

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

AUTOSTRADA A14

OPERE D'ARTE MAGGIORI

90 T - RAMPA INTERCONNESSIONE - 14+263

RELAZIONE DI CALCOLO FONDAZIONI

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

CODICE IDENTIFICATIVO											ORDINATORE
RIFERIMENTO PROGETTO			RIFERIMENTO DIRETTORIO				RIFERIMENTO ELABORATO				
Codice Commessa	Lotto, Sub-Prog. Cod. Appalto	Fase	Capitolo	Paragrafo	W B S	Parte d'opera	Tip.	Disciplina	Progressivo	Rev.	--
111465	0000	PD	A1	O08	ST090	FND00	R	APE	0829	-2	SCALA -

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

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

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	16
3.3.1	Verifiche agli stati limite ultimi (SLU)	16
3.3.2	Resistenza di pali soggetti a carichi assiali	16
3.3.3	Comportamento di pali in gruppo soggetti a carichi trasversali	19
3.4	VALUTAZIONE DEL TIRO SUI TIRANTI PASSIVI	24
3.5	PORTATA LIMITE PER GLI ANCORAGGI DELLE SPALLE	26
4	FONDAZIONE SPALLA LATO RIMINI – AMPLIAMENTO 2 (NUOVA REALIZZAZIONE)	27
4.1	AZIONI DI CALCOLO	28
4.2	MODELLO DI CALCOLO	29
4.3	ANALISI GEOTECNICA	33
4.3.1	Sollecitazioni di calcolo	33
4.3.2	Verifica geotecnica	35
4.4	ANALISI STRUTTURALE	37
4.4.1	Sollecitazioni di calcolo	37
4.4.2	Verifica strutturale	39
5	FONDAZIONE SPALLA LATO BOLOGNA - AMPLIAMENTO 2 (NUOVA REALIZZAZIONE)	43
5.1	AZIONI DI CALCOLO	44
5.2	MODELLO DI CALCOLO	45
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	53
6	ELEVAZIONE SPALLA – STRUTTURA ORIGINARIA E AMPLIAMNETO 1 (ESISTENTE)	58
6.1	CURVE CARATTERISTICHE TIRANTI-SPOSTAMENTI	58
6.1.1	Azioni sui pali delle spalle con tiranti	60

6.1.2	<i>Micropali di ancoraggio passivo delle spalle</i>	61
7	FONDAZIONE SPALLA – STRUTTURA ORIGINARIA E AMPLIAMENTO 1 (ESISTENTE)	63
7.1	DETERMINAZIONE DEI CARICHI AGENTI E CRITERI DI VERIFICA.....	63
7.2	VERIFICA DI CAPACITA' PORTANTE	66
7.2.1	<i>Approccio 1 – Combinazione 1 (SLU-STR)</i>	66
7.2.2	<i>Approccio 1 – Combinazione 1 (SIS-STR)</i>	67
7.2.3	<i>Approccio 1 – Combinazione 2 (SLU-GEO)</i>	68
7.2.4	<i>Approccio 1 – Combinazione 2 (SIS-GEO)</i>	69
7.3	VERIFICA A SCORRIMENTO.....	70
7.3.1	<i>Approccio 1 – Combinazione 1 (SLU-STR)</i>	70
7.3.2	<i>Approccio 1 – Combinazione 1 (SIS-STR)</i>	70
7.3.3	<i>Approccio 1 – Combinazione 2 (SLU-GEO)</i>	71
7.3.4	<i>Approccio 1 – Combinazione 2 (SIS-GEO)</i>	72

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).....	17
FIGURA 3-7. TERRENI GRANULARI – $T_{LIM} = F(N_{SPT})$ (WRIGHT-REESE – 1977)	18
FIGURA 3-8. CURVE CARATTERISTICHE TIRANTI PASSIVI	25
FIGURA 4-1. SPALLA LATO RIMINI – PIANTA FONDAZIONI	27
TABELLA 4-1. SPALLA LATO RIMINI - SOLLECITAZIONI DI CALCOLO RISULTANTI NEL BARICENTRO DELLA PALIFICATA.....	28
FIGURA 4-2. SPALLA LATO RIMINI - MODELLO DI CALCOLO PALIFICATA: VISTA TRIDIMENSIONALE	29
FIGURA 4-3. SPALLA LATO RIMINI - MODELLO DI CALCOLO PALIFICATA: PIANO Y-Z.....	30
FIGURA 4-4. SPALLA LATO RIMINI - CARATTERISTICHE GEOMETRICHE E MECCANICHE SEZIONE TRASVERSALE PALI (PIANO X-Z)	30
FIGURA 4-5. SPALLA LATO RIMINI - PARAMETRI DEI PALI IN GROUP	31
FIGURA 4-6. SPALLA LATO RIMINI - DISPOSIZIONE DEI PALI IN GROUP – 1 DI 2	31
FIGURA 4-7. SPALLA LATO RIMINI - DISPOSIZIONE DEI PALI IN GROUP – 2 DI 2	32
FIGURA 4-8. SPALLA LATO RIMINI - CARATTERISTICHE MECCANICHE TERRENO	32
FIGURA 4-9. SPALLA LATO RIMINI - S.L.U. – MASSIMA AZIONE ASSIALE DI COMPRESSIONE.....	33
FIGURA 4-10. SPALLA LATO RIMINI - S.L.U. – MASSIMA AZIONE ASSIALE DI TRAZIONE	34
TABELLA 4-2. SPALLA LATO RIMINI - SOLLECITAZIONI DI VERIFICA SUL PALO PIÙ SOLLECITATO	37
FIGURA 4-11. SPALLA LATO RIMINI - S.L.U. – MASSIMO MOMENTO FLETTENTE	38
FIGURA 4-12. SPALLA LATO RIMINI - S.L.U. – MASSIMA AZIONE DI TAGLIO	38
TABELLA 4-3. SPALLA LATO RIMINI – PALO – SOLLECITAZIONI DI VERIFICA.....	39
FIGURA 5-1. SPALLA LATO BOLOGNA – PIANTA FONDAZIONI	43
TABELLA 5-1. SPALLA LATO BOLOGNA - SOLLECITAZIONI DI CALCOLO RISULTANTI NEL BARICENTRO DELLA PALIFICATA (S.L.U.)	44
TABELLA 5-2. SPALLA LATO BOLOGNA - SOLLECITAZIONI DI CALCOLO RISULTANTI NEL BARICENTRO DELLA PALIFICATA (S.L.E.).....	44
FIGURA 5-2. SPALLA LATO BOLOGNA - MODELLO DI CALCOLO PALIFICATA: VISTA TRIDIMENSIONALE.....	45
FIGURA 5-3. SPALLA LATO BOLOGNA - MODELLO DI CALCOLO PALIFICATA: PIANO Y-Z.....	46
FIGURA 5-4. SPALLA LATO BOLOGNA - CARATTERISTICHE GEOMETRICHE E MECCANICHE SEZIONE TRASVERSALE PALI (PIANO X-Y)	46
FIGURA 5-5. SPALLA LATO BOLOGNA - PARAMETRI DEI PALI IN GROUP	47
FIGURA 5-6. SPALLA LATO BOLOGNA - DISPOSIZIONE DEI PALI IN GROUP	47
FIGURA 5-7. SPALLA LATO BOLOGNA - CARATTERISTICHE MECCANICHE TERRENO.....	47
FIGURA 5-8. SPALLA LATO BOLOGNA - S.L.U. – MASSIMA AZIONE ASSIALE DI COMPRESSIONE	48
FIGURA 5-9. SPALLA LATO BOLOGNA - S.L.U. – MASSIMA AZIONE ASSIALE DI TRAZIONE	48
TABELLA 5-3. SPALLA LATO BOLOGNA - SOLLECITAZIONI DI VERIFICA SUL PALO PIÙ SOLLECITATO.....	51
FIGURA 5-10. SPALLA LATO BOLOGNA - S.L.U. – MASSIMO MOMENTO FLETTENTE	51
FIGURA 5-11. SPALLA LATO BOLOGNA - S.L.U. – MASSIMA AZIONE DI TAGLIO	52
TABELLA 5-4. SPALLA LATO BOLOGNA – PALO – SOLLECITAZIONI DI VERIFICA.....	53
FIGURA 6-1. CURVE CARATTERISTICHE TIRANTI PASSIVI-SPALLA	60

TABELLA 6-1. AZIONI AGENTI IN FONDAZIONE -SPALLA	61
TABELLA 6-2. RESISTENZE A SFILAMENTO DI CALCOLO, CARATTERISTICHE E DI PROGETTO	62
TABELLA 6-3. AZIONE DI SFILAMENTO SUI TIRANTI	62
TABELLA 6-4. VERIFICA DELLA GERARCHIA DELLE RESISTENZE	62
TABELLA 7-1. SPALLA ORIGINARIA - AZIONI PER VERIFICA CAPACITÀ PORTANTE	63
FIGURA 7-1. STRUTTURA ORIGINARIA –SEZIONE TRASVERSALE	64
FIGURA 7-2. STRUTTURA ORIGINARIA –PIANTA FONDAZIONI.....	65

1 INTRODUZIONE

La presente relazione ha come obiettivo l'esposizione delle analisi svolte e dei principali risultati ottenuti relativamente ai calcoli statici del sottovia autostradale esistente denominato Sottovia Rampa Interconnessione nell'ambito dei lavori di ampliamento della tangenziale di Bologna, nel tratto Borgo Panigale – Caselle. L'opera è denominata 90T e ubicata indicativamente alla progressiva km 14+250.

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

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

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

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

1.1 DESCRIZIONE DEI SISTEMI FONDAZIONALI

Le fondazioni delle spalle sono così realizzate.

<u>SPALLE:</u>	<u>AMPLIAMENTO 2</u>	
	Fondazione indiretta	
	Lunghezza pali:	40m
	Diametro:	Ø1000mm
	<u>AMPLIAMENTO 1</u>	
	Fondazione indiretta	
	Diametro:	Ø600mm
	<u>ORIGINARIA</u>	
	Fondazione indiretta	
	Lunghezza pali:	10m
	Diametro:	pali tipo Franki Ø50cm

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

Pali / ancoraggi passivi: carpenteria metallica

Acciaio in profili a sezione aperta laminati a caldo saldati:

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

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

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

Tipo EN 10025-2 S355 J0+N

Acciaio in profili a sezione cava:

Tipo EN 10210-1 S355 J0H+N

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

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

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

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

$$u_s = 0.3$$

1.4 SOFTWARE DI CALCOLO

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

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

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

1.5 CONVENZIONI GENERALI

1.5.1 Unità di misura

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

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

1.5.2 Convenzioni di segno

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

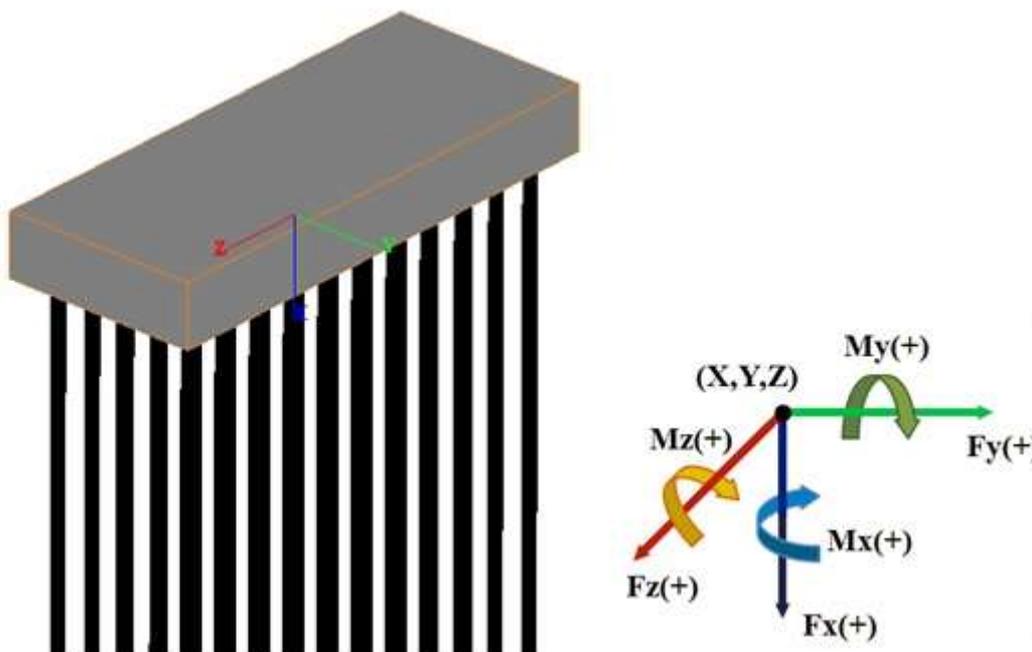


Figura 1-1. Convenzioni di segno - GROUP

2 CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA

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

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

Tabella 2-1. Indagini geognostiche di riferimento

Sigla sond./pozz./prova	Campagna di indagine	Progressiva (km)	Quota p.c. (m s.l.m.)	Lunghezza (m)	Strumentazione installata
Pz13	1999	14+200	35.00	3.50	-
CPT105	2000	14+220	35.00	40.00	-

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

Tabella 2-2. Caratterizzazione stratigrafico – geotecnica

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 2-3. 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	50 +3.3 z	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	0.4	0.18 ÷ 0.16	0.03÷0.04	3E-07	60 +(z-3)	20

Tabella 2-5. 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			

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 +31.70 m s.l.m.m. vale a dire circa 3 m sotto al piano campagna della stratigrafia di riferimento e quindi praticamente alla base del primo strato limo argilloso (A): ne consegue che nelle analisi la presenza dello strato A viene ignorata.

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

Si fa presente che l'opera in esame e le opere 90T, 90bT, 91, 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.

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_{G1}

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

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

Parametro	Grandezza alla quale applicare il coefficiente parziale	Coefficiente parziale 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:

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

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

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

- Fattori correttivi di forma:

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

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

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

- Fattori correttivi di profondità:

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

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

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

- Fattori correttivi di inclinazione del carico:

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

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

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

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

- Fattori correttivi di inclinazione fondazione:

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

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

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

- Fattori correttivi di inclinazione piano campagna:

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

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

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

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

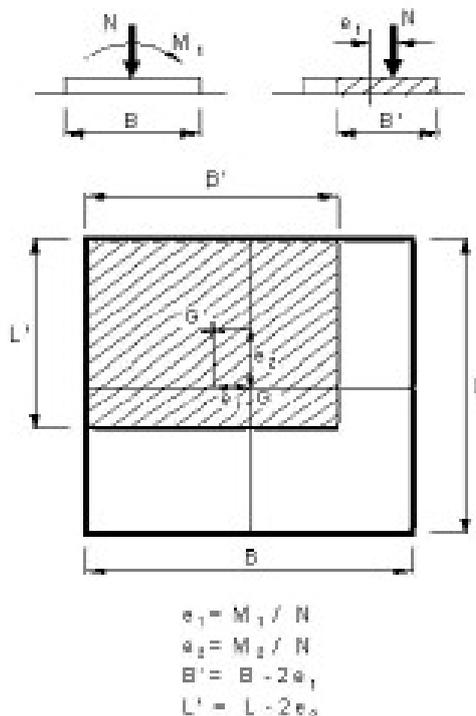


Figura 3-4. Fondazione efficace equivalente nel caso di fondazione rettangolare

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

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

e il carico limite è dato da:

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

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

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

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

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

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

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

3.3 FONDAZIONI SU PALI

3.3.1 Verifiche agli stati limite ultimi (SLU)

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

3.3.2 Resistenza di pali soggetti a carichi assiali

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

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

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

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

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

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

con

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

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

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

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

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

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

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

3.3.2.1 Stima della resistenza dei pali e pali 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:

$$\tau_{LIM} = \min [k \times \sigma'_v \times \tan \phi; T = f(N_{SPT})] < 150 \text{ kPa}$$

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 $T = f(N_{SPT})$ si possono desumere dalla Figura 3-7:

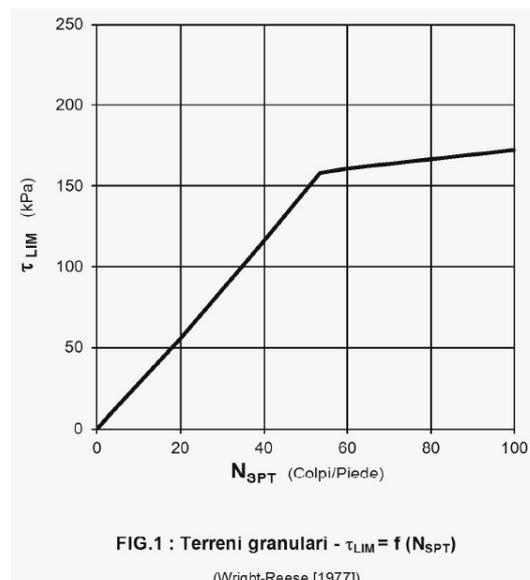


Figura 3-7. Terreni granulari – $\tau_{lim} = f(N_{SPT})$ (Wright-Reese – 1977)

- Per terreni coesivi si ha:

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

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.

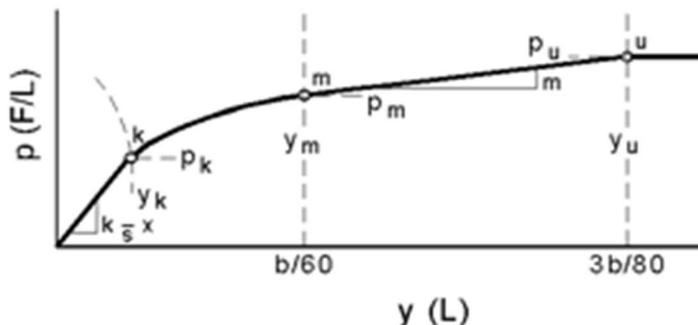
Le curve p-y che esprimono la resistenza del terreno in funzione della profondità e dello spostamento del palo, possono essere ricavate in relazione alla tipologia di terreni e alle proprietà meccaniche che li caratterizzano, in accordo alle procedure proposte da:

- 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 $p_{u2} = B_1 \cdot p$

4- definizione del tratto iniziale della curva p-y

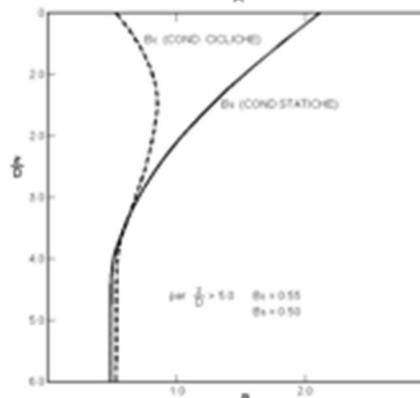
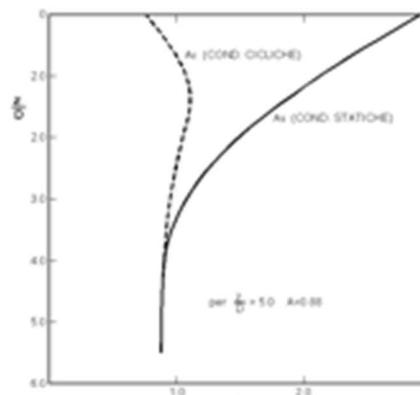
5- definizione del tratto parabolico della curva p-y

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

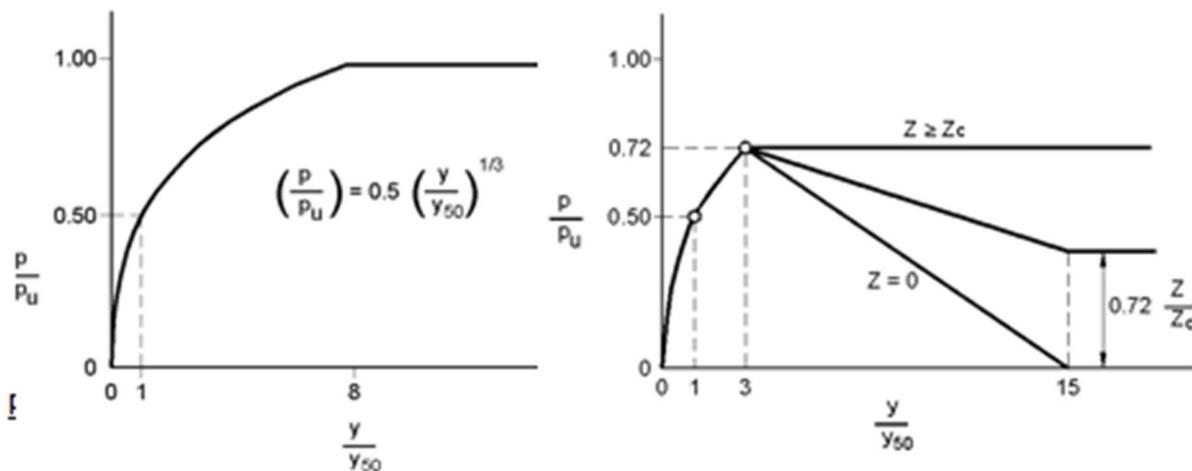
dove:

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

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



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



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

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

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

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

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

dove:

p_{u1} resistenza laterale unitaria ultima

σ^* pressione geostatica verticale efficace alla quota z

c_u coesione non drenata

z profondità da p.c.

