

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

91T - VIADOTTO TANG. RAMPA INTERC. 14+376

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

RIFERIMENTO PROGETTO			RIFERIMENTO DIRETTORIO				RIFERIMENTO ELABORATO				ORDINATORE
Codice Commessa	Lotto, Sub-Prog. Cod. Appalto	Fase	Capitolo	Paragrafo	W B S	Parte d'opera	Tip.	Disciplina	Progressivo	Rev.	--
111465	0000	PD	A2	O09	ST91N	FND00	R	A P E	0834	-2	SCALA -

 	PROJECT MANAGER:		SUPPORTO SPECIALISTICO:				REVISIONE	
	Ing. Raffaele Rinaldesi Ord. Ingg. Macerata N. A1068						n.	data
	REDATTO:		VERIFICATO:				0	DICEMBRE 2017
							1	SETTEMBRE 2019
							2	SETTEMBRE 2020
						3	-	
						4	-	

VISTO DEL COMMITTENTE

autostrade//per l'italia

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

1	INTRODUZIONE	5
1.1	DESCRIZIONE DEI SISTEMI FONDAZIONALI	5
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
2	CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA	9
3	CRITERI DI VERIFICA E CALCOLO	11
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	15
3.3.1	Verifiche agli stati limite ultimi (SLU)	15
3.3.2	Resistenza di pali soggetti a carichi assiali	16
3.3.3	Comportamento di pali in gruppo soggetti a carichi trasversali	18
3.4	VALUTAZIONE DEL TIRO SUI TIRANTI PASSIVI	23
3.5	PORTATA LIMITE PER GLI ANCORAGGI DELLE SPALLE	25
4	FONDAZIONE SPALLA – AMPLIAMENTO2 (NUOVA REALIZZAZIONE)	26
4.1	AZIONI DI CALCOLO	26
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	36
5	FONDAZIONE PILA – AMPLIAMENTO 2 (NUOVA REALIZZAZIONE)	40
5.1	AZIONI DI CALCOLO	41
5.2	MODELLO DI CALCOLO	44
5.3	ANALISI GEOTECNICA	48
5.3.1	Sollecitazioni di calcolo	48
5.3.2	Verifica geotecnica	49
5.4	ANALISI STRUTTURALE	51
5.4.1	Sollecitazioni di calcolo	51
5.4.2	Verifica strutturale	52
6	ELEVAZIONE SPALLA – STRUTTURA ORIGINARIA (ESISTENTE)	53
6.1	CURVE CARATTERISTICHE TIRANTI-SPOSTAMENTI	53
6.1.1	Azioni agenti sui tiranti e in fondazione	55
6.1.2	Verifica dei micropali di ancoraggio passivo delle spalle	55
7	FONDAZIONE SPALLA – STRUTTURA ORIGINARIA (ESISTENTE)	57

7.1	VERIFICA DI CAPACITÀ PORTANTE	57
7.2	VERIFICA A SCORRIMENTO	58
8	FONDAZIONE PILA – STRUTTURA ORIGINARIA (ESISTENTE)	59
8.1	AZIONI DI CALCOLO	60
8.2	MODELLO DI CALCOLO	63
8.3	ANALISI GEOTECNICA	67
8.3.1	<i>Sollecitazioni di calcolo</i>	67
8.3.2	<i>Verifica geotecnica</i>	68
8.4	ANALISI STRUTTURALE	71
8.4.1	<i>Sollecitazioni di calcolo</i>	71
8.4.2	<i>Verifica strutturale</i>	72
9	ANALISI GEOTECNICA DEI MURI ANDATORI	73

Indice delle Tabelle e delle Figure

FIGURA 1-1. CONVENZIONI DI SEGNO - GROUP	8
TABELLA 2-1. INDAGINI GEOGNOSTICHE DI RIFERIMENTO.....	9
TABELLA 2-2. CARATTERIZZAZIONE STRATIGRAFICO – GEOTECNICA.....	9
TABELLA 2-3. PARAMETRI MEDI CARATTERISTICI DEI MATERIALI LIMO ARGILLOSO (A)	9
TABELLA 2-4. PARAMETRI MEDI CARATTERISTICI DEI MATERIALI LIMO ARGILLOSO (A')	9
TABELLA 2-5. PARAMETRI MEDI CARATTERISTICI DEI MATERIALI LIMO ARGILLOSO (A'')	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 γ_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 γ_R DA APPLICARE ALLE RESISTENZE CARATTERISTICHE A CARICO VERTICALE DEI PALI (TAB.6.4.II DELLE NTC2018)	16
FIGURA 3-6. FATTORI DI CORRELAZIONE Ξ PER LA DETERMINAZIONE DELLA RESISTENZA CARATTERISTICA IN FUNZIONE DEL NUMERO DI VERTICALI INDAGATE (TAB.6.4.IV DELLE NTC2018).....	16
FIGURA 3-7. TERRENI GRANULARI – $T_{LIM} = F(N_{SPT})$ (WRIGHT-REESE – 1977)	18
FIGURA 3-8. CURVE CARATTERISTICHE TIRANTI PASSIVI	24
TABELLA 4-1. SOLLECITAZIONI DI CALCOLO RISULTANTI NEL BARICENTRO DELLA FONDAZIONE EQUIVALENTE.....	26
FIGURA 4-1. SPALLA - MODELLO DI CALCOLO PALIFICATA: VISTA TRIDIMENSIONALE	27
FIGURA 4-2. SPALLA - MODELLO DI CALCOLO PALIFICATA: PIANO Y-Z.....	27
FIGURA 4-3. CARATTERISTICHE GEOMETRICHE E MECCANICHE SEZIONE TRASVERSALE PALI	28
FIGURA 4-4. PARAMETRI DEI PALI IN GROUP	28
FIGURA 4-5. DISPOSIZIONE DEI PALI IN GROUP	29
FIGURA 4-6. SPALLA - CARATTERISTICHE MECCANICHE TERRENO.....	30
FIGURA 4-7. SOLLECITAZIONI ASSIALI NEI PALI PER COMBINAZIONE 9 (SLV).....	31
FIGURA 4-8. SOLLECITAZIONI ASSIALI NEI PALI PER COMBINAZIONE 10 (SLV)	31
FIGURA 4-9. RIEPILOGO STRATIGRAFIA PER VERIFICA CARICO LIMITE	32
FIGURA 4-10. VERIFICA A CAPACITÀ PORTANTE DEI PALI	32
FIGURA 4-11. DETERMINAZIONE DELLA CAPACITÀ PORTANTE DEI PALI.....	33
FIGURA 4-12. MINIME SOLLECITAZIONI ASSIALI NEI PALI PER COMBINAZIONE 10 (SLV)	34
FIGURA 4-13. MASSIME SOLLECITAZIONI FLETTENTI NEI PALI PER COMBINAZIONE 9 (SLV)	34
FIGURA 4-14. MASSIME SOLLECITAZIONI DI TAGLIO NEI PALI PER COMBINAZIONE 9 (SLV).....	35
FIGURA 4-15. MASSIME SOLLECITAZIONI FLETTENTI NEI PALI PER COMBINAZIONE 16 (FREQ.).....	35
FIGURA 4-16. MINIME SOLLECITAZIONI ASSIALI NEI PALI PER COMBINAZIONE 16 (FREQ.)	35
FIGURA 4-17. VERIFICA TENSO-FLESSIONE_SLU.....	36
FIGURA 4-18. METODO DI CLARKE E BIRJANDI - CALCOLO SEZIONE RETTANGOLARE EQUIVALENTE.	37
FIGURA 4-19. VERIFICA A TAGLIO.....	38
FIGURA 4-20. VERIFICA TENSO-FLESSIONALE_SLE.....	39
FIGURA 5-1. PILA – PIANTE FONDAZIONI	40
FIGURA 5-2. PILA - MODELLO DI CALCOLO PALIFICATA: VISTA TRIDIMENSIONALE.....	44
FIGURA 5-3. PILA - MODELLO DI CALCOLO PALIFICATA: PIANO Y-Z.....	44
FIGURA 5-4. PILA - CARATTERISTICHE GEOMETRICHE E MECCANICHE SEZIONE TRASVERSALE MICROPALI	45
FIGURA 5-5. PILA - PARAMETRI DEI MICROPALI IN GROUP	45
FIGURA 5-6. PILA - DISPOSIZIONE DEI MICROPALI IN GROUP	46
FIGURA 5-7. PILA - CARATTERISTICHE MECCANICHE TERRENO.....	47
FIGURA 5-8. AZIONI ASSIALI DI CALCOLO SULLA PALIFICATA - SLU	48
FIGURA 5-9. AZIONI ASSIALI DI CALCOLO SULLA PALIFICATA - SLV	48
FIGURA 5-8. AZIONI FLETTENTI DI CALCOLO SULLA PALIFICATA – SLV	51
FIGURA 5-8. AZIONI TAGLIANTI DI CALCOLO SULLA PALIFICATA – SLV	51
FIGURA 6-1. CURVE CARATTERISTICHE TIRANTI PASSIVI-SPALLA.....	54
FIGURA 5-1. PILA – PIANTE FONDAZIONI	59
FIGURA 5-2. PILA - MODELLO DI CALCOLO PALIFICATA: PIANO Y-X.....	63

FIGURA 5-3. PILA - MODELLO DI CALCOLO PALIFICATA: PIANO Y-Z.....	64
FIGURA 5-4. PILA - CARATTERISTICHE GEOMETRICHE E MECCANICHE SEZIONE TRASVERSALE PALI.....	64
FIGURA 5-5. PILA - PARAMETRI DEI PALI IN GROUP	65
FIGURA 5-6. PILA - DISPOSIZIONE DEI PALI IN GROUP	65
FIGURA 5-7. PILA - CARATTERISTICHE MECCANICHE TERRENO.....	66
FIGURA 5-8. AZIONI ASSIALI DI CALCOLO SULLA PALIFICATA - SLU	67
FIGURA 5-9. AZIONI ASSIALI DI CALCOLO SULLA PALIFICATA - SLV	67
FIGURA 5-8. AZIONI FLETTENTI DI CALCOLO SULLA PALIFICATA – SLV	71
FIGURA 5-8. AZIONI TAGLIANTI DI CALCOLO SULLA PALIFICATA – SLV	71

1 INTRODUZIONE

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

L'opera è denominata 91T e ubicata indicativamente alla progressiva km 14+346.

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

- Ampliamento 2: ampliamento di nuova realizzazione;
- 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 sono così realizzate:

<u>SPALLE:</u>	<u>AMPLIAMENTO</u>	
	Fondazione indiretta	
	Lunghezza pali:	28m
	Diametro:	Ø1000mm
	<u>ORIGINARIA</u>	
	Fondazione indiretta	
	Lunghezza pali:	14m
	Diametro:	pali tipo Franki Ø50cm
<u>PILA:</u>	<u>AMPLIAMENTO</u>	
	Fondazione indiretta	
	Lunghezza micropali:	32m
	Diametro del perforo:	Ø240mm
	Armatura:	Ø177.80mm – sp.10mm
	<u>ORIGINARIA</u>	
	Fondazione indiretta	
	Lunghezza pali:	10m
	Diametro:	pali tipo Franki Ø50cm
	Rinforzo con fondazione indiretta	
	Lunghezza pali:	20m
	Diametro:	pali Ø50cm
<u>MURI D'ALA:</u>	<u>AMPLIAMENTO</u>	
	Fondazione diretta	

1.2 NORMATIVA DI RIFERIMENTO

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

In particolare, si fa riferimento alle seguenti norme:

- [1] D.M. 17/01/2018: “Aggiornamento delle Norme Tecniche per le Costruzioni” – GU n°8 del 17/2/2018.
- [2] Circolare 21 gennaio 2019 n.7: “Istruzioni per l’applicazione dell’Aggiornamento delle Norme Tecniche per le Costruzioni” di cui al Decreto Ministeriale 17 gennaio 2018.
- [3] 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	$E_{cm} = 22000 (f_{cm}/10)^{0.3} = 31447\text{MPa}$

Micropali / ancoraggi passivi: carpenteria metallica

Acciaio in profili a sezione aperta laminati a caldo saldati:

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

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

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

Tipo EN 10025-2 S355 J0+N

Acciaio in profili a sezione cava:

Tipo EN 10210-1 S355 J0H+N

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

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

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

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

$$u_s = 0.3$$

1.4 SOFTWARE DI CALCOLO

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

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

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

1.5 CONVENZIONI GENERALI

1.5.1 Unità di misura

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

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

1.5.2 Convenzioni di segno

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

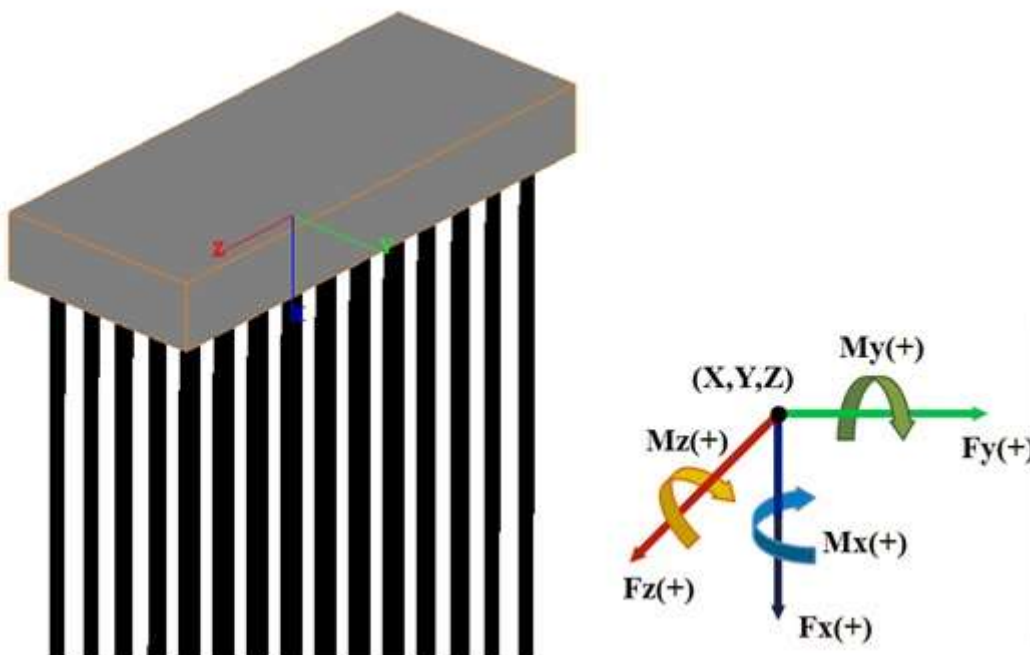


Figura 1-1. Convenzioni di segno - GROUP

2 CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA

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

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

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

Sigla sond./pozz./prova	Campagna di indagini	Progressiva (km)	Quota p.c. (m s.l.m.)	Lunghezza (m)	Strumentazione installata
Pz13	1999	14+200	35.00	3.50	-
PB17-DH	2016	14+288	35.50	50.00	DH
PB17Bis	2016	14+290	35.50	50.00	TA(47)

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

Tabella 2-1. Indagini geognostiche di riferimento

Quota p.c. (m s.l.m.m.)	Profondità (m da p.c.)	Descrizione	Sigla	Z _w (m da p.c.)	Parametri medi caratteristici
35.00	0.00 ÷ 3.00	Limo argilloso	A	-	Tabella 2-3
	3.00 ÷ 15.00	Limo argilloso	A'	-	Tabella 2-4
	15.00 ÷ 35.00	Limo argilloso	A''	-	Tabella 2-5

Tabella 2-2. Caratterizzazione stratigrafico – geotecnica

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

Tabella 2-3. Parametri medi caratteristici dei materiali Limo argilloso (A)

Descrizione	γ (KN/m ³)	c' (KPa)	ϕ (°)	E' (MPa)	σ'_{pre} (MPa)	CR (-)	RR (-)	C _v (m/sec ²)	C _u (KPa)	E _u (MPa)
Limo argilloso	19	0	26	5	0.4	0.18 ÷ 0.16	0.03÷0.04	3E-07	60 +(z-3)	20

Tabella 2-4. Parametri medi caratteristici dei materiali Limo argilloso (A')

Descrizione	γ (KN/m ³)	c' (KPa)	ϕ (°)	E' (MPa)	σ'_{pre} (MPa)	CR (-)	RR (-)	C_v m/sec ²	C_u (KPa)	E_u (MPa)
Limo argilloso	19	0	26	5+0.6(z-15.0)	0.4	0.18 ÷ 0.16	0.03÷0.04	3E-07	72 +2(z-15.0)	50
γ	=	peso di volume del terreno			CR	=	angolo di resistenza al taglio			
c'	=	coesione efficace			RR	=	modulo di elasticità			
ϕ	=	angolo di resistenza al taglio			C_v	=	coeff. di consolidazione verticale			
E'	=	modulo di elasticità			C_u	=	coesione non drenata			
σ'_{pre}	=	tensione di preconsolid.			E_u	=	mod. di elasticità in condiz. non drenate			

Tabella 2-5. Parametri medi caratteristici dei materiali Limo argilloso (A'')

Si fa presente che l'opera in esame e le opere 89T, 90T, 90bT, 92T e 93T sono limitrofe e ubicate presso l'interconnessione A13/A14. Ai fini della definizione dei coefficienti ξ_3 e ξ_4 per il calcolo della capacità portante di progetto dei pali/micropali della specifica opera, si sono considerate anche le prove geotecniche delle opere sopra citate.

Come indicato in Tabella 2-2 la stratigrafia è definita con riferimento ad un piano campagna posto a q.ta +35.00 m s.l.m.m..

Le fondazioni delle spalle risultano impostate intorno a q.ta +33.50 m s.l.m.m., vale a dire nell'ambito del primo strato limo argilloso (A): ne consegue che nelle analisi lo spessore dello strato A viene congruentemente ridotto.

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

3 CRITERI DI VERIFICA E CALCOLO

3.1 PREMESSA

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

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

Per ogni stato limite ultimo deve essere rispettata la condizione:

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

dove

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

R_d valore di progetto della resistenza del sistema geotecnico.

3.2 FONDAZIONI SUPERFICIALI

3.2.1 Verifiche agli stati limite ultimi (SLU)

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

3.2.2 Stima della capacità portante

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

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

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

- Fattori di capacità portante:

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

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

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

- Fattori correttivi di forma:

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

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

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

- Fattori correttivi di profondità:

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

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

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

- Fattori correttivi di inclinazione del carico:

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

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

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

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

- Fattori correttivi di inclinazione fondazione:

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

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

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

- Fattori correttivi di inclinazione piano campagna:

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

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

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

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.

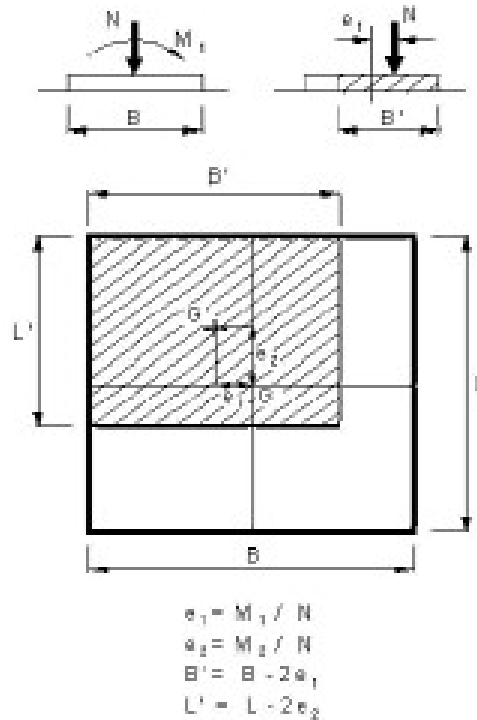


Figura 3-4. Fondazione efficace equivalente nel caso di fondazione rettangolare

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:

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

e il carico limite è dato da:

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

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

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

Valore di ϕ	d_c	d_q	d_γ
$\phi = 0$	$\frac{D}{B'} \leq 1$	$1 + 0,4 \cdot \frac{D}{B'}$	
argilla saturata in condizioni non drenate	$\frac{D}{B'} > 1$	$1 + 0,4 \cdot \arctan\left(\frac{D}{B'}\right)$	1

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

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

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

3.2.3 Verifica a scorrimento

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

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

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

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

3.3 FONDAZIONI SU PALI

3.3.1 Verifiche agli stati limite ultimi (SLU)

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

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

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

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

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

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

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

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

Resistenza	Simbolo	Pali infissi (R3)	Pali trivellati (R3)	Pali ad elica continua (R3)
	γ_R	(R3)	(R3)	(R3)
Base	γ_b	1,15	1,35	1,3
Laterale in compressione	γ_s	1,15	1,15	1,15
Totale (*)	γ	1,15	1,30	1,25
Laterale in trazione	γ_{st}	1,25	1,25	1,25

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

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

3.3.2 Resistenza di pali soggetti a carichi assiali

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

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

- risultati di prove di carico statico di progetto su pali pilota;
- 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.);
- 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:

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

con

$R_{MEDI A}$ e R_{MIN} le resistenze calcolate;

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

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

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

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

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

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

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

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

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

compressione

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

trazione

dove:

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

Portata di base

- Per terreni granulari:

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

- Per terreni coesivi:

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

dove:

c_u = coesione non drenata

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

Portata laterale

- Per terreni granulari si ha:

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

dove:

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

σ'_v = pressione geostatica verticale efficace

ϕ = angolo di attrito

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

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

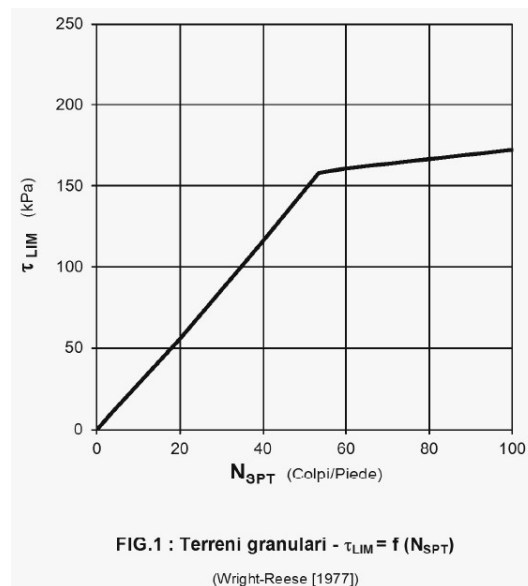


Figura 3-7. Terreni granulari – $\tau_{lim} = f(N_{SPT})$ (Wright-Reese – 1977)

- Per terreni coesivi si ha:

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

dove:

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

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

3.3.3 Comportamento di pali in gruppo soggetti a carichi trasversali

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

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

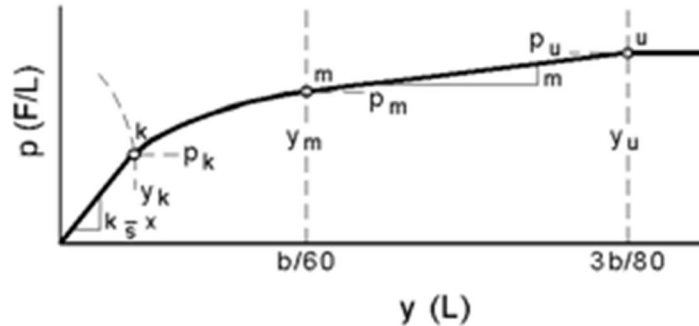
Le curve p-y che esprimono la resistenza del terreno in funzione della profondità e dello spostamento del palo, possono essere ricavate in relazione alla tipologia di terreni e alle proprietà meccaniche che li caratterizzano, in accordo alle procedure proposte da:

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

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

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

Modello per sabbie Cox e Reese (1975)



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

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

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

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

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

$$A_3 = 1 - A_2$$

dove:

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

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

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

4- definizione del tratto iniziale della curva p-y

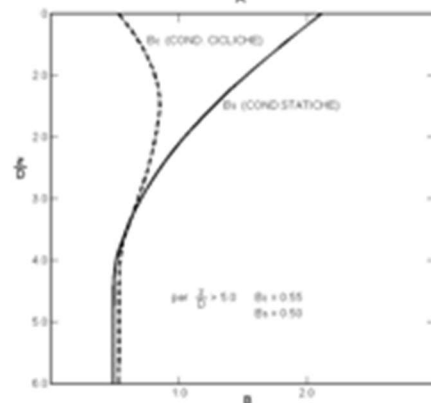
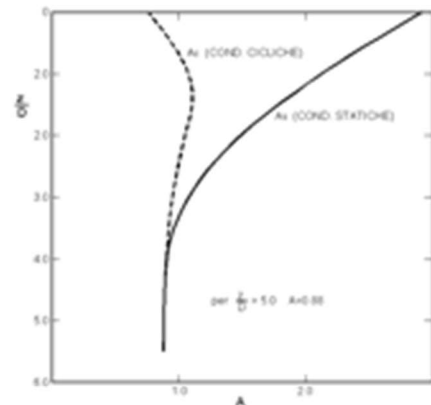
5- definizione del tratto parabolico della curva p-y

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

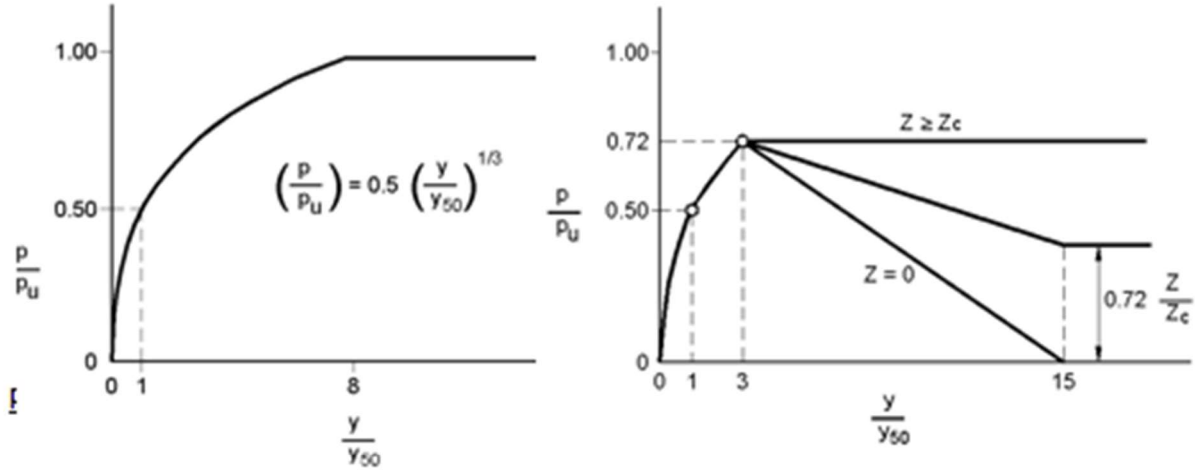
dove:

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

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



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

σ^z pressione geostatica verticale efficace alla quota z

c_u coesione non drenata

z profondità da p.c.

