

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

122T - 1°SOTTOVIA VIA ROBERTO VIGHI 20+565

RELAZIONE DI CALCOLO
FONDAZIONI

IL PROGETTISTA SPECIALISTICO

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

**RESPONSABILE GEOTECNICA
ALL'APERTO**

**IL RESPONSABILE INTEGRAZIONE
PRESTAZIONI SPECIALISTICHE**

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


IL DIRETTORE TECNICO

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

PROGETTAZIONE NUOVE OPERE AUTOSTRADALI

CODICE IDENTIFICATIVO

RIFERIMENTO PROGETTO			RIFERIMENTO DIRETTORIO				RIFERIMENTO ELABORATO				ORDINATORE
Codice Commessa	Lotto, Sub-Prog. Cod. Appalto	Fase	Capitolo	Paragrafo	W B S	Parte d'opera	Tip.	Disciplina	Progressivo	Rev.	--
111465	0000	PD	A2	O19	ST122	FND00	R	APE	0878	-2	SCALA -

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

VISTO DEL COMMITTENTE



IL RESPONSABILE UNICO DEL PROCEDIMENTO
Ing. Fabio Visintin

VISTO DEL CONCEDENTE



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

Sommario

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	<i>Strutture di nuova realizzazione</i>	5
1.4	SOFTWARE DI CALCOLO	6
1.5	CONVENZIONI GENERALI	6
1.5.1	<i>Unità di misura</i>	6
1.5.2	<i>Convenzioni di segno</i>	6
2	CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA	7
3	CRITERI DI VERIFICA E CALCOLO	9
3.1	PREMESSA.....	9
3.2	FONDAZIONI SUPERFICIALI	9
3.2.1	<i>Verifiche agli stati limite ultimi (SLU)</i>	9
3.2.2	<i>Stima della capacità portante</i>	10
3.2.3	<i>Verifica a scorrimento</i>	13
3.3	FONDAZIONI SU PALI.....	14
3.3.1	<i>Verifiche agli stati limite ultimi (SLU)</i>	14
3.3.2	<i>Resistenza di pali soggetti a carichi assiali</i>	14
3.3.3	<i>Comportamento di pali in gruppo soggetti a carichi trasversali</i>	17
3.4	VALUTAZIONE DEL TIRO SUI TIRANTI PASSIVI.....	22
3.5	PORTATA LIMITE PER GLI ANCORAGGI DELLE SPALLE	24
4	FONDAZIONE SPALLA - AMPLIAMENTO 2 (NUOVA REALIZZAZIONE)	25
4.1	AZIONI DI CALCOLO	25
4.2	MODELLO DI CALCOLO	26
4.3	ANALISI GEOTECNICA.....	31
4.3.1	<i>Sollecitazioni di calcolo</i>	31
4.3.2	<i>Verifica geotecnica</i>	32
4.4	ANALISI STRUTTURALE	34
4.4.1	<i>Sollecitazioni di calcolo</i>	34
4.4.2	<i>Verifica strutturale</i>	35
5	ELEVAZIONE SPALLA – STRUTTURA ORIGINARIA (ESISTENTE)	39
5.1	CURVE CARATTERISTICHE TIRANTI-SPOSTAMENTI	39
5.1.1	<i>Azioni agenti sui tiranti e in fondazione</i>	41
5.1.2	<i>Verifica dei micropali di ancoraggio passivo delle spalle</i>	41
6	FONDAZIONE SPALLA – STRUTTURA ORIGINARIA (ESISTENTE)	43
6.1	VERIFICA DI CAPACITÀ PORTANTE	43
6.2	VERIFICA A SCORRIMENTO.....	44
7	ANALISI GEOTECNICA MURI ANDATORI - (NUOVA REALIZZAZIONE)	45

Indice delle Tabelle e delle Figure

FIGURA 1-1. CONVENZIONI DI SEGNO - GROUP	6
TABELLA 2-1. INDAGINI GEOGNOSTICHE DI RIFERIMENTO.....	7
TABELLA 2-2. CARATTERIZZAZIONE STRATIGRAFICO – GEOTECNICA	7
TABELLA 2-3. PARAMETRI MEDI CARATTERISTICI DEI MATERIALI LIMO ARGILLOSO (A)	7
TABELLA 2-4. PARAMETRI MEDI CARATTERISTICI DEI MATERIALI LIMO ARGILLOSO (A')	7
TABELLA 2-5. PARAMETRI MEDI CARATTERISTICI DEI MATERIALI GHIAIA E SABBIA (B).....	8
FIGURA 3-1. COEFFICIENTI PARZIALI PER LE AZIONI O L'EFFETTO DELLE AZIONI (TAB.6.2.I DELLE NTC2018)	10
FIGURA 3-2. COEFFICIENTI PARZIALI PER I PARAMETRI GEOTECNICI DEL TERRENO (TAB.6.2.II DELLE NTC2018)	10
FIGURA 3-3. COEFFICIENTI PARZIALI γ_R PER LE VERIFICHE AGLI STATI LIMITE ULTIMI STR E GEO DI MURI DI SOSTEGNO (TAB.6.5.I DELLE NTC2018)	10
FIGURA 3-4. FONDAZIONE EFFICACE EQUIVALENTE NEL CASO DI FONDAZIONE RETTANGOLARE	12
FIGURA 3-5. COEFFICIENTI PARZIALI γ_R DA APPLICARE ALLE RESISTENZE CARATTERISTICHE A CARICO VERTICALE DEI PALI (TAB.6.4.II DELLE NTC2018)	14
FIGURA 3-6. FATTORI DI CORRELAZIONE Ξ PER LA DETERMINAZIONE DELLA RESISTENZA CARATTERISTICA IN FUNZIONE DEL NUMERO DI VERTICALI INDAGATE (TAB.6.4.IV DELLE NTC2018)	15
FIGURA 3-7. TERRENI GRANULARI – $T_{LIM} = F(N_{SPT})$ (WRIGHT-REESE – 1977)	17
FIGURA 3-8. CURVE CARATTERISTICHE TIRANTI PASSIVI	23
TABELLA 4-1. SOLLECITAZIONI DI CALCOLO RISULTANTI NEL BARICENTRO DELLA PALIFICATA	25
FIGURA 4-1. MODELLO DI CALCOLO PALIFICATA: VISTA TRIDIMENSIONALE	26
FIGURA 4-2. MODELLO DI CALCOLO PALIFICATA: PIANO Y-Z	26
FIGURA 4-3. CARATTERISTICHE GEOMETRICHE E MECCANICHE SEZIONE TRASVERSALE PALI	27
FIGURA 4-4. PARAMETRI DEI PALI IN GROUP	28
FIGURA 4-5. DISPOSIZIONE DEI PALI IN GROUP	28
FIGURA 4-6. CARATTERISTICHE MECCANICHE TERRENO	30
FIGURA 4-7. MASSIMA SOLLECITAZIONE ASSIALE DI COMPRESSIONE (COMBINAZIONE 9)	31
FIGURA 4-8. MASSIMA SOLLECITAZIONE ASSIALE DI TRAZIONE (COMBINAZIONE 10).....	31
FIGURA 4-9. RIEPILOGO STRATIGRAFIA PER VERIFICA CARICO LIMITE	32
FIGURA 4-10. VERIFICA A CAPACITÀ PORTANTE DEI PALI	33
FIGURA 4-11. MASSIME SOLLECITAZIONI FLESSIONALI (COMBINAZIONE 9)	34
FIGURA 4-12. MASSIME SOLLECITAZIONI DI TAGLIO (COMBINAZIONE 9)	34
FIGURA 4-13. VERIFICA TENSO-FLESSIONALE _SLV	35
FIGURA 4-14. METODO DI CLARKE E BIRJANDI - CALCOLO SEZIONE RETTANGOLARE EQUIVALENTE.	36
FIGURA 4-15. VERIFICA A TAGLIO.....	37
FIGURA 5-1. CURVE CARATTERISTICHE TIRANTI PASSIVI-SPALLA	41

1 INTRODUZIONE

La presente relazione ha come obiettivo l'esposizione delle analisi svolte e dei principali risultati ottenuti relativamente al progetto del Sottovia Via Roberto Vighi dell'autostrada A14, Bologna – Taranto, nell'ambito dei lavori di ampliamento della tangenziale di Bologna, nel tratto Borgo Panigale – Caselle. L'opera è denominata 122T e ubicata alla progressiva 20+554.

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

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

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

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

1.1 DESCRIZIONE DEI SISTEMI FONDAZIONALI

Le fondazioni delle spalle sono così realizzate.

SPALLE: AMPLIAMENTO
 Fondazione indiretta
 Lunghezza pali: 30m
 Diametro del perforo: Ø1000mm

ORIGINARIA
 Fondazione diretta

MURI ANDATORI: AMPLIAMENTO
 Fondazione diretta

1.2 NORMATIVA DI RIFERIMENTO

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

In particolare, si fa riferimento alle seguenti norme:

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

1.3 CARATTERISTICHE DEI MATERIALI

1.3.1 Strutture di nuova realizzazione

Calcestruzzo per micropali: C25/30

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

Micropali / ancoraggi passivi: carpenteria metallica

Acciaio in profili a sezione aperta laminati a caldo saldati:

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

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

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

Tipo EN 10025-2 S355 J0+N

Acciaio in profili a sezione cava:

Tipo EN 10210-1 S355 J0H+N

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

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

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

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

$$u_s = 0.3$$

1.4 SOFTWARE DI CALCOLO

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

Per le verifiche delle sezioni in c.a. si impiega il software di calcolo **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.

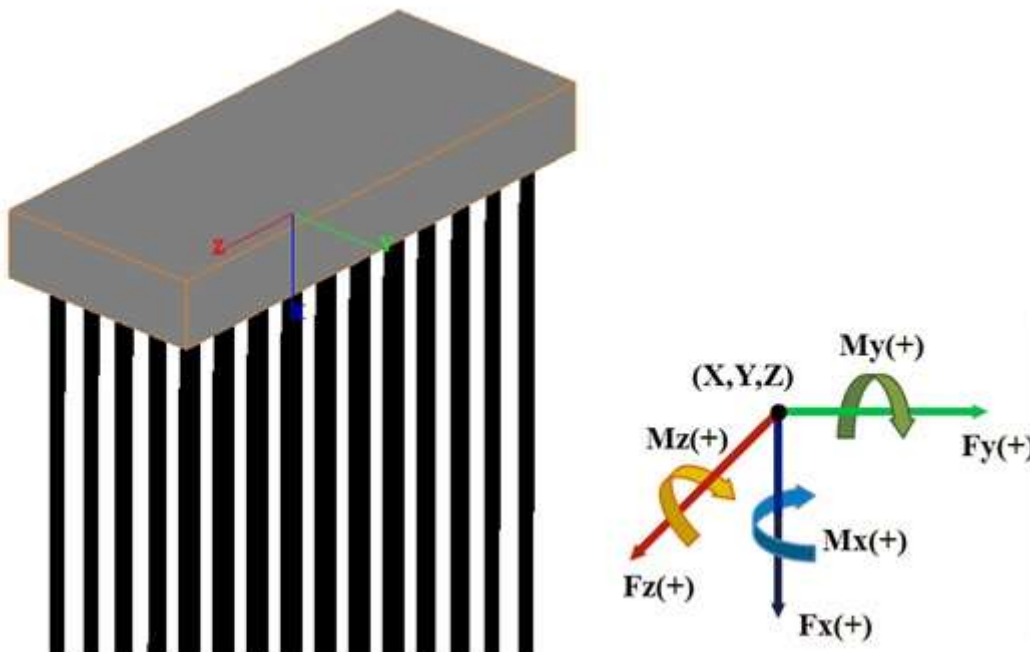


Figura 1-1. Convenzioni di segno - GROUP

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.

Tabella 2-1. Indagini geognostiche di riferimento

Sigla sond./pozz./prova	Campagna di indagini	Progressiva (km)	Quota p.c. (m s.l.m.)	Lunghezza (m)	Strumentazione installata
S19	1984	20+580	53.80	35.00	-
CPT109	2000	20+440	54.00	10.00	-
PB26	2016	20+430	50.70	35.00	DH

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

Tabella 2-2. Caratterizzazione stratigrafico – geotecnica

Quota p.c. (m s.l.m.m.)	Profondità (m da p.c.)	Descrizione	Sigla	Z _w (m da p.c.)	Parametri medi caratteristici
54.00	0.00 ÷ 9.00	Limo argilloso	A	-	Errore. L'origine riferimento non è stata trovata.
	9.00 ÷ 20.00	Ghiaia e Sabbia	B	-	Errore. L'origine riferimento non è stata trovata.
	20.00 ÷ 35.00	Limo argilloso	A'	-	Errore. L'origine riferimento non è stata trovata.

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

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

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

Descrizione	γ (KN/m ³)	c' (KPa)	ϕ (°)	E' (MPa)	σ'_{pre} (MPa)	CR (-)	RR (-)	C _v m/sec ²	C _u (KPa)	E _u (MPa)

Limo argilloso	19	0	26	5	0.4	0.18 ÷ 0.16	0.03÷0.04	3E-07	60 +(z-3)	20
----------------	----	---	----	---	-----	-------------	-----------	-------	-----------	----

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

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

Come indicato nella Tabella 2-2, la stratigrafia è definita con riferimento ad un piano campagna posto a q.ta +54.00 m s.l.m.m..