D diametro del palo

δ inclinazione del piano campagna rispetto all'orizzontale

y spostamento orizzontale

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

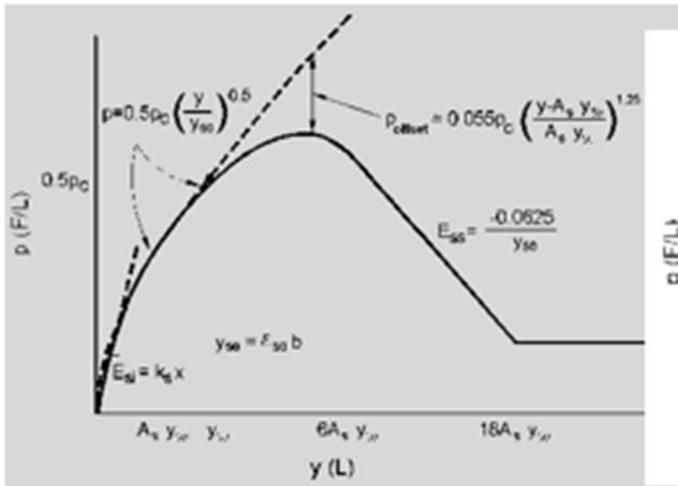
ϵ_{50} deformazione unitaria corrispondente ad una mobilitazione delle tensioni tangenziali pari al 50% della resistenza al taglio

per carichi ciclici

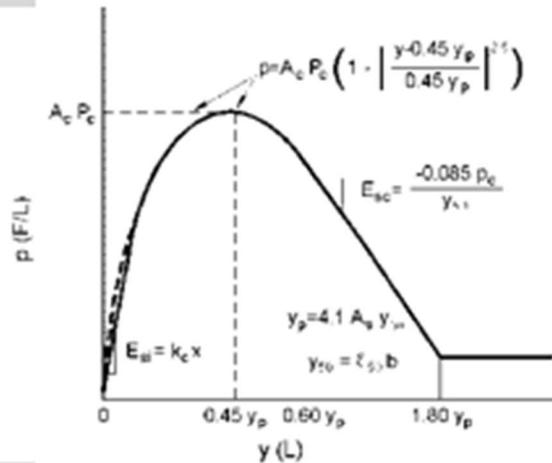
$$z_c = [6 c_u D] / [\gamma' D + 0.5 c_u] \alpha$$

γ' = peso di volume efficace

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



Carichi statici



Carichi ciclici

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

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

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

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

p_u resistenza laterale unitaria ultima

z profondità da p.c.

σ' pressione geostatica verticale efficace a
 la profondità z

c_u coesione non drenata

D diametro del palo

y spostamento orizzontale

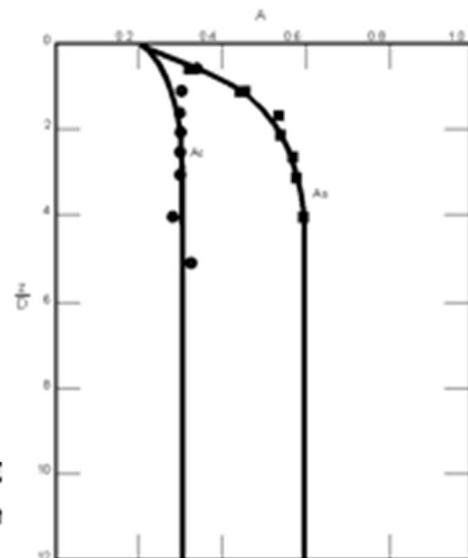
$y_{50} = 2.5 \epsilon_{50} D =$ spostamento orizzontale per $p=c$

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

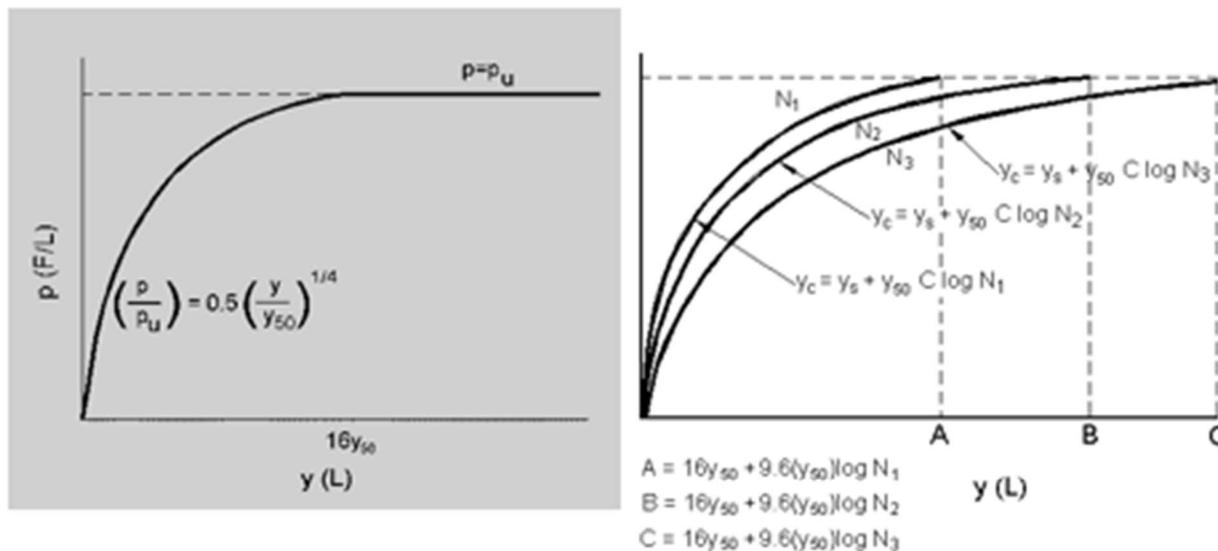
K_s pendenza del tratto iniziale della curva carichi statici

K_c pendenza del tratto iniziale della curva carichi ciclici

A_c parametro empirico



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



Carichi statici

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

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

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

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

dove:

p_u resistenza laterale unitaria ultima

γ' peso di volume unitario

c_u coesione non drenata

z profondità da p.c.

D diametro del palo

δ inclinazione del piano campagna rispetto all'orizzontale

y spostamento orizzontale

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

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

K_s pendenza del tratto iniziale della curva

Carichi ciclici

3.4 VALUTAZIONE DEL TIRO SUI TIRANTI PASSIVI

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

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

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

è possibile tracciare una curva di rigidezza della tirantatura sul piano δ_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 rigidezza della fondazione.

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

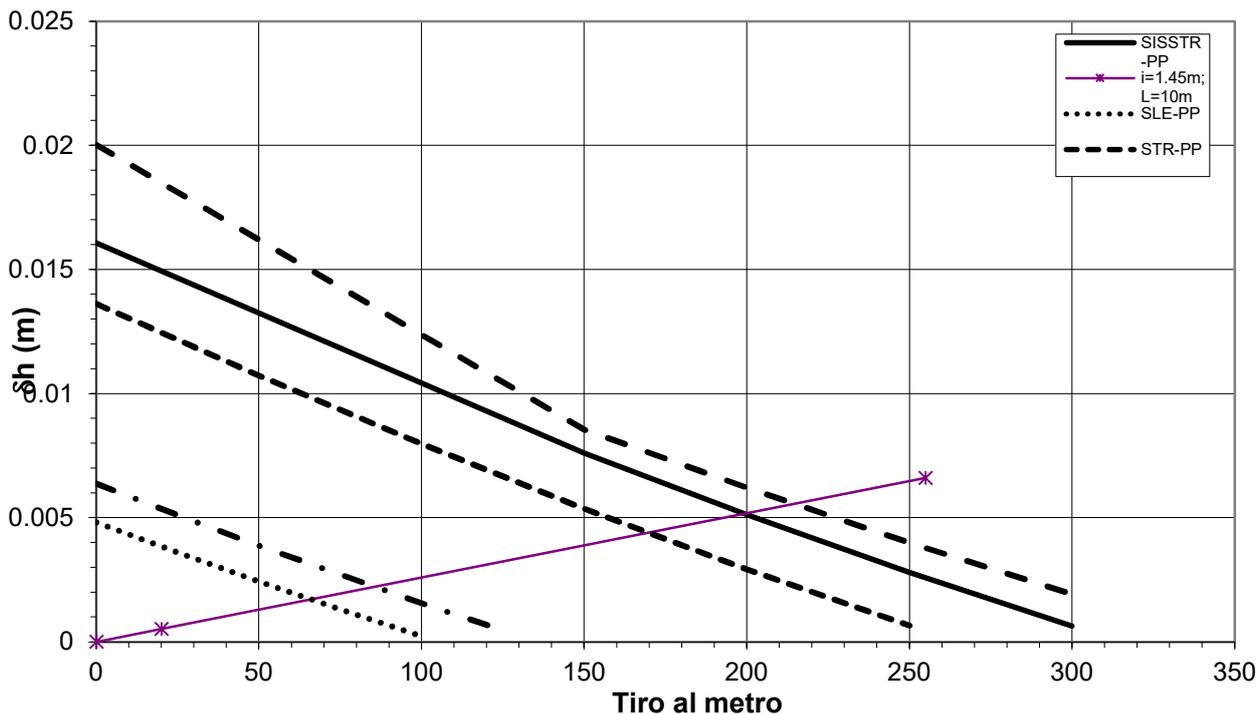


Figura 3-8. Curve caratteristiche tiranti passivi

3.5 PORTATA LIMITE PER GLI ANCORAGGI DELLE SPALLE

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

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

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

dove:

- $D = \alpha \cdot \phi_{\text{perf}}$ diametro efficace ottenuto a seguito dell'iniezione (nel caso in esame è stato considerato un valore di α pari a 1.0);
- ϕ_{perf} diametro nominale della perforazione;
- L lunghezza del bulbo di ancoraggio;
- τ aderenza limite bulbo-terreno.

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

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

dove:

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 LATO RIMINI – AMPLIAMENTO 2 (NUOVA REALIZZAZIONE)

La palificata di fondazione delle spalle presenta le seguenti caratteristiche:

- Lunghezza pali: 40m
- Diametro: Ø1000mm
- Numero file pali in direzione trasversale: 4
- Interasse pali in direzione trasversale: 2.95m / 3.00m
- Numero file pali in direzione longitudinale: 2
- Interasse pali in direzione longitudinale: 3.00m
- Numero totale pali: 7

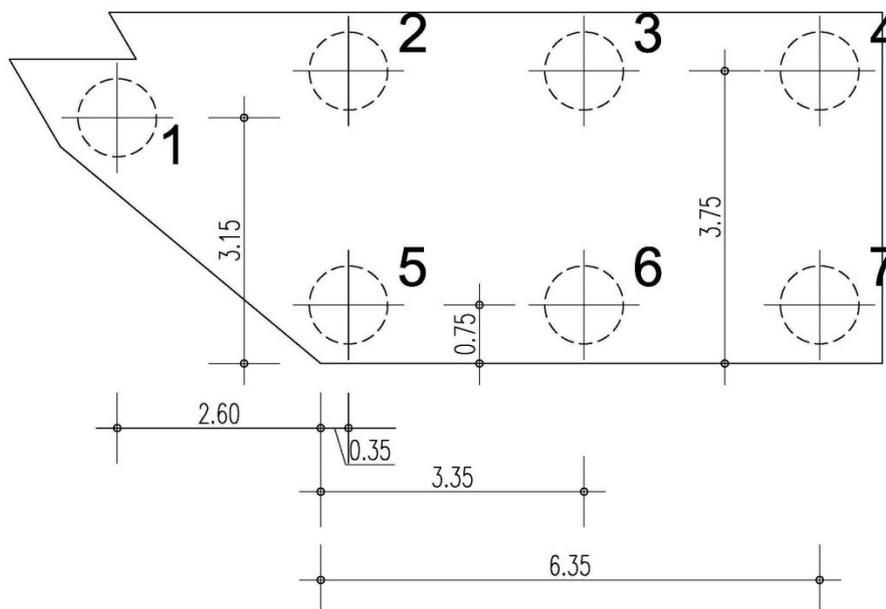


Figura 4-1. Spalla Lato Rimini – Pianta Fondazioni

L'analisi di dimensionamento della palificata di fondazione viene condotta con un modello tridimensionale che rappresenta la geometria della palificata.

4.1 AZIONI DI CALCOLO

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

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

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

Combinazione		Vertical Load F _x	Horizontal Load F _y	Moment M _z	Horizontal Load F _z	Moment M _y	Torsional Moment M _x
S.L.U. PERSISTENTI	CC1	8579	108	3458	1326	11553	-3158
	CC2	9319	108	4583	1326	16506	-3180
	CC3	9131	108	4297	1365	15530	-3230
	CC4	8725	87	3852	1327	12848	-3086
	CC5	6355	108	2336	1326	9786	-3148
	CC6	7095	108	3461	1326	14739	-3170
	CC7	6907	87	3348	1305	13485	-3016
	CC8	6501	87	2730	1327	11081	-3077
S.L.U. SISMICI	CC9	7455	86	3070	3688	16326	-4480
	CC10	5257	73	2062	3564	13853	-4150
	CC11	7784	2355	-1407	1695	11415	-5094
	CC12	4927	2352	-2821	1658	8774	-4986
S.L.E. COMB. RARE	CC13	6355	80	2561	982	8558	-2339
	CC14	6903	80	3395	982	12227	-2355
	CC15	6765	80	3185	1011	11511	-2393
	CC16	6464	80	2726	1011	9492	-2384
S.L.E. COMB. FREQUENTI	CC17	6355	64	2688	938	8354	-2188
	CC18	6765	64	3311	938	11099	-2201

4.2 MODELLO DI CALCOLO



Figura 4-2. Spalla Lato Rimini - Modello di calcolo palificata: vista tridimensionale

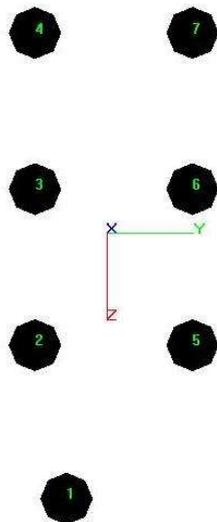


Figura 4-3. Spalla Lato Rimini - Modello di calcolo palificata: piano y-z

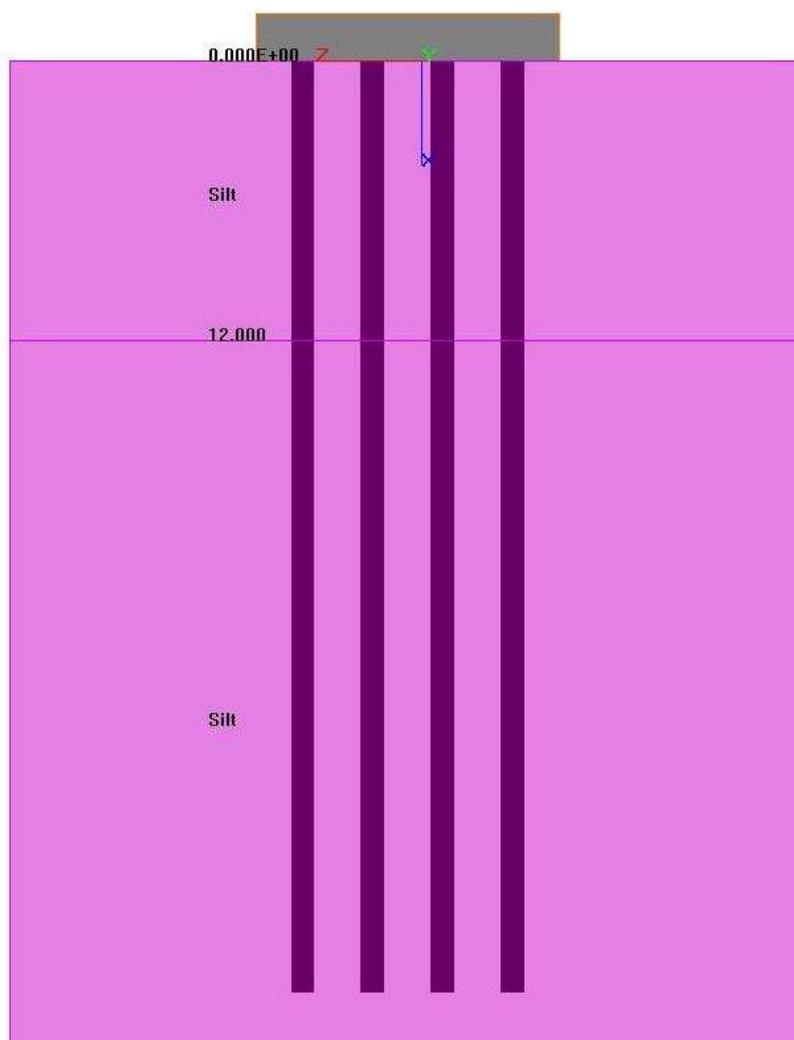


Figura 4-4. Spalla Lato Rimini - Caratteristiche geometriche e meccaniche sezione trasversale pali (piano x-z)

Pile Sections 1

Section	Top (m)	Bottom (m)	Diameter (m)	Area (m ²)	Moment of Inertia zz (m ⁴)	GJ (Torsional Stiffness) (kN-m ²)
1	0	40	1	0,785	0,049087	1287554

Add Row Insert Row Delete Row

Pile Properties

Prop. Type	Sections	Increments	Total Length (m)	Young's Modulus (kN/m ²)	Method of Installation
1	1: Pile Sections	100	40	31475806	Drilled Shafts (Bored Piles)

Add Row Insert Row Delete Row

Figura 4-5. Spalla Lato Rimini - Parametri dei pali in GROUP

Pile-Head Coordinates (3-D)

File #	Pile-Top Vertical X-Coordinates, (m)	Pile-Top Horizontal Y-Coordinates, (m)	Pile-Top Horizontal Z-Coordinates, (m)	Angle Alpha* (use 0 for vertical pile) (DEG)	Angle Beta** (use 90 for vertical pile) (DEG)
1	0	-0.77	5.1	0	90
2	0	-1.37	2.15	0	90
3	0	-1.37	-0.85	0	90
4	0	-1.37	-3.85	0	90
5	0	1.63	2.15	0	90
6	0	1.63	-0.85	0	90
7	0	1.63	-3.85	0	90

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)

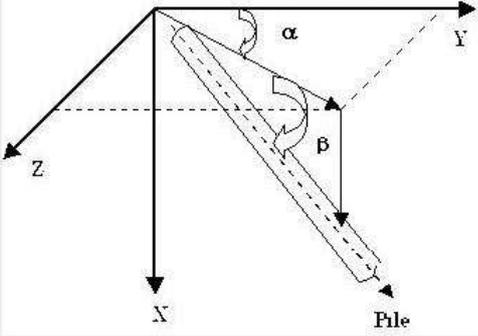


Figura 4-6. Spalla Lato Rimini - Disposizione dei pali in GROUP – 1 di 2

Pile Group 3D Layout

Pile #	Pile Head	Pile Prop.	Dist. from Pile Top	Rotation
	Connection	Type	to Ground Line (*), (m)	Spring, (kN-m)
1	Fixed	1	0	0
2	Fixed	1	0	0
3	Fixed	1	0	0
4	Fixed	1	0	0
5	Fixed	1	0	0
6	Fixed	1	0	0
7	Fixed	1	0	0

* 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 4-7. Spalla Lato Rimini - Disposizione dei pali in GROUP – 2 di 2

Soil Weight

Point	Depth (m)	Unit Weight (kN/m ³)
1	0	9
2	12	9
3	12	9
4	45	9

Please always enter soil parameters at the top and the bottom of each layer. The program will linearly interpret the data for depths between the top and bottom of each layer.

Soil Layers

Layer	Soil Type	Top (m)	Bottom (m)	K Value (Eir for weak rock) (kN/m ³)
1	Silt	0	12	83333
2	Silt	12	45	208333

Soil Strength Parameters

Point	Depth (m)	Shear Strength (kN/m ²)	Angle of Internal Friction (Degrees)	Strain at 50% Stress	Ultimate Unit Side Friction (kN/m ²)	Ultimate Unit Tip Resistance (kN/m ²)	RQD(%)
1	0	59	26	0	0	558	0
2	12	71	26	0	42	774	0
3	12	72	26	0	30	792	0
4	45	135	26	0	54	1652	0

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.

Figura 4-8. Spalla Lato Rimini - 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.

