

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

A2 - TANGENZIALE NORD E SUD

OPERE D'ARTE MAGGIORI

109T- SOTTOVIA DIR. VIA SCANDELLARA 18+372

Relazione di Calcolo Fondazioni

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

CODICE IDENTIFICATIVO											ORDINATORE
RIFERIMENTO PROGETTO			RIFERIMENTO DIRETTORIO				RIFERIMENTO ELABORATO				
Codice Commessa	Lotto, Sub-Prog. Cod. Appalto	Fase	Capitolo	Paragrafo	W B S	Parte d'opera	Tip.	Disciplina	Progressivo	Rev.	SCALA
111465	0000	PD	A2	O14	ST109	FND00	R	APE	0853	-2	

 gruppo Atlantia	PROJECT MANAGER: Ing. Raffaele Rinaldesi Ord. Ingg. Macerata N. A1068	SUPPORTO SPECIALISTICO:	REVISIONE	
			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 Visintini	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	Strutture di nuova realizzazione	5
1.4	SOFTWARE DI CALCOLO	6
1.5	CONVENZIONI GENERALI	6
1.5.1	Unità di misura.....	6
1.5.2	Convenzioni di segno.....	6
2	CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA	7
3	CRITERI DI VERIFICA E CALCOLO	9
3.1	PREMESSA	9
3.2	FONDAZIONI SUPERFICIALI.....	9
3.2.1	Verifiche agli stati limite ultimi (SLU).....	9
3.2.2	Stima della capacità portante.....	10
3.2.3	Verifica a scorrimento.....	12
3.3	FONDAZIONI SU PALI.....	12
3.3.1	Verifiche agli stati limite ultimi (SLU).....	12
3.3.2	Resistenza di pali soggetti a carichi assiali	13
3.3.3	Comportamento di pali in gruppo soggetti a carichi trasversali.....	16
4	FONDAZIONE SPALLA NORD - AMPLIAMENTO 2 (NUOVA REALIZZAZIONE)	21
4.1	AZIONI DI CALCOLO	21
4.2	MODELLO DI CALCOLO	24
4.3	ANALISI GEOTECNICA.....	32
4.3.1	Sollecitazioni di calcolo	32
4.3.2	Verifica geotecnica.....	36
4.4	ANALISI STRUTTURALE	38
4.4.1	Sollecitazioni di calcolo	38
4.4.2	Verifica strutturale.....	41

Indice delle Tabelle e delle Figure

FIGURA 1-1. CONVENZIONI DI SEGNO - GROUP	6
TABELLA 2-1. CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA.....	8
FIGURA 3-1. COEFFICIENTI PARZIALI PER LE AZIONI O L'EFFETTO DELLE AZIONI (TAB.6.2.I DELLE NTC2008)	10
FIGURA 3-2. COEFFICIENTI PARZIALI PER I PARAMETRI GEOTECNICI DEL TERRENO (TAB.6.2.II DELLE NTC2008)	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 NTC2008)	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 (TAB.6.4.II DELLE NTC2008)	13
FIGURA 3-6. FATTORI DI CORRELAZIONE ϵ PER LA DETERMINAZIONE DELLA RESISTENZA CARATTERISTICA IN FUNZIONE DEL NUMERO DI VERTICALI INDAGATE (TAB.6.4.IV DELLE NTC2008)	14
FIGURA 3-7. TERRENI GRANULARI – $T_{LIM} = F(N_{SPT})$ (WRIGHT-REESE – 1977)	15
TABELLA 6-1. SOLLECITAZIONI DI CALCOLO RISULTANTI NEL BARICENTRO DELLA PALIFICATA – SISTEMA DI RIFERIMENTO ANALISI DELLA SPALLA	22
TABELLA 6-2. SOLLECITAZIONI DI CALCOLO RISULTANTI NEL BARICENTRO DELLA PALIFICATA – SISTEMA DI RIFERIMENTO GROUP	23
FIGURA 4-1. MODELLO DI CALCOLO PALIFICATA: VISTA TRIDIMENSIONALE	24
FIGURA 4-2. MODELLO DI CALCOLO PALIFICATA: PIANO X-Y, X-Z	25
FIGURA 4-3. MODELLO DI CALCOLO PALIFICATA: PIANO Y-Z	25
FIGURA 4-4. PARAMETRI DEI PALI IN GROUP	26
FIGURA 4-5. DISPOSIZIONE DEI MICROPALI IN GROUP	30
FIGURA 4-6. CARATTERISTICHE MECCANICHE TERRENO	31
FIGURA 4-7. INVILUPPO AZIONI ASSIALE MASSIME COMB. SLU	32
FIGURA 4-9. INVILUPPO AZIONI ASSIALE MASSIME COMB. SLV	34
FIGURA 4-10. INVILUPPO AZIONI ASSIALE MINIME COMB. SLV	35
FIGURA 4-11. STRATIGRAFIA MODELLATA IN GROUP	36
FIGURA 4-12. MASSIMO MOMENTO (SX) E TAGLIO (DX) COMBINAZIONE SLU-SLV	39

1 INTRODUZIONE

La presente relazione ha come obiettivo l'esposizione delle analisi svolte e dei principali risultati ottenuti relativamente ai calcoli statici del sottovia autostradale esistente della diramazione di via Scandellara nell'ambito dei lavori di ampliamento della tangenziale di Bologna, nel tratto Borgo Panigale – Caselle. L'opera è denominata 109T e ubicata indicativamente alla progressiva 18+372.

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

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

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

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

1.1 DESCRIZIONE DEI SISTEMI FONDAZIONALI

Le fondazioni delle spalle e delle pile sono così realizzate.

<u>SPALLE:</u>	<u>AMPLIAMENTO 2</u>	
	Fondazione indiretta	
	Lunghezza micropali:	26m
	Diametro del preforo:	Ø240mm
	Armatura:	Ø168.30mm – sp.10mm
	<u>AMPLIAMENTO 1</u>	
	Fondazione diretta	
	<u>ORIGINARIA</u>	
	Fondazione diretta	

1.2 NORMATIVA DI RIFERIMENTO

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

In particolare, si fa riferimento alle seguenti norme:

- [1] D.M. 17/01/2018: “Aggiornamento delle Norme Tecniche per le Costruzioni” – GU n°8 del 17/2/2018.
- [2] Circolare 21 gennaio 2019 n.7: “Istruzioni per l’applicazione dell’ Aggiornamento delle Norme Tecniche per le Costruzioni” di cui al Decreto Ministeriale 17 gennaio 2018.
- [3] D.M. 14 gennaio 2008: Nuove norme tecniche per le costruzioni.
- [4] Circolare 2 febbraio 2009, n.617 – Istruzioni per l’applicazione delle “Nuove Norme Tecniche per le Costruzioni” di cui al Decreto Ministeriale 14 gennaio 2008.
- [5] UNI EN 1990: Basi della progettazione strutturale.
- [6] UNI EN 1991-1-4: Azioni sulle strutture – Azione del vento.
- [7] UNI EN 1991-1-5: Azioni sulle strutture – Azioni termiche.
- [8] UNI EN 1991-1-6: Azioni sulle strutture – Azioni in generale – Azioni durante la costruzione.
- [9] UNI EN 1991-2: Azioni sulle strutture – Carichi da traffico sui ponti.
- [10] UNI EN 1992: Progettazione delle strutture di calcestruzzo.
- [11] UNI EN 1992-1-1: Progettazione delle strutture di calcestruzzo – Regole generali e regole per gli edifici.
- [12] UNI EN 1992-2: Progettazione delle strutture di calcestruzzo – Ponti di calcestruzzo.
- [13] UNI EN 1993: Progettazione delle strutture in acciaio.
- [14] UNI EN 1993-1-1: Progettazione delle strutture di acciaio – Regole generali e regole per gli edifici.
- [15] UNI EN 1993-2: Progettazione delle strutture di acciaio – Ponti di acciaio.
- [16] UNI EN 1993-1-5: Progettazione delle strutture di acciaio – Elementi strutturali a lastra.
- [17] UNI EN 1993-1-8: Progettazione delle strutture di acciaio – Progettazione dei collegamenti.
- [18] UNI EN 1993-1-9: Progettazione delle strutture di acciaio – Fatica.
- [19] UNI EN 1993-1-10: Progettazione delle strutture di acciaio – Resilienza del materiale e proprietà attraverso lo spessore.
- [20] UNI EN 1993-1-11: Progettazione delle strutture di acciaio – Progettazione di strutture con elementi tesi.
- [21] UNI EN 1994: Progettazione delle strutture composte acciaio-calcestruzzo.
- [22] UNI EN 1994-2: Progettazione delle strutture composte acciaio-calcestruzzo – Ponti.
- [23] UNI EN 1997: Progettazione geotecnica.
- [24] UNI EN 1998: Progettazione delle strutture per la resistenza sismica.
- [25] UNI EN 1998-2: Progettazione delle strutture per la resistenza sismica – Ponti.
- [26] UNI EN 1998-5:2005 Parte 5: Fondazioni, strutture di contenimento ed aspetti geotecnici.
- [27] 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 -
- [28] Autostrade per l'Italia – Direzione sviluppo rete per l'Italia – Ingegneria, Ambiente e Sicurezza – Linee Guida per la redazione e verifica dei progetti di installazione delle barriere integrate (LG 03/2020).

1.3 CARATTERISTICHE DEI MATERIALI

1.3.1 Strutture di nuova realizzazione

Calcestruzzo per pali, micropali: C25/30

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

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 (1985 – 2003).