D diametro del palo

δ inclinazione del piano campagna rispetto all'orizzontale

y spostamento orizzontale

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

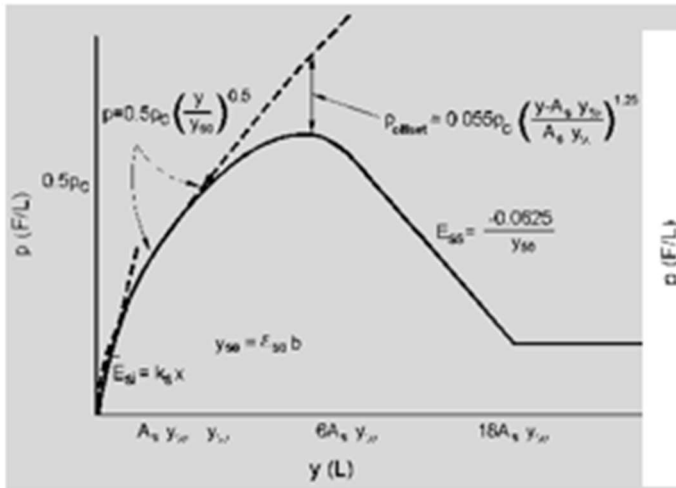
ϵ_{50} deformazione unitaria corrispondente ad una mobilitazione delle tensioni tangenziali pari al 50% della resistenza al taglio

per carichi ciclici

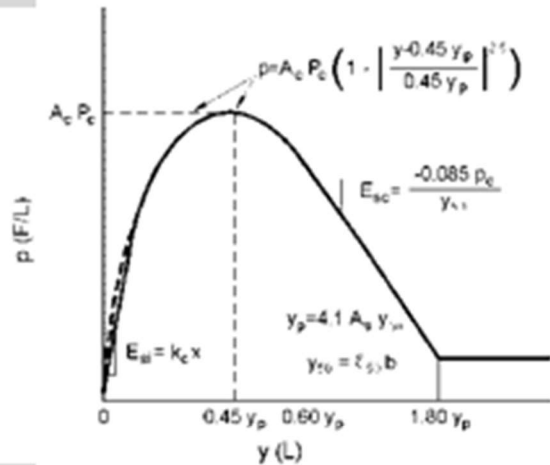
$$z_c = [6 c_u D] / [\gamma' D + 0.5 c_u] \alpha$$

γ' = peso di volume efficace

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



Carichi statici



Carichi ciclici

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

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

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

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

p_u resistenza laterale unitaria ultima

z profondità da p.c.

σ' pressione geostatica verticale efficace a
 la profondità z

c_u coesione non drenata

D diametro del palo

y spostamento orizzontale

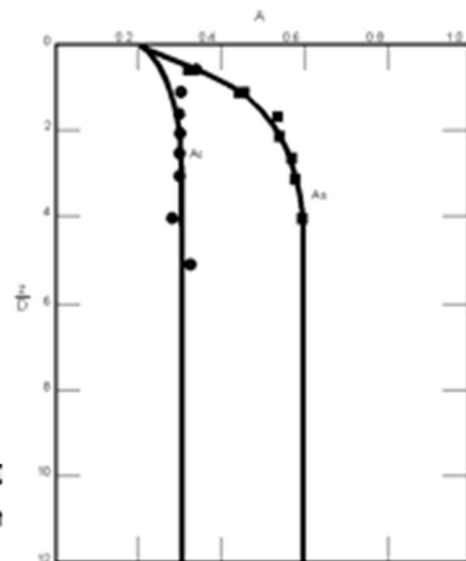
$y_{50} = 2.5 \epsilon_{50} D =$ spostamento orizzontale per $p=c$

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

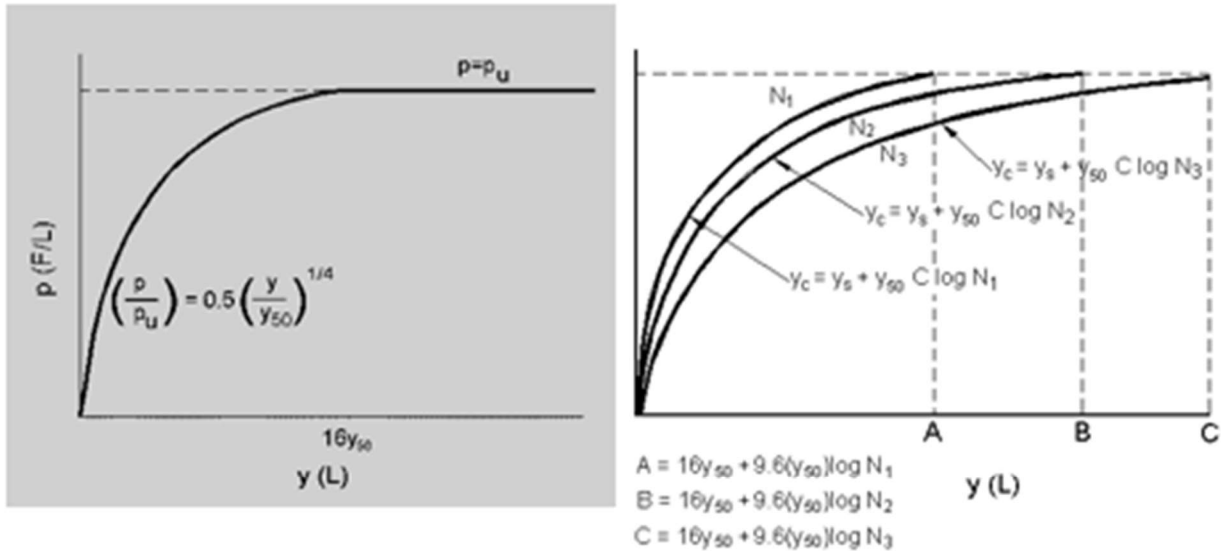
K_s pendenza del tratto iniziale della curva carichi statici

K_c pendenza del tratto iniziale della curva carichi ciclici

A_c parametro empirico



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



Carichi statici

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

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

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

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

dove:

Q_u resistenza laterale unitaria ultima

γ' peso di volume unitario

c_u coesione non drenata

z profondità da p.c.

D diametro del palo

δ inclinazione del piano campagna rispetto all'orizzontale

y spostamento orizzontale

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

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

K_s pendenza del tratto iniziale della curva

Carichi ciclici

3.4 VALUTAZIONE DEL TIRO SUI TIRANTI PASSIVI

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

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

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

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

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

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

Il massimo tiro disponibile per ciascun tirante è pari a:

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

dove

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

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

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

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

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

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

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

Si avrà infatti:

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

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

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

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

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

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

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

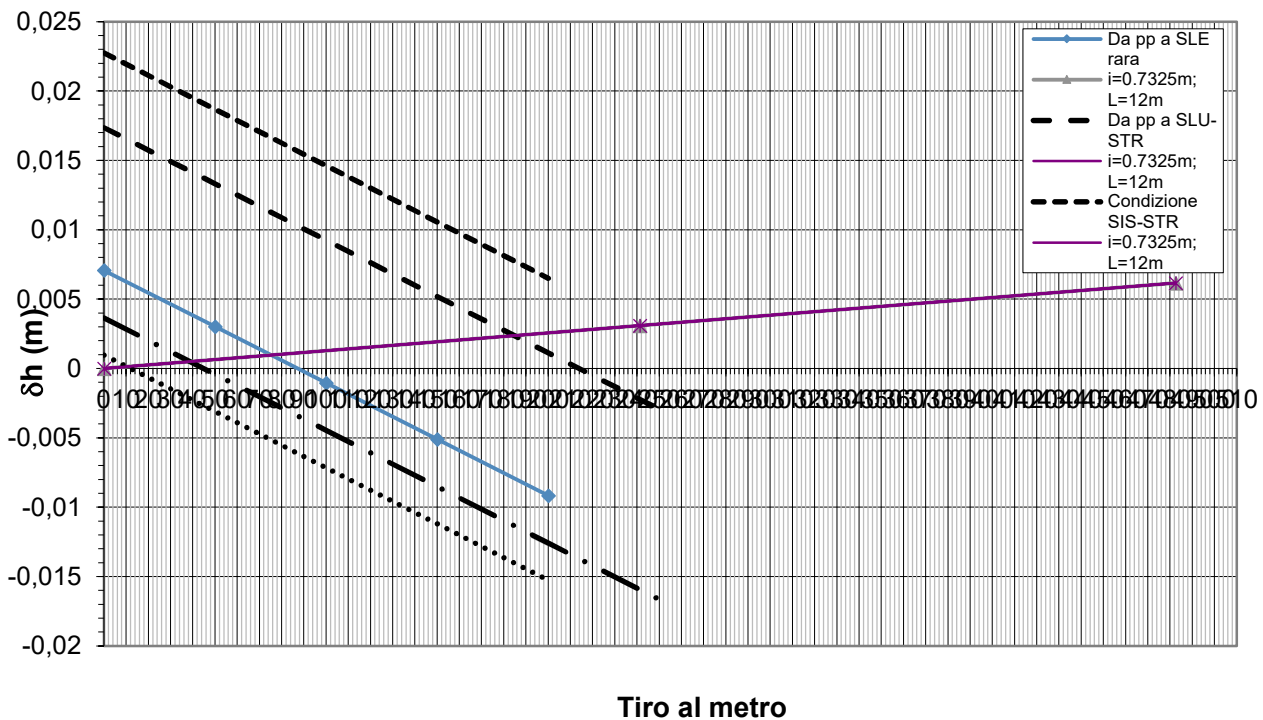


Figura 3-8. Curve caratteristiche tiranti passivi

3.5 PORTATA LIMITE PER GLI ANCORAGGI DELLE SPALLE

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

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

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

dove:

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

ϕ_{perf} diametro nominale della perforazione;

L lunghezza del bulbo di ancoraggio;

τ aderenza limite bulbo-terreno.

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

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

dove:

ξ_{a3} e ξ_{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 – AMPLIAMENTO2 (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	16245	4489	1912
	traffico 1	2	17449	4489	2225
	traffico 2a	3	17008	4618	761
	traffico 2a config 2	4	16407	4618	605
Massimizzazione trazione	no traffico	5	12919	4489	-767
	traffico 1	6	14124	4489	-454
	traffico 2a	7	13683	4618	-1918
	traffico 2a config 2	8	13081	4618	-2074
sistema	Traffico +	9	15353	8659	-20120
	traffico -	10	10841	8285	-24198
Rara	no traffico	11	12919	3325	4118
	traffico 1	12	13811	3325	4350
	traffico 2a	13	13485	3421	3266
	neve dominante	14	13039	3421	3150
frequente	no traffico	15	12919	3204	4820
	traffico 1	16	13485	3204	4967

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

4.2 MODELLO DI CALCOLO

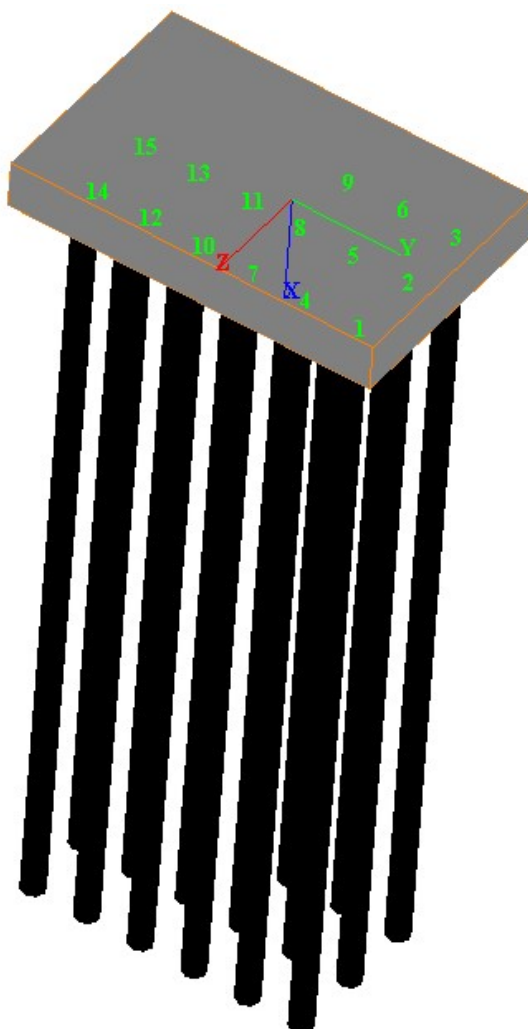


Figura 4-1. Spalla - Modello di calcolo palificata: vista tridimensionale

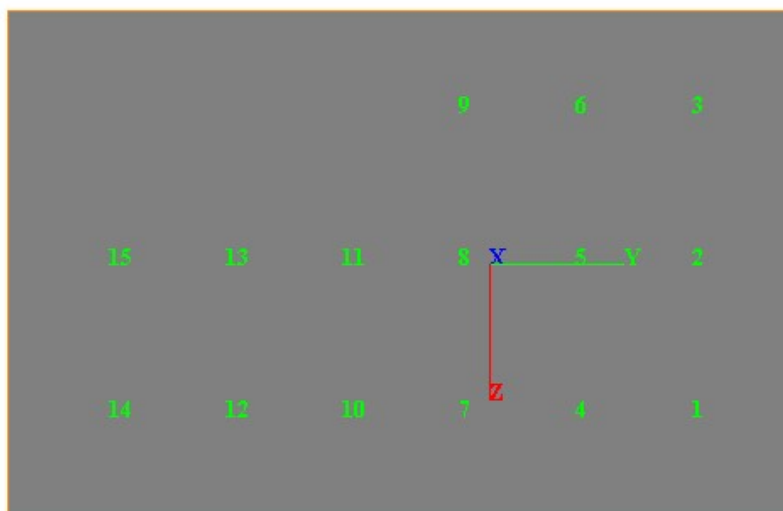


Figura 4-2. Spalla - Modello di calcolo palificata: piano y-z

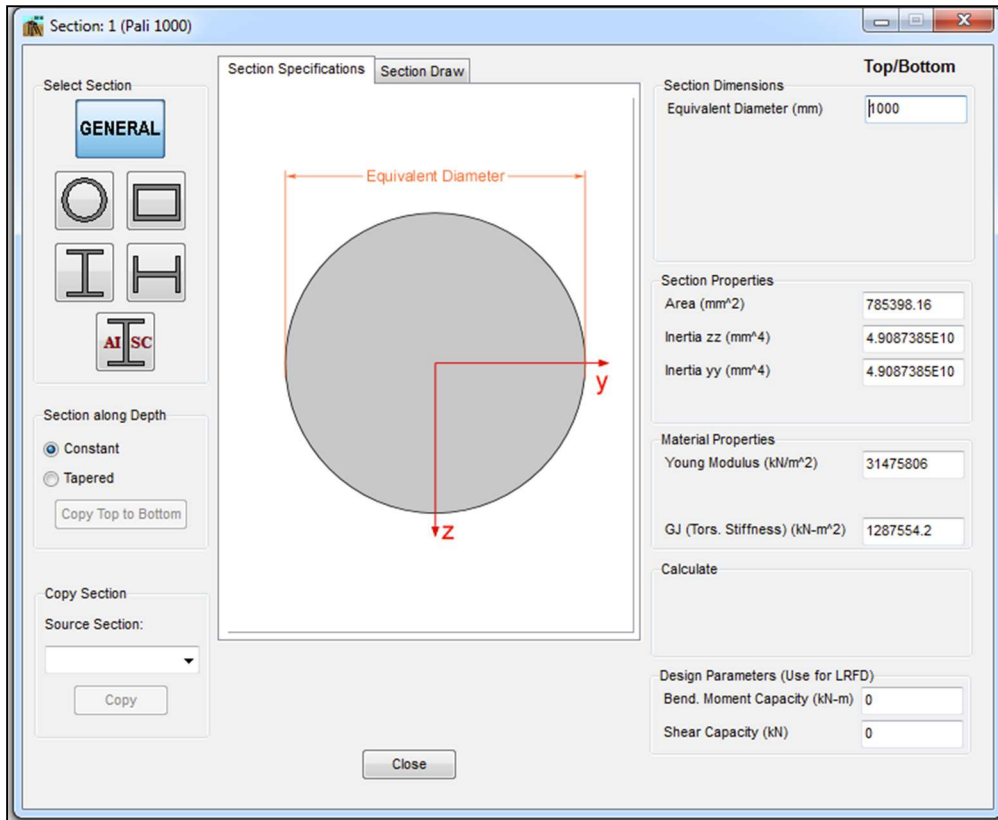


Figura 4-3. Caratteristiche geometriche e meccaniche sezione trasversale pali

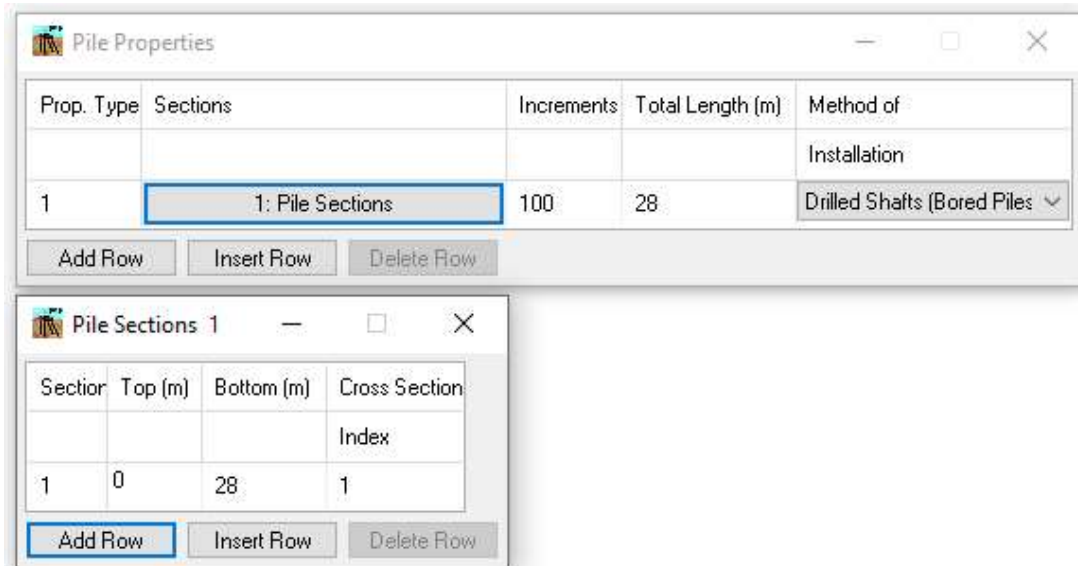


Figura 4-4. Parametri dei pali in GROUP

Pile Group 3D Layout

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

Add Row Insert Row Delete Row

Pile-Head Coordinates (3-D)

Pile #	Pile-Top Vertical	Pile-Top Horizontal		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)
	X-Coordinates (m)	Y-Coordinates (m)	Z-Coordinates (m)				
1	0	4.14	3	0	90	0	0
2	0	4.14	0	0	90	0	0
3	0	4.14	-3	0	90	0	0
4	0	1.84	3	0	90	0	0
5	0	1.84	0	0	90	0	0
6	0	1.84	-3	0	90	0	0
7	0	-0.46	3	0	90	0	0
8	0	-0.46	0	0	90	0	0
9	0	-0.46	-3	0	90	0	0
10	0	-2.76	3	0	90	0	0
11	0	-2.76	0	0	90	0	0
12	0	-5.06	3	0	90	0	0
13	0	-5.06	0	0	90	0	0
14	0	-7.36	3	0	90	0	0
15	0	-7.36	0	0	90	0	0

Add Row Insert Row Delete Row

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

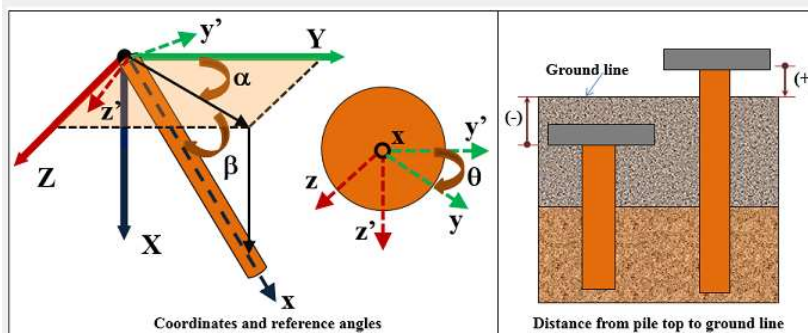


Figura 4-5. Disposizione dei pali in GROUP

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	1.5	1: Cemented c-phi Soil
2	Silt (cemented c-phi)	1.5	13.5	2: Cemented c-phi Soil
3	Silt (cemented c-phi)	13.5	16.5	3: Cemented c-phi Soil
4	Silt (cemented c-phi)	16.5	35	4: Cemented c-phi Soil

Add Row Insert Row Delete Row

1=Top, 2=Bottom	Effective Unit Weight (kN/m ³)	Undrained Cohesion, c (kN/m ²)	Friction Angle (DEG.)	p-y Modulus, k (kN/m ³)	Strain Factor E50	Ultimate Unit Side Friction (kN/m ²)	Ultimate Unit Tip Resistance (kN/m ²)
1	8	50	26	20000	0.007	31	490
2	9	55	26	20000	0.007	33	563

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.

1=Top, 2=Bottom	Effective Unit Weight (kN/m ³)	Undrained Cohesion, c (kN/m ²)	Friction Angle (DEG.)	p-y Modulus, k (kN/m ³)	Strain Factor E50	Ultimate Unit Side Friction (kN/m ²)	Ultimate Unit Tip Resistance (kN/m ²)
1	8	55	26	20000	0.007	33	563
2	9	70.5	26	20000	0.007	42	931

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.

1=Top, 2=Bottom	Effective Unit Weight (kN/m ³)	Undrained Cohesion, c (kN/m ²)	Friction Angle (DEG.)	p-y Modulus, k (kN/m ³)	Strain Factor E50	Ultimate Unit Side Friction (kN/m ²)	Ultimate Unit Tip Resistance (kN/m ²)
1	8	70.5	26	50000	0.007	42	931
2	9	75	26	50000	0.007	45	1028

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.

1=Top, 2=Bottom	Effective Unit Weight (kN/m ³)	Undrained Cohesion, c (kN/m ²)	Friction Angle (DEG.)	p-y Modulus, k (kN/m ³)	Strain Factor E50	Ultimate Unit Side Friction (kN/m ²)	Ultimate Unit Tip Resistance (kN/m ²)
1	8	75	26	50000	0.007	30	1047
2	9	117	26	50000	0.007	47	1805

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.