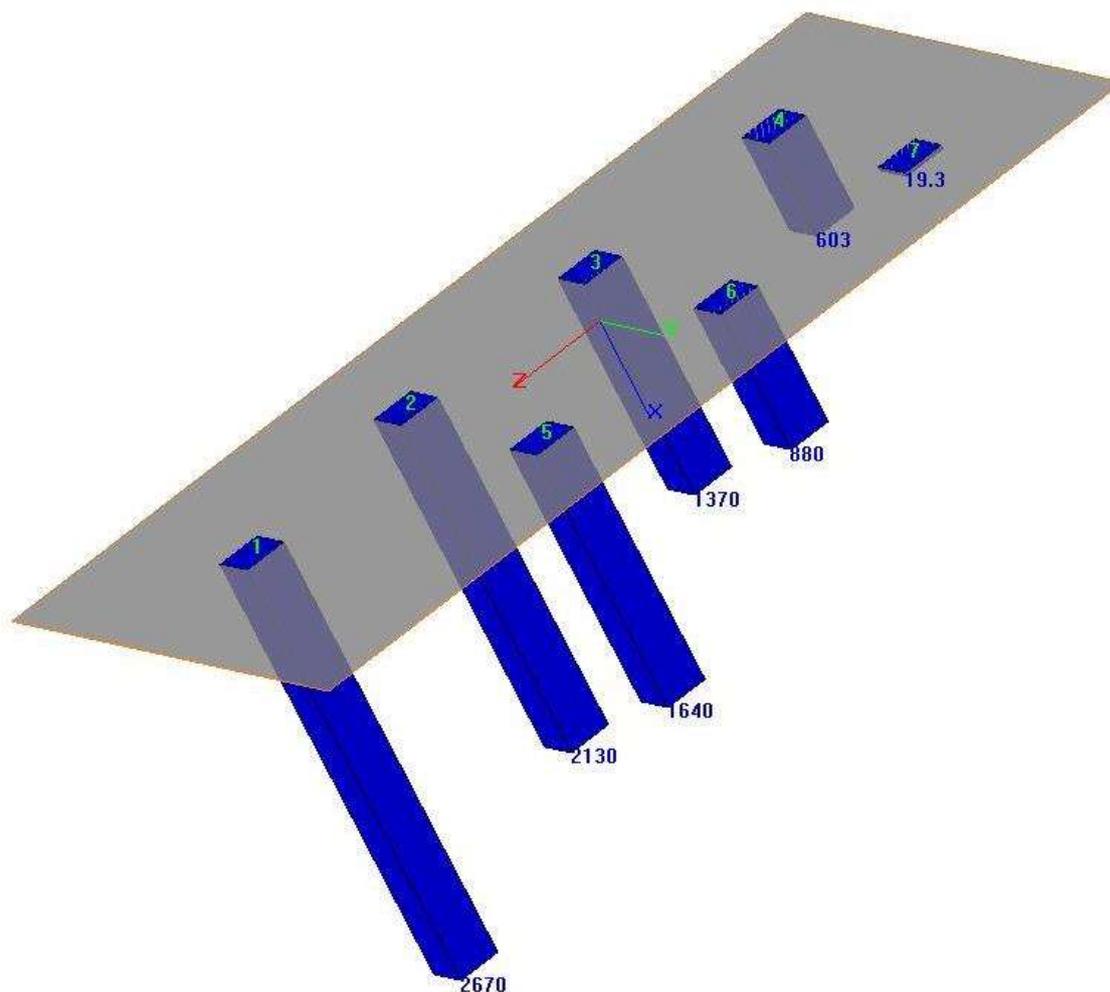


Figura 4-9. Spalla Lato Rimini - S.L.U. – Massima azione assiale di compressione

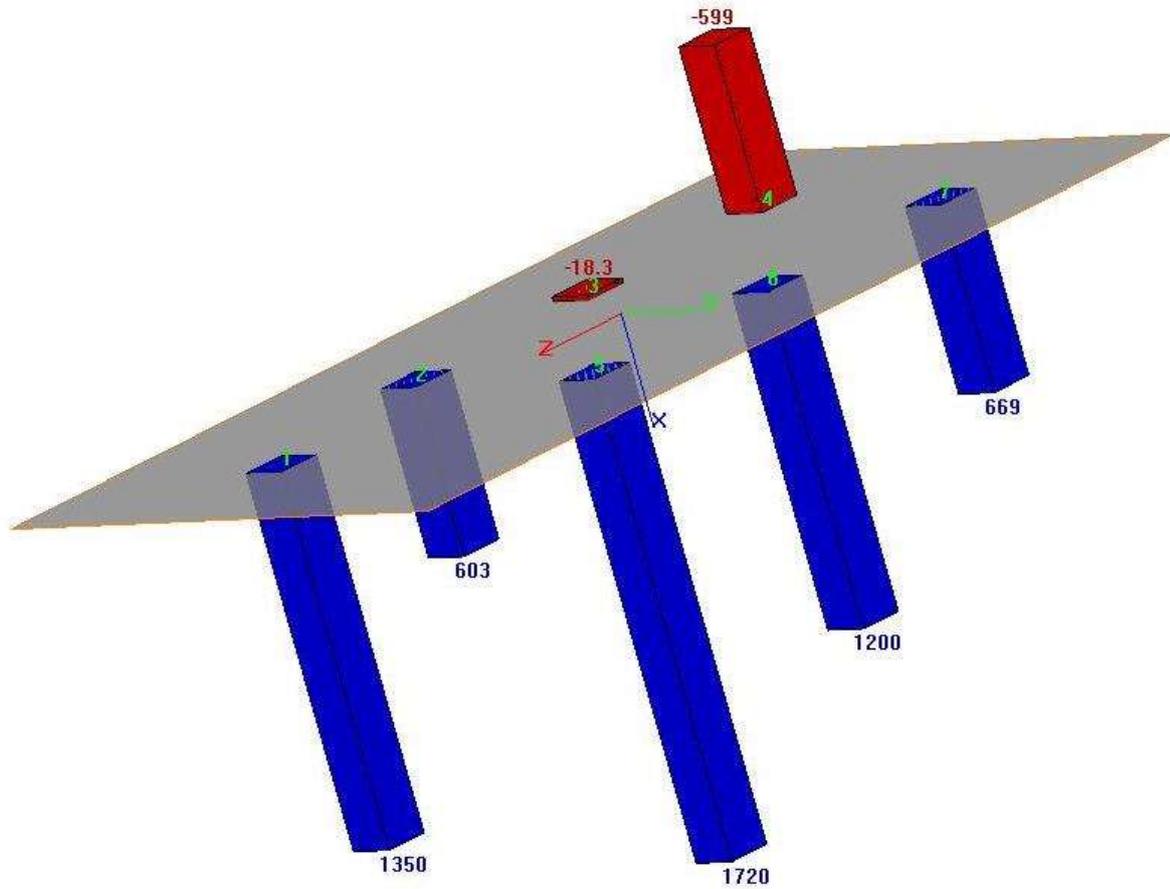


Figura 4-10. Spalla Lato Rimini - S.L.U. – Massima azione assiale di trazione

4.3.2 Verifica geotecnica

CALCOLO CAPACITA' PORTANTE PALI DI FONDAZIONE SECONDO NTC2008

OPERA: **SOTTOVIA RAMPA INTERCONNESSIONE Km 14+250**
 PARTE D'OPERA: **SPALLA LATO RIMINI**

Diametro Palo	1.00	m	Approccio 2 (A1-M1-R3)			
Amplificazione Diametro	1.00		R3	R3		R3
Frazione utile portata di base	1.00		Lat, comp	Base		Lat, traz
Coefficiente $\zeta =$	1.50		1.15	1.35		1.25

NOME STRATO	TIPO TERRENO	PROF PALO (m)	LIV P.C. (m)	γ' (kN/m ³)	σ'_{vo} P.C. (kPa)	Φ' (°)	Ks comp (-)	Ks traz (-)	Nspt	f(Nspt) (Kpa)	QCR (Mpa)	α (-)	cu (kPa)	TAUlim Comp (kPa)	TAUlim Traz (kPa)	Qo S Base (kPa)
-------------	--------------	---------------	--------------	--------------------------------	---------------------------	-------------	-------------	-------------	------	---------------	-----------	--------------	----------	-------------------	-------------------	-----------------

Profondità testa palo da P.C. (m)	1.60
σ'_{vo} a testa palo (kPa)	30.40

Strato A'	coesivo	0.00	1.6	9.00	30.40	0.00					0.00	0.60	58.60	0	0	558
Strato A'	coesivo	1.00	2.6	9.00	39.40	0.00					0.00	0.60	59.60	36	36	576
Strato A'	coesivo	2.00	3.6	9.00	48.40	0.00					0.00	0.60	60.60	36	36	594
Strato A'	coesivo	3.00	4.6	9.00	57.40	0.00					0.00	0.60	61.60	37	37	612
Strato A'	coesivo	4.00	5.6	9.00	66.40	0.00					0.00	0.60	62.60	38	38	630
Strato A'	coesivo	5.00	6.6	9.00	75.40	0.00					0.00	0.60	63.60	38	38	648
Strato A'	coesivo	6.00	7.6	9.00	84.40	0.00					0.00	0.60	64.60	39	39	666
Strato A'	coesivo	7.00	8.6	9.00	93.40	0.00					0.00	0.60	65.60	39	39	684
Strato A'	coesivo	8.00	9.6	9.00	102.40	0.00					0.00	0.60	66.60	40	40	702
Strato A'	coesivo	9.00	10.6	9.00	111.40	0.00					0.00	0.60	67.60	41	41	720
Strato A'	coesivo	10.00	11.6	9.00	120.40	0.00					0.00	0.60	68.60	41	41	738
Strato A'	coesivo	11.00	12.6	9.00	129.40	0.00					0.00	0.60	69.60	42	42	756
Strato A'	coesivo	12.00	13.6	9.00	138.40	0.00					0.00	0.60	70.60	42	42	774
Strato A"	coesivo	13.00	14.6	9.00	147.40	0.00					0.00	0.60	71.60	43	43	792
Strato A"	coesivo	14.00	15.6	9.00	156.40	0.00					0.00	0.60	73.20	44	44	815
Strato A"	coesivo	15.00	16.6	9.00	165.40	0.00					0.00	0.40	75.20	30	30	842
Strato A"	coesivo	16.00	17.6	9.00	174.40	0.00					0.00	0.40	77.20	31	31	869
Strato A"	coesivo	17.00	18.6	9.00	183.40	0.00					0.00	0.40	79.20	32	32	896
Strato A"	coesivo	18.00	19.6	9.00	192.40	0.00					0.00	0.40	81.20	32	32	923
Strato A"	coesivo	19.00	20.6	9.00	201.40	0.00					0.00	0.40	83.20	33	33	950
Strato A"	coesivo	20.00	21.6	9.00	210.40	0.00					0.00	0.40	85.20	34	34	977
Strato A"	coesivo	21.00	22.6	9.00	219.40	0.00					0.00	0.40	87.20	35	35	1004
Strato A"	coesivo	22.00	23.6	9.00	228.40	0.00					0.00	0.40	89.20	36	36	1031
Strato A"	coesivo	23.00	24.6	9.00	237.40	0.00					0.00	0.40	91.20	36	36	1058
Strato A"	coesivo	24.00	25.6	9.00	246.40	0.00					0.00	0.40	93.20	37	37	1085
Strato A"	coesivo	25.00	26.6	9.00	255.40	0.00					0.00	0.40	95.20	38	38	1112
Strato A"	coesivo	26.00	27.6	9.00	264.40	0.00					0.00	0.40	97.20	39	39	1139
Strato A"	coesivo	27.00	28.6	9.00	273.40	0.00					0.00	0.40	99.20	40	40	1166
Strato A"	coesivo	28.00	29.6	9.00	282.40	0.00					0.00	0.40	101.20	40	40	1193
Strato A"	coesivo	29.00	30.6	9.00	291.40	0.00					0.00	0.40	103.20	41	41	1220
Strato A"	coesivo	30.00	31.6	9.00	300.40	0.00					0.00	0.40	105.20	42	42	1247
Strato A"	coesivo	31.00	32.6	9.00	309.40	0.00					0.00	0.40	107.20	43	43	1274
Strato A"	coesivo	32.00	33.6	9.00	318.40	0.00					0.00	0.40	109.20	44	44	1301
Strato A"	coesivo	33.00	34.6	9.00	327.40	0.00					0.00	0.40	111.20	44	44	1328
Strato A"	coesivo	34.00	35.6	9.00	336.40	0.00					0.00	0.40	113.20	45	45	1355
Strato A"	coesivo	35.00	36.6	9.00	345.40	0.00					0.00	0.40	115.20	46	46	1382
Strato A"	coesivo	36.00	37.6	9.00	354.40	0.00					0.00	0.40	117.20	47	47	1409
Strato A"	coesivo	37.00	38.6	9.00	363.40	0.00					0.00	0.40	119.20	48	48	1436
Strato A"	coesivo	38.00	39.6	9.00	372.40	0.00					0.00	0.40	121.20	48	48	1463
Strato A"	coesivo	39.00	40.6	9.00	381.40	0.00					0.00	0.40	123.20	49	49	1490
Strato A"	coesivo	40.00	41.6	9.00	390.40	0.00					0.00	0.40	125.20	50	50	1517
Strato A"	coesivo	41.00	42.6	9.00	399.40	0.00					0.00	0.40	127.20	51	51	1544
Strato A"	coesivo	42.00	43.6	9.00	408.40	0.00					0.00	0.40	129.20	52	52	1571
Strato A"	coesivo	43.00	44.6	9.00	417.40	0.00					0.00	0.40	131.20	52	52	1598
Strato A"	coesivo	44.00	45.6	9.00	426.40	0.00					0.00	0.40	133.20	53	53	1625
Strato A"	coesivo	45.00	46.6	9.00	435.40	0.00					0.00	0.40	135.20	54	54	1652

NOME STRATO	TIPO TERRENO	PROF PALO (m)	Valori di calcolo			Valori caratteristici, $\zeta = 1.50$				Valori di verifica			
			Qs-ult lat (kN)	Qb-ult base (kN)	Tall (No Wp) (kN)	Qs,K lat (kN)	Qb,K base (kN)	Qtot,k totale (kN)	Tall,k (kN)	Qs,d lat (kN)	Qb,d base (kN)	Qtot,d totale (kN)	Tall, d (kN)
Strato A'	coesivo	0.00	0	438	0	0	292	292	0	0	216	216	0
Strato A'	coesivo	1.00	112	452	112	75	301	376	75	65	223	288	60
Strato A'	coesivo	2.00	226	466	226	151	311	462	151	131	230	361	121
Strato A'	coesivo	3.00	343	480	343	228	320	549	228	199	237	436	183
Strato A'	coesivo	4.00	460	494	460	307	330	637	307	267	244	511	246
Strato A'	coesivo	5.00	580	509	580	387	339	726	387	336	251	588	309
Strato A'	coesivo	6.00	702	523	702	468	348	816	468	407	258	665	374
Strato A'	coesivo	7.00	826	537	826	550	358	908	550	479	265	744	440
Strato A'	coesivo	8.00	951	551	951	634	367	1001	634	551	272	823	507
Strato A'	coesivo	9.00	1078	565	1078	719	377	1096	719	625	279	904	575
Strato A'	coesivo	10.00	1208	579	1208	805	386	1191	805	700	286	986	644
Strato A'	coesivo	11.00	1339	593	1339	893	396	1288	893	776	293	1069	714
Strato A'	coesivo	12.00	1472	607	1472	981	405	1386	981	853	300	1153	785
Strato A"	coesivo	13.00	1607	622	1607	1071	414	1485	1071	931	307	1238	857
Strato A"	coesivo	14.00	1745	640	1745	1163	427	1590	1163	1011	316	1327	930
Strato A"	coesivo	15.00	1839	661	1839	1226	441	1667	1226	1066	326	1393	981
Strato A"	coesivo	16.00	1936	682	1936	1291	455	1746	1291	1122	337	1459	1033
Strato A"	coesivo	17.00	2035	704	2035	1357	469	1826	1357	1180	347	1527	1086
Strato A"	coesivo	18.00	2137	725	2137	1425	483	1908	1425	1239	358	1597	1140
Strato A"	coesivo	19.00	2242	746	2242	1495	497	1992	1495	1300	368	1668	1196
Strato A"	coesivo	20.00	2349	767	2349	1566	511	2077	1566	1362	379	1741	1253
Strato A"	coesivo	21.00	2458	788	2458	1639	526	2165	1639	1425	389	1814	1311
Strato A"	coesivo	22.00	2571	809	2571	1714	540	2253	1714	1490	400	1890	1371
Strato A"	coesivo	23.00	2685	831	2685	1790	554	2344	1790	1557	410	1967	1432
Strato A"	coesivo	24.00	2802	852	2802	1868	568	2436	1868	1624	421	2045	1494
Strato A"	coesivo	25.00	2922	873	2922	1948	582	2530	1948	1694	431	2125	1558
Strato A"	coesivo	26.00	3044	894	3044	2029	596	2625	2029	1765	442	2206	1623
Strato A"	coesivo	27.00	3168	915	3168	2112	610	2723	2112	1837	452	2289	1690
Strato A"	coesivo	28.00	3295	937	3295	2197	624	2821	2197	1910	463	2373	1758
Strato A"	coesivo	29.00	3425	958	3425	2283	639	2922	2283	1986	473	2459	1827
Strato A"	coesivo	30.00	3557	979	3557	2371	653	3024	2371	2062	483	2546	1897
Strato A"	coesivo	31.00	3692	1000	3692	2461	667	3128	2461	2140	494	2634	1969
Strato A"	coesivo	32.00	3829	1021	3829	2553	681	3234	2553	2220	504	2724	2042
Strato A"	coesivo	33.00	3969	1043	3969	2646	695	3341	2646	2301	515	2816	2117
Strato A"	coesivo	34.00	4111	1064	4111	2741	709	3450	2741	2383	525	2908	2192
Strato A"	coesivo	35.00	4256	1085	4256	2837	723	3560	2837	2467	536	3003	2270
Strato A"	coesivo	36.00	4403	1106	4403	2935	737	3673	2935	2552	546	3099	2348
Strato A"	coesivo	37.00	4552	1127	4552	3035	752	3787	3035	2639	557	3196	2428
Strato A"	coesivo	38.00	4705	1149	4705	3136	766	3902	3136	2727	567	3295	2509
Strato A"	coesivo	39.00	4859	1170	4859	3240	780	4020	3240	2817	578	3395	2592
Strato A"	coesivo	40.00	5017	1191	5017	3344	794	4138	3344	2908	588	3496	2676
Strato A"	coesivo	41.00	5176	1212	5176	3451	808	4259	3451	3001	599	3599	2761
Strato A"	coesivo	42.00	5339	1233	5339	3559	822	4381	3559	3095	609	3704	2847
Strato A"	coesivo	43.00	5504	1255	5504	3669	836	4505	3669	3190	620	3810	2935
Strato A"	coesivo	44.00	5671	1276	5671	3781	851	4631	3781	3287	630	3917	3024
Strato A"	coesivo	45.00	5841	1297	5841	3894	865	4758	3894	3386	640	4026	3115

Per un palo di lunghezza L=40 m (peso P' = 470 kN) le verifiche sono soddisfatte risultando:

$$Q_{TOT,RD} = 3496 \text{ kN} > N_{COMP,SD} = 2670 \text{ kN} + 470 \text{ kN} = 3140 \text{ kN (in compressione)}$$

$$T_{ALL,RD} = 2676 \text{ kN} > N_{TRAZ,SD} = 599 \text{ kN} - 470 \text{ kN} = 129 \text{ kN (in trazione)}$$

4.4 ANALISI STRUTTURALE

4.4.1 Sollecitazioni di calcolo

La seguente tabella riporta le sollecitazioni di verifica agenti in ciascuna combinazione di carico sul palo più sollecitato.

Tabella 4-2. Spalla Lato Rimini - Sollecitazioni di verifica sul palo più sollecitato

DESCRIZIONE	S.L.U. statico								S.L.U. sismico				
	Massimizzazione compressione				Massimizzazione trazione				sismica				
COMBINAZIONE	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	
Massima Compressione - Nmax	2250	2670	2590	2370	1780	2250	2130	1900	2620	2140	2100	1720	[kN]
Massima Trazione - Nmin	278	19	69	197	126	-109	-65	46	-320	-406	-244	-599	[kN]
Massimo Momento - Mmax	500	510	520	495	480	480	465	470	910	870	920	880	[kNm]
Massimo Taglio - Vmax	305	310	310	300	305	305	295	300	640	620	720	710	[kN]

DESCRIZIONE	S.L.E.						
	Rara				frequente		
COMBINAZIONE	13	14	15	16	17	18	
Massima Compressione - Nmax	1660	2010	1940	1750	1650	1910	[kN]
Massima Trazione - Nmin	197	21	53	149	199	68	[kN]
Massimo Momento - Mmax	370	380	385	380	360	360	[kNm]
Massimo Taglio - Vmax	225	225	230	230	210	215	[kN]

