

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


61T - SOTTOVIA - VIA DEL TRIUNVIRATO 9+201

RELAZIONE DI CALCOLO
FONDAZIONI

<p>TANGENZIALE NORD E SUD</p> <p>OPERE D'ARTE MAGGIORI</p> <p>61T - SOTTOVIA - VIA DEL TRIUNVIRATO 9+201</p> <p>RELAZIONE DI CALCOLO FONDAZIONI</p>

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

CODICE IDENTIFICATIVO											ORDINATORE
RIFERIMENTO PROGETTO			RIFERIMENTO DIRETTORIO				RIFERIMENTO ELABORATO				
Codice Commessa	Lotto, Sub-Prog. Cod. Appalto	Fase	Capitolo	Paragrafo	W B S	Parte d'opera	Tip.	Disciplina	Progressivo	Rev.	--
111465	0000	PD	A2	O02	ST061	FND00	R	APE	0804	-2	SCALA -

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

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

Sommario

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	8
3.1	PREMESSA	8
3.2	FONDAZIONI SUPERFICIALI	8
3.2.1	Verifiche agli stati limite ultimi (SLU)	8
3.2.2	Stima della capacità portante	9
3.2.3	Verifica a scorrimento	12
3.3	FONDAZIONI SU PALI	13
3.3.1	Verifiche agli stati limite ultimi (SLU)	13
3.3.2	Resistenza di pali soggetti a carichi assiali	13
3.3.3	Comportamento di pali in gruppo soggetti a carichi trasversali	16
3.4	VALUTAZIONE DEL TIRO SUI TIRANTI PASSIVI	21
3.5	PORTATA LIMITE PER GLI ANCORAGGI DELLE SPALLE	23
4	FONDAZIONE SPALLA - AMPLIAMENTO 2 (NUOVA REALIZZAZIONE)	24
4.1	AZIONI DI CALCOLO	24
4.2	MODELLO DI CALCOLO	25
4.3	ANALISI GEOTECNICA	29
4.3.1	Sollecitazioni di calcolo	29
4.3.2	Verifica geotecnica	30
4.4	ANALISI STRUTTURALE	32
4.4.1	Sollecitazioni di calcolo	32
4.4.2	Verifica strutturale	33
5	ELEVAZIONE SPALLA – STRUTTURA ORIGINARIA (ESISTENTE)	37
5.1	CURVE CARATTERISTICHE TIRANTI – SPOSTAMENTI	37
5.1.1	Azioni agenti sui tiranti e in fondazione	39
5.1.2	Verifica dei micropali di ancoraggio passivo delle spalle	39
6	FONDAZIONE SPALLA – STRUTTURA ORIGINARIA (ESISTENTE)	41
6.1	VERIFICA DI CAPACITÀ PORTANTE	41
6.2	VERIFICA A SCORRIMENTO	42
7	ANALISI GEOTECNICA MURI ANDATORI - (NUOVA REALIZZAZIONE)	43

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 GHIAIA E SABBIA (B)	7
FIGURA 3-1. COEFFICIENTI PARZIALI PER LE AZIONI O L'EFFETTO DELLE AZIONI (TAB.6.2.I DELLE NTC2018)	9
FIGURA 3-2. COEFFICIENTI PARZIALI PER I PARAMETRI GEOTECNICI DEL TERRENO (TAB.6.2.II DELLE NTC2018)	9
FIGURA 3-3. COEFFICIENTI PARZIALI γ_R PER LE VERIFICHE AGLI STATI LIMITE ULTIMI STR E GEO DI MURI DI SOSTEGNO (TAB.6.5.I DELLE NTC2018)	9
FIGURA 3-4. FONDAZIONE EFFICACE EQUIVALENTE NEL CASO DI FONDAZIONE RETTANGOLARE	11
FIGURA 3-5. COEFFICIENTI PARZIALI γ_R DA APPLICARE ALLE RESISTENZE CARATTERISTICHE A CARICO VERTICALE DEI PALI (TAB.6.4.II DELLE NTC2018)	13
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)	14
FIGURA 3-7. TERRENI GRANULARI – $T_{LIM} = F(N_{SPT})$ (WRIGHT-REESE – 1977)	16
FIGURA 3-8. ESEMPIO DI CURVE CARATTERISTICHE TIRANTI PASSIVI	22
TABELLA 4-1. SOLLECITAZIONI DI CALCOLO RISULTANTI NEL BARICENTRO DELLA PALIFICATA	25
FIGURA 4-1. MODELLO DI CALCOLO PALIFICATA: VISTA TRIDIMENSIONALE	25
FIGURA 4-2. MODELLO DI CALCOLO PALIFICATA: PIANO Y-Z	25
FIGURA 4-3. CARATTERISTICHE GEOMETRICHE E MECCANICHE SEZIONE TRASVERSALE PALI / MICROPALI	26
FIGURA 4-4. PARAMETRI DEI MICROPALI IN GROUP	26
FIGURA 4-5. DISPOSIZIONE DEI MICROPALI IN GROUP	27
FIGURA 4-6. CARATTERISTICHE MECCANICHE TERRENO	28
FIGURA 4-7. MASSIMA SOLLECITAZIONE ASSIALE DI COMPRESSIONE (COMBINAZIONE 9)	29
FIGURA 4-9. RIEPILOGO STRATIGRAFIA	30
FIGURA 4-10. VERIFICA A CAPACITÀ PORTANTE DEI PALI/MICROPALI	30
FIGURA 4-12. MASSIMA SOLLECITAZIONE FLESSIONALE (COMBINAZIONE 9)	32
FIGURA 4-13. MASSIMA SOLLECITAZIONE DI TAGLIO (COMBINAZIONE 9)	32
FIGURA 4-14. VERIFICA FLESSIONALE	33
FIGURA 4-15. METODO DI CLARKE E BIRJANDI - CALCOLO SEZIONE RETTANGOLARE EQUIVALENTE	34
FIGURA 4-16. VERIFICA A TAGLIO.....	35
FIGURA 5-1. CURVE CARATTERISTICHE TIRANTI PASSIVI-SPALLA.....	38

1 INTRODUZIONE

La presente relazione ha come obiettivo l'esposizione delle analisi svolte e dei principali risultati ottenuti relativamente al progetto del Sottovia di Via del Triumvirato nell'ambito dei lavori di ampliamento della tangenziale di Bologna, nel tratto Borgo Panigale – Caselle. L'opera è denominata 61T e ubicata indicativamente alla progressiva 9+201.

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 d'ala sono così realizzate:

<u>SPALLE:</u>	<p><u>AMPLIAMENTO 2</u> Fondazione indiretta Lunghezza pali / micropali: 25 m Diametro del perforo: Ø1000mm</p> <p><u>AMPLIAMENTO 1</u></p> <ul style="list-style-type: none"> • Carreggiata Nord Fondazione indiretta Lunghezza pali / micropali: 10 m Diametro del perforo: Ø220mm • Carreggiata Sud Fondazione diretta <p><u>ORIGINARIA</u> Fondazione diretta</p>
<u>MURI ANDATORI:</u>	<p><u>AMPLIAMENTO 2</u> Fondazione diretta</p>

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

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

1.5 CONVENZIONI GENERALI

1.5.1 Unità di misura

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

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

1.5.2 Convenzioni di segno

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

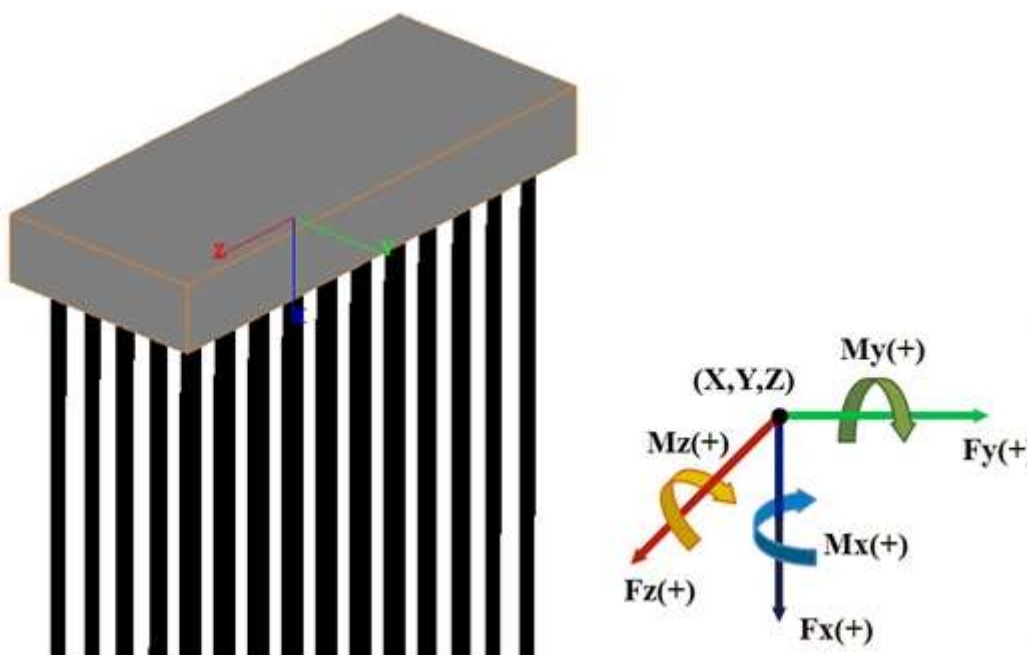


Figura 1-1. Convenzioni di segno - GROUP

2 CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA

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

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

sigla sond./pozz./prova	campagna di indagini	progressiva (km)	quota p.c. (m s.l.m.)	lunghezza (m)	strumentazione installata
S31	1984	9+140	37.60	23.50	-
P101	2000	9+159	38.60	3.50	-
P102	2000	9+162	37.60	3.50	-
P102bis	2000	9+185	37.60	3.50	-
P103	2000	9+300	37.60	3.50	-
PB2	2016	9+205	38.00	35.00	C(35)-TA(32)

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

Figura 2-1. Indagini geognostiche di riferimento

Quota p.c. (m s.l.m.m.)	Profondità (m da p.c.)	descrizione	sigla	z_{ex} (m da p.c.)	Parametri medi caratteristici
38.00	0.0 ÷ 5.0	Limo argilloso	A	?	Tabella IV
	5.0 ÷ 30	Ghiaia e sabbia	B	?	Tabella V

Figura 2-2. Caratterizzazione stratigrafico - geotecnica

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

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

Descrizione	γ (KN/m ³)	c' (KPa)	ϕ (°)	E' (MPa)	σ'_{pre} (MPa)	CR (-)	RR (-)	C_v (m/sec ²)	C_u (KPa)	E_u (MPa)
Ghiaia e sabbia	20	0	38	50	---	---	---	---	---	---

γ_t = peso di volume del terreno
 c' = coesione efficace
 ϕ' = angolo di resistenza al taglio
 E' = modulo di elasticità
 σ'_{pre} = tensione di preconsolidazione
 CR = angolo di resistenza al taglio
 RR = modulo di elasticità
 C_v = coeff. di consolidazione verticale
 C_u = coesione non drenata
 E_u = mod. di elasticità in condiz. non drenate

Figura 2-4. Parametri medi caratteristici dei materiali Ghiaia e Sabbia (B)

Come sopra indicato, la stratigrafia è definita con riferimento ad un piano campagna posto a q.ta +38.00 m s.l.m.m.. Le fondazioni delle spalle risultano impostate intorno a q.ta +32.99 m s.l.m.m., vale a dire circa 5 m al di sotto del piano campagna definito in stratigrafia e, quindi, in corrispondenza dello strato di ghiaia e sabbia (B). Nelle analisi lo strato di ghiaia e sabbia, in assenza di altre informazioni, viene assunto fino alla quota di fondo palo.

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

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_{ci}

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

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

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

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

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

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

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

3.2.2 Stima della capacità portante

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

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

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

- Fattori di capacità portante:

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

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

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

- Fattori correttivi di forma:

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

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

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

- Fattori correttivi di profondità:

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

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

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

- Fattori correttivi di inclinazione del carico:

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

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

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

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

- Fattori correttivi di inclinazione fondazione:

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

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

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

- Fattori correttivi di inclinazione piano campagna:

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

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

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

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

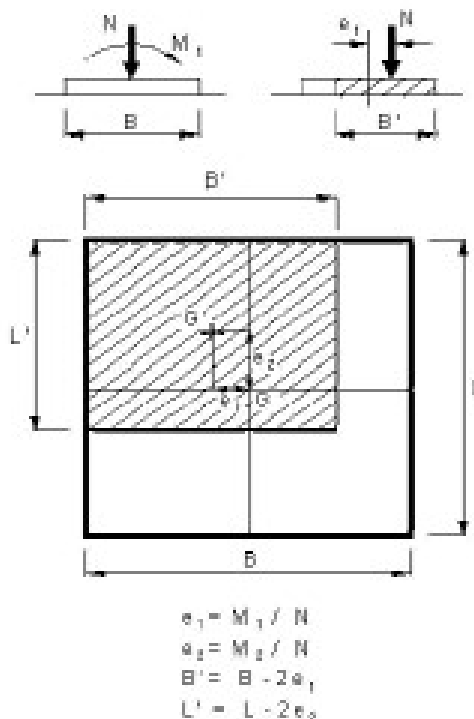


Figura 3-4. Fondazione efficace equivalente nel caso di fondazione rettangolare

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

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

e il carico limite è dato da:

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

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

- Fattori correttivi di forma:

Valgono le stesse formulazioni utilizzate per le condizioni drenate

- Fattori correttivi di profondità (Vesic, 1975):

Valore di ϕ	d_c	d_q	d_γ
$\phi = 0$	$\frac{D}{B'} \leq 1$	$1 + 0.4 \cdot \frac{D}{B'}$	
argilla 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:
 $T_{LIM} = \min [k \times \sigma'_v \times \text{tg}\varphi; T = f(N_{SPT})] < 150 \text{kPa}$
 dove:
 $k = 0.70$ nel caso di compressione e $k = 0.50$ nel caso di trazione
 σ'_v = pressione geostatica verticale efficace
 φ = angolo di attrito
 N_{SPT} = numero di colpi/piede in prova SPT
 I valori di $T = f(N_{SPT})$ si possono desumere dalla Figura 3-7:

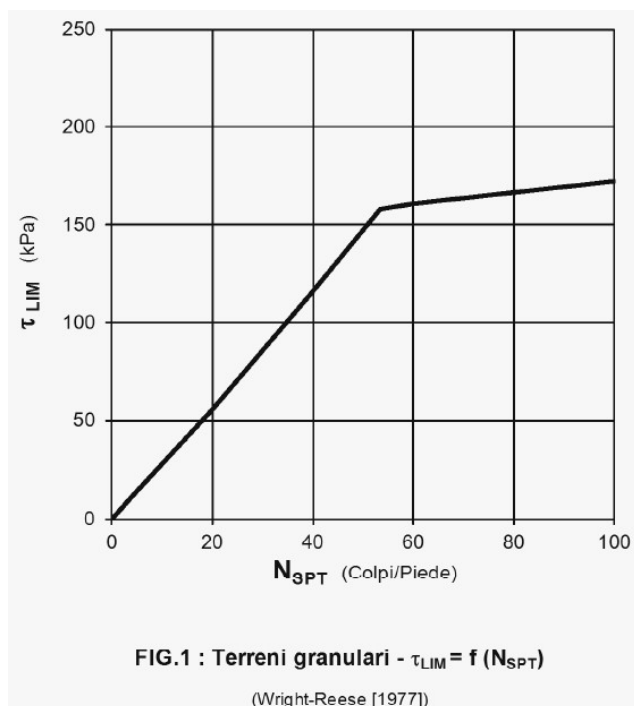


Figura 3-7. Terreni granulari – $\tau_{lim} = f(N_{SPT})$ (Wright-Reese – 1977)

- Per terreni coesivi si ha:

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

dove:

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

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

3.3.3 Comportamento di pali in gruppo soggetti a carichi trasversali

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

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

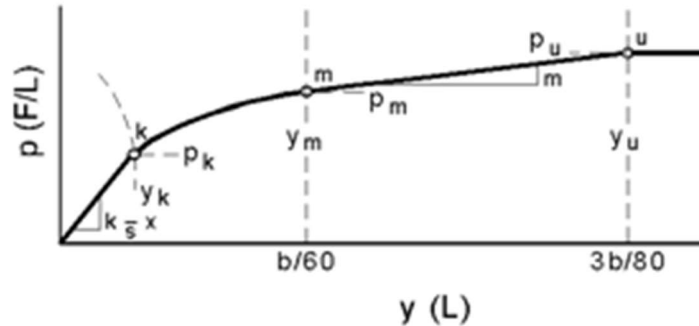
Le curve p-y che esprimono la resistenza del terreno in funzione della profondità e dello spostamento del palo, possono essere ricavate in relazione alla tipologia di terreni e alle proprietà meccaniche che li caratterizzano, in accordo alle procedure proposte da:

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

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

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

Modello per sabbie Cox e Reese (1975)



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

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

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

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

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

$$A_3 = 1 - A_2$$

dove:

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

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

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

4- definizione del tratto iniziale della curva p-y

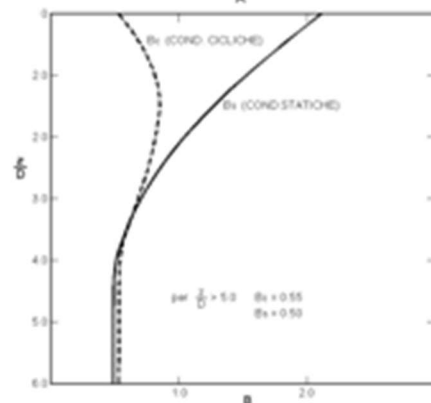
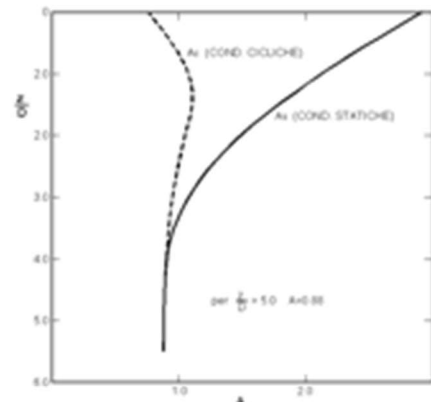
5- definizione del tratto parabolico della curva p-y

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

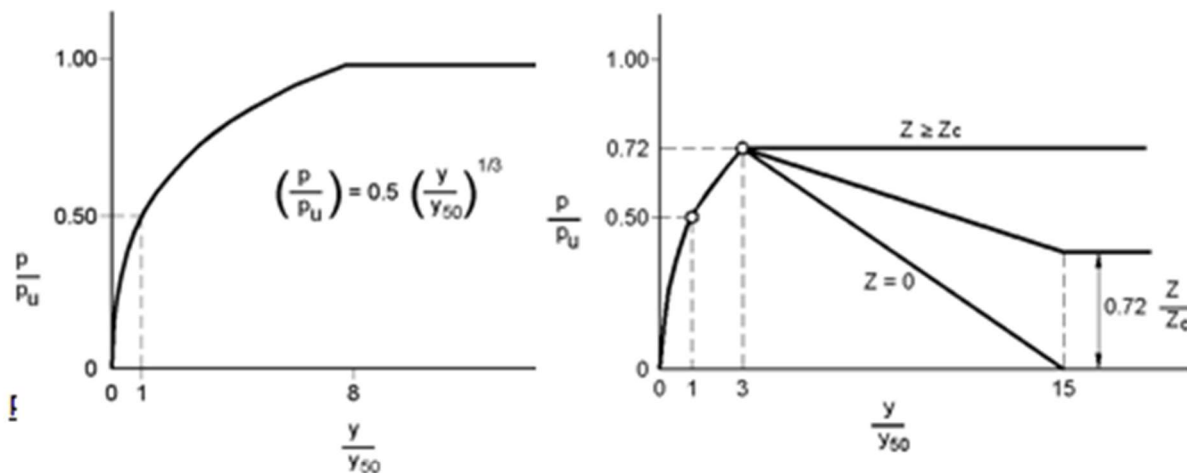
dove:

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

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



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



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

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

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

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

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

dove:

p_{u1} resistenza laterale unitaria ultima

σ^* pressione geostatica verticale efficace alla quota z

c_u coesione non drenata

z profondità da p.c.

D diametro del palo

δ inclinazione del piano campagna rispetto all'orizzontale

y spostamento orizzontale

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

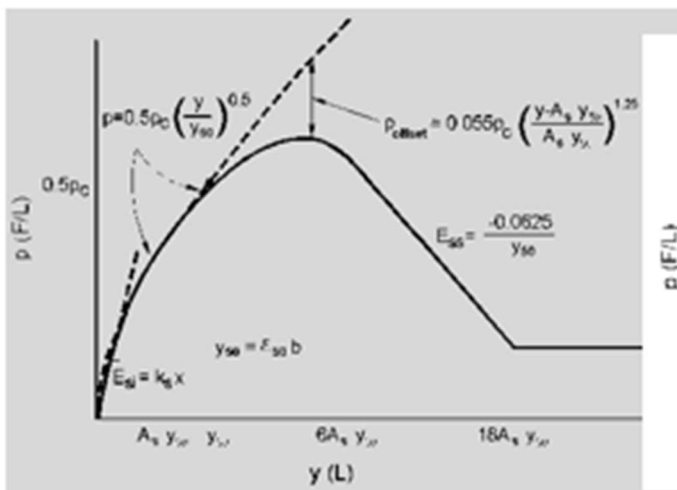
ϵ_{50} deformazione unitaria corrispondente ad una mobilitazione delle tensioni tangenziali pari al 50% della resistenza al taglio

per carichi ciclici

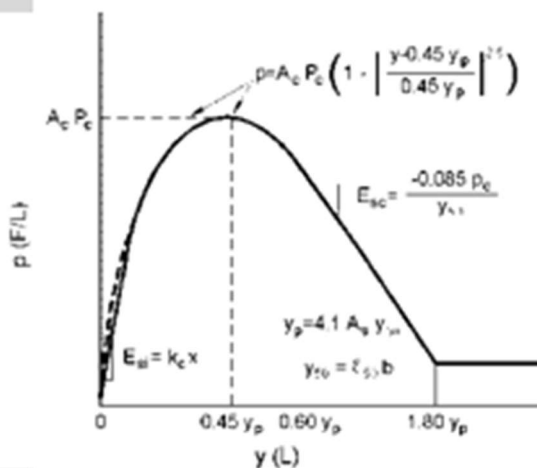
$$z_c = [6 c_u D] / [\gamma' D + 0.5 c_u] \alpha$$

γ' = peso di volume efficace

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



Carichi statici



Carichi ciclici

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

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

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

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

p_u resistenza laterale unitaria ultima

z profondità da p.c.

σ' pressione geostatica verticale efficace a
 la profondità z

c_u coesione non drenata

D diametro del palo

y spostamento orizzontale

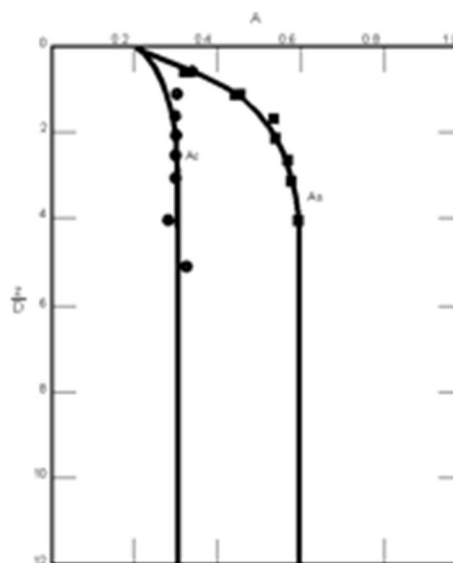
$y_{50} = 2.5 \epsilon_{50} D =$ spostamento orizzontale per $p=c$

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

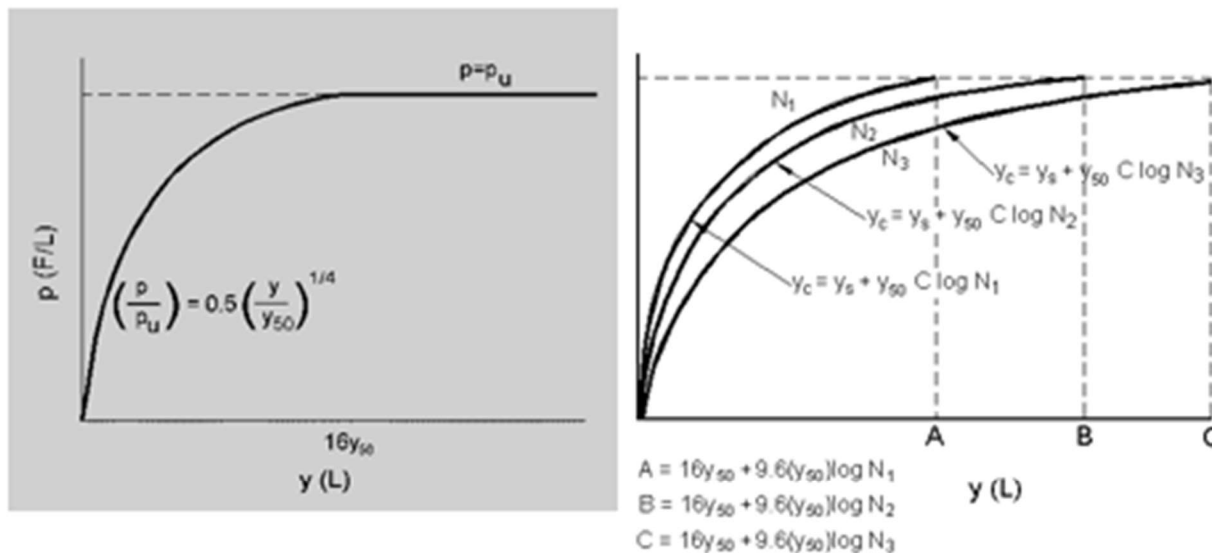
K_s pendenza del tratto iniziale della curva carichi statici

K_c pendenza del tratto iniziale della curva carichi ciclici

A_c parametro empirico



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



Carichi statici

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

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

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

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

dove:

p_u resistenza laterale unitaria ultima

γ' peso di volume unitario

c_u coesione non drenata

z profondità da p.c.

D diametro del palo

δ inclinazione del piano campagna rispetto all'orizzontale

y spostamento orizzontale

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

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

K_s pendenza del tratto iniziale della curva

Carichi ciclici

3.4 VALUTAZIONE DEL TIRO SUI TIRANTI PASSIVI

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

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

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

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

δ_h = spostamento orizzontale della testa del micropalo (considerato “assiale” per micropali 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 rigidezza della fondazione.

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

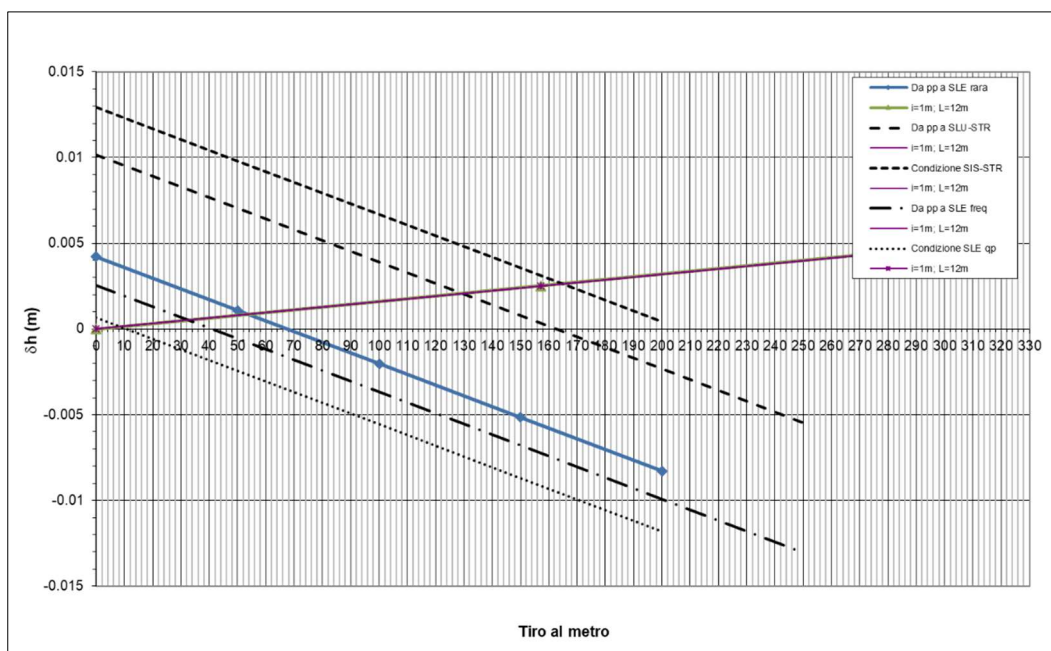


Figura 3-8. Esempio di curve caratteristiche tiranti passivi

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. 14 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	17431	8923	-19506
	traffico 1	2	20132	8923	-19560
	traffico 2a	3	19123	9160	-21235
	traffico 2a config 2	4	17817	9160	-21209
Massimizzazione trazione	no traffico	5	13769	8923	-20150
	traffico 1	6	16470	8923	-20204
	traffico 2a	7	15461	9160	-21879
	traffico 2a config 2	8	14155	9160	-21853
sisma	Traffico +	9	16242	13461	-43224
	Traffico -	10	12095	12721	-42512
Rara	no traffico	11	13769	6610	-12765
	traffico 1	12	15769	6610	-12805
	traffico 2a	13	15022	6786	-14045
	neve dominante	14	14055	6786	-14026
frequente	no traffico	15	13769	6302	-11454
	traffico 1	16	15022	6302	-11479
quasi permanente	no traffico	17	13769	5625	-8570
	traffico 1	18	14169	5625	-8578