Figura 4-6. Spalla - Caratteristiche meccaniche terreno

4.3 ANALISI GEOTECNICA

4.3.1 Sollecitazioni di calcolo

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

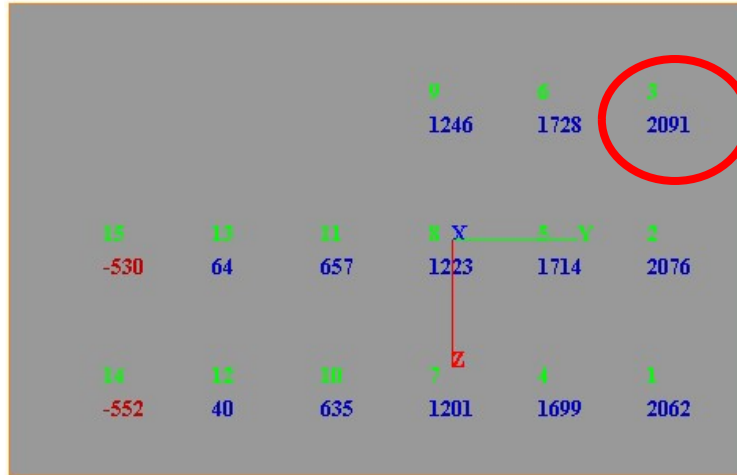


Figura 4-7. Sollecitazioni assiali nei pali per Combinazione 9 (SLV)

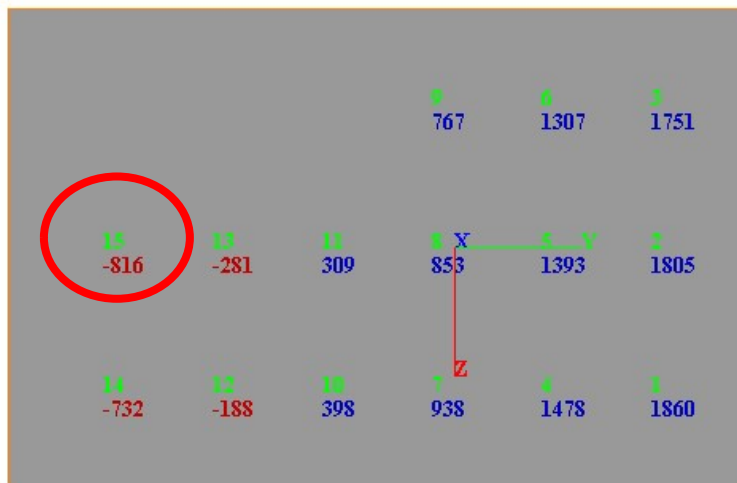


Figura 4-8. Sollecitazioni assiali nei pali per Combinazione 10 (SLV)

4.3.2 Verifica geotecnica

Stratigrafia Terreno					
Strato	Q _{INIZIALE} (m)	Q _{FINALE} (m)	Descrizione	sigla	N _{SPT}
A	0	1.5	Limo Argilloso	A	0
A'	1.5	13.5	Limo Argilloso	A'	0
A''	13.5	35	Limo Argilloso	A''	0

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					
Combinazione	Pali Trivellati		n°Indagini	ξ3	ξ4
				1	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 =	28.0	m	5		
L Bulbo =	28.0	m			
Caratteristiche Terreno					
γ =	19.0	kN/m ³	LIMO ARGILLOSO A, A', A''		
φ =	26.0	°			
γ =	20.0	kN/m ³	GHIAIA E SABBIA B		
φ =	38	°			
Azioni di Calcolo					
N _{Ed} Compressione =	2091	kN			
N _{Ed} Trazione =	824	kN			
Resistenza di Calcolo					
N _{Rd} Compressione =	2467	kN			
N _{Rd} Trazione =	1751	kN			
Esito della Verifica					
N _{Rd} > N _{Ed}					
N _{Rd}		N _{Ed}			
2467	>	2421			
1751	>	824			
La Verifica Risulta Soddisfatta					

Figura 4-10. Verifica a Capacità portante dei Pali

Table with 2 columns: Type (A, A', A''), Values (1.5, 13.5, 35), and Labels (Lima Apilicosa, Lima Angilicosa, Lima Angilicosa). Includes additional values for specific load cases.

Table with 5 columns: Strada, Quiviale (m), Descrizione, stato, Ngr. Lists road types like A, A', A'' and their corresponding descriptions and load numbers.

La zona miniale e centrale con la zona della Testa della Marmola

Main data table for pile capacity determination. Columns include: Strada, Quiviale (m), Descrizione, stato, Ngr, Hmax, A, A', A'', Cn, C, C', C'', q1, q2, q3, q4, q5, q6, q7, q8, q9, q10, q11, q12, q13, q14, q15, q16, q17, q18, q19, q20, q21, q22, q23, q24, q25, q26, q27, q28, q29, q30, q31, q32, q33, q34, q35, q36, q37, q38, q39, q40, q41, q42, q43, q44, q45, q46, q47, q48, q49, q50, q51, q52, q53, q54, q55, q56, q57, q58, q59, q60, q61, q62, q63, q64, q65, q66, q67, q68, q69, q70, q71, q72, q73, q74, q75, q76, q77, q78, q79, q80, q81, q82, q83, q84, q85, q86, q87, q88, q89, q90, q91, q92, q93, q94, q95, q96, q97, q98, q99, q100. The table contains a large number of rows, each representing a specific pile configuration and its corresponding capacity values under various conditions.

Figura 4-11. Determinazione della Capacità portante dei Pali

4.4 ANALISI STRUTTURALE

4.4.1 Sollecitazioni di calcolo

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

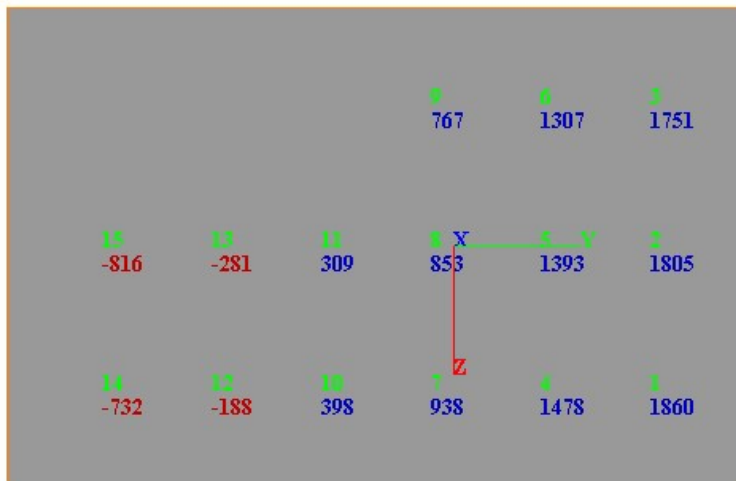


Figura 4-12. Minime sollecitazioni assiali nei pali per Combinazione 10 (SLV)

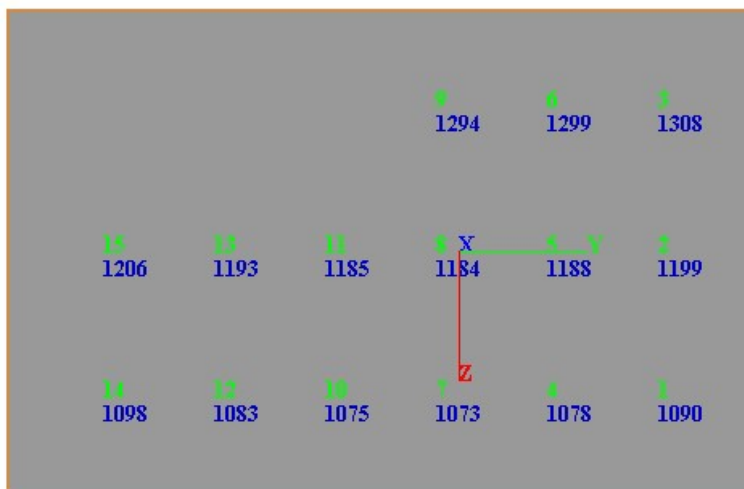


Figura 4-13. Massime sollecitazioni flettenti nei pali per Combinazione 9 (SLV)

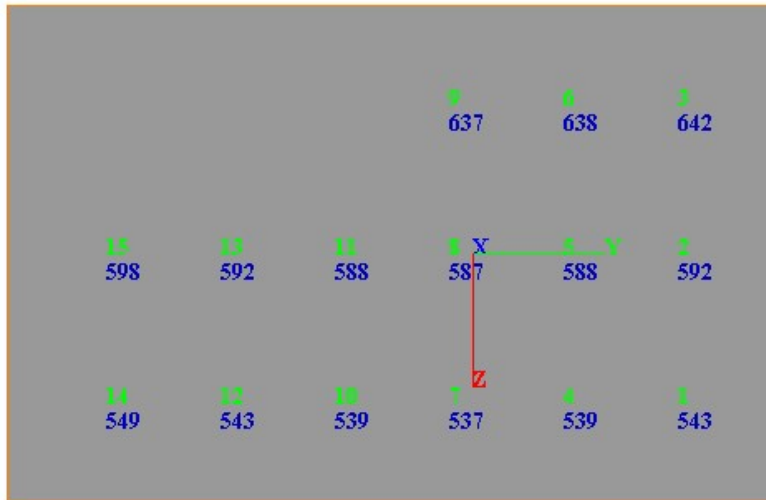


Figura 4-14. Massime sollecitazioni di taglio nei pali per Combinazione 9 (SLV)

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

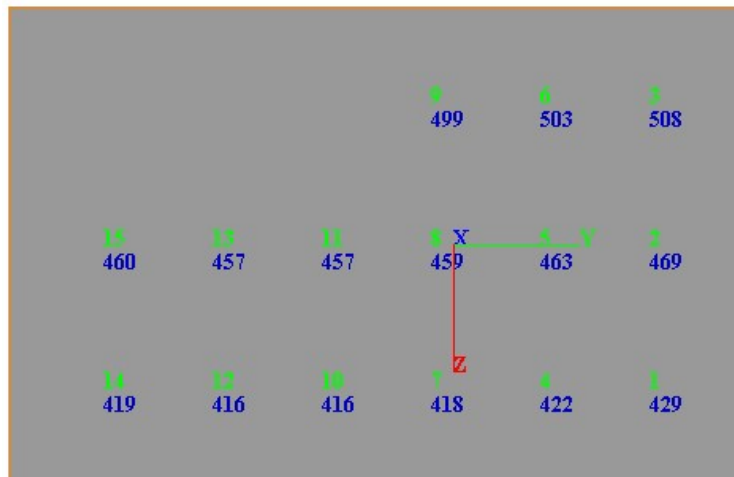


Figura 4-15. Massime sollecitazioni flettenti nei pali per Combinazione 16 (FREQ.)

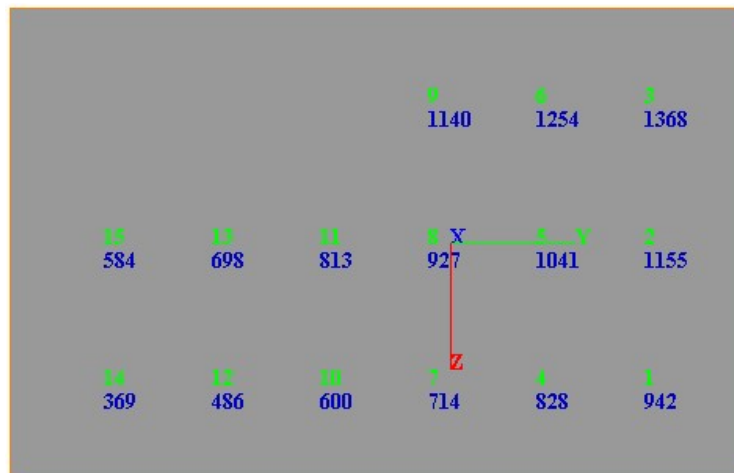


Figura 4-16. Minime sollecitazioni assiali nei pali per Combinazione 16 (FREQ.)

4.4.2 Verifica strutturale

Armatura disposta

- Armatura verticale: 24Ø26
- Armatura a taglio: Ø12/15cm

Verifica a flessione

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

Figura 4-17. Verifica tenso-flessione_SLU

Verifica a taglio

Metodo di Clarke & Birjandi

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

Parametri della sezione rettangolare equivalente

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

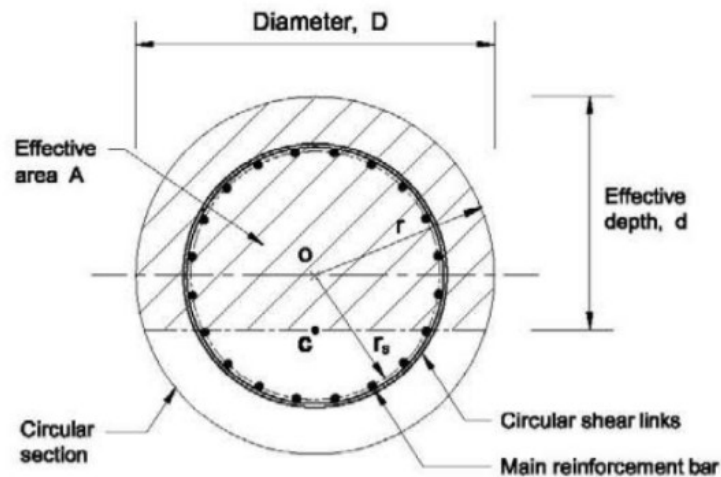


Figura 4-18. Metodo di Clarke e Birjandi - calcolo sezione rettangolare equivalente.

NTC. 2018									
4.1.2.3.5.2 - Elementi con armature trasversali resistenti a taglio									
Rck [MPa] =	30	fck [MPa] =	24.9	PALO CIRCOLARE	-----	AREA RETTANGOLARE EQUIVALENTE			
fcd [MPa] =	14.11 (c.a. $\gamma_c=1,5$)								
fctk [MPa] =	1.79			r	500	mm	raggio sezione circolare		
fctd [MPa] =	1.19 (c.a. $\gamma_c=1,5$)			c	85	mm	copriferro		
fywd [MPa] =	391.30 (B450C $\gamma_s=1,15$)			$r_s = r - c$	415	mm	raggio sezione circolare confinata		
<i>Verifica del conglomerato</i>				sen α	0.528	-	sen $\alpha = (2r_s)/(\pi r)$		
				α	0.557	rad			
				A_{tot}	785398.2	mm ²	Area totale della sezione circolare		
H [mm] =	932	Altezza della sezione		A	644028	mm ²	area della sezione rettangolare equivalente $A = r(2+a+\text{sen}\alpha)$		
d [mm] =	764	Altezza utile della sezione							
b_w [mm] =	843	Larghezza della membratura resistente a taglio							
α_c =	1	1 per N=0		AREA RETTANGOLARE EQUIVALENTE					
α =	90	inclinazione armatura	1.570796						
θ =	21.8	inclinazione fessura	0.380482	b	843	mm	larghezza equivalente $b=A/d$		
cotga =	6.13E-17			h	932	mm	altezza equivalente $h=A_{tot}/b$		
cotgq =	2.50	tra 1 e 2,5		d	764	mm	altezza utile equivalente $d=r(1+\text{sen}\alpha)$		
V_{Rcd} [kN] =	1410.01	Resistenza a compressione bielle $=0,9 \times b_w \times d \times \alpha_c \times f_{cd} \times (\cotga + \cotgq) / (1 + \cotg2q)$							
<i>Verifica dell'acciaio</i>									
A_{sw} [mm ²] =	226.08	$\phi 12$ 2br	staffe						
s [mm] =	150		passo staffe						
V_{Rsd} [kN] =	1014.16	Resistenza armature = $0,9 \times d \times A_{sw} / s \times (\text{ct}\alpha + \text{ctg}\theta) \text{sin}\alpha$							
V_{Rd} [kN] =	1014.16	Min. tra V_{Rcd} e V_{Rsd}							
V_{Sdu} [kN] =	642.00	Sollecitazione di progetto SLU							
Verificato									

Figura 4-19. Verifica a Taglio

Verifica a fessurazione

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

Verifica C.A. S.L.U. - File: Verifica tenso-flessione sezione circolare

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

Titolo: Verifica a tenso-flessione_91T

Sezione circolare cava

Raggio esterno: 50 [cm]
 Raggio interno: 0 [cm]
 N° barre uguali: 24
 Diametro barre: 2.6 [cm]
 Copriferro (baric.): 8.5 [cm]

N° barre: 0 Zoom

Tipo Sezione

Rettan.re Trapezi
 a T Circolare
 Rettangoli Coord.

Sollecitazioni

S.L.U. Metodo n

N_{Ed}: -816 369 kN
 M_{xEd}: 1308 508 kNm
 M_{yEd}: 0 0

P.to applicazione N

Centro Baricentro cls
 Coord.[cm] xN: 0 yN: 0

Metodo di calcolo

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

Materiali

B450C **C25/30**

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

σ_c : -6.193 N/mm²
 σ_s : 127.4 N/mm²
 ϵ_s : 0.6368 ‰
 d: 91.5 cm
 x: 38.59 x/d: 0.4217
 δ : 0.9672

Vertici: 52
 Verifica
 N° iterazioni: 4
 Precompresso

Figura 4-20. Verifica Tenso-flessionale_SLE

La verifica a Fessurazione si omette in quanto il tasso di sollecitazione dell'acciaio, per combinazione Frequente, è inferiore a 220 MPa, come specificato nella tabella C4.1.II delle NTC 2018.

5 FONDAZIONE PILA – AMPLIAMENTO 2 (NUOVA REALIZZAZIONE)

La palificata di fondazione della pila presenta le seguenti caratteristiche:

- Lunghezza micropali: 32m
- Diametro del perforo: Ø240mm
- Armatura: Ø177.80mm – sp.10mm
- Numero file micropali in direzione trasversale 9
- Interasse micropali in direzione trasversale 0.80m
- Numero file micropali in direzione longitudinale 10
- Interasse micropali in direzione longitudinale 0.72m

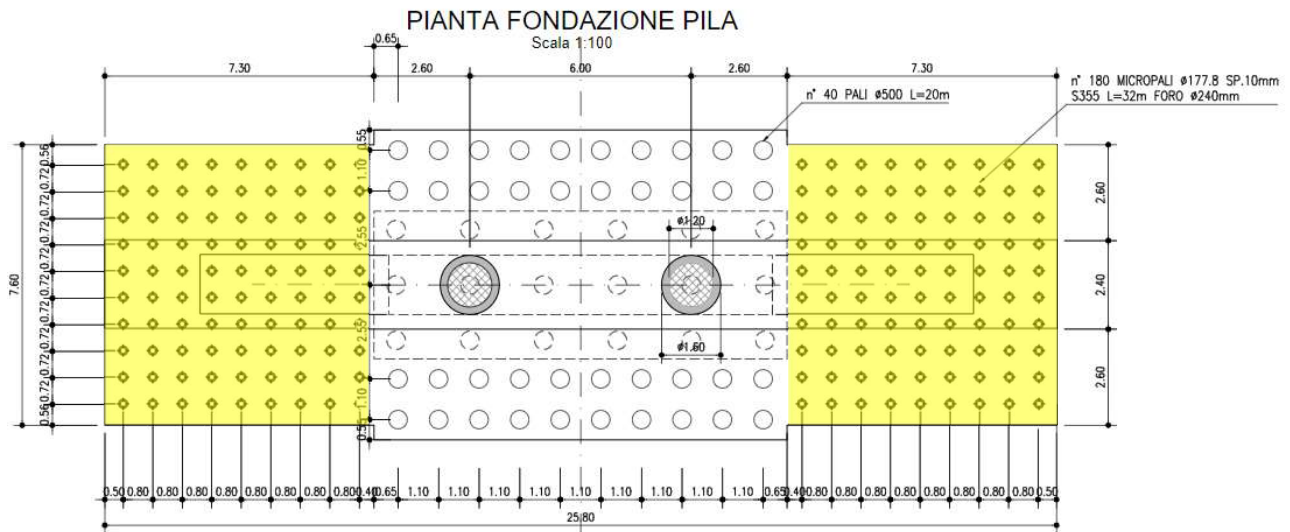


Figura 5-1. Pila – Pianta fondazioni

Dato che la pila presenta rigidità nella direzione trasversale molto superiore rispetto a quella nella direzione longitudinale, le verifiche della palificata di fondazione sono condotte solo per le azioni agenti nella direzione longitudinale. Dato, inoltre, che l'interasse tra le file di micropali in direzione trasversale è costante (0.80m) l'analisi viene condotta su una larghezza di palificata pari all'interasse tra i micropali (0.80m).

5.1 AZIONI DI CALCOLO

I seguenti tabulati riportano l'analisi dei carichi e le sollecitazioni di calcolo agenti in fondazione.

ANALISI DEI CARICHI AGENTI SULL'IMPALCATO E GRAVANTI SULLA PILA																						
n_{imp}	2,00	[-]	n° impalcati																			
Carichi permanenti strutturali																						
Travi esistenti				Travi nuova realizzazione																		
γ	25,00	[kN/m ³]	peso proprio	γ	78,50	[kN/m ³]	peso proprio															
A	0,56	[m ²]	area della sezione	A	0,06	[m ²]	area della sezione															
L	20,40	[m]	lunghezza	L	21,50	[m]	lunghezza															
n	4,00	[-]	n° travi	n	6,00	[-]	n° travi															
P_i	575	[kN]	carico su singolo appoggio impalcato	P_i	309	[kN]	carico su singolo appoggio impalcato															
P	1151	[kN]	carico su pila	P	619	[kN]	carico su pila															
Soletta esistente				Soletta di nuova realizzazione																		
γ	25,00	[kN/m ³]	peso proprio	γ	25,00	[kN/m ³]	peso proprio															
h	0,20	[m]	spessore	h	0,25	[m]	spessore															
B	10,51	[m]	larghezza	B	10,56	[m]	larghezza															
L	21,50	[m]	lunghezza	L	21,50	[m]	lunghezza															
n	1,00	[-]	n°	n	1,00	[-]	n°															
P_i	565	[kN]	carico su singolo appoggio impalcato	P_i	710	[kN]	carico su singolo appoggio impalcato															
P	1130	[kN]	carico su pila	P	1419	[kN]	carico su pila															
Cordoli																						
γ	25,00	[kN/m ³]	peso proprio																			
h	0,15	[m]	spessore																			
B	0,70	[m]	larghezza																			
L	21,50	[m]	lunghezza																			
n	2,00	[-]	n°																			
P_i	56	[kN]	carico su singolo appoggio impalcato																			
P	113	[kN]	carico su pila																			
Carichi permanenti non strutturali																						
Pavimentazione esistente				Pavimentazione di nuova realizzazione																		
γ	22,00	[kN/m ³]	peso proprio	γ	22,00	[kN/m ³]	peso proprio															
h	0,20	[m]	spessore	h	0,11	[m]	spessore															
B	10,51	[m]	larghezza	B	9,16	[m]	larghezza															
L	21,50	[m]	lunghezza	L	21,50	[m]	lunghezza															
n	1,00	[-]	n°	n	1,00	[-]	n°															
P_i	497	[kN]	carico su singolo appoggio impalcato	P_i	238	[kN]	carico su singolo appoggio impalcato															
P	994	[kN]	carico su pila	P	477	[kN]	carico su pila															
Carichi variabili da traffico - tandem system																						
w	19,67	[m]	larghezza totale impalcato	Tab. 5.1.II - Intensità dei carichi Q_k e q_k per le diverse corsie <table border="1"> <thead> <tr> <th>Posizione</th> <th>Carico asse Q_k [kN]</th> <th>q_k [kN/m²]</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>Corsia Numero 1</td> <td>300</td> <td>9,00</td> </tr> <tr> <td>Corsia Numero 2</td> <td>200</td> <td>2,50</td> </tr> <tr> <td>Corsia Numero 3</td> <td>100</td> <td>2,50</td> </tr> <tr> <td>Altre corsie</td> <td>0,00</td> <td>2,50</td> </tr> </tbody> </table>				Posizione	Carico asse Q_k [kN]	q_k [kN/m ²]	Corsia Numero 1	300	9,00	Corsia Numero 2	200	2,50	Corsia Numero 3	100	2,50	Altre corsie	0,00	2,50
Posizione	Carico asse Q_k [kN]	q_k [kN/m ²]																				
Corsia Numero 1	300	9,00																				
Corsia Numero 2	200	2,50																				
Corsia Numero 3	100	2,50																				
Altre corsie	0,00	2,50																				
n_l	6,00	[-]	n° corsie convenzionali																			
n_c	3,00	[-]	n° corsie convenzionali con traffico																			
w _i	3,00	[m]	larghezza corsia convenzionale																			
p _i	10,67	[m]	parte rimanente																			
Q	1200	[kN]	carichi concentrati da traffico con disposizione in corrispondenza pila																			

Carichi variabili da traffico - uniformly distributed loads			
w	19,67	[m]	larghezza totale impalcato
n _l	6,00	[-]	n° corsie convenzionali
n _c	3,00	[-]	n° corsie convenzionali con traffico
w _l	3,00	[m]	larghezza corsia convenzionale
w _{rim}	10,67	[m]	parte rimanente
w ₁	3,00	[m]	
q ₁	9,00	[kN/m ²]	
w ₂	3,00	[m]	
q ₂	2,50	[kN/m ²]	
w ₃	3,00	[m]	
q ₃	2,50	[kN/m ²]	
w _{rim}	10,67	[m]	
q _{rim}	2,50	[kN/m ²]	
L	21,50	[m]	lunghezza
n	1,00	[-]	n°
P _i	738	[kN]	carico su singolo appoggio impalcato
P	1477	[kN]	carico su pila

ANALISI DEI CARICHI DIRETTAMENTE AGENTI SULLA PILA			
Carichi permanenti strutturali			
<u>Pulvino esistente</u>		<u>Pulvino di nuova realizzazione</u>	
γ	25,00 [kN/m ³]	γ	25,00 [kN/m ³]
A	10,46 [m ²]	A	16,27 [m ²]
b	1,60 [m]	b	1,60 [m]
n	1,00 [-]	n	1,00 [-]
P	418 [kN]	P	651 [kN]
<u>Fusto esistente</u>		<u>Fusto di nuova realizzazione</u>	
γ	25,00 [kN/m ³]	γ	25,00 [kN/m ³]
∅	1,60 [m]	A	8,00 [m ²]
H	5,70 [m]	H	6,15 [m]
n	2,00 [-]	n	2,00 [-]
P	573 [kN]	P	2460 [kN]
<u>Plinto</u>			
γ	25,00 [kN/m ³]		
A	13,58 [m ²]		
b	25,80 [m]		
n	1,00 [-]		
P	8759 [kN]		

SOLLECITAZIONI DI CALCOLO ALLA BASE DELLA PILA - SLU									
<u>Carichi verticali da impalcato</u>									
				P [kN]					
- Carichi permanenti strutturali			4431	(G1)					
- Carichi permanenti non strutturali			1471	(G2)					
- Carichi verticali da traffico (Tandem System)			1200	(Q1-ts)					
- Carichi verticali da traffico (Uniformly Distributed Loads)			1477	(Q1-udl)					
<u>Carichi verticali agenti direttamente su pila</u>									
- Carichi permanenti strutturali			12861	(G1)					
<u>Carichi verticali totali agenti in fondazione</u>									
						γG / γQ			
- Carichi permanenti strutturali			17292	(G1)	x	1,35	=	23345	
- Carichi permanenti non strutturali			1471	(G2)	x	1,35	=	1986	
- Carichi verticali da traffico (Tandem System)			1200	(Q1)	x	1,35	=	1620	
- Carichi verticali da traffico (Uniformly Distributed Loads)			1477	(Q1)	x	1,35	=	1993	
								28944	[kN]
<u>Carichi al metro lineare per calcolo palificata</u>									
L	25,8	[m]							
P	1122	[kN/m]							