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

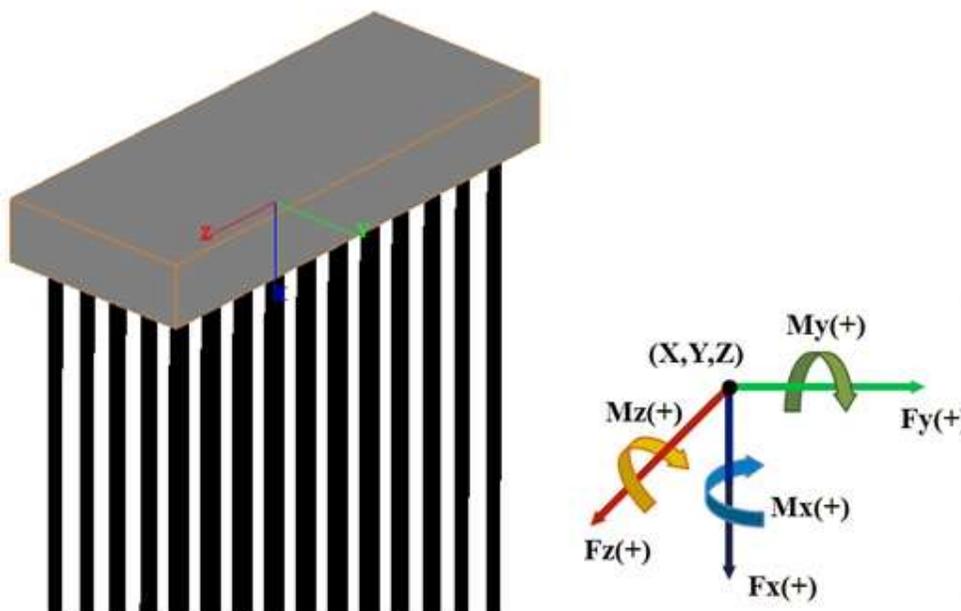


Figura 1-1. Convenzioni di segno - GROUP

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.

Per la caratterizzazione dei terreni interessati dalle opere si fa riferimento alle schede specifiche relative all'opera in oggetto. Riassumendo le ipotesi adottate sono:

Tabella II: Indagini geognostiche di riferimento

sigla sond./pozz./prova	campagna di indagine	0.0 progressiva (km)	quota p.c. (m s.l.m.)	lunghezza (m)	strumentazione installata
CPT16	1999	18+325	48.80	15.00	-
COT25	1984	18+340	48.60	25.00	-
S52	1984	18+400	49.00	40.00	-

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

Tabella III: 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
48.00	0.00 ÷ 3.00	Limo argilloso	A	?	Tabella IV
	3.00 ÷ 10.00	Limo argilloso	A'	?	Tabella V
	10.00 ÷ 32.00	Limo argilloso	A''	?	Tabella VI
	32.00 ÷ 40.00	Ghiaia e Sabbia	B	?	Tabella VII

Tabella IV: Parametri medi caratteristici dei materiali Limo argilloso (A)

Descrizione	γ	c'	ϕ	E'	σ'_{pre}	CR	RR	C _v	C _u	E _u
	(KN/m ³)	(KPa)	(°)	(MPa)	(MPa)	(-)	(-)	m/sec ²	(KPa)	(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 V: Parametri medi caratteristici dei materiali Limo argilloso (A')

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

Tabella VI: Parametri medi caratteristici dei materiali Limo argilloso (A'')

Descrizione	γ	c'	ϕ	E'	σ'_{pre}	CR	RR	C_v	C_u	E_u
	(KN/m ³)	(KPa)	(°)	(MPa)	(MPa)	(-)	(-)	m/sec ²	(KPa)	(MPa)
Limo argilloso	19	0	26	50+0.6*(Z-15)	0.4	0.18 ÷ 0.16	0.03÷0.04	3E-07	72 +2(z-15)	50

Tabella VII: Parametri medi caratteristici dei materiali Ghiaia e Sabbia (B)

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

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

Tabella 2-1. Caratterizzazione geotecnica

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 NTC2008 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:

$$E_d \leq R_d \quad (\text{eq. 6.2.1 delle NTC2008})$$

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 NTC2008, 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 la fondazione stessa.

Le verifiche devono essere effettuate almeno nei confronti dei seguenti stati limite:

- SLU di tipo geotecnico (GEO) o di equilibrio di corpo rigido (EQU)
 - scorrimento sul piano di posa;
 - collasso per carico limite dell'insieme 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, tenendo conto dei valori dei coefficienti parziali riportati nelle Tabelle 6.2.I, 6.2.II e 6.5.I delle NTC2008, seguendo almeno uno dei due approcci previsti al punto 6.5.3.1.1 delle NTC2008.

In generale, il calcolo è condotto mediante:

- Approccio 2 (A1+M1+R3)

Nel caso di muri di sostegno dotati di ancoraggi nel terreno, le verifiche devono essere effettuate con riferimento al solo:

- Approccio 1

Combinazione 1	(A1+M1+R1)
Combinazione 2	(A2+M2+R2)

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

Lo stato limite di ribaltamento non prevede la mobilitazione della resistenza del terreno di fondazione e deve essere trattato come uno stato limite di equilibrio come corpo rigido (EQU), utilizzando i coefficienti parziali sulle azioni della Tab.2.6.I delle NTC2008 e adoperando coefficienti parziali del gruppo M2 per il calcolo delle spinte.

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

CARICHI	EFFETTO	Coefficiente Parziale γ_F (o γ_E)	EQU	(A1) STR	(A2) GEO
Permanenti	Favorevole	γ_{G1}	0,9	1,0	1,0
	Sfavorevole		1,1	1,3	1,0
Permanenti non strutturali ⁽¹⁾	Favorevole	γ_{G2}	0,0	0,0	0,0
	Sfavorevole		1,5	1,5	1,3
Variabili	Favorevole	γ_{Qi}	0,0	0,0	0,0
	Sfavorevole		1,5	1,5	1,3

(1) Nel caso in cui i carichi permanenti non strutturali (ad es. i carichi permanenti portati) siano compiutamente definiti, si potranno adottare gli stessi coefficienti validi per le azioni permanenti.

Figura 3-1. Coefficienti parziali per le azioni o l'effetto delle azioni (Tab.6.2.I delle NTC2008)

Tabella 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	$\tan \phi'_k$	γ_ϕ	1,0	1,25
Coesione efficace	c'_k	γ_c	1,0	1,25
Resistenza non drenata	c_{uk}	γ_{cu}	1,0	1,4
Peso dell'unità di volume	γ	γ_γ	1,0	1,0

Figura 3-2. Coefficienti parziali per i parametri geotecnici del terreno (Tab.6.2.II delle NTC2008)

Tabella 6.5.I – Coefficienti parziali γ_R per le verifiche agli stati limite ultimi STR e GEO di muri di sostegno.

VERIFICA	COEFFICIENTE PARZIALE (R1)	COEFFICIENTE PARZIALE (R2)	COEFFICIENTE PARZIALE (R3)
Capacità portante della fondazione	$\gamma_R = 1,0$	$\gamma_R = 1,0$	$\gamma_R = 1,4$
Scorrimento	$\gamma_R = 1,0$	$\gamma_R = 1,0$	$\gamma_R = 1,1$
Resistenza del terreno a valle	$\gamma_R = 1,0$	$\gamma_R = 1,0$	$\gamma_R = 1,4$

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 NTC2008)

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:

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

$$N_\gamma = 2 \cdot (N_q + 1) \cdot \tan g(\phi')$$

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

- Fattori correttivi di forma:

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

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

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

- Fattori correttivi di profondità:

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

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

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

- Fattori correttivi di inclinazione del carico:

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

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

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

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

- Fattori correttivi di inclinazione fondazione:

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

$$b_r = (1 - \alpha \operatorname{tg}(\varphi'))^2$$

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

- Fattori correttivi di inclinazione piano campagna:

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

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

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

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.

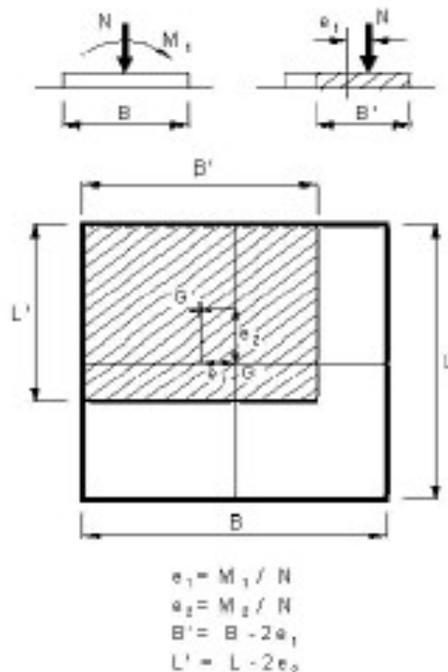


Figura 3-4. Fondazione efficace equivalente nel caso di fondazione rettangolare

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:

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

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 $\phi = 0$.

3.2.3 Verifica a scorrimento

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

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

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

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

3.3 FONDAZIONI SU PALI

3.3.1 Verifiche agli stati limite ultimi (SLU)

Secondo quanto specificato al punto 6.4.3.1 delle NTC2008, 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 NTC2008, seguendo almeno uno dei due approcci previsti al punto 6.4.3.1 delle NTC2008. In particolare, il calcolo è condotto mediante:

- Approccio 2 (A1+M1+R3)

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

Tabella 6.4.II – Coefficienti parziali γ_R da applicare alle resistenze caratteristiche.

Resistenza	Simbolo	Pali infissi			Pali trivellati			Pali ad elica continua		
		(R1)	(R2)	(R3)	(R1)	(R2)	(R3)	(R1)	(R2)	(R3)
Base	γ_b	1,0	1,45	1,15	1,0	1,7	1,35	1,0	1,6	1,3
Laterale in compressione	γ_s	1,0	1,45	1,15	1,0	1,45	1,15	1,0	1,45	1,15
Totale (*)	γ_t	1,0	1,45	1,15	1,0	1,6	1,30	1,0	1,55	1,25
Laterale in trazione	γ_{st}	1,0	1,6	1,25	1,0	1,6	1,25	1,0	1,6	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 (Tab.6.4.II delle NTC2008)

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 NTC2008.

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 NTC2008.

Qualora si abbiano a disposizione prove in sito continue (prova tipo CPT o DMT) o discontinue (SPT, pressiometriche, ecc.) ma con passi di campionamenti sufficientemente fitti da considerare una misura continua con la profondità, la stima della resistenza caratteristica è così condotta:

- 1 per ogni verticale di indagine si calcola il profilo di resistenza con la profondità in funzione delle prove in sito e di laboratorio assumendo i valori medi a disposizione nella singola verticale;
- 2 stima, tra quelli calcolati, del profilo di resistenza medio (R_{MEDIA}) e di resistenza minimo (R_{MIN});
- 3 la resistenza caratteristica R_k , a compressione o a trazione, sarà il minore dei valori ottenuti:

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

con ξ_3 e ξ_4 fattori di correlazione funzione del numero di verticali indagate.