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

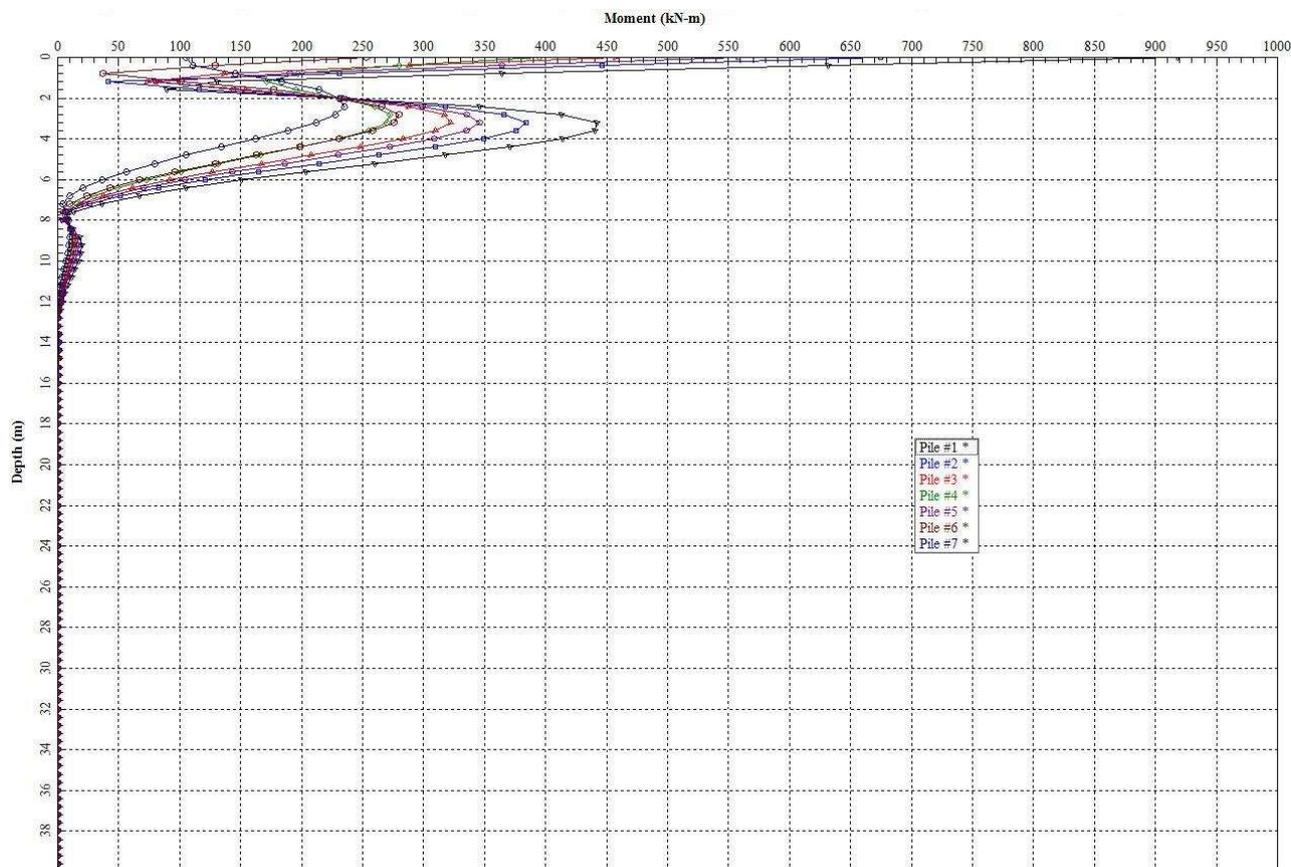


Figura 4-11. Spalla Lato Rimini - S.L.U. – Massimo momento flettente

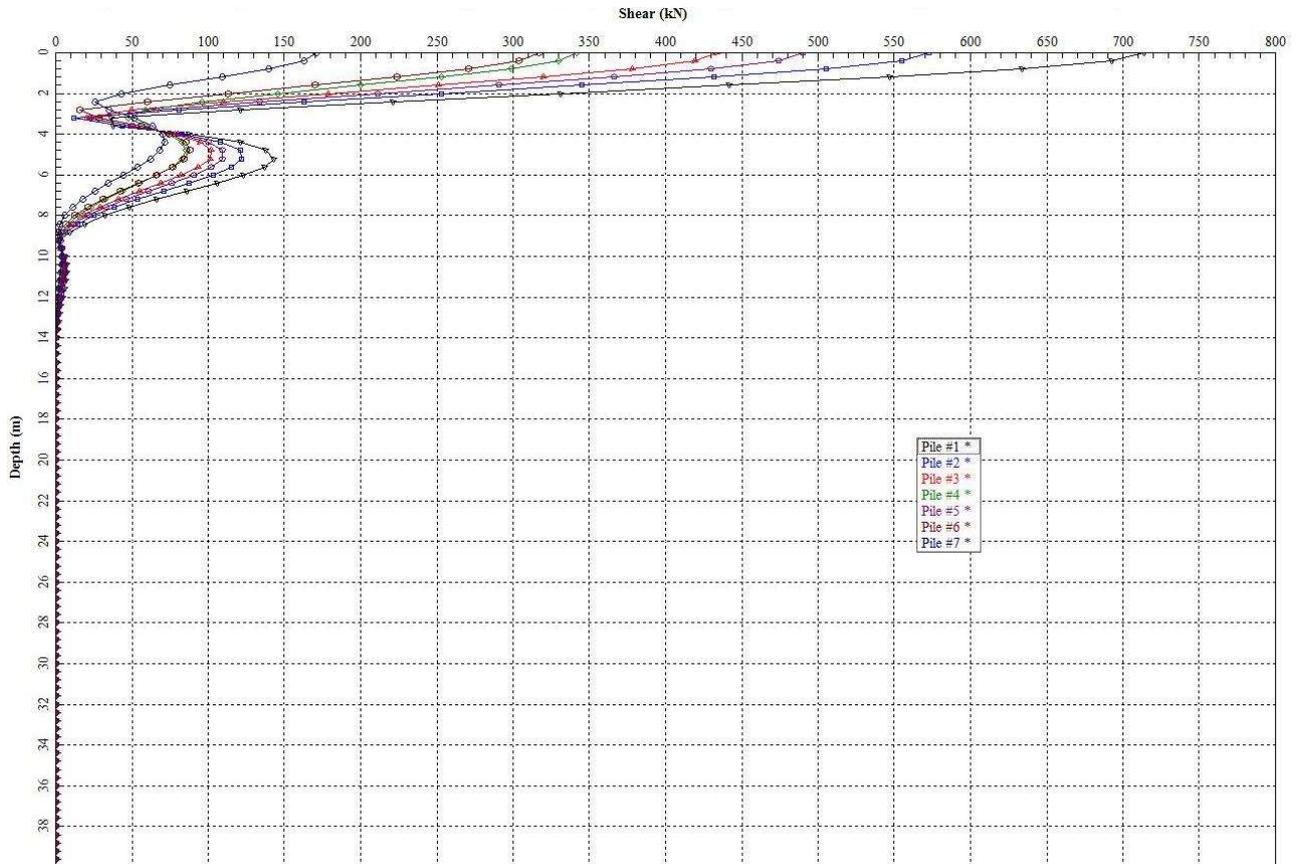


Figura 4-12. Spalla Lato Rimini - S.L.U. – Massima azione di taglio

4.4.2 Verifica strutturale

Le sollecitazioni di verifica nella sezione di testa palo (intradosso zattera di fondazione), desunte dall'involuppo delle combinazioni dei carichi, sono riportate nella seguente tabella:

Tabella 4-3. Spalla Lato Rimini – Palo – Sollecitazioni di verifica

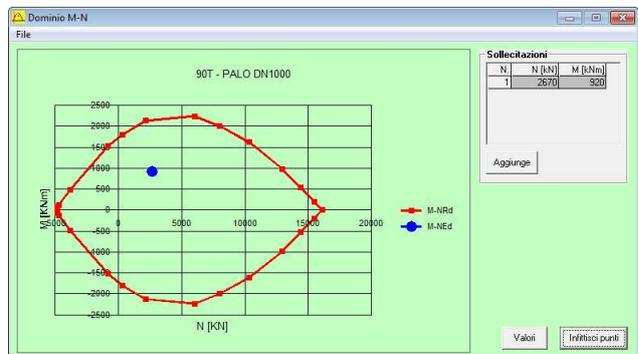
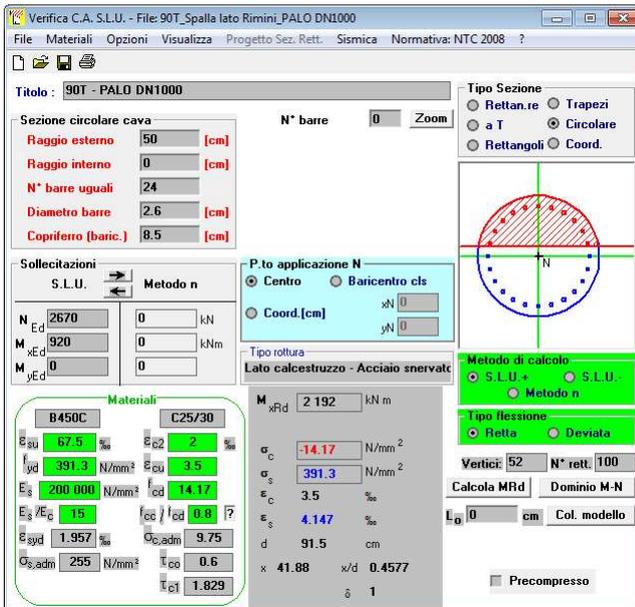
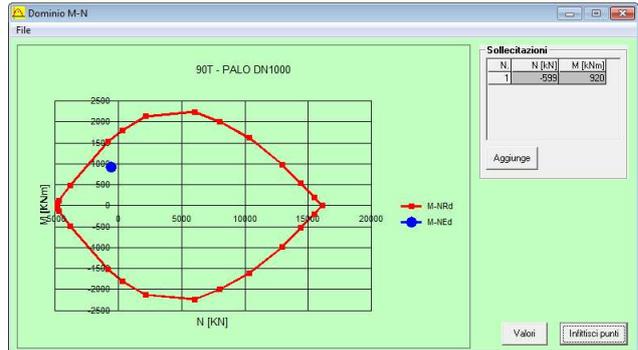
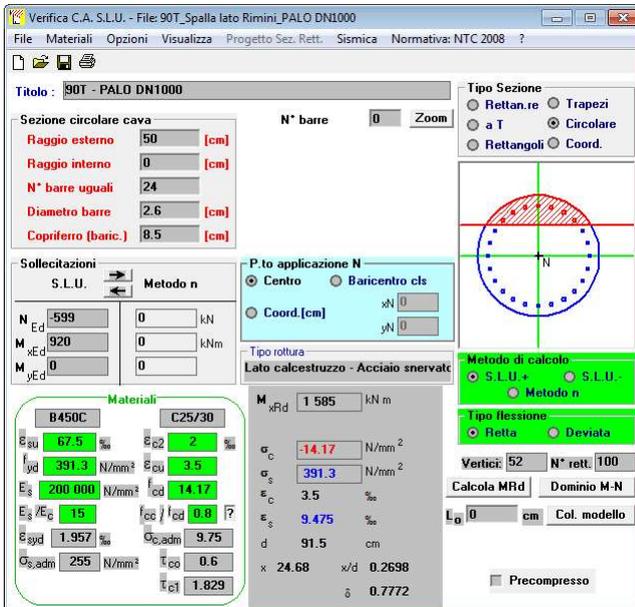
	S.L.U.	S.L.E. rare	S.L.E. frequenti
M [kNm]	920	385	360
N [kN]	-599 (trazione) 2670 (compressione)	21 / 2010	68 / 1910
V [kN]	720	-	-

Si considerano le seguenti armature (sezione circolare D = 100 cm, copriferro netto sulla spirale = 60 mm):

- Da testa palo a -6.50 m:
 - 24 barre verticali $\Phi 26$ su circonferenza di raggio $R_1 = 41.5$ cm (interasse barre 10.9 cm)
 - Spirale $\Phi 12$ a passo 10 cm
- Da -6.50 m a -18.50 m:
 - 24 barre verticali $\Phi 24$ su circonferenza di raggio $R_1 = 41.6$ cm (interasse barre 10.9 cm)
 - Spirale $\Phi 10$ a passo 20 cm
- Da -18 m a -40 m:
 - 24 barre verticali $\Phi 20$ su circonferenza di raggio $R_1 = 42.0$ cm (interasse barre 11 cm)
 - Spirale $\Phi 10$ a passo 20 cm

Si riportano nel seguito le verifiche strutturali della sezione di testa palo.

- Verifica a presso/tenso-flessione della sezione di testa palo



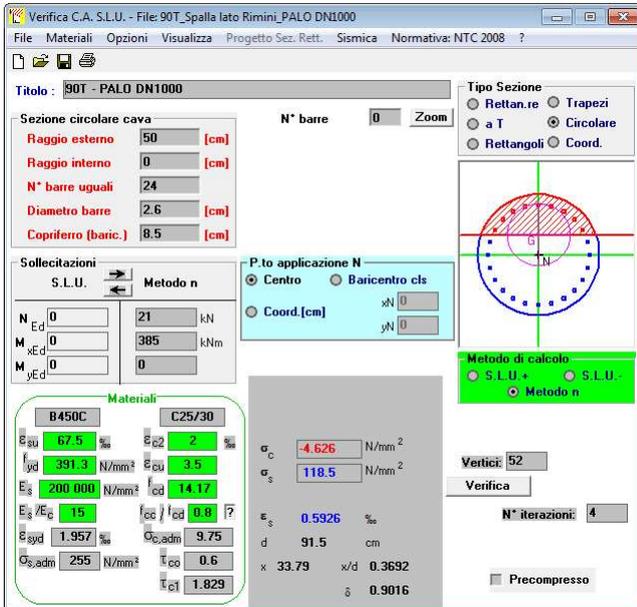
Risultando $M_{Rd,min} = 1585 \text{ kNm} > M_{SD} = 920 \text{ kNm}$ la verifica è quindi soddisfatta.

- Verifica a taglio della sezione di testa palo

Taglio resistente sezione circolare armata (metodo di CLARKE-BIRJANDI 1993)		
Dati		
D	100 cm	Diametro sezione circolare
d'	9 cm	Copriferro asse armatura longitudinale
f _{ck}	25.0 N/mm ²	Resistenza cilindrica caratteristica del cls
α _{cc}	0.85	Coefficiente riduttivo per la resistenza del cls a lungo termine
n	2	Numero di braccia delle staffe
φ	12 mm	Diametro delle staffe
p	10 cm	Passo delle staffe
f _{yk}	450 N/mm ²	Tensione caratteristica di snervamento dell'acciaio
V _{Ed}	720 KN	Taglio di progetto
Risultati		
r	50 cm	Raggio sezione circolare
r _s	42 cm	Raggio sezione circolare utile
sen(α)	0.529	
α	0.56 rad	0 < α < p/2 --> 0 < α < 1,57
A _v	6439 cm ²	Area sezione circolare equivalente
b _{eq}	76 cm	Base sezione rettangolare equivalente
d _{eq}	85 cm	Altezza sezione rettangolare equivalente
f _{cd}	14.17 N/mm ²	Resistenza massima di calcolo del cls
f _{yd}	391.3 N/mm ²	Tensione di calcolo allo snervamento dell'acciaio
A _{sw}	22.61 cm ² /m	Area delle staffe per metro lineare di trave
d	76 cm	Altezza sezione
θ	23.95 °	Angolo di inclinazione del puntone di cls 21.8° < q = 45°
ctgθ	2.25	Cotangente di teta
V _{Rds}	1370 KN	Resistenza tiranti verticali (staffe)
V _{Rdc}	1370 KN	Resistenza puntone di cls
V _{Rd}	✓ 1370 KN	Taglio resistente

Risultando V_{RCD} = V_{SCD} = 1370 kN > V_{SD} = 720 kN la verifica è quindi soddisfatta.

- Verifica a fessurazione della sezione di testa palo in condizioni rare

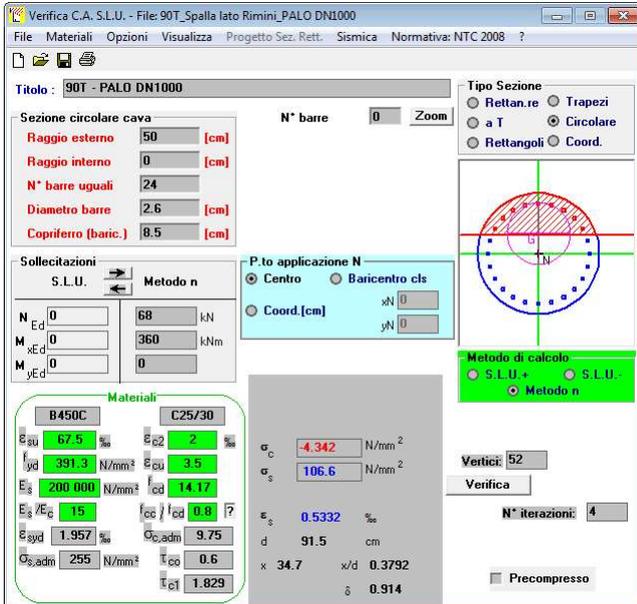


La verifica è quindi soddisfatta risultando:

$$\sigma_c = 4.6 \text{ N/mm}^2 \ll 0.60 \times f_{ck} = 17.43 \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma_s = 119 \text{ N/mm}^2 \ll 0.8 \times f_{yk} = 360.0 \text{ N/mm}^2$$

- Verifica a fessurazione della sezione di incastro in condizioni frequenti



La verifica è quindi soddisfatta risultando:

$$\sigma_c = 4.3 \text{ N/mm}^2 \ll 0.45 \times f_{ck} = 13.07 \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma_s = 107 \text{ N/mm}^2 \ll 0.8 \times f_{yk} = 360.0 \text{ N/mm}^2$$

Risultando l'interasse tra le barre pari a $i = 109 \text{ mm} < 200 \text{ mm}$ ed il tasso di lavoro dell'acciaio teso $\sigma_s = 107 \text{ N/mm}^2 < 160 \text{ N/mm}^2$, la verifica di apertura fessure è da ritenersi soddisfatta senza calcolo diretto.

5 FONDAZIONE SPALLA LATO BOLOGNA - AMPLIAMENTO 2 (NUOVA REALIZZAZIONE)

La palificata di fondazione delle spalle presenta le seguenti caratteristiche:

- Lunghezza pali: 40m
- Diametro: $\varnothing 1000\text{mm}$
- Numero file pali in direzione trasversale: 5
- Interasse pali in direzione trasversale: 3.00m
- Numero file pali in direzione longitudinale: 2
- Interasse pali in direzione longitudinale: 3.00m
- Numero totale pali: 9

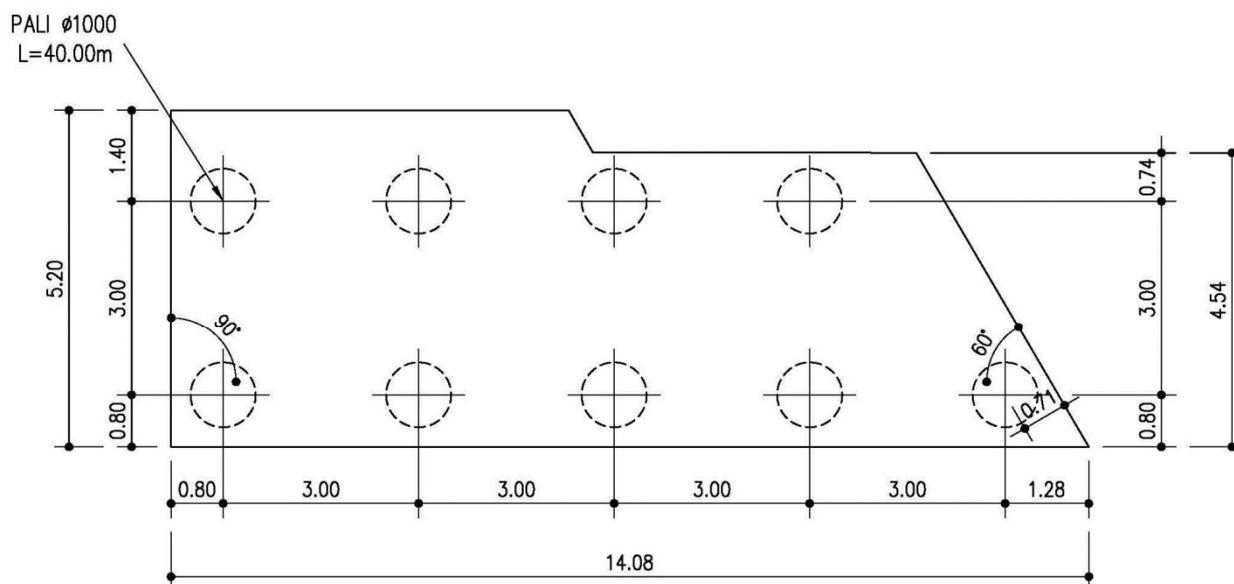


Figura 5-1. Spalla Lato Bologna – Pianta Fondazioni

Dato che le spalle presentano rigidità nella direzione trasversale molto superiore rispetto a quella nella direzione longitudinale, in analogia a quanto già esposto per la verifica degli elementi in elevazione, anche le verifiche della palificata di fondazione vengono condotte solo per le azioni agenti nella direzione longitudinale (vale a dire nella direzione in cui agiscono le spinte del retrostante terreno del rilevato autostradale).

Tutte le azioni agenti sullo sviluppo del muro laterale (quello soggetto a spinta del terreno) vengono assegnate ai primi 6 pali in sinistra (il che equivale a considerare un interasse medio di 2.60 m dato che lo sviluppo del muro soggetto a spinte è di circa 7.7m).

Per questa ragione l'analisi viene condotta su una larghezza di palificata pari a 2.60 m.

5.1 AZIONI DI CALCOLO

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

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

Tabella 5-1. Spalla Lato Bologna - Sollecitazioni di calcolo risultanti nel baricentro della palificata (S.L.U.)

Azioni di calcolo per metro lineare di sviluppo del paramento (da foglio di calcolo analisi carichi spalle)

DESCRIZIONE	S.L.U. statico								S.L.U. eccezionale		S.L.U. sismico	
	Massimizzazione compressione				Massimizzazione trazione						sismica	
	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12
COMBINAZIONE												
N _{ed} [kN/m]	667	614	667	614	499	481	499	481	494	481	564	398
V _{ed} [kN/m]	566	566	566	566	566	566	566	566	460	460	751	706
M _{ed} [kNm/m]	-1147	-1269	-1147	-1269	-1319	-1359	-1319	-1359	-1257	-1287	-2107	-2070

Interasse pali = 2.600 [m]

Azioni di calcolo per analisi Group

DESCRIZIONE	S.L.U. statico								S.L.U. eccezionale		S.L.U. sismico	
	Massimizzazione compressione				Massimizzazione trazione						sismica	
	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12
COMBINAZIONE												
N _{ed} [kN]	1735	1595	1735	1595	1297	1251	1297	1251	1285	1251	1466	1036
V _{ed} [kN]	1473	1473	1473	1473	1473	1473	1473	1473	1195	1195	1954	1835
M _{ed} [kNm]	-2983	-3300	-2983	-3300	-3428	-3534	-3428	-3534	-3268	-3346	-5478	-5381

Tabella 5-2. Spalla Lato Bologna - Sollecitazioni di calcolo risultanti nel baricentro della palificata (S.L.E.)