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

4.2 MODELLO DI CALCOLO

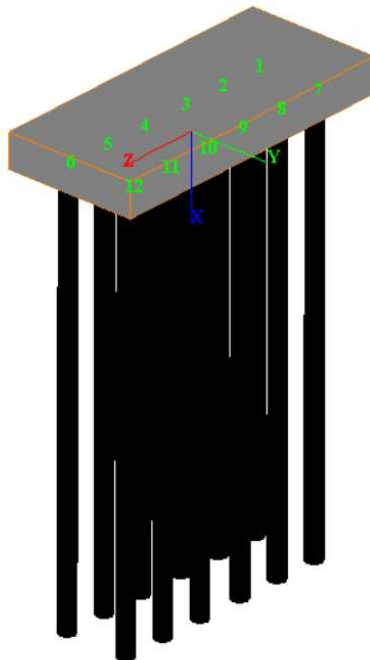


Figura 4-1. Modello di calcolo palificata: vista tridimensionale

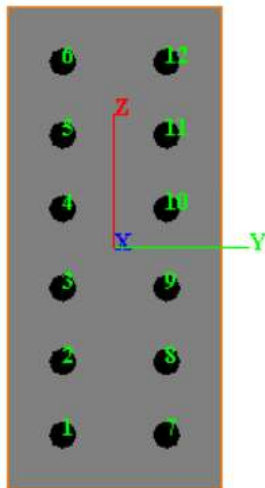


Figura 4-2. Modello di calcolo palificata: piano y-z

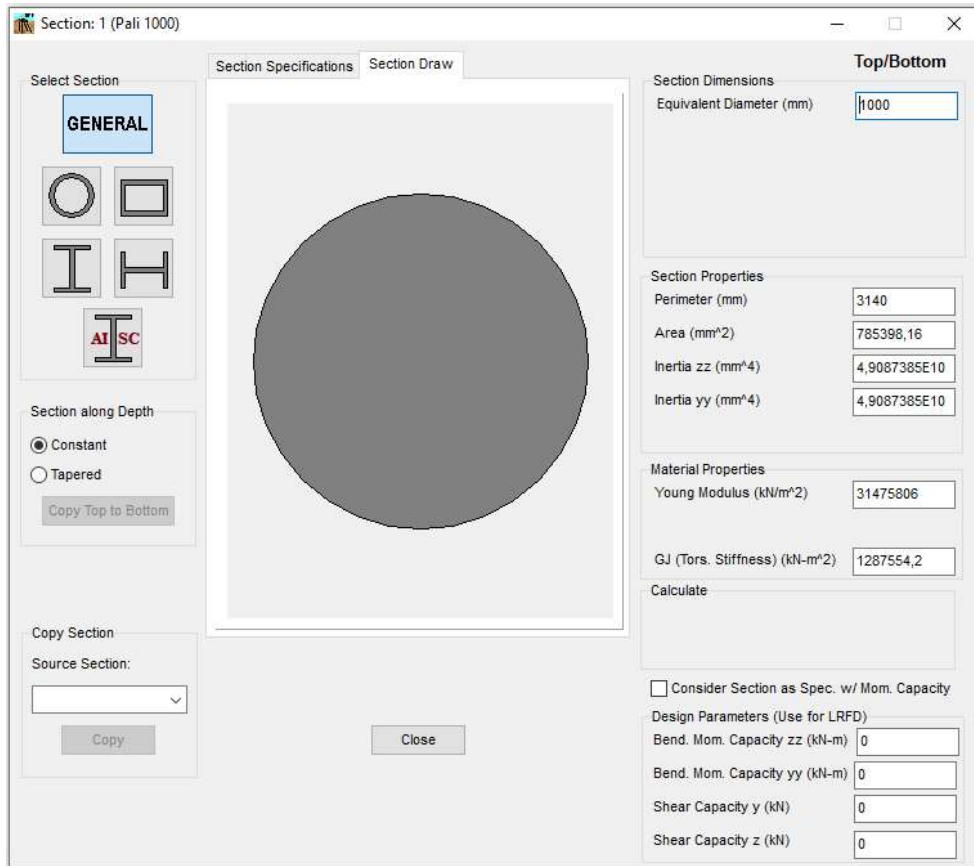


Figura 4-3. Caratteristiche geometriche e meccaniche sezione trasversale pali / micropali

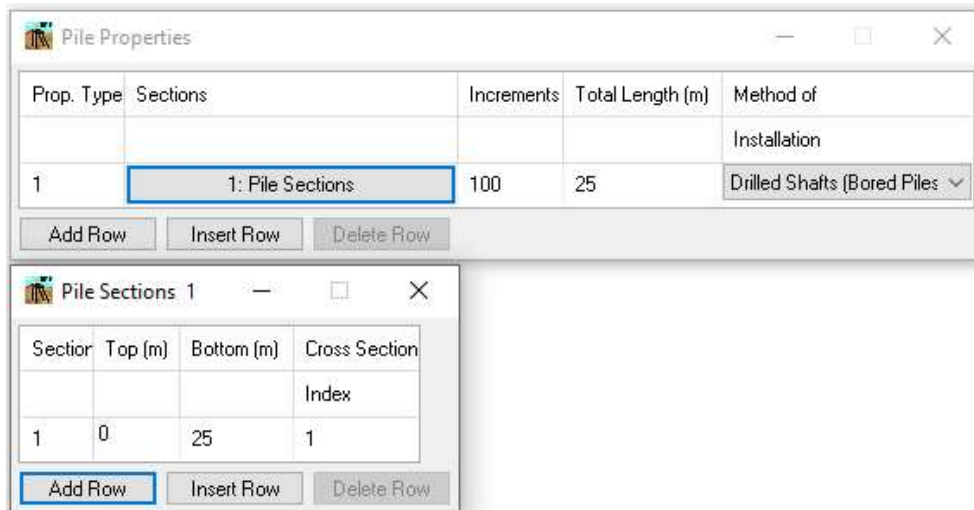


Figura 4-4. Parametri dei micropali in GROUP

Pile Group 3D Layout

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

Add Row Insert Row Delete Row

Pile-Head Coordinates (3-D)

Pile #	Pile-Top Vertical	Pile-Top Horizontal		Angle Alpha* (use 0 for vertical pile) (DEG)	Angle Beta** (use 90 for vertical pile) (DEG)	Angle Theta (section rotation) (DEG)	Vert. Dist. from Pile Top to Ground Line*** (m)
	X-Coordinates (m)	Y-Coordinates (m)	Z-Coordinates (m)				
1	0	-1,875	-6,75	0	90	0	0
2	0	-1,875	-4,1	0	90	0	0
3	0	-1,875	-1,43	0	90	0	0
4	0	-1,875	1,43	0	90	0	0
5	0	-1,875	4,1	0	90	0	0
6	0	-1,875	6,75	0	90	0	0
7	0	1,875	-6,75	0	90	0	0
8	0	1,875	-4,1	0	90	0	0
9	0	1,875	-1,43	0	90	0	0
10	0	1,875	1,43	0	90	0	0
11	0	1,875	4,1	0	90	0	0
12	0	1,875	6,75	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

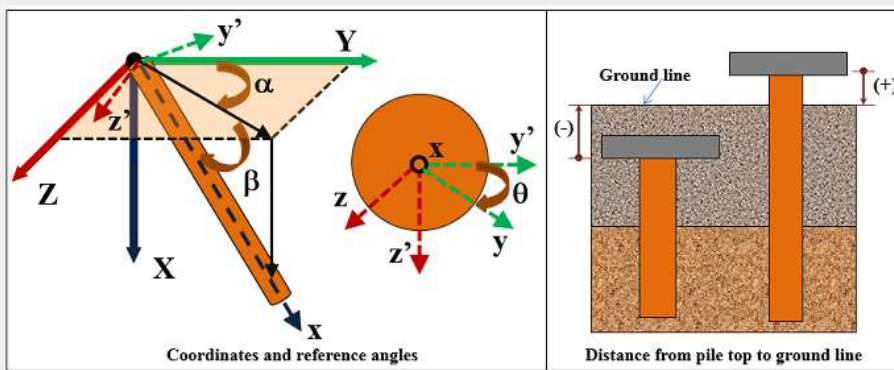


Figura 4-5. Disposizione dei micropali in GROUP

The image shows two overlapping windows from a software application. The top window, titled "Soil Layers", contains a table with the following data:

Layer	Soil Type	Depth for Top of Soil Layer (m)	Depth for Bottom of Soil Layer (m)	Properties of Layer
1	Sand (Reese)	0	35	1: Sand (Reese, et al.)

Below the table are buttons for "Add Row", "Insert Row", and "Delete Row".

The bottom window, titled "Sand (Reese, et al.) 1", displays a table of mechanical properties:

1=Top, 2=Bottom	Effective Unit Weight [kN/m ³]	Friction Angle, [DEG.]	p-y Modulus, k [kN/m ³]	Ultimate Unit Side Friction [kN/m ²]	Ultimate Unit Tip Resistance [kN/m ²]
1	10	38	50000	22	4000
2	10	38	50000	150	4000

Below the table, there is explanatory text and a list of instructions:

A linear interpolation with depth will be used to compute values between the top and bottom of the layer.

p-y Modulus, k:

- Always check recommended value in Geotechnical Investigation Reports.
- Program will help to estimate value for p-y Modulus, k, if zero input value is entered.

Ultimate Unit Side Friction and Ultimate Unit Tip Resistance:

- The program uses Ultimate Unit Side Friction to generate t-z curves.
- The program uses Ultimate Unit Tip Resistance to generate q-w curves.
- Always check recommended values in Geotechnical Investigation Reports.
- Program will help to estimate values for Ultimate Unit Side Friction and Ultimate Unit Tip Resistance if zero input values are entered.

Figura 4-6. Caratteristiche meccaniche terreno

4.3 ANALISI GEOTECNICA

4.3.1 Sollecitazioni di calcolo

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

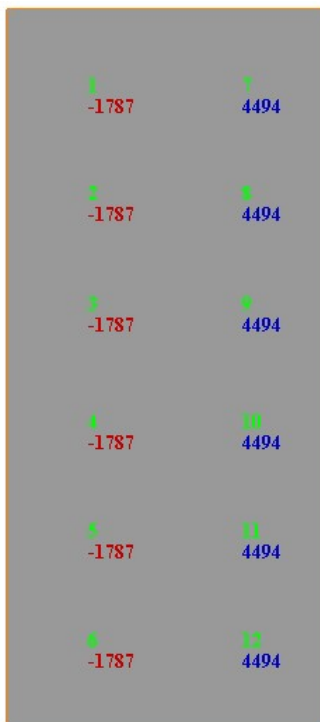


Figura 4-7. Massima sollecitazione assiale di compressione (Combinazione 9)

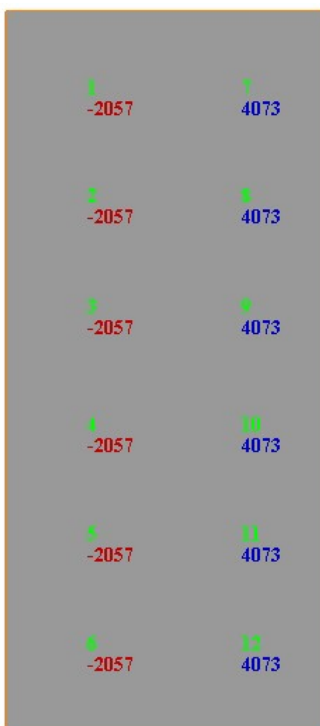


Figura 4-8. Massima sollecitazione assiale di trazione (Combinazione 10)

4.3.2 Verifica geotecnica

Stratigrafia Terreno					
Strato	Q _{INIZIALE} (m)	Q _{FINALE} (m)	Descrizione	sigla	N _{SPT}
B	0	35	Ghiaia e Sabbia	B	0

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

Figura 4-9. Riepilogo Stratigrafia

Verifica Carico Limite Pali/Micropali						
APPROCCIO 1	Pali Trivellati			n° Indagini	ξ3	ξ4
Combinazione 1				1	1.7	1.7
A1 + M1 + R3				2	1.65	1.55
Base				3	1.60	1.48
Laterale Compressione				4	1.55	1.42
Totale				5	1.50	1.34
Laterale Trazione				7	1.45	1.28
		≥10	1.40	1.21		
Caratteristiche Pali/ Micropali						
D Perforazione =	1.00	m		Numero di Verticali Indagate		
L Perforazione =	25.0	m		2		
L Bulbo =	25.0	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 =	4494	kN				
N _{Ed} Trazione =	2057	kN				
Resistenza di Calcolo						
N _{Rd} Compressione =	5036	kN				
N _{Rd} Trazione =	2386	kN				
Esito della Verifica						
$N_{Rd} > N_{Ed}$						
N _{Rd}	>	N _{Ed}				
5036	>	4789				
2386	>	2057				
La Verifica Risulta Soddisfatta						

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

4.4 ANALISI STRUTTURALE

4.4.1 Sollecitazioni di calcolo

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

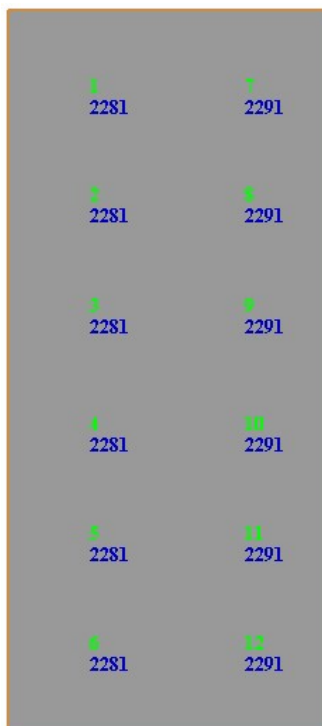


Figura 4-12. Massima sollecitazione flessionale (Combinazione 9)

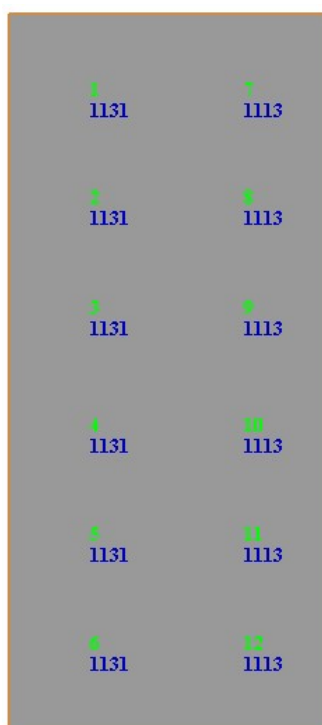


Figura 4-13. Massima sollecitazione di taglio (Combinazione 9)

4.4.2 Verifica strutturale

Il palo oggetto di verifica ha le seguenti caratteristiche:

- Lunghezza dei pali: $L = 25 \text{ m};$
- Diametro: $\phi 1000;$
- Armatura a Flessione: $52 \phi 24$ accoppiati;
- Armatura a Taglio: Spirale $\phi 14/15.$

Verifica a Flessione

Figura 4-14. Verifica Flessionale

Verifica a Taglio

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

METODO DI CLARKE & BIRJANDI			
r	500	mm	raggio sezione circolare
c	84	mm	copriferro
$r_s = r - c$	416	mm	raggio sezione circolare confinata
sen α	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 $d = r(1 + \text{sen } \alpha)$

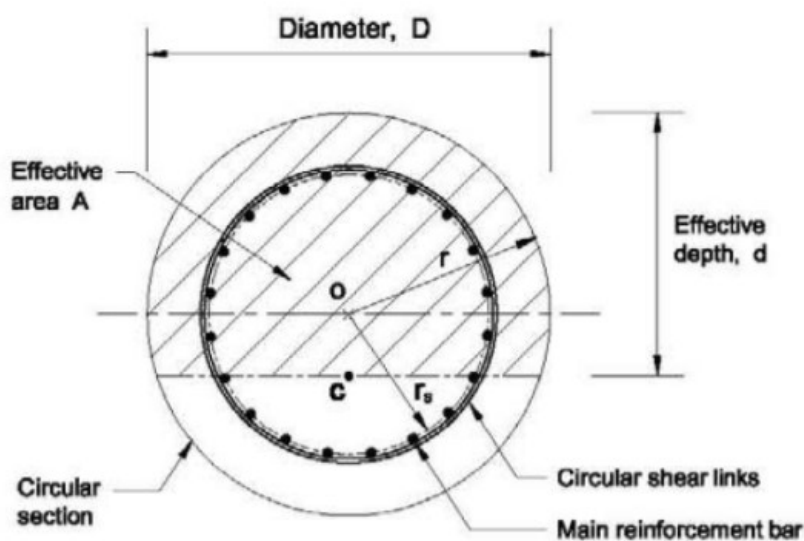


Figura 4-15. Metodo di Clarke e Birjandi - calcolo sezione rettangolare equivalente.