Qualora, invece, si abbiano a disposizione prove in sito o di laboratorio discrete, si procederà secondo il seguente schema:

- 1 per ogni strato vengono scelti il valore medio e minimo tra tutti i valori a disposizione necessari per il calcolo del profilo di resistenza con la profondità;
- 2 stima del profilo di resistenza medio (R_{MEDIA}) e di resistenza minimo (R_{MIN}) adottando i parametri medi e minimi ottenuti al punto precedente;
- 3 la resistenza caratteristica (R_k), a compressione o a trazione, sarà il minore dei valori ottenuti:

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

con ξ_3 e ξ_4 fattori di correlazione funzione del numero di verticali indagate.

Tabella 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 NTC2008)

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 NTC2008 (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 ammissibile (Q_{amm}) è calcolata in riferimento alla seguente espressione:

$$Q_{amm} = Q_{B,lim} + Q_{L,lim} = (q_{lim} \times A_b) + \sum_i [(\pi \times d \times \Delta H_i \times T_{lim,i})]$$

dove

- $Q_{B,lim}$ portata limite di base (calcolata)
- $Q_{L,lim}$ portata limite laterale (calcolata)
- q_{lim} portata unitaria limite di base
- A_b area di base
- ΔH_i altezza del concio unitario di palo

$T_{lim,i}$ attrito laterale unitario limite del concio i-esimo di palo

Portata di base

- Per terreni granulari:

$$q_{lim} = 0.667 \times N_{SPT} \leq 4MPa$$

- 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:

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

dove:

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

σ'_v = pressione geostatica verticale efficace

ϕ = angolo di attrito

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

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

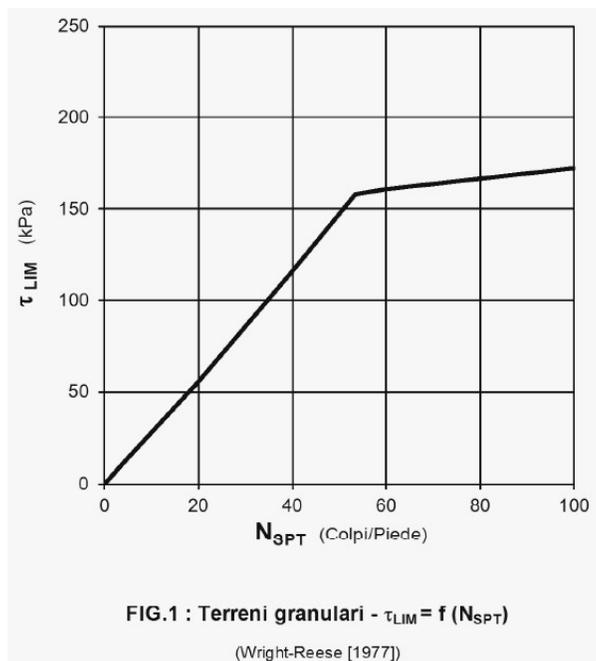


Figura 3-7. Terreni granulari – $\tau_{lim} = f(N_{SPT})$ (Wright-Reese – 1977)

- Per terreni coesivi si ha:

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

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.

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.

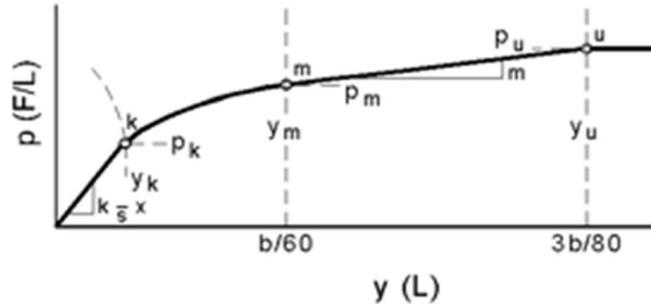
Le curve p-y che esprimono la resistenza del terreno in funzione della profondità e dello spostamento del palo, possono essere ricavate in relazione alla tipologia di terreni e alle proprietà meccaniche che li caratterizzano, in accordo alle procedure proposte da:

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

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

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

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

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

$$A_3 = 1 - A_2$$

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
- β $45 + \phi/2$
- α $\phi/2$
- D diametro del palo
- K_a $\tan^2(45 + \phi/2)$
- δ inclinazione del piano campagna rispetto all'orizzontale

2- calcolo di $p_{u1} = A_1 \cdot p$

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

4- definizione del tratto iniziale della curva p-y

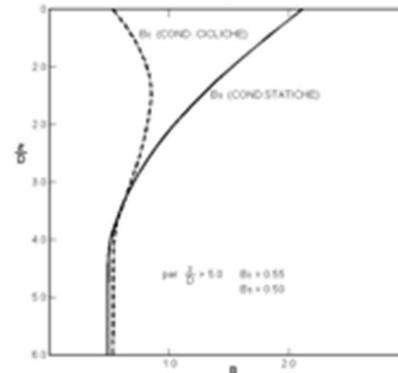
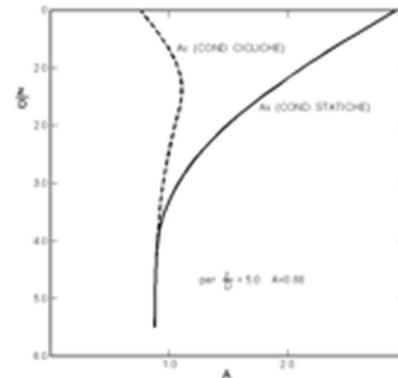
5- definizione del tratto parabolico della curva p-y

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

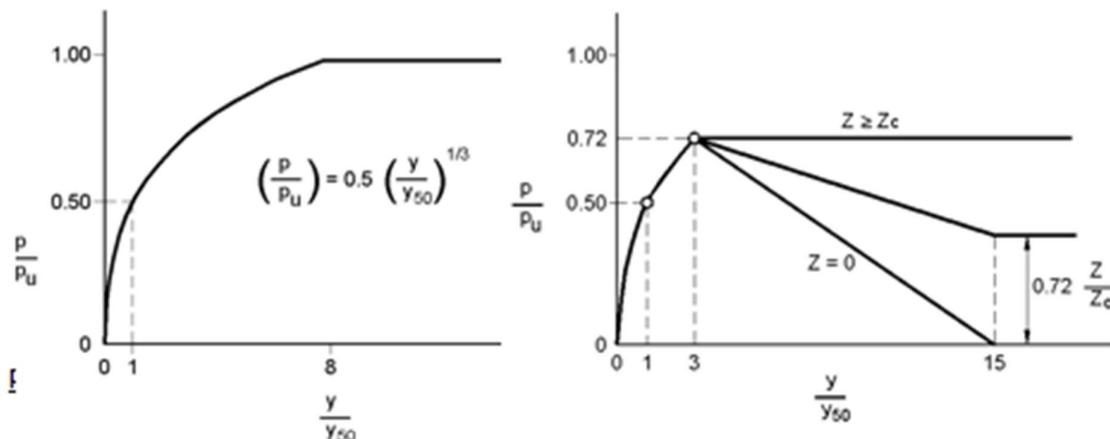
dove:

$$n = p_m / m y_m$$

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



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



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

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

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

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

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

dove:

p_u resistenza laterale unitaria ultima

σ' pressione geostatica verticale efficace alla quota z

c_u coesione non drenata

z profondità da p.c.

D diametro del palo

δ inclinazione del piano campagna rispetto all'orizzontale

y spostamento orizzontale

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

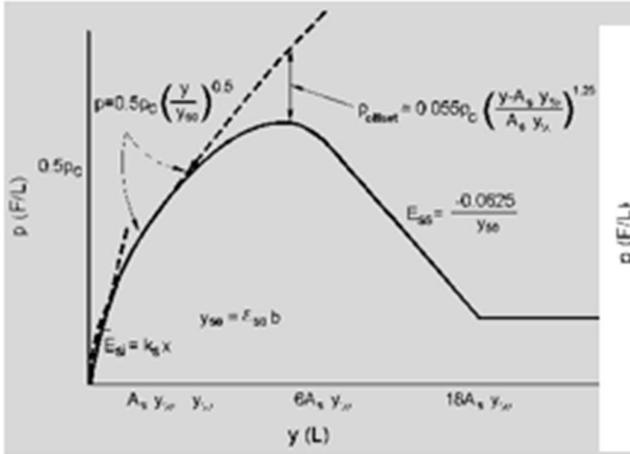
ε_{50} deformazione unitaria corrispondente ad una mobilitazione delle tensioni tangenziali pari al 50% della resistenza al taglio

per carichi ciclici

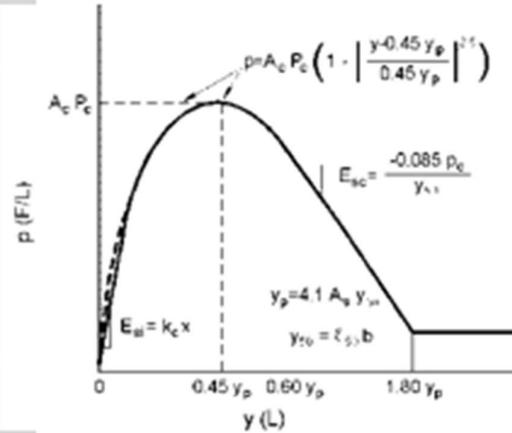
$$z_c = [6 c_u D] / [\gamma' D + 0.5 c_u] \alpha$$

$$\gamma' = \text{peso di volume efficace}$$

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

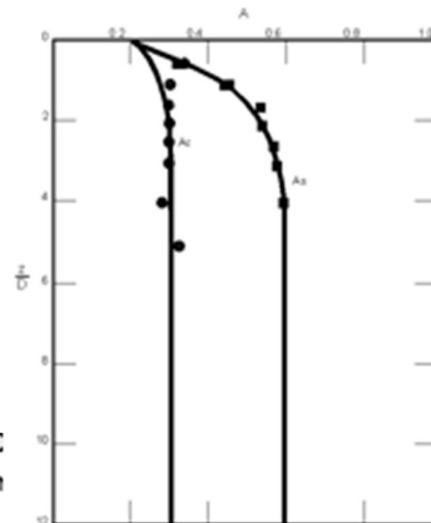
$y_{50} = 2.5 \epsilon_{50} D =$ spostamento orizzontale per $p=C$

