sub> Compressione =	2667	kN			
N <sub>Ed</sub> Trazione =	1380	kN			
<b>Resistenza di Calcolo</b>					
N <sub>Rd</sub> Compressione =	3269	kN			
N <sub>Rd</sub> Trazione =	1444	kN			
<b>Esito della Verifica</b>					
N <sub>Rd</sub> > N <sub>Ed</sub>					
N <sub>Rd</sub>		N <sub>Ed</sub>			
3269	>	2906			
1444	>	1141			
La Verifica Risulta Soddisfatta					

Figura 5-10. Verifica a Capacità portante dei Pali/Micropali



## 5.4 ANALISI STRUTTURALE

### 5.4.1 Sollecitazioni di calcolo

I seguenti grafici riportano le massime azioni di taglio e flettenti agenti sulla testa del palo.

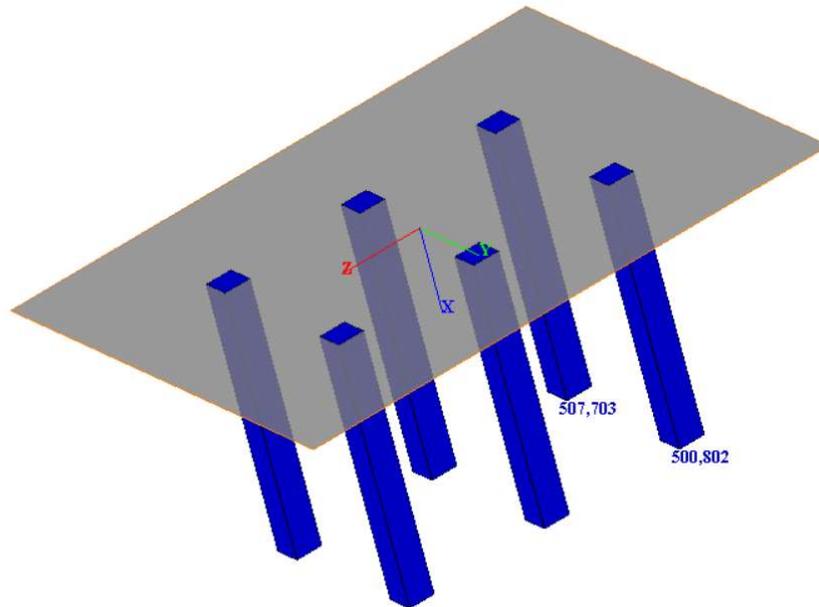


Figura 5-12. Massima sollecitazione flessionale (Combinazione 20)

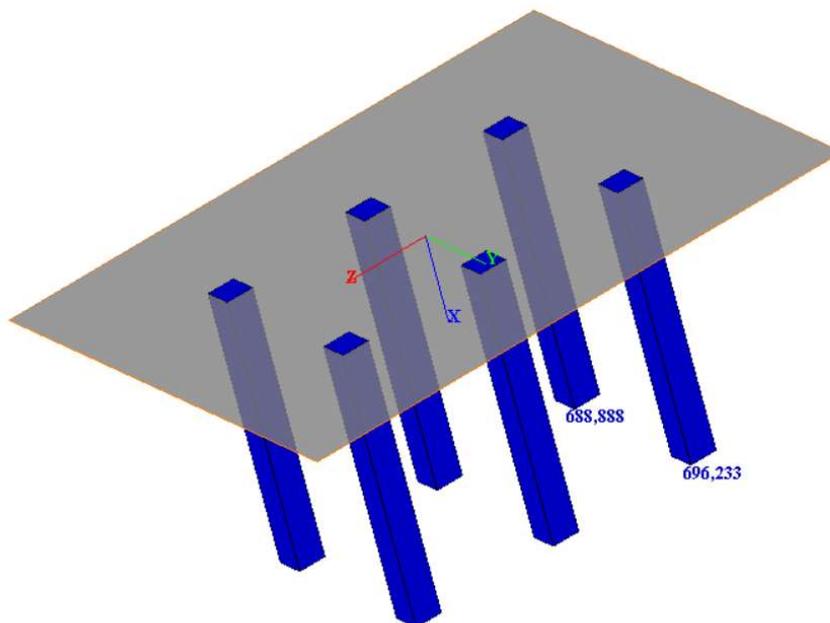


Figura 5-13. Massima sollecitazione di taglio (Combinazione 22)

### 5.4.2 Verifica strutturale

Il palo oggetto di verifica ha le seguenti caratteristiche:

- Lunghezza dei pali:  $L = 20$  m;
- Diametro:  $\phi 1000$ ;
- Armatura a Flessione:  $28 \phi 22$ ;
- Armatura a Taglio: Spirale  $\phi 12/15$ .