SOLLECITAZIONI DI CALCOLO ALLA BASE DELLA PILA - SLV									
Si considera, come accelerazione di progetto, quella in corrispondenza del "plateau" sismico (tratto orizzontale dello spettro in accelerazione di progetto)									
a _g	0,212	[g]							
F ₀	2,439	[-]							
S	1,62	[-]							
η	1	[-]							
a*	0,838	[g]							
Nella tabella successiva:									
h = distanza verticale del punto di applicazione carichi rispetto intradosso fondazione									
P = carico verticale per condizione sismica									
F _y = forza di inerzia									
M = momento ribaltante in corrispondenza intradosso fondazione									
<u>Carichi da impalcato</u>									
Carico	P [kN]	F _y [kN]	h [m]	Mz [kNm]					
(G1)	4431	7424	9,77	72528					
(G2)	1471	2464	9,77	24074					
(Q1-ts)	240	201	9,77	1964					
(Q1-udl)	295	495	9,77	4833					
<u>Carichi su pila</u>									
Carico	P [kN]	F _y [kN]	h [m]	Mz [kNm]					
(G1 - pulv.)	1069	895	8,95	8014					
(G1 - fusti)	573	480	5,45	2616					
(G1 - setti)	2460	2061	5,68	11694					
(G1 - plinto)	8759	7337	1,30	9538					
Totale	19298	21357		135263					
<u>Carichi al metro lineare per calcolo palificata</u>									
L	25,8	[m]							
	P [kN/m]	F _y [kN/m]			Mz [kNm/m]				
tot.	748	828			5243				

5.2 MODELLO DI CALCOLO

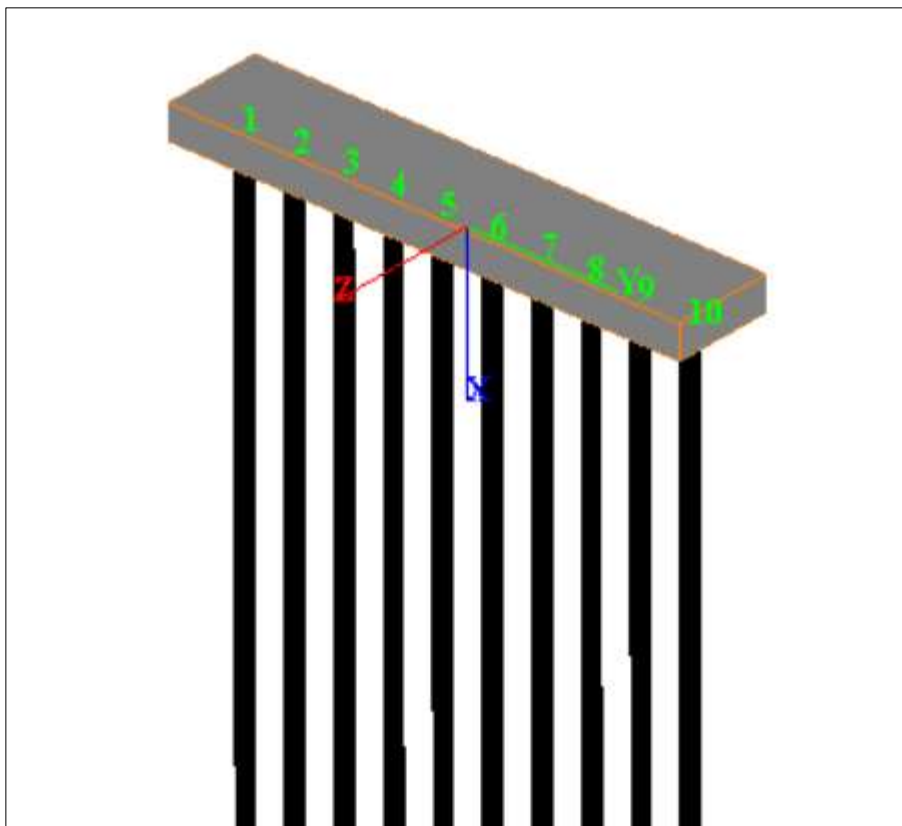


Figura 5-2. Pila - Modello di calcolo palificata: vista tridimensionale

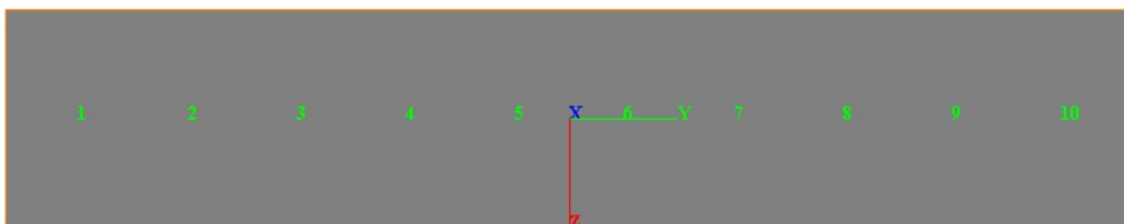


Figura 5-3. Pila - Modello di calcolo palificata: piano y-z

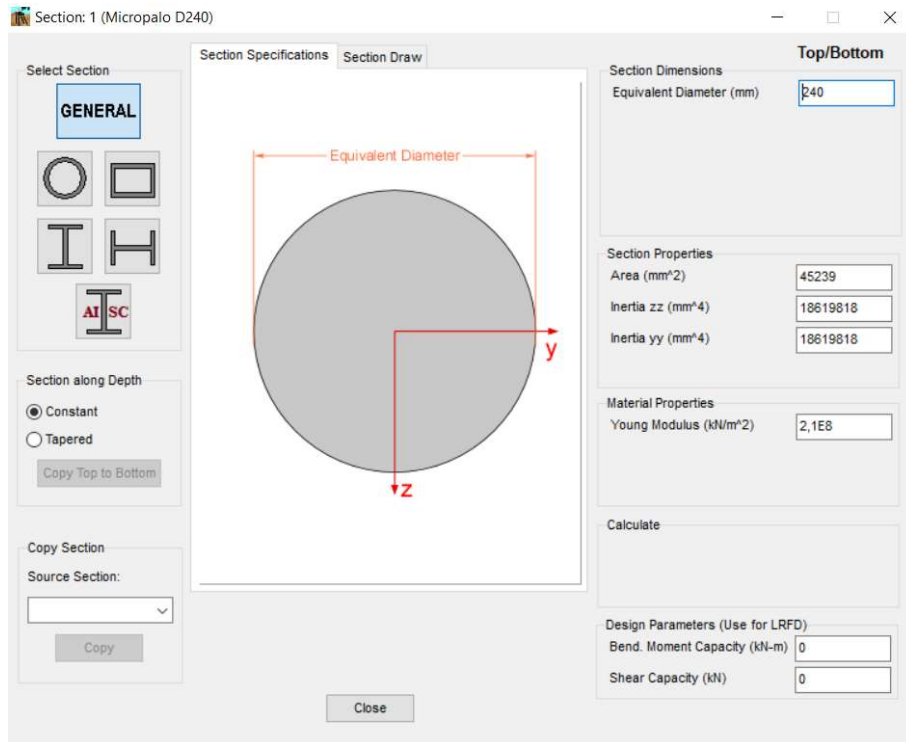


Figura 5-4. Pila - Caratteristiche geometriche e meccaniche sezione trasversale micropali

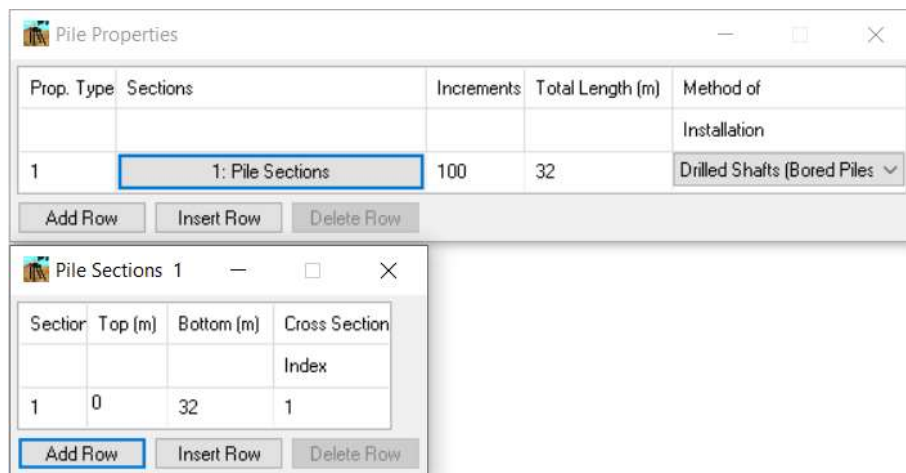


Figura 5-5. Pila - Parametri dei micropali in GROUP

Pile Sub-Groups

Sub-Group	Pile-Head Connection	Number of Piles	Pile Prop. Type	Rotational Spring (kN-m/rad)	Pile-to-Pile Space, (m)
1	Fixed	1	1	0	0
2	Fixed	1	1	0	0
3	Fixed	1	1	0	0
4	Fixed	1	1	0	0
5	Fixed	1	1	0	0
6	Fixed	1	1	0	0
7	Fixed	1	1	0	0
8	Fixed	1	1	0	0
9	Fixed	1	1	0	0
10	Fixed	1	1	0	0

Add Row Insert Row Delete Row

Pile-Head Coordinates (2-D)

Pile #	Pile-Top Vertical X-Coordinates, (m)	Pile-Top Horizontal Y-Coordinates, (m)	Batter Angle (from X Axis to Pile Axis) Use "+" for Count-clockwise, (DEGREES)	Vert. Dist. from Pile Top to Ground Line (*), (m)
1	0	-3,24	0	0
2	0	-2,52	0	0
3	0	-1,8	0	0
4	0	-1,08	0	0
5	0	-0,36	0	0
6	0	0,36	0	0
7	0	1,08	0	0
8	0	1,8	0	0
9	0	2,52	0	0
10	0	3,24	0	0

Add Row Insert Row Delete Row

* 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

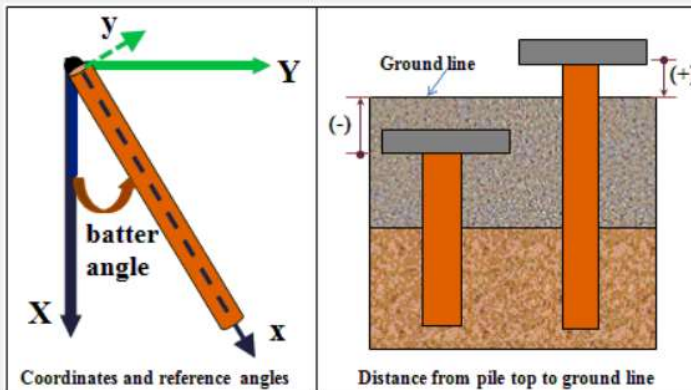


Figura 5-6. Pila - Disposizione dei micropali in GROUP

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	1,5	1: Cemented c-phi Soil
2	Silt (cemented c-phi)	1,5	13,5	2: Cemented c-phi Soil
3	Silt (cemented c-phi)	13,5	16,5	3: Cemented c-phi Soil
4	Silt (cemented c-phi)	16,5	40	4: Cemented c-phi Soil

Add Row Insert Row Delete Row

1=Top, 2=Bottom	Effective Unit Weight (kN/m ³)	Undrained Cohesion, c (kN/m ²)	Friction Angle (DEG.)	p-y Modulus, k (kN/m ³)	Strain Factor E50	Ultimate Unit Side Friction (kN/m ²)	Ultimate Unit Tip Resistance (kN/m ²)
1	8	50	26	83333	0	30	0
2	9	55	26	83333	0	33	0

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.

1=Top, 2=Bottom	Effective Unit Weight (kN/m ³)	Undrained Cohesion, c (kN/m ²)	Friction Angle (DEG.)	p-y Modulus, k (kN/m ³)	Strain Factor E50	Ultimate Unit Side Friction (kN/m ²)	Ultimate Unit Tip Resistance (kN/m ²)
1	8	55	26	83333	0	33	0
2	9	70,5	26	83333	0	42	0

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.

1=Top, 2=Bottom	Effective Unit Weight (kN/m ³)	Undrained Cohesion, c (kN/m ²)	Friction Angle (DEG.)	p-y Modulus, k (kN/m ³)	Strain Factor E50	Ultimate Unit Side Friction (kN/m ²)	Ultimate Unit Tip Resistance (kN/m ²)
1	8	70,5	26	208333	0	42	0
2	9	75	26	208333	0	45	0

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.

1=Top, 2=Bottom	Effective Unit Weight (kN/m ³)	Undrained Cohesion, c (kN/m ²)	Friction Angle (DEG.)	p-y Modulus, k (kN/m ³)	Strain Factor E50	Ultimate Unit Side Friction (kN/m ²)	Ultimate Unit Tip Resistance (kN/m ²)
1	9	76	26	208333	0	30	0
2	9	122	26	208333	0	49	0

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.

Figura 5-7. Pila - 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.

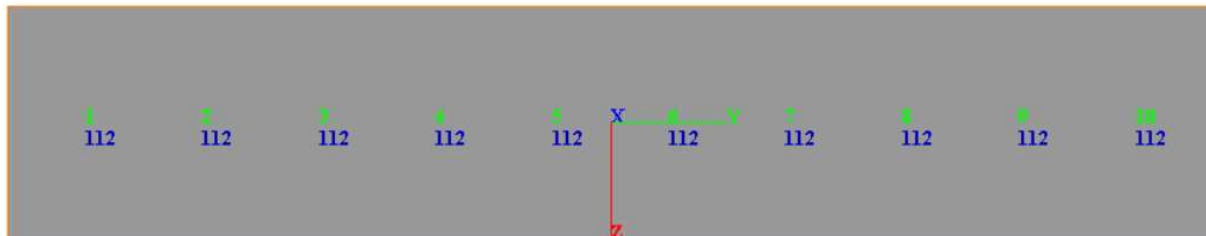


Figura 5-8. Azioni assiali di calcolo sulla palificata - SLU

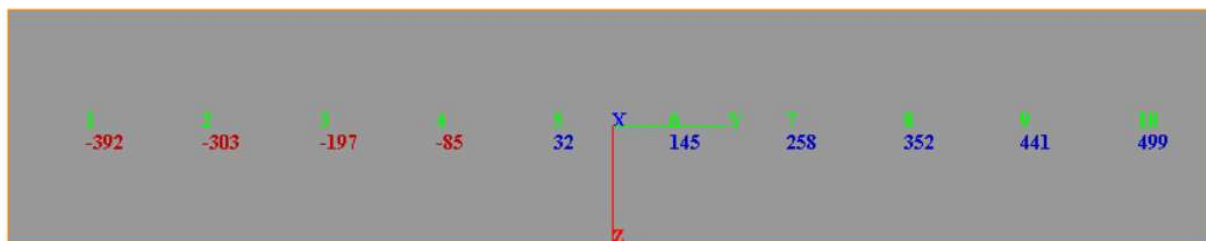


Figura 5-9. Azioni assiali di calcolo sulla palificata - SLV

5.3.2 Verifica geotecnica

Verifica Carico Limite Pali/Micropali						
Combinazione	Pali Trivellati			n° Indagini	ξ_3	ξ_4
A1 + M1 + R3	R3			1	1,7	1,7
Base	1,35			2	1,65	1,55
Laterale Compressione	1,15			3	1,60	1,48
Totale	1,30			4	1,55	1,42
Laterale Trazione	1,25			5	1,50	1,34
				7	1,45	1,28
				≥10	1,40	1,21
<i>Caratteristiche Pali/ Micropali</i>						
D Perforazione =	0,24	m		Numero di Verticali Indagate		
L Perforazione =	32,0	m		5		
L Bulbo =	32,0	m				
<i>Caratteristiche Terreno</i>						
$\gamma =$	19,0	kN/m ³	LIMO ARGILLOSO A, A', A''			
$\phi =$	26,0	°				
$\gamma =$	20,0	kN/m ³	GHIAIA E SABBIA B			
$\phi =$	38	°				
<i>Azioni di Calcolo</i>						
N _{Ed} Compressione =	399	kN				
N _{Ed} Trazione =	314	kN				
<i>Resistenza di Calcolo</i>						
N _{Rd} Compressione =	529	kN				
N _{Rd} Trazione =	486	kN				
<i>Esito della Verifica</i>						
$N_{Rd} > N_{Ed}$						
N _{Rd}		N _{Ed}				
529	>	421				
486	>	314				
La Verifica Risulta Soddisfatta						

5.4 ANALISI STRUTTURALE

5.4.1 Sollecitazioni di calcolo

I seguenti grafici riportano le azioni di taglio e flettenti agenti per la combinazione sismica che risulta essere la più significativa ai fini del calcolo.

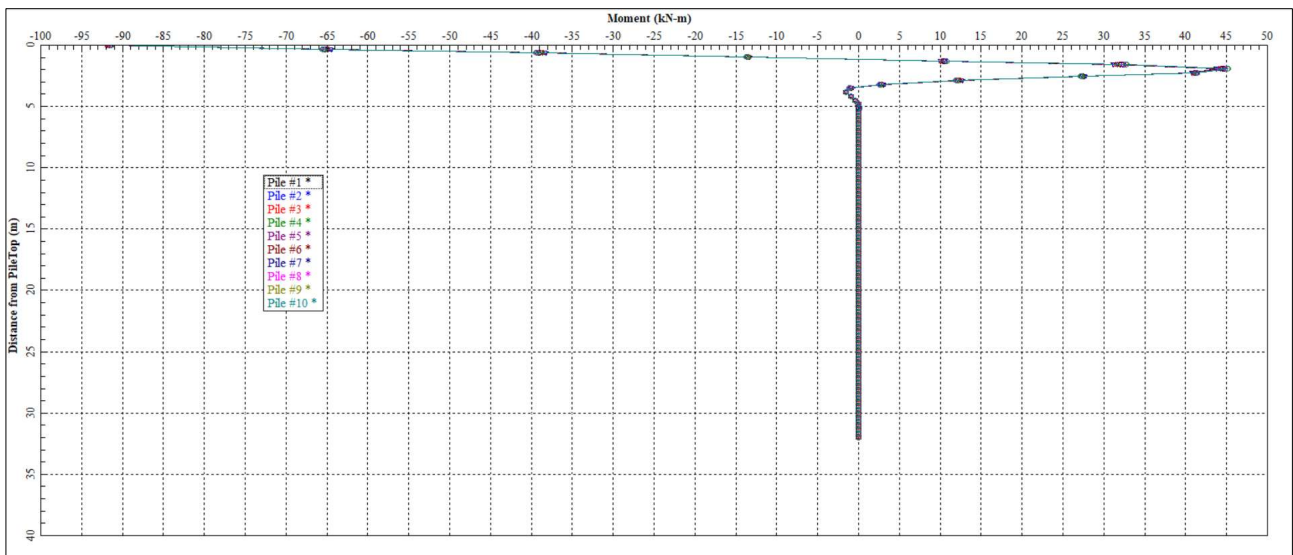


Figura 5-10. Azioni flettenti di calcolo sulla palificata – SLV

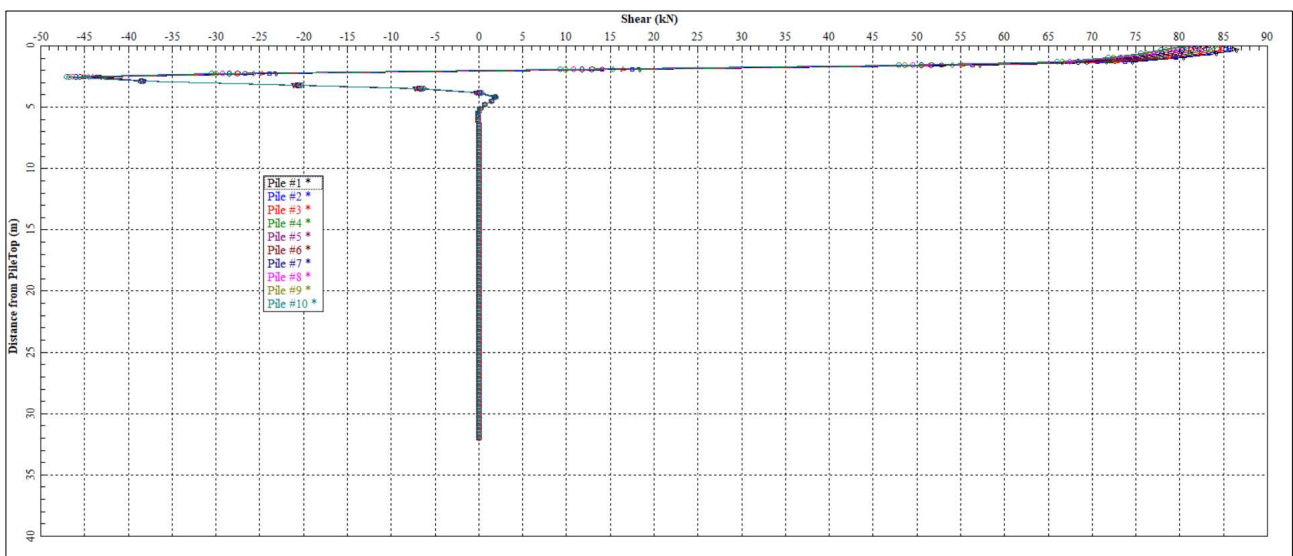


Figura 5-11. Azioni taglianti di calcolo sulla palificata – SLV

5.4.2 Verifica strutturale

DATI MATERIALE			
Acciaio S355 ex Fe510			
Modulo elastico:	E_s [MPa] =	210000	
Tensione ultima caratteristica:	f_u [MPa] =	510	
Tensione di snervamento caratteristica:	f_y [MPa] =	355	
Coefficiente di adattamento plastico:	ψ =	1,05	
Coefficiente di sicurezza sezioni trasversali (classe 1-2-3):	γ_{M0} =	1,05	
Coefficiente di sicurezza sezioni trasversali (classe 4):	γ_{M1} =	1,1	
Coefficiente di sicurezza all'instabilità:	γ_{M1} =	1,1	
	ρ [kg/m] =	41,38	
DATI GEOMETRICI TUBOLARE			
Classe profilo:		1	
Diametro esterno:	D [mm] =	177,8	
Spessore:	sp [mm] =	10	
Diametro interno:	d [mm] =	157,8	
Area:	A [mm ²] =	5271,6	
Area resistente a taglio:	$A_v = 2A/\pi$ [mm ²] =	3356,0	
momento statico	S^* [mm ³] =	140950,9	
Equivalente area di taglio	$A^* = I_t/S^*$ [mm ²] =	2642,0	
Momento di inerzia flessionale:	I [mm ⁴] =	18619818,1	
Momento di inerzia torsionale:	J [mm ⁴] =	37239636,3	
Modulo di resistenza elastico:	W_{el} [mm ³] =	209446,8	
Modulo di resistenza plastico:	W_{pl} [mm ³] =	281901,7	
Raggio giratore d'inerzia:	i [mm] =	59,4	
SOLLECITAZIONI			
Momento (valore di design):	M_{Sd} [KNm] =	74	
Taglio (valore di design):	V_{Sd} [KN] =	70	
Azione assiale (valore di design):	N_{Sd} [KN] =	400,8	
RESISTENZE DI PROGETTO (resistenza composta pressoflessione+taglio)			
Momento plastico (flessione):	$M_{pl,Rd}$ [KNm] =	95,3	
Taglio plastico:	$V_{pl,Rd}$ [KN] =	655,1	
	ρ =	0,6	
Interazione flessione-taglio:		trascurabile	
Momento plastico (flessione+taglio):	$M_{pl,Rd}$ [KNm] =	95,3	
Azione assiale plastico:	$N_{pl,Rd}$ [KN] =	1782,3	
Momento plastico ridotto (pressoflessione+taglio):	$M_{N,Rd}$ [KNm] =	90,5	
VERIFICHE DI RESISTENZA SLU (sollecitazione composta pressoflessione+taglio)			$S_d / R_d (<1)$
Verifica azione assiale	$N_{Sd} < N_{pl,Rd}$:	soddisfatta	0,22
Verifica taglio	$V_{Sd} < V_{pl,Rd}$:	soddisfatta	0,11
Verifica flessione	$M_{Sd} < M_{pl,Rd}$:	soddisfatta	0,77
Verifica flessione + taglio	$M_{Sd} < M_{pl,Rd}$:	soddisfatta	0,77
Verifica pressoflessione + taglio	$M_{Sd} < M_{N,Rd}$:	soddisfatta	0,81

6 ELEVAZIONE SPALLA – STRUTTURA ORIGINARIA (ESISTENTE)

Nel seguito si presentano le verifiche di resistenza e di ancoraggio dei tiranti passivi di nuova costruzione 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 =	11.72	m	
	Dimensione Longitudinale	B =	4.60	m	
Modulo del terreno	E =	75000	kPa	<i>(modulo elastico da adottare per terreno con caratteristiche migliorate da presenza pali tipo FRANKI)</i>	

Sollecitazioni Statica solo permanenti				N (kN)	H (kN)	M (kNm)	
N	=	908	KN/m	10640	3968	10341	
H	=	339	KN/m				
M	=	882	KN m/m	δv	δh	θ	$\delta h_{tot,sta,pp}$
B	=	11.72	m		7.30E-03	1.74E-03	1.69E-02

