

AUTOSTRADA (A14) : BOLOGNA-BARI-TARANTO

TRATTO: BOLOGNA BORGO PANIGALE - BOLOGNA SAN LAZZARO

POTENZIAMENTO IN SEDE DEL SISTEMA
AUTOSTRADALE E TANGENZIALE DI BOLOGNA

"PASSANTE DI BOLOGNA"

PROGETTO DEFINITIVO

TANGENZIALE NORD E SUD

OPERE D'ARTE MAGGIORI

95T - SOTTOVIA VIA FERRARESE 14+708

RELAZIONE DI CALCOLO
FONDAZIONI

IL PROGETTISTA SPECIALISTICO

Ing. Marco Pietro D'Angelantonio
Ord. Ingg. Milano N.20155

**RESPONSABILE GEOTECNICA
ALL'APERTO**

**IL RESPONSABILE INTEGRAZIONE
PRESTAZIONI SPECIALISTICHE**

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

IL DIRETTORE TECNICO

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

PROGETTAZIONE NUOVE OPERE AUTOSTRADALI

CODICE IDENTIFICATIVO

RIFERIMENTO PROGETTO			RIFERIMENTO DIRETTORIO				RIFERIMENTO ELABORATO				ORDINATORE
Codice Commessa	Lotto, Sub-Prog. Cod. Appalto	Fase	Capitolo	Paragrafo	W B S	Parte d'opera	Tip.	Disciplina	Progressivo	Rev.	
111465	0000	PD	A2	O11	ST095	FND00	R	A P E	0843	-2	--
											SCALA
											-

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

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

Sommario

1	INTRODUZIONE	3
1.1	DESCRIZIONE DEI SISTEMI FONDAZIONALI	3
1.2	NORMATIVA DI RIFERIMENTO	4
1.3	CARATTERISTICHE DEI MATERIALI	5
1.3.1	Strutture di nuova realizzazione	5
1.4	SOFTWARE DI CALCOLO	6
1.5	CONVENZIONI GENERALI	6
1.5.1	Unità di misura	6
1.5.2	Convenzioni di segno	6
2	CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA	7
3	CRITERI DI VERIFICA E CALCOLO	9
3.1	PREMESSA	9
3.2	FONDAZIONI SUPERFICIALI	9
3.2.1	Verifiche agli stati limite ultimi (SLU)	9
3.2.2	Stima della capacità portante	10
3.2.3	Verifica a scorrimento	13
3.3	FONDAZIONI SU PALI	14
3.3.1	Verifiche agli stati limite ultimi (SLU)	14
3.3.2	Resistenza di pali soggetti a carichi assiali	14
3.3.3	Comportamento di pali in gruppo soggetti a carichi trasversali	16
3.4	VALUTAZIONE DEL TIRO SUI TIRANTI PASSIVI	22
3.5	PORTATA LIMITE PER GLI ANCORAGGI DELLE SPALLE	24
4	FONDAZIONE SPALLA - AMPLIAMENTO 2 (NUOVA REALIZZAZIONE)	25
4.1	AZIONI DI CALCOLO	25
4.2	MODELLO DI CALCOLO	26
4.3	ANALISI GEOTECNICA	31
4.3.1	Sollecitazioni di calcolo	31
4.3.2	Verifica geotecnica	32
4.4	ANALISI STRUTTURALE	34
4.4.1	Sollecitazioni di calcolo	34
4.4.2	Verifica strutturale	35
5	ELEVAZIONE SPALLA – STRUTTURA ORIGINARIA (ESISTENTE)	39
5.1	CURVE CARATTERISTICHE TIRANTI – SPOSTAMENTI	39
5.1.1	Azioni agenti sui tiranti e in fondazione	41
5.1.2	Verifica dei micropali di ancoraggio passivo delle spalle	41
6	FONDAZIONE SPALLA – STRUTTURA ORIGINARIA (ESISTENTE)	43
6.1	VERIFICA DI CAPACITÀ PORTANTE	43
6.2	VERIFICA A SCORRIMENTO	44
7	ANALISI GEOTECNICA DEI MURI ANDATORI	45

Indice delle Tabelle e delle Figure

FIGURA 1-1. CONVENZIONI DI SEGNO - GROUP	6
FIGURA 2-1. INDAGINI GEOGNOSTICHE DI RIFERIMENTO	7
FIGURA 2-2. CARATTERIZZAZIONE STRATIGRAFICO - GEOTECNICA.....	7
FIGURA 2-3. PARAMETRI MEDI CARATTERISTICI DEI MATERIALI LIMO ARGILLOSO (A)	7
FIGURA 2-4. PARAMETRI MEDI CARATTERISTICI DEI MATERIALI LIMO ARGILLOSO (A')	7
FIGURA 2-5. PARAMETRI MEDI CARATTERISTICI DEI MATERIALI LIMO ARGILLOSO (A'')	8
FIGURA 3-1. COEFFICIENTI PARZIALI PER LE AZIONI O PER L'EFFETTO DELLE AZIONI (TAB.6.2.I DELLE NTC2018).....	10
FIGURA 3-2. COEFFICIENTI PARZIALI PER I PARAMETRI GEOTECNICI DEL TERRENO (TAB.6.2.II DELLE NTC2018)	10
FIGURA 3-3. COEFFICIENTI PARZIALI γ_R PER LE VERIFICHE AGLI STATI LIMITE ULTIMI DI MURI DI SOSTEGNO (TAB.6.5.I DELLE NTC2018)	10
FIGURA 3-4. FONDAZIONE EFFICACE EQUIVALENTE NEL CASO DI FONDAZIONE RETTANGOLARE	12
FIGURA 3-5. COEFFICIENTI PARZIALI γ_R DA APPLICARE ALLE RESISTENZE CARATTERISTICHE A CARICO VERTICALE DEI PALI (TAB.6.4.II DELLE NTC2018)	14
FIGURA 3-6. FATTORI DI CORRELAZIONE Ξ PER LA DETERMINAZIONE DELLA RESISTENZA CARATTERISTICA IN FUNZIONE DEL NUMERO DI VERTICALI INDAGATE (TAB.6.4.IV DELLE NTC2018).....	15
FIGURA 3-7. TERRENI GRANULARI – $T_{LIM} = F(N_{SPT})$ (WRIGHT-REESE – 1977)	16
FIGURA 3-8. ESEMPIO DI CURVE CARATTERISTICHE TIRANTI PASSIVI	23
TABELLA 4-1. SOLLECITAZIONI DI CALCOLO RISULTANTI NEL BARICENTRO DELLA PALIFICATA	25
FIGURA 4-1. MODELLO DI CALCOLO PALIFICATA: VISTA TRIDIMENSIONALE	26
FIGURA 4-2. MODELLO DI CALCOLO PALIFICATA: PIANO Y-Z	27
FIGURA 4-3. CARATTERISTICHE GEOMETRICHE E MECCANICHE SEZIONE TRASVERSALE PALI	27
FIGURA 4-4. PARAMETRI DEI PALI IN GROUP	28
FIGURA 4-5. DISPOSIZIONE DEI PALI IN GROUP	29
FIGURA 4-6. CARATTERISTICHE MECCANICHE TERRENO	30
FIGURA 4-7. MASSIMA SOLLECITAZIONE ASSIALE DI COMPRESSIONE (COMBINAZIONE 9)	31
FIGURA 4-8. MASSIMA SOLLECITAZIONE ASSIALE DI TRAZIONE (COMBINAZIONE 10).....	31
FIGURA 4-9. RIEPILOGO STRATIGRAFIA PER VERIFICA CARICO LIMITE	32
FIGURA 4-10. VERIFICA A CAPACITÀ PORTANTE DEI PALI	32
FIGURA 4-11. DETERMINAZIONE DELLA CAPACITÀ PORTANTE DEI PALI.....	33
FIGURA 4-12. MASSIME SOLLECITAZIONI FLESSIONALI (COMBINAZIONE 9)	34
FIGURA 4-13. MASSIME SOLLECITAZIONI DI TAGLIO (COMBINAZIONE 9)	34
FIGURA 4-14. VERIFICA TENSO-FLESSIONALE $_{SLV}$	35
FIGURA 4-15. METODO DI CLARKE E BIRIANDI - CALCOLO SEZIONE RETTANGOLARE EQUIVALENTE.....	36
FIGURA 4-16. VERIFICA A TAGLIO.....	37
FIGURA 5-1. CURVE CARATTERISTICHE TIRANTI PASSIVI-SPALLA.....	40

1 INTRODUZIONE

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

L'opera è denominata 95T e ubicata indicativamente alla progressiva 14+701.

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 e dei muri andatori sono così realizzate.

SPALLE:

AMPLIAMENTO 2

Fondazione indiretta
 Lunghezza pali: 32m
 Diametro del perforo: Ø1000mm

AMPLIAMENTO 1

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

ORIGINARIA

- Lato A. del S. (nomenclatura come da tavole as built)
 Fondazione indiretta
 Lunghezza pali (tipo FRANKI): 16 m
 Diametro del perforo: Ø420mm
- Lato Rimini
 Fondazione indiretta
 Lunghezza pali (tipo FRANKI): 16 m
 Diametro del perforo: Ø420mm

MURI D'ALA:

AMPLIAMENTO 2

Fondazione diretta

1.2 NORMATIVA DI RIFERIMENTO

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

In particolare, si fa riferimento alle seguenti norme:

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

1.3 CARATTERISTICHE DEI MATERIALI

1.3.1 Strutture di nuova realizzazione

Calcestruzzo per pali, micropali: C25/30

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

Micropali / ancoraggi passivi: carpenteria metallica

Acciaio in profili a sezione aperta laminati a caldo saldati:

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

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

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

Tipo EN 10025-2 S355 J0+N

Acciaio in profili a sezione cava:

Tipo EN 10210-1 S355 J0H+N

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

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

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

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

$$u_s = 0.3$$

1.4 SOFTWARE DI CALCOLO

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

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

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

1.5 CONVENZIONI GENERALI

1.5.1 Unità di misura

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

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

1.5.2 Convenzioni di segno

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

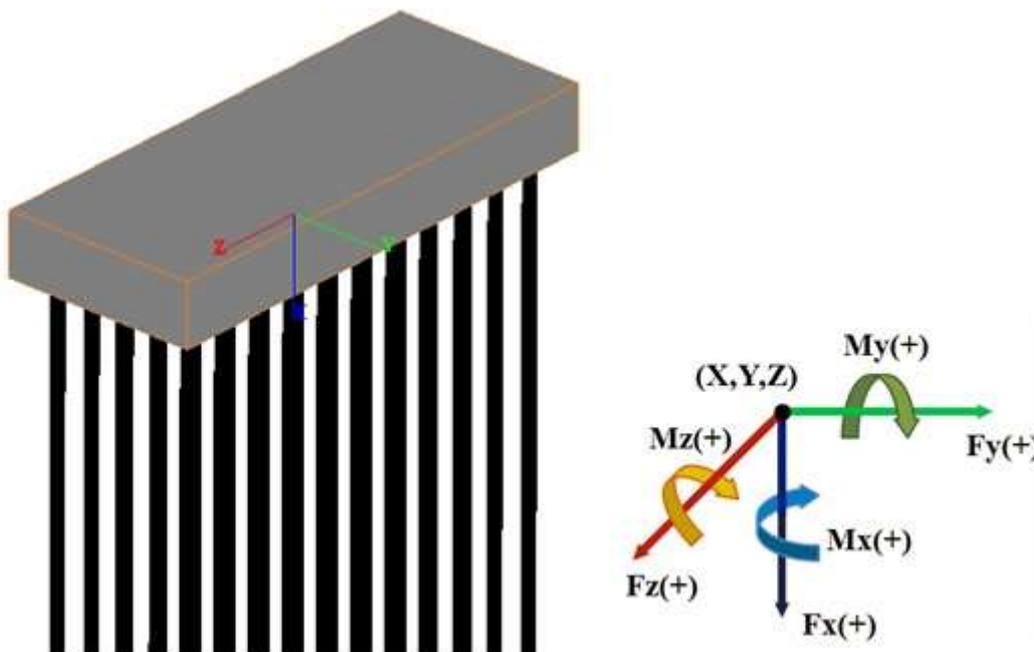


Figura 1-1. Convenzioni di segno - GROUP

2 CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA

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

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

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

sigla sond./pozz./prova	campagna di indagine	progressiva (km)	quota p.c. (m s.l.m.)	lunghezza (m)	strumentazione installata
CPT30	1984	14+630	35.80	15.00	-
CPT31	1984	14+715	37.40	15.00	-
CPT32	1984	14+680	36.80	20.00	-
CPT33	1984	14+620	36.00	20.00	-
S56	1984	14+720	37.80	48.00	-
PZ15	1999	14+730	38.00	3.50	-
PZ16	1999	14+730	43.00	3.50	-

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

Figura 2-1. Indagini geognostiche di riferimento

Quota p.c. (m s.l.m.)	Profondità (m da p.c.)	descrizione	sigla	Z _x (m da p.c.)	Parametri medi caratteristici
36.00	0.00 ÷ 3.00	Limo argilloso	A	?	Tabella IV
	3.00 ÷ 15.00	Limo argilloso	A'	?	Tabella V
	15.00 ÷ 35.00	Limo argilloso	A''	?	Tabella VI

Figura 2-2. Caratterizzazione stratigrafico - geotecnica

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

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

Descrizione	γ (KN/m ³)	c' (KPa)	ϕ (°)	E' (MPa)	σ'_{grs} (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

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

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

Figura 2-5. Parametri medi caratteristici dei materiali Limo Argilloso (A'')

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_Y	γ_Y	1,0	1,0

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

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

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

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

3.2.2 Stima della capacità portante

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

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

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

- Fattori di capacità portante:

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

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

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

- Fattori correttivi di forma:

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

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

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

- Fattori correttivi di profondità:

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

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

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

- Fattori correttivi di inclinazione del carico:

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

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

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

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

- Fattori correttivi di inclinazione fondazione:

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

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

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

- Fattori correttivi di inclinazione piano campagna:

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

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

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

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

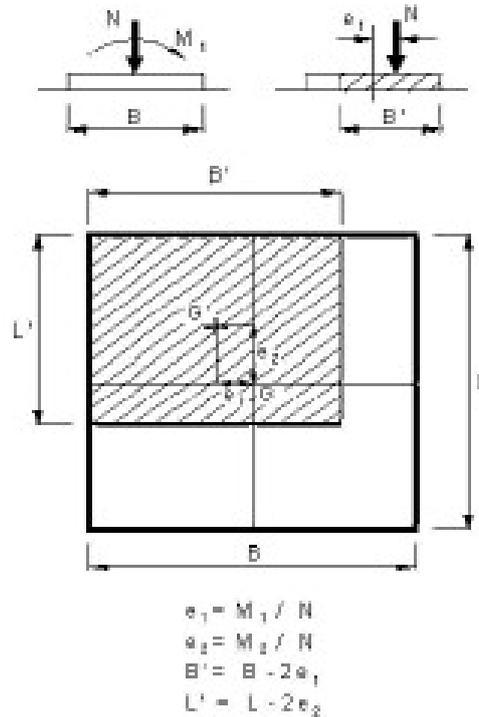


Figura 3-4. Fondazione efficace equivalente nel caso di fondazione rettangolare

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

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

e il carico limite è dato da:

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

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

- Fattori correttivi di forma:

Valgono le stesse formulazioni utilizzate per le condizioni drenate

- Fattori correttivi di profondità (Vesic, 1975):

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

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

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

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

3.2.3 Verifica a scorrimento

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

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

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

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:

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

con

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

compressione

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

trazione

dove:

$Q_{B,LIM}$ = portata limite di base;

$Q_{L,LIM}$ = portata limite laterale;

W = peso proprio del palo;

q_b = portata unitaria di base;

γ'_{cls} = peso di volume sommerso del calcestruzzo armato;

A_B = area di base;

D_i = diametro del concio i^{mo} di palo;

ΔH_i = altezza del concio i^{mo} di palo;

$\tau_{LIM,i}$ = attrito laterale unitario limite del concio i^{mo} di palo.