#### Verifica a Flessione

Si riporta la verifica per la combinazione più gravosa, la combinazione 20.

**Verifica C.A. S.L.U. - File: 86T Palo**

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

**Titolo:** Muro d'Ala

**Sezione circolare cava**

- Raggio esterno: 50 [cm]
- Raggio interno: 0 [cm]
- N° barre uguali: 28
- Diametro barre: 2,2 [cm]
- Copifero (baric.): 8,8 [cm]

**N° barre:** 0 **Zoom**

**Tipo Sezione**

- Rettan.re
- Trapezi
- a T
- Circolare
- Rettangoli
- Coord.

**Sollecitazioni**

S.L.U.  Metodo n

$N_{Ed}$	-1380	0	kN
$M_{xEd}$	886	0	kNm
$M_{yEd}$	0	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

**Materiali**

B450C		C25/30	
$\epsilon_{su}$	67,5 ‰	$\epsilon_{c2}$	2 ‰
$f_{yd}$	391,3 N/mm <sup>2</sup>	$\epsilon_{cu}$	3,5 ‰
$E_s$	200.000 N/mm <sup>2</sup>	$f_{cd}$	14,17
$E_s/E_c$	15	$f_{cc}/f_{cd}$	0,8
$\epsilon_{syd}$	1,957 ‰	$\sigma_{c,adm}$	9,75
$\sigma_{s,adm}$	255 N/mm <sup>2</sup>	$\tau_{co}$	0,6
		$\tau_{c1}$	1,829

**Calcoli:**

- $M_{xRd}$  1,070 kNm
- $\sigma_c$  -14,17 N/mm<sup>2</sup>
- $\sigma_s$  391,3 N/mm<sup>2</sup>
- $\epsilon_c$  3,5 ‰
- $\epsilon_s$  13,79 ‰
- $d$  91,2 cm
- $x$  18,46  $x/d$  0,2024
- $\delta$  0,7

**Vertici:** 52 **N° rett.** 100

**Calcola MRd** **Dominio M-N**

$L_0$  0 cm **Col. modello**

Precompresso

Figura 5-14. Verifica Flessionale

**Verifica a Taglio**

Si riporta la verifica per la combinazione più gravosa, la combinazione 22.

METODO DI CLARKE & BIRJANDI			
r	500	mm	raggio sezione circolare
c	65	mm	copriferro
$r_s = r - c$	435	mm	raggio sezione circolare confinata
sen $\alpha$	0.554	-	$\text{sen } \alpha = (2r_s) / (\pi r)$
$\alpha$	0.587	rad	
$A_{\text{tot}}$	785398.2	mm <sup>2</sup>	Area totale della sezione circolare
A	654734	mm <sup>2</sup>	area della sezione rettangolare equivalente $A = r^2(\pi/2 + \alpha + \text{sen } \alpha \cos \alpha)$
PARAMETRI DELLA SEZIONE RETTANGOLARE EQUIVALENTE			
b	843	mm	larghezza equivalente $b = A/d$
h	932	mm	altezza equivalente $h = A_{\text{tot}}/b$
d	777	mm	altezza utile equivalente $d = r(1 + \text{sen } \alpha)$

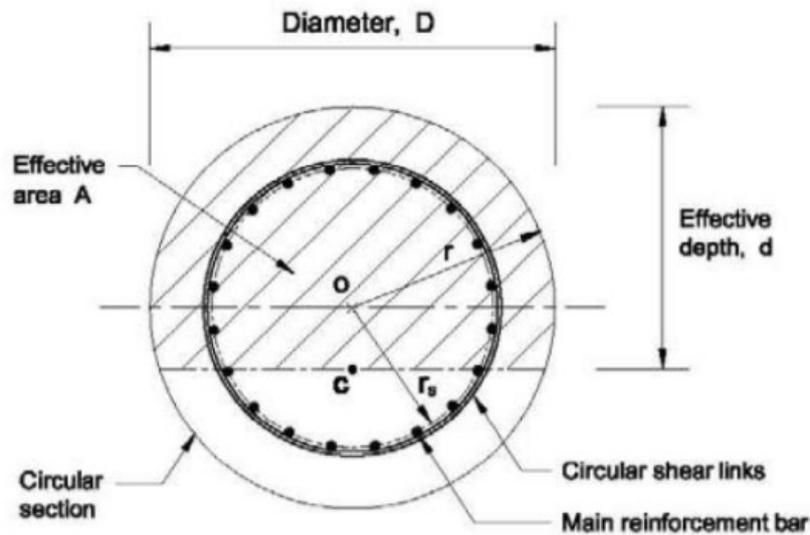


Figura 5-15. Metodo di Clarke e Birjandi - calcolo sezione rettangolare equivalente.