DESCRIZIONE	S.L.E.						
	Rara			frequente			
	13	14	15	16	17	18	
COMBINAZIONE							
N _{ed} [kN/m]	494	481	494	494	491	481	[kN/m]
V _{ed} [kN/m]	420	420	420	420	400	400	[kN/m]
M _{ed} [kNm/m]	-850	-880	-850	-850	-772	-794	[kNm/m]

Interasse pali = 2.600 [m]

Azioni di calcolo per analisi Group

DESCRIZIONE	S.L.E.						
	Rara			frequente			
	13	14	15	16	17	18	
COMBINAZIONE							
N _{ed} [kN]	1285	1251	1285	1285	1277	1251	[kN]
V _{ed} [kN]	1091	1091	1091	1091	1041	1041	[kN]
M _{ed} [kNm]	-2210	-2288	-2210	-2210	-2006	-2065	[kNm]

5.2 MODELLO DI CALCOLO

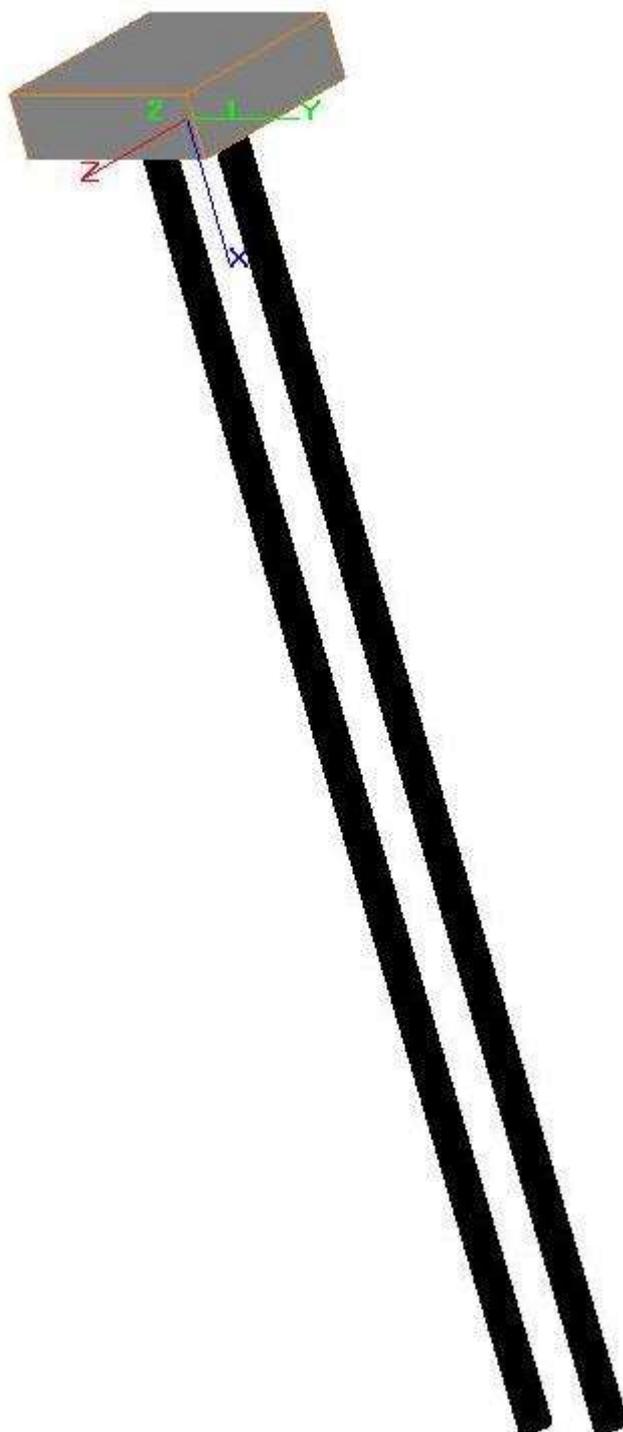


Figura 5-2. Spalla Lato Bologna - Modello di calcolo palificata: vista tridimensionale

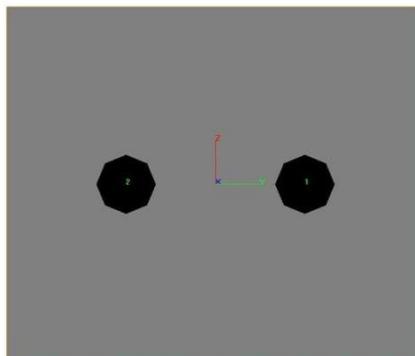


Figura 5-3. Spalla Lato Bologna - Modello di calcolo palificata: piano y-z

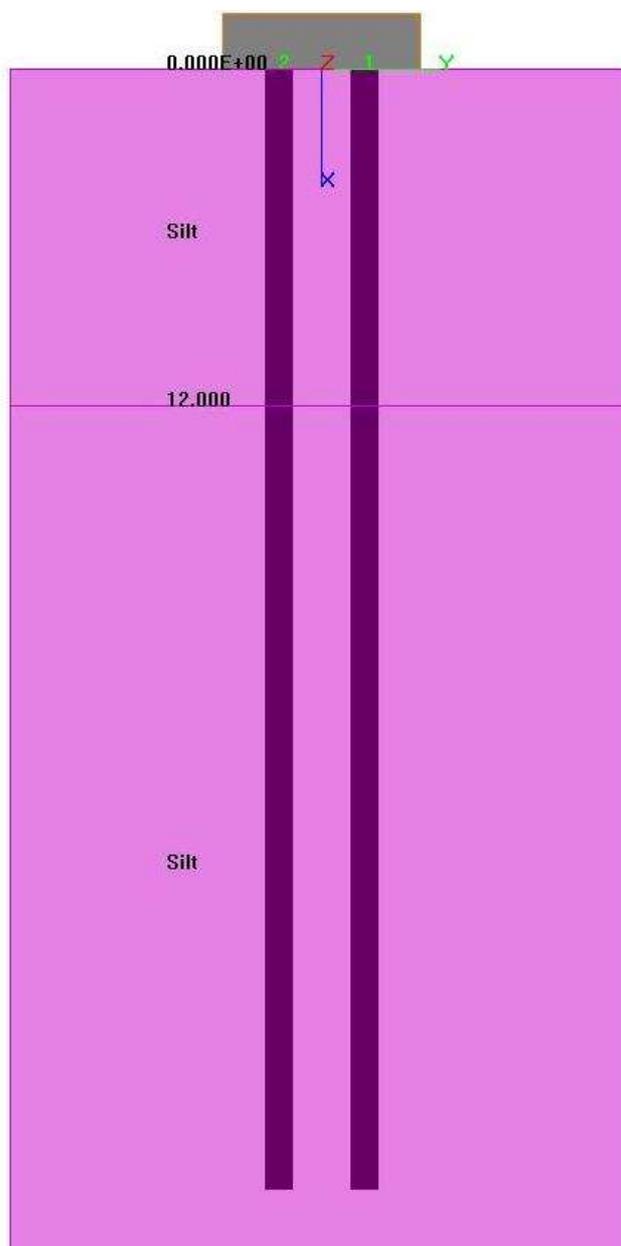


Figura 5-4. Spalla Lato Bologna - Caratteristiche geometriche e meccaniche sezione trasversale pali (piano x-y)

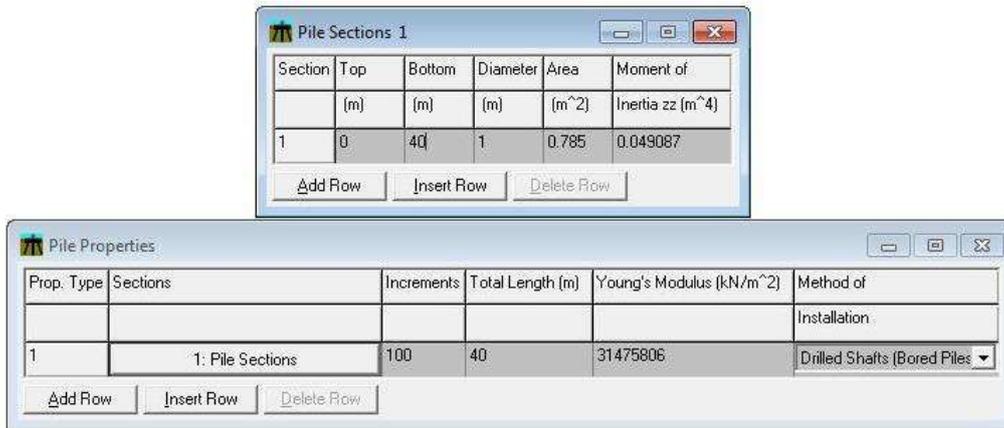


Figura 5-5. Spalla Lato Bologna - Parametri dei pali in GROUP

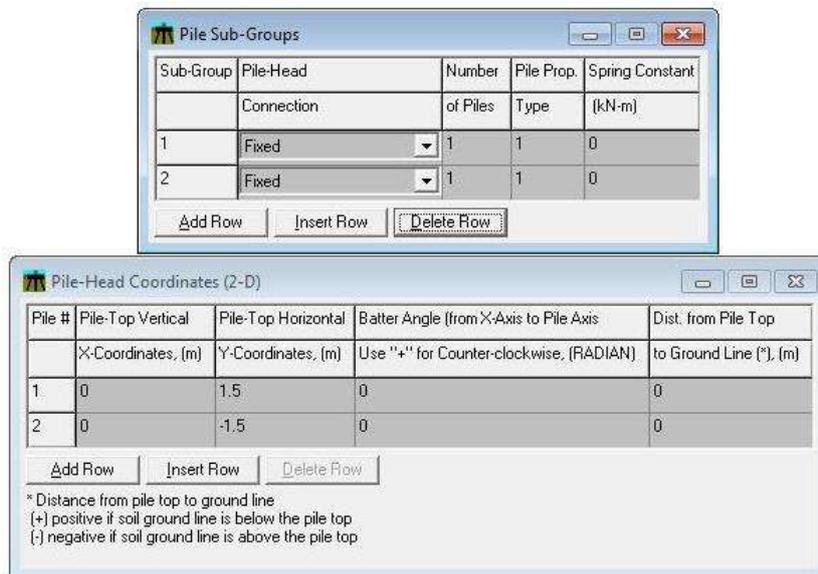


Figura 5-6. Spalla Lato Bologna - Disposizione dei pali in GROUP

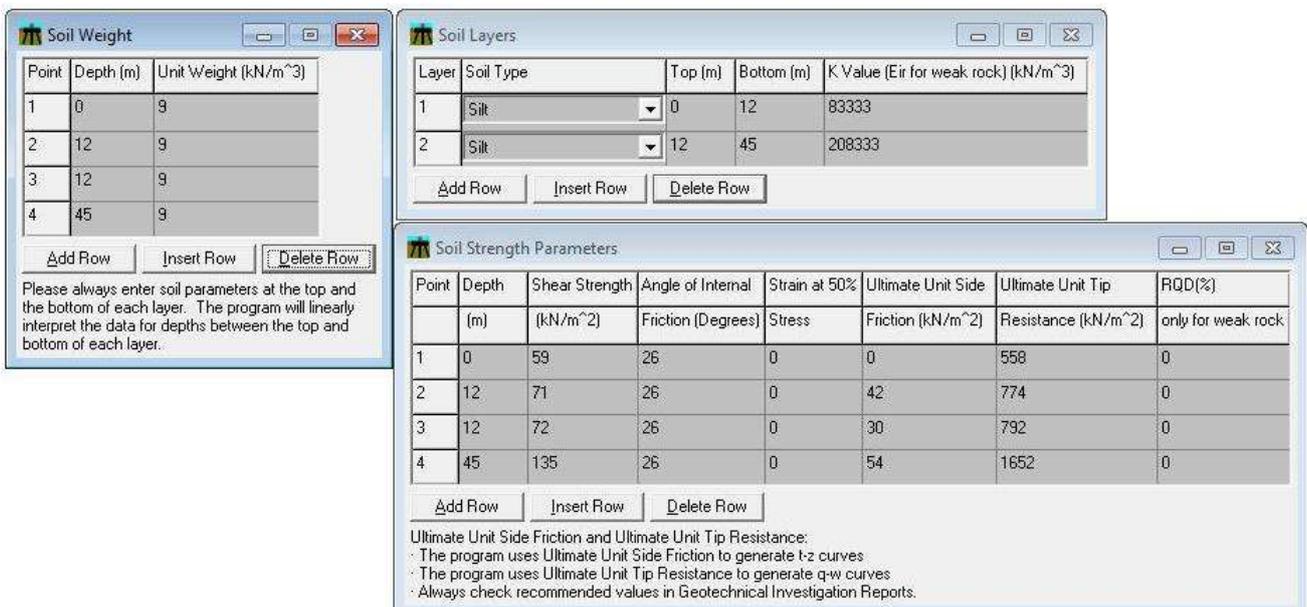


Figura 5-7. Spalla Lato Bologna - Caratteristiche meccaniche terreno

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.

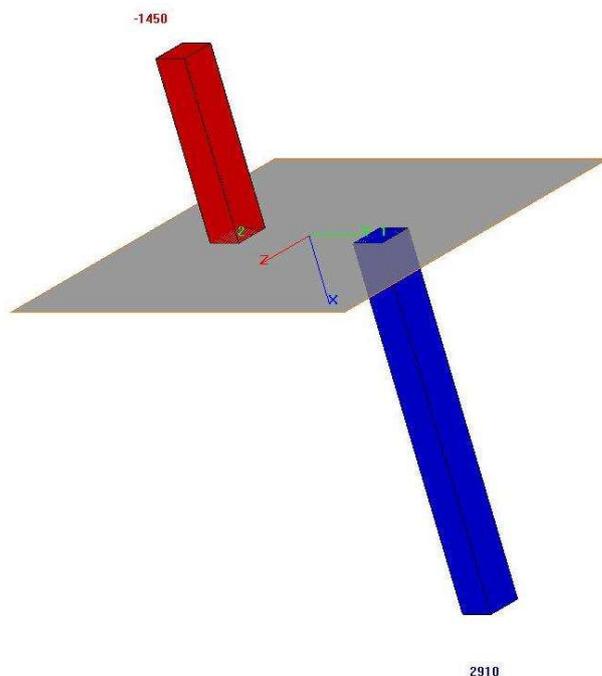


Figura 5-8. Spalla Lato Bologna - S.L.U. – Massima azione assiale di compressione

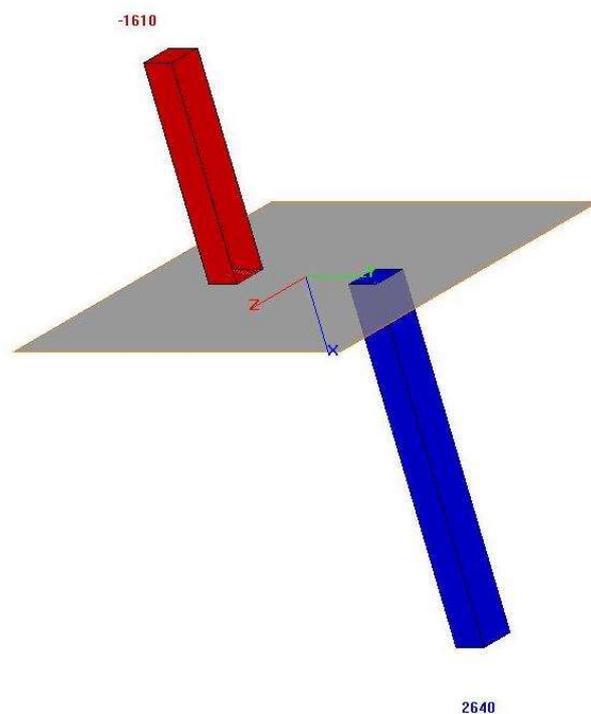


Figura 5-9. Spalla Lato Bologna - S.L.U. – Massima azione assiale di trazione

5.3.2 Verifica geotecnica

CALCOLO CAPACITA' PORTANTE PALI DI FONDAZIONE SECONDO NTC2008

OPERA: **SOTTOVIA RAMPA INTERCONNESSIONE Km 14+250**
 PARTE D'OPERA: **SPALLA LATO BOLOGNA**

Diametro Palo	1.00	m	Approccio 2 (A1-M1-R3)			
Amplificazione Diametro	1.00		R3	R3		R3
Frazione utile portata di base	1.00		Lat, comp	Base		Lat, traz
Coefficiente $\zeta =$	1.50		1.15	1.35		1.25

NOME STRATO	TIPO TERRENO	PROF PALO (m)	LIV P.C. (m)	γ' (kN/m ³)	σ'_{vo} P.C. (kPa)	Φ' (°)	Ks comp (-)	Ks traz (-)	Nspt	f(Nspt) (Kpa)	QCR (Mpa)	α (-)	cu (kPa)	TAUlim Comp (kPa)	TAUlim Traz (kPa)	Qo S Base (kPa)
-------------	--------------	---------------	--------------	--------------------------------	---------------------------	-------------	-------------	-------------	------	---------------	-----------	--------------	----------	-------------------	-------------------	-----------------

Profondità testa palo da P.C. (m)	1.60
σ'_{vo} a testa palo (kPa)	30.40

Strato A'	coesivo	0.00	1.6	9.00	30.40	0.00					0.00	0.60	58.60	0	0	558
Strato A'	coesivo	1.00	2.6	9.00	39.40	0.00					0.00	0.60	59.60	36	36	576
Strato A'	coesivo	2.00	3.6	9.00	48.40	0.00					0.00	0.60	60.60	36	36	594
Strato A'	coesivo	3.00	4.6	9.00	57.40	0.00					0.00	0.60	61.60	37	37	612
Strato A'	coesivo	4.00	5.6	9.00	66.40	0.00					0.00	0.60	62.60	38	38	630
Strato A'	coesivo	5.00	6.6	9.00	75.40	0.00					0.00	0.60	63.60	38	38	648
Strato A'	coesivo	6.00	7.6	9.00	84.40	0.00					0.00	0.60	64.60	39	39	666
Strato A'	coesivo	7.00	8.6	9.00	93.40	0.00					0.00	0.60	65.60	39	39	684
Strato A'	coesivo	8.00	9.6	9.00	102.40	0.00					0.00	0.60	66.60	40	40	702
Strato A'	coesivo	9.00	10.6	9.00	111.40	0.00					0.00	0.60	67.60	41	41	720
Strato A'	coesivo	10.00	11.6	9.00	120.40	0.00					0.00	0.60	68.60	41	41	738
Strato A'	coesivo	11.00	12.6	9.00	129.40	0.00					0.00	0.60	69.60	42	42	756
Strato A'	coesivo	12.00	13.6	9.00	138.40	0.00					0.00	0.60	70.60	42	42	774
Strato A"	coesivo	13.00	14.6	9.00	147.40	0.00					0.00	0.60	71.60	43	43	792
Strato A"	coesivo	14.00	15.6	9.00	156.40	0.00					0.00	0.60	73.20	44	44	815
Strato A"	coesivo	15.00	16.6	9.00	165.40	0.00					0.00	0.40	75.20	30	30	842
Strato A"	coesivo	16.00	17.6	9.00	174.40	0.00					0.00	0.40	77.20	31	31	869
Strato A"	coesivo	17.00	18.6	9.00	183.40	0.00					0.00	0.40	79.20	32	32	896
Strato A"	coesivo	18.00	19.6	9.00	192.40	0.00					0.00	0.40	81.20	32	32	923
Strato A"	coesivo	19.00	20.6	9.00	201.40	0.00					0.00	0.40	83.20	33	33	950
Strato A"	coesivo	20.00	21.6	9.00	210.40	0.00					0.00	0.40	85.20	34	34	977
Strato A"	coesivo	21.00	22.6	9.00	219.40	0.00					0.00	0.40	87.20	35	35	1004
Strato A"	coesivo	22.00	23.6	9.00	228.40	0.00					0.00	0.40	89.20	36	36	1031
Strato A"	coesivo	23.00	24.6	9.00	237.40	0.00					0.00	0.40	91.20	36	36	1058
Strato A"	coesivo	24.00	25.6	9.00	246.40	0.00					0.00	0.40	93.20	37	37	1085
Strato A"	coesivo	25.00	26.6	9.00	255.40	0.00					0.00	0.40	95.20	38	38	1112
Strato A"	coesivo	26.00	27.6	9.00	264.40	0.00					0.00	0.40	97.20	39	39	1139
Strato A"	coesivo	27.00	28.6	9.00	273.40	0.00					0.00	0.40	99.20	40	40	1166
Strato A"	coesivo	28.00	29.6	9.00	282.40	0.00					0.00	0.40	101.20	40	40	1193
Strato A"	coesivo	29.00	30.6	9.00	291.40	0.00					0.00	0.40	103.20	41	41	1220
Strato A"	coesivo	30.00	31.6	9.00	300.40	0.00					0.00	0.40	105.20	42	42	1247
Strato A"	coesivo	31.00	32.6	9.00	309.40	0.00					0.00	0.40	107.20	43	43	1274
Strato A"	coesivo	32.00	33.6	9.00	318.40	0.00					0.00	0.40	109.20	44	44	1301
Strato A"	coesivo	33.00	34.6	9.00	327.40	0.00					0.00	0.40	111.20	44	44	1328
Strato A"	coesivo	34.00	35.6	9.00	336.40	0.00					0.00	0.40	113.20	45	45	1355
Strato A"	coesivo	35.00	36.6	9.00	345.40	0.00					0.00	0.40	115.20	46	46	1382
Strato A"	coesivo	36.00	37.6	9.00	354.40	0.00					0.00	0.40	117.20	47	47	1409
Strato A"	coesivo	37.00	38.6	9.00	363.40	0.00					0.00	0.40	119.20	48	48	1436
Strato A"	coesivo	38.00	39.6	9.00	372.40	0.00					0.00	0.40	121.20	48	48	1463
Strato A"	coesivo	39.00	40.6	9.00	381.40	0.00					0.00	0.40	123.20	49	49	1490
Strato A"	coesivo	40.00	41.6	9.00	390.40	0.00					0.00	0.40	125.20	50	50	1517
Strato A"	coesivo	41.00	42.6	9.00	399.40	0.00					0.00	0.40	127.20	51	51	1544
Strato A"	coesivo	42.00	43.6	9.00	408.40	0.00					0.00	0.40	129.20	52	52	1571
Strato A"	coesivo	43.00	44.6	9.00	417.40	0.00					0.00	0.40	131.20	52	52	1598
Strato A"	coesivo	44.00	45.6	9.00	426.40	0.00					0.00	0.40	133.20	53	53	1625
Strato A"	coesivo	45.00	46.6	9.00	435.40	0.00					0.00	0.40	135.20	54	54	1652