Le fondazioni delle spalle e dei muri d'ala risultano impostate a q.ta +48.48 m s.l.m.m., circa 5 m al di sotto del piano campagna e, quindi, nell'ambito del primo strato limo argilloso (A). Ne consegue che nelle analisi lo spessore dello strato A viene congruentemente ridotto.

Come riportato nella Relazione Geotecnica Generale, i livelli di falda riportati nei profili geotecnici sono relativi ai valori massimi rilevati nel periodo di osservazione a disposizione, ovvero tra luglio e ottobre 2016. Il profilo stratigrafico-geotecnico mostra come i livelli di falda sono generalmente profondi, oltre 10 m da p.c., e solo tra la progr. km 13+500 e progr. km 15+500 la falda è prossima al piano campagna, a circa 5m da p.c.. Sulla base di questi dati:

- le verifiche geotecniche saranno condotte assumendo, cautelativamente, la quota di falda coincidente alla quota di imposta delle fondazioni;
- le verifiche a capacità portante per fondazioni dirette saranno condotte in condizioni drenate.

3 CRITERI DI VERIFICA E CALCOLO

3.1 PREMESSA

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

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

Per ogni stato limite ultimo deve essere rispettata la condizione:

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

dove

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

R_d valore di progetto della resistenza del sistema geotecnico.

3.2 FONDAZIONI SUPERFICIALI

3.2.1 Verifiche agli stati limite ultimi (SLU)

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

⁽¹⁾ Per i carichi permanenti G_2 si applica quanto indicato alla Tabella 2.6.I. Per la spinta delle terre si fa riferimento ai coefficienti γ_{G1}

Figura 3-1. Coefficienti parziali per le azioni o 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
Coazione 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:

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

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

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

- 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:

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

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

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

- Fattori correttivi di inclinazione del carico:

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

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

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

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.

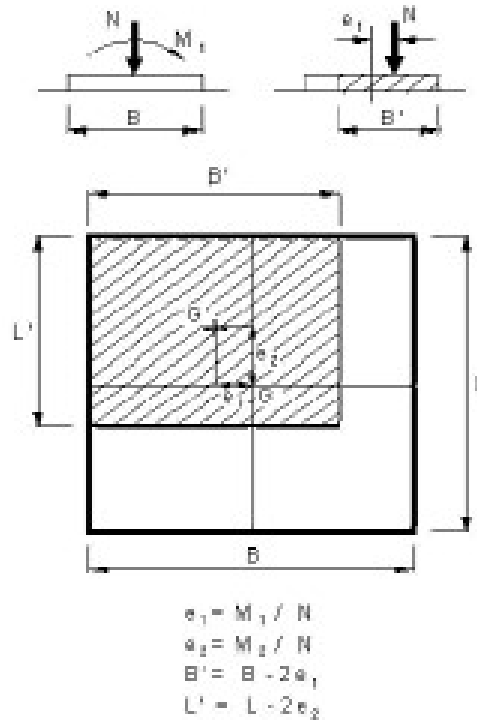


Figura 3-4. Fondazione efficace equivalente nel caso di fondazione rettangolare

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

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

3.2.3 Verifica a scorrimento

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

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

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

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

3.3 FONDAZIONI SU PALI

3.3.1 Verifiche agli stati limite ultimi (SLU)

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

3.3.2 Resistenza di pali soggetti a carichi assiali

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

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

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

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

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

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

con

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

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

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

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

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

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

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

3.3.2.1 Stima della resistenza dei pali e 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:

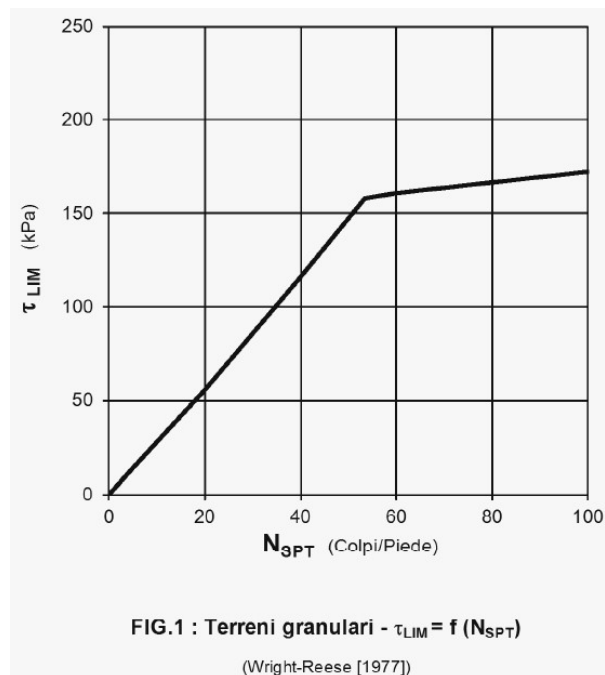


Figura 3-7. Terreni granulari – $\tau_{lim} = f(N_{SPT})$ (Wright-Reese – 1977)

- 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.

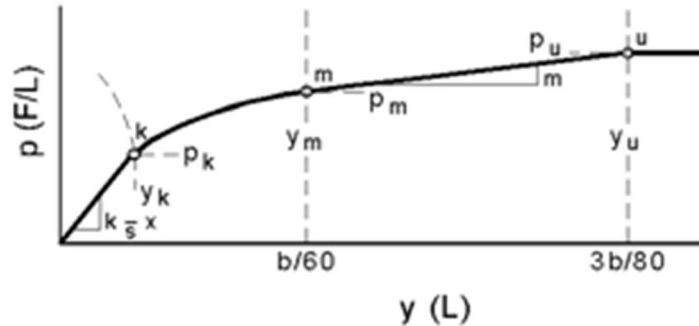
Le curve p-y che esprimono la resistenza del terreno in funzione della profondità e dello spostamento del palo, possono essere ricavate in relazione alla tipologia di terreni e alle proprietà meccaniche che li caratterizzano, in accordo alle procedure proposte da:

- 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 $p_m = B_1 \cdot p$

4- definizione del tratto iniziale della curva p-y

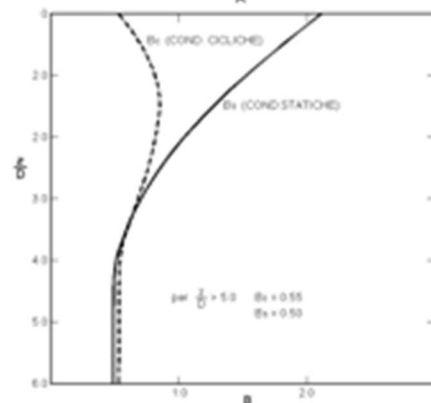
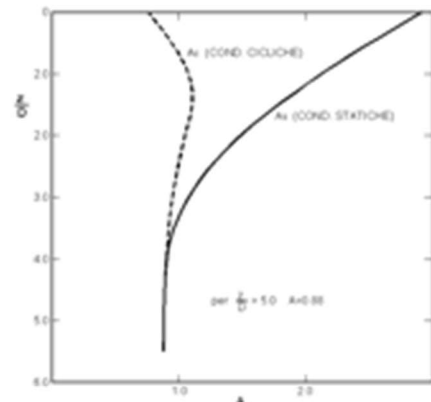
5- definizione del tratto parabolico della curva p-y

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

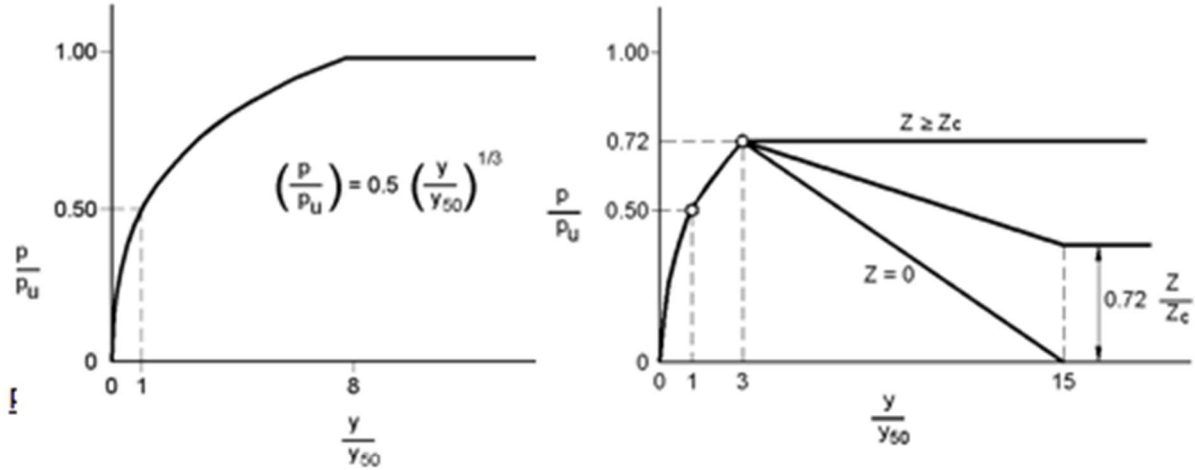
dove:

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

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



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



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

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

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

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

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

dove:

p_{u1} resistenza laterale unitaria ultima

σ^z pressione geostatica verticale efficace alla quota z

c_u coesione non drenata

z profondità da p.c.

D diametro del palo

δ inclinazione del piano campagna rispetto all'orizzontale

y spostamento orizzontale

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

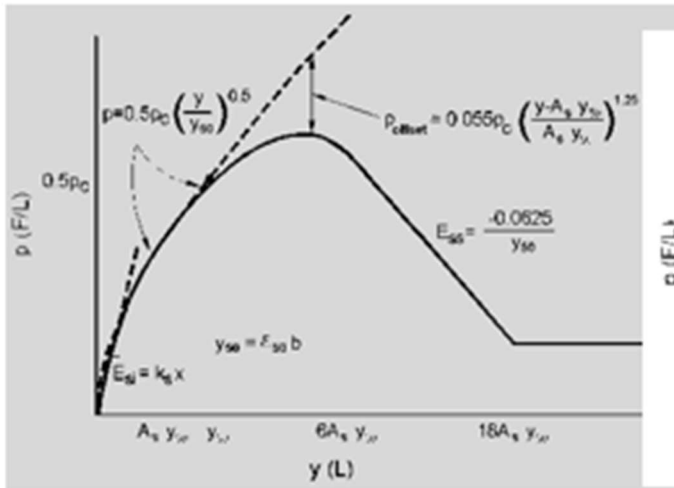
ϵ_{50} deformazione unitaria corrispondente ad una mobilitazione delle tensioni tangenziali pari al 50% della resistenza al taglio

per carichi ciclici

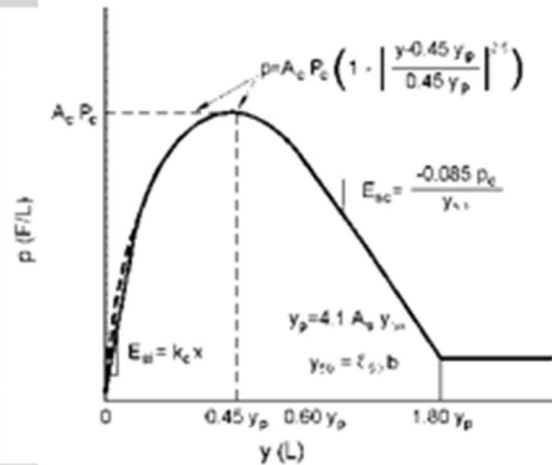
$$z_c = [6 c_u D] / [\gamma' D + 0.5 c_u] \alpha$$

γ' = peso di volume efficace

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



Carichi statici



Carichi ciclici

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

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

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

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

p_u resistenza laterale unitaria ultima

z profondità da p.c.