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 = $0.9 b_w d \alpha_c f'_{cd} (\cotg\alpha + \cotg\theta) / (1 + \cotg2\theta)$	
<i>Verifica dell'acciaio</i>			
A_{sw} [mmq] =	307.88	$\phi 14$ 2br	area staffe
s [mm] =	150		passo staffe
V_{Rsd} [kN] =	1382.23	Resistenza armature = $0.9 d f_{ywd} A_{sw}/s (\cot\alpha + \cot\theta) \sin\alpha$	
V_{Rd} [kN] =	1382.23	Min. tra V_{Rcd} e V_{Rsd}	
V_{Sdu} [kN] =	1113.00	Sollecitazione di progetto SLU	
	Verificato		

Figura 4-16. Verifica a Taglio

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

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	$\epsilon'_{se} =$	1.96		$f_{yd} =$	391.30 N/mm ²
Caratteristiche geometriche della sezione						
R =	500	mm		n.	ϕ (mm)	A_s (mm ²)
c =	60	mm coprifer.		52	24	23524
						-
N_{Ed} positivo di compressione					Σ	23524 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} [kN]	M_{Ed} [kNm]	V_{Ed} [kN]	M_{Rd} [kNm]	$\frac{M_{Ed}}{M_{Rd}}$
SLU-9	0m	-2057.00	2281.00	1131.00	2516.00	1.10
Taglio						
$\phi_{staffe} =$	14	mm	$\alpha =$	90	° inclinazione staffa	
$n_b =$	2	n° braccia	s =	150	mm passo	
Combinazione	posizione rispetto testa palo	$V_{Rd,0}$ [kN]	$V_{Rd,s}$ [kN]	$V_{Rd,c}$ [kN]	V_{Rd} [kN]	$\frac{V_{Ed}}{V_{Rd}}$
SLU-9	0m	418.00	1382.00	1416.87	1382.00	1.22
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} [kN]	M_{Ed} [kNm]	σ_c [MPa]	σ_s [MPa]	
RARA-14	0m	-15.00	1056.00	8.84	189.10	
QP-17	0m	315.00	847.00	7.27	136.90	
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} [kN]	M_{Ed} [kNm]	σ_c [MPa]	σ_s [MPa]	
FREQ-15	0m	121.00	969.00	8.19	167.40	
Comb. Quasi permanente		$w_{lim} =$	0.3	mm		
		$\sigma_s =$	204	N/mm ²		
Combinazione	posizione rispetto testa palo	N_{Ed} [kN]	M_{Ed} [kNm]	σ_c [MPa]	σ_s [MPa]	
QP-17	0m	315.00	847.00	7.27	136.90	

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 =	25.96	m
	Dimensione Longitudinale	B =	5.00	m
Modulo del terreno	E =	50000	kPa	

Sollecitazioni Statica solo permanenti				N (kN)	H (kN)	M (kNm)	
N	=	757	KN/m	19662	4924	4085	
H	=	190	KN/m				
M	=	157	KN m/m	δv	δh	θ	$\delta h_{tot,sta,pp}$
B	=	25.96	m		8.07E-03	3.58E-04	9.40E-03

Sollecitazioni (al m) SLE rara				N (kN)	H (kN)	M (kNm)	
N	=	807	KN/m	20962	6292	10167	
H	=	242	KN/m				
M	=	392	KN m/m	δv	δh	θ	$\delta h_{tot,sta,pp+acc}$
B	=	25.96	m		1.03E-02	8.91E-04	1.36E-02

Sollecitazioni (al m) SLE freq				N (kN)	H (kN)	M (kNm)	
N	=	757	KN/m	19662	5789	7632	
H	=	223	KN/m				
M	=	294	KN m/m	δv	δh	θ	$\delta h_{tot,sta,pp+acc}$
B	=	25.96	m		9.49E-03	6.69E-04	1.20E-02

Sollecitazioni (al m) SLE qp				N (kN)	H (kN)	M (kNm)	
N	=	757	KN/m	19662	5155	5031	
H	=	199	KN/m				
M	=	194	KN m/m	δv	δh	θ	$\delta h_{tot,sys}$
B	=	25.96	m		8.45E-03	4.41E-04	1.01E-02

Da pp a SLE rara						δh	θ	Δh_0	δh_{tot}	$\Delta \delta h_{tot,(sis-sta,pp+acc)}$	$\Delta \delta h_{tot,(sis-sta,pp)}$
Tiro/m	Tiro (kN)	N (kN)	H (kN)	M (kNm)							
0	0	20962.23	6291.80	10166.80		1.03E-02	8.91E-04	3.30E-03	1.36E-02	0.00E+00	0.00422
50	1100	20962.23	5191.80	6096.80		8.51E-03	5.35E-04	1.98E-03	1.05E-02	-3.12E-03	0.00109
100	2200	20962.23	4091.80	2026.80		6.71E-03	1.78E-04	6.57E-04	7.37E-03	-6.25E-03	-0.00203
150	3300	20962.23	2991.80	-2043.20		4.90E-03	-1.79E-04	-6.63E-04	4.24E-03	-9.37E-03	-0.00516
200	4400	20962.23	1891.80	-6113.20		3.10E-03	-5.36E-04	-1.98E-03	1.12E-03	-1.25E-02	-0.00828

Da pp a SLE freq						δh	θ	Δh_0	δh_{tot}	$\Delta \delta h_{tot,(sis-sta,pp+acc)}$	$\Delta \delta h_{tot,(sis-sta,pp)}$
Tiro/m	Tiro (kN)	N (kN)	H (kN)	M (kNm)							
0	0	19661.71	5789	7632.48		9.49E-03	6.69E-04	2.48E-03	1.20E-02	-1.65E-03	0.00257
50	1100	19661.71	4689	3562.48		7.69E-03	3.12E-04	1.16E-03	8.84E-03	-4.77E-03	-0.00055
100	2200	19661.71	3589	-507.52		5.88E-03	-4.45E-05	-1.65E-04	5.72E-03	-7.89E-03	-0.00368
150	3300	19661.71	2489	-4577.52		4.08E-03	-4.01E-04	-1.48E-03	2.60E-03	-1.10E-02	-0.00680
200	4400	19661.71	1389	-8647.52		2.28E-03	-7.58E-04	-2.81E-03	-5.27E-04	-1.41E-02	-0.00993
250	5500	19661.71	289	-12717.52		4.74E-04	-1.11E-03	-4.13E-03	-3.65E-03	-1.73E-02	-0.01305

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	19661.71	5154.76	5030.83	8.45E-03	4.41E-04	1.63E-03	1.01E-02	-3.53E-03	0.00069
50	1100	19661.71	4054.76	960.83	6.65E-03	8.42E-05	3.12E-04	6.96E-03	-6.65E-03	-0.00244
100	2200	19661.71	2954.76	-3109.17	4.84E-03	-2.73E-04	-1.01E-03	3.84E-03	-9.78E-03	-0.00556
150	3300	19661.71	1854.76	-7179.17	3.04E-03	-6.29E-04	-2.33E-03	7.12E-04	-1.29E-02	-0.00869
200	4400	19661.71	754.76	-11249.17	1.24E-03	-9.86E-04	-3.65E-03	-2.41E-03	-1.60E-02	-0.01181

Sollecitazioni (al m) SLU STR			
N	=	779	KN/m
H	=	327	KN/m
M	=	669	KN m/m
B	=	25.96	m

N (kN)	H (kN)	M (kNm)	
20213	8494	17362	
δv	δh	θ	$\delta h_{tot,sta,pp+acc}$
	1.39E-02	1.52E-03	1.96E-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	20212.54	8493.932	17362.19	1.39E-02	1.52E-03	5.63E-03	1.96E-02	5.94E-03	0.01016
50	1100	20212.54	7393.932	13292.19	1.21E-02	1.17E-03	4.31E-03	1.64E-02	2.82E-03	0.00704
100	2200	20212.54	6293.932	9222.19	1.03E-02	8.09E-04	2.99E-03	1.33E-02	-3.03E-04	0.00391
150	3300	20212.54	5193.932	5152.19	8.52E-03	4.52E-04	1.67E-03	1.02E-02	-3.43E-03	0.00079
200	4400	20212.54	4093.932	1082.19	6.71E-03	9.49E-05	3.51E-04	7.06E-03	-6.55E-03	-0.00233
250	5500	20212.54	2993.932	-2987.81	4.91E-03	-2.62E-04	-9.69E-04	3.94E-03	-9.67E-03	-0.00546

Sollecitazioni (al m) SIS STR			
N	=	800	KN/m
H	=	355	KN/m
M	=	859	KN m/m
B	=	25.96	m

N (kN)	H (kN)	M (kNm)	
20777	9203	22307	
δv	δh	θ	$\delta h_{tot, sis}$
	1.51E-02	1.96E-03	2.23E-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	20776.63	9203.26	22307.06	1.51E-02	1.96E-03	7.24E-03	2.23E-02	8.71E-03	0.01293
50	1100	20776.63	8103.26	18237.06	1.33E-02	1.60E-03	5.92E-03	1.92E-02	5.59E-03	0.00980
100	2200	20776.63	7003.26	14167.06	1.15E-02	1.24E-03	4.60E-03	1.61E-02	2.46E-03	0.00668
150	3300	20776.63	5903.26	10097.06	9.68E-03	8.85E-04	3.28E-03	1.30E-02	-6.60E-04	0.00356
200	4400	20776.63	4803.26	6027.06	7.87E-03	5.28E-04	1.96E-03	9.83E-03	-3.78E-03	0.00043

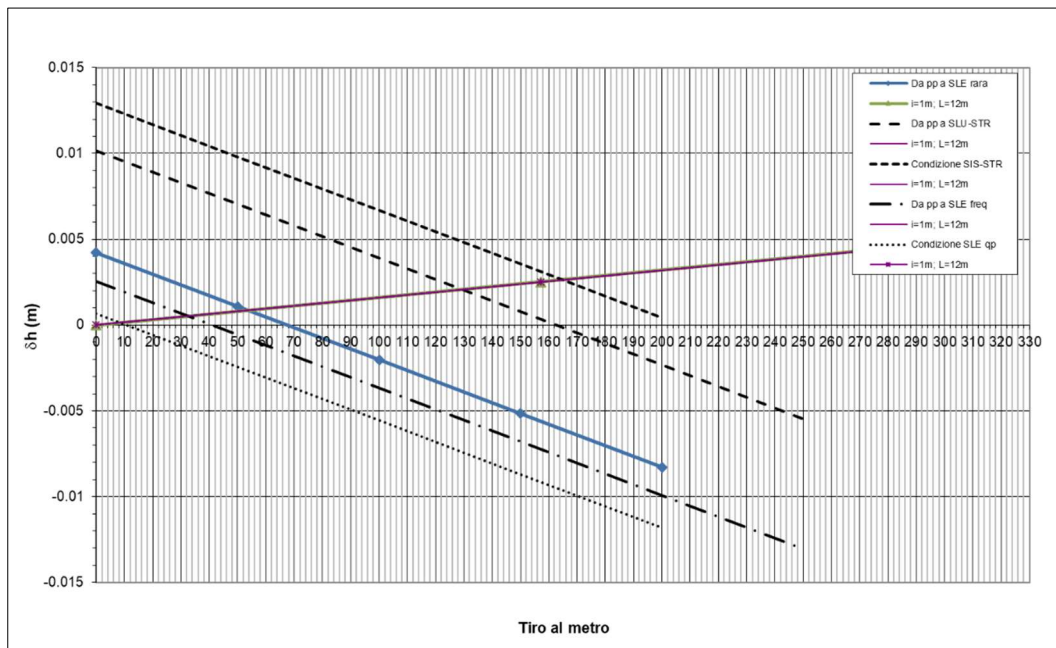


Figura 5-1. Curve caratteristiche tiranti passivi-spalla

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/m)
SLE - RARA	54
SLE -FREQ.	33
SLE - Q-P	9
SLV	165
SLU	129

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 pari a 1.80 (numero di profili di indagine =1).

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)

$T_{eq,max}$	165	[tiro/m]	massima azione assiale al metro lineare su tirante equivalente
i	1.00	[m]	interasse tiranti
α	20	[°]	inclinazione tiranti nel piano verticale
β	21	[°]	inclinazione tiranti rispetto piano orizzontale
T_{max}	188	[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}	11.50	[m]	$\gamma_{Ra,p}$ 1.20
τ_{lim}	100	kN/m ²	
T_{RcaI_GEO}	650	[kN]	T_{Rd} 301 [kN]
T_{RK_GEO}	361	[kN]	FS 1.60 (>1)
T_{Rd_GEO}	301	[kN]	

6 FONDAZIONE 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

Table with columns: Azioni di calcolo, solo perm. (STR), no traffico (a), no traffico (b), Traffico 1 (a), Traffico 1 (b), Traffico 2a (a), Traffico 2a (b), Traffico 2a config 2 (a), Traffico 2a config 2 (b), no traffico, Traffico 1, Traffico 2a, Traffico 2a config 2, Traffico +kv (max comp), Traffico +kv (max traz), Traffico -kv (max comp), Traffico -kv (max traz). Rows include Comb., Nvd [kN/m], Vvd [kN/m], Mvd [kNm/m], e [m].