Portata di base

- Per terreni granulari:

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

- Per terreni coesivi:

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

dove:

C_u = coesione non drenata

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

Portata laterale

- Per terreni granulari si ha:

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

dove:

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

σ'_v = pressione geostatica verticale efficace

ϕ = angolo di attrito

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

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

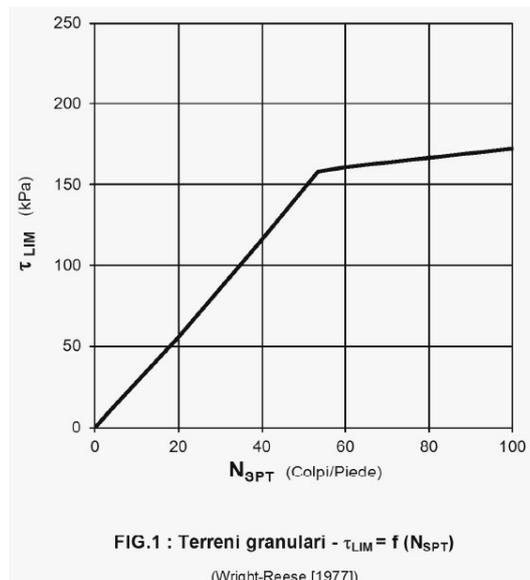


Figura 3-7. Terreni granulari – $\tau_{lim} = f(N_{SPT})$ (Wright-Reese – 1977)

- Per terreni coesivi si ha:

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

dove:

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

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

3.3.3 Comportamento di pali in gruppo soggetti a carichi trasversali

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

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

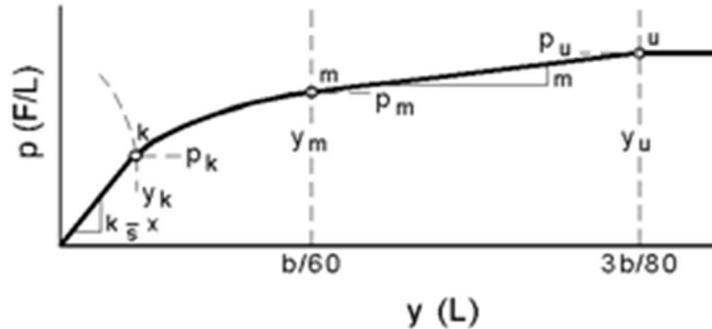
Le curve p-y che esprimono la resistenza del terreno in funzione della profondità e dello spostamento del palo, possono essere ricavate in relazione alla tipologia di terreni e alle proprietà meccaniche che li caratterizzano, in accordo alle procedure proposte da:

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

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

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

Modello per sabbie Cox e Reese (1975)



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

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

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

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

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

$$A_3 = 1 - A_2$$

dove:

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

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

3- calcolo di $p_{u3} = B_1 \cdot p$

4- definizione del tratto iniziale della curva p-y

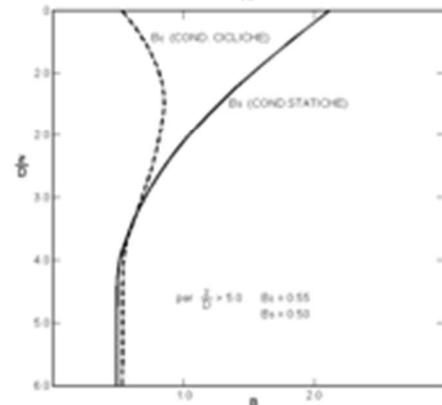
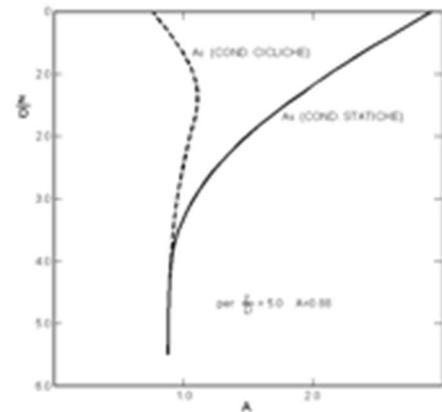
5- definizione del tratto parabolico della curva p-y

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

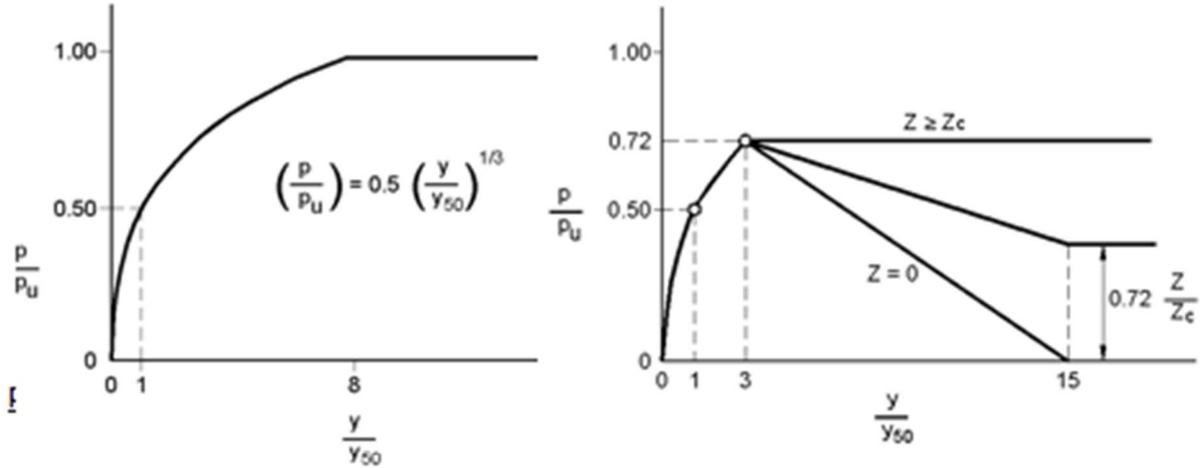
dove:

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

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



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



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

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

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

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

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

dove:

p_{u1} resistenza laterale unitaria ultima

σ^z pressione geostatica verticale efficace alla quota z

c_u coesione non drenata

z profondità da p.c.

D diametro del palo

δ inclinazione del piano campagna rispetto all'orizzontale

y spostamento orizzontale

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

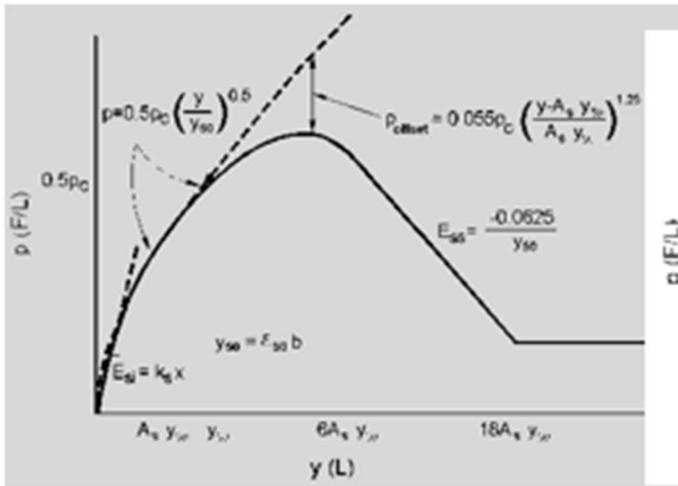
ϵ_{50} deformazione unitaria corrispondente ad una mobilitazione delle tensioni tangenziali pari al 50% della resistenza al taglio

per carichi ciclici

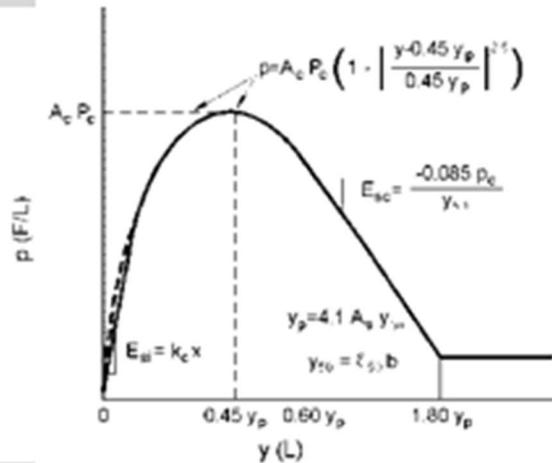
$$z_c = [6 c_u D] / [\gamma' D + 0.5 c_u] \alpha$$

γ' = peso di volume efficace

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



Carichi statici



Carichi ciclici

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

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

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

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

p_u resistenza laterale unitaria ultima

z profondità da p.c.

σ' pressione geostatica verticale efficace a
 la profondità z

c_u coesione non drenata

D diametro del palo

y spostamento orizzontale

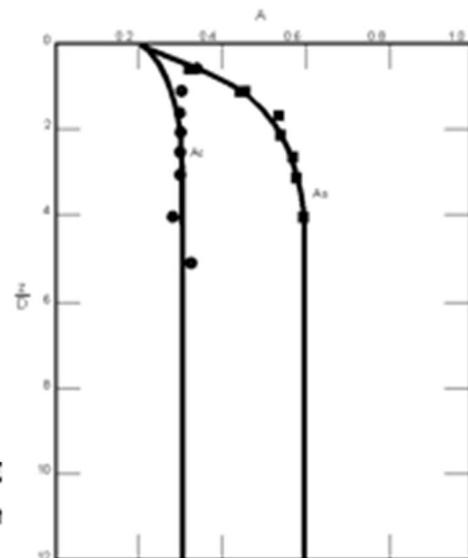
$y_{50} = 2.5 \epsilon_{50} D =$ spostamento orizzontale per $p=c$

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

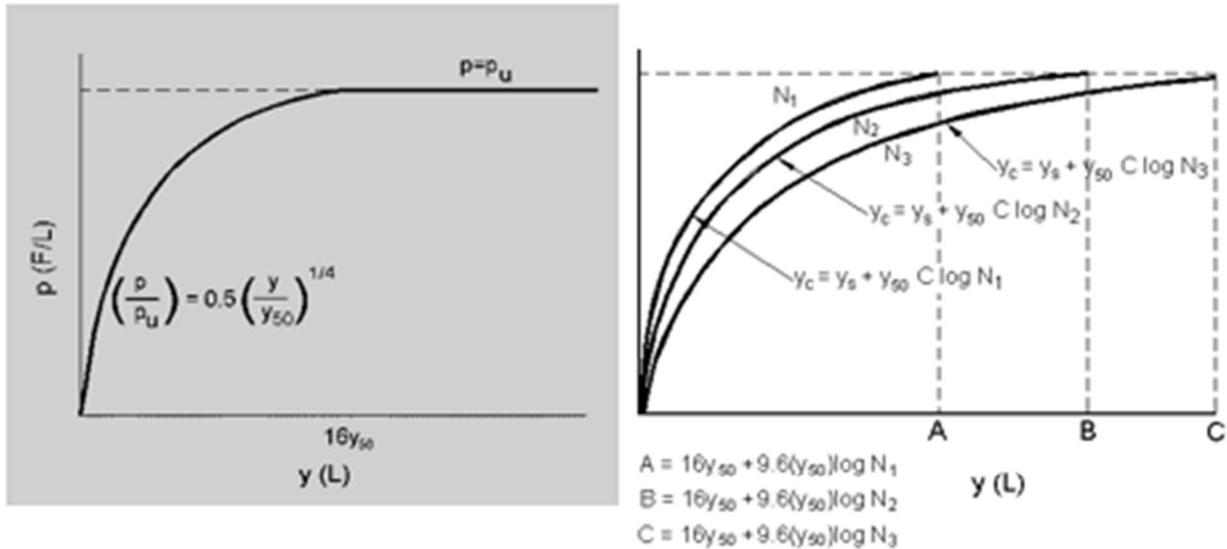
K_s pendenza del tratto iniziale della curva carichi statici

K_c pendenza del tratto iniziale della curva carichi ciclici

A_c parametro empirico



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



Carichi statici

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

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

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

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

dove:

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 sub-orizzontali con deviazione fino a 15° + 20°);

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

Il massimo tiro disponibile per ciascun tirante è pari a:

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

dove

R_{ad} è la resistenza di progetto

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

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

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

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

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

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

Si avrà infatti:

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

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

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

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

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

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

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

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

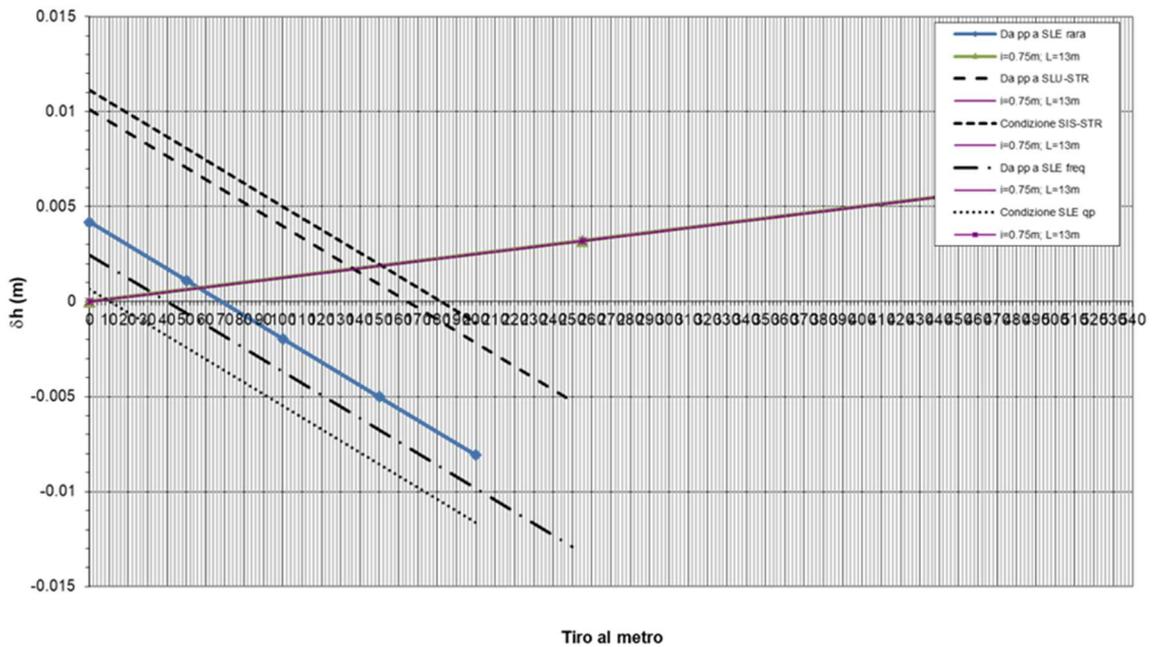


Figura 3-8. Esempio di curve caratteristiche tiranti passivi

3.5 PORTATA LIMITE PER GLI ANCORAGGI DELLE SPALLE

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

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

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

dove:

$D = \alpha \cdot \phi_{\text{perf}}$ diametro efficace ottenuto a seguito dell'iniezione (nel caso in esame è stato considerato un valore di 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 - AMPLIAMENTO 2 (NUOVA REALIZZAZIONE)

4.1 AZIONI DI CALCOLO

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

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

	DESCRIZIONE	COMBINAZIONE	Rx [kN]	Ry [kN]	Mz [kNm]
Massimizzazione compressione	no traffico	1	27837	10065	-12247
	traffico 1	2	30347	10065	-11997
	traffico 2a	3	29452	10302	-13805
	traffico 2a config 2	4	28150	10302	-13936
Massimizzazione trazione	no traffico	5	22775	10065	-11447
	traffico 1	6	25285	10065	-11196
	traffico 2a	7	24390	10302	-13005
	traffico 2a config 2	8	23088	10302	-13135
sisma	Traffico +	9	27119	19105	-47358
	Traffico -	10	19153	18307	-51179
Rara	no traffico	11	22772	7456	-2992
	traffico 1	12	24631	7456	-2806
	traffico 2a	13	23968	7631	-4146
	neve dominante	14	23003	7631	-4243
frequente	no traffico	15	22765	7113	-1499
	traffico 1	16	23961	7113	-1380
quasi permanente	no traffico	17	22765	6360	1786
	traffico 1	18	23136	6360	1823

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

4.2 MODELLO DI CALCOLO

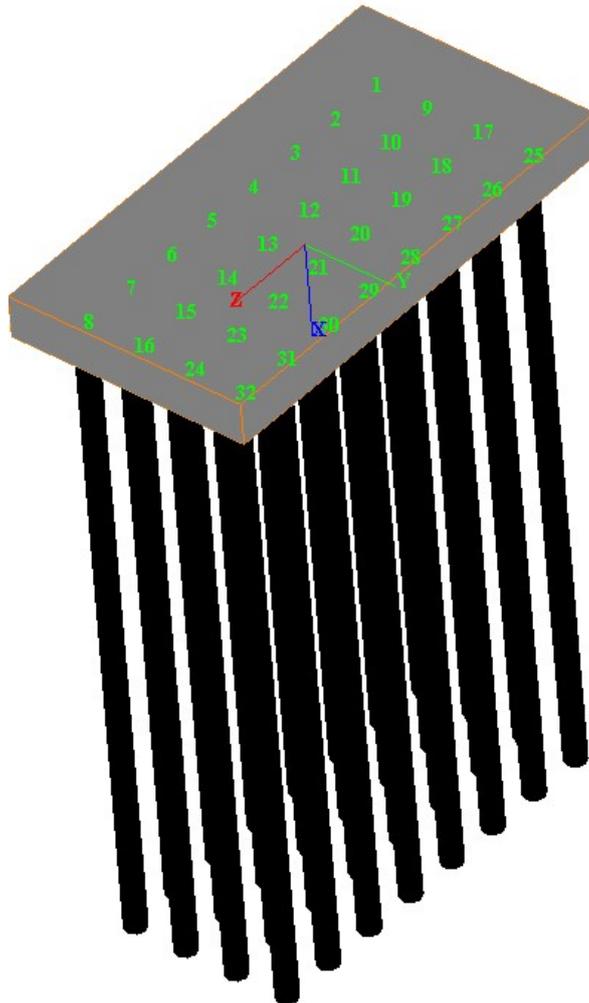


Figura 4-1. Modello di calcolo palificata: vista tridimensionale

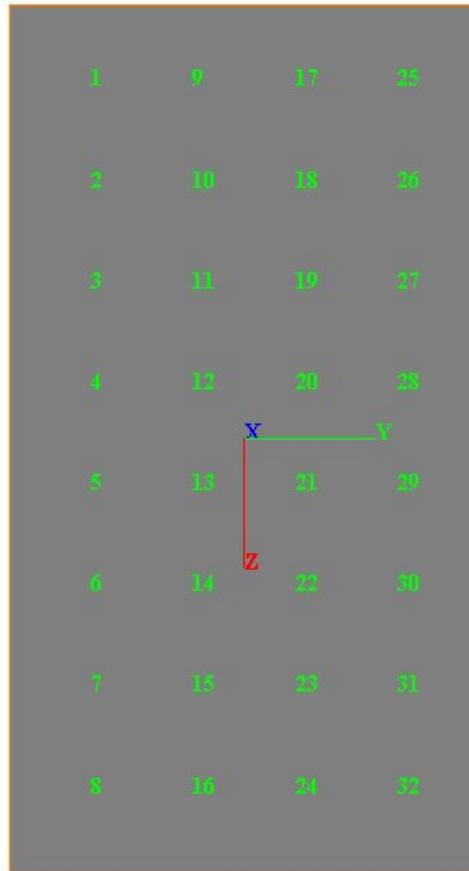


Figura 4-2. Modello di calcolo palificata: piano y-z

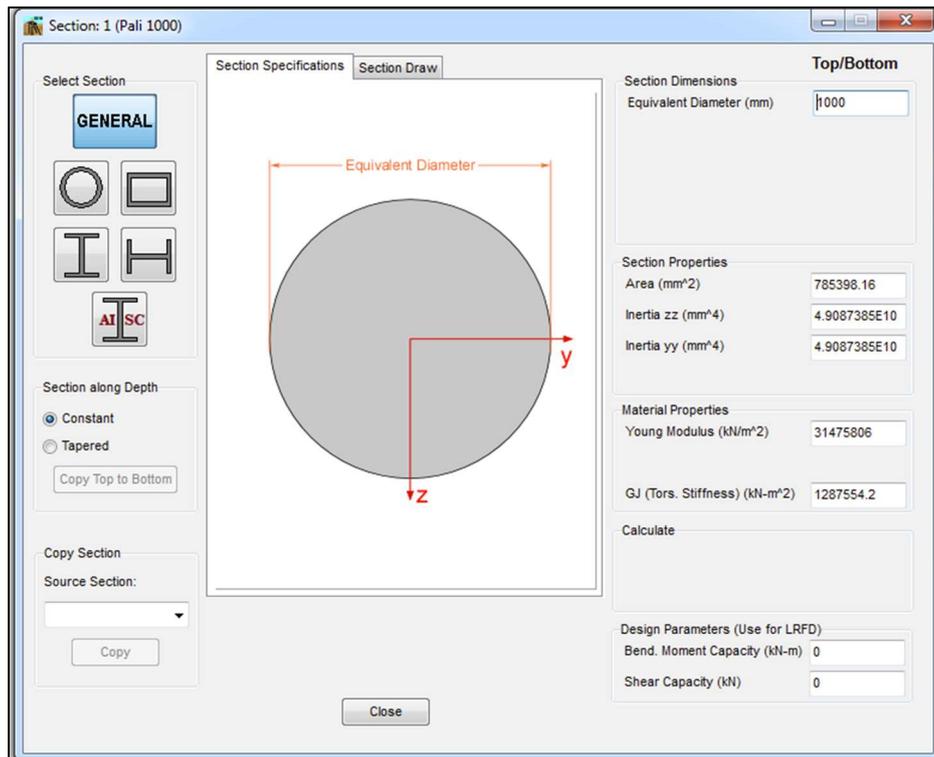


Figura 4-3. Caratteristiche geometriche e meccaniche sezione trasversale pali

Pile Properties

Prop. Type	Sections	Increments	Total Length (m)	Method of Installation
1	1: Pile Sections	100	32	Drilled Shafts (Bored Piles)

Add Row Insert Row Delete Row

Pile Sections 1

Section	Top (m)	Bottom (m)	Cross Section Index
1	0	32	1

Add Row Insert Row Delete Row

Pile Group 3D Layout

Pile #	Pile Head		Pile Prop. Type	Rotational Spring	
	Connection (z-z)	Connection (y-y)		[z-z] (kN-m/rad)	[y-y] (kN-m/rad)
1	Fixed	Fixed	1	0	0
2	Fixed	Fixed	1	0	0
3	Fixed	Fixed	1	0	0
4	Fixed	Fixed	1	0	0
5	Fixed	Fixed	1	0	0
6	Fixed	Fixed	1	0	0
7	Fixed	Fixed	1	0	0
8	Fixed	Fixed	1	0	0
9	Fixed	Fixed	1	0	0
10	Fixed	Fixed	1	0	0
11	Fixed	Fixed	1	0	0
12	Fixed	Fixed	1	0	0
13	Fixed	Fixed	1	0	0
14	Fixed	Fixed	1	0	0
15	Fixed	Fixed	1	0	0
16	Fixed	Fixed	1	0	0
17	Fixed	Fixed	1	0	0
18	Fixed	Fixed	1	0	0
19	Fixed	Fixed	1	0	0
20	Fixed	Fixed	1	0	0
21	Fixed	Fixed	1	0	0
22	Fixed	Fixed	1	0	0
23	Fixed	Fixed	1	0	0
24	Fixed	Fixed	1	0	0
25	Fixed	Fixed	1	0	0
26	Fixed	Fixed	1	0	0
27	Fixed	Fixed	1	0	0
28	Fixed	Fixed	1	0	0
29	Fixed	Fixed	1	0	0
30	Fixed	Fixed	1	0	0
31	Fixed	Fixed	1	0	0
32	Fixed	Fixed	1	0	0

Add Row Insert Row Delete Row

Figura 4-4. Parametri dei pali in GROUP

Pile #	Pile-Top Vertical X-Coordinates, (m)	Pile-Top Horizontal Y-Coordinates, (m)	Pile-Top Horizontal Z-Coordinates, (m)	Angle Alpha* (use 0 for vertical pile) (DEG)	Angle Beta** (use 90 for vertical pile) (DEG)	Angle Theta (section rotation) (DEG)	Vert. Dist. from Pile Top to Ground Line ***, (m)
1	0	-3.75	-8.75	0	90	0	0
2	0	-3.75	-6.25	0	90	0	0
3	0	-3.75	-3.75	0	90	0	0
4	0	-3.75	-1.25	0	90	0	0
5	0	-3.75	1.25	0	90	0	0
6	0	-3.75	3.75	0	90	0	0
7	0	-3.75	6.25	0	90	0	0
8	0	-3.75	8.75	0	90	0	0
9	0	-1.25	-8.75	0	90	0	0
10	0	-1.25	-6.25	0	90	0	0
11	0	-1.25	-3.75	0	90	0	0
12	0	-1.25	-1.25	0	90	0	0
13	0	-1.25	1.25	0	90	0	0
14	0	-1.25	3.75	0	90	0	0
15	0	-1.25	6.25	0	90	0	0
16	0	-1.25	8.75	0	90	0	0
17	0	1.25	-8.75	0	90	0	0
18	0	1.25	-6.25	0	90	0	0
19	0	1.25	-3.75	0	90	0	0
20	0	1.25	-1.25	0	90	0	0

Pile #	Pile-Top Vertical X-Coordinates, (m)	Pile-Top Horizontal Y-Coordinates, (m)	Pile-Top Horizontal Z-Coordinates, (m)	Angle Alpha* (use 0 for vertical pile) (DEG)	Angle Beta** (use 90 for vertical pile) (DEG)	Angle Theta (section rotation) (DEG)	Vert. Dist. from Pile Top to Ground Line ***, (m)
21	0	1.25	1.25	0	90	0	0
22	0	1.25	3.75	0	90	0	0
23	0	1.25	6.25	0	90	0	0
24	0	1.25	8.75	0	90	0	0
25	0	3.75	-8.75	0	90	0	0
26	0	3.75	-6.25	0	90	0	0
27	0	3.75	-3.75	0	90	0	0
28	0	3.75	-1.25	0	90	0	0
29	0	3.75	1.25	0	90	0	0
30	0	3.75	3.75	0	90	0	0
31	0	3.75	6.25	0	90	0	0
32	0	3.75	8.75	0	90	0	0

Add Row Insert Row Delete Row

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

Coordinates and reference angles

Distance from pile top to ground line

Figura 4-5. Disposizione dei pali in GROUP

Layer	Soil Type	Depth for Top of Soil Layer (m)	Depth for Bottom of Soil Layer (m)	Properties of Layer
1	Silt (cemented c-phi)	0	0.5	1: Cemented c-phi Soil
2	Silt (cemented c-phi)	0.5	12.5	2: Cemented c-phi Soil
3	Silt (cemented c-phi)	12.5	16.5	3: Cemented c-phi Soil
4	Silt (cemented c-phi)	16.5	35	4: Cemented c-phi Soil

Add Row Insert Row Delete Row

1=Top, 2=Bottom	Effective Unit Weight (kN/m ³)	Undrained Cohesion, c (kN/m ²)	Friction Angle (DEG.)	p-y Modulus, k (kN/m ³)	Strain Factor E50	Ultimate Unit Side Friction (kN/m ²)	Ultimate Unit Tip Resistance (kN/m ²)
1	8	50	26	20000	0.007	40	493
2	9	51.7	26	20000	0.007	31	518

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

1=Top, 2=Bottom	Effective Unit Weight (kN/m ³)	Undrained Cohesion, c (kN/m ²)	Friction Angle (DEG.)	p-y Modulus, k (kN/m ³)	Strain Factor E50	Ultimate Unit Side Friction (kN/m ²)	Ultimate Unit Tip Resistance (kN/m ²)
1	8	57.5	26	20000	0.007	35	570
2	9	69.5	26	20000	0.007	42	906