σ' pressione geostatica verticale efficace a
 la profondità z

c_u coesione non drenata

D diametro del palo

y spostamento orizzontale

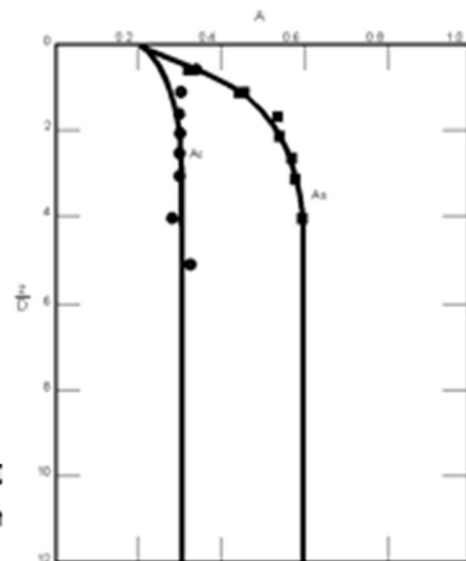
$y_{50} = 2.5 \epsilon_{50} D =$ spostamento orizzontale per $p=c$

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

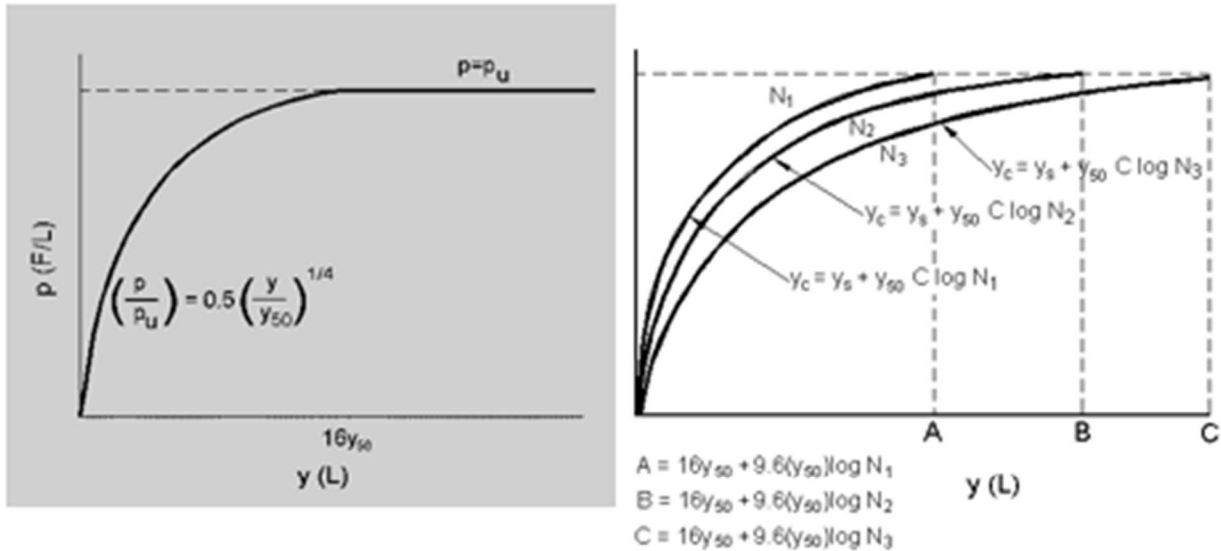
K_s pendenza del tratto iniziale della curva carichi statici

K_c pendenza del tratto iniziale della curva carichi ciclici

A_c parametro empirico



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



Carichi statici

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

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

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

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

dove:

p_u resistenza laterale unitaria ultima

γ' peso di volume unitario

c_u coesione non drenata

z profondità da p.c.

D diametro del palo

δ inclinazione del piano campagna rispetto all'orizzontale

y spostamento orizzontale

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

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

K_s pendenza del tratto iniziale della curva

Carichi ciclici

3.4 VALUTAZIONE DEL TIRO SUI TIRANTI PASSIVI

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

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

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

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

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

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

Il massimo tiro disponibile per ciascun tirante è pari a:

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

dove

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

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

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

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

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

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

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

Si avrà infatti:

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

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

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

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

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

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

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

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

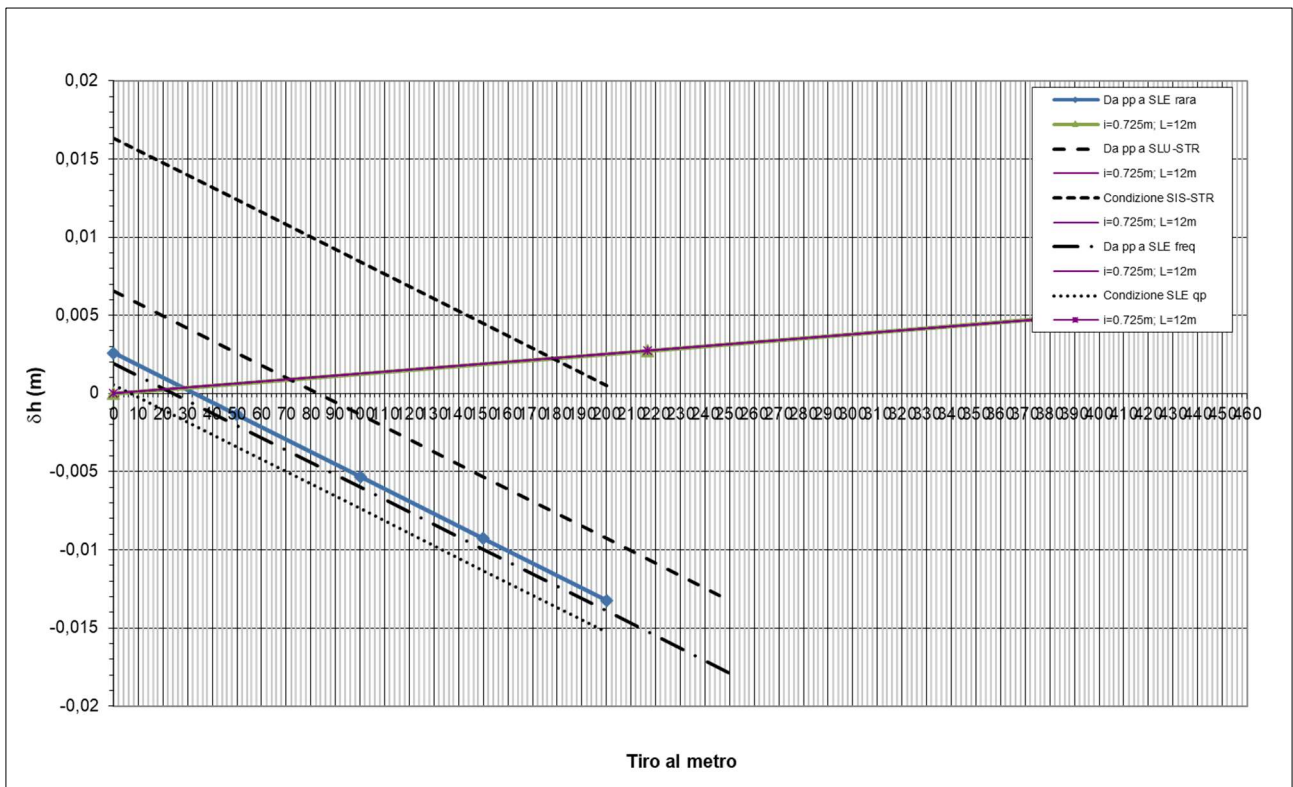


Figura 3-8. Curve caratteristiche tiranti passivi

3.5 PORTATA LIMITE PER GLI ANCORAGGI DELLE SPALLE

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

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

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

dove:

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

ϕ_{perf} diametro nominale della perforazione;

L lunghezza del bulbo di ancoraggio;

τ aderenza limite bulbo-terreno.

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

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

dove:

ξ_{a3} e ξ_{a4} sono desunti dalla tabella 6.6.III al § 6.6.2 della NTC.

Al valore caratteristico così ottenuto è stato quindi applicato il coefficiente $\gamma_{\text{Rap}}=1.2$ come da Tab.6.6.I del D.M. 17/01/2018, al fine di ottenere la resistenza a sfilamento di progetto con cui condurre le verifiche:

$$R_{ad} = \frac{R_{ak}}{\gamma_{\text{Rap}}}$$

Si sottolinea quanto già prescritto in sede di progetto definitivo e nella norma vigente ovvero la necessità di conferma sperimentale con prove di trazione in sito nelle fasi di progetto (campo prove) e di collaudo.

4 FONDAZIONE SPALLA - AMPLIAMENTO 2 (NUOVA REALIZZAZIONE)

4.1 AZIONI DI CALCOLO

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

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

	DESCRIZIONE	COMBINAZIONE	Rx [kN]	Ry [kN]	Mz [kNm]
Massimizzazione compressione	no traffico	1	11360	4478	-5688
	traffico 1	2	13397	4478	-5891
	traffico 2a	3	12692	4563	-6390
	traffico 2a config 2	4	11588	4563	-6280
Massimizzazione trazione	no traffico	5	9170	4478	-5841
	traffico 1	6	11207	4478	-6045
	traffico 2a	7	10502	4563	-6544
	traffico 2a config 2	8	9399	4563	-6434
sisma	Traffico +	9	10881	7582	-19147
	Traffico -	10	8038	7217	-19963
Rara	no traffico	11	9166	3317	-2370
	traffico 1	12	10675	3317	-2520
	traffico 2a	13	10153	3380	-2890
	neve dominante	14	9335	3380	-2809
frequente	no traffico	15	9158	3153	-1723
	traffico 1	16	10145	3153	-1822
quasi permanente	no traffico	17	9158	2794	-301
	traffico 1	18	9459	2794	-331