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

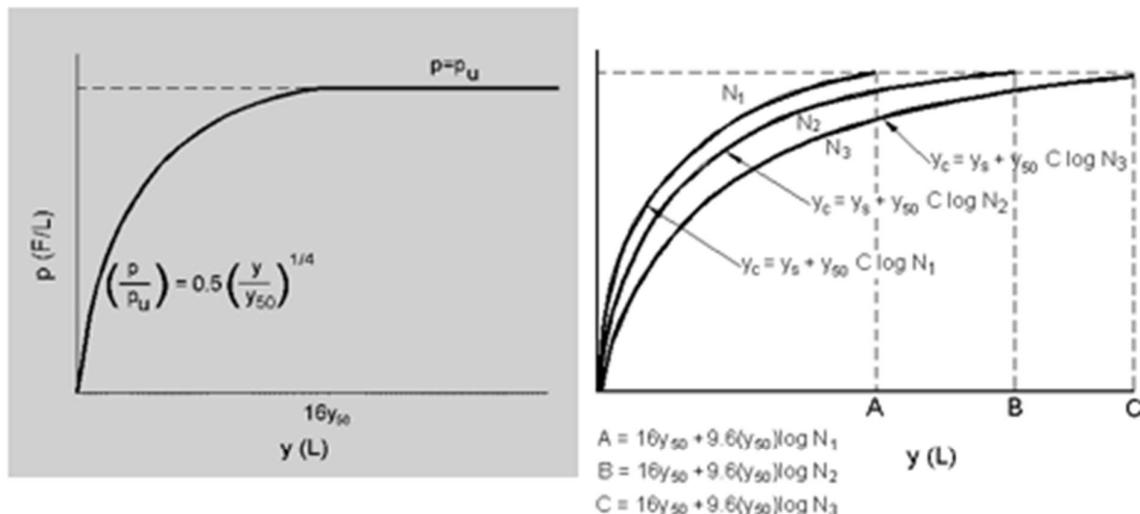
K_s pendenza del tratto iniziale della curva carichi statici

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

Carichi ciclici

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

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

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

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

dove:

p_{u1} 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_α pendenza del tratto iniziale della curva

4 FONDAZIONE SPALLA NORD - AMPLIAMENTO 2 (NUOVA REALIZZAZIONE)

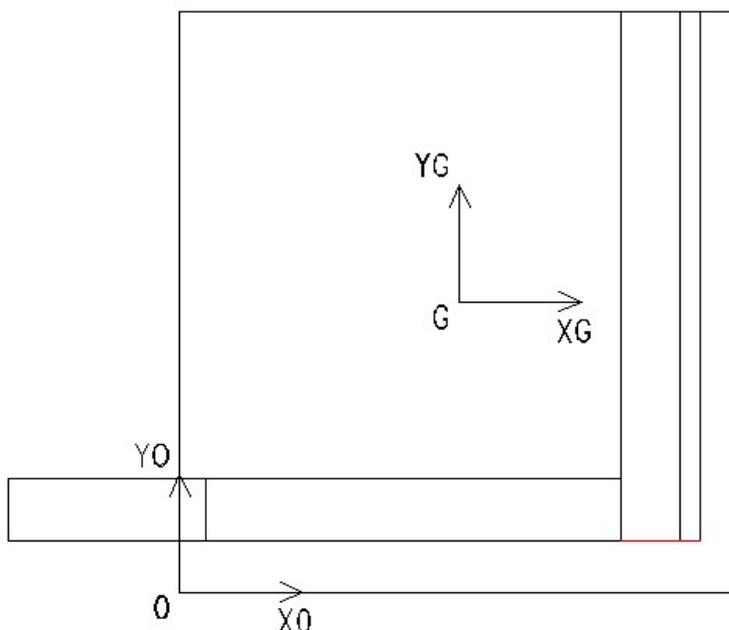
4.1 AZIONI DI CALCOLO

Si riportano i coefficienti di combinazione e le combinazioni di carico di base. A queste mostrate si aggiunge la combinazione 17 quasi permanente,

Azioni di Calcolo prese in Considerazione in fase di Analisi - Azioni Caratteristiche e Coefficienti di Combinazione Utilizzati									
Nome	Descrizione			γ	ψ_0	ψ_1	ψ_2	ψ_{sis}	
C1	Carichi permanenti - strutturali e non	G1	fav/sfav	1/1.35	\	\	\	\	\
C2	Zavorra stabilizzante a tergo spalla	G1	fav	1	\	\	\	\	\
C3	Spinta delle terre - riposo	G1	Sfav	1.35	\	\	\	\	\
C4a	Carichi variabili da traffico - Sovraccarico accidentale verticale su spalla	Qk	fav	0	0.75	0.75	0.2	0.2	
C4b	Carichi variabili da traffico - Sovraccarico spingente su spalla	Qk	sfav	1.35	0.75	0.75	0.2	0.2	
C4c	Carichi variabili da traffico - Carico tandem su impalcato - configurazione 1	Qk	fav/sfav	0/1.35	0.75	0.75	0.2	0.2	
C4d	Carichi variabili da traffico - Carico tandem su impalcato - configurazione 2	Qk	0	0/1.35	0.75	0.75	0.2	0.2	
C4e	Carichi variabili da traffico - Carico distribuito su impalcato	Qk	fav/sfav	0/1.35	0.4	0.4	0.2	0.2	
C5	Frenatura	Qk	sfav	1.35	0	0	0	0	
C6	Resistenza passiva dei vincoli	Qk	sfav	1.35	\	\	\	\	
C7	Neve	Qk	sfav	1.5	0	0	0	0	
C8	Vento	Qk	sfav	1.5	0.6	0	0	0	
CS1 (-kv)	Forze inerzia legate a carichi strutturali e non (+kh / -kv)	G1sis	sfav	1	\	\	\	\	
CS1 (+kv)	Forze inerzia legate a carichi strutturali e non (+kh / +kv)	G1sis	sfav	1	\	\	\	\	
CS2 (-kv)	Spinta (dinamica) delle terre - attiva (-kv)	G1sis terre	sfav	1	\	\	\	\	
CS2 (+kv)	Spinta (dinamica) delle terre - attiva (+v)	G1sis terre	sfav	1	\	\	\	\	

DESCRIZIONE	Massimizzazione compressione				Massimizzazione trazione				sismica		Rara				frequente	
	no traffico	traffico 1	traffico 2a	traffico 2a config 2	no traffico	traffico 1	traffico 2a	traffico 2a config 2	Traffico +	Traffico -	no traffico	traffico 1	traffico 2a	traffico 2a config 2	no traffico	traffico 1
	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16
N° COMBINAZIONE	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16
C1	1.35	1.35	1.35	1.35	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
C2	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
C3	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
C4a	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
C4b	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	0.20	0.20	1.00	1.00	1.00	1.00	0.75	0.75
C4c	0.00	1.35	1.01	0.00	0.00	1.35	1.01	0.00	0.20	0.20	0.00	1.00	0.75	0.00	0.00	0.75
C4d	0.00	0.00	0.00	1.01	0.00	0.00	0.00	1.01	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.75	0.00	0.00
C4e	0.00	1.35	1.01	1.01	0.00	1.35	1.01	1.01	0.20	0.20	0.00	1.00	0.40	0.40	0.00	0.40
C5	0.00	0.00	1.35	1.35	0.00	0.00	1.35	1.35	0.00	0.00	0.00	0.00	1.00	1.00	0.00	0.00
C6	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
C7	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
C8	0.90	0.90	0.90	0.90	0.90	0.90	0.90	0.90	0.00	0.00	0.60	0.60	0.60	0.60	0.00	0.00
CS1 (-kv)	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	1.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
CS1 (+kv)	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	1.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
CS2 (-kv)	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	1.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
CS2 (+kv)	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	1.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00

Sulla base dei coefficienti esposti nelle tabelle e dei carichi caratteristici definiti nei capitoli e paragrafi precedenti, massimizzando le sollecitazioni F_x , F_z , M_x e M_y e minimizzando F_y , F_z , M_x e M_y , si ottengono le seguenti combinazioni di carico al baricentro palificata, espresse nel sistema di riferimento della spalla.



		COMBINAZIONI STATICHE SLU				
$F_{x,G}$	kN	2732	2996	2996	2732	2996
$F_{y,G}$	kN	-1962	-1962	-1962	-1962	-1962
$F_{z,G}$	kN	-15156	-14752	-14750	-11601	-12813
$M_{x,G}$	kNm	13987	13557	13554	11308	12596
$M_{y,G}$	kNm	12933	13148	13139	5428	11054
$M_{z,G}$	kNm	-378	-378	-378	-378	-378

		COMBINAZIONI SISMICHE SLV			
$F_{x,G}$	kN	6955	3624	6617	3523
$F_{y,G}$	kN	-2159	-4192	-2132	-4101
$F_{z,G}$	kN	-14907	-14907	-7690	-7690
$M_{x,G}$	kNm	6688	13727	9260	16111
$M_{y,G}$	kNm	15848	7559	19427	11525
$M_{z,G}$	kNm	-1132	1344	-1095	1297

		COMBINAZIONI RARE		COMB. FREQ.		COMB. Q.P.
$F_{x,G}$	kN	2024	2415	1956	1956	1695
$F_{y,G}$	kN	-1409	-1409	-977	-977	-870
$F_{z,G}$	kN	-12799	-12431	-11605	-12433	-11683
$M_{x,G}$	kNm	8362	8081	1781	2772	822
$M_{y,G}$	kNm	8159	9249	3936	6712	3729
$M_{z,G}$	kNm	-237	-237	143	143	127

Tabella 4-1. Sollecitazioni di calcolo risultanti nel baricentro della palificata – Sistema di riferimento analisi della spalla

Tali sollecitazioni sono di seguito trasformate nel sistema di riferimento di Group.