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

1=Top, 2=Bottom	Effective Unit Weight (kN/m ³)	Undrained Cohesion, c (kN/m ²)	Friction Angle (DEG.)	p-y Modulus, k (kN/m ³)	Strain Factor E50	Ultimate Unit Side Friction (kN/m ²)	Ultimate Unit Tip Resistance (kN/m ²)
1	8	67	26	20000	0.007	40	884
2	9	75	26	20000	0.007	45	1032

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

1=Top, 2=Bottom	Effective Unit Weight (kN/m ³)	Undrained Cohesion, c (kN/m ²)	Friction Angle (DEG.)	p-y Modulus, k (kN/m ³)	Strain Factor E50	Ultimate Unit Side Friction (kN/m ²)	Ultimate Unit Tip Resistance (kN/m ²)
1	8	75	26	20000	0.007	30	1032
2	9	117	26	20000	0.007	47	1809

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

Figura 4-6. Caratteristiche meccaniche terreno

4.3 ANALISI GEOTECNICA

4.3.1 Sollecitazioni di calcolo

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

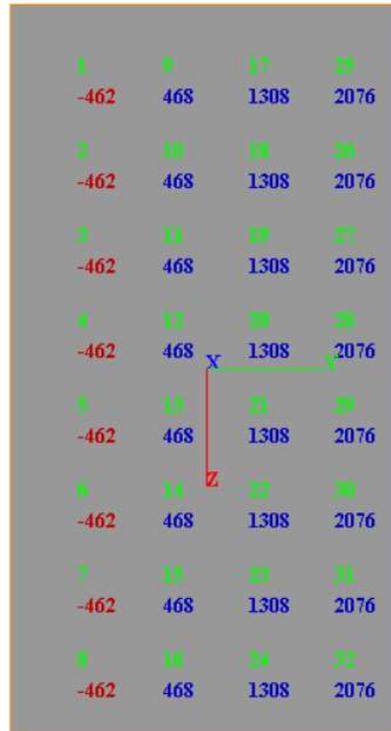


Figura 4-7. Massima sollecitazione assiale di compressione (Combinazione 9)

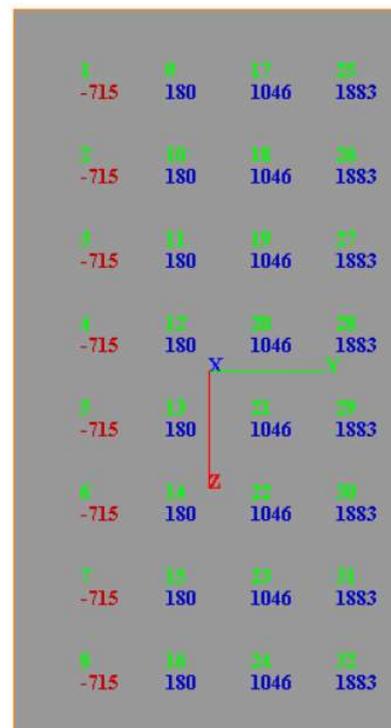


Figura 4-8. Massima sollecitazione assiale di trazione (Combinazione 10)

4.3.2 Verifica geotecnica

Stratigrafia Terreno					
Strato	Q _{INIZIALE} (m)	Q _{FINALE} (m)	Descrizione	sigla	N _{SPT}
A	0	0.5	Limo Argilloso	A	0
A'	0.5	12.5	Limo Argilloso	A'	0
A''	12.5	35	Limo Argilloso	A''	0

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

Figura 4-9. Riepilogo Stratigrafia per verifica carico limite

Verifica Carico Limite Pali/Micropali						
APPROCCIO 1	Pali			n° Indagini	ξ3	ξ4
Combinazione 1	Trivellati			1	1.7	1.7
A1 + M1 + R3	R3			2	1.65	1.55
Base	1.35			3	1.60	1.48
Laterale Compressioni	1.15			4	1.55	1.42
Totale	1.30			5	1.50	1.34
Laterale Trazione	1.25			7	1.45	1.28
				≥10	1.40	1.21
Caratteristiche Pali/ Micropali						
D Perforazione =	1.00	m		Numero di Verticali Indagate		
L Perforazione =	32.0	m		1		
L Bulbo =	32.0	m				
Caratteristiche Terreno						
γ =	19.0	kN/m ³	LIMO ARGILLOSO A, A', A''			
φ =	26.0	°				
γ =	20.0	kN/m ³	GHIAIA E SABBIA B			
φ =	38	°				
Azioni di Calcolo						
N _{Ed} Compressione =	2076	kN				
N _{Ed} Trazione =	715	kN				
Resistenza di Calcolo						
N _{Rd} Compressione =	2494	kN				
N _{Rd} Trazione =	1789	kN				
Esito della Verifica						
N _{Rd} > N _{Ed}						
N _{Rd}		N _{Ed}				
2494	>	2453				
1789	>	715				
La Verifica Risulta Soddisfatta						

Figura 4-10. Verifica a Capacità portante dei Pali

4.4 ANALISI STRUTTURALE

4.4.1 Sollecitazioni di calcolo

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

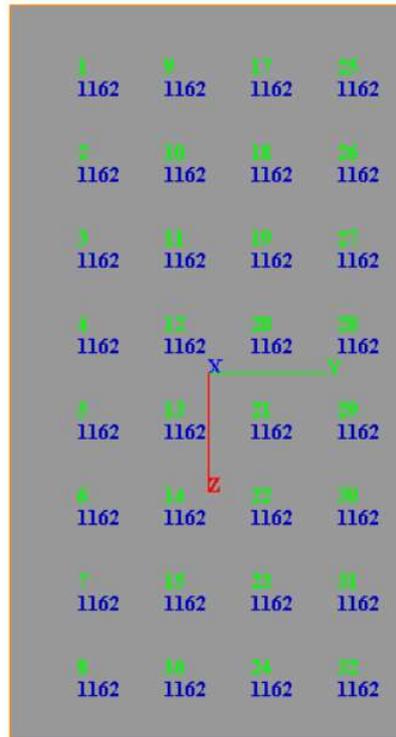


Figura 4-12. Massime sollecitazioni flessionali (Combinazione 9)

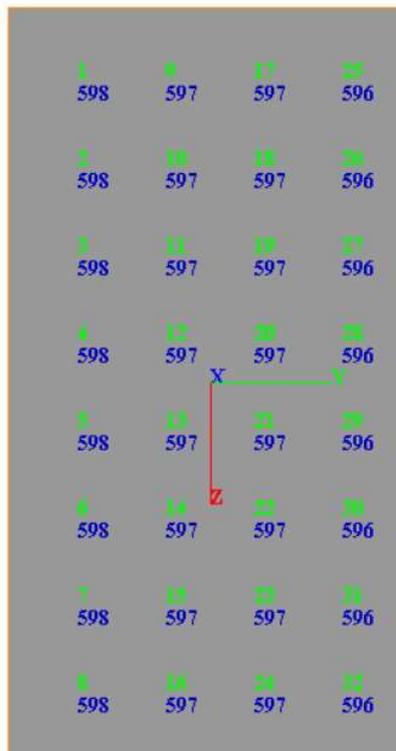


Figura 4-13. Massime sollecitazioni di taglio (Combinazione 9)

4.4.2 Verifica strutturale

- Verifica a flessione

I pali hanno un diametro pari a 100cm e sono armati con 22 barre $\Phi 24$.

A favore di sicurezza, si considera la massima azione assiale di trazione.

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

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

Titolo: **Verifica a tenso-flessione_95T**

Sezione circolare cava

- Raggio esterno: 50 [cm]
- Raggio interno: 0 [cm]
- N° barre uguali: 22
- Diametro barre: 2.4 [cm]
- Copriferro (baric.): 8.4 [cm]

N° barre: 0 Zoom

Tipologia Sezione

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

Sollecitazioni

S.L.U. Metodo n

N_{Ed}: -715 kN
 M_{xEd}: 0 kNm
 M_{yEd}: 0 kNm

P.to applicazione N

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

Tipologia rottura

Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

Materiali

B450C C25/30

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

Metodo di calcolo

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

Tipologia flessione

- Retta
- Deviata

Vertici: 52 N° rett.: 100

Calcola MRd Dominio M-N

L₀: 0 cm Col. modello

Precompresso

Calcoli

- M_{xRd}: 1 201 kNm
- σ_c : -14.17 N/mm²
- σ_s : 391.3 N/mm²
- ϵ_c : 3.5 ‰
- ϵ_s : 11.61 ‰
- d: 91.6 cm
- x: 21.22 x/d: 0.2317
- δ : 0.7296

Figura 4-14. Verifica Tenso-flessionale_SLV

- Verifica a taglio

L'armatura trasversale dei pali è: $\Phi 12/20\text{cm}$.

METODO DI CLARKE & BIRJANDI			
r	500	mm	raggio sezione circolare
c	84	mm	copriferro
$r_s = r - c$	416	mm	raggio sezione circolare confinata
$\text{sen } \alpha$	0.530	-	$\text{sen } \alpha = (2r_s) / (\pi r)$
α	0.558	rad	
A_{tot}	785398.2	mm ²	Area totale della sezione circolare
A	644568	mm ²	area della sezione rettangolare equivalente $A = r^2(\pi/2 + \alpha + \text{sen } \alpha \cos \alpha)$
PARAMETRI DELLA SEZIONE RETTANGOLARE EQUIVALENTE			
b	843	mm	larghezza equivalente $b = A/d$
h	932	mm	altezza equivalente $h = A_{\text{tot}}/b$
d	765	mm	altezza utile equivalente $d = r(1 + \text{sen } \alpha)$

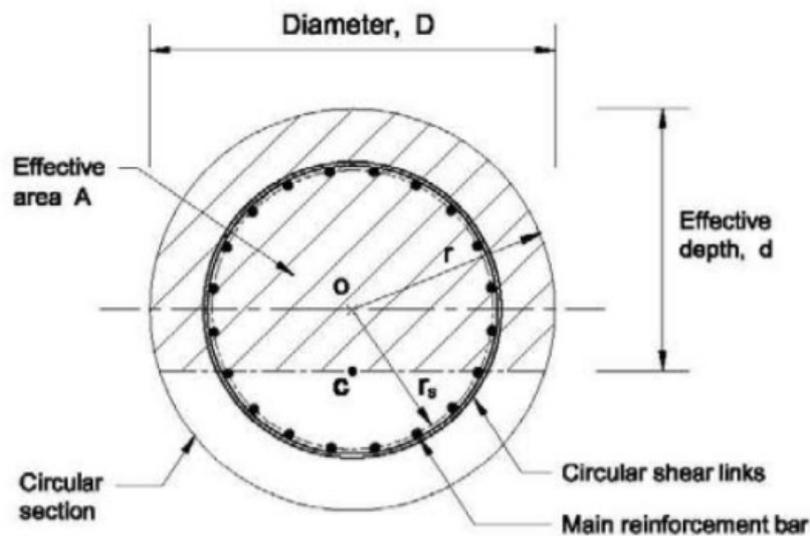


Figura 4-15. Metodo di Clarke e Birjandi - calcolo sezione rettangolare equivalente.

NTC 2018			
4.1.2.3.5.2 - Elementi con armature trasversali resistenti a taglio			
R_{ck} [MPa] =	30	f_{ck} [MPa] =	25
f_{cd} [MPa] =	14.17 (c.a. $\gamma_c=1.5$)		
f_{ctk} [MPa] =	1.80		
f_{ctd} [MPa] =	1.20 (c.a. $\gamma_c=1.5$)		
f_{ywd} [MPa] =	391.30 (B450C $\gamma_s=1.15$)		
<i>Verifica del conglomerato</i>			
H [mm] =	932	Altezza della sezione	
d [mm] =	765	Altezza utile della sezione	
b_w [mm] =	843	Larghezza della membratura resistente a taglio	
α_c =	1	1 per N=0	
α =	90	inclinazione armatura	1.57079633
θ =	21.8	inclinazione fessura	0.38048178
$\cotg\alpha$ =	6.1257E-17		
$\cotg\theta$ =	2.50	tra 1 e 2.5	
V_{Rcd} [kN] =	1416.87	Resistenza a compressione bielle $=0.9 b_w d \alpha_c f'_{cd} (\cotg\alpha + \cotg\theta) / (1 + \cotg\theta)$	
<i>Verifica dell'acciaio</i>			
A_{sw} [mmq] =	226.19	$\varnothing 12$ 2br	area staffe
s [mm] =	200		passo staffe
V_{Rsd} [kN] =	761.64	Resistenza armature = $0.9 d f_{ywd} A_{sw}/s (\cot\alpha + \cot\theta) \sin\alpha$	
V_{Rd} [kN] =	761.64	Min. tra V_{Rcd} e V_{Rsd}	
V_{Sdu} [kN] =	598.00	Sollecitazione di progetto SLU	
	Verificato		

Figura 4-16. Verifica a Taglio

La tabella seguente riassume i risultati delle verifiche sezionali condotte sui pali.