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

4.2 MODELLO DI CALCOLO

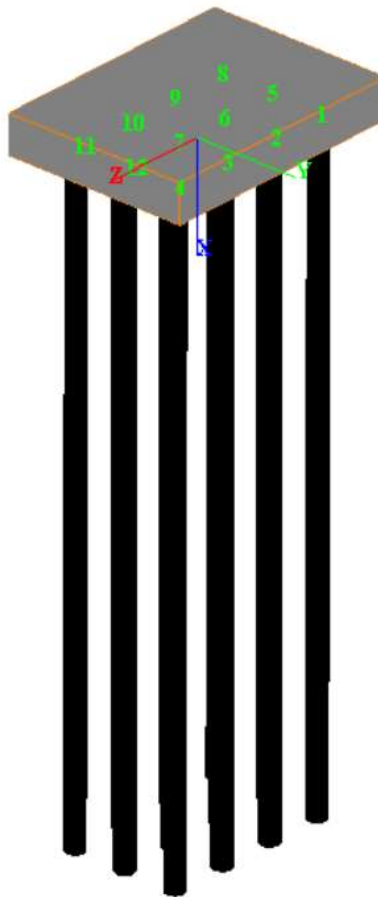


Figura 4-1. Modello di calcolo palificata: vista tridimensionale

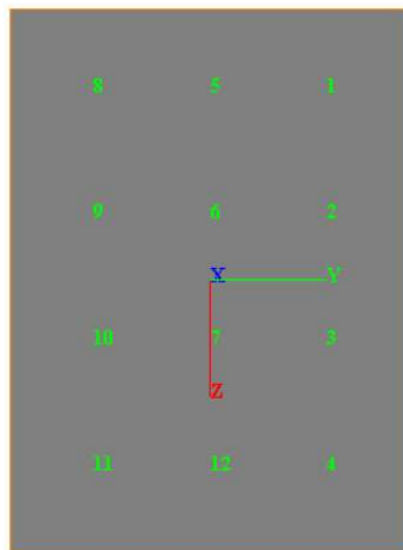


Figura 4-2. Modello di calcolo palificata: piano y-z

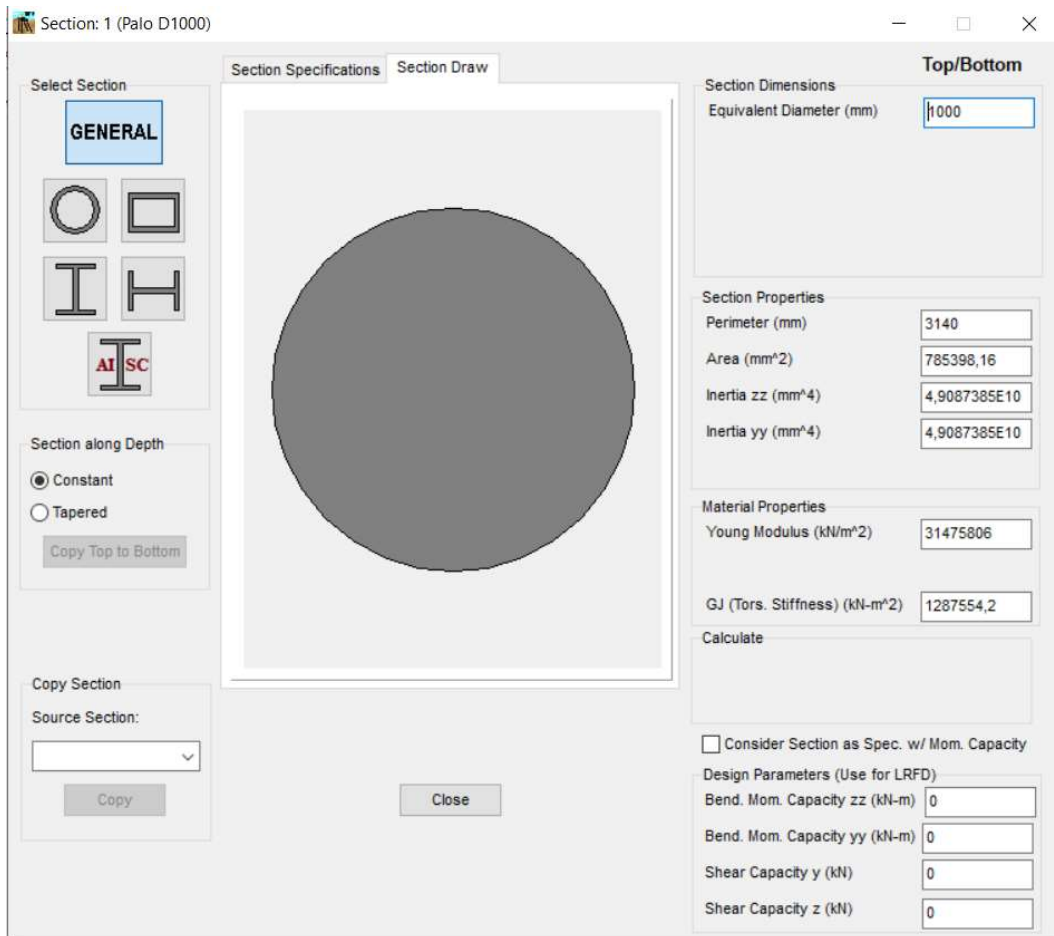
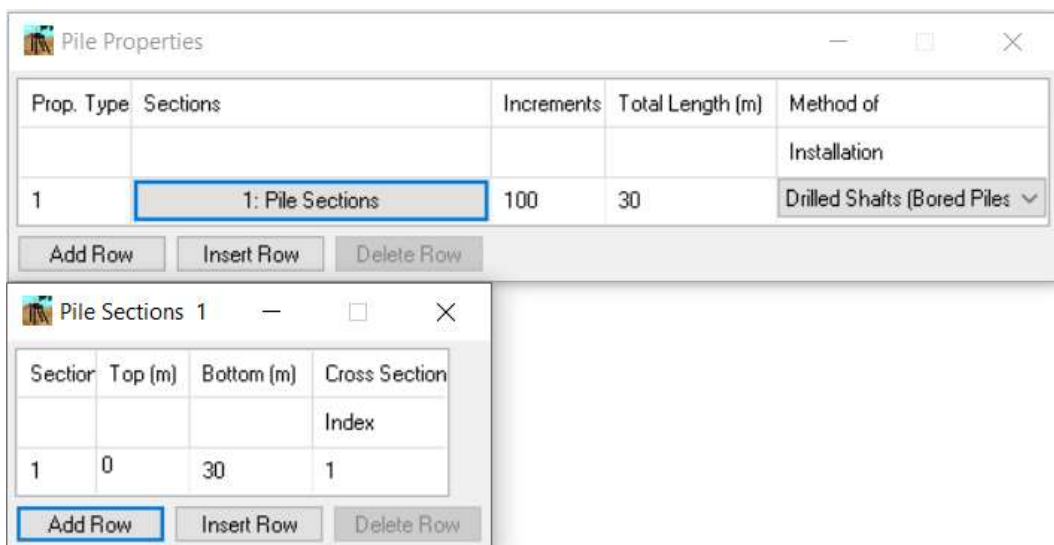


Figura 4-3. Caratteristiche geometriche e meccaniche sezione trasversale pali



Pile #	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

Figura 4-4. Parametri dei pali in GROUP

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

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

Figura 4-5. Disposizione dei pali in GROUP

Layer	Soil Type	Depth for Top of Soil Layer (m)	Depth for Bottom of Soil Layer (m)	Properties of Layer
1	Silt (cemented c-phi)	0	3,5	1: Cemented c-phi Soil
2	Sand (Reese)	3,5	14,5	2: Sand (Reese, et al.)
3	Silt (cemented c-phi)	14,5	18	3: Cemented c-phi Soil
4	Silt (cemented c-phi)	18	40	4: Cemented c-phi Soil

Add Row Insert Row Delete Row

1=Top, 2=Bottom	Effective Unit Weight (kN/m ³)	Undrained Cohesion, c (kN/m ²)	Friction Angle (DEG.)	p-y Modulus, k (kN/m ³)	Strain Factor E50	Ultimate Unit Side Friction (kN/m ²)	Ultimate Unit Tip Resistance (kN/m ²)
1	9	50	26	20000	0,007	30	490
2	9	61,6	26	20000	0,007	37	660

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

1=Top, 2=Bottom	Effective Unit Weight (kN/m ³)	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	42	4000
2	10	38	50000	99	4000

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

1=Top, 2=Bottom	Effective Unit Weight (kN/m ³)	Undrained Cohesion, c (kN/m ²)	Friction Angle (DEG.)	p-y Modulus, k (kN/m ³)	Strain Factor E50	Ultimate Unit Side Friction (kN/m ²)	Ultimate Unit Tip Resistance (kN/m ²)
1	9	72	26	20000	0,007	43	984
2	9	75	26	20000	0,007	45	1068

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

1=Top, 2=Bottom	Effective Unit Weight [kN/m ³]	Undrained Cohesion, c [kN/m ²]	Friction Angle [DEG.]	p-y Modulus, k [kN/m ³]	Strain Factor E50	Ultimate Unit Side Friction [kN/m ²]	Ultimate Unit Tip Resistance [kN/m ²]
1	9	75,5	26	20000	0,007	30	1082
2		97	26	20000	0,007	39	1684

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

Figura 4-6. Caratteristiche meccaniche terreno

4.3 ANALISI GEOTECNICA

4.3.1 Sollecitazioni di calcolo

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

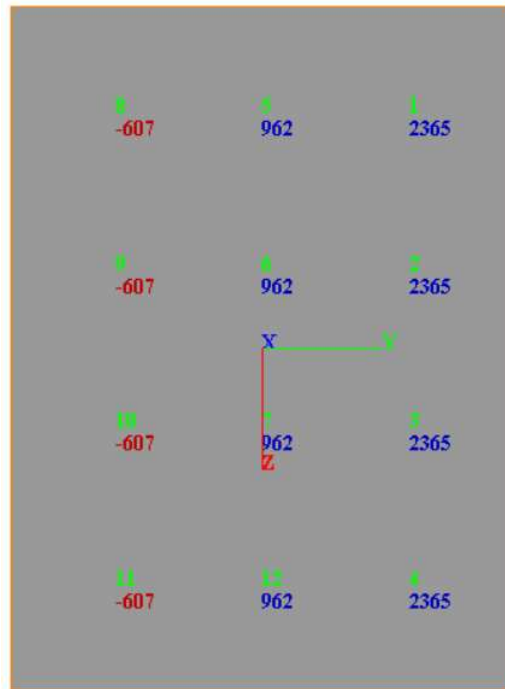


Figura 4-7. Massima sollecitazione assiale di compressione (Combinazione 9)

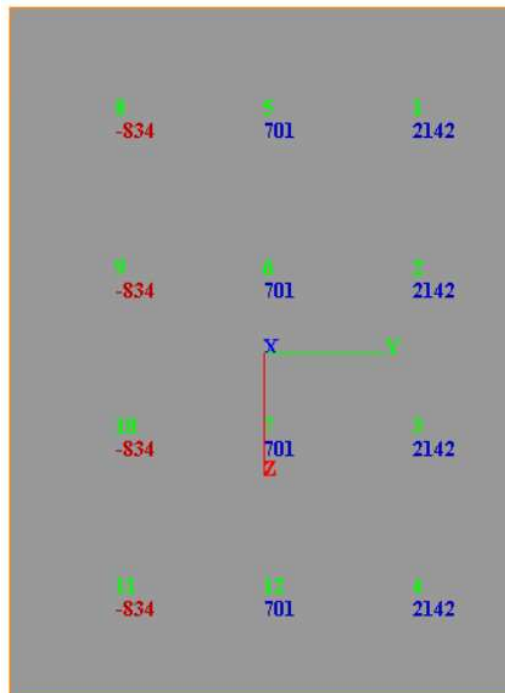


Figura 4-8. Massima sollecitazione assiale di trazione (Combinazione 10)

Verifica Carico Limite Pali/Micropali

APPROCCIO 1	Pali Trivellati		n° Indagini	ξ3	ξ4
Combinazione 1					1
A1 + M1 + R3	R3		2	1,65	1,55
Base	1,35		3	1,60	1,48
Laterale Compressione	1,15		4	1,55	1,42
Totale	1,30		5	1,50	1,34
Laterale Trazione	1,25		7	1,45	1,28
			≥10	1,40	1,21
Caratteristiche Pali/ Micropali					
D Perforazione =	1,00	m	Numero di Verticali Indagate 1		
L Perforazione =	30,0	m			
L Bulbo =	30,0	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 =	2365	kN			
N _{Ed} Trazione =	834	kN			
Resistenza di Calcolo					
N _{Rd} Compressione =	2792	kN			
N _{Rd} Trazione =	1799	kN			
Esito della Verifica					
$N_{Rd} > N_{Ed}$					
N _{Rd}		N _{Ed}			
2792	>	2718			
1799	>	834			
La Verifica Risulta Soddisfatta					

Figura 4-10. Verifica a Capacità portante dei Pali

4.4 ANALISI STRUTTURALE

4.4.1 Sollecitazioni di calcolo

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

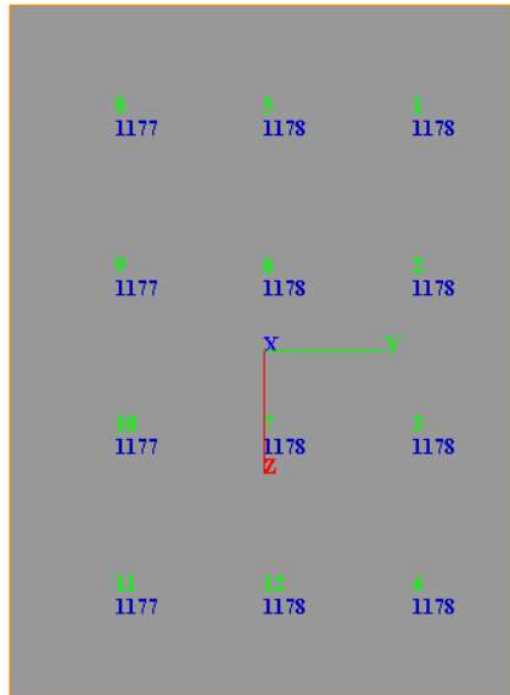


Figura 4-11. Massime sollecitazioni flessionali (Combinazione 9)

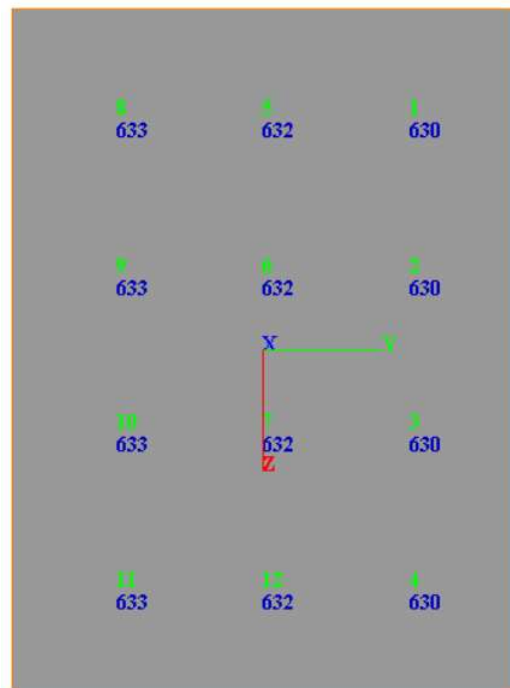


Figura 4-12. Massime sollecitazioni di taglio (Combinazione 9)

4.4.2 Verifica strutturale

- Verifica a flessione

I pali hanno un diametro pari a 100cm e sono armati con 28 barre $\Phi 26$.

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

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

Titolo: Verifica a tenso-flessione_122T

Sezione circolare cava

- Raggio esterno: 50 [cm]
- Raggio interno: 0 [cm]
- N° barre uguali: 28
- Diametro barre: 2,4 [cm]
- Copriferro (baric.): 8,4 [cm]

N° barre: 0 Zoom

Tipologia Sezione:

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

Sollecitazioni

S.L.U. Metodo n

N_{Ed}: -834 0 kN

M_{xEd}: 1178 0 kNm

M_{yEd}: 0 0

P.to applicazione N

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

Tipologia rottura: Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

Metodo di calcolo:

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

Tipologia flessione:

- Retta
- Deviata

Vertici: 52 N° rett.: 100

Calcola MRd Dominio Mx-My

angolo asse neutro θ° : 0

Precompresso

Materiali

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

Calcolo Risultati:

- M_{xRd}: 1.509 kN m
- M_{yRd}: 0 kN m
- σ_c : -14,17 N/mm²
- ϵ_c : 3,5 ‰
- ϵ_s : 10,31 ‰
- d: 91,6 cm
- x: 23,22 x/d: 0,2535
- δ : 0,7568

Figura 4-13. Verifica Tenso-flessionale_SLV

- Verifica a taglio

L'armatura trasversale del palo è: $\Phi 12/15\text{cm}$.