Sollecitazioni (al m) SLE freq				N (kN)	H (kN)	M (kNm)	
N	=	908	KN/m	10640	4494	13244	
H	=	383	KN/m				
M	=	1130	KN m/m	δv	δh	θ	$\delta h_{tot,sta,pp+acc}$
B	=	11.72	m		8.27E-03	2.23E-03	2.05E-02

Sollecitazioni (al m) SLE rara				N (kN)	H (kN)	M (kNm)	
N	=	1001	KN/m	11727	4899	16141	
H	=	418	KN/m				
M	=	1377	KN m/m	δv	δh	θ	$\delta h_{tot,sta,pp+acc}$
B	=	11.72	m		9.01E-03	2.71E-03	2.39E-02

Sollecitazioni (al m) SLE qp				N (kN)	H (kN)	M (kNm)	
N	=	908	KN/m	10640	4108	11115	
H	=	351	KN/m				
M	=	948	KN m/m	δv	δh	θ	$\delta h_{tot,sys}$
B	=	11.72	m		7.56E-03	1.87E-03	1.78E-02

Da pp a SLE rara						δh	θ	Δh_0	δh_{tot}	$\Delta \delta h_{tot,(sis-sta,pp+acc)}$	$\Delta \delta h_{tot,(sis-sta,pp)}$
Tiro/m	Tiro (kN)	N (kN)	H (kN)	M (kNm)							
0	0	11726.82	4899.44	16141.30		9.01E-03	2.71E-03	1.49E-02	2.39E-02	0.00E+00	0.00708
50	586	11726.82	4313.44	12918.30		7.93E-03	2.17E-03	1.19E-02	1.99E-02	-4.06E-03	0.00302
100	1172	11726.82	3727.44	9695.30		6.86E-03	1.63E-03	8.97E-03	1.58E-02	-8.12E-03	-0.00104
150	1758	11726.82	3141.44	6472.30		5.78E-03	1.09E-03	5.99E-03	1.18E-02	-1.22E-02	-0.00510
200	2344	11726.82	2555.44	3249.30		4.70E-03	5.46E-04	3.01E-03	7.71E-03	-1.62E-02	-0.00916

Da pp a SLE freq						δh	θ	Δh_0	δh_{tot}	$\Delta \delta h_{tot,(sis-sta,pp+acc)}$	$\Delta \delta h_{tot,(sis-sta,pp)}$
Tiro/m	Tiro (kN)	N (kN)	H (kN)	M (kNm)							
0	0	10639.62	4494	13243.81		8.27E-03	2.23E-03	1.22E-02	2.05E-02	-3.43E-03	0.00365
50	586	10639.62	3908	10020.81		7.19E-03	1.69E-03	9.27E-03	1.65E-02	-7.48E-03	-0.00041
100	1172	10639.62	3322	6797.81		6.11E-03	1.14E-03	6.29E-03	1.24E-02	-1.15E-02	-0.00446
150	1758	10639.62	2736	3574.81		5.03E-03	6.01E-04	3.31E-03	8.34E-03	-1.56E-02	-0.00852
200	2344	10639.62	2150	351.81		3.95E-03	5.92E-05	3.25E-04	4.28E-03	-1.97E-02	-0.01258
250	2930	10639.62	1564	-2871.19		2.88E-03	-4.83E-04	-2.66E-03	2.21E-04	-2.37E-02	-0.01664

Condizione SLE qp					δh	θ	Δh_{θ}	δh_{tot}	$\Delta \delta h_{tot,(sis-sta,pp+acc)}$	$\Delta \delta h_{tot,(sis-sta,pp)}$
Tiro/m	Tiro (kN)	N (kN)	H (kN)	M (kNm)						
0	0	10639.62	4108.23	11114.78	7.56E-03	1.87E-03	1.03E-02	1.78E-02	-6.10E-03	0.00097
50	586	10639.62	3522.23	7891.78	6.48E-03	1.33E-03	7.30E-03	1.38E-02	-1.02E-02	-0.00308
100	1172	10639.62	2936.23	4668.78	5.40E-03	7.85E-04	4.32E-03	9.72E-03	-1.42E-02	-0.00714
150	1758	10639.62	2350.23	1445.78	4.32E-03	2.43E-04	1.34E-03	5.66E-03	-1.83E-02	-0.01120
200	2344	10639.62	1764.23	-1777.22	3.24E-03	-2.99E-04	-1.64E-03	1.60E-03	-2.23E-02	-0.01526

Sollecitazioni (al m) SLU STR				N (kN)	H (kN)	M (kNm)	
N	=	930	KN/m	10905	6614	23851	
H	=	564	KN/m				
M	=	2035	KN m/m				
B	=	11.72	m				
				δv	δh	θ	$\delta h_{tot,sta,pp+acc}$
					1.22E-02	4.01E-03	3.42E-02

Da pp a SLU-STR					δh	θ	Δh_{θ}	δh_{tot}	$\Delta \delta h_{tot,(sis-sta,pp+acc)}$	$\Delta \delta h_{tot,(sis-sta,pp)}$
Tiro/m	Tiro (kN)	N (kN)	H (kN)	M (kNm)						
0	0	10904.69	6614.242	23850.92	1.22E-02	4.01E-03	2.21E-02	3.42E-02	1.03E-02	0.01736
50	586	10904.69	6028.242	20627.92	1.11E-02	3.47E-03	1.91E-02	3.02E-02	6.23E-03	0.01330
100	1172	10904.69	5442.242	17404.92	1.00E-02	2.93E-03	1.61E-02	2.61E-02	2.17E-03	0.00925
150	1758	10904.69	4856.242	14181.92	8.93E-03	2.38E-03	1.31E-02	2.20E-02	-1.89E-03	0.00519
200	2344	10904.69	4270.242	10958.92	7.85E-03	1.84E-03	1.01E-02	1.80E-02	-5.95E-03	0.00113
250	2930	10904.69	3684.242	7735.92	6.78E-03	1.30E-03	7.15E-03	1.39E-02	-1.00E-02	-0.00293

Sollecitazioni (al m) SIS STR				N (kN)	H (kN)	M (kNm)	
N	=	969	KN/m	11358	7148	28612	
H	=	610	KN/m				
M	=	2441	KN m/m				
B	=	11.72	m				
				δv	δh	θ	$\delta h_{tot,sis}$
					1.31E-02	4.81E-03	3.96E-02

Condizione SIS-STR					δh	θ	Δh_{θ}	δh_{tot}	$\Delta \delta h_{tot,(sis-sta,pp+acc)}$	$\Delta \delta h_{tot,(sis-sta,pp)}$
Tiro/m	Tiro (kN)	N (kN)	H (kN)	M (kNm)						
0	0	11357.94	7148.46	28612.00	1.31E-02	4.81E-03	2.65E-02	3.96E-02	1.57E-02	0.02275
50	586	11357.94	6562.46	25389.00	1.21E-02	4.27E-03	2.35E-02	3.56E-02	1.16E-02	0.01869
100	1172	11357.94	5976.46	22166.00	1.10E-02	3.73E-03	2.05E-02	3.15E-02	7.55E-03	0.01463
150	1758	11357.94	5390.46	18943.00	9.91E-03	3.19E-03	1.75E-02	2.74E-02	3.49E-03	0.01057
200	2344	11357.94	4804.46	15720.00	8.84E-03	2.64E-03	1.45E-02	2.34E-02	-5.64E-04	0.00651

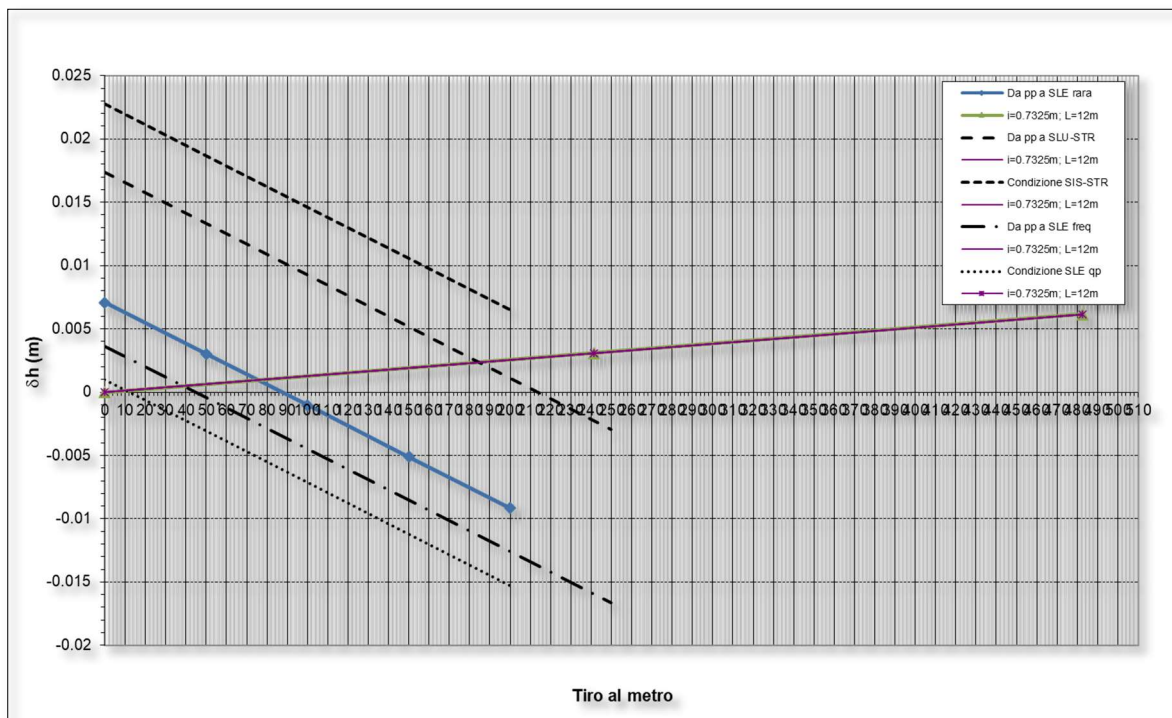


Figura 6-1. Curve caratteristiche tiranti passivi-spalla

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	55
SLE -FREQ.	28
SLE - Q-P	7
SLV	177
SLU	135

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);

α = 1.0;

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

L_A = lunghezza del bulbo di ancoraggio del tirante;

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

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

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

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

Capacità portante di un tirante (Bustamante e Doix)

$T_{eq,max}$	242	[tiro/m]	massima azione assiale al metro lineare su tirante equivalente (Comb.14)		
i	0.73	[m]	interasse tiranti		
α	15	[°]	inclinazione tiranti nel piano verticale		
β	5	[°]	inclinazione tiranti rispetto piano orizzontale		
T_{max}	184	[kN]	massima azione assiale su tirante		
d_{perf}	0.180	[m]	f_{yk}	355	[N/mm ²]
d_a	114.3	[mm]	γ_s	1.15	
s_a	10	[mm]			
A_a	3277	[mm ²]	T_{Rd_STR}	1011	[kN]
α_d	1.00		ξ_{a3}	1.80	
L_{fond}	12.00	[m]	$\gamma_{Ra,p}$	1.20	
τ_{lim}	100	kN/m ²			
T_{RcaI_GEO}	679	[kN]	T_{Rd}	314	[kN]
T_{RK_GEO}	377	[kN]	FS	1.71	(>1)
T_{Rd_GEO}	314	[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	COMB. STR												Sismica - STR				
	solo perm. (STR)	no traffico (a)	no traffico (b)	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 config 2	Traffico +kv (max comp)	Traffico +kv (max traz)	Traffico -kv (max comp)	Traffico -kv (max traz)
	0	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16
N _{Ed} [kN/m]	-	1139	1268	1374	1461	1307	1393	1204	1291	908	1101	1033	930	1004	969	881	847
V _{Ed} [kN/m]	-	390	413	404	419	392	407	388	403	388	395	383	379	370	368	358	356
M _{Ed} [kNm/m]	-	-954	-885	-909	-860	-980	-932	-989	-940	-957	-938	-1009	-1018	-1103	-1110	-1093	-1100
Verifica di capacità portante in condizioni (DRENATE / NON DRENATE)																	
NON DRENATE																	
Dimensioni geometriche fondazione																	
D	3.18	3.18	3.18	3.18	3.18	3.18	3.18	3.18	3.18	3.18	3.18	3.18	3.18	3.18	3.18	3.18	3.18
L	100.00	100.00	100.00	100.00	100.00	100.00	100.00	100.00	100.00	100.00	100.00	100.00	100.00	100.00	100.00	100.00	100.00
B	4.60	4.60	4.60	4.60	4.60	4.60	4.60	4.60	4.60	4.60	4.60	4.60	4.60	4.60	4.60	4.60	4.60
e ₀	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	0.00	0.00
e ₀₁	0.84	0.70	0.66	0.59	0.75	0.67	0.82	0.73	1.05	0.85	0.98	1.09	1.10	1.10	1.15	1.24	1.30
L'	100.00	100.00	100.00	100.00	100.00	100.00	100.00	100.00	100.00	100.00	100.00	100.00	100.00	100.00	100.00	100.00	100.00
B'	2.93	3.20	3.28	3.42	3.10	3.26	2.96	3.14	2.49	2.90	2.65	2.41	2.40	2.31	2.12	2.00	
Parametri geotecnici terreno di fondazione																	
Peso proprio dell'acqua	γ _w	10	10	10	10	10	10	10	10	10	10	10	10	10	10	10	10
Peso proprio terreno di riporto	γ ₁	20	20	20	20	20	20	20	20	20	20	20	20	20	20	20	20
Peso proprio terreno di fondazione	γ ₂	19	19	19	19	19	19	19	19	19	19	19	19	19	19	19	19
Angolo d'attrito	φ	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
Coesione efficace	c'	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
Coesione non drenata	c _u	303	303	303	303	303	303	303	303	303	303	303	303	303	303	303	303
Set di coefficienti parziali	M1	M1	M1	M1	M1	M1	M1	M1	M1	M1	M1	M1	M1	M1	M1	M1	M1
Peso proprio terreno di riporto	γ _{1, M1}	20	20	20	20	20	20	20	20	20	20	20	20	20	20	20	20
Peso proprio terreno di fondazione	γ _{2, M1}	9	9	9	9	9	9	9	9	9	9	9	9	9	9	9	9
Angolo d'attrito fattorizzato	φ _{M1}	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
Coesione efficace fattorizzata	c' _{M1}	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	0.00
Coesione non drenata fattorizzata	c _{u, M1}	303	303	303	303	303	303	303	303	303	303	303	303	303	303	303	303
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	0.00	0.00
N ₁	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	5.14	5.14
N _{d1}	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	1.00	1.00
Fattori di forma (per forma rettangolare)																	
s ₁	0.99	0.99	0.99	0.99	0.99	0.99	0.99	0.99	0.99	0.99	0.99	0.99	0.99	0.99	0.99	0.99	0.99
s ₂	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	1.01	1.01
s ₃	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	1.00	1.00
Fattori di profondità																	
d ₁	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	1.00	1.00
d ₂	1.33	1.40	1.39	1.37	1.32	1.39	1.33	1.32	1.36	1.33	1.35	1.37	1.37	1.38	1.39	1.40	
d ₃	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	1.00	1.00
Fattori di inclinazione del carico																	
m ₁	1.97	1.97	1.97	1.97	1.97	1.97	1.97	1.97	1.98	1.97	1.97	1.98	1.98	1.98	1.98	1.98	1.98
m ₂	1.03	1.03	1.03	1.03	1.03	1.03	1.03	1.03	1.02	1.03	1.02	1.02	1.02	1.02	1.02	1.02	1.02
θ [°]	90	90	90	90	90	90	90	90	90	90	90	90	90	90	90	90	90
m	1.97	1.97	1.97	1.97	1.97	1.97	1.97	1.97	1.98	1.97	1.97	1.98	1.98	1.98	1.98	1.98	1.98
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	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	1.00	1.00
i ₀	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	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	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	1.00	1.00
b ₀	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	1.00	1.00
Fattori di inclinazione del piano compagno																	
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	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	1.00	1.00
B ₀	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	1.00	1.00
Calcolo della capacità portante della fondazione superficiale																	
q _{lim}	2145	2249	2236	2211	2127	2239	2141	2123	2192	2147	2174	2201	2202	2214	2238	2253	
Set di coefficienti parziali	R3	R3	R3	R3	R3	R3	R3	R3	R3	R3	R3	R3	R3	R3	R3	R3	
γ ₀	1.40	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 = q _{lim} / γ ₀	1532	1607	1597	1579	1519	1599	1529	1517	1565	1534	1553	1572	1835	1845	1865	1878	
Q = q x B' x L'	448169	514726	523461	540374	471132	521680	452458	476609	390054	444227	411054	379308	440874	425874	395254	375715	
FS = Q / (N _{Ed} x L') (>1)	FS	3.93	4.06	3.81	3.70	3.60	3.74	3.76	3.69	4.30	4.04	3.98	4.08	4.39	4.39	4.48	4.44
		(>1)	(>1)	(>1)	(>1)	(>1)	(>1)	(>1)	(>1)	(>1)	(>1)	(>1)	(>1)	(>1)	(>1)	(>1)	(>1)

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
N_{Ed} [kN/m]	908	847	969
V_{Ed} [kN/m]	564	568	610
M_{Ed} [kN/m]	-2042	-2266	-2441
Comb.	M1	M1	M1

Verifica in presenza di tiranti passivi			
<i>Azioni di calcolo decurtate del contributo resistente offerto dal tirante passivo</i>			
h_tiranti [m]	5.5	da intradosso fondazione	
i_tiranti [m]	0.73		
n_tiranti	16		
	1	2	3
T _{Ed} [tiro/m]	186	212	242
V _{TEd} [kN/m]	186	212	242
M _{TEd} [kNm/m]	1023	1166	1331
N _{Ed} [kN/m]	908	847	969
V _{Ed} [kN/m]	378	356	368
M _{Ed} [kN/m]	-1019	-1100	-1110
Comb.	M1	M1	M1
<i>Azioni di calcolo decurtate del contributo resistente offerto dal tirante passivo</i>			
CONDIZIONI NON DRENATE			
c _u [kN/m ²]	303	303	303
R _{Ed} [kN/m]	714	606	700
V _R	1.10	1.00	1.00
FS (≥1)	1.71	1.70	1.90

8 FONDAZIONE PILA – STRUTTURA ORIGINARIA (ESISTENTE)

La palificata di fondazione della pila esistente è realizzata con pali tipo Franki aventi le seguenti caratteristiche:

- Lunghezza pali 10m
- Diametro Ø500mm
- Numero file pali in direzione trasversale 6
- Interasse micropali in direzione trasversale 2.00m
- Numero file micropali in direzione longitudinale 3
- Interasse micropali in direzione longitudinale 1.50m

Il rinforzo strutturale della fondazione esistente è così costituito:

- Lunghezza pali 20m
- Diametro Ø500mm
- Numero file pali in direzione trasversale 10
- Interasse pali in direzione trasversale 1.10m
- Numero file micropali in direzione longitudinale (2+2=) 4
- Interasse micropali in direzione longitudinale 1.10m

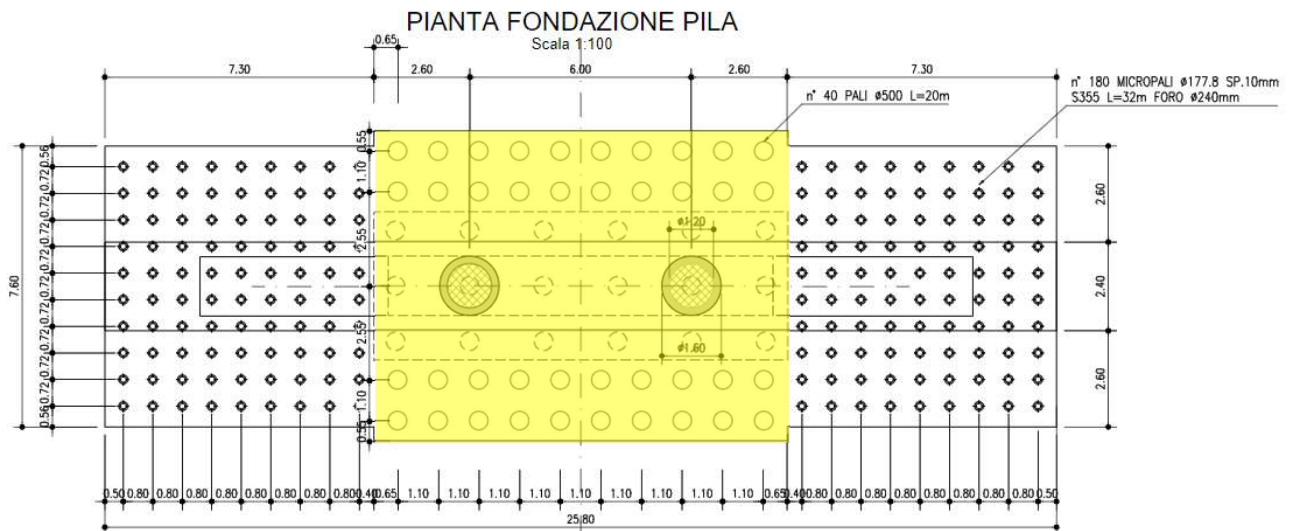


Figura 8-1. Pila – Pianta fondazioni

Dato che la pila presenta rigidezza nella direzione trasversale molto superiore rispetto a quella nella direzione longitudinale, le verifiche della palificata di fondazione sono condotte solo per le azioni agenti nella direzione longitudinale.

8.1 AZIONI DI CALCOLO

I seguenti tabulati riportano l'analisi dei carichi e le sollecitazioni di calcolo agenti in fondazione.

ANALISI DEI CARICHI AGENTI SULL'IMPALCATO E GRAVANTI SULLA PILA									
n_{imp}	2,00	[-]	n° impalcati						
Carichi permanenti strutturali									
Travi esistenti				Travi nuova realizzazione					
γ	25,00	[kN/m ³]	peso proprio		γ	78,50	[kN/m ³]	peso proprio	
A	0,56	[m ²]	area della sezione		A	0,06	[m ²]	area della sezione	
L	20,40	[m]	lunghezza		L	21,50	[m]	lunghezza	
n	4,00	[-]	n° travi		n	6,00	[-]	n° travi	
P_i	575	[kN]	carico su singolo appoggio impalcato		P_i	309	[kN]	carico su singolo appoggio impalcato	
P	1151	[kN]	carico su pila		P	619	[kN]	carico su pila	
Soletta esistente				Soletta di nuova realizzazione					
γ	25,00	[kN/m ³]	peso proprio		γ	25,00	[kN/m ³]	peso proprio	
h	0,20	[m]	spessore		h	0,25	[m]	spessore	
B	10,51	[m]	larghezza		B	10,56	[m]	larghezza	
L	21,50	[m]	lunghezza		L	21,50	[m]	lunghezza	
n	1,00	[-]	n°		n	1,00	[-]	n°	
P_i	565	[kN]	carico su singolo appoggio impalcato		P_i	710	[kN]	carico su singolo appoggio impalcato	
P	1130	[kN]	carico su pila		P	1419	[kN]	carico su pila	
Cordoli									
γ	25,00	[kN/m ³]	peso proprio						
h	0,15	[m]	spessore						
B	0,70	[m]	larghezza						
L	21,50	[m]	lunghezza						
n	2,00	[-]	n°						
P_i	56	[kN]	carico su singolo appoggio impalcato						
P	113	[kN]	carico su pila						
Carichi permanenti non strutturali									
Pavimentazione esistente				Pavimentazione di nuova realizzazione					
γ	22,00	[kN/m ³]	peso proprio		γ	22,00	[kN/m ³]	peso proprio	
h	0,20	[m]	spessore		h	0,11	[m]	spessore	
B	10,51	[m]	larghezza		B	9,16	[m]	larghezza	
L	21,50	[m]	lunghezza		L	21,50	[m]	lunghezza	
n	1,00	[-]	n°		n	1,00	[-]	n°	
P_i	497	[kN]	carico su singolo appoggio impalcato		P_i	238	[kN]	carico su singolo appoggio impalcato	
P	994	[kN]	carico su pila		P	477	[kN]	carico su pila	
Carichi variabili da traffico - tandem system									
w	19,67	[m]	larghezza totale impalcato						
n_l	6,00	[-]	n° corsie convenzionali						
n_c	3,00	[-]	n° corsie convenzionali con traffico						
w _i	3,00	[m]	larghezza corsia convenzionale						
p _i	10,67	[m]	parte rimanente						
Q	1200	[kN]	carichi concentrati da traffico con disposizione in corrispondenza pila						

Posizione	Carico asse Q_k [kN]	q_k [kN/m ²]
Corsia Numero 1	300	9,00
Corsia Numero 2	200	2,50
Corsia Numero 3	100	2,50
Altre corsie	0,00	2,50

Carichi variabili da traffico - uniformly distributed loads			
w	19,67	[m]	larghezza totale impalcato
n ₁	6,00	[-]	n° corsie convenzionali
n _c	3,00	[-]	n° corsie convenzionali con traffico
w ₁	3,00	[m]	larghezza corsia convenzionale
w _{rim}	10,67	[m]	parte rimanente
w ₁	3,00	[m]	
q ₁	9,00	[kN/m ²]	
w ₂	3,00	[m]	
q ₂	2,50	[kN/m ²]	
w ₃	3,00	[m]	
q ₃	2,50	[kN/m ²]	
w _{rim}	10,67	[m]	
q _{rim}	2,50	[kN/m ²]	
L	21,50	[m]	lunghezza
n	1,00	[-]	n°
P _i	738	[kN]	carico su singolo appoggio impalcato
P	1477	[kN]	carico su pila

ANALISI DEI CARICHI DIRETTAMENTE AGENTI SULLA PILA			
Carichi permanenti strutturali			
<u>Pulvino esistente</u>		<u>Pulvino di nuova realizzazione</u>	
γ	25,00 [kN/m ³]	γ	25,00 [kN/m ³]
A	10,46 [m ²]	A	16,27 [m ²]
b	1,60 [m]	b	1,60 [m]
n	1,00 [-]	n	1,00 [-]
P	418 [kN]	P	651 [kN]
<u>Fusto esistente</u>		<u>Fusto di nuova realizzazione</u>	
γ	25,00 [kN/m ³]	γ	25,00 [kN/m ³]
∅	1,60 [m]	A	8,00 [m ²]
H	5,70 [m]	H	6,15 [m]
n	2,00 [-]	n	2,00 [-]
P	573 [kN]	P	2460 [kN]
<u>Plinto</u>			
γ	25,00 [kN/m ³]		
A	13,58 [m ²]		
b	25,80 [m]		
n	1,00 [-]		
P	8759 [kN]		

SOLLECITAZIONI DI CALCOLO ALLA BASE DELLA PILA - SLU										
Carichi verticali da impalcato										
					P [kN]					
- Carichi permanenti strutturali					4431	(G1)				
- Carichi permanenti non strutturali					1471	(G2)				
- Carichi verticali da traffico (Tandem System)					1200	(Q1-ts)				
- Carichi verticali da traffico (Uniformly Distributed Loads)					1477	(Q1-udl)				
Carichi verticali agenti direttamente su pila										
- Carichi permanenti strutturali					12861	(G1)				
Carichi verticali totali agenti in fondazione										
					γG / γQ					
- Carichi permanenti strutturali					17292	(G1)	x	1,35	=	23345
- Carichi permanenti non strutturali					1471	(G2)	x	1,35	=	1986
- Carichi verticali da traffico (Tandem System)					1200	(Q1)	x	1,35	=	1620
- Carichi verticali da traffico (Uniformly Distributed Loads)					1477	(Q1)	x	1,35	=	1993
									28944 [kN]	
Carichi al metro lineare per calcolo palificata										
L	25,8	[m]								
P	1122	[kN/m]								

SOLLECITAZIONI DI CALCOLO ALLA BASE DELLA PILA - SLV									
Si considera, come accelerazione di progetto, quella in corrispondenza del "plateau" sismico (tratto orizzontale dello spettro in accelerazione di progetto)									
a _g	0,212	[g]							
F ₀	2,439	[-]							
S	1,62	[-]							
η	1	[-]							
a*	0,838	[g]							
Nella tabella successiva:									
h = distanza verticale del punto di applicazione carichi rispetto intradosso fondazione									
P = carico verticale per condizione sismica									
F _y = forza di inerzia									
M = momento ribaltante in corrispondenza intradosso fondazione									
Carichi da impalcato									
Carico	P [kN]	F _y [kN]	h [m]	Mz [kNm]					
(G1)	4431	7424	9,77	72528					
(G2)	1471	2464	9,77	24074					
(Q1-ts)	240	201	9,77	1964					
(Q1-udl)	295	495	9,77	4833					
Carichi su pila									
Carico	P [kN]	F _y [kN]	h [m]	Mz [kNm]					
(G1 - pulv.)	1069	895	8,95	8014					
(G1 - fusti)	573	480	5,45	2616					
(G1 - setti)	2460	2061	5,68	11694					
(G1 - plinto)	8759	7337	1,30	9538					
Totale	19298	21357		135263					
Carichi al metro lineare per calcolo palificata									
L	25,8	[m]							
	P [kN/m]	F _y [kN/m]	Mz [kNm/m]						
tot.	748	828	5243						

8.2 MODELLO DI CALCOLO

Il modello di calcolo considera sia le opere di fondazione esistenti che quelle di nuova realizzazione (rinforzo strutturale).