Terme di sollecitazione agenti nel punto G definite considerando la presenza di tirante equivalente con il metodo delle curve caratteristiche (se non è previsto l'intervento di rinforzo mediante tiranti, inserire nella tabella sottostante le terme di sollecitazioni calcolate nella tabella soprastante)

Table with columns: h_giuse [m], l_giuse [m], h [m], Comb., Td [tiro/m], V_Td [kN/m], M_Td [kNm/m]. Values for various traffic configurations.

Table with columns: Azioni di calcolo, solo perm. (STR), no traffico (a), no traffico (b), Traffico 1 (a), Traffico 1 (b), Traffico 2a (a), Traffico 2a (b), Traffico 2a config 2 (a), Traffico 2a config 2 (b), no traffico, Traffico 1, Traffico 2a, Traffico 2a config 2, Traffico +kv (max comp), Traffico +kv (max traz), Traffico -kv (max comp), Traffico -kv (max traz). Rows include Nvd [kN/m], Vvd [kN/m], Mvd [kNm/m].

Verifica di capacità portante in condizioni (DRENATE / NON DRENATE) DRENATE

Table with columns: Dimensioni geometriche fondazione (D, L, B, e1, e2, L', B'), Parametri geotecnici terreno di fondazione (gamma_w, gamma_r, gamma_f, phi, c', cu, Set di coefficienti parziali, Y1_M1, Y2_M1, phi_M1, c'_M1, cu_M1).

Table with columns: Parametri geotecnici terreno di fondazione (gamma_w, gamma_r, gamma_f, phi, c', cu, Set di coefficienti parziali, Y1_M1, Y2_M1, phi_M1, c'_M1, cu_M1).

Table with columns: Fattori di capacità portante (Nc, Nc, Nc).

Table with columns: Fattori di forma (per forma rettangolare) (sr, sc, sq).

Table with columns: Fattori di profondità (ds, dc, dq).

Table with columns: Fattori di inclinazione del carico (ms, m, m, i1, ic, iq).

Table with columns: Fattori di inclinazione del piano di posa (bv, bc, bq).

Table with columns: Fattori di inclinazione del piano campagna (br, bc, bq).

Table with columns: Calcolo della capacità portante della fondazione superficiale (qm, Set di coefficienti parziali, gamma, q, Q, FS = Q / (Nc * L') > 1).

COMB. STR Sismica - STR

6.2 VERIFICA A SCORRIMENTO

Carico	A1+M1+R3		
	1	2	3
C1	1.00	1.00	1.00
C2	1.00	1.00	1.00
C3	1.35	1.00	1.00
C4a	0.00	0.00	0.00
C4b	1.35	0.20	0.20
C4c	0.00	0.00	0.00
C4d	0.00	0.00	0.00
C4e	0.00	0.00	0.00
C5	1.35	0.00	0.00
C6	1.35	1.00	1.00
C7	0.00	0.00	0.00
C8	-0.90	0.00	0.00
CS1 (-kv)	0.00	1.00	0.00
CS1 (+kv)	0.00	0.00	1.00
CS2 (-kv)	0.00	1.00	0.00
CS2 (+kv)	0.00	0.00	1.00
N_{Ed} [kN/m]			
	757	714	800
V_{Ed} [kN/m]			
	327	335	355
M_{Ed} [kN/m]			
	-670	-822	-859
Comb.	M1	M1	M1
CONDIZIONI DRENATE			
φ' [°]	38	38	38
tanφ'	0.78	0.78	0.78
R _{Ed} [kN/m]	592	558	625
γ _R	1.10	1.00	1.00
FS (≥1)	1.64	1.67	1.76

Verifica in presenza di tiranti passivi

Azioni di calcolo decurtate del contributo resistente offerto dal tirante passivo

h_tiranti [m]	3.7	da intradosso fondazione	
i_tiranti [m]	22		
n_tiranti	1		
1			
T _{Ed} [tiro/m]	130	150	165
V _{-TEd} [kN/m]	110	127	140
M _{-TEd} [kNm/m]	408	470	517
N_{Ed} [kN/m]			
	757	714	800
V_{Ed} [kN/m]			
	217	208	215
M_{Ed} [kN/m]			
	-263	-352	-342
Comb.	M1	M1	M1
CONDIZIONI DRENATE			
φ' [°]	38	38	38
tanφ'	0.78	0.78	0.78
R _{Ed} [kN/m]	592	558	625
γ _R	1.10	1.00	1.00
FS (≥1)	2.48	2.69	2.91

Azioni di calcolo decurtate del contributo resistente offerto dal tirante passivo

7 ANALISI GEOTECNICA MURI ANDATORI - (NUOVA REALIZZAZIONE)

I tabulati che seguono, riportano i risultati delle analisi e verifiche geotecniche condotte sui muri andatori Nord e Sud 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 del Triumvirato - Tang. Nord 9+201 (sottovia 61T)
 Argomento: | Allegato 1: Calcoli - Opere di sostegno
 Sezione analizzata: | Muro andatore 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 monte)	B2 _{medio} [m] (paramento)	B3 [m] (lato valle)	H _{tot} [m]	H1 [m]	H2 [m]
5.20	3.70	1.00	0.50	8.42	1.20	7.22

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
7.22	1.78	0.00		H _{dente} [m]	B _{dente} [m]	H _{zav valle} [m]	X _{g_dente} [m]
				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	1.20	0.00	16.50	0.00	90.00	0.00	SI

Azioni delle FOA - ASSENTE

Descrizione	N _k [kN/m]	H _k [kN/m]	M _k [kNm/m]
p.p. strut. + p.p. pannelli	0.00	0.00	0.00
Pressione dinamica veicolare	0.00	0.00	0.00
Vento	0.00	0.00	0.00

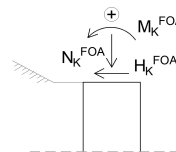


Figura 1 - Convenzione dei segni carichi FOA

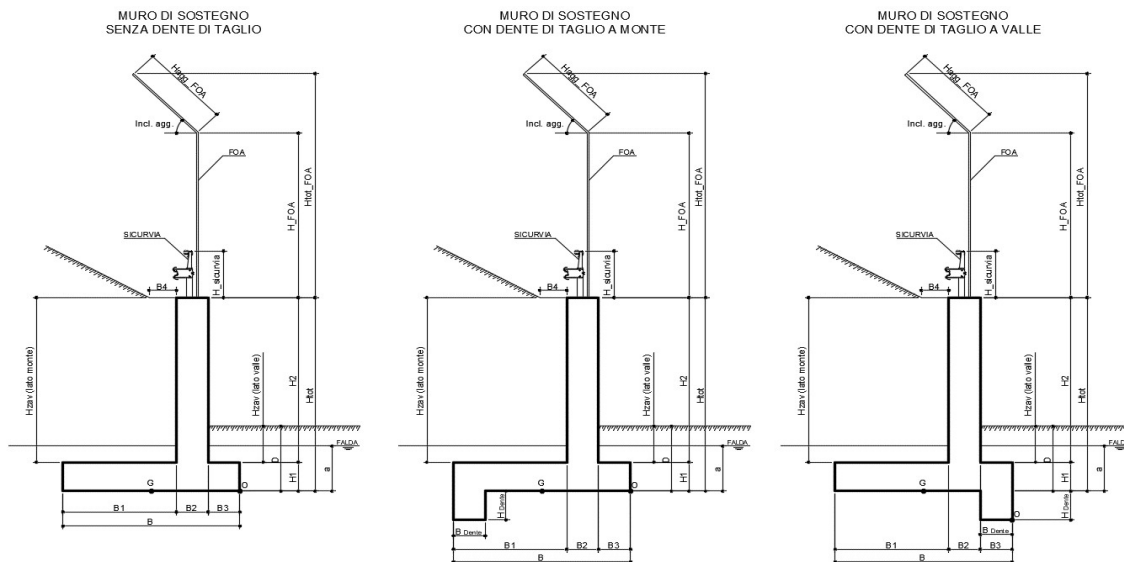


Figura 2 - Caratteristiche geotecniche del muro di sostegno per i diversi casi

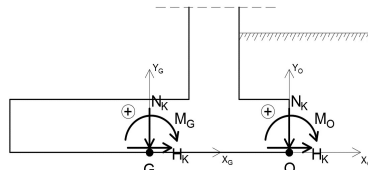


Figura 3 - Convenzione dei segni

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	156.00	-2.60	0.60	-405.60	0.00	0.60	0.00
Paramento c.a.	25	180.50	-1.00	4.81	-180.50	1.60	4.81	288.80
FOA		0.00	-1.00	0.00	0.00	1.60	0.00	0.00
Zavorra lato monte (costante)	20	534.28	-3.35	4.81	-1789.84	-0.75	4.81	-400.71
Zavorra lato monte (inclinato)	20	0.00	-3.97	8.42	0.00	-1.37	8.42	0.00
Zavorra lato valle	20	17.80	-0.25	2.09	-4.45	2.35	2.09	41.83
Dente di fondazione	25	0.00	0.00	0.00	0.00	2.60	0.00	0.00
Sicurvia		0.00	-1.00	9.42	0.00	1.60	9.42	0.00
Totale		889			-2380			-70

(C2a): Spinta delle terre per verifiche geotecniche

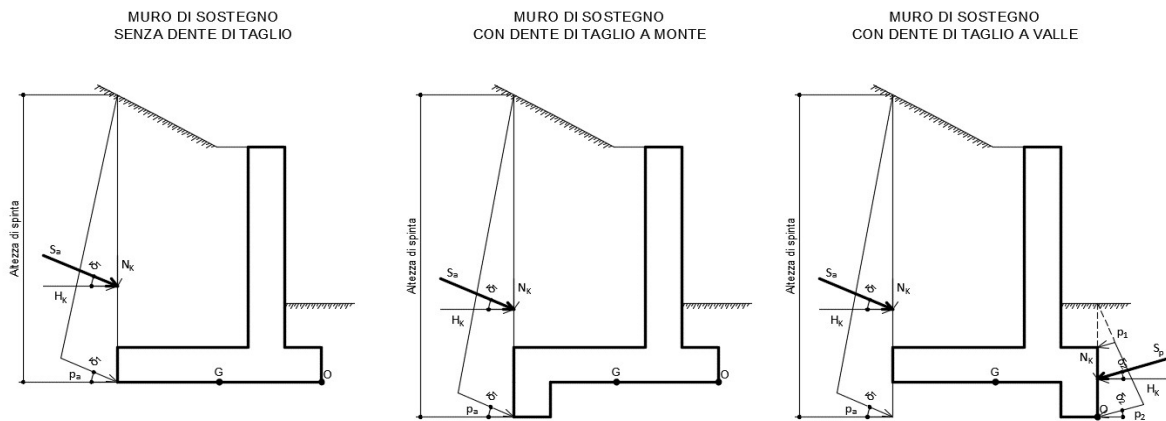


Figura 4 - Spinta attiva delle terre in condizioni statiche per i diversi casi

Ribaltamento

- Componente attiva

H_{SPINTA_ATT} [m] 8.42

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	173.28	68.63	159.11	-5.20	2.81	89.67

- 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	4.82	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	173.28	68.63	159.11	89.67

Scorrimento

- Componente attiva

H_{SPINTA_ATT} [m] 8.42

Comb.	S_{ta} [kN/m]	N_k [kN/m]	H_k [kN/m]	x_G [m]	y_G [m]	M_G [kNm/m]
M1	173.28	68.63	159.11	-2.60	2.81	268.12

- 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	4.82	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	173.28	68.63	159.11	268.12

Cliente: | Potenziamento sistema autostradale e tangenziale di Bologna
 Commessa: | Lotto 1 - Sottovia Via del Triumvirato - Tang. Nord 9+201 (sottovia 61T)
 Argomento | Allegato 1: Calcoli - Opere di sostegno
 Sezione analizzata: | Muro andatore Nord

Capacità portante

- Componente attiva

H_{SPINTA_ATT} [m] 8.42

Comb.	S_{ta} [kN/m]	N_k [kN/m]	H_k [kN/m]	x_G [m]	y_G [m]	M_G [kNm/m]
M1	173.28	68.63	159.11	-2.60	2.81	268.12

- 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	4.82	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	173.28	68.63	159.11	268.12

(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] 8.42

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	302.32	0.00	302.32	-2.60	2.81	848.51

(C3): Sovraccarico accidentale

q [kN/m²] 20

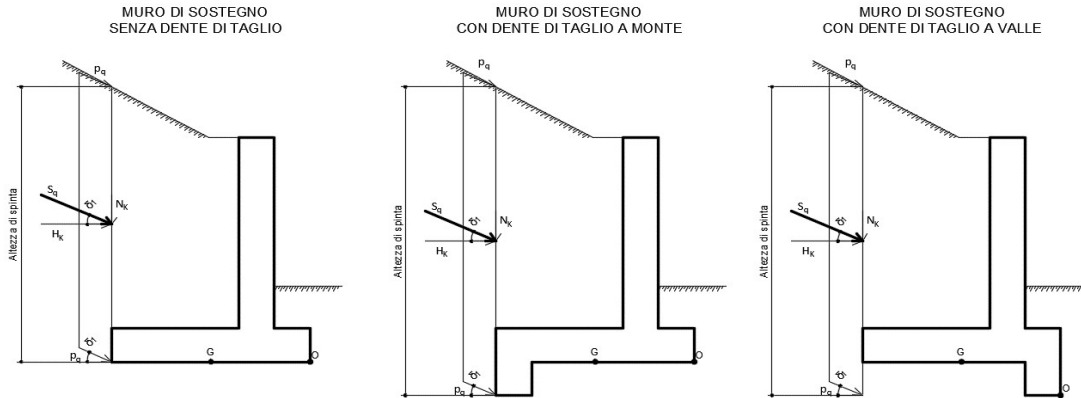


Figura 5 - Spinta dovuta al sovraccarico accidentale per i diversi casi

Componente verticale

N_k [kN/m]	x_o [m]	M_O [kNm/m]	x_G [m]	M_G [kNm/m]
74.00	-3.35	-247.90	-0.75	-55.50

Ribaltamento

- Componente orizzontale per verifiche geotecniche (a)

H_{SPINTA} [m] 8.42

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	41.16	16.30	37.79	-5.20	4.21	74.34

Scorrimento / Capacità portante

- Componente orizzontale per verifiche geotecniche (a)

H_{SPINTA} [m] 8.42

Comb.	S_{qa} [kN/m]	N_k [kN/m]	H_k [kN/m]	x_G [m]	y_G [m]	M_G [kNm/m]
M1	41.16	16.30	37.79	-2.60	4.21	116.72

Verifiche strutturali

Componente orizzontale per verifiche strutturali (b)

H_{SPINTA} [m] 8.42

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	71.81	0.00	71.81	-2.60	4.21	302.32

Cliente: | Potenziamento sistema autostradale e tangenziale di Bologna
 Commessa: | Lotto 1 - Sottovia Via del Triumvirato - Tang. Nord 9+201 (sottovia 61T)
 Argomento: | Allegato 1: Calcoli - Opere di sostegno
 Sezione analizzata: | Muro andatore 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]
0.00	0.00	-1.00	0.00	0.00	1.60	0.00	0.00