METODO DI CLARKE & BIRJANDI			
r	500	mm	raggio sezione circolare
c	84	mm	copriferro
$r_s = r - c$	416	mm	raggio sezione circolare confinata
sen α	0,530	-	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 $A = r^2(\pi/2 + a + \text{sen } \alpha \cos \alpha)$
PARAMETRI DELLA SEZIONE RETTANGOLARE EQUIVALENTE			
b	843	mm	larghezza equivalente $b=A/d$
h	932	mm	altezza equivalente $h=A_{tot}/b$
d	765	mm	altezza utile equivalente $d=r(1+\text{sen } \alpha)$

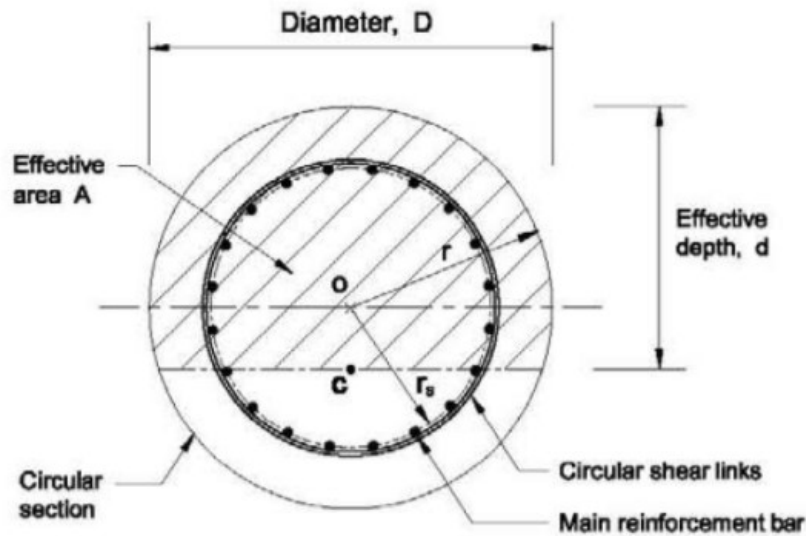


Figura 4-14. Metodo di Clarke e Birjandi - calcolo sezione rettangolare equivalente.

NTC 2018			
4.1.2.3.5.2 - Elementi con armature trasversali resistenti a taglio			
R_{ck} [MPa] =	30	f_{ck} [MPa] =	25
f_{cd} [MPa] =	14,17 (c.a. $\gamma_c=1.5$)		
f_{ctk} [MPa] =	1,80		
f_{ctd} [MPa] =	1,20 (c.a. $\gamma_c=1.5$)		
f_{ywd} [MPa] =	391,30 (B450C $\gamma_s=1.15$)		
<i>Verifica del conglomerato</i>			
H [mm] =	932	Altezza della sezione	
d [mm] =	765	Altezza utile della sezione	
b_w [mm] =	843	Larghezza della membratura resistente a taglio	
α_c =	1	1 per N=0	
α =	90	inclinazione armatura	1,57079633
θ =	21,8	inclinazione fessura	0,38048178
$\cotg\alpha$ =	6,1257E-17		
$\cotg\theta$ =	2,50	tra 1 e 2.5	
V_{Rcd} [kN] =	1416,87	Resistenza a compressione bielle =0.9 $b_w d \alpha_c f'_{cd} (\cotg\alpha + \cotg\theta) / (1 + \cotg\theta)$	
<i>Verifica dell'acciaio</i>			
A_{sw} [mmq] =	226,19	$\phi 12$ 2br	area staffe
s [mm] =	150		passo staffe
V_{Rsd} [kN] =	1015,52	Resistenza armature = 0.9 $d f_{ywd} A_{sw}/s (\cot\alpha + \cot\theta) \sin\alpha$	
V_{Rd} [kN] =	1015,52	Min. tra V_{Rcd} e V_{Rsd}	
V_{Sdu} [kN] =	633,00	Sollecitazione di progetto SLU	
	Verificato		

Figura 4-15. 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.	\varnothing (mm)	A_s (mm ²)
c =	60	mm coprifer.		28	24	12667
						-
N_{Ed} positivo di compressione					Σ	12667 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	-834,00	1178,00	633,00	1509,00	1,28
Taglio						
$\phi_{staffe} =$	12	mm	$\alpha =$	90	° inclinazione staffa	
$n_b =$	2	n° braccia	$s =$	150	mm passo	
Combinazione	posizione rispetto testa palo	$V_{Rd,0}$ [kN]	$V_{Rd,s}$ [kN]	$V_{Rd,c}$ [kN]	V_{Rd} [kN]	$\frac{V_{Ed}}{V_{Rd}}$
SLU-9	0m	339,83	1015,52	1416,87	1015,52	1,60
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]	
ENV-RARA	0m	351,00	558,00	-6,79	145,00	
ENV-QP	0m	497,00	472,00	-5,78	106,20	
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]	
ENV-FREQ	0m	403,00	525,00	-6,41	130,40	
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]	
ENV-QP	0m	497,00	472,00	-5,78	106,20	

5 ELEVAZIONE SPALLA – STRUTTURA ORIGINARIA (ESISTENTE)

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

5.1 CURVE CARATTERISTICHE TIRANTI-SPOSTAMENTI

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

Dim. fondazione	Dimensione Trasversale	L =	24,10	m				
	Dimensione Longitudinale	B =	4,00	m				
Modulo del terreno	E =	75000	kPa		<i>(modulo elastico da adottare per terreno con caratteristiche migliorate da presenza pali tipo FRANKI)</i>			

Sollecitazioni Statica solo permanenti				N (kN)	H (kN)	M (kNm)	
N	=	929	KN/m	22389	4001	7688	
H	=	166	KN/m				
M	=	319	KN m/m	δv	δh	θ	$\delta h_{tot,sta,pp}$
B	=	24,10	m		4,99E-03	7,35E-04	8,66E-03

Sollecitazioni (al m) SLE rara				N (kN)	H (kN)	M (kNm)	
N	=	1044	KN/m	25160	4892	10773	
H	=	203	KN/m				
M	=	447	KN m/m	δv	δh	θ	$\delta h_{tot,sta,pp+acc}$
B	=	24,1	m		6,10E-03	1,03E-03	1,13E-02

Sollecitazioni (al m) SLE freq				N (kN)	H (kN)	M (kNm)	
N	=	1003	KN/m	24172	4675	9905	
H	=	194	KN/m				
M	=	411	KN m/m	δv	δh	θ	$\delta h_{tot,sta,pp+acc}$
B	=	24,1	m		5,83E-03	9,46E-04	1,06E-02

Sollecitazioni (al m) SLE qp				N (kN)	H (kN)	M (kNm)	
N	=	952	KN/m	22943	4193	8315	
H	=	174	KN/m				
M	=	345	KN m/m	δv	δh	θ	$\delta h_{tot,sys}$
B	=	24,1	m		5,23E-03	7,94E-04	9,20E-03

Da pp a SLE rara					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	25160,40	4892,30	10772,70	6,10E-03	1,03E-03	5,15E-03	1,13E-02	0,00E+00	0,00259
50	1087,5	25160,40	3804,80	5335,20	4,75E-03	5,10E-04	2,55E-03	7,30E-03	-3,95E-03	-0,00137
100	2175	25160,40	2717,30	-102,30	3,39E-03	-9,77E-06	-4,89E-05	3,34E-03	-7,91E-03	-0,00532
150	3262,5	25160,40	1629,80	-5539,80	2,03E-03	-5,29E-04	-2,65E-03	-6,13E-04	-1,19E-02	-0,00928
200	4350	25160,40	542,30	-10977,30	6,77E-04	-1,05E-03	-5,24E-03	-4,57E-03	-1,58E-02	-0,01323

Da pp a SLE freq					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	24172,30	4675	9905,10	5,83E-03	9,46E-04	4,73E-03	1,06E-02	-6,85E-04	0,00190
50	1087,5	24172,30	3588	4467,60	4,48E-03	4,27E-04	2,13E-03	6,61E-03	-4,64E-03	-0,00205
100	2175	24172,30	2500	-969,90	3,12E-03	-9,27E-05	-4,63E-04	2,66E-03	-8,59E-03	-0,00601
150	3262,5	24172,30	1413	-6407,40	1,76E-03	-6,12E-04	-3,06E-03	-1,30E-03	-1,25E-02	-0,00996
200	4350	24172,30	325	-11844,90	4,06E-04	-1,13E-03	-5,66E-03	-5,25E-03	-1,65E-02	-0,01392

Condizione SLE qp					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	22943,20	4193,40	8314,50	5,23E-03	7,94E-04	3,97E-03	9,20E-03	-2,05E-03	0,00054
50	1087,5	22943,20	3105,90	2877,00	3,87E-03	2,75E-04	1,37E-03	5,25E-03	-6,00E-03	-0,00341
100	2175	22943,20	2018,40	-2560,50	2,52E-03	-2,45E-04	-1,22E-03	1,29E-03	-9,96E-03	-0,00737
150	3262,5	22943,20	930,90	-7998,00	1,16E-03	-7,64E-04	-3,82E-03	-2,66E-03	-1,39E-02	-0,01132
200	4350	22943,20	-156,60	-13435,50	-1,95E-04	-1,28E-03	-6,42E-03	-6,61E-03	-1,79E-02	-0,01528

Sollecitazioni (al m) SLU STR				N (kN)	H (kN)	M (kNm)	
N	=	1410	KN/m	33981	6628	14532	
H	=	275	KN/m				
M	=	603	KN m/m	δv	δh	θ	$\delta h_{tot,sta,pp+acc}$
B	=	24,1	m		8,27E-03	1,39E-03	1,52E-02

Da pp a SLU-STR					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	33981,00	6627,5	14532,30	8,27E-03	1,39E-03	6,94E-03	1,52E-02	3,96E-03	0,00655
50	1087,5	33981,00	5540	9094,80	6,91E-03	8,69E-04	4,35E-03	1,13E-02	6,42E-06	0,00259
100	2175	33981,00	4452,5	3657,30	5,55E-03	3,49E-04	1,75E-03	7,30E-03	-3,95E-03	-0,00136
150	3262,5	33981,00	3365	-1780,20	4,20E-03	-1,70E-04	-8,50E-04	3,35E-03	-7,90E-03	-0,00532
200	4350	33981,00	2277,5	-7217,70	2,84E-03	-6,90E-04	-3,45E-03	-6,07E-04	-1,19E-02	-0,00927

Sollecitazioni (al m) SIS STR				N (kN)	H (kN)	M (kNm)	
N	=	1002	KN/m	24148	8604	29884	
H	=	357	KN/m				
M	=	1240	KN m/m	δv	δh	θ	$\delta h_{tot,sis}$
B	=	24,1	m		1,07E-02	2,86E-03	2,50E-02

Condizione SIS-STR					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	24148,20	8603,70	29884,00	1,07E-02	2,86E-03	1,43E-02	2,50E-02	1,38E-02	0,01635
50	1087,5	24148,20	7516,20	24446,50	9,38E-03	2,34E-03	1,17E-02	2,11E-02	9,81E-03	0,01239
100	2175	24148,20	6428,70	19009,00	8,02E-03	1,82E-03	9,08E-03	1,71E-02	5,85E-03	0,00844
150	3262,5	24148,20	5341,20	13571,50	6,66E-03	1,30E-03	6,48E-03	1,31E-02	1,90E-03	0,00448
200	4350	24148,20	4253,70	8134,00	5,31E-03	7,77E-04	3,89E-03	9,19E-03	-2,06E-03	0,00053

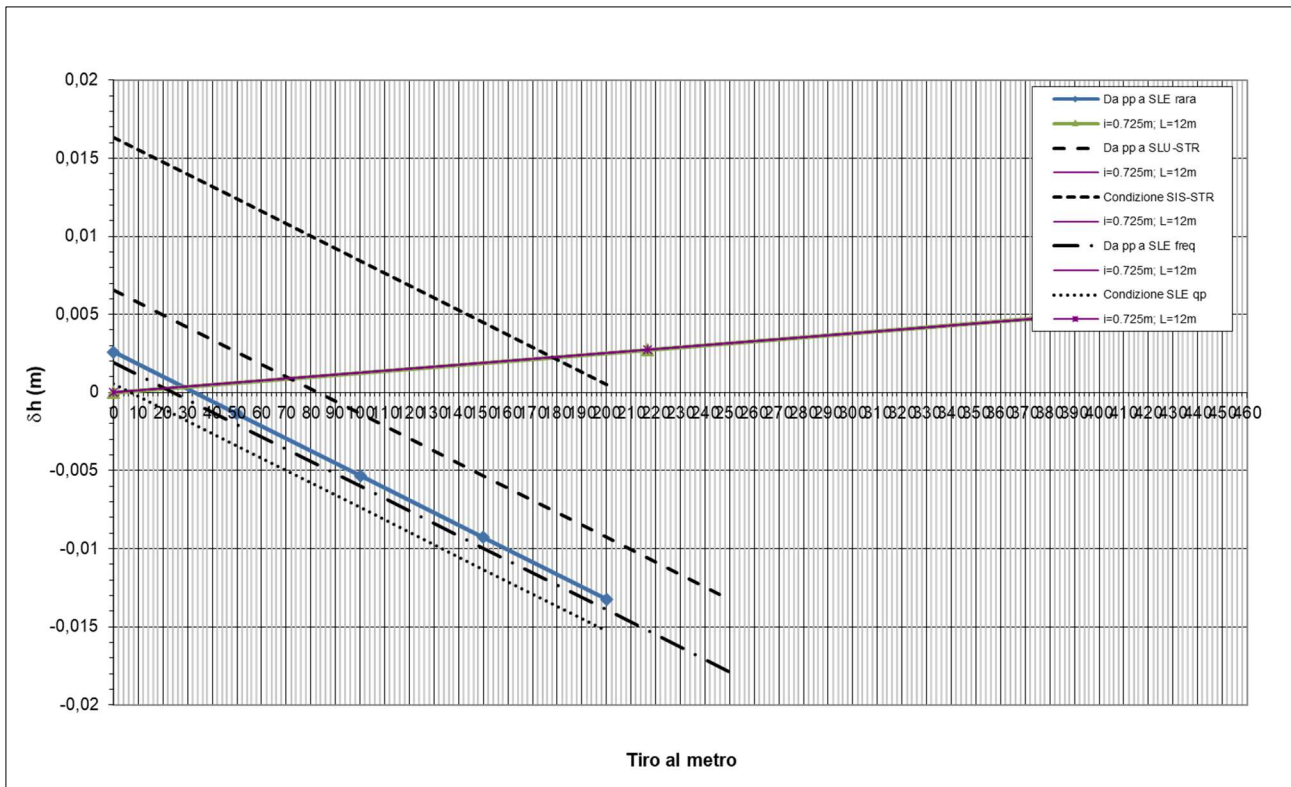


Figura 5-1. Curve caratteristiche tiranti passivi-Spalla

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	41
SLE -FREQ.	21
SLE - Q-P	6
SLV	178
SLU	91