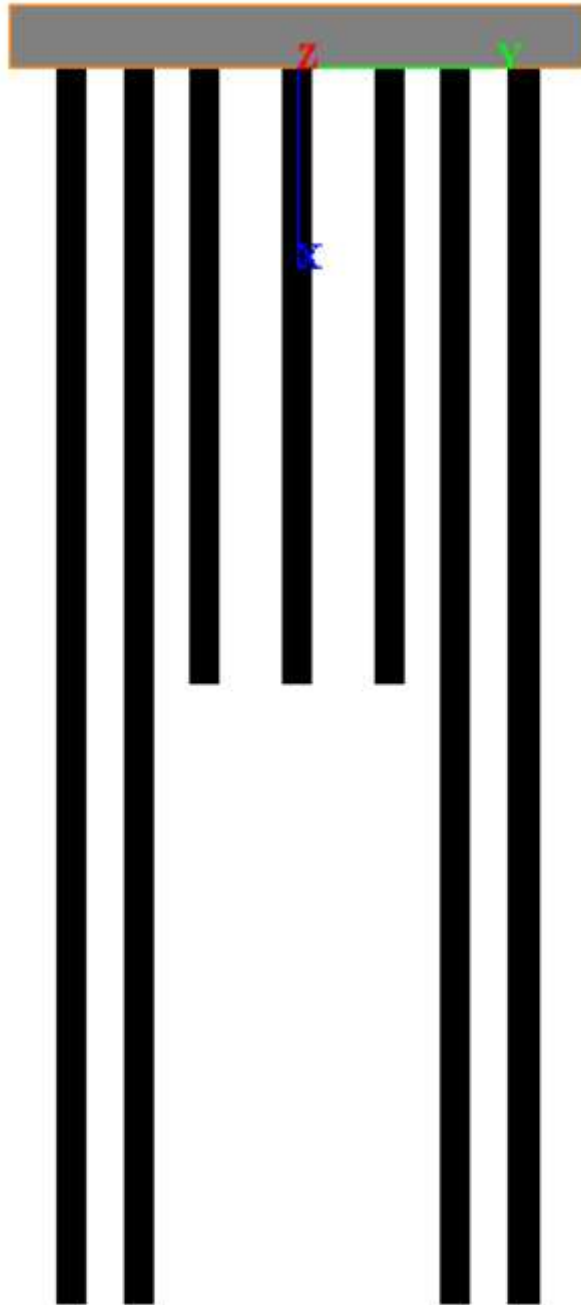


Figura 8-2. Pila - Modello di calcolo palificata: piano y-x

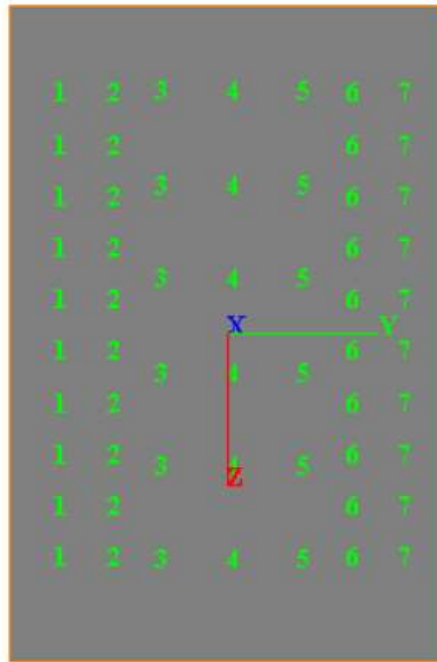


Figura 8-3. Pila - Modello di calcolo palificata: piano y-z

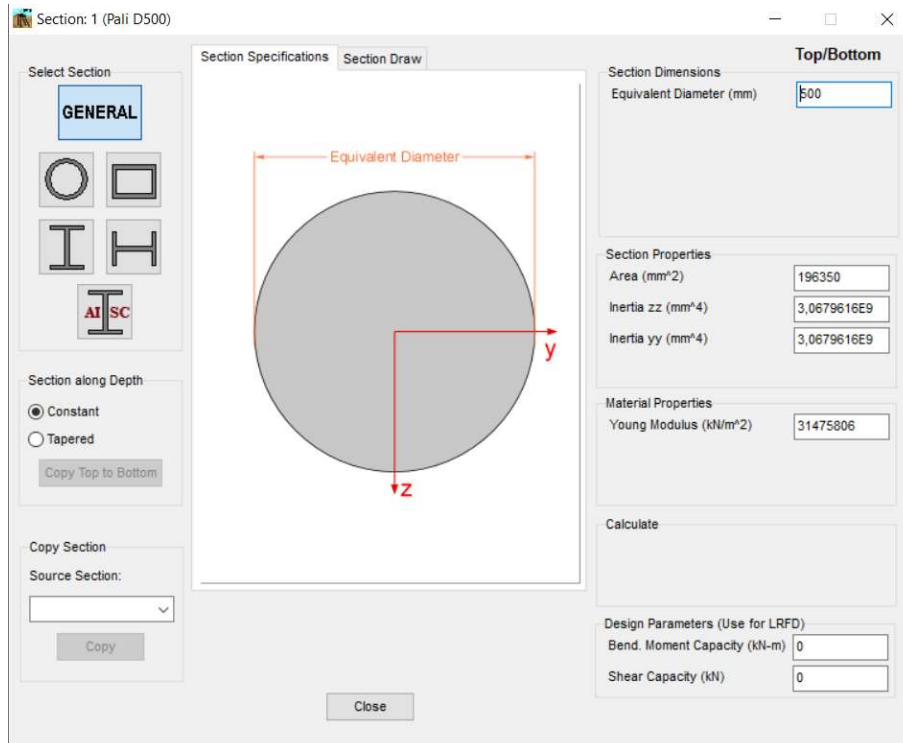


Figura 8-4. Pila - Caratteristiche geometriche e meccaniche sezione trasversale pali

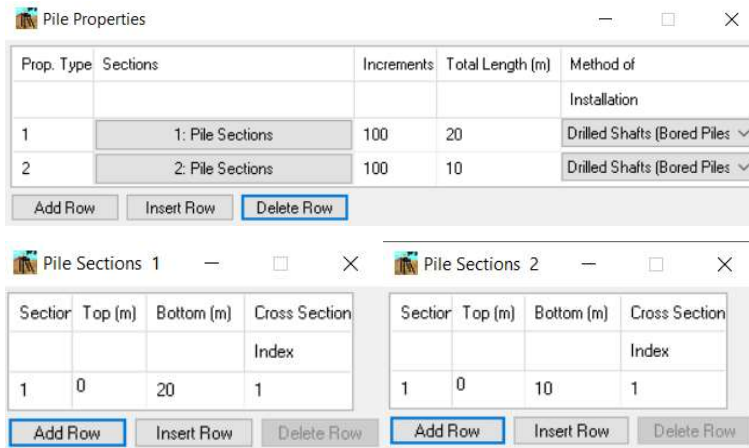


Figura 8-5. Pila - Parametri dei pali in GROUP

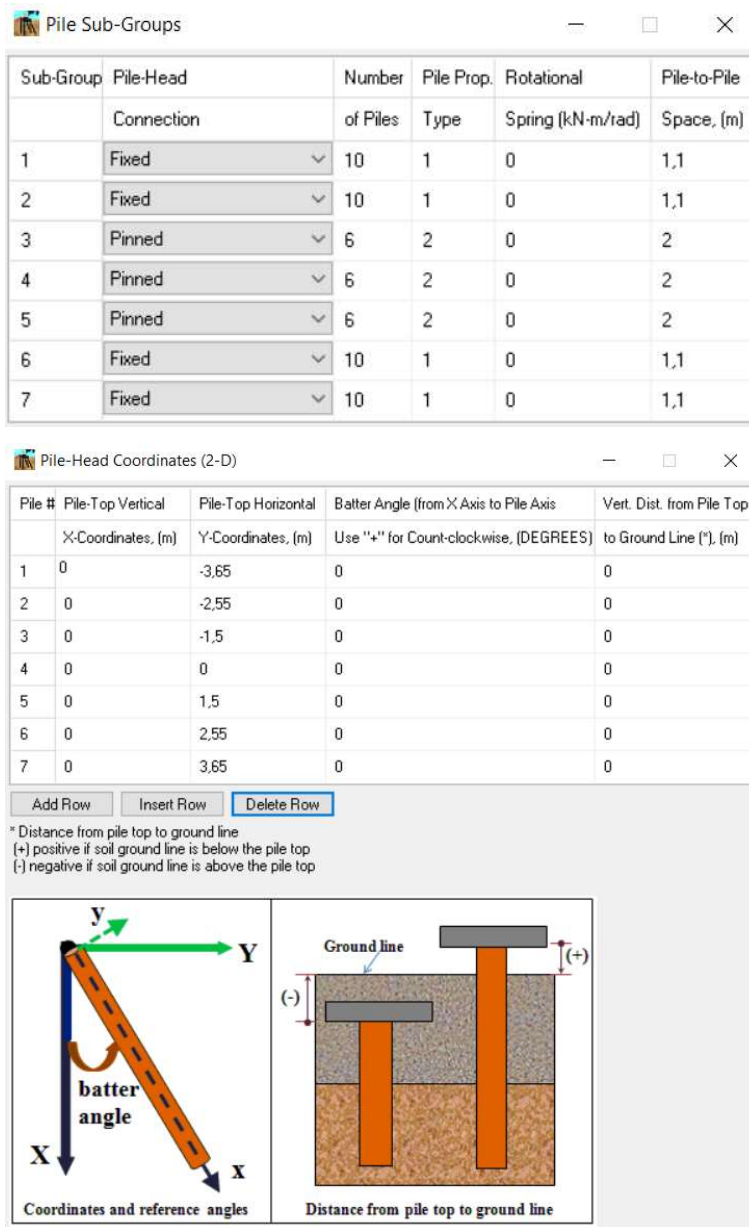


Figura 8-6. Pila - Disposizione dei pali in GROUP

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	1,5	1: Cemented c-phi Soil
2	Silt (cemented c-phi)	1,5	13,5	2: Cemented c-phi Soil
3	Silt (cemented c-phi)	13,5	16,5	3: Cemented c-phi Soil
4	Silt (cemented c-phi)	16,5	40	4: Cemented c-phi Soil

1=Top, 2=Bottom	Effective Unit Weight (kN/m ³)	Undrained Cohesion, c (kN/m ²)	Friction Angle (DEG.)	p-y Modulus, k (kN/m ³)	Strain Factor E50	Ultimate Unit Side Friction (kN/m ²)	Ultimate Unit Tip Resistance (kN/m ²)
1	8	50	26	40000	0	30	484
2	9	55	26	40000	0	33	557

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.

1=Top, 2=Bottom	Effective Unit Weight (kN/m ³)	Undrained Cohesion, c (kN/m ²)	Friction Angle (DEG.)	p-y Modulus, k (kN/m ³)	Strain Factor E50	Ultimate Unit Side Friction (kN/m ²)	Ultimate Unit Tip Resistance (kN/m ²)
1	8	55	26	40000	0	33	557
2	9	70,5	26	40000	0	42	925

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.

1=Top, 2=Bottom	Effective Unit Weight (kN/m ³)	Undrained Cohesion, c (kN/m ²)	Friction Angle (DEG.)	p-y Modulus, k (kN/m ³)	Strain Factor E50	Ultimate Unit Side Friction (kN/m ²)	Ultimate Unit Tip Resistance (kN/m ²)
1	8	70,5	26	100000	0	42	925
2	9	75	26	100000	0	45	1023

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.

1=Top, 2=Bottom	Effective Unit Weight (kN/m ³)	Undrained Cohesion, c (kN/m ²)	Friction Angle (DEG.)	p-y Modulus, k (kN/m ³)	Strain Factor E50	Ultimate Unit Side Friction (kN/m ²)	Ultimate Unit Tip Resistance (kN/m ²)
1	8	76	26	100000	0	30	1023
2	9	122	26	100000	0	49	1892

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.

Figura 8-7. Pila - Caratteristiche meccaniche terreno

8.3 ANALISI GEOTECNICA

8.3.1 Sollecitazioni di calcolo

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



Figura 8-8. Azioni assiali di calcolo sulla palificata - SLU



Figura 8-9. Azioni assiali di calcolo sulla palificata - SLV

Si riporta la verifica geotecnica dei pali Ø500 di nuova realizzazione (rinforzo strutturale alla fondazione esistente).

Verifica Carico Limite Pali/Micropali					
Combinazione	Pali Trivellati		n°Indagini	ξ3	ξ4
A1 + M1 + R3	R3		1	1,7	1,7
Base	1,35		2	1,65	1,55
Laterale Compressione	1,15		3	1,60	1,48
Totale	1,30		4	1,55	1,42
Laterale Trazione	1,25		5	1,50	1,34
			7	1,45	1,28
			≥10	1,40	1,21
<i>Caratteristiche Pali/ Micropali</i>					
D Perforazione =	0,50	m	Numero di Verticali Indagate		
L Perforazione =	20,0	m	5		
L Bulbo =	20,0	m			
<i>Caratteristiche Terreno</i>					
γ =	19,0	kN/m ³	LIMO ARGILLOSO A, A', A"		
φ =	26,0	°			
γ =	20,0	kN/m ³	GHIAIA E SABBIA B		
φ =	38	°			
<i>Azioni di Calcolo</i>					
N _{Ed} Compressione =	725	kN			
N _{Ed} Trazione =	424	kN			
<i>Resistenza di Calcolo</i>					
N _{Rd} Compressione =	799	kN			
N _{Rd} Trazione =	633	kN			
<i>Esito della Verifica</i>					
N _{Rd} > N _{Ed}					
N _{Rd}		N _{Ed}			
799	>	784			
633	>	424			
La Verifica Risulta Soddisfatta					

Si riporta la verifica geotecnica dei pali Franki Ø500 esistenti (rinforzo strutturale alla fondazione esistente).

Verifica Carico Limite Pali/Micropali					
Combinazione	Pali Trivellati		n°Indagini	ξ_3	ξ_4
A1 + M1 + R3	R3		1	1,7	1,7
Base	1,35		2	1,65	1,55
Laterale Compressione	1,15		3	1,60	1,48
Totale	1,30		4	1,55	1,42
Laterale Trazione	1,25		5	1,50	1,34
			7	1,45	1,28
			≥10	1,40	1,21
<i>Caratteristiche Pali/ Micropali</i>					
D Perforazione =	0,50	m	Numero di Verticali Indagate		
L Perforazione =	10,0	m	5		
L Bulbo =	10,0	m			
<i>Caratteristiche Terreno</i>					
γ =	19,0	kN/m ³	LIMO ARGILLOSO A, A', A''		
ϕ =	26,0	°			
γ =	20,0	kN/m ³	GHIAIA E SABBIA B		
ϕ =	38	°			
<i>Azioni di Calcolo</i>					
N _{Ed} Compressione =	300	kN			
N _{Ed} Trazione =	0	kN			
<i>Resistenza di Calcolo</i>					
N _{Rd} Compressione =	416	kN			
N _{Rd} Trazione =	309	kN			
<i>Esito della Verifica</i>					
$N_{Rd} > N_{Ed}$					
N _{Rd}		N _{Ed}			
416	>	329			
309	>	0			
La Verifica Risulta Soddisfatta					

8.4 ANALISI STRUTTURALE

8.4.1 Sollecitazioni di calcolo

I seguenti grafici riportano le azioni di taglio e flettenti agenti per la combinazione sismica che risulta essere la più significativa ai fini del calcolo.

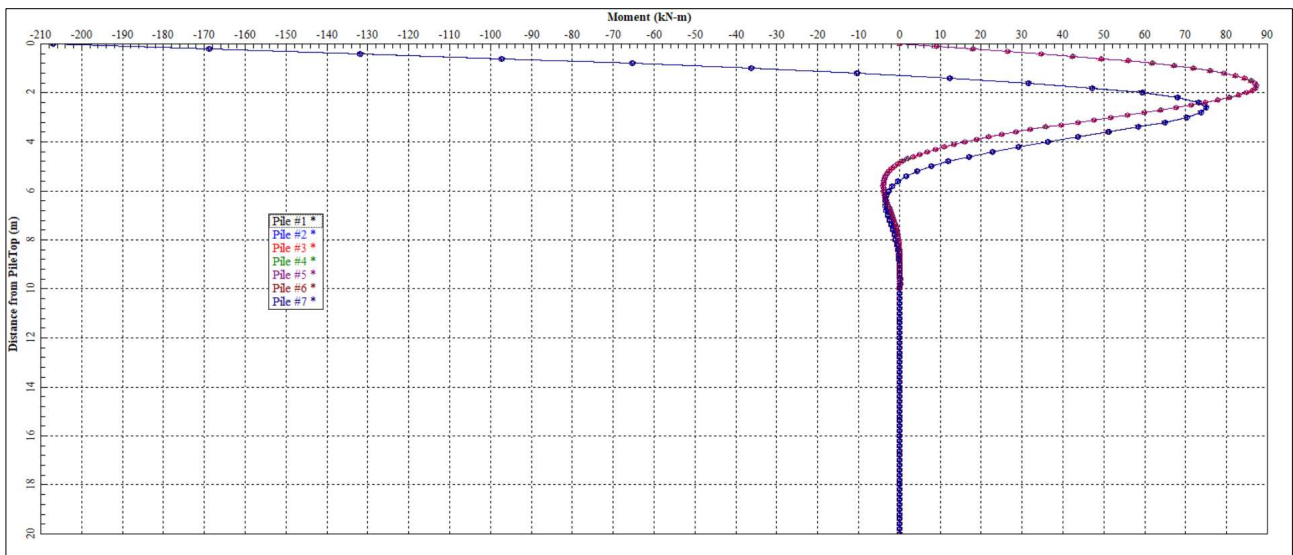


Figura 8-10. Azioni flettenti di calcolo sulla palificata – SLV

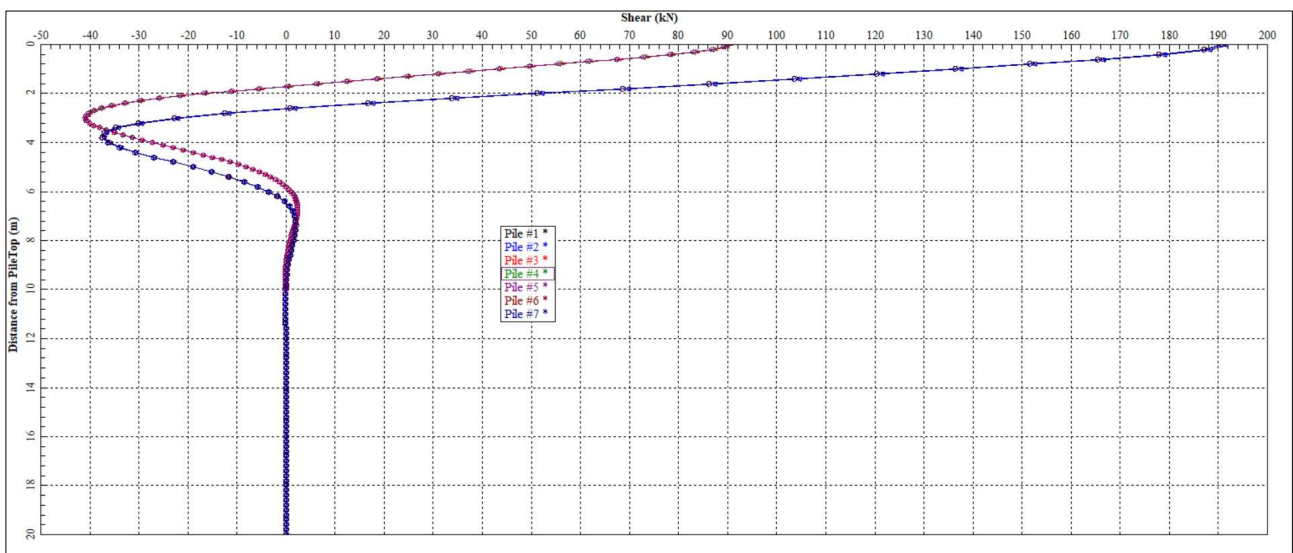


Figura 8-11. Azioni taglianti di calcolo sulla palificata – SLV

8.4.2 Verifica strutturale

Verifica a flessione

Verifica C.A. S.L.U. - File: Pali nuovi D500

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

Titolo: Palo D500

Sezione circolare cava

Raggio esterno: 25 [cm]
 Raggio interno: 0 [cm]
 N° barre uguali: 14
 Diametro barre: 2 [cm]
 Copriferro (baric.): 6 [cm]

N° barre: 0 Zoom

Tipologia Sezione

Rettan.re Trapezi
 a T Circolare
 Rettangoli Coord.