NOME STRATO	TIPO TERRENO	PROF PALO (m)	Valori di calcolo			Valori caratteristici, $\zeta = 1.50$				Valori di verifica			
			Qs-ult lat (kN)	Qb-ult base (kN)	Tall (No Wp) (kN)	Qs,K lat (kN)	Qb,K base (kN)	Qtot,k totale (kN)	Tall,k (kN)	Qs,d lat (kN)	Qb,d base (kN)	Qtot,d totale (kN)	Tall, d (kN)
Strato A'	coesivo	0.00	0	438	0	0	292	292	0	0	216	216	0
Strato A'	coesivo	1.00	112	452	112	75	301	376	75	65	223	288	60
Strato A'	coesivo	2.00	226	466	226	151	311	462	151	131	230	361	121
Strato A'	coesivo	3.00	343	480	343	228	320	549	228	199	237	436	183
Strato A'	coesivo	4.00	460	494	460	307	330	637	307	267	244	511	246
Strato A'	coesivo	5.00	580	509	580	387	339	726	387	336	251	588	309
Strato A'	coesivo	6.00	702	523	702	468	348	816	468	407	258	665	374
Strato A'	coesivo	7.00	826	537	826	550	358	908	550	479	265	744	440
Strato A'	coesivo	8.00	951	551	951	634	367	1001	634	551	272	823	507
Strato A'	coesivo	9.00	1078	565	1078	719	377	1096	719	625	279	904	575
Strato A'	coesivo	10.00	1208	579	1208	805	386	1191	805	700	286	986	644
Strato A'	coesivo	11.00	1339	593	1339	893	396	1288	893	776	293	1069	714
Strato A'	coesivo	12.00	1472	607	1472	981	405	1386	981	853	300	1153	785
Strato A"	coesivo	13.00	1607	622	1607	1071	414	1485	1071	931	307	1238	857
Strato A"	coesivo	14.00	1745	640	1745	1163	427	1590	1163	1011	316	1327	930
Strato A"	coesivo	15.00	1839	661	1839	1226	441	1667	1226	1066	326	1393	981
Strato A"	coesivo	16.00	1936	682	1936	1291	455	1746	1291	1122	337	1459	1033
Strato A"	coesivo	17.00	2035	704	2035	1357	469	1826	1357	1180	347	1527	1086
Strato A"	coesivo	18.00	2137	725	2137	1425	483	1908	1425	1239	358	1597	1140
Strato A"	coesivo	19.00	2242	746	2242	1495	497	1992	1495	1300	368	1668	1196
Strato A"	coesivo	20.00	2349	767	2349	1566	511	2077	1566	1362	379	1741	1253
Strato A"	coesivo	21.00	2458	788	2458	1639	526	2165	1639	1425	389	1814	1311
Strato A"	coesivo	22.00	2571	809	2571	1714	540	2253	1714	1490	400	1890	1371
Strato A"	coesivo	23.00	2685	831	2685	1790	554	2344	1790	1557	410	1967	1432
Strato A"	coesivo	24.00	2802	852	2802	1868	568	2436	1868	1624	421	2045	1494
Strato A"	coesivo	25.00	2922	873	2922	1948	582	2530	1948	1694	431	2125	1558
Strato A"	coesivo	26.00	3044	894	3044	2029	596	2625	2029	1765	442	2206	1623
Strato A"	coesivo	27.00	3168	915	3168	2112	610	2723	2112	1837	452	2289	1690
Strato A"	coesivo	28.00	3295	937	3295	2197	624	2821	2197	1910	463	2373	1758
Strato A"	coesivo	29.00	3425	958	3425	2283	639	2922	2283	1986	473	2459	1827
Strato A"	coesivo	30.00	3557	979	3557	2371	653	3024	2371	2062	483	2546	1897
Strato A"	coesivo	31.00	3692	1000	3692	2461	667	3128	2461	2140	494	2634	1969
Strato A"	coesivo	32.00	3829	1021	3829	2553	681	3234	2553	2220	504	2724	2042
Strato A"	coesivo	33.00	3969	1043	3969	2646	695	3341	2646	2301	515	2816	2117
Strato A"	coesivo	34.00	4111	1064	4111	2741	709	3450	2741	2383	525	2908	2192
Strato A"	coesivo	35.00	4256	1085	4256	2837	723	3560	2837	2467	536	3003	2270
Strato A"	coesivo	36.00	4403	1106	4403	2935	737	3673	2935	2552	546	3099	2348
Strato A"	coesivo	37.00	4552	1127	4552	3035	752	3787	3035	2639	557	3196	2428
Strato A"	coesivo	38.00	4705	1149	4705	3136	766	3902	3136	2727	567	3295	2509
Strato A"	coesivo	39.00	4859	1170	4859	3240	780	4020	3240	2817	578	3395	2592
Strato A"	coesivo	40.00	5017	1191	5017	3344	794	4138	3344	2908	588	3496	2676
Strato A"	coesivo	41.00	5176	1212	5176	3451	808	4259	3451	3001	599	3599	2761
Strato A"	coesivo	42.00	5339	1233	5339	3559	822	4381	3559	3095	609	3704	2847
Strato A"	coesivo	43.00	5504	1255	5504	3669	836	4505	3669	3190	620	3810	2935
Strato A"	coesivo	44.00	5671	1276	5671	3781	851	4631	3781	3287	630	3917	3024
Strato A"	coesivo	45.00	5841	1297	5841	3894	865	4758	3894	3386	640	4026	3115

Per un palo di lunghezza L = 40 m (peso P' = 470 kN) le verifiche sono soddisfatte risultando:

$$Q_{TOT,RD} = 3496 \text{ kN} > N_{COMP,SD} = 2910 \text{ kN} + 470 \text{ kN} = 3380 \text{ kN (in compressione)}$$

$$T_{ALL,RD} = 2676 \text{ kN} > N_{TRAZ,SD} = 1610 \text{ kN} - 470 \text{ kN} = 1140 \text{ kN (in trazione)}$$

5.4 ANALISI STRUTTURALE

5.4.1 Sollecitazioni di calcolo

La seguente tabella riporta le sollecitazioni di verifica agenti in ciascuna combinazione di carico sul palo più sollecitato.

Tabella 5-3. Spalla Lato Bologna - Sollecitazioni di verifica sul palo più sollecitato

DESCRIZIONE	S.L.U. statico								S.L.U. eccezionale		S.L.U. sismico	
	Massimizzazione compressione				Massimizzazione trazione						sismica	
COMBINAZIONE	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12
Massima Compressione - Nmax	2250	2260	2250	2260	2140	2150	2140	2150	1980	1980	2910	2640
Massima Trazione - Nmin	-517	-666	-517	-666	-847	-897	-847	-897	-697	-733	-1450	-1610
Massimo Momento - Mmax	650	670	650	670	680	690	680	690	590	590	1010	950
Massimo Taglio - Vmax	740	740	740	740	740	740	740	740	600	600	980	920

DESCRIZIONE	S.L.E.					
	Rara			frequente		
COMBINAZIONE	13	14	15	16	17	18
Massima Compressione - Nmax	1670	1670	1670	1670	1590	1600
Massima Trazione - Nmin	-386	-423	-386	-386	-317	-345
Massimo Momento - Mmax	480	490	480	480	450	450
Massimo Taglio - Vmax	550	550	550	550	520	520

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



Figura 5-10. Spalla Lato Bologna - S.L.U. – Massimo momento flettente

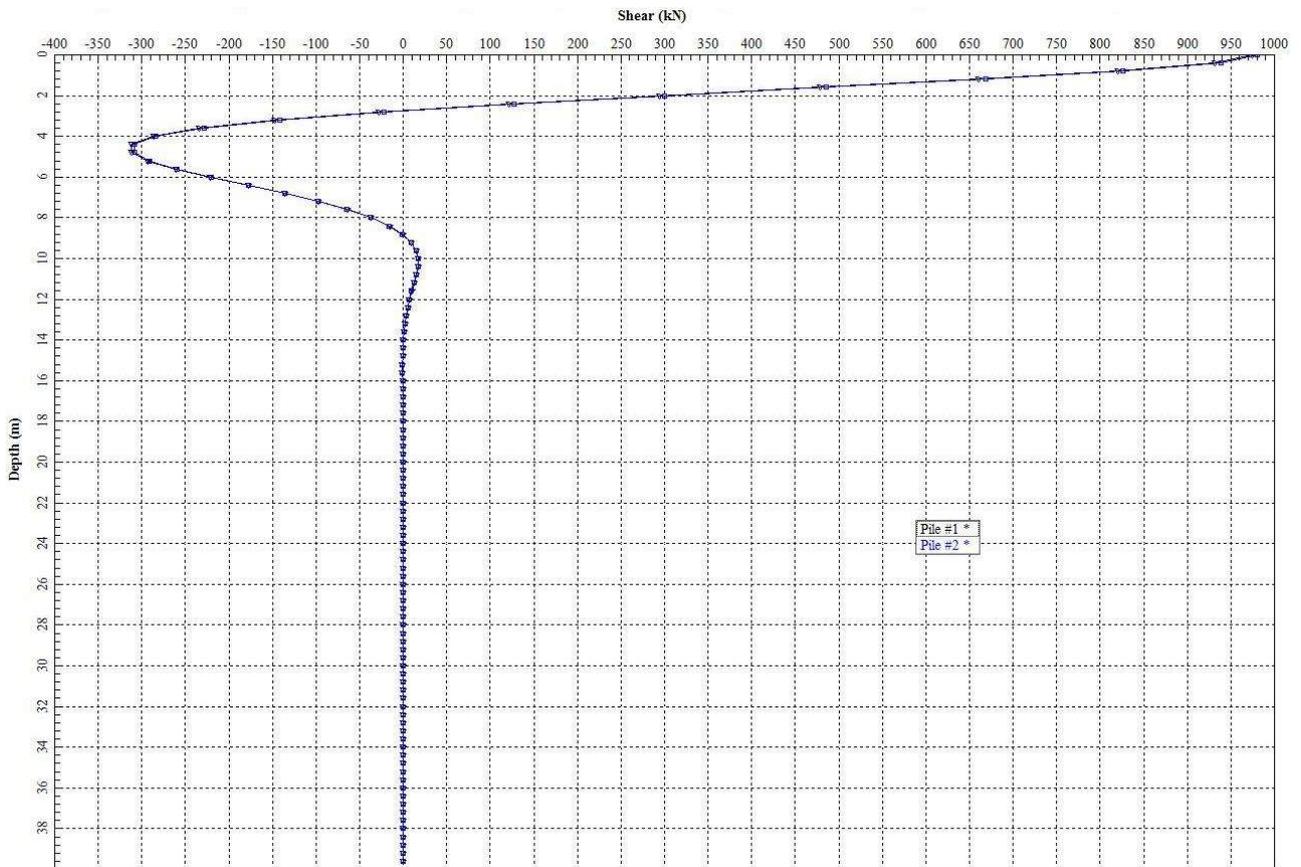


Figura 5-11. Spalla Lato Bologna - S.L.U. – Massima azione di taglio

5.4.2 Verifica strutturale

Le sollecitazioni di verifica nella sezione di testa palo, desunte dall'involuppo delle combinazioni dei carichi, sono riportate nella seguente tabella:

Tabella 5-4. Spalla Lato Bologna – Palo – Sollecitazioni di verifica

	S.L.U.	S.L.E. rare	S.L.E. frequenti
M [kNm]	1010	490	450
N [kN]	-1610 (trazione) 2910 (compressione)	-423(trazione) 1670 (compressione)	-345 (trazione) 1600 (compressione)
V [kN]	980	-	-

Si considerano le seguenti armature (sezione circolare D = 100 cm, copriferro netto sulla spirale = 60 mm):

- Da testa palo a -6.50 m:
 - 24 barre verticali $\Phi 26$ su circonferenza di raggio $R_1 = 41.5$ cm (interasse barre 10.9 cm)
 - Spirale $\Phi 12$ a passo 10 cm
- Da -6.50 m a -18.50 m:
 - 24 barre verticali $\Phi 24$ su circonferenza di raggio $R_1 = 41.6$ cm (interasse barre 10.9 cm)
 - Spirale $\Phi 10$ a passo 20 cm
- Da -18.50 m a -40 m:
 - 24 barre verticali $\Phi 20$ su circonferenza di raggio $R_1 = 42.0$ cm (interasse barre 11 cm)
 - Spirale $\Phi 10$ a passo 20 cm

Si riportano nel seguito le verifiche strutturali della sezione di testa palo.

- Verifica a presso/tenso-flessione della sezione di testa palo

Verifica C.A. S.L.U. - File: 90T_Spalla lato Bologna_PALO DN1000

Titolo: 90T - PALO DN1000

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}: 1610 [kN]

M_{Ed}: 1010 [kNm]

Materiali

B450C C25/30

σ_{su}: 67.5 % σ_{cu}: 2 %

f_{yd}: 391.3 N/mm² E_{cu}: 3.5 %

E_s: 200 000 N/mm² f_{cd}: 14.17

E_s/E_c: 15 f_{cc}/f_{cd}: 0.8

σ_{syd}: 1.957 % σ_{c,adm}: 9.75

σ_{s,adm}: 255 N/mm² τ_{cc}: 0.6

τ_{ct}: 1.829

P.to applicazione N

Centro Baricentro cls

Coord. [cm] xN: 0 yN: 0

Tipo rottura

Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

M_{xRd}: 1286 [kNm]

σ_c: -14.17 N/mm²

σ_s: 391.3 N/mm²

E_c: 3.5 %

ε_s: 12.89 %

d: 91.5 cm

x: 19.53 x/d: 0.2135

δ: 0.7069

Metodo di calcolo:

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

Tipo flessione:

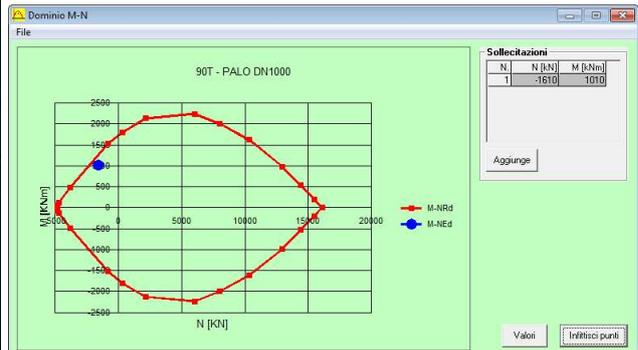
- Retta
- Deviata

Vertici: 52 N° rett.: 100

Calcola MRd Dominio M-N

L₀: 0 cm Col. modello

Precompresso



Verifica C.A. S.L.U. - File: 90T_Spalla lato Bologna_PALO DN1000

Titolo: 90T - PALO DN1000

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}: 2910 [kN]

M_{Ed}: 1010 [kNm]

Materiali

B450C C25/30

σ_{su}: 67.5 % σ_{cu}: 2 %

f_{yd}: 391.3 N/mm² E_{cu}: 3.5 %

E_s: 200 000 N/mm² f_{cd}: 14.17

E_s/E_c: 15 f_{cc}/f_{cd}: 0.8

σ_{syd}: 1.957 % σ_{c,adm}: 9.75

σ_{s,adm}: 255 N/mm² τ_{cc}: 0.6

τ_{ct}: 1.829

P.to applicazione N

Centro Baricentro cls

Coord. [cm] xN: 0 yN: 0

Tipo rottura

Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

M_{xRd}: 2217 [kNm]

σ_c: -14.17 N/mm²

σ_s: 391.3 N/mm²

E_c: 3.5 %

ε_s: 3.925 %

d: 91.5 cm

x: 43.13 x/d: 0.4714

δ: 1

Metodo di calcolo:

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

Tipo flessione:

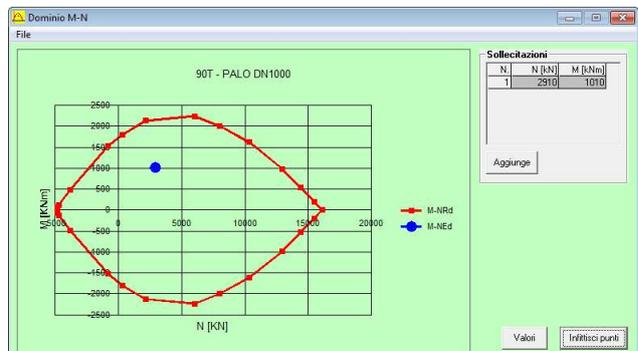
- Retta
- Deviata

Vertici: 52 N° rett.: 100

Calcola MRd Dominio M-N

L₀: 0 cm Col. modello

Precompresso



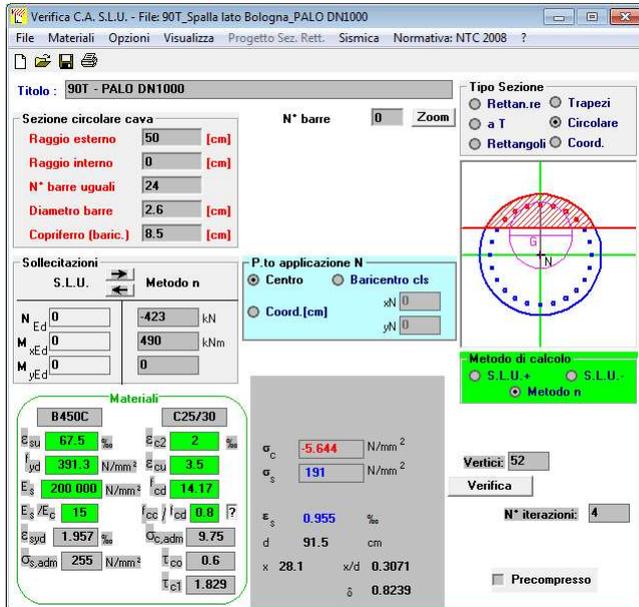
Risultando $M_{RD,min} = 1286 \text{ kNm} > M_{SD} = 1010 \text{ kNm}$ la verifica è quindi soddisfatta.

- Verifica a taglio della sezione di testa palo

Taglio resistente sezione circolare armata (metodo di CLARKE-BIRJANDI 1993)		
Dati		
D	100 cm	Diametro sezione circolare
d'	9 cm	Copriferro asse armatura longitudinale
f _{ck}	25.0 N/mm ²	Resistenza cilindrica caratteristica del cls
α _{cc}	0.85	Coefficiente riduttivo per la resistenza del cls a lungo termine
n	2	Numero di braccia delle staffe
φ	12 mm	Diametro delle staffe
p	10 cm	Passo delle staffe
f _{yk}	450 N/mm ²	Tensione caratteristica di snervamento dell'acciaio
V _{Ed}	980 KN	Taglio di progetto
Risultati		
r	50 cm	Raggio sezione circolare
r _s	42 cm	Raggio sezione circolare utile
sen(α)	0.529	
α	0.56 rad	0 < α < p/2 --> 0 < α < 1,57
A _v	6439 cm ²	Area sezione circolare equivalente
b _{eq}	76 cm	Base sezione rettangolare equivalente
d _{eq}	85 cm	Altezza sezione rettangolare equivalente
f _{cd}	14.17 N/mm ²	Resistenza massima di calcolo del cls
f _{yd}	391.3 N/mm ²	Tensione di calcolo allo snervamento dell'acciaio
A _{sw}	22.61 cm ² /m	Area delle staffe per metro lineare di trave
d	76 cm	Altezza sezione
θ	23.95 °	Angolo di inclinazione del puntone di cls 21.8° < q = 45°
ctgθ	2.25	Cotangente di teta
V _{Rds}	1370 KN	Resistenza tiranti verticali (staffe)
V _{Rdc}	1370 KN	Resistenza puntone di cls
V _{Rd}	✓ 1370 KN	Taglio resistente

Risultando V_{RCD} = V_{SCD} = 1370 kN > V_{SD} = 980 kN la verifica è quindi soddisfatta.

- Verifica a fessurazione della sezione di testa palo in condizioni rare

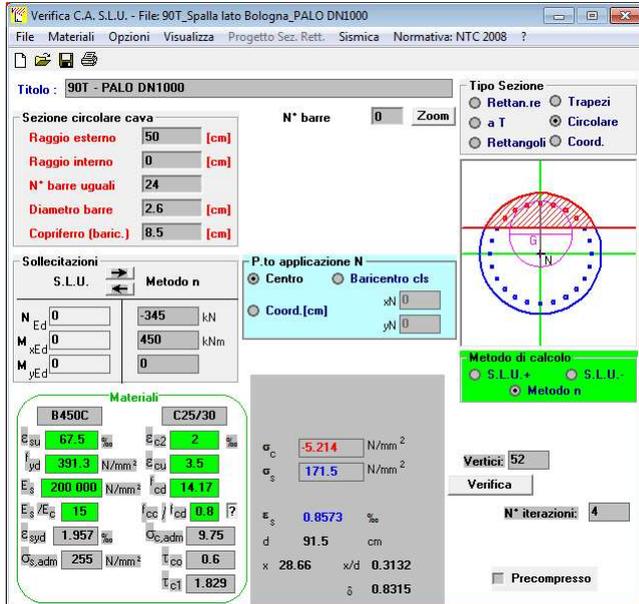


La verifica è quindi soddisfatta risultando:

$$\sigma_c = 5.6 \text{ N/mm}^2 \ll 0.60 \times f_{ck} = 17.43 \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma_s = 191 \text{ N/mm}^2 \ll 0.8 \times f_{yk} = 360.0 \text{ N/mm}^2$$

- Verifica a fessurazione della sezione di incastro in condizioni frequenti



La verifica è quindi soddisfatta risultando:

$$\sigma_c = 5.2 \text{ N/mm}^2 \ll 0.45 \times f_{ck} = 13.07 \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma_s = 172 \text{ N/mm}^2 \ll 0.8 \times f_{yk} = 360.0 \text{ N/mm}^2$$

Risultando il tasso di lavoro dell'acciaio teso $\sigma_s = 172 \text{ N/mm}^2 > 160 \text{ N/mm}^2$ non è possibile ritenere la verifica di apertura fessure implicitamente soddisfatta.