NTC 2018			
<b>4.1.2.3.5.2 - Elementi con armature trasversali resistenti a taglio</b>			
$R_{ck}$ [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] =	777	Altezza utile della sezione	
$b_w$ [mm] =	843	Larghezza della membratura resistente a taglio	
$\alpha_c$ =	1	1 per N=0	
$\alpha$ =	90	inclinazione armatura	1.57079633
$\theta$ =	21.8	inclinazione fessura	0.38048178
$\cotg\alpha$ =	6.1257E-17		
$\cotg\theta$ =	2.50	tra 1 e 2.5	
$V_{Rcd}$ [kN] =	1439.21	Resistenza a compressione bielle =0.9 $b_w d \alpha_c f'_{cd} (\cotg\alpha + \cotg\theta) / (1 + \cotg2\theta)$	
<i>Verifica dell'acciaio</i>			
$A_{sw}$ [mmq] =	226.19	Ø12 2br	area staffe
s [mm] =	150		passo staffe
$V_{Rsd}$ [kN] =	1031.58	Resistenza armature = 0.9 d $f_{ywd} A_{sw}/s (\cot\alpha + \cotg\theta) \sin\alpha$	
$V_{Rd}$ [kN] =	1031.58	Min. tra $V_{Rcd}$ e $V_{Rsd}$	
$V_{Sdu}$ [kN] =	689.00	Sollecitazione di progetto SLU	
<b>Verificato</b>			

Figura 5-16. Verifica a Taglio

La tabella seguente riepiloga i risultati delle verifiche sezionali condotte sul palo.

<b>Pali di fondazione</b>						
<i>Caratteristiche meccaniche dei materiali</i>						
Calcestruzzo	C32/40	$R_{ck} =$	30	N/mm <sup>2</sup>	$f_{ck} =$	25 N/mm <sup>2</sup>
$\gamma_c =$	1.5	$\alpha_{cc} =$	0.85		$f_{cd} =$	14.17 N/mm <sup>2</sup>
		$E_c =$	31476	N/mm <sup>2</sup>	$f_{ctm} =$	2.56 N/mm <sup>2</sup>
Acciaio	B450C	$E_s =$	200000	N/mm <sup>2</sup>	$f_{yk} =$	450 N/mm <sup>2</sup>
$\gamma_s =$	1.15	$\epsilon'_{se} =$	1.96		$f_{yd} =$	391.30 N/mm <sup>2</sup>
<i>Caratteristiche geometriche della sezione</i>						
R =	500	mm	n.	$\phi$ (mm)	$A_s$ (mm <sup>2</sup> )	
c =	65	mm coprifer.	28	22	10644	
					-	
$N_{Ed}$ positivo di compressione					Σ	10644 mm <sup>2</sup>
$M_{Ed}$ positivo se tende le fibre inferiori della sezione y distanza dell'armatura dal lembo superiore						
<i>Verifiche agli Stati Limite Ultimi</i>						
<i>Flessione</i>						
Combinazione	posizione rispetto testa palo	$N_{Ed}$ [kN]	$M_{Ed}$ [kNm]	$V_{Ed}$ [kN]	$M_{Rd}$ [kNm]	$\frac{M_{Ed}}{M_{Ed}}$
SLU-20	3.5m	-1380.00	886.00	689.00	1070.00	1.21
<i>Taglio</i>						
$\phi_{spirale} =$	12	mm	$\alpha =$	90	° inclinazione staffa	
$n_b =$	2	n° braccia	$s =$	150	mm passo	
Combinazione	posizione rispetto testa palo	$V_{Rd,0}$ [kN]	$V_{Rd,s}$ [kN]	$V_{Rd,c}$ [kN]	$V_{Rd}$ [kN]	$\frac{V_{Ed}}{V_{Ed}}$
SLU-22	0m	361.25	1031.58	1439.21	1031.58	1.50
<i>Verifiche agli Stati Limite Esercizio</i>						
Comb. Rara		$\sigma_{c,max} =$	15.00	N/mm <sup>2</sup>		
		$\sigma_{s,max} =$	360.00	N/mm <sup>2</sup>		
Comb. Quasi Permanente		$\sigma_{c,max} =$	11.25	N/mm <sup>2</sup>		
Combinazione	posizione rispetto testa palo	$N_{Ed}$ [kN]	$M_{Ed}$ [kNm]	$\sigma_c$ [MPa]	$\sigma_s$ [MPa]	
RARA-12	0m	-273.00	410.00	5.36	180.90	
QP-18	0m	-57.00	361.00	4.80	139.40	
<i>Verifiche agli Stati Limite Esercizio - Fessurazione</i>						
La verifica dell'ampiezza di fessurazione è condotta senza calcolo diretto, secondo quanto specificato al cap.4.1.2.2.4.5 delle NTC2018. Si fa riferimento a quanto prescritto nelle tabelle C.4.II e C.4.III della Circolare Esplicativa.						
Condizioni ambientali	Ordinarie		armatura	poco sensibile		
Comb. Frequente		$w_{lim} =$	0.4	mm		
		$\sigma_s =$	220	N/mm <sup>2</sup>		
Combinazione	posizione rispetto testa palo	$N_{Ed}$ [kN]	$M_{Ed}$ [kNm]	$\sigma_c$ [MPa]	$\sigma_s$ [MPa]	
FREQ-16	0m	-208.00	398.00	5.23	169.40	
Comb. Quasi permanente		$w_{lim} =$	0.3	mm		
		$\sigma_s =$	194	N/mm <sup>2</sup>		
Combinazione	posizione rispetto testa palo	$N_{Ed}$ [kN]	$M_{Ed}$ [kNm]	$\sigma_c$ [MPa]	$\sigma_s$ [MPa]	
QP-18	0m	-57.00	361.00	4.80	139.40	