Sollecitazioni

S.L.U. Metodo n

N_{Ed}: -424 0 kN
 M_{xEd}: 207 0 kNm
 M_{yEd}: 0 0

P.to applicazione N

Centro Baricentro cls
 Coord.[cm] xN: 0 yN: 0

Tipologia rottura

Metodo di calcolo

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

Tipologia flessione

Retta Devia

Vertici: 52 N° rett.: 100

Calcola MRd Dominio M-N

L₀: 0 cm Col. modello

Precompresso

Materiali

B450C C25/30

ε_{su}: 67,5 ‰ ε_{c2}: 2 ‰
 f_{yd}: 391,3 N/mm² ε_{cu}: 3,5 ‰
 E_s: 200.000 N/mm² f_{cd}: 14,17
 E_s/E_c: 15 f_{cc}/f_{cd}: 0,8
 ε_{syd}: 1,957 ‰ σ_{c,adm}: 9,75
 σ_{s,adm}: 255 N/mm² τ_{co}: 0,6
 τ_{c1}: 1,829

Verifica a taglio

NTC. 2018									
4.1.2.3.5.2 - Elementi con armature trasversali resistenti a taglio									
Rck [MPa]	30	fck [MPa]	24,9	PALO CIRCOLARE		AREA RETTANGOLARE EQUIVALENTE			
fcd [MPa]	14,11 (c.a. γ _c =1,5)			r	250 mm	raggio sezione circolare			
fctk [MPa]	1,79			c	73 mm	copriferro			
fctd [MPa]	1,19 (c.a. γ _c =1,5)			r _s = r - c	177 mm	raggio sezione circolare confinata			
fywd [MPa]	391,30 (B450C γ _s =1,15)			sen α	0,451	sen α = (2r _s) / (πr)			
Verifica del conglomerato				α	0,468	rad			
H [mm]	467	Altezza della sezione		A _{tot}	196349,5 mm ²	Area totale della sezione circolare			
d [mm]	363	Altezza utile della sezione		A	152545 mm ²	area della sezione rettangolare equivalente			
b _w [mm]	421	Larghezza della membratura resistente a taglio		A = r ² (p/2+a+senα)					
α _c	1	per N=0		AREA RETTANGOLARE EQUIVALENTE					
α	90	inclinazione armatura		b	421 mm	larghezza equivalente b=A/d			
θ	21,8	inclinazione fessura		h	467 mm	altezza equivalente h=A _{tot} /b			
cotgα	6,13E-17			d	363 mm	altezza utile equivalente d=r(1+senα)			
cotgq	2,50	tra 1 e 2,5							
V _{Rcd} [kN]	333,98	Resistenza a compressione bielle							
= 0,9 · b _w · d · α _c · f _{cd} · cotgα / (1 + cotg2q)									
Verifica dell'acciaio									
Asw [mm ²]	226,08	φ12 2br staffe							
s [mm]	150	passo staffe							
V _{Rsd} [kN]	481,31	Resistenza armature = 0,9 · d · Asw / (s · (ctgα + ctgθ)) · sinα							
V _{Rd} [kN]	333,98	Min. tra V _{Rcd} e V _{Rsd}							
V _{Sdu} [kN]	192,00	Sollecitazione di progetto SLU							
Verificato									

9 ANALISI GEOTECNICA DEI MURI ANDATORI

I tabulati che seguono, riportano i risultati delle analisi e verifiche geotecniche condotte sui muri andatori a sostegno del rilevato di approccio al sottovia.

Per maggiori informazioni, si rimanda alla relazione di calcolo strutturale.

VERIFICHE GEOTECNICHE E DI RESISTENZA STRUTTURALE

I seguenti paragrafi riportano le verifiche delle opere di sostegno su fondazione diretta.

CARATTERISTICHE DEI MATERIALI

Si riportano di seguito le caratteristiche dei materiali che compongono il muro di sostegno.

Fondazione/Dente di taglio

Calcestruzzo	R_{ck} [N/mm ²]	f_{ck} [N/mm ²]	Copriferro [mm]	Acciaio	f_{yk} [N/mm ²]	Classe di esposizione	Condizioni ambientali
C28/35	35	28	40	B450C	450	XC2	Ordinarie

Paramento

Calcestruzzo	R_{ck} [N/mm ²]	f_{ck} [N/mm ²]	Copriferro [mm]	Acciaio	f_{yk} [N/mm ²]	Classe di esposizione	Condizioni ambientali
C28/35	35	28	35	B450C	450	XF2	Aggressive

CARATTERISTICHE GEOMETRICHE

Si riportano di seguito le principali caratteristiche geometriche dei muro di sostegno.

B [m]	B1 _{medio} [m] (lato monte)	B2 _{medio} [m] (paramento)	B3 [m] (lato valle)	H _{tot} [m]	H1 [m]	H2 [m]
7.00	3.00	1.00	3.00	7.75	1.00	6.75

H _{zav} [m] (lato monte)	H _{zav} [m] (lato valle)	B4 [m] (lato monte)	porzione di terreno di rilevato ad andamento costante	Dente di taglio			NO
				H _{dente} [m]	B _{dente} [m]	H _{zav valle} [m]	X _{g_dente} [m]
6.75	4.21	0.00		0.00	0.00	0.00	0.00

(rispetto O)

H _{sicurvia} [m]	D [m] (capacità portante)	a [m] (capacità portante)	L [m] (capacità portante)	e _e [m] (capacità portante)	θ [°] (capacità portante)	w [°] (capacità portante)	Falda
1.00	1.20	0.00	7.00	0.00	90.00	0.00	SI

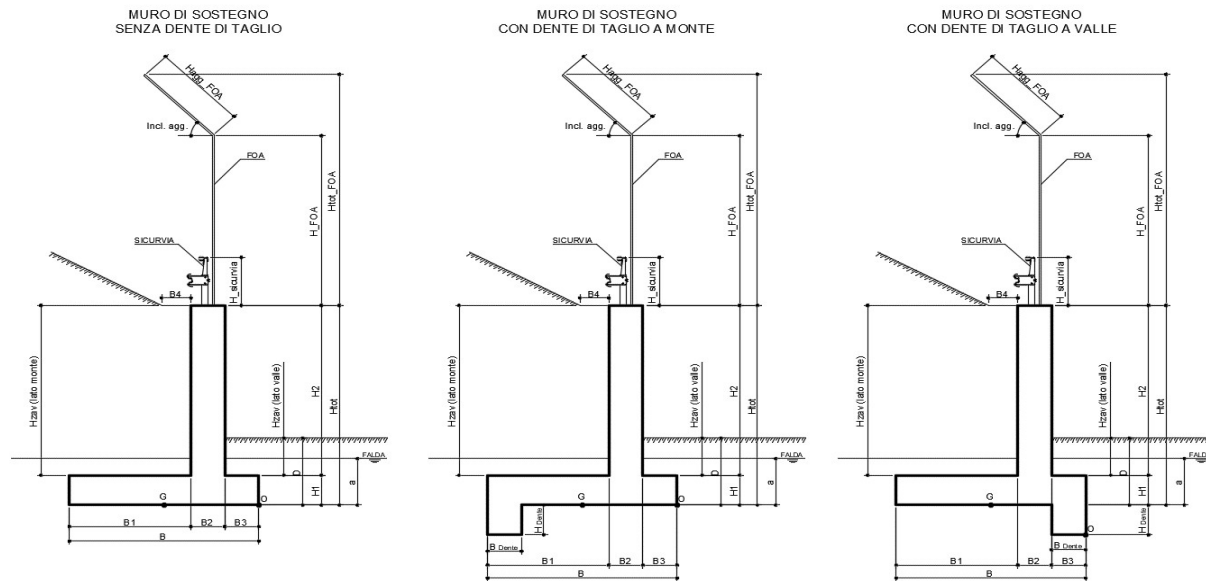


Figura 1 - Caratteristiche geotecniche del muro di sostegno per i diversi casi

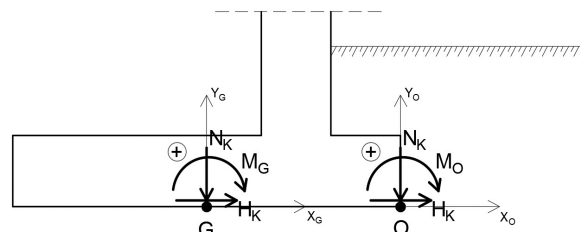


Figura 2 - Convenzione dei segni

ANALISI DEI CARICHI

(C1): Pesì propri - strutturali e non

Descrizione	γ [kN/m ³]	N_k [kN/m]	x_o [m]	y_o [m]	M_o [kNm/m]	x_G [m]	y_G [m]	M_G [kNm/m]
Fondazione c.a.	25	175.00	-3.50	0.50	-612.50	0.00	0.50	0.00
Paramento c.a.	25	168.75	-3.50	4.38	-590.63	0.00	4.38	0.00
FOA		0.00	-3.50	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
Zavorra lato monte (costante)	20	405.00	-5.50	4.38	-2227.50	-2.00	4.38	-810.00
Zavorra lato monte (inclinato)	20	0.00	-6.00	7.75	0.00	-2.50	7.75	0.00
Zavorra lato valle	20	252.60	-1.50	3.11	-378.90	2.00	3.11	505.20
Dente di fondazione	25	0.00	0.00	0.00	0.00	3.50	0.00	0.00
Sicurvia		0.00	-3.50	8.75	0.00	0.00	8.75	0.00
Totale		1001			-3810			-305

(C2): Spinta delle terre per verifiche geotecniche

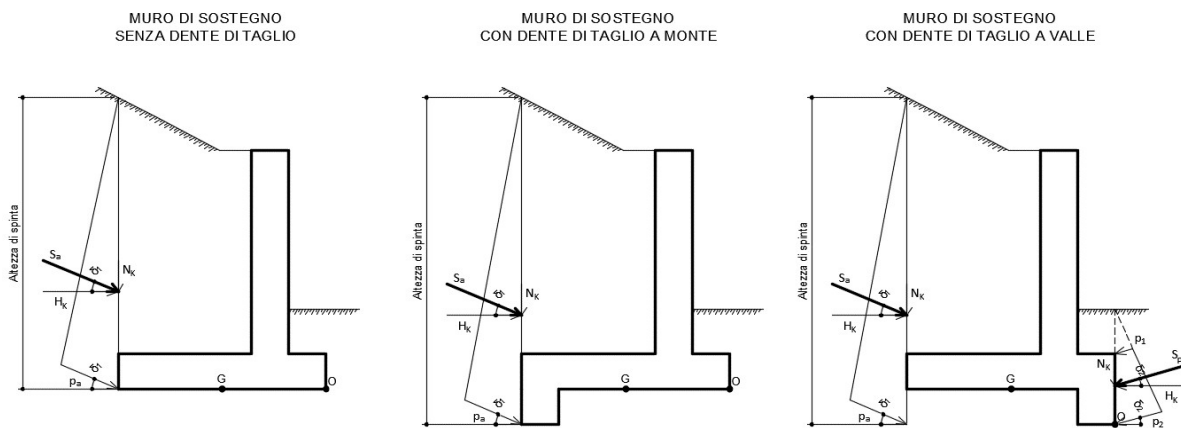


Figura 3 - Spinta attiva delle terre in condizioni statiche per i diversi casi

Ribaltamento

- Componente attiva

H_{SPINTA_ATT} [m]	7.75
-----------------------	------

Comb.	k_a	S_{ta} [kN/m]	N_k [kN/m]	H_k [kN/m]	x_o [m]	y_o [m]	M_o [kNm/m]
M1	0.244	146.80	58.14	134.79	-7.00	2.58	-58.79

- Componente passiva

H_{SPINTA_PASS} [m]	0.00
------------------------	------

Comb.	k_p	p_1 [kN/mq]	p_2 [kN/mq]	S_p [kN/m]	N_k [kN/m]	H_k [kN/m]	x_o [m]	y_o [m]	M_k [kNm/m]
M1	1.89	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00

- Totale (componente attiva + passiva)

Comb.	S_t [kN/m]	N_k [kN/m]	H_k [kN/m]	M_o [kNm/m]
M1	146.80	58.14	134.79	-58.79

Scorrimento

- Componente attiva

H_{SPINTA_ATT} [m]	7.75
-----------------------	------

Comb.	S_{ta} [kN/m]	N_k [kN/m]	H_k [kN/m]	x_G [m]	y_G [m]	M_G [kNm/m]
M1	146.80	58.14	134.79	-3.50	2.58	144.71

- Componente passiva

H_{SPINTA_PASS} [m]	0.00
------------------------	------

(valutata unicamente per le verifiche a scorrimento)

Comb.	k_p	S_1 [kN/mq]	S_2 [kN/mq]	S_p [kN/m]	N_k [kN/m]	H_k [kN/m]	x_G [m]	y_G [m]	M_k [kNm/m]
M1	1.89	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00

- Totale (componente attiva + passiva)

Comb.	S_t [kN/m]	N_k [kN/m]	H_k [kN/m]	M_G [kNm/m]
M1	146.80	58.14	134.79	144.71

Cliente: | Potenziamento sistema autostradale e tangenziale di Bologna
 Commessa: | Lotto 1 - Sottovia Tang. Nord Rampa Interconnessione 14+232 (sottovia 91T)
 Argomento: | Allegato 1: Calcoli - Opere di sostegno
 Sezione analizzata: | Muri andatori LATO SUD - LATO BOLOGNA

Capacità portante

- Componente attiva

H_{SPINTA_ATT} [m] | 7.75

Comb.	S_{ga} [kN/m]	N_k [kN/m]	H_k [kN/m]	x_G [m]	y_G [m]	M_G [kNm/m]
M1	146.80	58.14	134.79	-3.50	2.58	144.71

- Componente passiva

H_{SPINTA_PASS} [m] | 0.00

(valutata unicamente per le verifiche a scorrimento)

Comb.	k_p	$S1$ [kN/mq]	$S2$ [kN/mq]	S_p [kN/m]	N_k [kN/m]	H_k [kN/m]	x_G [m]	y_G [m]	M_k [kNm/m]
M1	1.89	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00

- Totale (componente attiva + passiva)

Comb.	S_t [kN/m]	N_k [kN/m]	H_k [kN/m]	M_O [kNm/m]
M1	146.80	58.14	134.79	144.71

(C2b): Spinta delle terre per verifiche strutturali

A favore di sicurezza, non si considera la componente verticale nelle verifiche strutturali della soletta di fondazione - Attenzione: è stato posto un coefficiente pari a 0 nel calcolo di N_k

H_{SPINTA} [m] | 7.75

Comb.	k_0	S_{t0} [kN/m]	N_k [kN/m]	H_k [kN/m]	x_G [m]	y_G [m]	M_G [kNm/m]
M1	0.426	256.12	0.00	256.12	-3.50	2.58	661.65

(C3): Sovraccarico accidentale

q [kN/m²] | 20

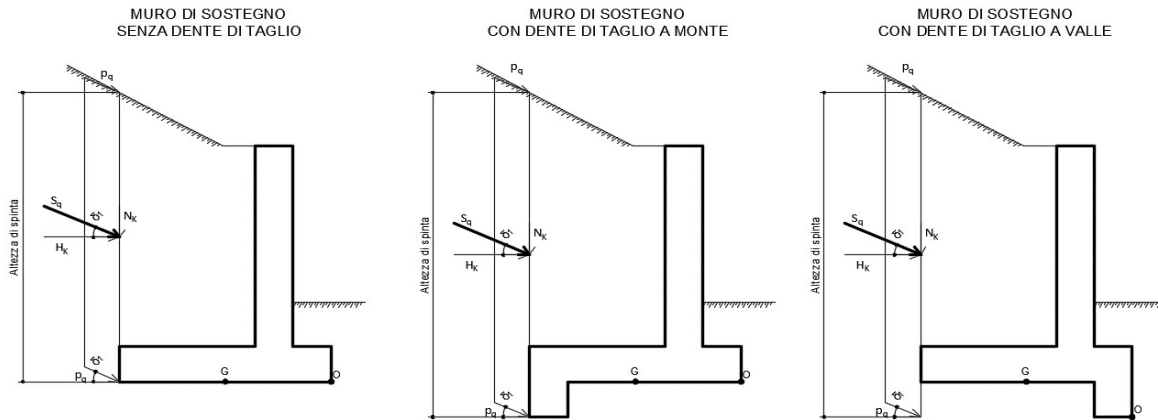


Figura 4 - Spinta dovuta al sovraccarico accidentale per i diversi casi

Componente verticale

N_k [kN/m]	x_0 [m]	M_O [kNm/m]	x_G [m]	M_G [kNm/m]
60.00	-5.50	-330.00	-2.00	-120.00

Ribaltamento

- Componente orizzontale per verifiche geotecniche (a)

H_{SPINTA} [m] | 7.75

Comb.	k_a	S_{qa} [kN/m]	N_k [kN/m]	H_k [kN/m]	x_0 [m]	y_0 [m]	M_O [kNm/m]
M1	0.244	37.88	15.00	34.79	-7.00	3.88	29.76

Scorrimento / Capacità portante

- Componente orizzontale per verifiche geotecniche (a)

H_{SPINTA} [m] | 7.75

Comb.	S_{ga} [kN/m]	N_k [kN/m]	H_k [kN/m]	x_G [m]	y_G [m]	M_G [kNm/m]
M1	37.88	15.00	34.79	-3.50	3.88	82.28

Verifiche strutturali

Componente orizzontale per verifiche strutturali (b)

H_{SPINTA} [m] | 7.75

Comb.	k_0	S_{q0} [kN/m]	N_k [kN/m]	H_k [kN/m]	x_G [m]	y_G [m]	M_G [kNm/m]
M1	0.426	66.10	0.00	66.10	-3.50	3.88	256.12

Cliente: Potenziamento sistema autostradale e tangenziale di Bologna
 Commessa: Lotto 1 - Sottovia Tang. Nord Rampa Interconnessione 14+232 (sottovia 91T)
 Argomento: Allegato 1: Calcoli - Opere di sostegno
 Sezione analizzata: Muri andatori LATO SUD - LATO BOLOGNA

(C4): Urto veicolo in svio

(da piano stradale)

H_k [kN]		H_{URTO} [m]	
82.28	come da Linee Guida ASPI	1.00	come da NTC2018

n° montanti	i _{mont.} [m]	L _{diff_muro} [m]	L _{concio} [m]	L _{diff} [m]	H _k [kN/m]	y _O [m]	M _O [kNm/m]
3.00	1.50	10.85	7.00	7.00	35.26	8.75	308.55
n° montanti	L _{diff_concio} [m]	L _{diff_parete} [m]	L _{concio} [m]	L _{diff} [m]	H _k [kN/m]	y _G [m]	M _G [kNm/m]
3.00	1.50	10.85	7.00	7.00	35.26	8.75	308.55

(C5): Azione del vento

H _{FOA} [m]	H _{FOA_agg.} [m]	Incl. agg. [°]	Verso	H _{VENTO} [m]	p [kN/m ²]
0.00	0.00	0	da strada	0.00	0.00

N _k [kN/m]	H _k [kN/m]	x _G [m]	y _G [m]	M _G [kNm/m]	x _O [m]	y _O [m]	M _O [kNm/m]
0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	-3.50	0.00	0.00

(CS1): Forze inerzia legate a carichi strutturali e non

(dente di taglio: si considera unicamente il contributo verticale)

k _h	0.131	k _v	0.065
----------------	-------	----------------	-------

Sisma diretto verso l'alto: - kv

Descrizione	N _k [kN/m]	H _k [kN/m]	x _O [m]	y _O [m]	M _O [kNm/m]	x _G [m]	y _G [m]	M _G [kNm/m]
Fondazione c.a.	-11.45	22.90	-3.50	0.50	51.53	0.00	0.50	11.45
Paramento c.a.	-11.04	22.08	-3.50	4.38	135.26	0.00	4.38	96.61
FOA	0.00	0.00	-3.50	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
Zavorra lato monte (costante)	-26.50	53.00	-5.50	4.38	377.62	-2.00	4.38	284.87
Zavorra lato monte (inclinato)	0.00	0.00	-6.00	7.75	0.00	-2.50	7.75	0.00
Zavorra lato valle	-16.53	0.00	-1.50	3.11	24.79	2.00	3.11	-33.06
Dente di fondazione	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	3.50	0.00	0.00
Sicurvia	0.00	0.00	-3.50	8.75	0.00	0.00	8.75	0.00
Totale	-66	98			589			360

Sisma diretto verso il basso: + kv

Descrizione	N _k [kN/m]	H _k [kN/m]	x _O [m]	y _O [m]	M _O [kNm/m]	x _G [m]	y _G [m]	M _G [kNm/m]
Fondazione c.a.	11.45	22.90	-3.50	0.50	-28.63	0.00	0.50	11.45
Paramento c.a.	11.04	22.08	-3.50	4.38	57.97	0.00	4.38	96.61
FOA	0.00	0.00	-3.50	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
Zavorra lato monte (costante)	26.50	53.00	-5.50	4.38	86.12	-2.00	4.38	178.87
Zavorra lato monte (inclinato)	0.00	0.00	-6.00	7.75	0.00	-2.50	7.75	0.00
Zavorra lato valle	16.53	0.00	-1.50	3.11	-24.79	2.00	3.11	33.06
Dente di fondazione	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	3.50	0.00	0.00
Sicurvia	0.00	0.00	-3.50	8.75	0.00	0.00	8.75	0.00
Totale	66	98			91			320

(CS2): Spinta (dinamica) delle terre

La componente dinamica della spinta delle terre è calcolata in riferimento alla componente statica valutata, a favore di sicurezza, in regime di spinta attiva.

SPINTA TOTALE DELLE TERRE IN CONDIZIONI DINAMICHE
REGIME DI SPINTA ATTIVA - METODO PSEUDO-STATICO DI MONONOBE OKABE

SPINTA DELLE TERRE IN CONDIZIONI STATICHE
REGIME DI SPINTA ATTIVA

SPINTA DINAMICA DELLE TERRE
REGIME DI SPINTA ATTIVA

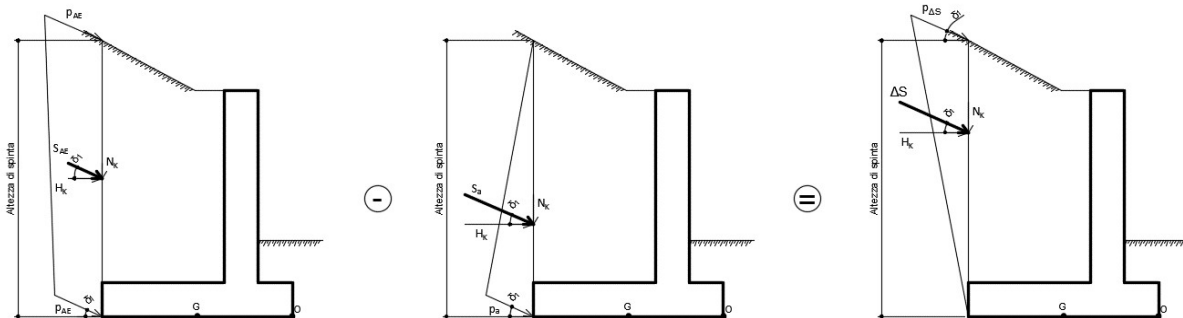


Figura 5 - Spinta attiva delle terre in condizioni dinamiche - Metodo pseudo-statico di Mononobe Okabe

Ribaltamento

Sisma diretto verso l'alto: - kv

Comb.	k _{a_sism}	S _a [kN/m]	k _{AE}	S _{AE} [kN/m]	ΔS [kN/m]
M1	0.24	146.80	0.400	216.79	69.99
Comb.	N _k [kN/m]	H _k [kN/m]	x _O [m]	y _O [m]	M _O [kNm/m]
M1	27.72	64.27	-7.00	3.88	54.98

Cliente: | Potenziamento sistema autostradale e tangenziale di Bologna
 Commessa: | Lotto 1 - Sottovia Tang. Nord Rampa Interconnessione 14+232 (sottovia 91T)
 Argomento | Allegato 1: Calcoli - Opere di sostegno
 Sezione analizzata: | Muri andatori LATO SUD - LATO BOLOGNA

Sisma diretto verso il basso: + kv

Comb.	k_{a_sism}	S_a [kN/m]	k_{AE}	S_{AE} [kN/m]	ΔS [kN/m]
M1	0.24	146.80	0.366	241.40	94.60
Comb.	N_k [kN/m]	H_k [kN/m]	x_G [m]	y_G [m]	M_G [kNm/m]
M1	37.47	86.86	-7.00	3.88	74.31

Scorrimento

Sisma diretto verso l'alto: - kv

Comb.	k_{a_sism}	S_a [kN/m]	k_{AE}	S_{AE} [kN/m]	ΔS [kN/m]
M1	0.24	146.80	0.335	188.10	41.31
Comb.	N_k [kN/m]	H_k [kN/m]	x_G [m]	y_G [m]	M_G [kNm/m]
M1	16.36	37.93	-3.50	3.88	89.71

Sisma diretto verso il basso: + kv

Comb.	k_{a_sism}	S_a [kN/m]	k_{AE}	S_{AE} [kN/m]	ΔS [kN/m]
M1	0.24	146.80	0.322	206.25	59.45
Comb.	N_k [kN/m]	H_k [kN/m]	x_G [m]	y_G [m]	M_G [kNm/m]
M1	23.55	54.59	-3.50	3.88	129.12

Capacità portante

Sisma diretto verso l'alto: - kv

Comb.	k_{a_sism}	S_a [kN/m]	k_{AE}	S_{AE} [kN/m]	ΔS [kN/m]
M1	0.24	146.80	0.335	188.10	41.31
Comb.	N_k [kN/m]	H_k [kN/m]	x_G [m]	y_G [m]	M_G [kNm/m]
M1	16.36	37.93	-3.50	3.88	89.71

Sisma diretto verso il basso: + kv

Comb.	k_{a_sism}	S_a [kN/m]	k_{AE}	S_{AE} [kN/m]	ΔS [kN/m]
M1	0.24	146.80	0.322	206.25	59.45
Comb.	N_k [kN/m]	H_k [kN/m]	x_G [m]	y_G [m]	M_G [kNm/m]
M1	23.55	54.59	-3.50	3.88	129.12

Verifiche strutturali

Sisma diretto verso l'alto: - kv

Comb.	k_{a_sism}	S_a [kN/m]	k_{AE}	S_{AE} [kN/m]	ΔS [kN/m]
M1	0.24	146.80	0.335	188.10	41.31
Comb.	N_k [kN/m]	H_k [kN/m]	x_G [m]	y_G [m]	M_G [kNm/m]
M1	0.00	41.31	-3.50	3.88	160.06

Sisma diretto verso il basso: + kv

Comb.	k_{a_sism}	S_a [kN/m]	k_{AE}	S_{AE} [kN/m]	ΔS [kN/m]
M1	0.24	146.80	0.322	206.25	59.45
Comb.	N_k [kN/m]	H_k [kN/m]	x_G [m]	y_G [m]	M_G [kNm/m]
M1	0.00	59.45	-3.50	3.88	230.38