COMBINAZIONI A1-M1

COMB.	FX (kN)	FY (kN)	MZ (kN-m)	FZ (kN)	MY (kN-m)	MX (kN-m)
CC 1	15156.24	-1962.30	13986.72	2732.11	12933.07	378.33
CC 2	14752.37	-1962.30	13557.37	2996.04	13147.82	378.33
CC 3	14749.87	-1962.30	13553.93	2996.04	13139.44	378.33
CC 4	11601.26	-1962.30	11307.85	2732.11	5427.67	378.33
CC 5	12812.87	-1962.30	12595.90	2996.04	11054.28	378.33

COMBINAZIONI SLV

COMB.	FX (kN)	FY (kN)	MZ (kN-m)	FZ (kN)	MY (kN-m)	MX (kN-m)
CC 6	14907.48	-2159.50	6687.76	6955.44	15848.14	1132.24
CC 7	14907.48	-4192.07	13727.09	3624.05	7559.11	-1344.23
CC 8	7690.03	-2132.10	9259.59	6617.13	19427.41	1095.43
CC 9	7690.03	-4100.74	16110.95	3522.56	11525.05	-1297.11

COMBINAZIONI RARA

COMB.	FX (kN)	FY (kN)	MZ (kN-m)	FZ (kN)	MY (kN-m)	MX (kN-m)
CC 10	12799.07	-1409.46	8361.56	2023.79	8158.95	237.42
CC 11	12431.08	-1409.46	8080.57	2414.79	9248.73	237.42

COMBINAZIONI FREQUENTE

COMB.	FX (kN)	FY (kN)	MZ (kN-m)	FZ (kN)	MY (kN-m)	MX (kN-m)
CC 12	11604.74	-976.96	1780.64	1955.83	3936.31	-142.76
CC 13	12433.40	-976.96	2771.80	1955.83	6712.32	-142.76

COMBINAZIONI QUASI PERM.

COMB.	FX (kN)	FY (kN)	MZ (kN-m)	FZ (kN)	MY (kN-m)	MX (kN-m)
CC 14	11683.40	-869.84	822.37	1694.95	3728.92	-127.11

Tabella 4-2. Sollecitazioni di calcolo risultanti nel baricentro della palificata – Sistema di riferimento Group

4.2 MODELLO DI CALCOLO

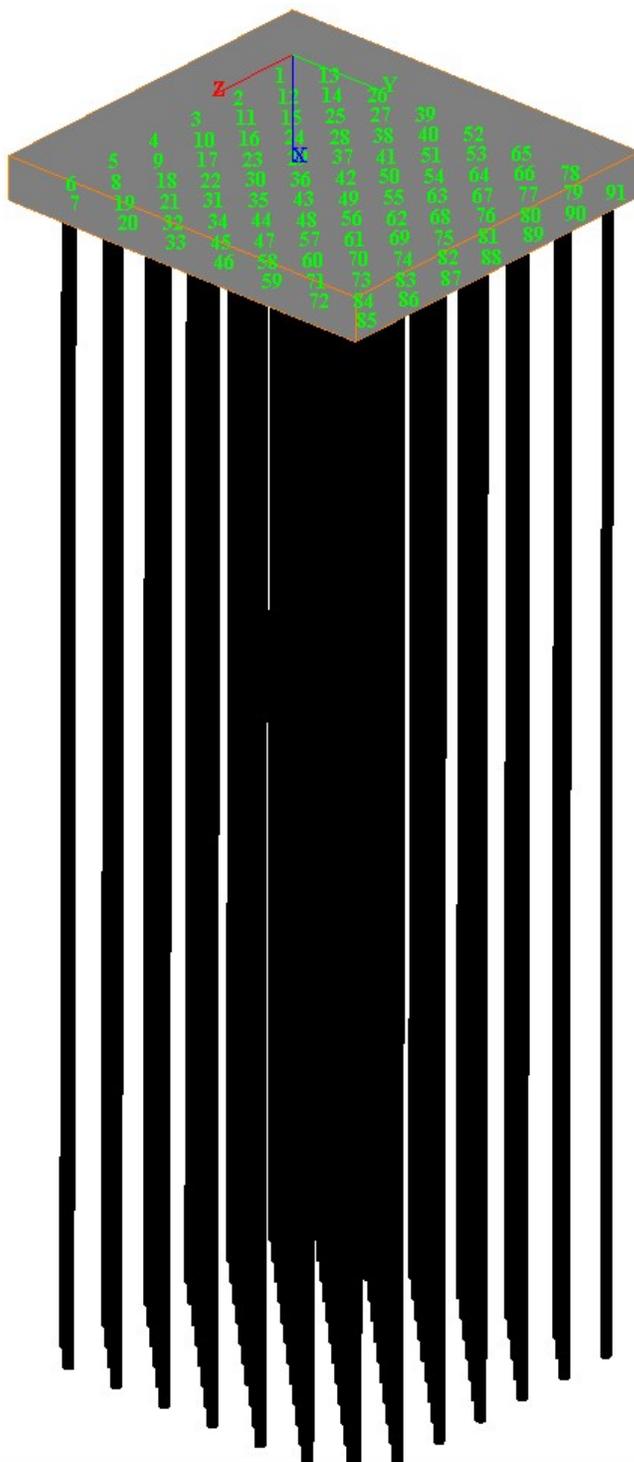


Figura 4-1. Modello di calcolo palificata: vista tridimensionale

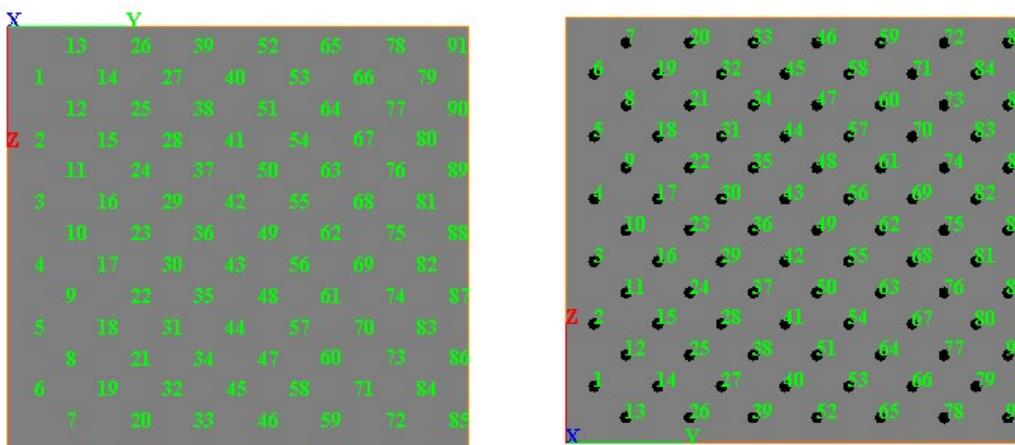


Figura 4-2. Modello di calcolo palificata: piano x-y, x-z

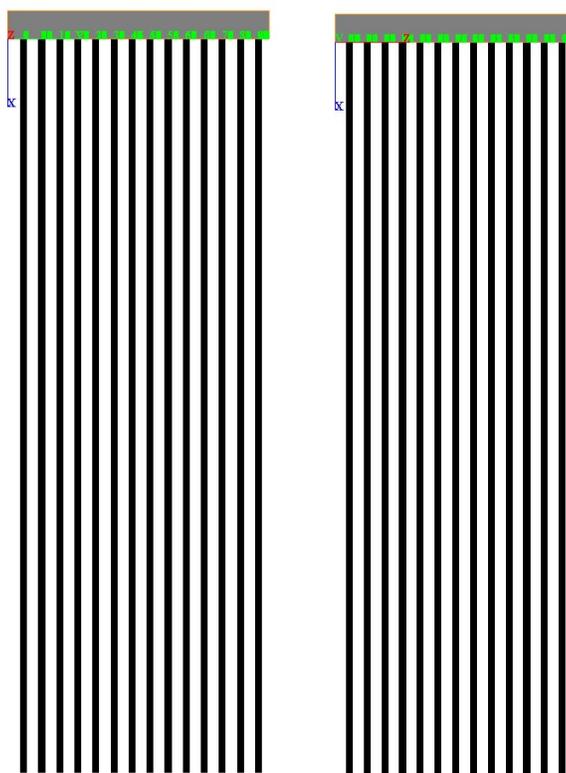


Figura 4-3. Modello di calcolo palificata: piano y-z

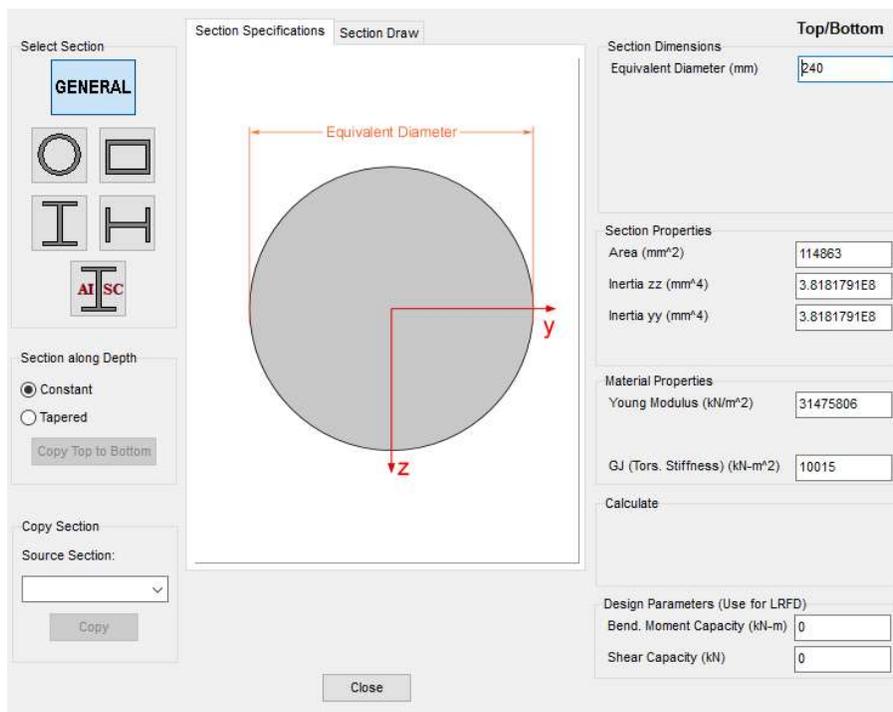
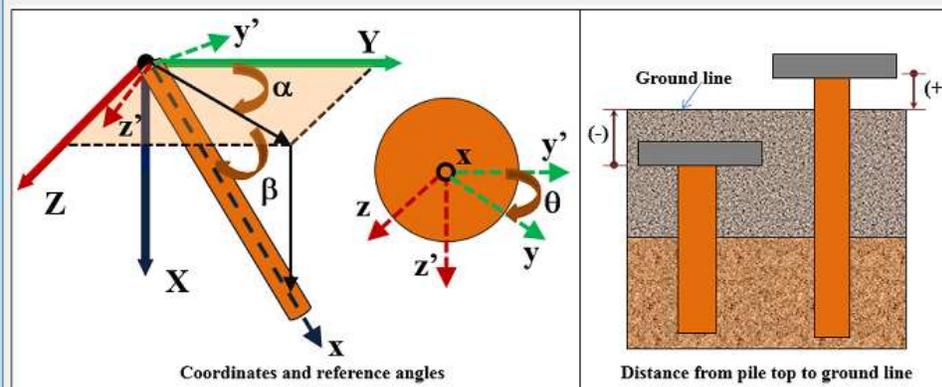