## 6 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.

### 6.1 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 = **24.10** m  
 Dimensione Longitudinale      B = **4.30** m  
 Modulo del terreno      E = **75000** kPa *(modulo elastico da adottare per terreno con caratteristiche migliorate da presenza pali tipo FRANKI)*

Sollecitazioni Statica solo permanenti				N (kN)	H (kN)	M (kNm)	
N	=	<b>612</b>	KN/m	14748	4317	5498	
H	=	<b>179</b>	KN/m				
M	=	<b>228</b>	KN m/m	$\delta v$	$\delta h$	$\theta$	$\delta h_{tot,sta,pp}$
B	=	<b>24.10</b>	m		<b>5.24E-03</b>	<b>4.61E-04</b>	<b>6.97E-03</b>

Sollecitazioni (al m) SLE rara				N (kN)	H (kN)	M (kNm)	
N	=	<b>663</b>	KN/m	15989	5620	11232	
H	=	<b>233</b>	KN/m				
M	=	<b>466</b>	KN m/m	$\delta v$	$\delta h$	$\theta$	$\delta h_{tot,sta,pp+acc}$
B	=	<b>24.1</b>	m		<b>6.82E-03</b>	<b>9.42E-04</b>	<b>1.04E-02</b>

Sollecitazioni (al m) SLE freq				N (kN)	H (kN)	M (kNm)	
N	=	<b>612</b>	KN/m	14748	5098	8609	
H	=	<b>212</b>	KN/m				
M	=	<b>357</b>	KN m/m	$\delta v$	$\delta h$	$\theta$	$\delta h_{tot,sta,pp+acc}$
B	=	<b>24.1</b>	m		<b>6.18E-03</b>	<b>7.22E-04</b>	<b>8.89E-03</b>

Sollecitazioni (al m) SLE qp				N (kN)	H (kN)	M (kNm)	
N	=	<b>612</b>	KN/m	14748	4525	6327	
H	=	<b>188</b>	KN/m				
M	=	<b>263</b>	KN m/m	$\delta v$	$\delta h$	$\theta$	$\delta h_{tot,sys}$
B	=	<b>24.1</b>	m		<b>5.49E-03</b>	<b>5.31E-04</b>	<b>7.48E-03</b>

Da pp a SLE rara										
Tiro/m	Tiro (kN)	N (kN)	H (kN)	M (kNm)	$\delta h$	$\theta$	$\Delta h_0$	$\delta h_{tot}$	$\Delta \delta h_{tot,(sis-sta,pp+acc)}$	$\Delta \delta h_{tot,(sis-sta,pp)}$
0	0	15988.68	5619.66	11232.31	6.82E-03	9.42E-04	3.53E-03	1.04E-02	0.00E+00	0.00338
50	1125	15988.68	4494.66	7013.56	5.45E-03	5.88E-04	2.21E-03	7.66E-03	-2.69E-03	0.00069
100	2250	15988.68	3369.66	2794.81	4.09E-03	2.34E-04	8.79E-04	4.97E-03	-5.38E-03	-0.00200
150	3375	15988.68	2244.66	-1423.94	2.72E-03	-1.19E-04	-4.48E-04	2.28E-03	-8.08E-03	-0.00469
200	4500	15988.68	1119.66	-5642.69	1.36E-03	-4.73E-04	-1.77E-03	-4.16E-04	-1.08E-02	-0.00738