(C4): Urto veicolo in svio

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

n° montanti	$i_{mont.}$ [m]	$L_{diff. muro}$ [m]	L_{concio} [m]	$L_{diff.}$ [m]	H_k [kN/m]	y_0 [m]	M_0 [kNm/m]
3.00	1.50	11.52	16.50	11.52	21.43	9.42	201.84
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	11.52	16.50	11.52	21.43	9.42	201.84

(C5): Azione del vento

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

N_k [kN/m]	H_k [kN/m]	x_G [m]	y_G [m]	M_G [kNm/m]	x_0 [m]	y_0 [m]	M_0 [kNm/m]
0.00	0.00	1.60	0.00	0.00	-1.00	0.00	0.00

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

k_h	0.111	k_v	0.056
-------	-------	-------	-------

(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.	-8.67	17.35	-2.60	0.60	32.96	0.00	0.60	10.41
Paramento c.a.	-10.04	20.07	-1.00	4.81	106.59	1.60	4.81	80.49
FOA	0.00	0.00	-1.00	0.00	0.00	1.60	0.00	0.00
Zavorra lato monte (costante)	-29.71	59.42	-3.35	4.81	385.31	-0.75	4.81	308.07
Zavorra lato monte (inclinato)	0.00	0.00	-3.97	8.42	0.00	-1.37	8.42	0.00
Zavorra lato valle	-0.99	0.00	-0.25	2.09	0.25	2.35	2.09	-2.33
Dente di fondazione	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	2.60	0.00	0.00
Sicurvia	0.00	0.00	-1.00	9.42	0.00	1.60	9.42	0.00
Totale	-49	97			525			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.	8.67	17.35	-2.60	0.60	-12.14	0.00	0.60	10.41
Paramento c.a.	10.04	20.07	-1.00	4.81	86.51	1.60	4.81	112.61
FOA	0.00	0.00	-1.00	0.00	0.00	1.60	0.00	0.00
Zavorra lato monte (costante)	29.71	59.42	-3.35	4.81	186.27	-0.75	4.81	263.51
Zavorra lato monte (inclinato)	0.00	0.00	-3.97	8.42	0.00	-1.37	8.42	0.00
Zavorra lato valle	0.99	0.00	-0.25	2.09	-0.25	2.35	2.09	2.33
Dente di fondazione	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	2.60	0.00	0.00
Sicurvia	0.00	0.00	-1.00	9.42	0.00	1.60	9.42	0.00
Totale	49	97			260			389

(CS2): Spinta (dinamica) delle terre

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

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

SPINTA DELLE TERRE IN CONDIZIONI STATICHE
REGIME DI SPINTA ATTIVA

SPINTA DINAMICA DELLE TERRE
REGIME DI SPINTA ATTIVA

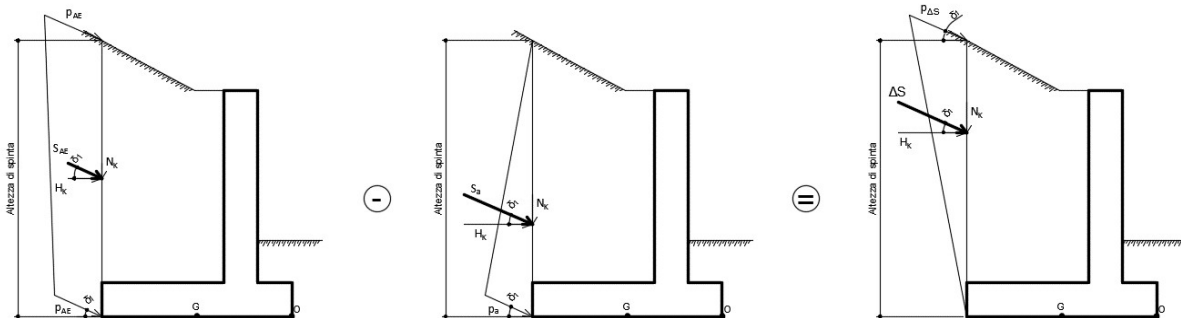


Figura 6 - Spinta attiva delle terre in condizioni dinamiche - Metodo pseudo-statico di Mononobe Okabe

Cliente: Potenziamento sistema autostradale e tangenziale di Bologna
 Commessa: Lotto 1 - Sottovia Via del Triumvirato - Tang. Nord 9+201 (sottovia 61T)
 Argomento: Allegato 1: Calcoli - Opere di sostegno
 Sezione analizzata: Muro andatore 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	173.28	0.369	239.60	66.32
Comb.	N_k [kN/m]	H_k [kN/m]	x_O [m]	y_O [m]	M_O [kNm/m]
M1	26.27	60.90	-5.20	4.21	119.78

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	173.28	0.346	265.67	92.40
Comb.	N_k [kN/m]	H_k [kN/m]	x_O [m]	y_O [m]	M_O [kNm/m]
M1	36.60	84.84	-5.20	4.21	166.88

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	173.28	0.319	213.34	40.06
Comb.	N_k [kN/m]	H_k [kN/m]	x_G [m]	y_G [m]	M_G [kNm/m]
M1	15.87	36.78	-2.60	4.21	113.61

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	173.28	0.310	231.87	58.59
Comb.	N_k [kN/m]	H_k [kN/m]	x_G [m]	y_G [m]	M_G [kNm/m]
M1	23.21	53.80	-2.60	4.21	166.16

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	173.28	0.319	213.34	40.06
Comb.	N_k [kN/m]	H_k [kN/m]	x_G [m]	y_G [m]	M_G [kNm/m]
M1	15.87	36.78	-2.60	4.21	113.61

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	173.28	0.310	231.87	58.59
Comb.	N_k [kN/m]	H_k [kN/m]	x_G [m]	y_G [m]	M_G [kNm/m]
M1	23.21	53.80	-2.60	4.21	166.16

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	173.28	0.319	213.34	40.06
Comb.	N_k [kN/m]	H_k [kN/m]	x_G [m]	y_G [m]	M_G [kNm/m]
M1	0.00	40.06	-2.60	4.21	168.65

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	173.28	0.310	231.87	58.59
Comb.	N_k [kN/m]	H_k [kN/m]	x_G [m]	y_G [m]	M_G [kNm/m]
M1	0.00	58.59	-2.60	4.21	246.68

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

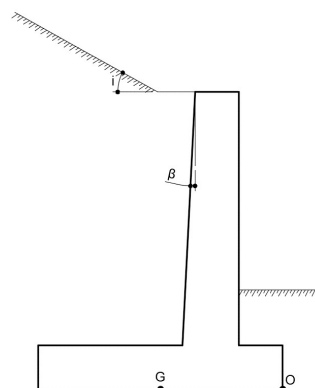


Figura 7 - Inclinazione del terreno e del paramento

Terreno di fondazione	
Parametro	M1
γ' [kN/m ³]	10
ϕ' [°]	38.00
ϕ' [rad]	0.66
δ_{es} [°]	19.00
δ_{es} [rad]	0.33
δ_{sism} [°]	19.00
δ_{sism} [rad]	0.33
c' [kN/m ²]	0.00
c_{ul} [kN/m ²]	0.00
β [°]	0.00
β [rad]	0.00
i [°]	0.00
i [rad]	0.00
$k_{p\ es}$	9.639
$k_{p\ es} (*)$	4.820

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

COEFFICIENTI SISMICI

Località: **Opera 61T (Via del Triumvirato)**

Vita nominale: VN **50** anni

Classe d'uso: CU **IV**

Periodo di riferimento per azione sismica: VR **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	0.210	0.307	2.432

Categoria di sottosuolo: **C**

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	1.39	1.00	0.293	2.871

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	0.111	0.167
Coefficiente sismico verticale	k _v	0.056	0.083

Calcolo coefficiente sismico con teoria Mononobe-Okabe:

Sisma diretto verso l'alto: - kv

	[°]	[rad]	[°]	[rad]
θ	6.72	0.12	10.31	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
φ' _d - M1	35.00	0.61	35.00	0.61

β ≤ (φ' _d - θ)	k _{AE} - M1	0.319	0.369
β > (φ' _d - θ)	k _{AE} - M1	0.90	1.008

k_{AE} - M1	0.319	0.369
----------------------------	--------------	--------------

Sisma diretto verso il basso: + kv

	[°]	[rad]	[°]	[rad]
θ	6.01	0.10	8.75	0.15
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
φ' _d - M1	35.00	0.61	35.00	0.61

β ≤ (φ' _d - θ)	k _{AE} - M1	0.31	0.346
β > (φ' _d - θ)	k _{AE} - M1	0.88	0.961

k_{AE} - M1	0.310	0.346
----------------------------	--------------	--------------

Cliente: | Potenziamento sistema autostradale e tangenziale di Bologna
 Commessa: | Lotto 1 - Sottovia Via del Trionvirato - Tang. Nord 9+201 (sottovia 61T)
 Argomento: | Allegato 1: Calcoli - Opere di sostegno
 Sezione analizzata: | Muro andatore 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	889	0	-2380	69	159	90	74	0	-248
	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	16	38	74	0	0	0	0	21	202
	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	0	0	0	-49	97	788	49	97	391
	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	26	61	120	37	85	167			

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

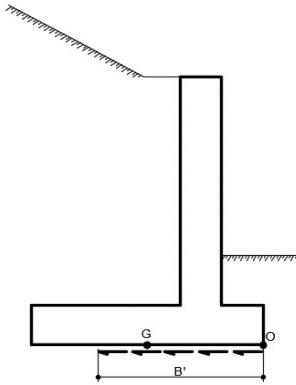
M_{stab} [kNm/m]	-2380	-2380	-2430	-2430	-2380
M_{rib} [kNm/m]	228	200	1012	662	306
γ_R	1.15	1.15	1.00	1.00	1.15
FS (≥ 1)	9.08	10.34	2.40	3.67	6.76

Calcolo delle sollecitazioni caratteristiche nel punto O

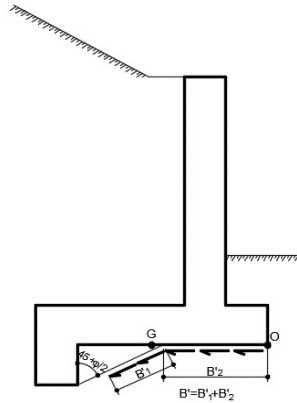
	C1			C2a			C3 - componente verticale		
	N [kN/m]	H [kN/m]	M [kNm/m]	N [kN/m]	H [kN/m]	M [kNm/m]	N [kN/m]	H [kN/m]	M [kNm/m]
A1+M1+R3	889	0	-70	69	159	268	74	0	-56
C3 - componente orizzontale (a)			C3 - FOA			C4			
N [kN/m]	H [kN/m]	M [kNm/m]	N [kN/m]	H [kN/m]	M [kNm/m]	N [kN/m]	H [kN/m]	M [kNm/m]	
A1+M1+R3	16	38	117	0	0	0	0	21	202
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	0	0	0	-49	97	397	49	97	389
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	16	37	114	23	54				

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

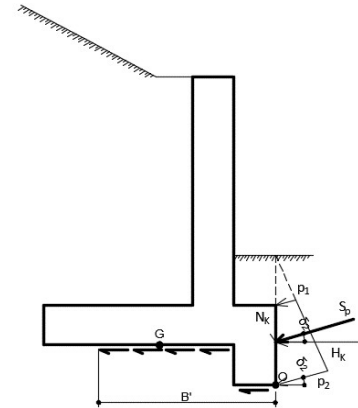


Figura 8 - Resistenza a scorrimento considerata per i diversi casi

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]	1002	996	942	1048	960
H _{Ed} [kN/m]	264	249	300	317	188
M _{Ed} [kNm/m]	454	410	721	765	423
Comb.	M1	M1	M1	M1	M1
φ' [°]	38	38	38	38	38
tanφ'	0.78	0.78	0.78	0.78	0.78
c' [kN/m ²]	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
c _u [kN/m ²]	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
B' [m]	4.29	4.38	3.67	3.74	4.32
R _{Ed} [kN/m]	783	778	736	819	750
γ _R	1.10	1.10	1.00	1.00	1.10
FS (≥1)	2.70	2.84	2.45	2.58	3.63

- (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 del Triumvirato - Tang. Nord 9+201 (sottovia 61T)
 Argomento | Allegato 1: Calcoli - Opere di sostegno
 Sezione analizzata: | Muro andatore 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]	1002	1380	996	1346	942	1048	960	975
M_{Ed}[kNm/m]	454	349	410	326	721	765	423	412
V_{Ed}[kN/m]	264	264	249	249	300	317	188	188

Dimensioni geometriche fondazione

D [m]	1.20	1.20	1.20	1.20	1.20	1.20	1.20	1.20
a [m]	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
L [m]	16.50	16.50	16.50	16.50	16.50	16.50	16.50	16.50
B [m]	5.20	5.20	5.20	5.20	5.20	5.20	5.20	5.20
e _t [m]	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
e _B [m]	0.45	0.25	0.41	0.24	0.77	0.73	0.44	0.42
L' [m]	16.50	16.50	16.50	16.50	16.50	16.50	16.50	16.50
B' [m]	4.29	4.69	4.38	4.72	3.67	3.74	4.32	4.35

Parametri geotecnici terreno di fondazione

Peso proprio del terreno di riporto	γ_1 [kN/m ³]	20	20	20	20	20	20	20
Peso proprio dell'acqua	γ_w [kN/m ³]	9.81	9.81	9.81	9.81	9.81	9.81	9.81
Peso som. - Terreno di riporto	γ'_1 [kN/m ³]	10.19	10.19	10.19	10.19	10.19	10.19	10.19
Peso som. - Terreno di fondazione	γ'_2 [kN/m ³]	10	10	10	10	10	10	10
Angolo d'attrito	ϕ' [°]	38	38	38	38	38	38	38
Coesione efficace	c' [kN/m ²]	0	0	0	0	0	0	0
Set di coefficienti parziali		M1	M1	M1	M1	M1	M1	M1
Peso proprio - Terreno di riporto	$\gamma_{1, M1}$ [kN/m ³]	20	20	20	20	20	20	20
Peso som. - Terreno di fondazione	$\gamma_{2, M1}$ [kN/m ³]	10	10	10	10	10	10	10
Angolo d'attrito fattorizzato	$\phi'_{, M1}$ [°]	38	38	38	38	38	38	38
	$\phi'_{, M1}$ [rad]	0.66	0.66	0.66	0.66	0.66	0.66	0.66
Coesione efficace fattorizzata	$c'_{, M1}$ [kN/m ²]	0	0	0	0	0	0	0

Fattori di capacità portante

N _v	78.02	78.02	78.02	78.02	78.02	78.02	78.02	78.02
N _c	61.35	61.35	61.35	61.35	61.35	61.35	61.35	61.35
N _q	48.93	48.93	48.93	48.93	48.93	48.93	48.93	48.93