PARAMETRI GEOTECNICI DEL TERRENO

Terreno spingente	
Parametro	M1
γ [kN/m ³]	20
ϕ' [°]	35.00
ϕ' [rad]	0.61
δ_{es} [°]	23.33
δ_{es} [rad]	0.41
δ_{sism} [°]	23.33
δ_{sism} [rad]	0.41
β [°]	0.00
β [rad]	0.00
i [°]	0.00
i [rad]	0.00
k_0	0.426
$k_{a\ es}$	0.244
$k_{a\ sism}$	0.244

peso specifico
 angolo d'attrito interno
 angolo d'attrito terreno-muro in condizioni di esercizio ($=2/3\phi'$)
 angolo d'attrito terreno-muro in condizioni sismiche ($=2/3\phi'$)
 angolo che la parete forma con la verticale
 inclinazione del terrapieno rispetto all'orizzontale

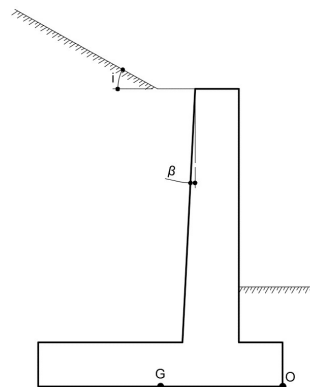


Figura 6 - Inclinazione del terreno e del paramento

Terreno di fondazione	
Parametro	M1
γ' [kN/m ³]	9
ϕ' [°]	26.00
ϕ' [rad]	0.45
δ_{es} [°]	13.00
δ_{es} [rad]	0.23
δ_{sism} [°]	13.00
δ_{sism} [rad]	0.23
c' [kN/m ²]	0.00
c_{ul} [kN/m ²]	50.00
β [°]	0.00
β [rad]	0.00
i [°]	0.00
i [rad]	0.00
$k_{p\ es}$	3.787
$k_{p\ es} (*)$	1.893

(terreno di riporto con caratteristiche migliorate - sarà da prevedersi la rimozione dello strato più superficiale relativo al deposito b_{nn})
 peso specifico sommerso
 angolo d'attrito interno
 angolo d'attrito terreno-muro in condizioni di esercizio ($=1/2\phi'$)
 angolo d'attrito terreno-muro in condizioni sismiche ($=1/2\phi'$)
 coesione efficace
 resistenza non drenata
 condizioni di esercizio
 si considera aliquota 50% della resistenza passiva del terreno antistante il muro

COEFFICIENTI SISMICI

Località: **Opera 91T**
 Vita nominale: VN **50** anni
 Classe d'uso: **IV**
 CU **2**
 Periodo di riferimento per azione sismica: VR **100** anni

Parametri sismici:	Stato limite	Pv _R [anni]	T _R [anni]	a _g [g]	T _C * [sec]	F ₀
	SLV	0.1	949	0.212	0.309	2.439

Categoria di sottosuolo: **D**
 Categoria topografica: **T1**

Accelerazione massima attesa al sito	Stato limite	T _R [anni]	S _S	S _T	a _{max} [g]	a _g [m/s ²]
	SLV	949	1.62	1.00	0.344	3.378

Coefficiente di riduzione dell'accelerazione massima attesa al sito

	STR/GEO	RIB
β	0.38	0.57

β incrementato del 50% per verifica a ribaltamento (NTC2018 7.11.6.2.1)

Coefficiente sismico orizzontale	k_h	0.131	0.196
Coefficiente sismico verticale	k_v	0.065	0.098

Calcolo coefficiente sismico con teoria Mononobe-Okabe:

Sisma diretto verso l'alto: - kv

	[°]	[rad]	[°]	[rad]
θ	7.97	0.14	12.28	0.21
δ_{sism_M1}	23.33	0.41	23.33	0.41
β	0.00	0.00	0.00	0.00
ψ	90.00	1.57	90.00	1.57
$\phi'_d - M1$	35.00	0.61	35.00	0.61

$\beta \leq (\phi'_d - \theta)$	$k_{AE} - M1$	0.335	0.400
$\beta > (\phi'_d - \theta)$	$k_{AE} - M1$	0.94	1.071

$k_{AE} - M1$	0.335	0.400
---------------	--------------	--------------

Sisma diretto verso il basso: + kv

	[°]	[rad]	[°]	[rad]
θ	7.00	0.12	10.13	0.18
δ_{sism_M1}	23.33	0.41	23.33	0.41
β	0.00	0.00	0.00	0.00
ψ	90.00	1.57	90.00	1.57
$\phi'_d - M1$	35.00	0.61	35.00	0.61

$\beta \leq (\phi'_d - \theta)$	$k_{AE} - M1$	0.32	0.366
$\beta > (\phi'_d - \theta)$	$k_{AE} - M1$	0.91	1.002

$k_{AE} - M1$	0.322	0.366
---------------	--------------	--------------

Cliente: | Potenziamento sistema autostradale e tangenziale di Bologna
 Commessa: | Lotto 1 - Sottovia Tang. Nord Rampa Interconnessione 14+232 (sottovia 91T)
 Argomento: | Allegato 1: Calcoli - Opere di sostegno
 Sezione analizzata: | Muri andatori LATO SUD - LATO BOLOGNA

VERIFICHE GEOTECNICHE

Calcolo delle sollecitazioni caratteristiche nel punto O

	C1			C2a			C3 - componente verticale		
	N [kN/m]	H [kN/m]	M [kNm/m]	N [kN/m]	H [kN/m]	M [kNm/m]	N [kN/m]	H [kN/m]	M [kNm/m]
A1+M1+R3	1001	0	-3810	58	135	-59	60	0	-330
	C3 - componente orizzontale (a)			C4			C5		
	N [kN/m]	H [kN/m]	M [kNm/m]	N [kN/m]	H [kN/m]	M [kNm/m]	N [kN/m]	H [kN/m]	M [kNm/m]
A1+M1+R3	15	35	30	0	35	309	0	0	0
	CS1 (-kV)			CS1 (+kV)			CS2 (-kV)		
	N [kN/m]	H [kN/m]	M [kNm/m]	N [kN/m]	H [kN/m]	M [kNm/m]	N [kN/m]	H [kN/m]	M [kNm/m]
A1+M1+R3	-66	98	884	66	98	136	28	64	55
	CS2 (+kV)								
	N [kN/m]	H [kN/m]	M [kNm/m]						
A1+M1+R3	37	87	74						

VERIFICA A RIBALTAMENTO (A1 + M1 + R3)

Carico	SLU-1	SLU-2	SISM-1	SISM-2	ECC
C1	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
C2a	1.30	1.30	1.00	1.00	1.00
C3 - vert.	0.00	0.00	0.20	0.20	0.00
C3 - oriz. (a)	1.50	1.13	0.20	0.20	0.20
C4	0.00	0.00	0.00	0.00	1.00
C5	0.90	1.50	0.00	0.00	0.00
CS1 (-kV)	0.00	0.00	1.00	0.00	0.00
CS1 (+kV)	0.00	0.00	0.00	1.00	0.00
CS2 (-kV)	0.00	0.00	1.00	0.00	0.00
CS2 (+kV)	0.00	0.00	0.00	1.00	0.00

(C1): Pesi propri - strutturali e non
 (C2a): Spinta delle terre per verifiche geotecniche
 (C3): Sovraccarico accidentale
 (C4): Urto veicolo in svio
 (C5): Azione del vento
 (CS1): Forze inerzia legate a carichi strutturali e non
 (CS2): Spinta (dinamica) delle terre

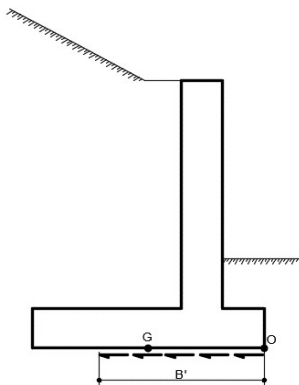
M_{stab} [kNm/m]	-3810	-3810	-3876	-3876	-3810
M_{rib} [kNm/m]	-32	-43	886	157	256
Y_R	1.15	1.15	1.00	1.00	1.15
FS (≥ 1)	ver.	ver.	4.37	24.61	12.95

Calcolo delle sollecitazioni caratteristiche nel punto O

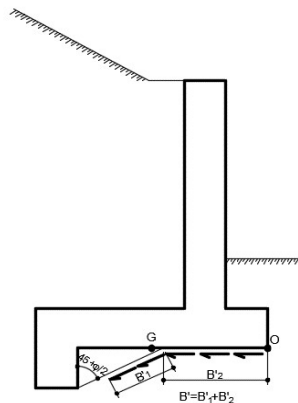
	C1			C2a			C3 - componente verticale		
	N [kN/m]	H [kN/m]	M [kNm/m]	N [kN/m]	H [kN/m]	M [kNm/m]	N [kN/m]	H [kN/m]	M [kNm/m]
A1+M1+R3	1001	0	-305	58	135	145	60	0	-120
	C3 - componente orizzontale (a)			C4			C5		
	N [kN/m]	H [kN/m]	M [kNm/m]	N [kN/m]	H [kN/m]	M [kNm/m]	N [kN/m]	H [kN/m]	M [kNm/m]
A1+M1+R3	15	35	82	0	35	309	0	0	0
	CS1 (-kV)			CS1 (+kV)			CS2 (-kV)		
	N [kN/m]	H [kN/m]	M [kNm/m]	N [kN/m]	H [kN/m]	M [kNm/m]	N [kN/m]	H [kN/m]	M [kNm/m]
A1+M1+R3	-66	98	360	66	98	320	16	38	90
	CS2 (+kV)								
	N [kN/m]	H [kN/m]	M [kNm/m]						
A1+M1+R3	24	55	129						

VERIFICA A SCORRIMENTO

MURO DI SOSTEGNO
SENZA DENTE DI TAGLIO



MURO DI SOSTEGNO
CON DENTE DI TAGLIO A MONTE



MURO DI SOSTEGNO
CON DENTE DI TAGLIO A VALLE

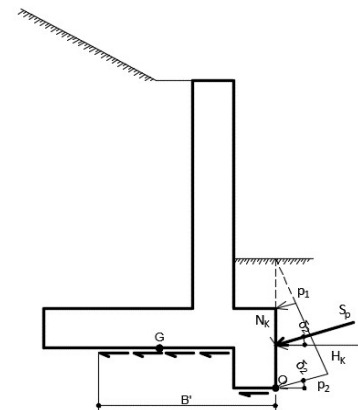


Figura 7 - Resistenza a scorrimento considerata per i diversi casi

Carico	SLU-1-A1	SLU-2-A1	SISM-1-A1	SISM-2-A1	ECC-A1
C1	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
C2a	1.30	1.30	1.00	1.00	1.00
C3 - vert.	0.00	0.00	0.20	0.20	0.00
C3 - oriz. (a)	1.50	1.13	0.20	0.20	0.20
C4	0.00	0.00	0.00	0.00	1.00
C5	0.90	1.50	0.00	0.00	0.00
CS1 (-kV)	0.00	0.00	1.00	0.00	0.00
CS1 (+kV)	0.00	0.00	0.00	1.00	0.00
CS2 (-kV)	0.00	0.00	1.00	0.00	0.00
CS2 (+kV)	0.00	0.00	0.00	1.00	0.00
	SLU-1-A1	SLU-2-A1	SISM-1-A1	SISM-2-A1	ECC-A1
N _{Ed} [kN/m]	1099	1094	1025	1164	1062
H _{Ed} [kN/m]	227	214	278	294	177
M _{Ed} [kNm/m]	7	-24	282	281	165
Comb.	M1	M1	M1	M1	M1
φ' [°]	26	26	26	26	26
tanφ'	0.49	0.49	0.49	0.49	0.49
c' [kN/m ²]	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
c _u [kN/m ²]	50.00	50.00	50.00	50.00	50.00
B' [m]	6.99	6.96	6.45	6.52	6.69
R _{Ed} [kN/m]	349	348	323	326	334
γ _R	1.10	1.10	1.00	1.00	1.10
FS (≥1)	1.40	1.47	1.16	1.11	1.72

- (C1): Pesi propri - strutturali e non
- (C2a): Spinta delle terre per verifiche geotecniche
- (C3): Sovraccarico accidentale
- (C4): Urto veicolo in svio
- (C5): Azione del vento
- (CS1): Forze inerzia legate a carichi strutturali e non
- (CS2): Spinta (dinamica) delle terre

VERIFICA CAPACITA' PORTANTE IN CONDIZIONI DRENATE

	Carico	SLU-1-A1	SLU-2-A1	SLU-3-A1	SLU-4-A1	SISM-1-A1	SISM-2-A1	ECC-1-A1	ECC-2-A1
(C1): Pesi propri - strutturali e non	C1	1.00	1.30	1.00	1.30	1.00	1.00	1.00	1.00
(C2a): Spinta terre - verifiche geo	C2a	1.30	1.30	1.30	1.30	1.00	1.00	1.00	1.00
(C3): Sovraccarico accidentale	C3 - vert.	0.00	1.50	0.00	1.13	0.20	0.20	0.00	0.20
	C3 - oriz. (a)	1.50	1.50	1.13	1.13	0.20	0.20	0.20	0.20
(C4): Urto veicolo in svio	C4	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	1.00	1.00
(C5): Azione del vento	C5	0.90	0.90	1.50	1.50	0.00	0.00	0.00	0.00
(CS1): Forze inerzia legate a carichi strutturali e non	CS1 (-kV)	0.00	0.00	0.00	0.00	1.00	0.00	0.00	0.00
	CS1 (+kV)	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	1.00	0.00	0.00
(CS2): Spinta (dinamica) delle terre	CS2 (-kV)	0.00	0.00	0.00	0.00	1.00	0.00	0.00	0.00
	CS2 (+kV)	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	1.00	0.00	0.00

Azioni di calcolo

Comb.	SLU-1-A1	SLU-2-A1	SLU-3-A1	SLU-4-A1	SISM-1-A1	SISM-2-A1	ECC-1-A1	ECC-2-A1
N_{Ed} [kN/m]	1099	1490	1094	1462	1025	1164	1062	1074
M_{Ed} [kNm/m]	7	-265	-24	-251	282	281	165	141
V_{Ed} [kN/m]	227	227	214	214	278	294	177	177

Dimensioni geometriche fondazione

D [m]	1.20	1.20	1.20	1.20	1.20	1.20	1.20	1.20
a [m]	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
L [m]	7.00	7.00	7.00	7.00	7.00	7.00	7.00	7.00
B [m]	7.00	7.00	7.00	7.00	7.00	7.00	7.00	7.00
e_L [m]	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
e_B [m]	0.01	0.18	0.02	0.17	0.27	0.24	0.16	0.13
L' [m]	7.00	7.00	7.00	7.00	7.00	7.00	7.00	7.00
B' [m]	6.99	6.64	6.96	6.66	6.45	6.52	6.69	6.74

Parametri geotecnici terreno di fondazione

Peso proprio del terreno di riporto	γ_1 [kN/m ³]	20	20	20	20	20	20	20
Peso proprio dell'acqua	γ_w [kN/m ³]	9.81	9.81	9.81	9.81	9.81	9.81	9.81
Peso som. - Terreno di riporto	γ'_1 [kN/m ³]	10.19	10.19	10.19	10.19	10.19	10.19	10.19
Peso som. - Terreno di fondazione	γ'_2 [kN/m ³]	9	9	9	9	9	9	9
Angolo d'attrito	ϕ' [°]	26	26	26	26	26	26	26
Coesione efficace	c' [kN/m ²]	0	0	0	0	0	0	0
Set di coefficienti parziali		M1	M1	M1	M1	M1	M1	M1
Peso proprio - Terreno di riporto	$\gamma_{1, M1}$ [kN/m ³]	20	20	20	20	20	20	20
Peso som. - Terreno di fondazione	$\gamma_{2, M1}$ [kN/m ³]	9	9	9	9	9	9	9
Angolo d'attrito fattorizzato	ϕ'_{M1} [°]	26	26	26	26	26	26	26
	ϕ'_{M1} [rad]	0.45	0.45	0.45	0.45	0.45	0.45	0.45
Coesione efficace fattorizzata	c'_{M1} [kN/m ²]	0	0	0	0	0	0	0

Fattori di capacità portante

N_y	12.54	12.54	12.54	12.54	12.54	12.54	12.54	12.54
N_c	22.25	22.25	22.25	22.25	22.25	22.25	22.25	22.25
N_q	11.85	11.85	11.85	11.85	11.85	11.85	11.85	11.85

Fattori di forma

(per forma rettangolare)

s_y	0.60	0.62	0.60	0.62	0.63	0.63	0.62	0.61
s_c	1.53	1.51	1.53	1.51	1.49	1.50	1.51	1.51
s_q	1.49	1.46	1.48	1.46	1.45	1.45	1.47	1.47

Fattori di profondità

(per $\phi' > 0$)

d_y	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
d_c	1.06	1.06	1.06	1.06	1.06	1.06	1.06	1.06
d_q	1.05	1.06	1.05	1.06	1.06	1.06	1.06	1.05

Fattori di inclinazione del carico

(per $c' > 0$ e $\phi' > 0$)

m_B	1.50	1.51	1.50	1.51	1.52	1.52	1.51	1.51
m_L	1.50	1.49	1.50	1.49	1.48	1.48	1.49	1.49
θ [°]	90.00	90	90	90	90	90	90	90
m	1.50	1.51	1.50	1.51	1.52	1.52	1.51	1.51
i_y	0.56	0.66	0.58	0.67	0.45	0.48	0.63	0.64
i_c	0.68	0.76	0.69	0.77	0.58	0.61	0.74	0.74
i_q	0.71	0.78	0.72	0.79	0.62	0.64	0.76	0.76

Cliente: Potenziamento sistema autostradale e tangenziale di Bologna
 Commessa: Lotto 1 - Sottovia Tang. Nord Rampa Interconnessione 14+232 (sottovia 91T)
 Argomento: Allegato 1: Calcoli - Opere di sostegno
 Sezione analizzata: Muri andatori LATO SUD - LATO BOLOGNA

Fattori di inclinazione del piano di posa

b_y	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
b_q	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00

Fattori di inclinazione del piano campagna

w [°]	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
g_y	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
g_c	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
g_q	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} [kN/m ²]	447	495	458	502	373	392	482	485
Set di coefficienti parziali		R3	R3	R3	R3	R3	R3	R3	R3
	γ_R	1.40	1.40	1.40	1.40	1.20	1.20	1.40	1.40
$q = q_{lim} / \gamma_R$	q [kN/m ²]	319	354	327	359	311	326	344	346
$Q = q \times B' \times L'$	Q [kN]	15627	16457	15915	16712	14049	14881	16112	16334
$FS = Q / (N_{Ed} \times L') (>1)$	FS	2.03	1.58	2.08	1.63	1.96	1.83	2.17	2.17
		(>1)	(>1)	(>1)	(>1)	(>1)	(>1)	(>1)	(>1)
Comb.		SLU-1-A1	SLU-2-A1	SLU-3-A1	SLU-4-A1	SISM-1-A1	SISM-2-A1	ECC-1-A1	ECC-2-A1

Cliente: | Potenziamento sistema autostradale e tangenziale di Bologna
 Commessa: | Lotto 1 - Sottovia Tang. Nord Rampa Interconnessione 14+232 (sottovia 91T)
 Argomento | Allegato 1: Calcoli - Opere di sostegno
 Sezione analizzata: | Muri andatori LATO SUD - LATO BOLOGNA

VERIFICA CAPACITA' PORTANTE IN CONDIZIONI NON DRENATE

	Carico	SLU-1-A1	SLU-2-A1	SLU-3-A1	SLU-4-A1	SISM-1-A1	SISM-2-A1	ECC-1-A1	ECC-2-A1
(C1): Pesì propri - strutturali e non	C1	1.00	1.30	1.00	1.30	1.00	1.00	1.00	1.00
(C2a): Spinta terre - verifiche geo	C2a	1.30	1.30	1.30	1.30	1.00	1.00	1.00	1.00
(C3): Sovraccarico accidentale	C3 - vert.	0.00	1.50	0.00	1.13	0.20	0.20	0.00	0.20
	C3 - oriz. (a)	1.50	1.50	1.13	1.13	0.20	0.20	0.20	0.20
(C4): Urto veicolo in svio	C4	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	1.00	1.00
(C5): Azione del vento	C5	0.90	0.90	1.50	1.50	0.00	0.00	0.00	0.00
(CS1): Forze inerzia legate a carichi strutturali e non	CS1 (-kV)	0.00	0.00	0.00	0.00	1.00	0.00	0.00	0.00
	CS1 (+kV)	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	1.00	0.00	0.00
(CS2): Spinta (dinamica) delle terre	CS2 (-kV)	0.00	0.00	0.00	0.00	1.00	0.00	0.00	0.00
	CS2 (+kV)	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	1.00	0.00	0.00

Azioni di calcolo

Comb.	SLU-1-A1	SLU-2-A1	SLU-3-A1	SLU-4-A1	SISM-1-A1	SISM-2-A1	ECC-1-A1	ECC-2-A1
N_{Ed} [kN/m]	1099	1490	1094	1462	1025	1164	1062	1074
M_{Ed} [kNm/m]	7	-265	-24	-251	282	281	165	141
V_{Ed} [kN/m]	227	227	214	214	278	294	177	177

Dimensioni geometriche fondazione

D [m]	1.20	1.20	1.20	1.20	1.20	1.20	1.20	1.20
L [m]	7.00	7.00	7.00	7.00	7.00	7.00	7.00	7.00
B [m]	7.00	7.00	7.00	7.00	7.00	7.00	7.00	7.00
e ₁ [m]	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
e _B [m]	0.01	0.18	0.02	0.17	0.27	0.24	0.16	0.13
L' [m]	7.00	7.00	7.00	7.00	7.00	7.00	7.00	7.00
B' [m]	6.99	6.64	6.96	6.66	6.45	6.52	6.69	6.74

Parametri geotecnici terreno di fondazione

Peso proprio del terreno di riporto	γ_1 [kN/m ³]	20	20	20	20	20	20	20
Peso som. - Terreno di fondazione	$\gamma'2$ [kN/m ³]	9	9	9	9	9	9	9
Angolo d'attrito	ϕ' [°]	26	26	26	26	26	26	26
Coesione efficace	c' [kN/m ²]	0	0	0	0	0	0	0
Coesione non drenata	c_u [kN/m ²]	50	50	50	50	50	50	50
Set di coefficienti parziali		M1	M1	M1	M1	M1	M1	M1
Peso proprio del terreno di riporto	$\gamma_{1, Mi}$ [kN/m ³]	20	20	20	20	20	20	20
Peso som. - Terreno di fondazione	$\gamma_{2, Mi}$ [kN/m ³]	9	9	9	9	9	9	9
Angolo d'attrito fattorizzato	ϕ'_{Mi} [°]	26	26	26	26	26	26	26
	ϕ'_{Mi} [rad]	0.45	0.45	0.45	0.45	0.45	0.45	0.45
Coesione efficace fattorizzata	c'_{Mi} [kN/m ²]	0	0	0	0	0	0	0
Coesione non drenata fattorizzata	$c_{u, Mi}$ [kN/m ²]	50	50	50	50	50	50	50

Fattori di capacità portante

N _y	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
N _c	5.14	5.14	5.14	5.14	5.14	5.14	5.14	5.14
N _q	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00

Fattori di forma

(per forma rettangolare)

s _y	0.60	0.62	0.60	0.62	0.63	0.63	0.62	0.61
s _c	1.19	1.18	1.19	1.19	1.18	1.18	1.19	1.19
s _q	1.49	1.46	1.48	1.46	1.45	1.45	1.47	1.47

Fattori di profondità

(per $\phi'=0$)

d _y	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
d _c	1.07	1.07	1.07	1.07	1.07	1.07	1.07	1.07
d _q	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00

Fattori di inclinazione del carico

(per $\phi'=0$)

m _B	1.50	1.51	1.50	1.51	1.52	1.52	1.51	1.51
m _L	1.50	1.49	1.50	1.49	1.48	1.48	1.49	1.49
θ [°]	90	90	90	90	90	90	90	90
m	1.50	1.51	1.50	1.51	1.52	1.52	1.51	1.51
i _y	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
i _c	0.97	0.97	0.97	0.97	0.96	0.96	0.98	0.98
i _q	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00

Cliente: | Potenziamento sistema autostradale e tangenziale di Bologna
 Commessa: | Lotto 1 - Sottovia Tang. Nord Rampa Interconnessione 14+232 (sottovia 91T)
 Argomento | Allegato 1: Calcoli - Opere di sostegno
 Sezione analizzata: | Muri andatori LATO SUD - LATO BOLOGNA

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
b_c	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
b_q	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00

Fattori di inclinazione del piano campagna

w [°]	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
g_v	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
g_c	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
g_q	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} [kN/m ²]	355	352	355	353	349	348	355	355
Set di coefficienti parziali		R3	R3	R3	R3	R3	R3	R3	R3
	γ_R	1.4	1.4	1.4	1.4	1.2	1.2	1.4	1.4
$q = q_{lim} / \gamma_R$	q [kN/m ²]	253	252	254	252	290	290	253	254
$Q = q \times B' \times L'$	Q [kN]	12395	11700	12348	11743	13115	13242	11860	11957

$FS = Q / (N_{Ed} \times L') (>1)$	FS	1.61	1.12	1.61	1.15	1.83	1.63	1.59	1.59
		(>1)	(>1)	(>1)	(>1)	(>1)	(>1)	(>1)	(>1)
	Comb.	SLU-1-A1	SLU-2-A1	SLU-3-A1	SLU-4-A1	SISM-1-A1	SISM-2-A1	ECC-1-A1	ECC-2-A1