Da pp a SLE freq										
Tiro/m	Tiro (kN)	N (kN)	H (kN)	M (kNm)	$\delta h$	$\theta$	$\Delta h_0$	$\delta h_{tot}$	$\Delta \delta h_{tot,(sis-sta,pp+acc)}$	$\Delta \delta h_{tot,(sis-sta,pp)}$
0	0	14748.32	5098	8608.93	6.18E-03	7.22E-04	2.71E-03	8.89E-03	-1.46E-03	0.00193
50	1125	14748.32	3973	4390.18	4.82E-03	3.68E-04	1.38E-03	6.20E-03	-4.15E-03	-0.00077
100	2250	14748.32	2848	171.43	3.45E-03	1.44E-05	5.39E-05	3.51E-03	-6.84E-03	-0.00346
150	3375	14748.32	1723	-4047.32	2.09E-03	-3.39E-04	-1.27E-03	8.17E-04	-9.53E-03	-0.00615
200	4500	14748.32	598	-8266.07	7.25E-04	-6.93E-04	-2.60E-03	-1.87E-03	-1.22E-02	-0.00884
250	5625	14748.32	-527	-12484.82	-6.40E-04	-1.05E-03	-3.93E-03	-4.57E-03	-1.49E-02	-0.01153

Condizione SLE qp					$\delta h$	$\theta$	$\Delta h_0$	$\delta h_{tot}$	$\Delta \delta h_{tot,(sis-sta,pp+acc)}$	$\Delta \delta h_{tot,(sis-sta,pp)}$
Tiro/m	Tiro (kN)	N (kN)	H (kN)	M (kNm)						
0	0	14748.32	4525.06	6327.28	5.49E-03	5.31E-04	1.99E-03	7.48E-03	-2.87E-03	0.00051
50	1125	14748.32	3400.06	2108.53	4.13E-03	1.77E-04	6.63E-04	4.79E-03	-5.56E-03	-0.00218
100	2250	14748.32	2275.06	-2110.22	2.76E-03	-1.77E-04	-6.64E-04	2.10E-03	-8.25E-03	-0.00487
150	3375	14748.32	1150.06	-6328.97	1.40E-03	-5.31E-04	-1.99E-03	-5.95E-04	-1.09E-02	-0.00756
200	4500	14748.32	25.06	-10547.72	3.04E-05	-8.85E-04	-3.32E-03	-3.29E-03	-1.36E-02	-0.01025

Sollecitazioni (al m) SLU STR				N (kN)	H (kN)	M (kNm)
N	=	631	KN/m	15219	7587	17676
H	=	315	KN/m			
M	=	733	KN m/m			
B	=	24.1	m			

$\delta v$	$\delta h$	$\theta$	$\delta h_{tot,sta,pp+acc}$
	9.20E-03	1.48E-03	1.48E-02

Da pp a SLU-STR					$\delta h$	$\theta$	$\Delta h_0$	$\delta h_{tot}$	$\Delta \delta h_{tot,(sis-sta,pp+acc)}$	$\Delta \delta h_{tot,(sis-sta,pp)}$
Tiro/m	Tiro (kN)	N (kN)	H (kN)	M (kNm)						
0	0	15219.04	7586.546	17676.41	9.20E-03	1.48E-03	5.56E-03	1.48E-02	4.41E-03	0.00780
50	1125	15219.04	6461.546	13457.66	7.84E-03	1.13E-03	4.23E-03	1.21E-02	1.72E-03	0.00511
100	2250	15219.04	5336.546	9238.91	6.47E-03	7.75E-04	2.91E-03	9.38E-03	-9.70E-04	0.00241
150	3375	15219.04	4211.546	5020.16	5.11E-03	4.21E-04	1.58E-03	6.69E-03	-3.66E-03	-0.00028
200	4500	15219.04	3086.546	801.41	3.74E-03	6.72E-05	2.52E-04	4.00E-03	-6.35E-03	-0.00297
250	5625	15219.04	1961.546	-3417.34	2.38E-03	-2.87E-04	-1.07E-03	1.31E-03	-9.05E-03	-0.00566

Sollecitazioni (al m) SIS STR				N (kN)	H (kN)	M (kNm)
N	=	646	KN/m	15558	7673	19629
H	=	318	KN/m			
M	=	815	KN m/m			
B	=	24.1	m			