Il palo di fondazione si trova in classe di esposizione XC2 (condizioni ambientali “ordinarie”) e pertanto i valori limite di apertura fessure sono pari a:

- condizioni frequenti $w_3 = 0.4 \text{ mm}$
- condizioni quasi permanenti $w_2 = 0.3 \text{ mm}$

Si procede nel seguito al calcolo dell'apertura fessure.

σ_s	172 N/mm ²	Tensione massima armatura tesa sezione fessurata
R_{ck}	30.0 N/mm ²	Resistenza caratteristica cubica cls
ϕ_l	26 mm	Diametro barre longitudinali
ϕ_s	12 mm	Diametro staffe o spirale
n	24	Numero ferri longitudinali
c	60 mm	Ricoprimento del calcestruzzo
D	1000 mm	Diametro
k_t	0.4	$k_t=0,6;0,4$ carichi breve durata/lunga durata
k_2	0.5	$k_2=0,5;1,0$ caso flessione/trazione semplice
k_1	0.8	$k_1=0,8;1,6$ barre aderenza migliorata/lisce
w	0.3 mm	Valore limite apertura fessure
Dati		
f_{ck}	24.9 N/mm ²	Resistenza caratteristica cilindrica cls
i	109 mm	Interasse ferri longitudinali
A_ϕ	531 mm ²	Area barra longitudinale
E_s	210000.0 N/mm ²	Modulo elastico acciaio da c.a
f_{ctm}	2.6 N/mm ²	Resistenza a trazione media cls
E_{cm}	31447.2 N/mm ²	Modulo elastico medio cls
α_e	6.68	Rapporto E_s/E_{cm}
f_{cm}	32.9 N/mm ²	Resistenza media cls
ρ_{eff}	0.0335	Rapporto area acciaio/area efficace
ϵ_{sm1}	0.000641	Deformazione unitaria media barre di calcolo
ϵ_{sm2}	0.000491	Deformazione unitaria media barre valore minimo
ϵ_{sm}	0.000641	Deformazione unitaria media
k_3	3.4	Coefficiente
k_4	0.4	Coefficiente
Δs_{max}	336.1 mm	Distanza massima tra le fessure
w_d	0.215 mm	Valore di calcolo apertura fessure

Risultando $w_d = 0.215 \text{ mm} < w_3 = 0.4 \text{ mm}$ la verifica è soddisfatta.

Risultando inoltre $w_d = 0.215 \text{ mm} < w_2 = 0.3 \text{ mm}$ è implicitamente soddisfatta anche la verifica in condizioni quasi permanenti.

6 ELEVAZIONE SPALLA – STRUTTURA ORIGINARIA E AMPLIAMENTO 1 (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 impalcato e spalle”, le curve tiro-spostamenti di seguito rappresentate

Per quanto concerne lo Stato Limite Ultimo, le condizioni indicate con la nomenclatura SLU-STR e SIS-STR fanno riferimento, rispettivamente per il caso statico e per quello sismico, alla Combinazione 1 dell'Approccio 1, mentre le condizioni indicate con la nomenclatura SLU-GEO e SIS-GEO fanno riferimento, anche in questo caso rispettivamente per il caso statico e per quello sismico, alla Combinazione 2 dell'Approccio 1.

Dim. fondazione Dimensione Trasversale L = 24.00 m
 Dimensione Longitudinale B = 4.30 m
 Modulo del terreno E = 20000 Kpa

Sollecitazioni Statica solo permanenti (STR)			
N	=	715	KN/m
H	=	220	KN/m
M	=	417	KN m/m
B	=	24	m

N (kN)	H (kN)	M (kNm)		
17149	5268	10018		
δv	δh	θ	$\delta h_{tot, sta, pp}$	
	2.40E-02	3.17E-03	3.83E-02	

Sollecitazioni Statica solo permanenti (GEO)			
N	=	715	KN/m
H	=	278	KN/m
M	=	593	KN m/m
B	=	24	m

N (kN)	H (kN)	M (kNm)		
17149	6677	14243		
δv	δh	θ	$\delta h_{tot, sta, pp}$	
	3.05E-02	4.50E-03	5.07E-02	

Sollecitazioni (al m) SLE			
N	=	729	KN/m
H	=	293	KN/m
M	=	824	KN m/m
B	=	24	m

N (kN)	H (kN)	M (kNm)		
17500	7022	19771		
δv	δh	θ	$\delta h_{tot, sta, pp+acc}$	
	3.20E-02	6.25E-03	6.02E-02	

Sollecitazioni (al m) SLU STR			
N	=	959	KN/m
H	=	395	KN/m
M	=	1202	KN m/m
B	=	24	m

N (kN)	H (kN)	M (kNm)		
23015	9480	28839		
δv	δh	θ	$\delta h_{tot, sta, pp+acc}$	
	4.32E-02	9.12E-03	8.43E-02	

Sollecitazioni (al m) SIS STR			
N	=	771	KN/m
H	=	390	KN/m
M	=	1234	KN m/m
B	=	24	m

N (kN)	H (kN)	M (kNm)		
18499	9371	29609		
δv	δh	θ	$\delta h_{tot, sis}$	
	4.27E-02	9.36E-03	8.49E-02	

Sollecitazioni (al m) SLU GEO			
N	=	774	KN/m
H	=	377	KN/m
M	=	1124	KN m/m
B	=	24	m

N (kN)	H (kN)	M (kNm)		
18578	9054	26977		
δv	δh	θ	$\delta h_{tot, sta, pp+acc}$	
	4.13E-02	8.53E-03	7.97E-02	

Sollecitazioni (al m) SIS GEO			
N	=	771	KN/m
H	=	461	KN/m
M	=	1465	KN m/m
B	=	24	m

N (kN)	H (kN)	M (kNm)		
18499	11072	35153		
δv	δh	θ	$\delta h_{tot, sis}$	
	5.05E-02	1.11E-02	1.01E-01	

Da pp a SLU-GEO

Tiro/m	Tiro (kN)	N (kN)	H (kN)	M (kNm)
0	0	18578.21	9054	26976.99
50	1200	18578.21	7854	21576.99
100	2400	18578.21	6654	16176.99
110	2640	18578.21	6414	15096.99
120	2880	18578.21	6174	14016.99
150	3600	18578.21	5454	10776.99

δh	θ	Δh_0	δh_{tot}	$\Delta \delta h_{tot, (sis-sta, pp+acc)}$	$\Delta \delta h_{tot, (sis-sta, pp)}$
4.13E-02	8.53E-03	3.84E-02	7.97E-02	1.95E-02	0.02896
3.58E-02	6.82E-03	3.07E-02	6.65E-02	6.36E-03	0.01580
3.03E-02	5.11E-03	2.30E-02	5.34E-02	-6.79E-03	0.00265
2.93E-02	4.77E-03	2.15E-02	5.07E-02	-9.42E-03	0.00002
2.82E-02	4.43E-03	1.99E-02	4.81E-02	-1.21E-02	-0.00262
2.49E-02	3.41E-03	1.53E-02	4.02E-02	-1.99E-02	-0.01051

Condizione SIS-geo

Tiro/m	Tiro (kN)	N (kN)	H (kN)	M (kNm)
0	0	18498.72	11072.46	35153.32
50	1200	18498.72	9872.46	29753.32
100	2400	18498.72	8672.46	24353.32
120	2880	18498.72	8192.46	22193.32
200	4800	18498.72	6272.46	13553.32

δh	θ	Δh_0	δh_{tot}	$\Delta \delta h_{tot, (sis-sta, pp+acc)}$	$\Delta \delta h_{tot, (sis-sta, pp)}$
5.05E-02	1.11E-02	5.00E-02	1.01E-01	4.04E-02	0.04980
4.50E-02	9.40E-03	4.23E-02	8.74E-02	2.72E-02	0.03664
3.96E-02	7.70E-03	3.46E-02	7.42E-02	1.40E-02	0.02349
3.74E-02	7.02E-03	3.16E-02	6.89E-02	8.78E-03	0.01822
2.86E-02	4.28E-03	1.93E-02	4.79E-02	-1.23E-02	-0.00282

Da pp a SLE

Tiro/m	Tiro (kN)	N (kN)	H (kN)	M (kNm)
0	0	17500.10	7022.05	19771.36
10	240	17500.10	6782.05	18691.36
25	600	17500.10	6422.05	17071.36
60	1440	17500.10	5582.05	13291.36
100	2400	17500.10	4622.05	8971.36

δh	θ	Δh_0	δh_{tot}	$\Delta \delta h_{tot,(sis-sta,pp+acc)}$	$\Delta \delta h_{tot,(sis-sta,pp)}$
3.20E-02	6.25E-03	2.81E-02	6.02E-02	0.00E+00	0.02187
3.09E-02	5.91E-03	2.66E-02	5.75E-02	-2.63E-03	0.01924
2.93E-02	5.40E-03	2.43E-02	5.36E-02	-6.58E-03	0.01530
2.55E-02	4.20E-03	1.89E-02	4.44E-02	-1.58E-02	0.00609
2.11E-02	2.84E-03	1.28E-02	3.38E-02	-2.63E-02	-0.00443

Da pp a SLU-STR

Tiro/m	Tiro (kN)	N (kN)	H (kN)	M (kNm)
0	0	23014.58	9479.7689	28838.96
25	600	23014.58	8879.7689	26138.96
50	1200	23014.58	8279.7689	23438.96
100	2400	23014.58	7079.7689	18038.96
120	2880	23014.58	6599.7689	15878.96
200	4800	23014.58	4679.7689	7238.96

δh	θ	Δh_0	δh_{tot}	$\Delta \delta h_{tot,(sis-sta,pp+acc)}$	$\Delta \delta h_{tot,(sis-sta,pp)}$
4.32E-02	9.12E-03	4.10E-02	8.43E-02	2.41E-02	0.04598
4.05E-02	8.26E-03	3.72E-02	7.77E-02	1.75E-02	0.03941
3.78E-02	7.41E-03	3.33E-02	7.11E-02	1.10E-02	0.03283
3.23E-02	5.70E-03	2.57E-02	5.80E-02	-2.20E-03	0.01967
3.01E-02	5.02E-03	2.26E-02	5.27E-02	-7.46E-03	0.01441
2.13E-02	2.29E-03	1.03E-02	3.16E-02	-2.85E-02	-0.00664

Condizione SIS-STR

Tiro/m	Tiro (kN)	N (kN)	H (kN)	M (kNm)
0	0	18498.72	9370.80	29608.53
100	2400	18498.72	6970.80	18808.53
150	3600	18498.72	5770.80	13408.53
180	4320	18498.72	5050.80	10168.53
180	4320	18498.72	5050.80	10168.53

δh	θ	Δh_0	δh_{tot}	$\Delta \delta h_{tot,(sis-sta,pp+acc)}$	$\Delta \delta h_{tot,(sis-sta,pp)}$
4.27E-02	9.36E-03	4.21E-02	8.49E-02	2.47E-02	0.04658
3.18E-02	5.95E-03	2.68E-02	5.85E-02	-1.60E-03	0.02027
2.63E-02	4.24E-03	1.91E-02	4.54E-02	-1.48E-02	0.00712
2.30E-02	3.21E-03	1.45E-02	3.75E-02	-2.27E-02	-0.00078
2.30E-02	3.21E-03	1.45E-02	3.75E-02	-2.27E-02	-0.00078

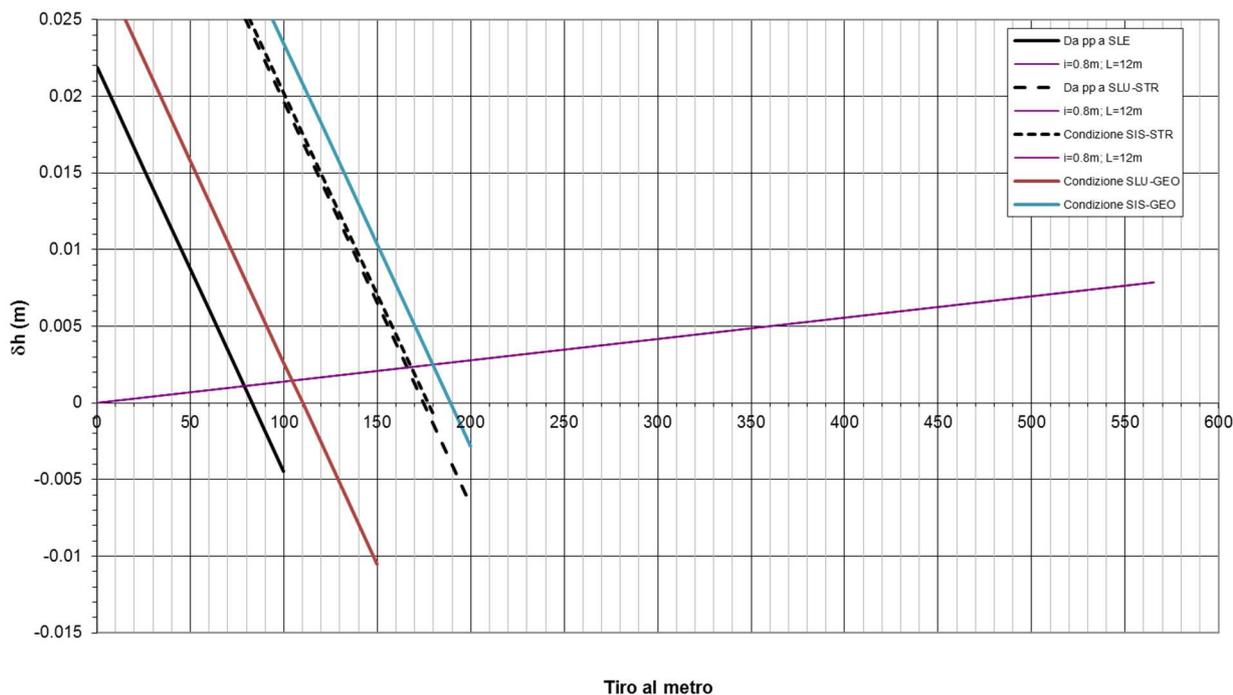


Figura 6-1. Curve caratteristiche tiranti passivi-Spalla

6.1.1 Azioni sui pali delle spalle con tiranti

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

Tabella 6-1. Azioni agenti in fondazione -Spalla

	Tiro/m	Tiro (kN)	N (kN)	H (kN)	M (kNm)	Tiro (kN)
SLE	80	1920	17500	5102	11131	64
SLU-STR	165	3960	23015	5520	11019	132
SIS-STR	170	4080	18499	5291	11249	136
SLU-GEO	105	2520	18578	6534	15637	84
SIS-GEO	180	4320	18499	6752	15713	144

e le azioni conseguenti sul terreno di fondazione risultano essere:

	SLE-STR	SLU-STR	SIS-STR	SLU-GEO	SIS-GEO
σ max[kN/m ²]	320	372	331	394	395
σ min[kN/m ²]	19	74	27	0	0
σ 1[kN/m ²]	215	268	225	244	243

6.1.2 Micropali di ancoraggio passivo delle spalle

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

6.1.2.1 Verifica a sfilamento degli ancoraggi

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_s = 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 1.75.

Calcolata la resistenza caratteristica R_{ak} , la resistenza di progetto R_{ad} si ottiene fattorizzando i valori di R_{ak} mediante il coefficiente γ_{Rad} = 1.2 riportato in Tab.6.6.I del D.M. 14/01/2008 nell'ipotesi di tiranti permanenti.

In Tabella 6-2 si riportano le resistenze a sfilamento della fondazione dell'ancoraggio R_{ac} , le resistenze caratteristiche e di progetto analiticamente valutate al cap. 5.6.6 del doc. 111452-LL00-PE-A1-OPM-SP090-00000-R-STR0797.

Tabella 6-2. Resistenze a sfilamento di calcolo, caratteristiche e di progetto

L_A [m]	R_{ac} [kN]	R_{aK} [kN]	R_{ad} [kN]
12	388	388	323

L'azione di sfilamento di progetto sul singolo tirante si ottiene moltiplicando il tiro precedentemente calcolato per l'interasse; essendo in condizioni sismiche, tale valore viene poi direttamente confrontato con la resistenza R_{ad} .

Tabella 6-3. Azione di sfilamento sui tiranti

Tiro/m [kN/ml]	interasse [m]	Tiro [kN]	γ_G [-]	Inclinazione [°]	P_d [kN]	R_{ad} [kN]	Verifica
170	0.80	136	1	10°	140	323	OK

6.1.2.2 Verifica della resistenza strutturale dell'ancoraggio

Tale verifica viene eseguita in base a quanto riportato nel par. 3.5. Nel caso in esame, si veda la tabella seguente, la verifica risulta soddisfatta.

Tabella 6-4. Verifica della gerarchia delle resistenze

R_{yk} [kN]	R_{ac} [kN]
1108	388

7 FONDAZIONE SPALLA – STRUTTURA ORIGINARIA E AMPLIAMENTO 1 (ESISTENTE)

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

7.1 DETERMINAZIONE DEI CARICHI AGENTI E CRITERI DI VERIFICA

Si riportano nella tabella seguente le sollecitazioni agenti sulla fondazione nelle combinazioni più gravose ottenute con il metodo delle ‘curve caratteristiche’.

Tabella 7-1. Spalla originaria - Azioni per verifica capacità portante

	N (kN)	H (kN)	M (kNm)
SLU-STR	23015	5520	11019
SIS-STR	18499	5291	11249
SLU-GEO	18578	6534	15637
SIS-GEO	18499	6752	15713

Le condizioni indicate con la nomenclatura SLU-STR e SIS-STR fanno riferimento, rispettivamente per il caso statico e per quello sismico, alla Combinazione 1 (A1+M1+R1) dell’Approccio 1, mentre le condizioni indicate con la nomenclatura SLU-GEO e SIS-GEO fanno riferimento, anche in questo caso rispettivamente per il caso statico e per quello sismico, alla Combinazione 2 (A2+M2+R2) dell’Approccio 1.

Come indicato al precedente cap. 2 e riportato nella figura seguente tratta dal progetto originale dell’opera, le fondazioni delle spalle risultano impostate intorno a q.ta +31.70 m s.l.m.m. vale a dire circa 3 m sotto al piano campagna della stratigrafia di riferimento e quindi praticamente alla base del primo strato limo argilloso (A): ne consegue che nelle analisi la presenza dello strato A viene ignorata.

Le spalle appoggiano quindi sullo strato limo argilloso “ A ” che presenta i seguenti parametri geotecnici:

- Peso specifico $\gamma = 19 \text{ kN/m}^3$
- Angolo di attrito $\Phi' = 26^\circ$
- Coesione non drenata $C_u = 60 + (z-3) \text{ KPa}$.

La quota di falda viene inoltre assunta coincidente con la quota di imposta delle fondazioni.

Sotto queste ipotesi la verifica di capacità portante del terreno di fondazione (fondazione diretta rettangolare) allo S.L.U. non risulterebbe soddisfatta.

In accordo alle indicazioni contenute nella Relazione Geologica Generale il valore di coesione non drenata viene posto pari a $C_u = 130 \text{ KPa}$ (valore valido per gli stati superficiali).

Al di sotto delle fondazioni della struttura originaria sono presenti pali tipo FRANKI di diametro 50 cm di lunghezza $L = 10 \text{ m}$ disposti su tre file con passo longitudinale variabile a seconda dei tratti di fondazione (da 2.33 m a 3.15 m per i pali delle due file esterne e da 3.11 m a 3.93 m per quelli della fila interna) come rappresentato nelle figure seguenti estratte dalla documentazione as-built della struttura originaria.

La presenza di pali di piccolo diametro tipo FRANKI al di sotto della fondazione esistente potrebbe essere quindi tenuta in considerazione come un miglioramento dei parametri di resistenza del terreno.

In particolar modo, i pali FRANKI di piccolo diametro permetterebbero di considerare al di sotto della fondazione una coesione non drenata “equivalente” $C_{U_{EQ}}$ superiore a quella effettiva del terreno naturale.