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:

- $D = \alpha \cdot \Phi_{\text{perf}}$ (diametro efficace ottenuto a seguito della perforazione);
 $\alpha = 1.0$;
 $\Phi_{\text{perf}} = 0.18$ 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)

$T_{eq,max}$	178	[tiro/m]	massima azione assiale al metro lineare su tirante equivalente
i	0,725	[m]	interasse tiranti
α	15	[°]	inclinazione tiranti nel piano verticale
β	0	[°]	inclinazione tiranti rispetto piano orizzontale
T_{max}	134	[kN]	massima azione assiale su tirante
d_{perf}	0,180	[m]	f_{yk} 355 [N/mm ²]
d_a	114,3	[mm]	γ_s 1,15
s_a	10	[mm]	
A_a	3277	[mm ²]	T_{Rd_STR} 1011 [kN]
α_d	1,00		ξ_{a3} 1,80
L_{fond}	12,00	[m]	$\gamma_{Ra,p}$ 1,20
τ_{lim}	100	kN/m ²	
T_{RcaI_GEO}	679	[kN]	T_{Rd} 314 [kN]
T_{RK_GEO}	377	[kN]	FS 2,35 (>1)
T_{Rd_GEO}	314	[kN]	

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]	974	882	982
V_{Ed} [kN/m]	286	336	357
M_{Ed} [kN/m]	-708	-1157	-1240
Comb.	M1	M1	M1

Verifica in presenza di tiranti passivi

Azioni di calcolo decurtate del contributo resistente offerto dal tirante passivo

h_tiranti [m]	5	da intradosso fondazione		
i_tiranti [m]	0,725			
n_tiranti	30			
		1	2	3
T _{Ed} [tiro/m]	88	161	178	
V _{-TEd} [kN/m]	79	145	161	
M _{-TEd} [kNm/m]	397	727	803	
N_{Ed} [kN/m]	974	882	982	<i>Azioni di calcolo decurtate del contributo resistente offerto dal tirante passivo</i>
V_{Ed} [kN/m]	207	190	196	
M_{Ed} [kN/m]	-310	-430	-436	
Comb.	M1	M1	M1	
CONDIZIONI DRENATE				
φ' [°]	26	26	26	
tanφ'	0,49	0,49	0,49	
R _{Ed} [kN/m]	475	430	479	
γ _R	1,10	1,00	1,00	
FS (≥1)	2,09	2,26	2,44	

7 ANALISI GEOTECNICA MURI ANDATORI - (NUOVA REALIZZAZIONE)

I tabulati che seguono, riportano i risultati delle analisi e verifiche geotecniche condotte sul muro andatore a sostegno del rilevato di approccio al sottovia.

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

VERIFICHE GEOTECNICHE E DI RESISTENZA STRUTTURALE

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

CARATTERISTICHE DEI MATERIALI

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

Fondazione/Dente di taglio

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

Paramento

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

CARATTERISTICHE GEOMETRICHE

Si riportano di seguito le principali caratteristiche geometriche 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]
6,00	4,10	1,00	0,90	7,89	1,00	6,89

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 _{gdente} [m]
6,89	0,20	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	1,20	0,00	7,00	0,00	90,00	0,00	SI

Azioni delle FOA - TIPO 4 - H=6.50m (sollecitazioni per montante di bordo)

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

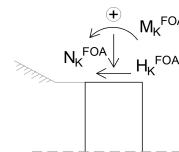


Figura 1 - Convenzione dei segni carichi FOA

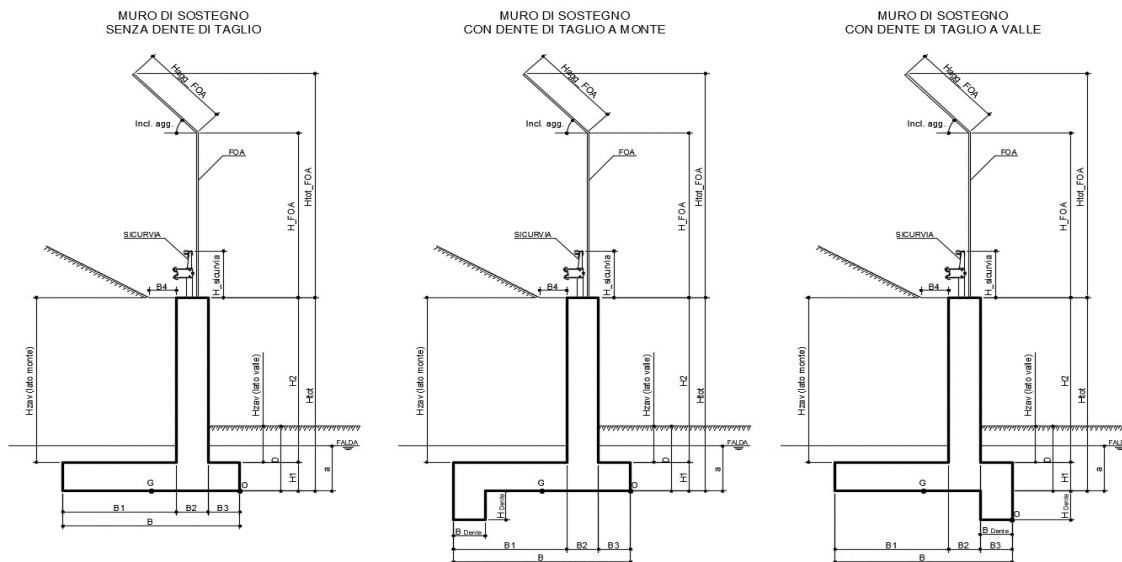


Figura 2 - Caratteristiche geotecniche del muro di sostegno per i diversi casi

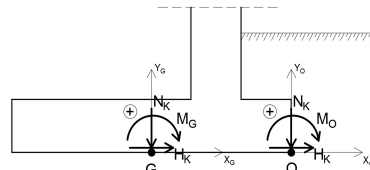


Figura 3 - Convenzione dei segni

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	150,00	-3,00	0,50	-450,00	0,00	0,50	0,00
Paramento c.a.	25	172,25	-1,40	4,45	-241,15	1,60	4,45	275,60
FOA		8,72	-1,40	7,89	-14,33	1,60	7,89	11,83
Zavorra lato monte (costante)	20	564,98	-3,95	4,45	-2231,67	-0,95	4,45	-536,73
Zavorra lato monte (inclinato)	20	0,00	-4,63	7,89	0,00	-1,63	7,89	0,00
Zavorra lato valle	20	3,60	-0,45	1,10	-1,62	2,55	1,10	9,18
Dente di fondazione	25	0,00	0,00	0,00	0,00	3,00	0,00	0,00
Sicurvia		0,00	-1,40	8,89	0,00	1,60	8,89	0,00
Totale		900			-2939			-240

(C2a): Spinta delle terre per verifiche geotecniche

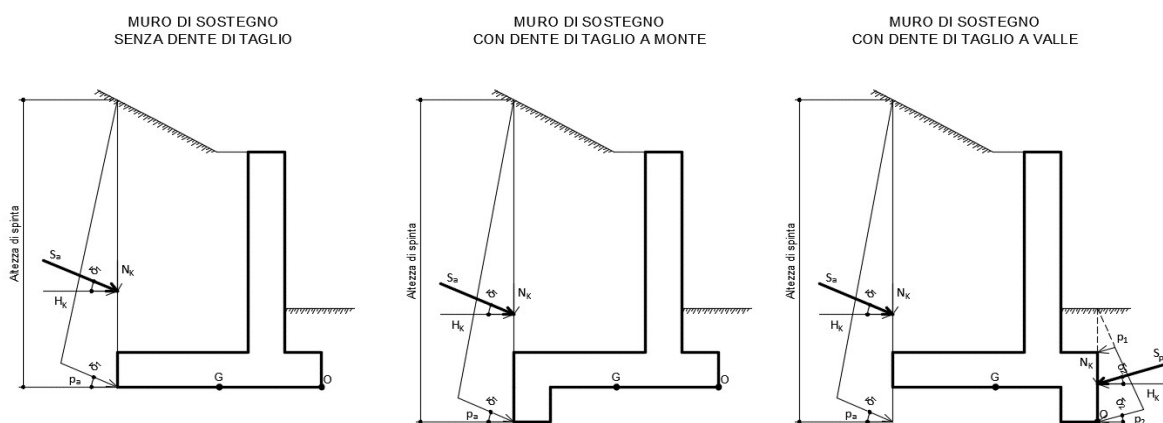


Figura 4 - Spinta attiva delle terre in condizioni statiche per i diversi casi

Ribaltamento

- Componente attiva

H_{SPINTA_ATT} [m]	7,89
-----------------------	------

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	152,15	60,26	139,71	-6,00	2,63	5,85

- Componente passiva

H_{SPINTA_PASS} [m]	0,00
------------------------	------

Comb.	k_p	$p1$ [kN/mq]	$p2$ [kN/mq]	S_p [kN/m]	N_k [kN/m]	H_k [kN/m]	x_o [m]	y_o [m]	M_k [kNm/m]
M1	1,89	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00

- Totale (componente attiva + passiva)

Comb.	S_t [kN/m]	N_k [kN/m]	H_k [kN/m]	M_o [kNm/m]
M1	152,15	60,26	139,71	5,85

Scorrimento

- Componente attiva

H_{SPINTA_ATT} [m]	7,89
-----------------------	------

Comb.	S_{ta} [kN/m]	N_k [kN/m]	H_k [kN/m]	x_G [m]	y_G [m]	M_G [kNm/m]
M1	152,15	60,26	139,71	-3,00	2,63	186,64

- Componente passiva

H_{SPINTA_PASS} [m]	0,00
------------------------	------

(valutata unicamente per le verifiche a scorrimento)

Comb.	k_p	$S1$ [kN/mq]	$S2$ [kN/mq]	S_p [kN/m]	N_k [kN/m]	H_k [kN/m]	x_G [m]	y_G [m]	M_k [kNm/m]
M1	1,89	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00

- Totale (componente attiva + passiva)

Comb.	S_t [kN/m]	N_k [kN/m]	H_k [kN/m]	M_G [kNm/m]
M1	152,15	60,26	139,71	186,64

Cliente: | Potenziamento sistema autostradale e tangenziale di Bologna
 Commessa: | Lotto 1 - Sottovia Via Roberto Vighi I - Tang. Nord 20+554 (sottovia 122T)
 Argomento: | Allegato 1: Calcoli - Opere di sostegno
 Sezione analizzata: | Muri andatori

Capacità portante

- Componente attiva

H_{SPINTA_ATT} [m] 7,89

Comb.	S_{ta} [kN/m]	N_k [kN/m]	H_k [kN/m]	x_G [m]	y_G [m]	M_G [kNm/m]
M1	152,15	60,26	139,71	-3,00	2,63	186,64

- Componente passiva

H_{SPINTA_PASS} [m] 0,00

(valutata unicamente per le verifiche a scorrimento)

Comb.	k_0	$S1$ [kN/mq]	$S2$ [kN/mq]	S_p [kN/m]	N_k [kN/m]	H_k [kN/m]	x_G [m]	y_G [m]	M_k [kNm/m]
M1	1,89	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00

- Totale (componente attiva + passiva)

Comb.	S_t [kN/m]	N_k [kN/m]	H_k [kN/m]	M_O [kNm/m]
M1	152,15	60,26	139,71	186,64

(C2b): Spinta delle terre per verifiche strutturali

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

H_{SPINTA} [m] 7,89

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	265,46	0,00	265,46	-3,00	2,63	698,15