$\delta v$	$\delta h$	$\theta$	$\delta h_{tot,sis}$
	9.31E-03	1.65E-03	1.55E-02

Condizione SIS-STR					$\delta h$	$\theta$	$\Delta h_0$	$\delta h_{tot}$	$\Delta \delta h_{tot,(sis-sta,pp+acc)}$	$\Delta \delta h_{tot,(sis-sta,pp)}$
Tiro/m	Tiro (kN)	N (kN)	H (kN)	M (kNm)						
0	0	15557.80	7672.78	19629.46	9.31E-03	1.65E-03	6.17E-03	1.55E-02	5.13E-03	0.00852
50	1125	15557.80	6547.78	15410.71	7.94E-03	1.29E-03	4.85E-03	1.28E-02	2.44E-03	0.00582
100	2250	15557.80	5422.78	11191.96	6.58E-03	9.39E-04	3.52E-03	1.01E-02	-2.52E-04	0.00313
150	3375	15557.80	4297.78	6973.21	5.21E-03	5.85E-04	2.19E-03	7.41E-03	-2.94E-03	0.00044
200	4500	15557.80	3172.78	2754.46	3.85E-03	2.31E-04	8.66E-04	4.72E-03	-5.64E-03	-0.00225

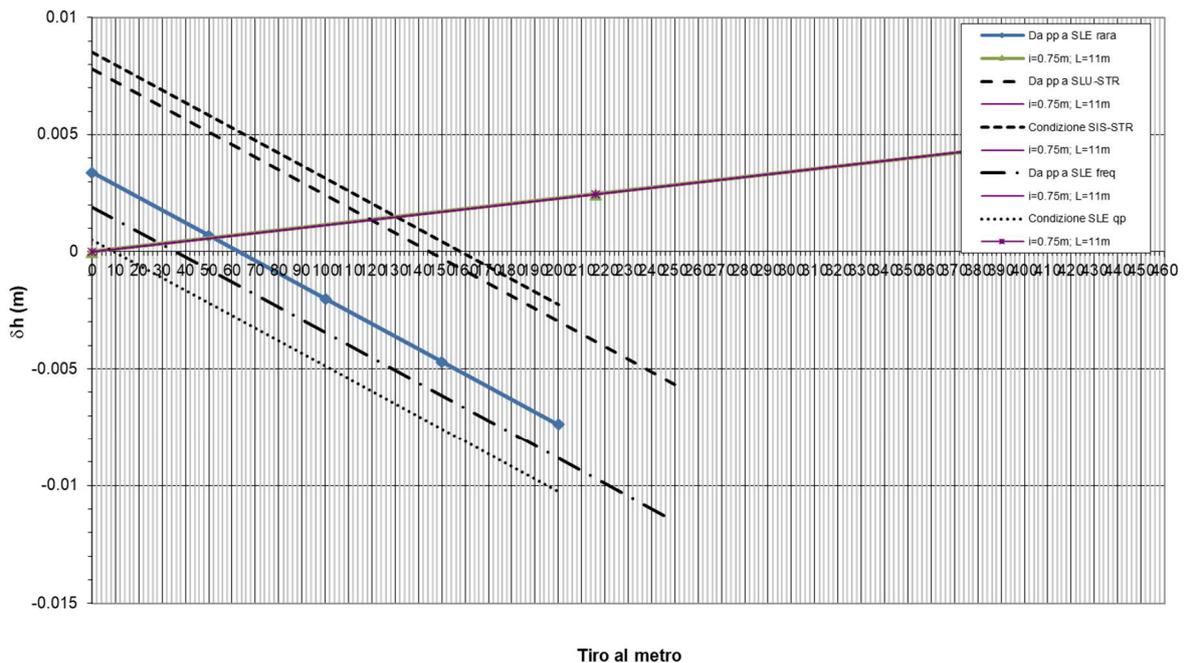


Figura 6-1. Curve caratteristiche tiranti passivi-spalla

### 6.1.1 Azioni agenti sui tiranti e in fondazione

Le azioni agenti nei tiranti e in fondazione, ridotte per effetto degli stessi tiranti, sono le seguenti:

Comb.	Tiro (kN/tirante)
SLE - RARA	52
SLE -FREQ.	30
SLE - Q-P	8
SLV	131
SLU	120

### 6.1.2 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);

$\alpha$  = 1.0;

$\Phi_{perf}$  = 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  $\xi_{a3}$  e  $\xi_{a4}$  sono stati assunti pari a 1.60 (numero di profili di indagine  $\geq 5$ ).