Pali di fondazione						
Caratteristiche meccaniche dei materiali						
Calcestruzzo	C25/30	$R_{ck} =$	30	N/mm ²	$f_{ck} =$	25 N/mm ²
$\gamma_c =$	1.5	$\alpha_{cc} =$	0.85		$f_{cd} =$	14.17 N/mm ²
		$E_c =$	31476	N/mm ²	$f_{ctm} =$	2.56 N/mm ²
Acciaio	B450C	$E_s =$	200000	N/mm ²	$f_{yk} =$	450 N/mm ²
$\gamma_s =$	1.15	$\varepsilon'_{se} =$	1.96		$f_{yd} =$	391.30 N/mm ²
Caratteristiche geometriche della sezione						
R =	500	mm		n.	\varnothing (mm)	A_s (mm ²)
c =	84	mm coprifer.		22	24	9953
						-
N_{Ed} positivo di compressione					Σ	9953 mm ²
M_{Ed} positivo se tende le fibre inferiori della sezione						
y distanza dell'armatura dal lembo superiore						
Verifiche agli Stati Limite Ultimi						
Flessione						
Combinazione	posizione rispetto testa palo	N_{Ed}	M_{Ed}	V_{Ed}	M_{Rd}	$\frac{M_{Ed}}{M_{Ed}}$
		[kN]	[kNm]	[kN]	[kNm]	M_{Ed}
ENV_SLU	0m	-715.00	1162.00	598.00	1201.00	1.03
Taglio						
$\phi_{staffe} =$	12	mm	$\alpha =$	90	° inclinazione staffa	
$n_b =$	2	n° braccia	$s =$	200	mm passo	
Combinazione	posizione rispetto testa palo	$V_{Rd,0}$	$V_{Rd,s}$	$V_{Rd,c}$	V_{Rd}	$\frac{V_{Ed}}{V_{Ed}}$
		[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	V_{Ed}
ENV_SLU	0m	347.73	761.64	1416.87	761.64	1.27
Verifiche agli Stati Limite Esercizio						
Comb. Rara		$\sigma_{c,max} =$	15.00	N/mm ²		
		$\sigma_{s,max} =$	360.00	N/mm ²		
Comb. Quasi Permanente		$\sigma_{c,max} =$	11.25	N/mm ²		
Combinazione	posizione rispetto testa palo	N_{Ed}	M_{Ed}	σ_c	σ_s	
		[kN]	[kNm]	[MPa]	[MPa]	
ENV_RARA	0m	419.00	490.00	6.73	145.40	
ENV_Q.P.	0m	537.00	418.00	5.71	105.60	
Verifiche agli Stati Limite Esercizio - Fessurazione						
La verifica dell'ampiezza di fessurazione è condotta senza calcolo diretto, secondo quanto specificato al cap. 4.1.2.2.4.5 delle NTC2018. Si fa riferimento a quanto prescritto nelle tabelle C.4.II e C.4.III della Circolare Esplicativa.						
Condizioni ambientali	Ordinarie		armatura	poco sensibile		
Comb. Frequente		$w_{lim} =$	0.4	mm		
		$\sigma_s =$	227	N/mm ²		
Combinazione	posizione rispetto testa palo	N_{Ed}	M_{Ed}	σ_c	σ_s	
		[kN]	[kNm]	[MPa]	[MPa]	
ENV_FREQ.	0m	467.00	462.00	6.34	129.60	
Comb. Quasi permanente		$w_{lim} =$	0.3	mm		
		$\sigma_s =$	204	N/mm ²		
Combinazione	posizione rispetto testa palo	N_{Ed}	M_{Ed}	σ_c	σ_s	
		[kN]	[kNm]	[MPa]	[MPa]	
ENV_Q.P.	0m	537.00	418.00	5.71	105.60	

5 ELEVAZIONE SPALLA – STRUTTURA ORIGINARIA (ESISTENTE)

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

5.1 CURVE CARATTERISTICHE TIRANTI – SPOSTAMENTI

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

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

Sollecitazioni Statica solo permanenti				N (kN)	H (kN)	M (kNm)	
N	=	703	KN/m	16951	5393	10420	
H	=	224	KN/m				
M	=	432	KN m/m	δv	δh	θ	$\delta h_{tot,sta,pp}$
B	=	24.10	m		6.54E-03	8.74E-04	1.03E-02

Sollecitazioni (al m) SLE freq				N (kN)	H (kN)	M (kNm)	
N	=	703	KN/m	16951	6269	14343	
H	=	260	KN/m				
M	=	595	KN m/m	δv	δh	θ	$\delta h_{tot,sta,pp+acc}$
B	=	24.1	m		7.61E-03	1.20E-03	1.27E-02

Sollecitazioni (al m) SLE qp				N (kN)	H (kN)	M (kNm)	
N	=	703	KN/m	16951	5626	11466	
H	=	233	KN/m				
M	=	476	KN m/m	δv	δh	θ	$\delta h_{tot,sys}$
B	=	24.1	m		6.83E-03	9.62E-04	1.09E-02

Sollecitazioni (al m) SLE rara				N (kN)	H (kN)	M (kNm)	
N	=	754	KN/m	18175	6809	17355	
H	=	283	KN/m				
M	=	720	KN m/m	δv	δh	θ	$\delta h_{tot,sta,pp+acc}$
B	=	24.1	m		8.26E-03	1.46E-03	1.44E-02

Da pp a SLE rara		N (kN)	H (kN)	M (kNm)	δh	θ	Δh_0	δh_{tot}	$\Delta \delta h_{tot,(sis-sta,pp+acc)}$	$\Delta \delta h_{tot,(sis-sta,pp)}$
Tiro/m	Tiro (kN)									
0	0	18175.50	6809.08	17355.42	8.26E-03	1.46E-03	6.19E-03	1.44E-02	0.00E+00	0.00419
50	1125	18175.50	5684.08	12574.17	6.90E-03	1.05E-03	4.48E-03	1.14E-02	-3.07E-03	0.00112
100	2250	18175.50	4559.08	7792.92	5.53E-03	6.54E-04	2.78E-03	8.31E-03	-6.14E-03	-0.00195
150	3375	18175.50	3434.08	3011.67	4.17E-03	2.53E-04	1.07E-03	5.24E-03	-9.21E-03	-0.00502
200	4500	18175.50	2309.08	-1769.58	2.80E-03	-1.48E-04	-6.31E-04	2.17E-03	-1.23E-02	-0.00809

Da pp a SLE freq		N (kN)	H (kN)	M (kNm)	δh	θ	Δh_0	δh_{tot}	$\Delta \delta h_{tot,(sis-sta,pp+acc)}$	$\Delta \delta h_{tot,(sis-sta,pp)}$
Tiro/m	Tiro (kN)									
0	0	16951.30	6269	14343.22	7.61E-03	1.20E-03	5.11E-03	1.27E-02	-1.73E-03	0.00246
50	1125	16951.30	5144	9561.97	6.24E-03	8.02E-04	3.41E-03	9.65E-03	-4.80E-03	-0.00061
100	2250	16951.30	4019	4780.72	4.88E-03	4.01E-04	1.70E-03	6.58E-03	-7.87E-03	-0.00368
150	3375	16951.30	2894	-0.53	3.51E-03	-4.43E-04	-1.88E-07	3.51E-03	-1.09E-02	-0.00675
200	4500	16951.30	1769	-4781.78	2.15E-03	-4.01E-04	-1.70E-03	4.42E-04	-1.40E-02	-0.00981
250	5625	16951.30	644	-9563.03	7.82E-04	-8.02E-04	-3.41E-03	-2.63E-03	-1.71E-02	-0.01288

Condizione SLE qp					δh	θ	Δh_{θ}	δh_{tot}	$\Delta \delta h_{tot,(sis-sta,pp+acc)}$	$\Delta \delta h_{tot,(sis-sta,pp)}$
Tiro/m	Tiro (kN)	N (kN)	H (kN)	M (kNm)						
0	0	16951.30	5626.42	11465.96	6.83E-03	9.62E-04	4.09E-03	1.09E-02	-3.53E-03	0.00066
50	1125	16951.30	4501.42	6684.71	5.46E-03	5.61E-04	2.38E-03	7.84E-03	-6.60E-03	-0.00241
100	2250	16951.30	3376.42	1903.46	4.10E-03	1.60E-04	6.78E-04	4.77E-03	-9.67E-03	-0.00548
150	3375	16951.30	2251.42	-2877.79	2.73E-03	-2.41E-04	-1.03E-03	1.71E-03	-1.27E-02	-0.00855
200	4500	16951.30	1126.42	-7659.04	1.37E-03	-6.42E-04	-2.73E-03	-1.36E-03	-1.58E-02	-0.01162

Sollecitazioni (al m) SLU STR				N (kN)	H (kN)	M (kNm)	
N	=	722	KN/m	17401	9192	25856	
H	=	381	KN/m				
M	=	1073	KN m/m				
B	=	24.1	m				
				δv	δh	θ	$\delta h_{tot,sta,pp+acc}$
					1.12E-02	2.17E-03	2.04E-02

Da pp a SLU-STR					δh	θ	Δh_{θ}	δh_{tot}	$\Delta \delta h_{tot,(sis-sta,pp+acc)}$	$\Delta \delta h_{tot,(sis-sta,pp)}$
Tiro/m	Tiro (kN)	N (kN)	H (kN)	M (kNm)						
0	0	17400.75	9192.264	25856.42	1.12E-02	2.17E-03	9.22E-03	2.04E-02	5.92E-03	0.01011
50	1125	17400.75	8067.264	21075.17	9.79E-03	1.77E-03	7.51E-03	1.73E-02	2.85E-03	0.00704
100	2250	17400.75	6942.264	16293.92	8.42E-03	1.37E-03	5.81E-03	1.42E-02	-2.17E-04	0.00397
150	3375	17400.75	5817.264	11512.67	7.06E-03	9.66E-04	4.10E-03	1.12E-02	-3.29E-03	0.00090
200	4500	17400.75	4692.264	6731.42	5.69E-03	5.65E-04	2.40E-03	8.09E-03	-6.36E-03	-0.00216
250	5625	17400.75	3567.264	1950.17	4.33E-03	1.64E-04	6.95E-04	5.02E-03	-9.42E-03	-0.00523

Sollecitazioni (al m) SIS STR				N (kN)	H (kN)	M (kNm)	
N	=	751	KN/m	18099	10146	32390	
H	=	421	KN/m				
M	=	1344	KN m/m				
B	=	24,1	m				
				δv	δh	θ	$\delta h_{tot,sis}$
					1,23E-02	2,72E-03	2,39E-02

Condizione SIS-STR					δh	θ	Δh_{θ}	δh_{tot}	$\Delta \delta h_{tot,(sis-sta,pp+acc)}$	$\Delta \delta h_{tot,(sis-sta,pp)}$
Tiro/m	Tiro (kN)	N (kN)	H (kN)	M (kNm)						
0	0	18099,10	10146,10	32390,40	1,23E-02	2,72E-03	1,15E-02	2,39E-02	2,44E-03	0,01360
50	1125	18099,10	9021,10	27609,15	1,09E-02	2,32E-03	9,84E-03	2,08E-02	-6,25E-04	0,01053
100	2250	18099,10	7896,10	22827,90	9,58E-03	1,91E-03	8,14E-03	1,77E-02	-3,69E-03	0,00746
150	3375	18099,10	6771,10	18046,65	8,21E-03	1,51E-03	6,43E-03	1,46E-02	-6,76E-03	0,00439
200	4500	18099,10	5646,10	13265,40	6,85E-03	1,11E-03	4,73E-03	1,16E-02	-9,83E-03	0,00132

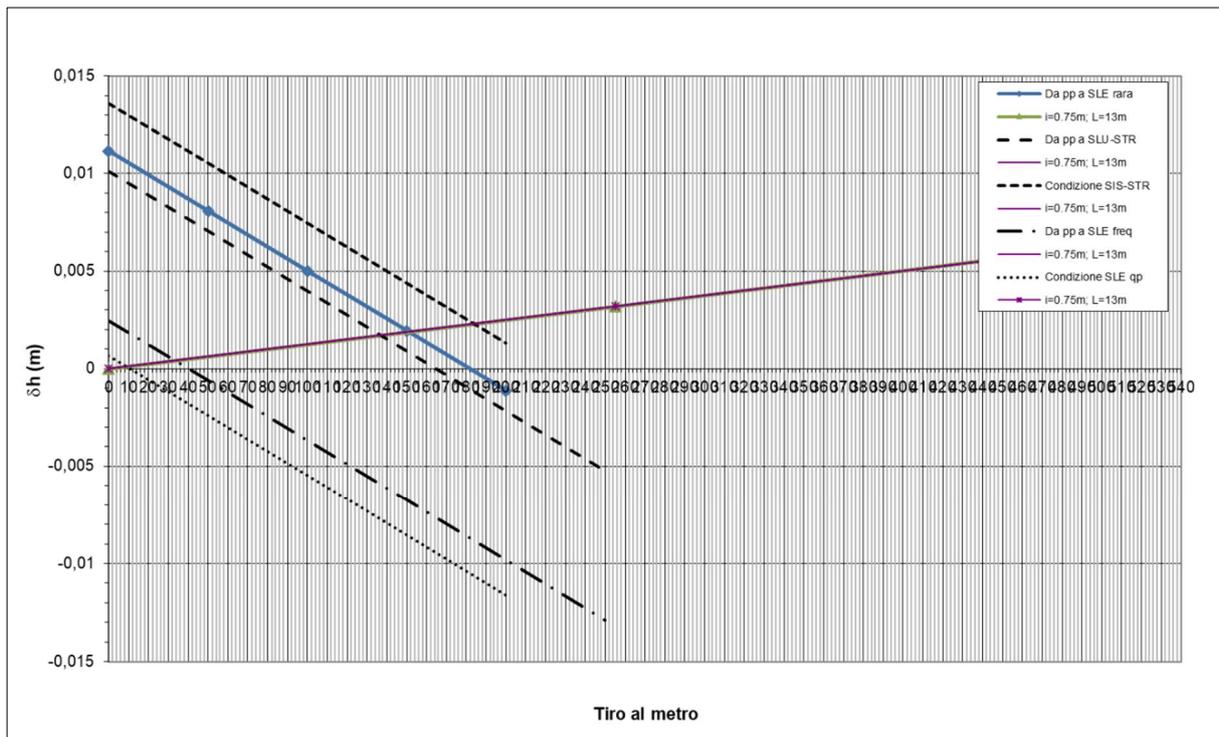


Figura 5-1. Curve caratteristiche tiranti passivi-spalla

5.1.1 Azioni agenti sui tiranti e in fondazione

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

Comb.	Tiro (kN/tirante)
SLE - RARA	57
SLE -FREQ.	33
SLE - Q-P	9
SLV	183
SLU	137

5.1.2 Verifica dei micropali di ancoraggio passivo delle spalle

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

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

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

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

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

avendo assunto:

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

α = 1.0;

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

L_A = lunghezza del bulbo di ancoraggio del tirante;

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

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

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

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

Capacità portante di un tirante (Bustamante e Doix)

$T_{eq,max}$	183	[tiro/m]	massima azione assiale al metro lineare su tirante equivalente (Comb.14)		
i	0,75	[m]	interasse tiranti		
α	20	[°]	inclinazione tiranti rispetto piano orizzontale		
T_{max}	146	[kN]	massima azione assiale su tirante		
d_{perf}	0,180	[m]	f_{yk}	355	[N/mm ²]
d_a	114,3	[mm]	γ_s	1,15	
s_a	10	[mm]			
A_a	3277	[mm ²]	T_{Rd_STR}	1011	[kN]
α_d	1,00		ξ_{a3}	1,80	
L_{fond}	13,00	[m]	$\gamma_{Ra,p}$	1,20	
τ_{lim}	100	kN/m ²			
T_{RcaI_GEO}	735	[kN]	T_{Rd}	340	[kN]
T_{RK_GEO}	408	[kN]	FS	2,33	(>1)
T_{Rd_GEO}	340	[kN]			