Figura 4-4. Parametri dei pali in GROUP

* 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



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	0.5578378	1.1300161	0	90	0	0
2	0	0.55903885	2.3800947	0	90	0	0
3	0	0.55940183	3.6296277	0	90	0	0
4	0	0.55921925	4.8799989	0	90	0	0
5	0	0.5604203	6.1300775	0	90	0	0
6	0	0.56078328	7.3796105	0	90	0	0
7	0	1.1989153	8.0050221	0	90	0	0
8	0	1.1990978	6.7546509	0	90	0	0
9	0	1.1978968	5.5045723	0	90	0	0
10	0	1.1975338	4.2550393	0	90	0	0

Pile #	Pile-Top Vertical X-Coordinates, (m)	Pile-Top Horizontal Y-Coordinates, (m)	Pile-Top Horizontal Z-Coordinates, (m)	Angle Alpha* (use 0 for vertical pile) (DEG)	Angle Beta** (use 90 for vertical pile) (DEG)	Angle Theta (section rotation) (DEG)	Vert. Dist. from Pile Top to Ground Line ****, (m)
11	0	1.1968783	3.0041226	0	90	0	0
12	0	1.1965153	1.7545895	0	90	0	0
13	0	1.1961524	0.50505644	0	90	0	0
14	0	1.8339918	1.1290843	0	90	0	0
15	0	1.8346473	2.380001	0	90	0	0
16	0	1.8350103	3.6295341	0	90	0	0
17	0	1.8362114	4.8796127	0	90	0	0
18	0	1.8365743	6.1291458	0	90	0	0
19	0	1.8363918	7.3795169	0	90	0	0
20	0	2.4750693	8.0040903	0	90	0	0

Pile #	Pile-Top Vertical X-Coordinates, (m)	Pile-Top Horizontal Y-Coordinates, (m)	Pile-Top Horizontal Z-Coordinates, (m)	Angle Alpha* (use 0 for vertical pile) (DEG)	Angle Beta** (use 90 for vertical pile) (DEG)	Angle Theta (section rotation) (DEG)	Vert. Dist. from Pile Top to Ground Line ****, (m)
21	0	2.4747063	6.7545573	0	90	0	0
22	0	2.4735053	5.5044787	0	90	0	0
23	0	2.4736879	4.2541075	0	90	0	0
24	0	2.4733249	3.0045745	0	90	0	0
25	0	2.4721238	1.7544959	0	90	0	0
26	0	2.4723064	0.50412472	0	90	0	0
27	0	3.1104384	1.1295362	0	90	0	0
28	0	3.1108014	2.3790693	0	90	0	0
29	0	3.1111643	3.6286024	0	90	0	0
30	0	3.1118198	4.8795191	0	90	0	0

Pile #	Pile-Top Vertical X-Coordinates, (m)	Pile-Top Horizontal Y-Coordinates, (m)	Pile-Top Horizontal Z-Coordinates, (m)	Angle Alpha* (use 0 for vertical pile) (DEG)	Angle Beta** (use 90 for vertical pile) (DEG)	Angle Theta (section rotation) (DEG)	Vert. Dist. from Pile Top to Ground Line ***, (m)
31	0	3.1121828	6.1290521	0	90	0	0
32	0	3.1125458	7.3785852	0	90	0	0
33	0	3.7506778	8.0039967	0	90	0	0
34	0	3.7508604	6.7536256	0	90	0	0
35	0	3.7496593	5.5035469	0	90	0	0
36	0	3.7492963	4.2540139	0	90	0	0
37	0	3.7494789	3.0036428	0	90	0	0
38	0	3.7482779	1.7535641	0	90	0	0
39	0	3.7479149	0.50403107	0	90	0	0
40	0	4.3865924	1.1286045	0	90	0	0

Pile #	Pile-Top Vertical X-Coordinates, (m)	Pile-Top Horizontal Y-Coordinates, (m)	Pile-Top Horizontal Z-Coordinates, (m)	Angle Alpha* (use 0 for vertical pile) (DEG)	Angle Beta** (use 90 for vertical pile) (DEG)	Angle Theta (section rotation) (DEG)	Vert. Dist. from Pile Top to Ground Line ***, (m)
41	0	4.3869554	2.3781376	0	90	0	0
42	0	4.3867728	3.6285087	0	90	0	0
43	0	4.3879739	4.8785873	0	90	0	0
44	0	4.3883369	6.1281204	0	90	0	0
45	0	4.3889923	7.3790371	0	90	0	0
46	0	5.0268318	8.003065	0	90	0	0
47	0	5.0264688	6.7535319	0	90	0	0
48	0	5.0266514	5.5031608	0	90	0	0
49	0	5.0254504	4.2530822	0	90	0	0
50	0	5.0250874	3.0035491	0	90	0	0

Pile #	Pile-Top Vertical X-Coordinates, (m)	Pile-Top Horizontal Y-Coordinates, (m)	Pile-Top Horizontal Z-Coordinates, (m)	Angle Alpha* (use 0 for vertical pile) (DEG)	Angle Beta** (use 90 for vertical pile) (DEG)	Angle Theta (section rotation) (DEG)	Vert. Dist. from Pile Top to Ground Line ***, (m)
51	0	5.0244319	1.7526324	0	90	0	0
52	0	5.0240689	0.50309935	0	90	0	0
53	0	5.6622009	1.1285109	0	90	0	0
54	0	5.6625639	2.3780439	0	90	0	0
55	0	5.6637649	3.6281225	0	90	0	0
56	0	5.6641279	4.8776556	0	90	0	0
57	0	5.6639453	6.1280267	0	90	0	0
58	0	5.6651464	7.3781054	0	90	0	0
59	0	6.3029859	8.0021333	0	90	0	0
60	0	6.3026229	6.7526002	0	90	0	0

Pile #	Pile-Top Vertical	Pile-Top Horizontal	Pile-Top Horizontal	Angle Alpha* (use 0	Angle Beta** (use 90	Angle Theta	Vert. Dist. from Pile Top
	X-Coordinates, (m)	Y-Coordinates, (m)	Z-Coordinates, (m)	for vertical pile) (DEG)	for vertical pile) (DEG)	(section rotation) (DEG)	to Ground Line ***, (m)
61	0	6.3022599	5.5030671	0	90	0	0
62	0	6.3010588	4.2529885	0	90	0	0
63	0	6.3012414	3.0026174	0	90	0	0
64	0	6.3000404	1.7525388	0	90	0	0
65	0	6.2996774	0.5030057	0	90	0	0
66	0	6.9383549	1.1275791	0	90	0	0
67	0	6.9387179	2.3771122	0	90	0	0
68	0	6.9393734	3.6280289	0	90	0	0
69	0	6.9397364	4.877562	0	90	0	0
70	0	6.9400994	6.127095	0	90	0	0

Pile #	Pile-Top Vertical	Pile-Top Horizontal	Pile-Top Horizontal	Angle Alpha* (use 0	Angle Beta** (use 90	Angle Theta	Vert. Dist. from Pile Top
	X-Coordinates, (m)	Y-Coordinates, (m)	Z-Coordinates, (m)	for vertical pile) (DEG)	for vertical pile) (DEG)	(section rotation) (DEG)	to Ground Line ***, (m)
71	0	6.9407549	7.3780117	0	90	0	0
72	0	7.5785943	8.0020396	0	90	0	0
73	0	7.5782314	6.7525065	0	90	0	0
74	0	7.5784139	5.5021354	0	90	0	0
75	0	7.5772129	4.2520568	0	90	0	0
76	0	7.5768499	3.0025237	0	90	0	0
77	0	7.5770325	1.7521526	0	90	0	0
78	0	7.5758314	0.50207398	0	90	0	0
79	0	8.214509	1.1266474	0	90	0	0
80	0	8.2143264	2.3770186	0	90	0	0

Pile #	Pile-Top Vertical	Pile-Top Horizontal	Pile-Top Horizontal	Angle Alpha* (use 0	Angle Beta** (use 90	Angle Theta	Vert. Dist. from Pile Top
	X-Coordinates, (m)	Y-Coordinates, (m)	Z-Coordinates, (m)	for vertical pile) (DEG)	for vertical pile) (DEG)	(section rotation) (DEG)	to Ground Line ***, (m)
81	0	8.2155275	3.6270972	0	90	0	0
82	0	8.2158904	4.8766302	0	90	0	0
83	0	8.2157079	6.1270014	0	90	0	0
84	0	8.2169089	7.37708	0	90	0	0
85	0	8.8555864	8.0016534	0	90	0	0
86	0	8.8543854	6.7515748	0	90	0	0
87	0	8.8540224	5.5020418	0	90	0	0
88	0	8.8533669	4.2511251	0	90	0	0
89	0	8.8530039	3.001592	0	90	0	0
90	0	8.852641	1.7520589	0	90	0	0

Pile #	Pile-Top Vertical X-Coordinates, (m)	Pile-Top Horizontal Y-Coordinates, (m)	Pile-Top Horizontal Z-Coordinates, (m)	Angle Alpha* (use 0 for vertical pile) (DEG)	Angle Beta** (use 90 for vertical pile) (DEG)	Angle Theta (section rotation) (DEG)	Vert. Dist. from Pile Top to Ground Line ***, (m)
82	0	8.2158904	4.8766302	0	90	0	0
83	0	8.2157079	6.1270014	0	90	0	0
84	0	8.2169089	7.37708	0	90	0	0
85	0	8.8555864	8.0016534	0	90	0	0
86	0	8.8543854	6.7515748	0	90	0	0
87	0	8.8540224	5.5020418	0	90	0	0
88	0	8.8533669	4.2511251	0	90	0	0
89	0	8.8530039	3.001592	0	90	0	0
90	0	8.852641	1.7520589	0	90	0	0
91	0	8.8519855	0.50114225	0	90	0	0

Figura 4-5. Disposizione dei micropali in GROUP

Layer	Soil Type	Depth for Top of Soil Layer (m)	Depth for Bottom of Soil Layer (m)	Properties of Layer
1	Silt (cemented c-phi)	-2.14	0	1: Cemented c-phi Soil
2	Silt (cemented c-phi)	0	0.86	2: Cemented c-phi Soil
3	Silt (cemented c-phi)	0.86	7.86	3: Cemented c-phi Soil
4	Silt (cemented c-phi)	7.86	29.86	4: Cemented c-phi Soil
5	Sand (Reese)	29.86	37	5: Sand (Reese, et al.)