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)**

$T_{eq,max}$	131	[tiro/m]	massima azione assiale al metro lineare su tirante equivalente
$i$	0.75	[m]	interasse tiranti
$\alpha$	20	[°]	inclinazione tiranti rispetto piano orizzontale
$T_{max}$	105	[kN]	massima azione assiale su tirante
$d_{perf}$	0.180	[m]	$f_{yk}$ 355 [N/mm <sup>2</sup> ]
$d_a$	114.3	[mm]	$\gamma_s$ 1.15
$s_a$	10	[mm]	
$A_a$	3277	[mm <sup>2</sup> ]	$T_{Rd\_STR}$ 1011 [kN]
$\alpha_d$	1.00		$\xi_{a3}$ 1.60
$L_{fond}$	10.00	[m]	$\gamma_{Ra,p}$ 1.20
$\tau_{im}$	100	kN/m <sup>2</sup>	
$T_{RcaI\_GEO}$	565	[kN]	$T_{Rd}$ 295 [kN]
$T_{Rk\_GEO}$	353	[kN]	<b>FS 2.82 (&gt;1)</b>
$T_{Rd\_GEO}$	295	[kN]	

## 7 FONDAZIONE SPALLA – STRUTTURA ORIGINARIA (ESISTENTE)

Nel seguito si presentano le verifiche di capacità portante della fondazione diretta delle spalle esistenti (struttura originaria).

### 7.1 VERIFICA DI CAPACITÀ PORTANTE

Azioni di calcolo	solo perm. (STR)	COMB. STR												Sismica - STR				
		no traffico	no traffico	Traffico 1 (a)	Traffico 1 (b)	Traffico 2a (a)	Traffico 2a (b)	Traffico 2a config 2 (a)	Traffico 2a config 2 (b)	no traffico	Traffico 1	Traffico 2a	Traffico 2a	Traffico +kv	Traffico +kv	Traffico -kv	Traffico -kv	
		(a)	(b)	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	(max comp)	(max traz)	(max comp)	(max traz)	
$N_{Ed}$ [kN/m]	-	769	872	930	987	884	941	834	891	612	727	681	631	669	646	602	578	
$V_{Ed}$ [kN/m]	-	208	222	216	224	213	220	212	220	205	207	204	203	198	196	192	190	
$M_{Ed}$ [kNm/m]	-	-269	-187	-223	-176	-263	-216	-267	-224	-280	-270	-309	-313	-351	-356	-355	-360	
Verifica di capacità portante in condizioni (DRENATE / NON DRENATE)		NON DRENATE																
Dimensioni geometriche fondazione		D	1.20	1.20	1.20	1.20	1.20	1.20	1.20	1.20	1.20	1.20	1.20	1.20	1.20	1.20	1.20	
		L	100.00	101.00	102.00	103.00	104.00	105.00	106.00	107.00	108.00	109.00	110.00	111.00	112.00	113.00	114.00	115.00
		B	4.30	4.30	4.30	4.30	4.30	4.30	4.30	4.30	4.30	4.30	4.30	4.30	4.30	4.30	4.30	
		$e_b$	0.00	1.00	2.00	3.00	4.00	5.00	6.00	7.00	8.00	9.00	10.00	11.00	12.00	13.00	14.00	15.00
		$e_b$	0.35	0.21	0.24	0.18	0.30	0.23	0.32	0.25	0.46	0.37	0.45	0.50	0.53	0.55	0.59	0.62
		L'	100.00	99.00	98.00	97.00	96.00	95.00	94.00	93.00	92.00	91.00	90.00	89.00	88.00	87.00	86.00	85.00
		B'	3.60	3.87	3.82	3.94	3.71	3.84	3.66	3.80	3.38	3.56	3.39	3.31	3.25	3.20	3.12	3.06
Parametri geotecnici terreno di fondazione		$\gamma_w$	10	10	10	10	10	10	10	10	10	10	10	10	10	10	10	
		$\gamma_1$	20	20	20	20	20	20	20	20	20	20	20	20	20	20	20	
		$\gamma_2$	19	19	19	19	19	19	19	19	19	19	19	19	19	19	19	
		$\varphi$	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	
		$c'$	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	
		$c_u$	194	194	194	194	194	194	194	194	194	194	194	194	194	194	194	
		Set di coefficienti parziali	M1	M1	M1	M1	M1	M1	M1	M1	M1	M1	M1	M1	M1	M1	M1	
		$\gamma_{1,sk}$	20	20	20	20	20	20	20	20	20	20	20	20	20	20	20	
		$\gamma_{2,sk}$	9	9	9	9	9	9	9	9	9	9	9	9	9	9	9	
		$\varphi_{sk}$	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	
		$c'_{sk}$	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	
		$c'_{sk}$	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	
		$c_{u,sk}$	194	194	194	194	194	194	194	194	194	194	194	194	194	194	194	
Fattori di capacità portante		$N_d$	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	
		$N_k$	5.14	5.14	5.14	5.14	5.14	5.14	5.14	5.14	5.14	5.14	5.14	5.14	5.14	5.14	5.14	
		$N_{k,d}$	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	
Fattori di forma		$s_p$	0.99	0.98	0.98	0.98	0.98	0.98	0.98	0.99	0.98	0.98	0.99	0.99	0.99	0.99	0.99	
		$s_c$	1.01	1.01	1.01	1.01	1.01	1.01	1.01	1.01	1.01	1.01	1.01	1.01	1.01	1.01	1.01	
		$s_b$	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	
Fattori di profondità		$d_s$	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	
		$d_c$	1.13	1.12	1.13	1.12	1.13	1.12	1.13	1.14	1.13	1.14	1.15	1.15	1.15	1.15	1.16	
		$d_{cs}$	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	
Fattori di inclinazione del carico		$m_b$	1.97	1.96	1.96	1.96	1.96	1.96	1.96	1.96	1.96	1.96	1.96	1.96	1.96	1.96	1.97	
		$m_l$	1.03	1.04	1.04	1.04	1.04	1.04	1.04	1.04	1.04	1.04	1.04	1.04	1.04	1.04	1.03	
		$\theta$ [°]	90	90	90	90	90	90	90	90	90	90	90	90	90	90	90	
		$m$	1.97	1.96	1.96	1.96	1.96	1.96	1.96	1.96	1.96	1.96	1.96	1.96	1.96	1.96	1.97	
		$i_v$	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	
		$i_c$	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	
		$i_b$	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	
Fattori di inclinazione del piano di posa		$b_v$	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	
		$b_c$	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	
		$b_b$	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	
Fattori di inclinazione del piano campagna		$B_r$	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	
		$B_c$	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	
		$B_b$	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	
Calcolo della capacità portante della fondazione superficiale		$q_{lim}$	1161	1152	1154	1150	1157	1153	1159	1155	1169	1163	1169	1173	1175	1177	1181	
		Set di coefficienti parziali	R3	R3	R3	R3	R3	R3	R3	R3	R3	R3	R3	R3	R3	R3	R3	
		$\gamma_b$	1.40	1.40	1.40	1.40	1.40	1.40	1.40	1.40	1.40	1.40	1.40	1.20	1.20	1.20	1.20	
		$q$	829	823	824	822	827	824	828	825	835	831	835	838	979	981	984	
		$Q = q \times B' \times L'$	298564	315405	308463	314161	294070	300579	284834	291359	260078	268939	254938	246556	280047	272953	264124	
FS = $Q / (N_{Ed} \times L') > 1$		FS	3.88	3.65	3.39	3.28	3.47	3.36	3.63	3.51	4.62	4.06	4.16	4.39	4.75	4.86	5.10	
			>1	>1	>1	>1	>1	>1	>1	>1	>1	>1	>1	>1	>1	>1	>1	
COMB. STR												Sismica - STR						