(C3): Sovraccarico accidentale

q [kN/m²] 20

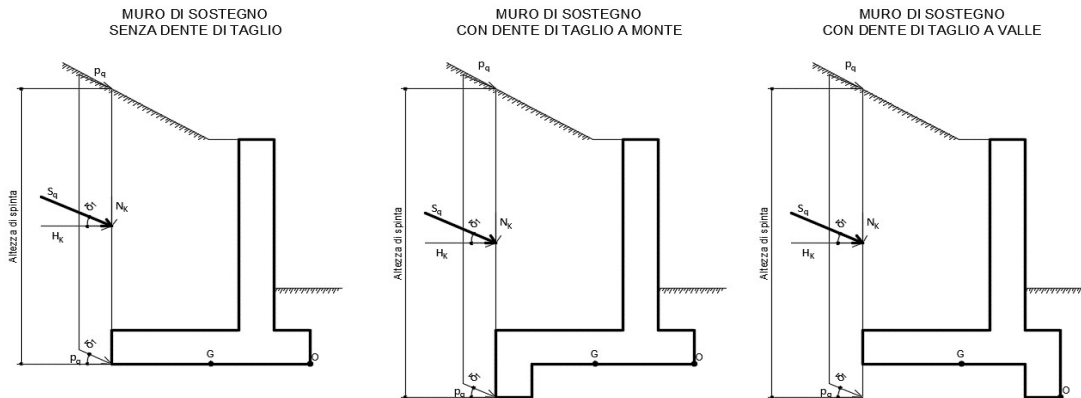


Figura 5 - Spinta dovuta al sovraccarico accidentale per i diversi casi

Componente verticale

N_k [kN/m]	x_G [m]	M_O [kNm/m]	x_G [m]	M_G [kNm/m]
82,00	-3,95	-323,90	-0,95	-77,90

Ribaltamento

- Componente orizzontale per verifiche geotecniche (a)

H_{SPINTA} [m] 7,89

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	38,57	15,28	35,41	-6,00	3,95	48,05

Scorrimento / Capacità portante

- Componente orizzontale per verifiche geotecniche (a)

H_{SPINTA} [m] 7,89

Comb.	S_{qa} [kN/m]	N_k [kN/m]	H_k [kN/m]	x_G [m]	y_G [m]	M_G [kNm/m]
M1	38,57	15,28	35,41	-3,00	3,95	93,88

Verifiche strutturali

Componente orizzontale per verifiche strutturali (b)

H_{SPINTA} [m] 7,89

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	67,29	0,00	67,29	-3,00	3,95	265,46

Cliente: | Potenziamento sistema autostradale e tangenziale di Bologna
 Commessa: | Lotto 1 - Sottovia Via Roberto Vighi I - Tang. Nord 20+554 (sottovia 122T)
 Argomento | Allegato 1: Calcoli - Opere di sostegno
 Sezione analizzata: | Muri andatori

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	-1,40	7,89	79,83	1,60	7,89	78,42

(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	10,99	7,00	7,00	0,00	8,89	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	10,99	7,00	7,00	0,00	8,89	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	1,60	7,89	188,69	-1,40	7,89	192,07

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

k_h	0,114	k_v	0,057
-------	-------	-------	-------

(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.	-8,56	17,13	-3,00	0,50	34,25	0,00	0,50	8,56
Paramento c.a.	-9,83	19,67	-1,40	4,45	101,19	1,60	4,45	71,69
FOA	-0,50	1,00	-1,40	7,89	8,55	1,60	7,89	7,06
Zavorra lato monte (costante)	-32,25	64,51	-3,95	4,45	414,15	-0,95	4,45	317,38
Zavorra lato monte (inclinato)	0,00	0,00	-4,63	7,89	0,00	-1,63	7,89	0,00
Zavorra lato valle	-0,21	0,00	-0,45	1,10	0,09	2,55	1,10	-0,52
Dente di fondazione	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	3,00	0,00	0,00
Sicurvia	0,00	0,00	-1,40	8,89	0,00	1,60	8,89	0,00
Totale	-51	102			558			404

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.	8,56	17,13	-3,00	0,50	-17,13	0,00	0,50	8,56
Paramento c.a.	9,83	19,67	-1,40	4,45	73,65	1,60	4,45	103,15
FOA	0,50	1,00	-1,40	7,89	7,16	1,60	7,89	8,65
Zavorra lato monte (costante)	32,25	64,51	-3,95	4,45	159,34	-0,95	4,45	256,10
Zavorra lato monte (inclinato)	0,00	0,00	-4,63	7,89	0,00	-1,63	7,89	0,00
Zavorra lato valle	0,21	0,00	-0,45	1,10	-0,09	2,55	1,10	0,52
Dente di fondazione	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	3,00	0,00	0,00
Sicurvia	0,00	0,00	-1,40	8,89	0,00	1,60	8,89	0,00
Totale	51	102			223			377

(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

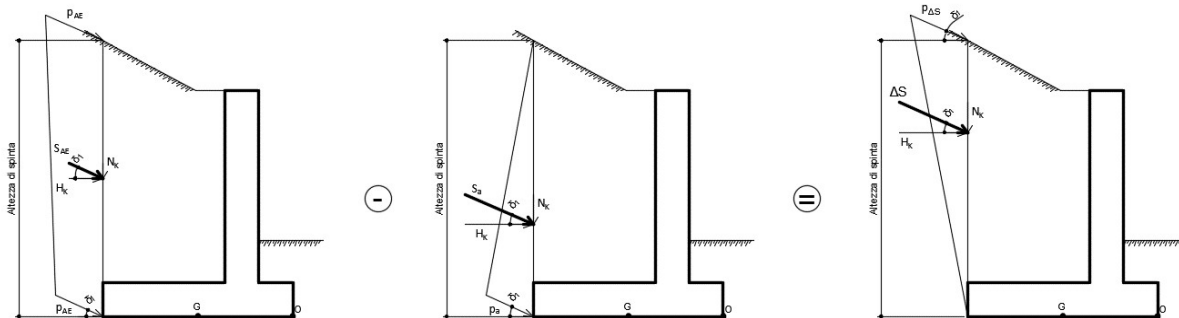


Figura 6 - Spinta attiva delle terre in condizioni dinamiche - Metodo pseudo-statico di Mononobe Okabe

Cliente: Potenziamento sistema autostradale e tangenziale di Bologna
 Commessa: Lotto 1 - Sottovia Via Roberto Vighi I - Tang. Nord 20+554 (sottovia 122T)
 Argomento: Allegato 1: Calcoli - Opere di sostegno
 Sezione analizzata: Muri andatori

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	152,15	0,373	212,45	60,30
Comb.	N_k [kN/m]	H_k [kN/m]	x_o [m]	y_o [m]	M_o [kNm/m]
M1	23,88	55,36	-6,00	3,95	75,12

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	152,15	0,349	235,79	83,64
Comb.	N_k [kN/m]	H_k [kN/m]	x_o [m]	y_o [m]	M_o [kNm/m]
M1	33,13	76,80	-6,00	3,95	104,20

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	152,15	0,321	188,45	36,30
Comb.	N_k [kN/m]	H_k [kN/m]	x_G [m]	y_G [m]	M_G [kNm/m]
M1	14,38	33,33	-3,00	3,95	88,35

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	152,15	0,312	205,11	52,96
Comb.	N_k [kN/m]	H_k [kN/m]	x_G [m]	y_G [m]	M_G [kNm/m]
M1	20,98	48,63	-3,00	3,95	128,92

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	152,15	0,321	188,45	36,30
Comb.	N_k [kN/m]	H_k [kN/m]	x_G [m]	y_G [m]	M_G [kNm/m]
M1	14,38	33,33	-3,00	3,95	88,35

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	152,15	0,312	205,11	52,96
Comb.	N_k [kN/m]	H_k [kN/m]	x_G [m]	y_G [m]	M_G [kNm/m]
M1	20,98	48,63	-3,00	3,95	128,92

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	152,15	0,321	188,45	36,30
Comb.	N_k [kN/m]	H_k [kN/m]	x_G [m]	y_G [m]	M_G [kNm/m]
M1	0,00	36,30	-3,00	3,95	143,19

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	152,15	0,312	205,11	52,96
Comb.	N_k [kN/m]	H_k [kN/m]	x_G [m]	y_G [m]	M_G [kNm/m]
M1	0,00	52,96	-3,00	3,95	208,95

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

Terreno di fondazione	
Parametro	M1
γ' [kN/m ³]	9
ϕ' [°]	26,00
ϕ' [rad]	0,45
δ_{es} [°]	13,00
δ_{es} [rad]	0,23
δ_{sism} [°]	13,00
δ_{sism} [rad]	0,23
c' [kN/m ²]	0,00
c_{ul} [kN/m ²]	68,22
β [°]	0,00
β [rad]	0,00
i [°]	0,00
i [rad]	0,00
$k_{p\ es}$	3,787
$k_{p\ es} (*)$	1,893

(terreno di riporto con caratteristiche migliorate - sarà da prevedersi la rimozione dello strato più superficiale relativo al deposito b_{nn})
 peso specifico sommerso
 angolo d'attrito interno
 angolo d'attrito terreno-muro in condizioni di esercizio (=1/2 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

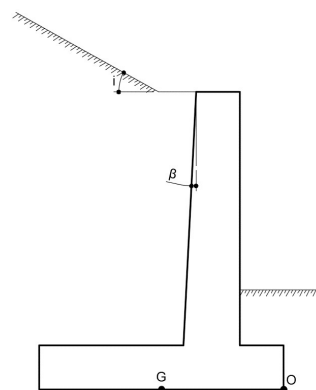


Figura 7 - Inclinazione del terreno e del paramento

COEFFICIENTI SISMICI

Località: **Opera 122T (Via Roberto Vighi I)**

Vita nominale: VN **50** anni

Classe d'uso: **IV**

CU **2**

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

Parametri sismici:	Stato limite	Pv _R [anni]	T _R [anni]	a _g [g]	T _C * [sec]	F ₀
	SLV	0,1	949	0,217	0,316	2,422

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	1,38	1,00	0,300	2,948

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	0,114	0,171
Coefficiente sismico verticale	k_v	0,057	0,086

Calcolo coefficiente sismico con teoria Mononobe-Okabe:

Sisma diretto verso l'alto: - kv

	[°]	[rad]	[°]	[rad]
θ	6,90	0,12	10,61	0,19
δ_{sism_M1}	23,33	0,41	23,33	0,41
β	0,00	0,00	0,00	0,00
ψ	90,00	1,57	90,00	1,57
$\phi'_d - M1$	35,00	0,61	35,00	0,61

$\beta \leq (\phi'_d - \theta)$	k _{AE} - M1	0,321	0,373
$\beta > (\phi'_d - \theta)$	k _{AE} - M1	0,91	1,017
	k_{AE} - M1	0,321	0,373

Sisma diretto verso il basso: + kv

	[°]	[rad]	[°]	[rad]
θ	6,16	0,11	8,97	0,16
δ_{sism_M1}	23,33	0,41	23,33	0,41
β	0,00	0,00	0,00	0,00
ψ	90,00	1,57	90,00	1,57
$\phi'_d - M1$	35,00	0,61	35,00	0,61

$\beta \leq (\phi'_d - \theta)$	k _{AE} - M1	0,31	0,349
$\beta > (\phi'_d - \theta)$	k _{AE} - M1	0,89	0,967
	k_{AE} - M1	0,312	0,349

Cliente: | Potenziamento sistema autostradale e tangenziale di Bologna
 Commessa: | Lotto 1 - Sottovia Via Roberto Vighi I - Tang. Nord 20+554 (sottovia 122T)
 Argomento | Allegato 1: Calcoli - Opere di sostegno
 Sezione analizzata: | Muri andatori

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	900	0	-2939	60	140	6	82	0	-324
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	15	35	48	0	7	80	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	192	-51	102	837	51	102	334
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	24	55	75	33	77	104			

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

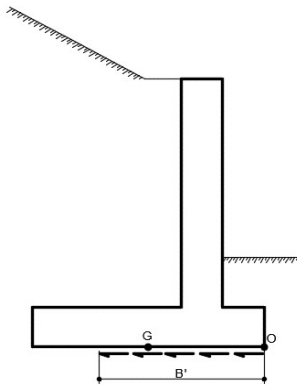
M_{stab} [kNm/m]	-2939	-2939	-3004	-3004	-2939
M_{rib} [kNm/m]	372	440	944	470	31
γ_R	1,15	1,15	1,00	1,00	1,15
FS (≥ 1)	6,86	5,81	3,18	6,39	81,32