6 FONDAZIONI SPALLA – STRUTTURA ORIGINARIA (ESISTENTE)

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

6.1 VERIFICA DI CAPACITÀ PORTANTE

Azioni di calcolo	solo perm. (STR)	COMB. STR												Sismica - STR			
		no traffico	no traffico	Traffico 1 (a)	Traffico 1 (b)	Traffico 2a	Traffico 2a	Traffico 2a	Traffico 2a	no traffico	Traffico 1	Traffico 2a	Traffico 2a	Traffico +kv	Traffico +kv	Traffico -kv	Traffico -kv
		(a)	(b)	3	4	(a)	(b)	config 2 (a)	config 2 (b)	9	10	config 2	config 2	(max comp)	(max traz)	(max comp)	(max traz)
N_{Ed} [kN/m]	-	880	995	1039	1108	995	1064	945	1014	703	816	772	722	774	751	680	656
V_{Ed} [kN/m]	-	256	272	265	274	261	271	260	270	256	258	254	254	250	249	242	241
M_{Ed} [kNm/m]	-	-495	-412	-454	-403	-491	-444	-495	-448	-498	-489	-526	-529	-607	-614	-602	-610
Verifica di capacità portante in condizioni (DRENATE / NON DRENATE)		NON DRENATE															
Dimensioni geometriche fondazione		D	2,40	2,40	2,40	2,40	2,40	2,40	2,40	2,40	2,40	2,40	2,40	2,40	2,40	2,40	2,40
Parametri geotecnici terreno di fondazione		γ_w	10	10	10	10	10	10	10	10	10	10	10	10	10	10	10
Fattori di capacità portante		N_{s1}	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
Fattori di forma		s_{γ}	0,99	0,99	0,99	0,99	0,99	0,99	0,99	0,99	0,99	0,99	0,99	0,99	0,99	0,99	0,99
Fattori di profondità		d_{γ}	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00
Fattori di inclinazione del carico		m_{γ}	1,97	1,97	1,97	1,97	1,97	1,97	1,97	1,97	1,97	1,97	1,97	1,97	1,97	1,98	1,98
Fattori di inclinazione del piano di posa		b_{γ}	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00
Fattori di inclinazione del piano campagna		B_{γ}	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00
Calcolo della capacità portante della fondazione superficiale		q_{lim}	1353	1328	1331	1320	1340	1328	1346	1332	1382	1359	1376	1388	1400	1409	1428
Set di coefficienti parziali		γ_0	1,40	1,40	1,40	1,40	1,40	1,40	1,40	1,40	1,40	1,40	1,40	1,40	1,20	1,20	1,20
Fattore di sicurezza		FS	3,49	3,31	3,14	3,04	3,19	3,09	3,31	3,21	3,21	4,05	3,69	3,74	3,89	4,12	4,17
			>1	>1	>1	>1	>1	>1	>1	>1	>1	>1	>1	>1	>1	>1	>1

7 ANALISI GEOTECNICA DEI MURI ANDATORI

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

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

Cliente: | Potenziamento sistema autostradale e tangenziale di Bologna
 Commessa: | Lotto 1 - Sottovia via Ferrarese 14+701 (sottovia 95T)
 Argomento: | Allegato 1: Calcoli - Opere di sostegno
 Sezione analizzata: | Muro andatore LATO RIMINI NORD

VERIFICHE GEOTECNICHE E DI RESISTENZA STRUTTURALE

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

CARATTERISTICHE DEI MATERIALI

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

Fondazione/Dente di taglio

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

Paramento

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

CARATTERISTICHE GEOMETRICHE

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

B [m]	B1_medio [m] (lato valle)	B2_medio [m] (paramento)	B3 [m] (lato valle)	H_tot [m]	H1 [m]	H2 [m]
8.00	2.00	1.10	4.90	8.74	1.40	7.34

H _{zav} [m] (lato monte)	H _{zav} [m] (lato valle)	B4 [m] (lato monte)	porzione di terreno di rilevato ad andamento costante	Dente di taglio			NO
				H _{dente} [m]	B _{dente} [m]	H _{zav valle} [m]	X _{g_dente} [m]
7.34	5.50	0.00		0.00	0.00	0.00	0.00

H_sicurvia [m]	D [m] (capacità portante)	a [m] (capacità portante)	L [m] (capacità portante)	e _c [m] (capacità portante)	θ [°] (capacità portante)	w [°] (capacità portante)	Falda
1.00	3.56	0.00	3.10	0.00	90.00	0.00	SI

Azioni delle FOA - Barriera antifonica H = 6.5m + 2m - condizioni di bordo

Descrizione	N _k [kN/m]	H _k [kN/m]	M _k [kNm/m]
p.p. strut. + p.p. pannelli	12.63	0.00	4.90
Pressione dinamica veicolare	-1.60	-9.60	-44.50
Vento	-4.03	-24.33	-112.60

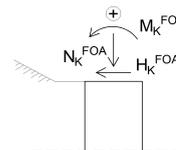


Figura 1 - Convenzione dei segni carichi FOA

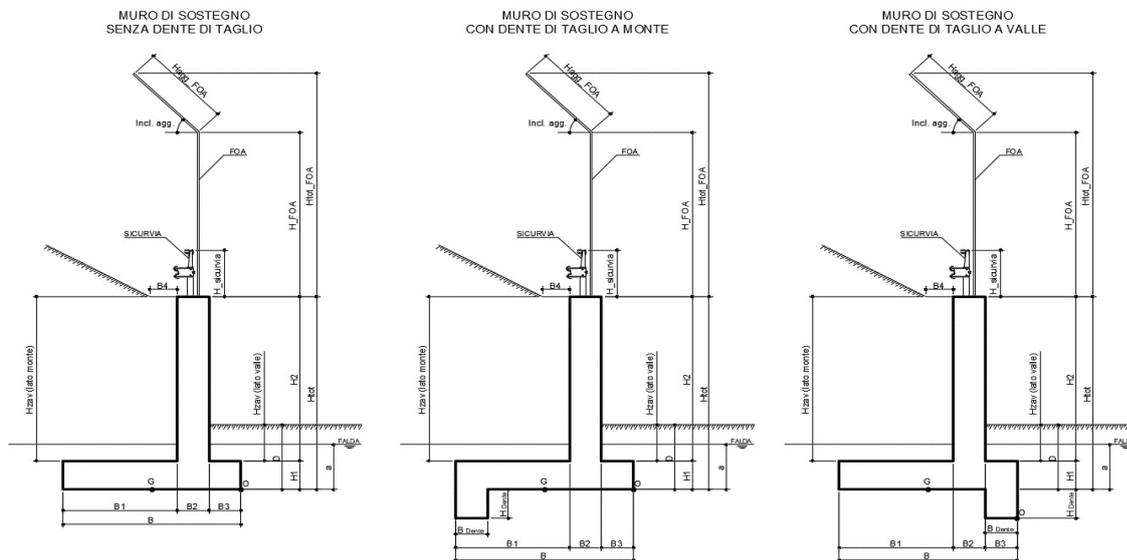


Figura 2 - Caratteristiche geotecniche del muro di sostegno per i diversi casi

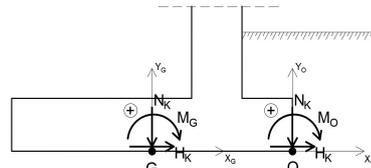


Figura 3 - Convenzione dei segni

ANALISI DEI CARICHI

(C1): Pesi propri - strutturali e non

Descrizione	γ [kN/m ³]	N_k [kN/m]	x_o [m]	y_o [m]	M_o [kNm/m]	x_G [m]	y_G [m]	M_G [kNm/m]
Fondazione c.a.	25	280.00	-4.00	0.70	-1120.00	0.00	0.70	0.00
Paramento c.a.	25	201.85	-5.45	5.07	-1100.08	-1.45	5.07	-292.68
FOA		12.63	-6.16	8.74	-82.68	-1.45	8.74	-23.22
Zavorra lato monte (costante)	20	293.60	-7.00	5.07	-2055.20	-3.00	5.07	-880.80
Zavorra lato monte (inclinato)	20	0.00	-7.33	8.74	0.00	-3.33	8.74	0.00
Zavorra lato valle	20	539.04	-2.45	4.15	-1320.66	1.55	4.15	835.52
Dente di fondazione	25	0.00	0.00	0.00	0.00	4.00	0.00	0.00
Siccurvia		0.00	-5.45	9.74	0.00	-1.45	9.74	0.00
Totale		1327			-5679			-361

(C2a): Spinta delle terre per verifiche geotecniche

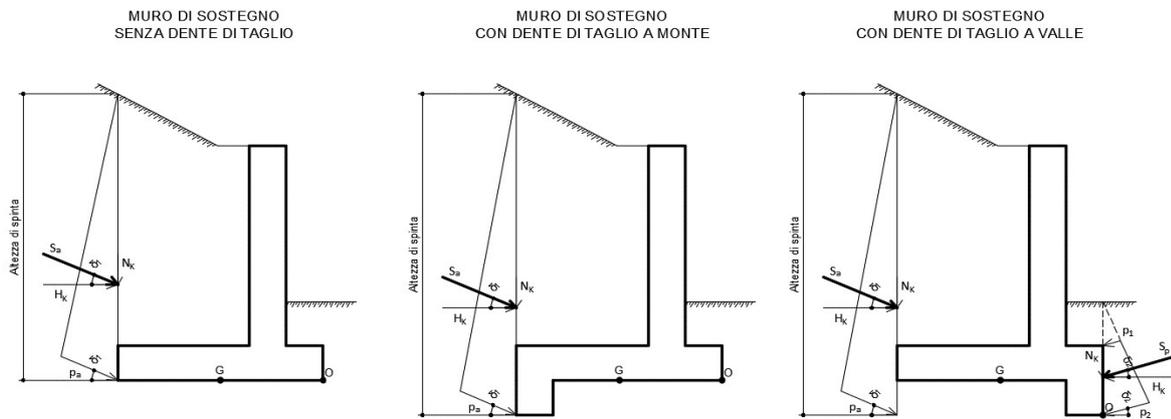


Figura 4 - Spinta attiva delle terre in condizioni statiche per i diversi casi

Ribaltamento

- Componente attiva

H_{SPINTA_ATT} [m]	8.74
-----------------------	------

Comb.	k_a	S_{ta} [kN/m]	N_k [kN/m]	H_k [kN/m]	x_o [m]	y_o [m]	M_o [kNm/m]
M1	0.244	186.70	73.95	171.43	-8.00	2.91	-92.15

- Componente passiva

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

Comb.	k_p	$p1$ [kN/mq]	$p2$ [kN/mq]	S_p [kN/m]	N_k [kN/m]	H_k [kN/m]	x_o [m]	y_o [m]	M_k [kNm/m]
M1	1.89	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00

- Totale (componente attiva + passiva)

Comb.	S_t [kN/m]	N_k [kN/m]	H_k [kN/m]	M_o [kNm/m]
M1	186.70	73.95	171.43	-92.15

Scorrimento

- Componente attiva

H_{SPINTA_ATT} [m]	8.74
-----------------------	------

Comb.	S_{ta} [kN/m]	N_k [kN/m]	H_k [kN/m]	x_G [m]	y_G [m]	M_G [kNm/m]
M1	186.70	73.95	171.43	-4.00	2.91	203.64

- Componente passiva

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

(valutata unicamente per le verifiche a scorrimento)

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

- Totale (componente attiva + passiva)

Comb.	S_t [kN/m]	N_k [kN/m]	H_k [kN/m]	M_G [kNm/m]
M1	186.70	73.95	171.43	203.64

Cliente: Potenziamento sistema autostradale e tangenziale di Bologna
 Commessa: Lotto 1 - Sottovia via Ferrarese 14+701 (sottovia 95T)
 Argomento: Allegato 1: Calcoli - Opere di sostegno
 Sezione analizzata: Muro andatore LATO RIMINI NORD

Capacità portante

- Componente attiva

H_{SPINTA_ATT} [m] 8.74

Comb.	S_{ta} [kN/m]	N_k [kN/m]	H_k [kN/m]	x_G [m]	y_G [m]	M_G [kNm/m]
M1	186.70	73.95	171.43	-4.00	2.91	203.64

- Componente passiva

H_{SPINTA_PASS} [m] 0.00

(valutata unicamente per le verifiche a scorrimento)

Comb.	k_0	$S1$ [kN/mq]	$S2$ [kN/mq]	S_p [kN/m]	N_k [kN/m]	H_k [kN/m]	x_G [m]	y_G [m]	M_k [kNm/m]
M1	1.89	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00

- Totale (componente attiva + passiva)

Comb.	S_t [kN/m]	N_k [kN/m]	H_k [kN/m]	M_O [kNm/m]
M1	186.70	73.95	171.43	203.64

(C2b): Spinta delle terre per verifiche strutturali

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

H_{SPINTA} [m] 8.74

Comb.	k_0	S_{t0} [kN/m]	N_k [kN/m]	H_k [kN/m]	x_G [m]	y_G [m]	M_G [kNm/m]
M1	0.426	325.73	0.00	325.73	-4.00	2.91	948.97

(C3): Sovraccarico accidentale

q [kN/m²] 20

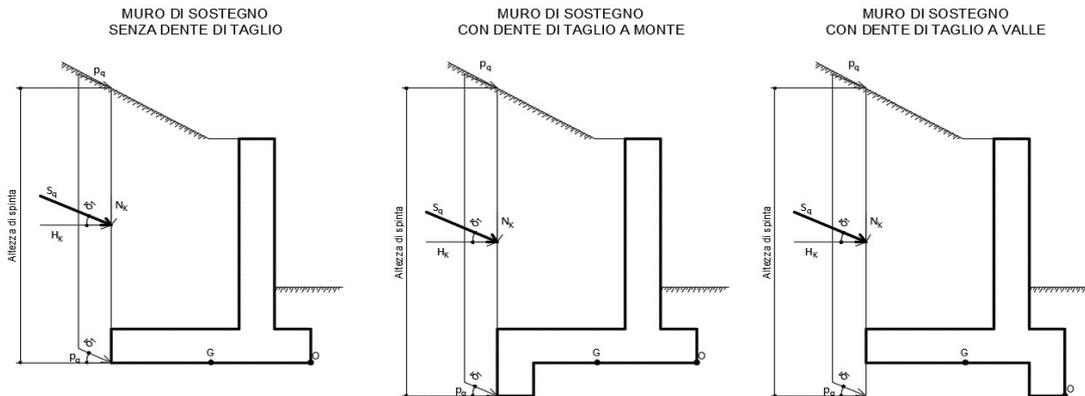


Figura 5 - Spinta dovuta al sovraccarico accidentale per i diversi casi

Componente verticale

N_k [kN/m]	x_G [m]	M_O [kNm/m]	x_G [m]	M_G [kNm/m]
40.00	-7.00	-280.00	-3.00	-120.00

Ribaltamento

- Componente orizzontale per verifiche geotecniche (a)

H_{SPINTA} [m] 8.74

Comb.	k_a	S_{qa} [kN/m]	N_k [kN/m]	H_k [kN/m]	x_O [m]	y_O [m]	M_O [kNm/m]
M1	0.244	42.72	16.92	39.23	-8.00	4.37	36.06

Scorrimento / Capacità portante

- Componente orizzontale per verifiche geotecniche (a)