Cemented c-phi Soil 1

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	19	50	26	83333	0.007	0	522.43
2	19	57.06	26	83333	0.007	0	522.43

Cemented c-phi Soil 2

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	57.06	26	83333	0.007	35.32	575.15
2	9	59.9	26	83333	0.007	35.32	575.15

Cemented c-phi Soil 3

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	60	26	83333	0	34.55	695
2	9	67	26	83333	0	34.55	695

Cemented c-phi Soil 4

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	47	26	83333	0.007	33.6	1118.33
2	9	60.2	26	83333	0.007	33.6	1118.33

Sand (Reese, et al.) 5

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	208333.33	0	4000
2	10	38	208333.33	0	4000

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.

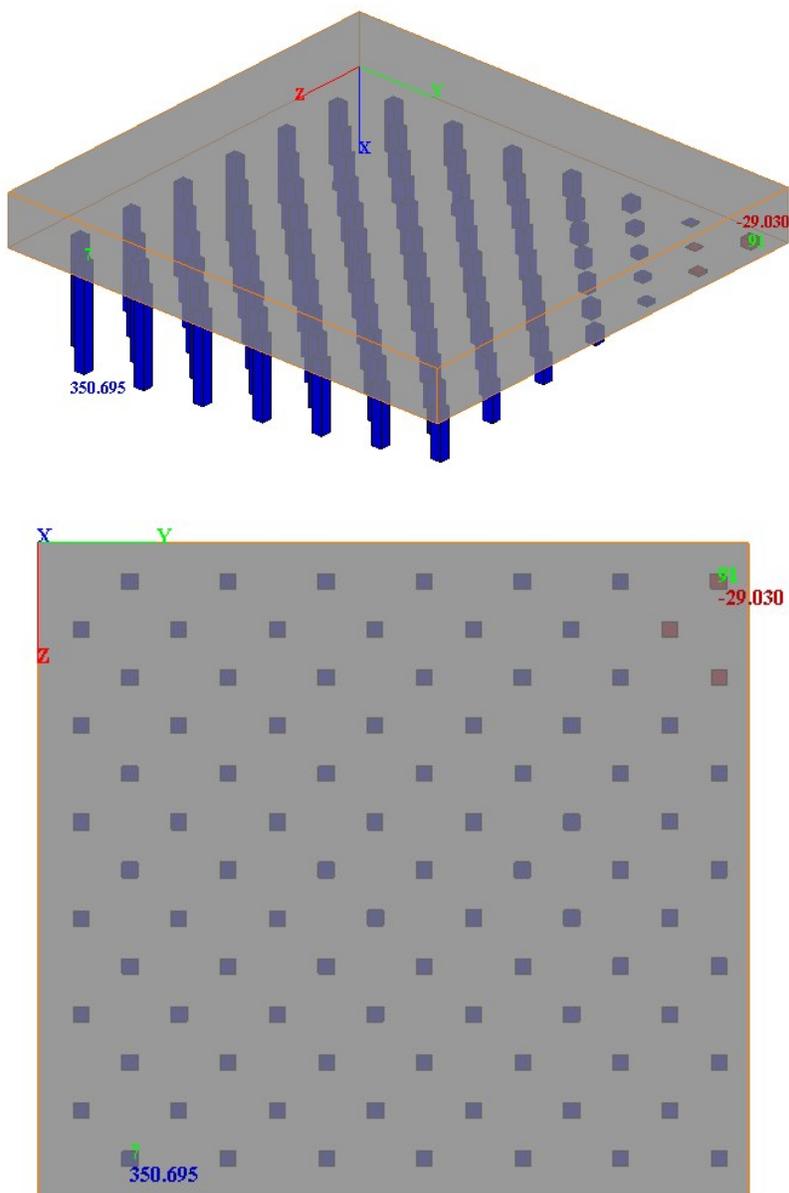


Figura 4-7. Involuppo azioni assiale massime comb. SLU

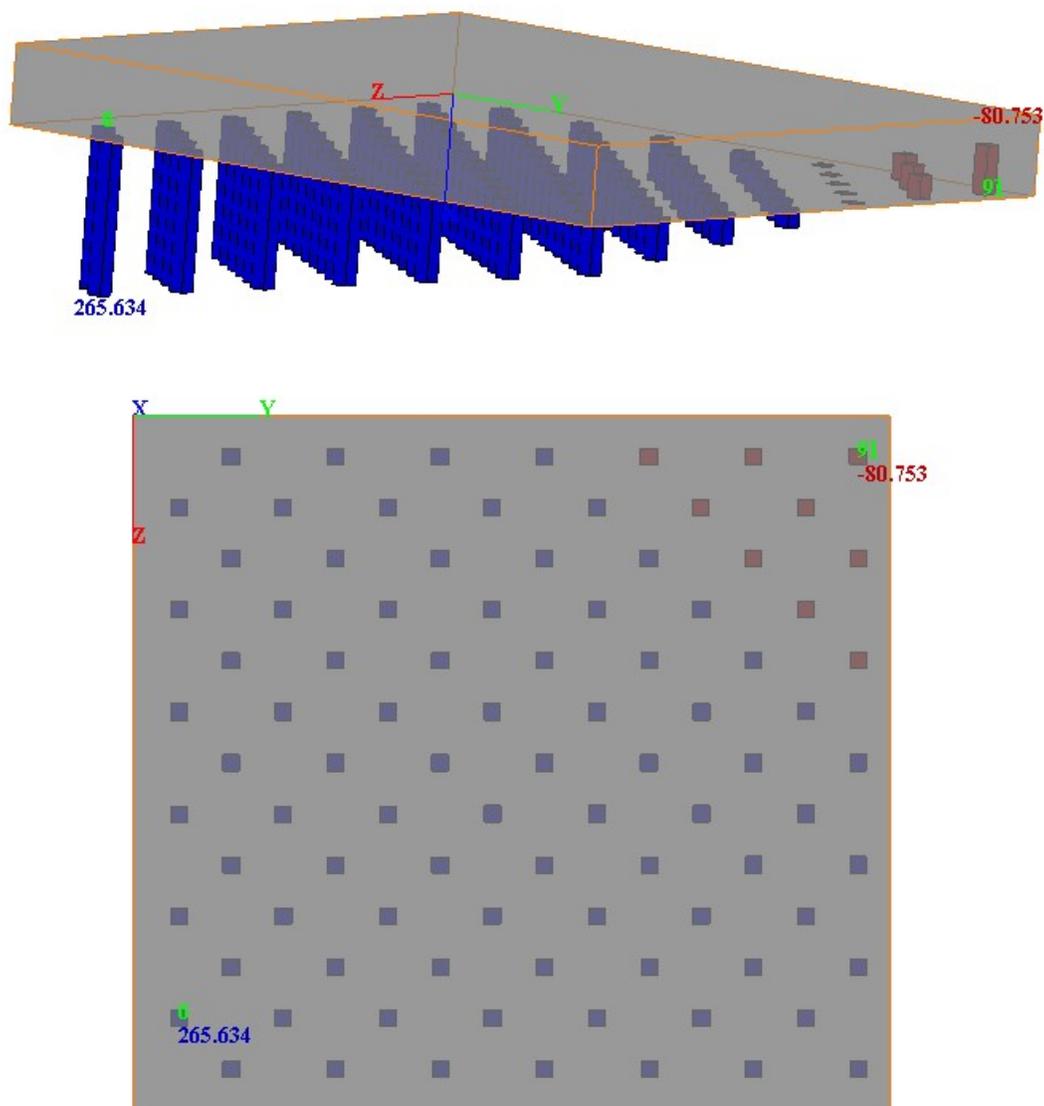


Figura 4-8. Involuppo azioni assiale minime comb. SLU

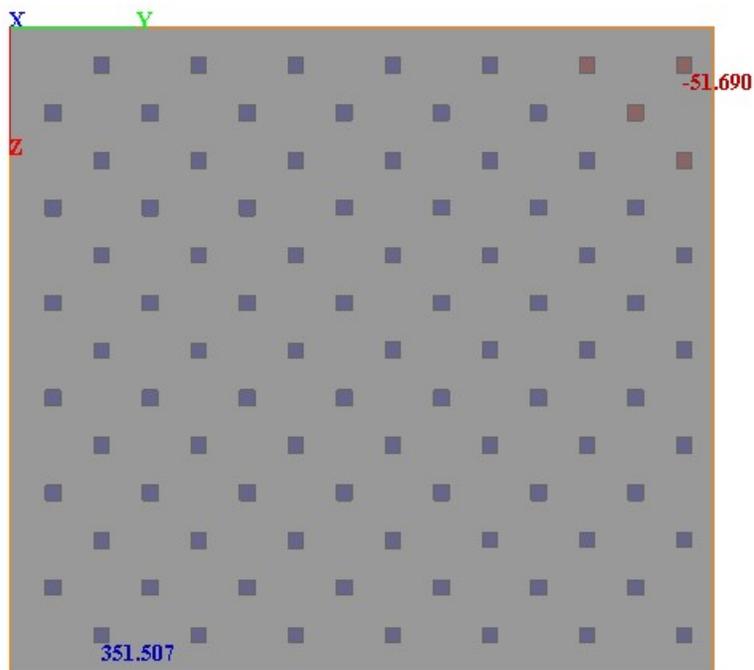
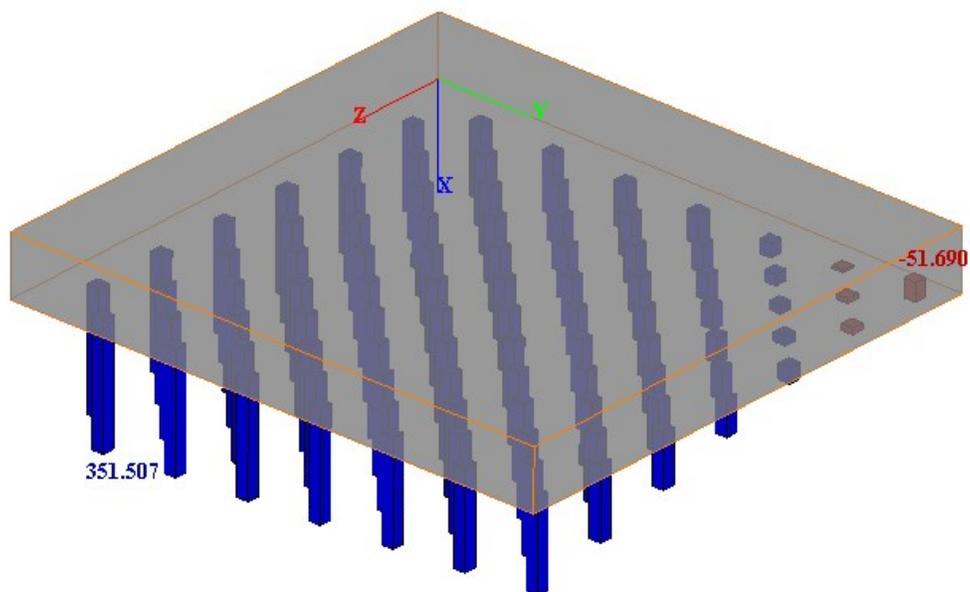