Fattori di forma

(per forma rettangolare)

s _v	0.90	0.89	0.89	0.89	0.91	0.91	0.90	0.89
s _c	1.21	1.23	1.21	1.23	1.18	1.18	1.21	1.21
s _q	1.20	1.22	1.21	1.22	1.17	1.18	1.20	1.21

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	1.07	1.06	1.06	1.06	1.08	1.08	1.07	1.06
d _q	1.06	1.06	1.06	1.06	1.08	1.07	1.06	1.06

Fattori di inclinazione del carico

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

m _B	1.79	1.78	1.79	1.78	1.82	1.82	1.79	1.79
m _t	1.21	1.22	1.21	1.22	1.18	1.18	1.21	1.21
θ [°]	90.00	90	90	90	90	90	90	90
m	1.79	1.78	1.79	1.78	1.82	1.82	1.79	1.79
i _v	0.43	0.55	0.45	0.57	0.34	0.36	0.54	0.55
i _c	0.57	0.68	0.59	0.69	0.49	0.51	0.67	0.67
i _q	0.58	0.69	0.60	0.69	0.50	0.52	0.68	0.68

Cliente: | Potenziamento sistema autostradale e tangenziale di Bologna
 Commessa: | Lotto 1 - Sottovia Via del Trionvirato - Tang. Nord 9+201 (sottovia 61T)
 Argomento | Allegato 1: Calcoli - Opere di sostegno
 Sezione analizzata: | Muro andatore 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

	$q_{lim} [kN/m^2]$	1511	1943	1583	1979	1180	1252	1839	1862
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
$q = q_{lim} / \gamma_R$	$q [kN/m^2]$	1079	1388	1131	1413	983	1043	1314	1330
$Q = q \times B' \times L'$	$Q [kN]$	76464	107501	81677	109966	59520	64372	93613	95570
$FS = Q / (N_{Ed} \times L') (>1)$	FS	4.62	4.72	4.97	4.95	3.83	3.72	5.91	5.94
		(>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 del Triumvirato - Tang. Nord 9+201 (sottovia 61T)
 Argomento: | Allegato 1: Calcoli - Opere di sostegno
 Sezione analizzata: | Muro andatore Sud

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 monte)	B2 _{medio} [m] (paramento)	B3 [m] (lato valle)	H _{tot} [m]	H1 [m]	H2 [m]
4.50	2.30	0.70	1.50	4.20	0.80	3.40

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]
3.40	0.00	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	0.80	0.00	31.00	0.00	90.00	0.00	SI

Azioni delle FOA - Barriera antifonica H = 6.5m

Descrizione	N _k [kN/m]	H _k [kN/m]	M _k [kNm/m]
p.p. strut. + p.p. pannelli	8.72	0.00	2.13
Pressione dinamica veicolare	-0.47	-7.06	-23.47
Vento	-1.13	-16.99	-56.46

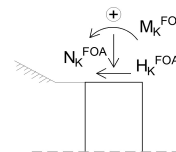


Figura 1 - Convenzione dei segni carichi FOA

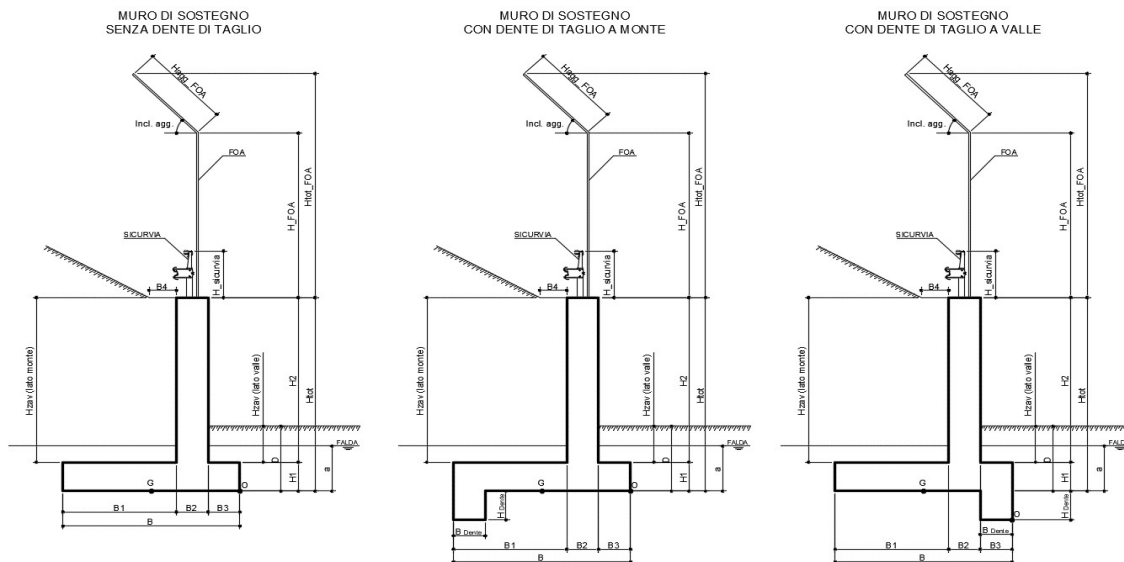


Figura 2 - Caratteristiche geotecniche del muro di sostegno per i diversi casi

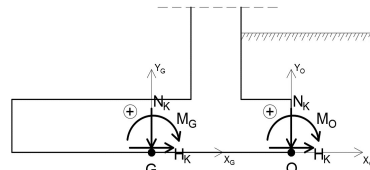


Figura 3 - Convenzione dei segni

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	90.00	-2.25	0.40	-202.50	0.00	0.40	0.00
Paramento c.a.	25	59.50	-1.85	2.50	-110.08	0.40	2.50	23.80
FOA		8.72	-1.85	4.20	-18.26	0.40	4.20	1.36
Zavorra lato monte (costante)	20	156.40	-3.35	2.50	-523.94	-1.10	2.50	-172.04
Zavorra lato monte (inclinato)	20	0.00	-3.73	4.20	0.00	-1.48	4.20	0.00
Zavorra lato valle	20	0.00	-0.75	0.80	0.00	1.50	0.80	0.00
Dente di fondazione	25	0.00	0.00	0.00	0.00	2.25	0.00	0.00
Sicurvia		0.00	-1.85	5.20	0.00	0.40	5.20	0.00
Totale		315			-855			-147

(C2a): Spinta delle terre per verifiche geotecniche

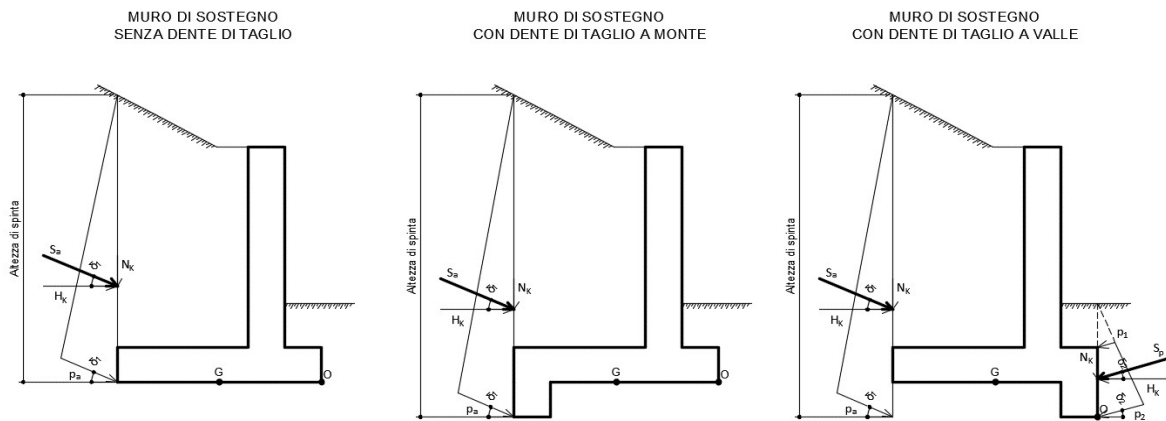


Figura 4 - Spinta attiva delle terre in condizioni statiche per i diversi casi

Ribaltamento

- Componente attiva

H_{SPINTA_ATT} [m] 4.20

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	43.11	17.08	39.59	-4.50	1.40	-21.42

- 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	4.82	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	43.11	17.08	39.59	-21.42

Scorrimento

- Componente attiva

H_{SPINTA_ATT} [m] 4.20

Comb.	S_{ta} [kN/m]	N_k [kN/m]	H_k [kN/m]	x_G [m]	y_G [m]	M_G [kNm/m]
M1	43.11	17.08	39.59	-2.25	1.40	17.00

- 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	4.82	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	43.11	17.08	39.59	17.00

Cliente: | Potenziamento sistema autostradale e tangenziale di Bologna
 Commessa: | Lotto 1 - Sottovia Via del Triumvirato - Tang. Nord 9+201 (sottovia 61T)
 Argomento: | Allegato 1: Calcoli - Opere di sostegno
 Sezione analizzata: | Muro andatore Sud

Capacità portante

- Componente attiva

H_{SPINTA_ATT} [m] 4.20

Comb.	S_{ta} [kN/m]	N_k [kN/m]	H_k [kN/m]	x_G [m]	y_G [m]	M_G [kNm/m]
M1	43.11	17.08	39.59	-2.25	1.40	17.00

- 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	4.82	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	43.11	17.08	39.59	17.00

(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] 4.20

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	75.22	0.00	75.22	-2.25	1.40	105.31

(C3): Sovraccarico accidentale

q [kN/m²] 20

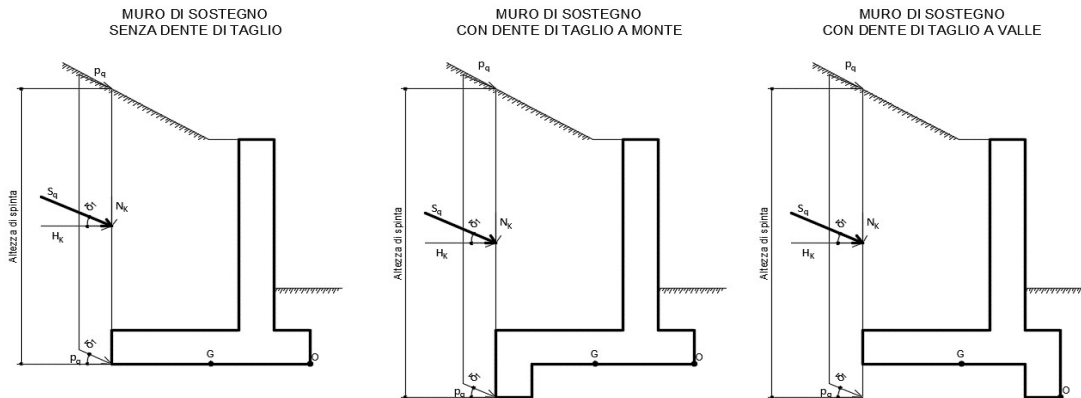


Figura 5 - Spinta dovuta al sovraccarico accidentale per i diversi casi

Componente verticale

N_k [kN/m]	x_O [m]	M_O [kNm/m]	x_G [m]	M_G [kNm/m]
46.00	-3.35	-154.10	-1.10	-50.60

Ribaltamento

- Componente orizzontale per verifiche geotecniche (a)

H_{SPINTA} [m] 4.20

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	20.53	8.13	18.85	-4.50	2.10	3.00

Scorrimento / Capacità portante

- Componente orizzontale per verifiche geotecniche (a)

H_{SPINTA} [m] 4.20

Comb.	S_{qa} [kN/m]	N_k [kN/m]	H_k [kN/m]	x_G [m]	y_G [m]	M_G [kNm/m]
M1	20.53	8.13	18.85	-2.25	2.10	21.29

Verifiche strutturali

Componente orizzontale per verifiche strutturali (b)

H_{SPINTA} [m] 4.20

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	35.82	0.00	35.82	-2.25	2.10	75.22

Cliente: | Potenziamento sistema autostradale e tangenziale di Bologna
 Commessa: | Lotto 1 - Sottovia Via del Triumvirato - Tang. Nord 9+201 (sottovia 61T)
 Argomento: | Allegato 1: Calcoli - Opere di sostegno
 Sezione analizzata: | Muro andatore Sud

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]
-0.47	7.06	-1.85	4.20	53.99	0.40	4.20	52.93

(C4): Urto veicolo in svio

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

(da piano stradale)

come da Linee Guida ASPI 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	7.30	31.00	7.30	0.00	5.20	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	7.30	31.00	7.30	0.00	5.20	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	0.00	0	da strada	6.50	2.24

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]
-1.13	16.99	0.40	4.20	127.36	-1.85	4.20	129.89

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

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

k_h	0.111	k_v	0.056
-------	-------	-------	-------

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.	-5.00	10.01	-2.25	0.40	15.26	0.00	0.40	4.00
Paramento c.a.	-3.31	6.62	-1.85	2.50	22.66	0.40	2.50	15.22
FOA	-0.48	0.97	-1.85	4.20	4.97	0.40	4.20	3.88
Zavorra lato monte (costante)	-8.70	17.39	-3.35	2.50	72.61	-1.10	2.50	53.05
Zavorra lato monte (inclinato)	0.00	0.00	-3.73	4.20	0.00	-1.48	4.20	0.00
Zavorra lato valle	0.00	0.00	-0.75	0.80	0.00	1.50	0.80	0.00
Dente di fondazione	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	2.25	0.00	0.00
Sicurvìa	0.00	0.00	-1.85	5.20	0.00	0.40	5.20	0.00
Totale	-17	35			116			76

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.	5.00	10.01	-2.25	0.40	-7.26	0.00	0.40	4.00
Paramento c.a.	3.31	6.62	-1.85	2.50	10.42	0.40	2.50	17.87
FOA	0.48	0.97	-1.85	4.20	3.18	0.40	4.20	4.27
Zavorra lato monte (costante)	8.70	17.39	-3.35	2.50	14.35	-1.10	2.50	33.92
Zavorra lato monte (inclinato)	0.00	0.00	-3.73	4.20	0.00	-1.48	4.20	0.00
Zavorra lato valle	0.00	0.00	-0.75	0.80	0.00	1.50	0.80	0.00
Dente di fondazione	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	2.25	0.00	0.00
Sicurvìa	0.00	0.00	-1.85	5.20	0.00	0.40	5.20	0.00
Totale	17	35			21			60