Calcolo delle sollecitazioni caratteristiche nel punto O

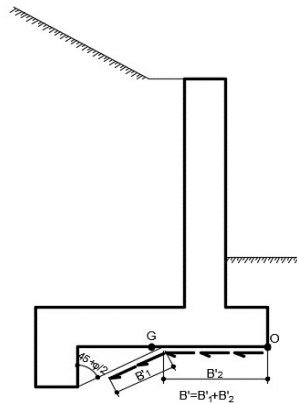
	C1			C2a			C3 - componente verticale		
	N [kN/m]	H [kN/m]	M [kNm/m]	N [kN/m]	H [kN/m]	M [kNm/m]	N [kN/m]	H [kN/m]	M [kNm/m]
A1+M1+R3	900	0	-240	60	140	187	82	0	-78
C3 - componente orizzontale (a)			C3 - FOA			C4			
A1+M1+R3	N [kN/m]	H [kN/m]	M [kNm/m]	N [kN/m]	H [kN/m]	M [kNm/m]	N [kN/m]	H [kN/m]	M [kNm/m]
	15	35	94	0	7	80	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	189	-51	102	404	51	102	377
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]			
	14	33	88	21	49	129			

VERIFICA A SCORRIMENTO

MURO DI SOSTEGNO
SENZA DENTE DI TAGLIO



MURO DI SOSTEGNO
CON DENTE DI TAGLIO A MONTE



MURO DI SOSTEGNO
CON DENTE DI TAGLIO A VALLE

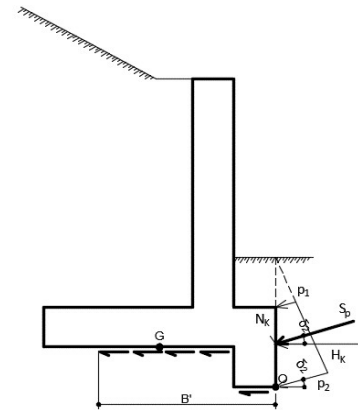


Figura 8 - Resistenza a scorrimento considerata per i diversi casi

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]	999	993	942	1052	963
H _{Ed} [kN/m]	261	255	284	299	148
M _{Ed} [kNm/m]	433	481	458	472	-19
Comb.	M1	M1	M1	M1	M1
φ' [°]	26	26	26	26	26
tanφ'	0,49	0,49	0,49	0,49	0,49
c' [kN/m ²]	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
c _u [kN/m ²]	68,22	68,22	68,22	68,22	68,22
B' [m]	5,13	5,03	5,03	5,10	5,96
R _{Ed} [kN/m]	350	343	343	348	407
γ _R	1,10	1,10	1,00	1,00	1,10
FS (≥1)	1,22	1,22	1,21	1,16	2,49

- (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 - orizz. (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]	999	1392	993	1355	942	1052	963	979
M_{Ed}[kNm/m]	431	242	479	320	458	471	-19	-35
V_{Ed}[kN/m]	261	261	255	255	284	299	148	148

Dimensioni geometriche fondazione

D [m]	1,20	1,20	1,20	1,20	1,20	1,20	1,20	1,20
a [m]	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
L [m]	7,00	7,00	7,00	7,00	7,00	7,00	7,00	7,00
B [m]	6,00	6,00	6,00	6,00	6,00	6,00	6,00	6,00
e _t [m]	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
e _B [m]	0,43	0,17	0,48	0,24	0,49	0,45	0,02	0,04
L' [m]	7,00	7,00	7,00	7,00	7,00	7,00	7,00	7,00
B' [m]	5,14	5,65	5,03	5,53	5,03	5,10	5,96	5,93

Parametri geotecnici terreno di fondazione

Peso proprio del terreno di riporto	γ_i [kN/m ³]	20	20	20	20	20	20	20
Peso proprio dell'acqua	γ_w [kN/m ³]	9,81	9,81	9,81	9,81	9,81	9,81	9,81
Peso som. - Terreno di riporto	γ'_i [kN/m ³]	10,19	10,19	10,19	10,19	10,19	10,19	10,19
Peso som. - Terreno di fondazione	γ'_2 [kN/m ³]	9	9	9	9	9	9	9
Angolo d'attrito	ϕ' [°]	26	26	26	26	26	26	26
Coesione efficace	c' [kN/m ²]	0	0	0	0	0	0	0
Set di coefficienti parziali		M1	M1	M1	M1	M1	M1	M1
Peso proprio - Terreno di riporto	$\gamma_{1, M1}$ [kN/m ³]	20	20	20	20	20	20	20
Peso som. - Terreno di fondazione	$\gamma_{2, M1}$ [kN/m ³]	9	9	9	9	9	9	9
Angolo d'attrito fattorizzato	$\phi'_{, M1}$ [°]	26	26	26	26	26	26	26
	$\phi'_{, M1}$ [rad]	0,45	0,45	0,45	0,45	0,45	0,45	0,45
Coesione efficace fattorizzata	$c'_{, M1}$ [kN/m ²]	0	0	0	0	0	0	0

Fattori di capacità portante

N _v	12,54	12,54	12,54	12,54	12,54	12,54	12,54	12,54
N _c	22,25	22,25	22,25	22,25	22,25	22,25	22,25	22,25
N _q	11,85	11,85	11,85	11,85	11,85	11,85	11,85	11,85

Fattori di forma

(per forma rettangolare)

s _v	0,71	0,68	0,71	0,68	0,71	0,71	0,66	0,66
s _c	1,39	1,43	1,38	1,42	1,38	1,39	1,45	1,45
s _q	1,36	1,39	1,35	1,39	1,35	1,36	1,42	1,41

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	1,08	1,07	1,08	1,07	1,08	1,08	1,07	1,07
d _q	1,07	1,07	1,07	1,07	1,07	1,07	1,06	1,06

Fattori di inclinazione del carico

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

m _B	1,58	1,55	1,58	1,56	1,58	1,58	1,54	1,54
m _t	1,42	1,45	1,42	1,44	1,42	1,42	1,46	1,46
θ [°]	90,00	90	90	90	90	90	90	90
m	1,58	1,55	1,58	1,56	1,58	1,58	1,54	1,54
i _v	0,46	0,59	0,46	0,59	0,40	0,42	0,65	0,66
i _c	0,59	0,70	0,59	0,70	0,53	0,55	0,75	0,76
i _q	0,62	0,72	0,63	0,72	0,57	0,59	0,77	0,78

Cliente: | Potenziamento sistema autostradale e tangenziale di Bologna
 Commessa: | Lotto 1 - Sottovia Via Roberto Vighi I - Tang. Nord 20+554 (sottovia 122T)
 Argomento | Allegato 1: Calcoli - Opere di sostegno
 Sezione analizzata: | Muri andatori

Fattori di inclinazione del piano di posa

b_y	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00
b_c	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00
b_q	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00

Fattori di inclinazione del piano campagna

w [°]	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
g_y	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00
g_c	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00
g_q	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00

Calcolo della capacità portante della fondazione superficiale

	q_{lim} [kN/m ²]	351	433	352	429	314	330	476	477
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]	251	310	251	306	262	275	340	341
$Q = q \times B' \times L'$	Q [kN]	9019	12247	8862	11858	9211	9821	14174	14153
$FS = Q / (N_{Ed} \times L') (>1)$	FS	1,29	1,26	1,28	1,25	1,40	1,33	2,10	2,06
		(>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 Roberto Vighi I - Tang. Nord 20+554 (sottovia 122T)
 Argomento | Allegato 1: Calcoli - Opere di sostegno
 Sezione analizzata: | Muri andatori

VERIFICA CAPACITA' PORTANTE IN CONDIZIONI NON DRENATE

	Carico	SLU-1-A1	SLU-2-A1	SLU-3-A1	SLU-4-A1	SISM-1-A1	SISM-2-A1	ECC-1-A1	ECC-2-A1
(C1): Pesi propri - strutturali e non	C1	1,00	1,30	1,00	1,30	1,00	1,00	1,00	1,00
(C2a): Spinta terre - verifiche geo	C2a	1,30	1,30	1,30	1,30	1,00	1,00	1,00	1,00
	C3 - vert.	0,00	1,50	0,00	1,13	0,20	0,20	0,00	0,20
(C3): Sovraccarico accidentale	C3 - oriz. (a)	1,50	1,50	1,13	1,13	0,20	0,20	0,20	0,20
	C3 - FOA	1,50	1,50	1,13	1,13	0,20	0,20	0,20	0,20
(C4): Urto veicolo in svio	C4	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	1,00	1,00
(C5): Azione del vento	C5	0,90	0,90	1,50	1,50	0,00	0,00	0,00	0,00
(CS1): Forze inerzia legate a carichi strutturali e non	CS1 (-kV)	0,00	0,00	0,00	0,00	1,00	0,00	0,00	0,00
	CS1 (+kV)	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	1,00	0,00	0,00
(CS2): Spinta (dinamica) delle terre	CS2 (-kV)	0,00	0,00	0,00	0,00	1,00	0,00	0,00	0,00
	CS2 (+kV)	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	1,00	0,00	0,00

Azioni di calcolo

Comb.	SLU-1-A1	SLU-2-A1	SLU-3-A1	SLU-4-A1	SISM-1-A1	SISM-2-A1	ECC-1-A1	ECC-2-A1
N_{Ed} [kN/m]	999	1392	993	1355	942	1052	963	979
M_{Ed} [kNm/m]	431	242	479	320	458	471	-19	-35
V_{Ed} [kN/m]	261	261	255	255	284	299	148	148

Dimensioni geometriche fondazione

D [m]	1,20	1,20	1,20	1,20	1,20	1,20	1,20	1,20
L [m]	7,00	7,00	7,00	7,00	7,00	7,00	7,00	7,00
B [m]	6,00	6,00	6,00	6,00	6,00	6,00	6,00	6,00
e _L [m]	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
e _B [m]	0,43	0,17	0,48	0,24	0,49	0,45	0,02	0,04
L' [m]	7,00	7,00	7,00	7,00	7,00	7,00	7,00	7,00
B' [m]	5,14	5,65	5,03	5,53	5,03	5,10	5,96	5,93

Parametri geotecnici terreno di fondazione

Peso proprio del terreno di riporto	γ_1 [kN/m ³]	20	20	20	20	20	20	20
Peso som. - Terreno di fondazione	γ_2 [kN/m ³]	9	9	9	9	9	9	9
Angolo d'attrito	ϕ' [°]	26	26	26	26	26	26	26
Coesione efficace	c' [kN/m ²]	0	0	0	0	0	0	0
Coesione non drenata	c_u [kN/m ²]	68	68	68	68	68	68	68
Set di coefficienti parziali		M1	M1	M1	M1	M1	M1	M1
Peso proprio del terreno di riporto	$\gamma_{1, Mi}$ [kN/m ³]	20	20	20	20	20	20	20
Peso som. - Terreno di fondazione	$\gamma_{2, Mi}$ [kN/m ³]	9	9	9	9	9	9	9
Angolo d'attrito fattorizzato	ϕ'_{Mi} [°]	26	26	26	26	26	26	26
	ϕ'_{Mi} [rad]	0,45	0,45	0,45	0,45	0,45	0,45	0,45
Coesione efficace fattorizzata	c'_{Mi} [kN/m ²]	0	0	0	0	0	0	0
Coesione non drenata fattorizzata	$c_{u, Mi}$ [kN/m ²]	68	68	68	68	68	68	68

Fattori di capacità portante

N _v	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
N _c	5,14	5,14	5,14	5,14	5,14	5,14	5,14	5,14
N _q	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00

Fattori di forma

(per forma rettangolare)

s _v	0,71	0,68	0,71	0,68	0,71	0,71	0,66	0,66
s _c	1,14	1,16	1,14	1,15	1,14	1,14	1,17	1,16
s _q	1,36	1,39	1,35	1,39	1,35	1,36	1,42	1,41

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	1,09	1,08	1,10	1,09	1,10	1,09	1,08	1,08
d _q	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00

Fattori di inclinazione del carico

(per $\phi=0$)

m _B	1,58	1,55	1,58	1,56	1,58	1,58	1,54	1,54
m _L	1,42	1,45	1,42	1,44	1,42	1,42	1,46	1,46
θ [°]	90	90	90	90	90	90	90	90
m	1,58	1,55	1,58	1,56	1,58	1,58	1,54	1,54
i _v	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00
i _c	0,97	0,97	0,97	0,97	0,96	0,96	0,98	0,98
i _q	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00

Cliente: | Potenziamento sistema autostradale e tangenziale di Bologna
 Commessa: | Lotto 1 - Sottovia Via Roberto Vighi I - Tang. Nord 20+554 (sottovia 122T)
 Argomento | Allegato 1: Calcoli - Opere di sostegno
 Sezione analizzata: | Muri andatori

Fattori di inclinazione del piano di posa

b_v	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00
b_c	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00
b_q	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00

Fattori di inclinazione del piano campagna

w [°]	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
g_v	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00
g_c	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00
g_q	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00

Calcolo della capacità portante della fondazione superficiale

	q_{lim} [kN/m ²]	456	461	456	460	454	454	469	468
Set di coefficienti parziali		R3	R3	R3	R3	R3	R3	R3	R3
	γ_R	1,4	1,4	1,4	1,4	1,2	1,2	1,4	1,4
$q = q_{lim} / \gamma_R$	q [kN/m ²]	326	329	326	329	379	378	335	335
$Q = q \times B' \times L'$	Q [kN]	11725	13023	11477	12715	13323	13517	13969	13888

$FS = Q / (N_{Ed} \times L') (>1)$	FS	1,68	1,34	1,65	1,34	2,02	1,84	2,07	2,03
		(>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