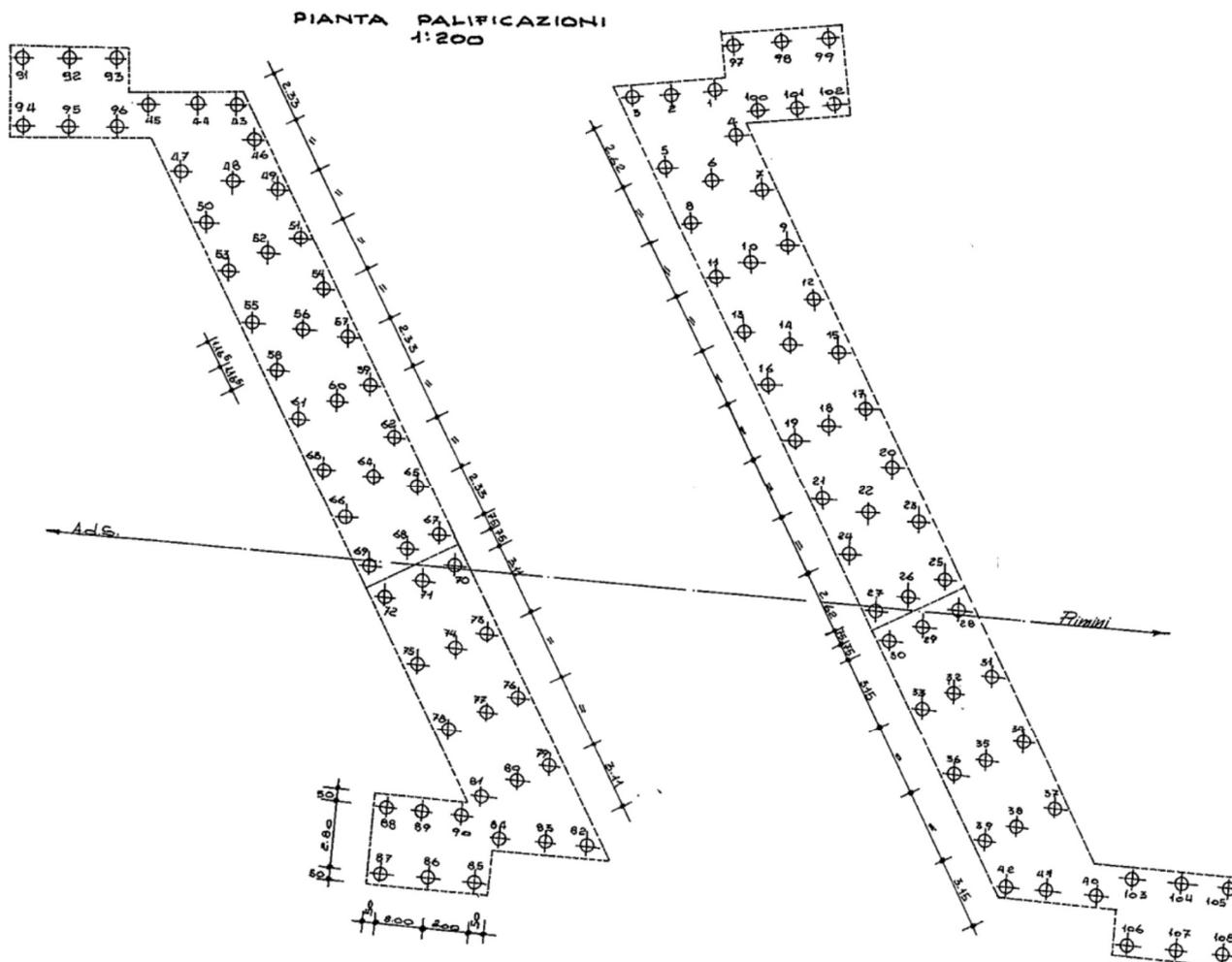


Figura 7-2. Struttura originaria –Pianta fondazioni

Il valore di tale parametro equivalente potrebbe essere determinato attraverso una media pesata tra le resistenze a taglio del calcestruzzo dei pali e quella del terreno, lungo l'ipotetica superficie di rottura del plinto di fondazione.

La resistenza a taglio dei potrebbe essere assunta pari a 2110 kPa, ossia pari alla tensione tangenziale del calcestruzzo, mentre quella del terreno naturale pari a 130 kPa come indicato per gli strati superficiali nella Relazione Geologica Generale.

Dato che le sollecitazioni sono state valutate per un plinto di fondazione di dimensioni in pianta $B \times L = 4.30 \text{ m} \times 24.00 \text{ m}$ di lunghezza, al di sotto di tale plinto si avrebbero almeno 21 pali FRANKI di diametro $\Phi 500$

Ragionando in questo modo si otterrebbe una coesione non drenata “equivalente” $C_{UEQ} = 209 \text{ kPa} > C_u = 130 \text{ kPa}$.

In favore di sicurezza le verifiche di capacità portante vengono condotte trascurando la presenza dei pali tipo FRANKI ed adottando un valore di coesione non drenata pari a $C_u = 130 \text{ kPa}$.

Si riportano nel seguito le verifiche di capacità portante in condizioni non drenate per le combinazioni di carico più critiche allo S.L.U. ed allo S.L.V.

Le verifiche sotto riportate sono valide anche per le Spalle esistenti dell'Ampliamento 1, il cui plinto di fondazione presenta larghezza pari a quella del plinto di fondazione della struttura originaria ($B = 4.30 \text{ m}$).

7.2 VERIFICA DI CAPACITA' PORTANTE

7.2.1 Approccio 1 – Combinazione 1 (SLU-STR)

<u>Caratteristiche geotecniche terreno</u>			
Peso specifico efficace del terreno di ricoprimento	γ'_{ric} (kN/m ³) =	19	
Peso specifico efficace del terreno di fondazione	γ' (kN/m ³) =	9	
Coesione non drenata del terreno di fondazione	C _{Ueq} (kN/m ²) =	130.00	
	C _{ueq,VER} (kN/m ²) =	130.00	

<u>Geometria della fondazione</u>			
Dimensione minore fondazione	B (m) =	4.30	
Dimensione maggiore fondazione	L (m) =	24.00	
Affondamento della fondazione	D (m) =	2.80	
Inclinazione intradosso fondazione	α (°) =	0.00	
Inclinazione piano campagna	β (°) =	0.00	

<u>Carichi di verifica</u>			
Carico verticale agente su	N (kN) =	23015	
Carico orizzontale agente sulla fondazione	H (kN) =	5520	
Momento flettente in direzione B	M _B (kNm) =	11019	
Momento flettente in direzione L	M _L (kNm) =	0	
Eccentricità in direzione B	E _B (m) =	0.48	
Eccentricità in direzione L	E _L (m) =	0.00	

<u>Dati di calcolo</u>			
Dim. minore fondazione efficace equivalente	B' (m) =	3.34	
Dim. maggiore fondazione efficace equivalente	L' (m) =	24.00	
Azione laterale stabilizzante	q (kN/m ²) =	53.20	

Coefficienti correttivi

Fattore correttivo dipendente dall'inclinazione del carico (Vesic, 1975)

$m = 1.87 = [2 + (B'/L')] / [1 + (B'/L')]$

$ic_0 = 0.807$

Fattore correttivo dipendente dalla forma della fondazione

$sc_0 = 1.027$

Fattore correttivo dipendente dalla profondità del piano di posa (Vesic, 1975)

$D/B' = 0.838$

$dc_0 = 1.335$ per $D/B' \leq 1$ quindi $dc_0 = 1.335$

$dc_0 = 1.279$ per $D/B' > 1$

Fattori correttivi dipendenti dall'inclinazione del piano campagna

$gc_0 = 1.000$ $gq_0 = 1.000$

Fattore correttivo dipendente dall'inclinazione dell'intradosso fondazione

$bc = 1.000$

CAPACITA' PORTANTE LIMITE	Q _{lim} =	793	kN/mq	=>	63615	kN
COEFFICIENTE DI SICUREZZA	γ_R =	1.00				
CAPACITA' PORTANTE DI PROGETTO	Q _{RD} =	793	kN/mq	=>	63615	kN

VERIFICA SODDISFATTA!!

La verifica risulta soddisfatta.

7.2.2 Approccio 1 – Combinazione 1 (SIS-STR)

<u>Caratteristiche geotecniche terreno</u>	
Peso specifico efficace del terreno di ricoprimento	γ'_{ric} (kN/m ³) = 19
Peso specifico efficace del terreno di fondazione	γ' (kN/m ³) = 9
Coesione non drenata del terreno di fondazione	CUEq (kN/m ²) = 130.00
	Cueq,VER (kN/m ²) = 130.00

<u>Geometria della fondazione</u>	
Dimensione minore fondazione	B (m) = 4.30
Dimensione maggiore fondazione	L (m) = 24.00
Affondamento della fondazione	D (m) = 2.80
Inclinazione intradosso fondazione	α (°) = 0.00
Inclinazione piano campagna	β (°) = 0.00

<u>Carichi di verifica</u>	
Carico verticale agente sulla fondazione	N (kN) = 18499
Carico orizzontale agente sulla fondazione	H (kN) = 5291
Momento flettente in direzione B	MB (kNm) = 11249
Momento flettente in direzione L	ML (kNm) = 0
Eccentricità in direzione B	EB (m) = 0.61
Eccentricità in direzione L	EL (m) = 0.00

<u>Dati di calcolo</u>	
Dim. minore fondazione efficace equivalente	B' (m) = 3.08
Dim. maggiore fondazione efficace equivalente	L' (m) = 24.00
Azione laterale stabilizzante	q (kN/m ²) = 53.20

Coefficienti correttivi

Fattore correttivo dipendente dall'inclinazione del carico (Vesic, 1975)

$m = \frac{1.88}{1} = [2 + (B'/L')] / [1 + (B'/L')]$

$ic0 = \frac{0.799}{1}$

Fattore correttivo dipendente dalla forma della fondazione

$sc0 = \frac{1.025}{1}$

Fattore correttivo dipendente dalla profondità del piano di posa (Vesic, 1975)

$D/B' = \frac{0.908}{1}$

$dc0 = \frac{1.363}{1}$ per $D/B' \leq 1$
 quindi $dc0 = \frac{1.363}{1}$

$dc0 = \frac{1.295}{1}$ per $D/B' > 1$

Fattori correttivi dipendenti dall'inclinazione del piano campagna

$gc0 = \frac{1.000}{1}$ $gq0 = \frac{1.000}{1}$

Fattore correttivo dipendente dall'inclinazione dell'intradosso fondazione

$bc = \frac{1.000}{1}$

CAPACITA' PORTANTE LIMITE	$Q_{lim} = 799$ kN/mq	=>	59140 kN
COEFFICIENTE DI SICUREZZA	$\gamma_R = 1.00$		
CAPACITA' PORTANTE DI PROGETTO	$Q_{RD} = 799$ kN/mq	=>	59140 kN VERIFICA SODDISFATTA!!

La verifica risulta soddisfatta.

7.2.3 Approccio 1 – Combinazione 2 (SLU-GEO)

<u>Caratteristiche geotecniche terreno</u>	
Peso specifico efficace del terreno di ricoprimento	γ'_{ric} (kN/m ³) = 19
Peso specifico efficace del terreno di fondazione	γ' (kN/m ³) = 9
Coesione non drenata del terreno di fondazione	CUeq (kN/m ²) = 130.00
	Cueq,VER (kN/m ²) = 92.86

<u>Geometria della fondazione</u>	
Dimensione minore fondazione	B (m) = 4.30
Dimensione maggiore fondazione	L (m) = 24.00
Affondamento della fondazione	D (m) = 2.80
Inclinazione intradosso fondazione	α (°) = 0.00
Inclinazione piano campagna	β (°) = 0.00

<u>Carichi di verifica</u>	
Carico verticale agente sulla fondazione	N (kN) = 18578
Carico orizzontale agente sulla fondazione	H (kN) = 6534
Momento flettente in direzione B	M _B (kNm) = 15637
Momento flettente in direzione L	M _L (kNm) = 0
Eccentricità in direzione B	EB (m) = 0.84
Eccentricità in direzione L	EL (m) = 0.00

<u>Dati di calcolo</u>	
Dim. minore fondazione efficace equivalente	B' (m) = 2.62
Dim. maggiore fondazione efficace equivalente	L' (m) = 24.00
Azione laterale stabilizzante	q (kN/m ²) = 53.20

Coefficienti correttivi

Fattore correttivo dipendente dall'inclinazione del carico (Vesic, 1975)

$m = 1.90 = [2+(B'/L')] / [1+(B'/L')]$

$ic0 = 0.586$

Fattore correttivo dipendente dalla forma della fondazione

$sc0 = 1.021$

Fattore correttivo dipendente dalla profondità del piano di posa (Vesic, 1975)

$D/B' = 1.070$

$dc0 = 1.428$ per $D/B' \leq 1$ quindi $dc0 = 1.328$ per $D/B' > 1$

Fattori correttivi dipendenti dall'inclinazione del piano campagna

$gc0 = 1.000$ $gq0 = 1.000$

Fattore correttivo dipendente dall'inclinazione dell'intradosso fondazione

$bc = 1.000$

CAPACITA' PORTANTE LIMITE	$Q_{lim} = 432$ kN/mq	=>	27147 kN
COEFFICIENTE DI SICUREZZA	$\gamma_R = 1.00$		
CAPACITA' PORTANTE DI PROGETTO	$Q_{RD} = 432$ kN/mq	=>	27147 kN

VERIFICA SODDISFATTA!!

La verifica risulta soddisfatta.

7.2.4 Approccio 1 – Combinazione 2 (SIS-GEO)

<u>Caratteristiche geotecniche terreno</u>	
Peso specifico efficace del terreno di ricoprimento	γ'_{ric} (kN/m ³) = 19
Peso specifico efficace del terreno di fondazione	γ' (kN/m ³) = 9
Coesione non drenata del terreno di fondazione	CUeq (kN/m ²) = 130.00
	Cueq,VER (kN/m ²) = 92.86

<u>Geometria della fondazione</u>	
Dimensione minore fondazione	B (m) = 4.30
Dimensione maggiore fondazione	L (m) = 24.00
Affondamento della fondazione	D (m) = 2.80
Inclinazione intradosso fondazione	α (°) = 0.00
Inclinazione piano campagna	β (°) = 0.00

<u>Carichi di verifica</u>	
Carico verticale agente sulla fondazione	N (kN) = 18499
Carico orizzontale agente sulla fondazione	H (kN) = 6752
Momento flettente in direzione B	MB (kNm) = 15713
Momento flettente in direzione L	ML (kNm) = 0
Eccentricità in direzione B	EB (m) = 0.85
Eccentricità in direzione L	EL (m) = 0.00

<u>Dati di calcolo</u>	
Dim. minore fondazione efficace equivalente	B' (m) = 2.60
Dim. maggiore fondazione efficace equivalente	L' (m) = 24.00
Azione laterale stabilizzante	q (kN/m ²) = 53.20

Coefficienti correttivi

Fattore correttivo dipendente dall'inclinazione del carico (Vesic, 1975)

$m = 1.90 = [2+(B'/L')] / [1+(B'/L')]$

$ic0 = 0.569$

Fattore correttivo dipendente dalla forma della fondazione

$sc0 = 1.021$

Fattore correttivo dipendente dalla profondità del piano di posa (Vesic, 1975)

$D/B' = 1.076$

$dc0 = 1.431$ per $D/B' \leq 1$
 quindi $dc0 = 1.329$
 $dc0 = 1.329$ per $D/B' > 1$

Fattori correttivi dipendenti dall'inclinazione del piano campagna

$gc0 = 1.000$ $gq0 = 1.000$

Fattore correttivo dipendente dall'inclinazione dell'intradosso fondazione

$bc = 1.000$

CAPACITA' PORTANTE LIMITE	Q lim = 422 kN/mq	=>	26345 kN
COEFFICIENTE DI SICUREZZA	$\gamma_R = 1.00$		
CAPACITA' PORTANTE DI PROGETTO	Q RD = 422 kN/mq	=>	26345 kN

VERIFICA SODDISFATTA!!

La verifica risulta soddisfatta.

7.3 VERIFICA A SCORRIMENTO

7.3.1 Approccio 1 – Combinazione 1 (SLU-STR)

VERIFICA A SCORRIMENTO			
CARICO ORIZZONTALE AGENTE	H (kN) =	5520	kN
AZIONE DI TAGLIO LIMITE	T lim =	10428	kN
COEFFICIENTE DI SICUREZZA	γ_R =	1.00	
TAGLIO RESISTENTE DI PROGETTO	T RD =	10428	kN
			VERIFICA SODDISFATTA!!

La verifica risulta soddisfatta.

7.3.2 Approccio 1 – Combinazione 1 (SIS-STR)

VERIFICA A SCORRIMENTO			
CARICO ORIZZONTALE AGENTE	H (kN) =	5291	kN
AZIONE DI TAGLIO LIMITE	T lim =	9622	kN
COEFFICIENTE DI SICUREZZA	γ_R =	1.00	
TAGLIO RESISTENTE DI PROGETTO	T RD =	9622	kN
			VERIFICA SODDISFATTA!!

La verifica risulta soddisfatta.

7.3.3 Approccio 1 – Combinazione 2 (SLU-GEO)

VERIFICA A SCORRIMENTO			
CARICO ORIZZONTALE AGENTE	H (kN) =	6534	kN
AZIONE DI TAGLIO LIMITE	T lim =	5831	kN
COEFFICIENTE DI SICUREZZA	γ_R =	1.00	
TAGLIO RESISTENTE DI PROGETTO	T RD =	5831	kN
			VERIFICA NON SODDISFATTA

La verifica non risulta soddisfatta.

Come previsto nel D.M. 17/01/2078, tenuto conto del forte affondamento della fondazione rispetto al piano campagna, ed alla conseguente effettiva permanenza del corrispondente contributo resistente, si considera nella verifica un'aliquota pari al 50% della resistenza passiva del terreno antistante il muro.

VERIFICA A SCORRIMENTO			
CARICO ORIZZONTALE AGENTE	H (kN) =	6534	kN
SPINTA PASSIVA TERRENO ANTISTANTE			
Peso specifico efficace el terreno antistante	γ'_{ric} =	19	kN/m ³
Angolo di attrito del terreno antistante	ϕ' =	35	°
	ϕ'_{VER} =	29.26	°
Coefficiente di spinta passiva	K_p =	2.91	
Altezza di spinta (affondamento fondazione)	H =	2.80	m
Spinta passiva totale	S_p =	5205	kN
Aliquota spinta passiva assunta	A =	50%	%
Coefficiente parziale per le azioni (A2-GEO)	$\gamma_{E,G1}$ =	1.00	
Spinta passiva considerata nella verifica	$S_{p,VER}$ =	2602	kN
AZIONE ORIZZONTALE DI VERIFICA	H_{VER} (kN) =	3932	kN
AZIONE DI TAGLIO LIMITE	T lim =	5831	kN
COEFFICIENTE DI SICUREZZA	γ_R =	1.00	
TAGLIO RESISTENTE DI PROGETTO	T RD =	5831	kN
			VERIFICA SODDISFATTA!!

La verifica risulta soddisfatta.

Alternativamente, considerando la presenza dei pali tipo FRANKI e quindi un valore di coesione non drenata equivalente $CU_{EQ} = 209 \text{ kN/m}^2$, ma trascurando l'effetto della resistenza passiva del terreno antistante il muro, si otterrebbe:

VERIFICA A SCORRIMENTO			
CARICO ORIZZONTALE AGENTE	H (kN) =	6534	kN
AZIONE DI TAGLIO LIMITE	T lim =	9375	kN
COEFFICIENTE DI SICUREZZA	γ_R =	1.00	
TAGLIO RESISTENTE DI PROGETTO	T RD =	9375	kN
			VERIFICA SODDISFATTA!!

Anche sotto queste ipotesi la verifica risulta soddisfatta.

7.3.4 Approccio 1 – Combinazione 2 (SIS-GEO)

VERIFICA A SCORRIMENTO			
CARICO ORIZZONTALE AGENTE	H (kN) =	6752	kN
AZIONE DI TAGLIO LIMITE	T lim =	5797	kN
COEFFICIENTE DI SICUREZZA	γ_R =	1.00	
TAGLIO RESISTENTE DI PROGETTO	T RD =	5797	kN
			VERIFICA NON SODDISFATTA

La verifica non risulta soddisfatta. Come previsto nel D.M. 17/01/2018, tenuto conto del forte affondamento della fondazione rispetto al piano campagna, ed alla conseguente effettiva permanenza del corrispondente contributo resistente, si considera nella verifica un'aliquota pari al 50% della resistenza passiva del terreno antistante il muro.

VERIFICA A SCORRIMENTO			
CARICO ORIZZONTALE AGENTE	H (kN) =	6752	kN
SPINTA PASSIVA TERRENO ANTISTANTE			
Peso specifico efficace el terreno antistante	γ'_{ric} =	19	kN/m ³
Angolo di attrito del terreno antistante	ϕ' =	35	°
	ϕ'_{VER} =	29.26	°
Coefficiente di spinta passiva	K_p =	2.91	
Altezza di spinta (affondamento fondazione)	H =	2.80	m
Spinta passiva totale	S_p =	5205	kN
Aliquota spinta passiva assunta	A =	0.50	
Coefficiente parziale per le azioni (A2-GEO)	$\gamma_{E,G1}$ =	1.00	
Spinta passiva considerata nella verifica	$S_{p,VER}$ =	2602	kN
AZIONE ORIZZONTALE DI VERIFICA	H_{VER} (kN) =	4150	kN
AZIONE DI TAGLIO LIMITE	T lim =	5797	kN
COEFFICIENTE DI SICUREZZA	γ_R =	1.00	
TAGLIO RESISTENTE DI PROGETTO	T RD =	5797	kN
			VERIFICA SODDISFATTA!!

La verifica risulta soddisfatta.

Alternativamente, considerando la presenza dei pali tipo FRANKI e quindi un valore di coesione non drenata equivalente $CU_{EQ} = 209 \text{ kN/m}^2$, ma trascurando l'effetto della resistenza passiva del terreno antistante il muro, si otterrebbe:

VERIFICA A SCORRIMENTO			
CARICO ORIZZONTALE AGENTE	H (kN) =	6752	kN
AZIONE DI TAGLIO LIMITE	T lim =	9320	kN
COEFFICIENTE DI SICUREZZA	γ_R =	1.00	
TAGLIO RESISTENTE DI PROGETTO	T RD =	9320	kN
			VERIFICA SODDISFATTA!!

Anche sotto queste ipotesi la verifica risulta soddisfatta.