(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

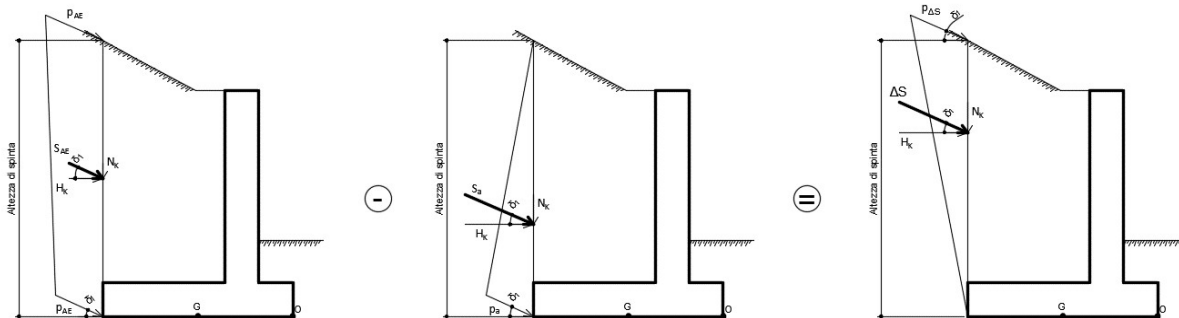


Figura 6 - Spinta attiva delle terre in condizioni dinamiche - Metodo pseudo-statico di Mononobe Okabe

Cliente: | Potenziamento sistema autostradale e tangenziale di Bologna
 Commessa: | Lotto 1 - Sottovia Via del Triumvirato - Tang. Nord 9+201 (sottovia 61T)
 Argomento | Allegato 1: Calcoli - Opere di sostegno
 Sezione analizzata: | Muro andatore Sud

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	43.11	0.369	59.62	16.50
Comb.	N_k [kN/m]	H_k [kN/m]	x_o [m]	y_o [m]	M_o [kNm/m]
M1	6.54	15.15	-4.50	2.10	2.41

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	43.11	0.346	66.10	22.99
Comb.	N_k [kN/m]	H_k [kN/m]	x_o [m]	y_o [m]	M_o [kNm/m]
M1	9.11	21.11	-4.50	2.10	3.35

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	43.11	0.319	53.08	9.97
Comb.	N_k [kN/m]	H_k [kN/m]	x_G [m]	y_G [m]	M_G [kNm/m]
M1	3.95	9.15	-2.25	2.10	10.34

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	43.11	0.310	57.69	14.58
Comb.	N_k [kN/m]	H_k [kN/m]	x_G [m]	y_G [m]	M_G [kNm/m]
M1	5.77	13.39	-2.25	2.10	15.12

Capacità portante

Sisma diretto verso l'alto: - kv

Comb.	k_{a_sism}	S_a [kN/m]	k_{AE}	S_{AE} [kN/m]	ΔS [kN/m]
M1	0.24	43.11	0.319	53.08	9.97
Comb.	N_k [kN/m]	H_k [kN/m]	x_G [m]	y_G [m]	M_G [kNm/m]
M1	3.95	9.15	-2.25	2.10	10.34

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	43.11	0.310	57.69	14.58
Comb.	N_k [kN/m]	H_k [kN/m]	x_G [m]	y_G [m]	M_G [kNm/m]
M1	5.77	13.39	-2.25	2.10	15.12

Verifiche strutturali

Sisma diretto verso l'alto: - kv

Comb.	k_{a_sism}	S_a [kN/m]	k_{AE}	S_{AE} [kN/m]	ΔS [kN/m]
M1	0.24	43.11	0.319	53.08	9.97
Comb.	N_k [kN/m]	H_k [kN/m]	x_G [m]	y_G [m]	M_G [kNm/m]
M1	0.00	9.97	-2.25	2.10	20.93

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	43.11	0.310	57.69	14.58
Comb.	N_k [kN/m]	H_k [kN/m]	x_G [m]	y_G [m]	M_G [kNm/m]
M1	0.00	14.58	-2.25	2.10	30.62

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

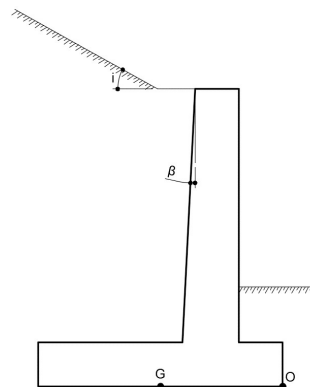


Figura 7 - Inclinazione del terreno e del paramento

Terreno di fondazione	
Parametro	M1
γ' [kN/m ³]	10
ϕ' [°]	38.00
ϕ' [rad]	0.66
δ_{es} [°]	19.00
δ_{es} [rad]	0.33
δ_{sism} [°]	19.00
δ_{sism} [rad]	0.33
c' [kN/m ²]	0.00
c_{ul} [kN/m ²]	0.00
β [°]	0.00
β [rad]	0.00
i [°]	0.00
i [rad]	0.00
$k_{p\ es}$	9.639
$k_{p\ es} (*)$	4.820

(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 ϕ')
 angolo d'attrito terreno-muro in condizioni sismiche (=1/2 ϕ')
 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 del Triumvirato - Tang. Nord 9+201 (sottovia 61T)**
 Argomento: **Allegato 1: Calcoli - Opere di sostegno**
 Sezione analizzata: **Muro andatore Sud**

COEFFICIENTI SISMICI

Località: **Opera 61T (Via del Triumvirato)**

Vita nominale: VN **50** anni

Classe d'uso: CU **IV**

Periodo di riferimento per azione sismica: VR **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	0.210	0.307	2.432

Categoria di sottosuolo: **C**

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	1.39	1.00	0.293	2.871

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	0.111	0.167
Coefficiente sismico verticale	k _v	0.056	0.083

Calcolo coefficiente sismico con teoria Mononobe-Okabe:

Sisma diretto verso l'alto: - kv

	[°]	[rad]	[°]	[rad]
θ	6.72	0.12	10.31	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
φ' _d - M1	35.00	0.61	35.00	0.61

β ≤ (φ' _d - θ)	k _{AE} - M1	0.319	0.369
β > (φ' _d - θ)	k _{AE} - M1	0.90	1.008

k_{AE} - M1	0.319	0.369
----------------------------	--------------	--------------

Sisma diretto verso il basso: + kv

	[°]	[rad]	[°]	[rad]
θ	6.01	0.10	8.75	0.15
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
φ' _d - M1	35.00	0.61	35.00	0.61

β ≤ (φ' _d - θ)	k _{AE} - M1	0.31	0.346
β > (φ' _d - θ)	k _{AE} - M1	0.88	0.961

k_{AE} - M1	0.310	0.346
----------------------------	--------------	--------------

Cliente: | Potenziamento sistema autostradale e tangenziale di Bologna
 Commessa: | Lotto 1 - Sottovia Via del Triumvirato - Tang. Nord 9+201 (sottovia 61T)
 Argomento: | Allegato 1: Calcoli - Opere di sostegno
 Sezione analizzata: | Muro andatore Sud

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	315	0	-855	17	40	-21	46	0	-154
	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	8	19	3	0	7	54	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	-1	17	130	-17	35	173	17	35	31
	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	7	15	2	9	21	3			

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

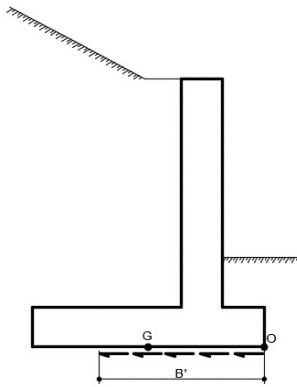
M_{stab} [kNm/m]	-855	-855	-886	-886	-855
M_{rib} [kNm/m]	175	231	166	24	-10
γ_R	1.15	1.15	1.00	1.00	1.15
FS (≥ 1)	4.26	3.21	5.35	36.35	ver.

Calcolo delle sollecitazioni caratteristiche nel punto O

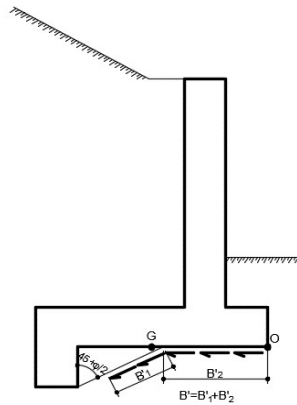
	C1			C2a			C3 - componente verticale		
	N [kN/m]	H [kN/m]	M [kNm/m]	N [kN/m]	H [kN/m]	M [kNm/m]	N [kN/m]	H [kN/m]	M [kNm/m]
A1+M1+R3	315	0	-147	17	40	17	46	0	-51
C3 - componente orizzontale (a)			C3 - FOA			C4			
A1+M1+R3	N [kN/m]	H [kN/m]	M [kNm/m]	N [kN/m]	H [kN/m]	M [kNm/m]	N [kN/m]	H [kN/m]	M [kNm/m]
	8	19	21	0	7	54	0	0	0
C5			CS1 (-kV)			CS1 (+kV)			
A1+M1+R3	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]
	-1	17	127	-17	35	76	17	35	60
CS2 (-kV)			CS2 (+kV)						
A1+M1+R3	N [kN/m]	H [kN/m]	M [kNm/m]	N [kN/m]	H [kN/m]	M [kNm/m]			
	4	9	10	6	13	15			

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

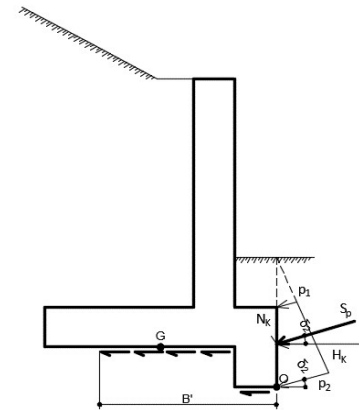


Figura 8 - Resistenza a scorrimento considerata per i diversi casi

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]	347	344	329	366	333
H _{Ed} [kN/m]	106	106	89	93	45
M _{Ed} [kNm/m]	103	151	-38	-50	-115
Comb.	M1	M1	M1	M1	M1
φ' [°]	38	38	38	38	38
tanφ'	0.78	0.78	0.78	0.78	0.78
c' [kN/m ²]	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
c _u [kN/m ²]	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
B' [m]	3.91	3.62	4.27	4.23	3.81
R _{Ed} [kN/m]	271	269	257	286	260
γ _R	1.10	1.10	1.00	1.00	1.10
FS (≥1)	2.34	2.30	2.89	3.07	5.29

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

VERIFICA CAPACITA' PORTANTE IN CONDIZIONI DRENATE

	Carico	SLU-1-A1	SLU-2-A1	SLU-3-A1	SLU-4-A1	SISM-1-A1	SISM-2-A1	ECC-1-A1	ECC-2-A1
(C1): Pesi propri - strutturali e non	C1	1.00	1.30	1.00	1.30	1.00	1.00	1.00	1.00
(C2a): Spinta terre - verifiche geo	C2a	1.30	1.30	1.30	1.30	1.00	1.00	1.00	1.00
(C3): Sovraccarico accidentale	C3 - vert.	0.00	1.50	0.00	1.13	0.20	0.20	0.00	0.20
	C3 - oriz. (a)	1.50	1.50	1.13	1.13	0.20	0.20	0.20	0.20
	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]	347	511	344	490	329	366	333	342
M_{Ed}[kNm/m]	101	-19	150	49	-39	-50	-115	-125
V_{Ed}[kN/m]	106	106	106	106	89	93	45	45

Dimensioni geometriche fondazione

D [m]	0.80	0.80	0.80	0.80	0.80	0.80	0.80	0.80
a [m]	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
L [m]	31.00	31.00	31.00	31.00	31.00	31.00	31.00	31.00
B [m]	4.50	4.50	4.50	4.50	4.50	4.50	4.50	4.50
e _t [m]	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
e _B [m]	0.29	0.04	0.44	0.10	0.12	0.14	0.35	0.37
L' [m]	31.00	31.00	31.00	31.00	31.00	31.00	31.00	31.00
B' [m]	3.92	4.43	3.63	4.30	4.26	4.23	3.81	3.77

Parametri geotecnici terreno di fondazione

Peso proprio del terreno di riporto	γ_1 [kN/m ³]	20	20	20	20	20	20	20
Peso proprio dell'acqua	γ_w [kN/m ³]	9.81	9.81	9.81	9.81	9.81	9.81	9.81
Peso som. - Terreno di riporto	γ'_1 [kN/m ³]	10.19	10.19	10.19	10.19	10.19	10.19	10.19
Peso som. - Terreno di fondazione	γ'_2 [kN/m ³]	10	10	10	10	10	10	10
Angolo d'attrito	ϕ' [°]	38	38	38	38	38	38	38
Coesione efficace	c' [kN/m ²]	0	0	0	0	0	0	0
Set di coefficienti parziali		M1	M1	M1	M1	M1	M1	M1
Peso proprio - Terreno di riporto	$\gamma_{1, M1}$ [kN/m ³]	20	20	20	20	20	20	20
Peso som. - Terreno di fondazione	$\gamma_{2, M1}$ [kN/m ³]	10	10	10	10	10	10	10
Angolo d'attrito fattorizzato	$\phi'_{, M1}$ [°]	38	38	38	38	38	38	38
	$\phi'_{, M1}$ [rad]	0.66	0.66	0.66	0.66	0.66	0.66	0.66
Coesione efficace fattorizzata	$c'_{, M1}$ [kN/m ²]	0	0	0	0	0	0	0

Fattori di capacità portante

N _v	78.02	78.02	78.02	78.02	78.02	78.02	78.02	78.02
N _c	61.35	61.35	61.35	61.35	61.35	61.35	61.35	61.35
N _q	48.93	48.93	48.93	48.93	48.93	48.93	48.93	48.93

Fattori di forma

(per forma rettangolare)

s _v	0.95	0.94	0.95	0.94	0.94	0.95	0.95	0.95
s _c	1.10	1.11	1.09	1.11	1.11	1.11	1.10	1.10
s _q	1.10	1.11	1.09	1.11	1.11	1.11	1.10	1.09

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	1.05	1.04	1.05	1.04	1.04	1.04	1.05	1.05
d _q	1.05	1.04	1.05	1.04	1.04	1.04	1.05	1.05

Fattori di inclinazione del carico

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

m _B	1.89	1.88	1.90	1.88	1.88	1.88	1.89	1.89
m _t	1.11	1.12	1.10	1.12	1.12	1.12	1.11	1.11
θ [°]	90.00	90	90	90	90	90	90	90
m	1.89	1.88	1.90	1.88	1.88	1.88	1.89	1.89
i _v	0.35	0.51	0.34	0.50	0.40	0.43	0.66	0.67
i _c	0.49	0.64	0.49	0.62	0.54	0.57	0.76	0.76
i _q	0.50	0.65	0.50	0.63	0.55	0.58	0.76	0.77

Cliente: | Potenziamento sistema autostradale e tangenziale di Bologna
 Commessa: | Lotto 1 - Sottovia Via del Trionvirato - Tang. Nord 9+201 (sottovia 61T)
 Argomento | Allegato 1: Calcoli - Opere di sostegno
 Sezione analizzata: | Muro andatore Sud

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

	$q_{lim} [kN/m^2]$	964	1423	910	1357	1135	1189	1616	1623
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
$q = q_{lim} / \gamma_R$	$q [kN/m^2]$	688	1017	650	969	946	991	1154	1159
$Q = q \times B' \times L'$	$Q [kN]$	83582	139522	73089	129258	125032	129808	136332	135433
$FS = Q / (N_{Ed} \times L') (>1)$	FS	7.76	8.81	6.86	8.51	12.26	11.45	13.20	12.76
		(>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