## 7.2 VERIFICA A SCORRIMENTO

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
<b>N<sub>Ed</sub> [kN/m]</b>	<b>612</b>	<b>578</b>	<b>646</b>
<b>V<sub>Ed</sub> [kN/m]</b>	<b>315</b>	<b>300</b>	<b>318</b>
<b>M<sub>Ed</sub> [kN/m]</b>	<b>-736</b>	<b>-773</b>	<b>-815</b>

### Verifica in presenza di tiranti passivi

Azioni di calcolo decurtate del contributo resistente offerto dal tirante passivo

h_tiranti [m]	3.75	da intradosso fondazione	
i_tiranti [m]	0.75		
n_tiranti	30		
	1	2	3
T <sub>Ed</sub> [tiro/m]	120	118	131
V <sub>T<sub>Ed</sub></sub> [kN/m]	112	110	122
M <sub>T<sub>Ed</sub></sub> [kNm/m]	420	413	459
<b>N<sub>Ed</sub> [kN/m]</b>	612	578	646
<b>V<sub>Ed</sub> [kN/m]</b>	203	190	196
<b>M<sub>Ed</sub> [kN/m]</b>	-316	-360	-356
Comb.	M1	M1	M1

Azioni di calcolo decurtate del contributo resistente offerto dal tirante passivo

CONDIZIONI NON DRENATE			
c <sub>u</sub> [kN/m <sup>2</sup> ]	194	194	194
R <sub>Ed</sub> [kN/m]	634	593	620
γ <sub>R</sub>	1.10	1.00	1.00
<b>FS (≥1)</b>	<b>2.84</b>	<b>3.12</b>	<b>3.16</b>