H_{SPINTA} [m] 8.74

Comb.	S_{qa} [kN/m]	N_k [kN/m]	H_k [kN/m]	x_G [m]	y_G [m]	M_G [kNm/m]
M1	42.72	16.92	39.23	-4.00	4.37	103.74

Verifiche strutturali

Componente orizzontale per verifiche strutturali (b)

H_{SPINTA} [m] 8.74

Comb.	k_0	S_{q0} [kN/m]	N_k [kN/m]	H_k [kN/m]	x_G [m]	y_G [m]	M_G [kNm/m]
M1	0.426	74.54	0.00	74.54	-4.00	4.37	325.73

Cliente: | Potenziamento sistema autostradale e tangenziale di Bologna
 Commessa: | Lotto 1 - Sottovia via Ferrarese 14+701 (sottovia 95T)
 Argomento: | Allegato 1: Calcoli - Opere di sostegno
 Sezione analizzata: | Muro andatore LATO RIMINI NORD

Verifiche geotecniche e strutturali

Componente FOA - pressione dinamica traffico veicolare

N_k [kN/m]	H_k [kN/m]	x_0 [m]	y_0 [m]	M_0 [kNm/m]	x_G [m]	y_G [m]	M_G [kNm/m]
-1.60	9.60	-6.16	8.74	138.26	-1.45	8.74	130.72

(C4): Urto veicolo in svio

H_k [kN]	H_{URTO} [m]
0	1.00

(da piano stradale)

come da Linee Guida ASP1 come da NTC2018

n° montanti	$i_{mont.}$ [m]	L_{diff_muro} [m]	L_{concio} [m]	L_{diff} [m]	H_k [kN/m]	y_0 [m]	M_0 [kNm/m]
3.00	1.50	11.84	10.25	10.25	0.00	9.74	0.00

n° montanti	L_{diff_concio} [m]	L_{diff_parete} [m]	L_{concio} [m]	L_{diff} [m]	H_k [kN/m]	y_G [m]	M_G [kNm/m]
3.00	1.50	11.84	10.25	10.25	0.00	9.74	0.00

(C5): Azione del vento

H_{FOA} [m]	$H_{FOA_agg.}$ [m]	Incl. agg. [°]	Verso	H_{VENTO} [m]	p [kN/m ²]
6.50	2.00	45	da strada	7.91	2.35

N_k [kN/m]	H_k [kN/m]	x_G [m]	y_G [m]	M_G [kNm/m]	x_0 [m]	y_0 [m]	M_0 [kNm/m]
-4.03	24.33	-1.45	8.74	331.12	-6.16	8.74	350.11

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

k_h	0.133	k_v	0.066
-------	-------	-------	-------

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

Sisma diretto verso l'alto: - k_v

Descrizione	N_k [kN/m]	H_k [kN/m]	x_0 [m]	y_0 [m]	M_0 [kNm/m]	x_G [m]	y_G [m]	M_G [kNm/m]
Fondazione c.a.	-18.57	37.13	-4.00	0.70	100.25	0.00	0.70	25.99
Paramento c.a.	-13.38	26.77	-5.45	5.07	208.65	-1.45	5.07	155.11
FOA	-0.84	1.68	-6.16	8.74	19.80	-1.45	8.74	15.86
Zavorra lato monte (costante)	-19.47	38.93	-7.00	5.07	333.66	-3.00	5.07	255.79
Zavorra lato monte (inclinato)	0.00	0.00	-7.33	8.74	0.00	-3.33	8.74	0.00
Zavorra lato valle	-35.74	0.00	-2.45	4.15	87.57	1.55	4.15	-55.40
Dente di fondazione	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	4.00	0.00	0.00
Sicurvia	0.00	0.00	-5.45	9.74	0.00	-1.45	9.74	0.00
Totale	-88	105			750			397

Sisma diretto verso il basso: + k_v

Descrizione	N_k [kN/m]	H_k [kN/m]	x_0 [m]	y_0 [m]	M_0 [kNm/m]	x_G [m]	y_G [m]	M_G [kNm/m]
Fondazione c.a.	18.57	37.13	-4.00	0.70	-48.27	0.00	0.70	25.99
Paramento c.a.	13.38	26.77	-5.45	5.07	62.77	-1.45	5.07	116.30
FOA	0.84	1.68	-6.16	8.74	9.48	-1.45	8.74	13.43
Zavorra lato monte (costante)	19.47	38.93	-7.00	5.07	61.13	-3.00	5.07	138.99
Zavorra lato monte (inclinato)	0.00	0.00	-7.33	8.74	0.00	-3.33	8.74	0.00
Zavorra lato valle	35.74	0.00	-2.45	4.15	-87.57	1.55	4.15	55.40
Dente di fondazione	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	4.00	0.00	0.00
Sicurvia	0.00	0.00	-5.45	9.74	0.00	-1.45	9.74	0.00
Totale	88	105			-2			350

(CS2): Spinta (dinamica) delle terre

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

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

SPINTA DELLE TERRE IN CONDIZIONI STATICHE
REGIME DI SPINTA ATTIVA

SPINTA DINAMICA DELLE TERRE
REGIME DI SPINTA ATTIVA

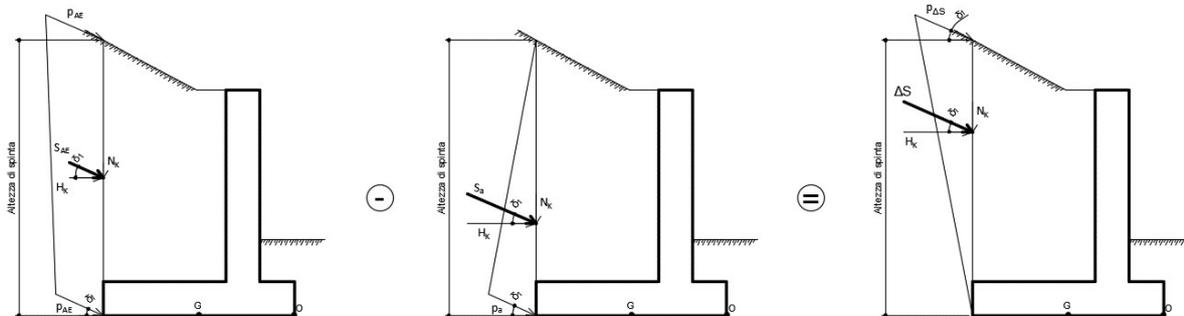


Figura 6 - Spinta attiva delle terre in condizioni dinamiche - Metodo pseudo-statico di Mononobe Okabe

Cliente: | Potenziamento sistema autostradale e tangenziale di Bologna
 Commessa: | Lotto 1 - Sottovia via Ferrarese 14+701 (sottovia 95T)
 Argomento: | Allegato 1: Calcoli - Opere di sostegno
 Sezione analizzata: | Muro andatore LATO RIMINI NORD

Ribaltamento

Sisma diretto verso l'alto: - kv

Comb.	k_{a_sism}	S_a [kN/m]	k_{AE}	S_{AE} [kN/m]	ΔS [kN/m]
M1	0.24	186.70	0.403	277.38	90.68
Comb.	N_k [kN/m]	H_k [kN/m]	x_o [m]	y_o [m]	M_o [kNm/m]
M1	35.92	83.26	-8.00	4.37	76.53

Sisma diretto verso il basso: + kv

Comb.	k_{a_sism}	S_a [kN/m]	k_{AE}	S_{AE} [kN/m]	ΔS [kN/m]
M1	0.24	186.70	0.368	308.90	122.21
Comb.	N_k [kN/m]	H_k [kN/m]	x_o [m]	y_o [m]	M_o [kNm/m]
M1	48.40	112.21	-8.00	4.37	103.14

Scorrimento

Sisma diretto verso l'alto: - kv

Comb.	k_{a_sism}	S_a [kN/m]	k_{AE}	S_{AE} [kN/m]	ΔS [kN/m]
M1	0.24	186.70	0.337	240.10	53.40
Comb.	N_k [kN/m]	H_k [kN/m]	x_G [m]	y_G [m]	M_G [kNm/m]
M1	21.15	49.03	-4.00	4.37	129.66

Sisma diretto verso il basso: + kv

Comb.	k_{a_sism}	S_a [kN/m]	k_{AE}	S_{AE} [kN/m]	ΔS [kN/m]
M1	0.24	186.70	0.323	263.44	76.74
Comb.	N_k [kN/m]	H_k [kN/m]	x_G [m]	y_G [m]	M_G [kNm/m]
M1	30.40	70.47	-4.00	4.37	186.35

Capacità portante

Sisma diretto verso l'alto: - kv

Comb.	k_{a_sism}	S_a [kN/m]	k_{AE}	S_{AE} [kN/m]	ΔS [kN/m]
M1	0.24	186.70	0.337	240.10	53.40
Comb.	N_k [kN/m]	H_k [kN/m]	x_G [m]	y_G [m]	M_G [kNm/m]
M1	21.15	49.03	-4.00	4.37	129.66

Sisma diretto verso il basso: + kv

Comb.	k_{a_sism}	S_a [kN/m]	k_{AE}	S_{AE} [kN/m]	ΔS [kN/m]
M1	0.24	186.70	0.323	263.44	76.74
Comb.	N_k [kN/m]	H_k [kN/m]	x_G [m]	y_G [m]	M_G [kNm/m]
M1	30.40	70.47	-4.00	4.37	186.35

Verifiche strutturali

Sisma diretto verso l'alto: - kv

Comb.	k_{a_sism}	S_a [kN/m]	k_{AE}	S_{AE} [kN/m]	ΔS [kN/m]
M1	0.24	186.70	0.337	240.10	53.40
Comb.	N_k [kN/m]	H_k [kN/m]	x_G [m]	y_G [m]	M_G [kNm/m]
M1	0.00	53.40	-4.00	4.37	233.34

Sisma diretto verso il basso: + kv

Comb.	k_{a_sism}	S_a [kN/m]	k_{AE}	S_{AE} [kN/m]	ΔS [kN/m]
M1	0.24	186.70	0.323	263.44	76.74
Comb.	N_k [kN/m]	H_k [kN/m]	x_G [m]	y_G [m]	M_G [kNm/m]
M1	0.00	76.74	-4.00	4.37	335.36

PARAMETRI GEOTECNICI DEL TERRENO

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

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

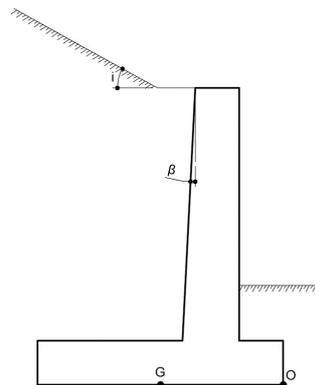


Figura 7 - Inclinazione del terreno e del paramento

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

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

Cliente: **Potenziamento sistema autostradale e tangenziale di Bologna**
 Commessa: **Lotto 1 - Sottovia via Ferrarese 14+701 (sottovia 95T)**
 Argomento: **Allegato 1: Calcoli - Opere di sostegno**
 Sezione analizzata: **Muro andatore LATO RIMINI NORD**

COEFFICIENTI SISMICI

Località: **Opera 95T**

Vita nominale: VN **50** anni

Classe d'uso: **IV**

CU **2**

Periodo di riferimento per azione sismica: VR **100** anni

Parametri sismici:	Stato limite	Pv _R [anni]	T _R [anni]	a _g [g]	T _C * [sec]	F ₀
	SLV	0.1	949	0.216	0.315	2.421

Categoria di sottosuolo: **D**

Categoria topografica: **T1**

Accelerazione massima attesa al sito	Stato limite	T _R [anni]	S _S	S _T	a _{max} [g]	a _g [m/s ²]
	SLV	949	1.62	1.00	0.349	3.423

Coefficiente di riduzione dell'accelerazione massima attesa al sito

	STR/GEO	RIB
β	0.38	0.57

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

Coefficiente sismico orizzontale	k_h	0.133	0.199
Coefficiente sismico verticale	k_v	0.066	0.099

Calcolo coefficiente sismico con teoria Mononobe-Okabe:

Sisma diretto verso l'alto: - kv

	[°]	[rad]	[°]	[rad]
θ	8.08	0.14	12.46	0.22
δ_{sism_M1}	23.33	0.41	23.33	0.41
β	0.00	0.00	0.00	0.00
ψ	90.00	1.57	90.00	1.57
$\phi'_d - M1$	35.00	0.61	35.00	0.61

$\beta \leq (\phi'_d - \theta)$	$k_{AE} - M1$	0.337	0.403
$\beta > (\phi'_d - \theta)$	$k_{AE} - M1$	0.94	1.077

$k_{AE} - M1$	0.337	0.403
---------------	--------------	--------------

Sisma diretto verso il basso: + kv

	[°]	[rad]	[°]	[rad]
θ	7.09	0.12	10.25	0.18
δ_{sism_M1}	23.33	0.41	23.33	0.41
β	0.00	0.00	0.00	0.00
ψ	90.00	1.57	90.00	1.57
$\phi'_d - M1$	35.00	0.61	35.00	0.61

$\beta \leq (\phi'_d - \theta)$	$k_{AE} - M1$	0.32	0.368
$\beta > (\phi'_d - \theta)$	$k_{AE} - M1$	0.91	1.006

$k_{AE} - M1$	0.323	0.368
---------------	--------------	--------------

Cliente: | Potenziamento sistema autostradale e tangenziale di Bologna
 Commessa: | Lotto 1 - Sottovia via Ferrarese 14+701 (sottovia 95T)
 Argomento | Allegato 1: Calcoli - Opere di sostegno
 Sezione analizzata: | Muro andatore LATO RIMINI NORD

VERIFICHE GEOTECNICHE

Calcolo delle sollecitazioni caratteristiche nel punto O

	C1			C2a			C3 - componente verticale		
	N [kN/m]	H [kN/m]	M [kNm/m]	N [kN/m]	H [kN/m]	M [kNm/m]	N [kN/m]	H [kN/m]	M [kNm/m]
A1+M1+R3	1327	0	-5679	74	171	-92	40	0	-280
	C3 - componente orizzontale (a)			C3 - FOA			C4		
	N [kN/m]	H [kN/m]	M [kNm/m]	N [kN/m]	H [kN/m]	M [kNm/m]	N [kN/m]	H [kN/m]	M [kNm/m]
A1+M1+R3	17	39	36	-2	10	138	0	0	0
	C5			CS1 (-kV)			CS1 (+kV)		
	N [kN/m]	H [kN/m]	M [kNm/m]	N [kN/m]	H [kN/m]	M [kNm/m]	N [kN/m]	H [kN/m]	M [kNm/m]
A1+M1+R3	-4	24	350	-88	105	1125	88	105	-4
	CS2 (-kV)			CS2 (+kV)					
	N [kN/m]	H [kN/m]	M [kNm/m]	N [kN/m]	H [kN/m]	M [kNm/m]			
A1+M1+R3	36	83	77	48	112	103			

VERIFICA A RIBALTAMENTO (A1 + M1 + R3)

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

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

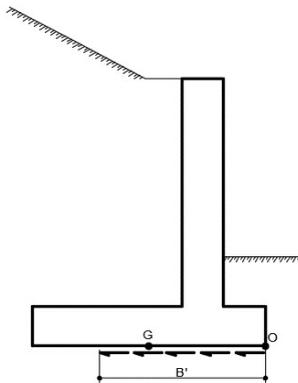
M_{stab} [kNm/m]	-5679	-5679	-5735	-5735	-5679
M_{rib} [kNm/m]	457	602	1144	42	-57
γ_R	1.15	1.15	1.00	1.00	1.15
FS (≥ 1)	10.81	8.20	5.01	135.99	ver.

Calcolo delle sollecitazioni caratteristiche nel punto O

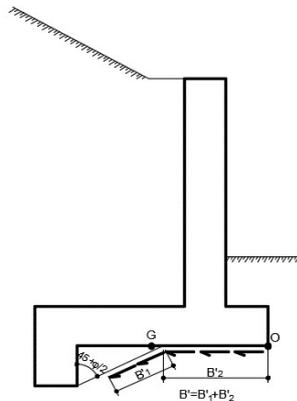
	C1			C2a			C3 - componente verticale		
	N [kN/m]	H [kN/m]	M [kNm/m]	N [kN/m]	H [kN/m]	M [kNm/m]	N [kN/m]	H [kN/m]	M [kNm/m]
A1+M1+R3	1327	0	-361	74	171	204	40	0	-120
	C3 - componente orizzontale (a)			C3 - FOA			C4		
	N [kN/m]	H [kN/m]	M [kNm/m]	N [kN/m]	H [kN/m]	M [kNm/m]	N [kN/m]	H [kN/m]	M [kNm/m]
A1+M1+R3	17	39	104	-2	10	138	0	0	0
	C5			CS1 (-kV)			CS1 (+kV)		
	N [kN/m]	H [kN/m]	M [kNm/m]	N [kN/m]	H [kN/m]	M [kNm/m]	N [kN/m]	H [kN/m]	M [kNm/m]
A1+M1+R3	-4	24	331	-88	105	397	88	105	350
	CS2 (-kV)			CS2 (+kV)					
	N [kN/m]	H [kN/m]	M [kNm/m]	N [kN/m]	H [kN/m]	M [kNm/m]			
A1+M1+R3	21	49	130	30	70	186			

VERIFICA A SCORRIMENTO

MURO DI SOSTEGNO
SENZA DENTE DI TAGLIO



MURO DI SOSTEGNO
CON DENTE DI TAGLIO A MONTE



MURO DI SOSTEGNO
CON DENTE DI TAGLIO A VALLE

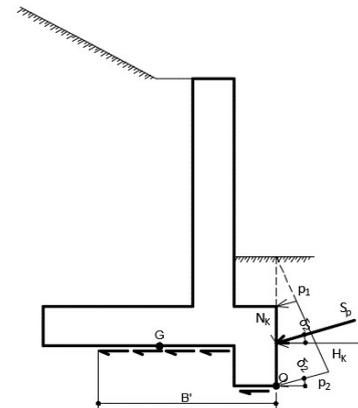


Figura 8 - Resistenza a scorrimento considerata per i diversi casi

Carico	SLU-1-A1	SLU-2-A1	SISM-1-A1	SISM-2-A1	ECC-A1
C1	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
C2a	1.30	1.30	1.00	1.00	1.00
C3 - vert.	0.00	0.00	0.20	0.20	0.00
C3 - oriz. (a)	1.50	1.13	0.20	0.20	0.20
C3 - FOA	1.50	1.13	0.20	0.20	0.20
C4	0.00	0.00	0.00	0.00	1.00
C5	0.90	1.50	0.00	0.00	0.00
CS1 (-kV)	0.00	0.00	1.00	0.00	0.00
CS1 (+kV)	0.00	0.00	0.00	1.00	0.00
CS2 (-kV)	0.00	0.00	1.00	0.00	0.00
CS2 (+kV)	0.00	0.00	0.00	1.00	0.00
	SLU-1-A1	SLU-2-A1	SISM-1-A1	SISM-2-A1	ECC-A1
N _{Ed} [kN/m]	1443	1434	1345	1531	1404
H _{Ed} [kN/m]	318	314	335	356	181
M _{Ed} [kNm/m]	565	672	394	403	-109
Comb.	M1	M1	M1	M1	M1
φ' [°]	26	26	26	26	26
tanφ'	0.49	0.49	0.49	0.49	0.49
c' [kN/m ²]	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
c _u [kN/m ²]	50.00	50.00	50.00	50.00	50.00
B' [m]	7.22	7.06	7.41	7.47	7.84
R _{Ed} [kN/m]	361	353	371	374	392
γ _R	1.10	1.10	1.00	1.00	1.10
FS (≥1)	1.03	1.02	1.11	1.05	1.97

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

Cliente: | Potenziamento sistema autostradale e tangenziale di Bologna
 Commessa: | Lotto 1 - Sottovia via Ferrarese 14+701 (sottovia 95T)
 Argomento: | Allegato 1: Calcoli - Opere di sostegno
 Sezione analizzata: | Muro andatore LATO RIMINI NORD

VERIFICA CAPACITA' PORTANTE IN CONDIZIONI DRENATE

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

Azioni di calcolo

Comb.	SLU-1-A1	SLU-2-A1	SLU-3-A1	SLU-4-A1	SISM-1-A1	SISM-2-A1	ECC-1-A1	ECC-2-A1
N_{Ed}[kN/m]	1443	1901	1434	1878	1345	1531	1404	1412
M_{Ed}[kNm/m]	553	265	664	421	392	402	-111	-135
V_{Ed}[kN/m]	318	318	314	314	335	356	181	181

Dimensioni geometriche fondazione

D [m]	3.56	3.56	3.56	3.56	3.56	3.56	3.56	3.56
a [m]	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
L [m]	3.10	3.10	3.10	3.10	3.10	3.10	3.10	3.10
B [m]	8.00	8.00	8.00	8.00	8.00	8.00	8.00	8.00
e _t [m]	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
e _B [m]	0.38	0.14	0.46	0.22	0.29	0.26	0.08	0.10
L' [m]	3.10	3.10	3.10	3.10	3.10	3.10	3.10	3.10
B' [m]	7.23	7.72	7.07	7.55	7.42	7.47	7.84	7.81

Parametri geotecnici terreno di fondazione

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

Fattori di capacità portante

N _v	12.54	12.54	12.54	12.54	12.54	12.54	12.54	12.54
N _c	22.25	22.25	22.25	22.25	22.25	22.25	22.25	22.25
N _q	11.85	11.85	11.85	11.85	11.85	11.85	11.85	11.85

Fattori di forma

(per forma rettangolare)

s _v	0.07	0.00	0.09	0.03	0.04	0.04	-0.01	-0.01
s _c	2.24	2.33	2.22	2.30	2.27	2.28	2.35	2.34
s _q	2.14	2.21	2.11	2.19	2.17	2.18	2.23	2.23

Fattori di profondità

(per $\phi > 0$)

d _v	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
d _c	1.17	1.15	1.17	1.16	1.16	1.16	1.15	1.15
d _q	1.15	1.14	1.15	1.15	1.15	1.15	1.14	1.14

Fattori di inclinazione del carico

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

m _B	1.30	1.29	1.30	1.29	1.29	1.29	1.28	1.28
m _t	1.70	1.71	1.70	1.71	1.71	1.71	1.72	1.72
θ [°]	90.00	90	90	90	90	90	90	90
m	1.30	1.29	1.30	1.29	1.29	1.29	1.28	1.28
i _v	0.56	0.66	0.57	0.66	0.52	0.54	0.73	0.73
i _c	0.70	0.77	0.70	0.77	0.66	0.68	0.82	0.82
i _q	0.72	0.79	0.72	0.79	0.69	0.71	0.84	0.84

Cliente: | Potenziamento sistema autostradale e tangenziale di Bologna
 Commessa: | Lotto 1 - Sottovia via Ferrarese 14+701 (sottovia 95T)
 Argomento | Allegato 1: Calcoli - Opere di sostegno
 Sezione analizzata: | Muro andatore LATO RIMINI NORD

Fattori di inclinazione del piano di posa

b_y	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
b_c	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
b_q	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00

Fattori di inclinazione del piano campagna

$w [^\circ]$	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
g_y	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
g_c	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
g_q	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00

Calcolo della capacità portante della fondazione superficiale

	$q_{lim} [kN/m^2]$	1519	1688	1511	1676	1459	1503	1796	1796
Set di coefficienti parziali		R3	R3	R3	R3	R3	R3	R3	R3
	γ_R	1.40	1.40	1.40	1.40	1.20	1.20	1.40	1.40
$q = q_{lim} / \gamma_R$	$q [kN/m^2]$	1085	1205	1079	1197	1215	1253	1283	1283
$Q = q \times B' \times L'$	$Q [kN]$	24320	28854	23673	28034	27945	29027	31185	31050
$FS = Q / (N_{Ed} \times L') (>1)$	FS	5.44	4.90	5.32	4.82	6.70	6.12	7.16	7.09
		(>1)	(>1)	(>1)	(>1)	(>1)	(>1)	(>1)	(>1)
Comb.		SLU-1-A1	SLU-2-A1	SLU-3-A1	SLU-4-A1	SISM-1-A1	SISM-2-A1	ECC-1-A1	ECC-2-A1

Cliente: | Potenziamento sistema autostradale e tangenziale di Bologna
 Commessa: | Lotto 1 - Sottovia via Ferrarese 14+701 (sottovia 95T)
 Argomento | Allegato 1: Calcoli - Opere di sostegno
 Sezione analizzata: | Muro andatore LATO RIMINI NORD

VERIFICA CAPACITA' PORTANTE IN CONDIZIONI NON DRENATE

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

Azioni di calcolo

Comb.	SLU-1-A1	SLU-2-A1	SLU-3-A1	SLU-4-A1	SISM-1-A1	SISM-2-A1	ECC-1-A1	ECC-2-A1
N_{Ed} [kN/m]	1443	1901	1434	1878	1345	1531	1404	1412
M_{Ed} [kNm/m]	553	265	664	421	392	402	-111	-135
V_{Ed} [kN/m]	318	318	314	314	335	356	181	181

Dimensioni geometriche fondazione

D [m]	3.56	3.56	3.56	3.56	3.56	3.56	3.56	3.56
L [m]	3.10	3.10	3.10	3.10	3.10	3.10	3.10	3.10
B [m]	8.00	8.00	8.00	8.00	8.00	8.00	8.00	8.00
e _L [m]	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
e _B [m]	0.38	0.14	0.46	0.22	0.29	0.26	0.08	0.10
L' [m]	3.10	3.10	3.10	3.10	3.10	3.10	3.10	3.10
B' [m]	7.23	7.72	7.07	7.55	7.42	7.47	7.84	7.81

Parametri geotecnici terreno di fondazione

Peso proprio del terreno di riporto	γ_1 [kN/m ³]	20	20	20	20	20	20	20
Peso som. - Terreno di fondazione	γ_2 [kN/m ³]	9	9	9	9	9	9	9
Angolo d'attrito	φ' [°]	26	26	26	26	26	26	26
Coesione efficace	c' [kN/m ²]	0	0	0	0	0	0	0
Coesione non drenata	c_u [kN/m ²]	50	50	50	50	50	50	50
Set di coefficienti parziali		M1						
Peso proprio del terreno di riporto	$\gamma_{1, Mi}$ [kN/m ³]	20	20	20	20	20	20	20
Peso som. - Terreno di fondazione	$\gamma_{2, Mi}$ [kN/m ³]	9	9	9	9	9	9	9
Angolo d'attrito fattorizzato	φ'_{Mi} [°]	26	26	26	26	26	26	26
	φ'_{Mi} [rad]	0.45	0.45	0.45	0.45	0.45	0.45	0.45
Coesione efficace fattorizzata	c'_{Mi} [kN/m ²]	0	0	0	0	0	0	0
Coesione non drenata fattorizzata	$c_{u, Mi}$ [kN/m ²]	50	50	50	50	50	50	50

Fattori di capacità portante

N _v	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
N _c	5.14	5.14	5.14	5.14	5.14	5.14	5.14	5.14
N _q	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00

Fattori di forma

(per forma rettangolare)

s _v	0.07	0.00	0.09	0.03	0.04	0.04	-0.01	-0.01
s _c	1.45	1.48	1.44	1.47	1.47	1.47	1.49	1.49
s _q	2.14	2.21	2.11	2.19	2.17	2.18	2.23	2.23

Fattori di profondità

(per $\varphi=0$)

d _v	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
d _c	1.20	1.18	1.20	1.19	1.19	1.19	1.18	1.18
d _q	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00

Fattori di inclinazione del carico

(per $\varphi=0$)

m _B	1.30	1.29	1.30	1.29	1.29	1.29	1.28	1.28
m _L	1.70	1.71	1.70	1.71	1.71	1.71	1.72	1.72
θ [°]	90	90	90	90	90	90	90	90
m	1.30	1.29	1.30	1.29	1.29	1.29	1.28	1.28
i _v	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
i _c	0.93	0.93	0.93	0.93	0.93	0.92	0.96	0.96
i _q	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00

Cliente: | Potenziamento sistema autostradale e tangenziale di Bologna
 Commessa: | Lotto 1 - Sottovia via Ferrarese 14+701 (sottovia 95T)
 Argomento | Allegato 1: Calcoli - Opere di sostegno
 Sezione analizzata: | Muro andatore LATO RIMINI NORD

Fattori di inclinazione del piano di posa

b_v	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
b_c	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
b_q	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00

Fattori di inclinazione del piano campagna

w [°]	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
g_v	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
g_c	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
g_q	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00

Calcolo della capacità portante della fondazione superficiale

	q_{lim} [kN/m ²]	567	580	564	576	570	570	595	595
Set di coefficienti parziali		R3	R3	R3	R3	R3	R3	R3	R3
	γ_R	1.4	1.4	1.4	1.4	1.2	1.2	1.4	1.4
$q = q_{lim} / \gamma_R$	q [kN/m ²]	405	414	403	411	475	475	425	425
$Q = q \times B' \times L'$	Q [kN]	9087	9908	8832	9626	10927	11000	10338	10281

$FS = Q / (N_{Ed} \times L') (>1)$	FS	2.03	1.68	1.99	1.65	2.62	2.32	2.37	2.35
		(>1)	(>1)	(>1)	(>1)	(>1)	(>1)	(>1)	(>1)
	Comb.	SLU-1-A1	SLU-2-A1	SLU-3-A1	SLU-4-A1	SISM-1-A1	SISM-2-A1	ECC-1-A1	ECC-2-A1