Figura 4-9. Involuppo azioni assiale massime comb. SLV

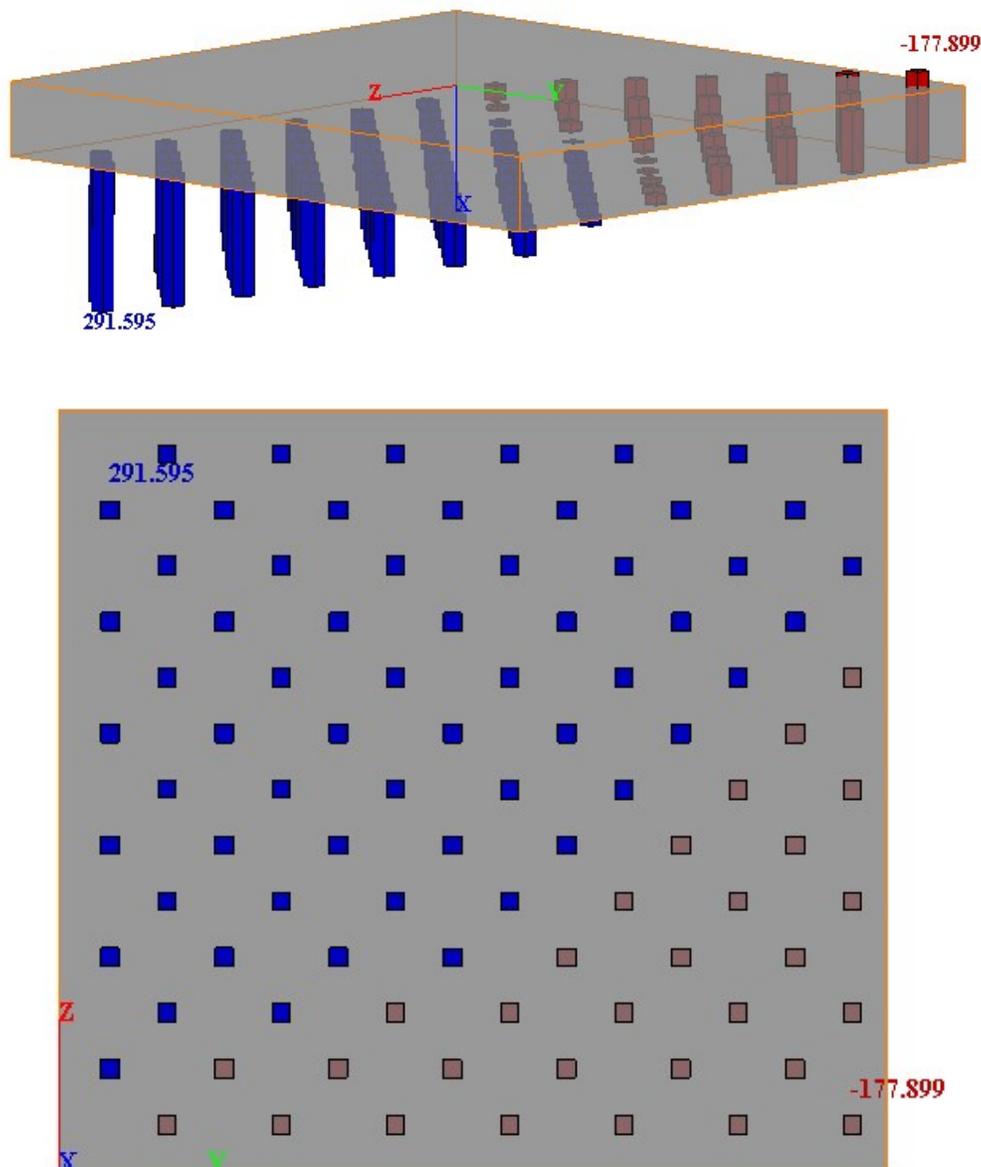


Figura 4-10. Involuppo azioni assiale minime comb. SLV

4.3.2 Verifica geotecnica

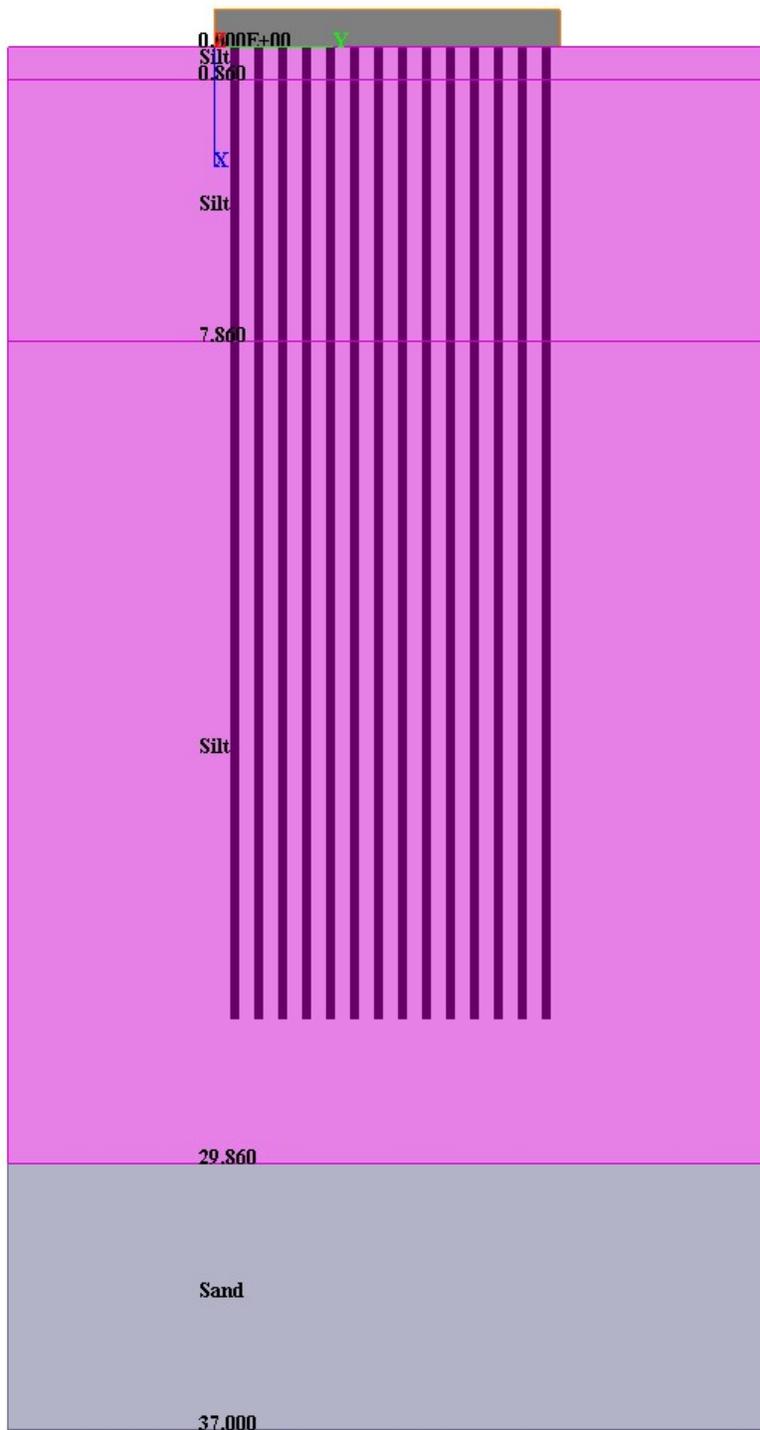


Figura 4-11. Stratigrafia modellata in Group

STRATIGRAFIA										
Descrizione	strato	q ^{sup.} strato [m]	quota base strato	H strato	γ _k [t/mc]	γ' _k [t/mc]	φ _k [°]	Cu _k [t/mq]	Nspt	f(Nspt)
A	1	0.00	-2.14	2.14	1.90	1.90		5.35		
A	2	-2.14	-3.00	0.86	1.90	0.90		5.85		
A'	3	-3.00	-10.00	7	1.90	0.90		6.35		
A''	4	-10.00	-32.00	22	1.90	0.90		8.40		
B	5	-32.00	-40.00	8	2.00	1.00	38		60.00	16.00
	6	-40.00	inf.	inf.	2.00	1.00				

quota falda q_f = -2.14 m.s.m. m. (o rispetto p.c.) falda presente

CARATTERISTICHE DEL PALO

D = 0.24 m diametro palo q_t = -2.14 m.s.m.m. (o rispetto p.c.) quota testa palo
 m lunghezza
 L_{palo} = 26.00 palo q_b = -28.14 m.s.m.m. (o rispetto p.c.) quota base palo
 t/mq carico su W_{palo}
 q' = 0 p.c. γ_{palo} = 2.50 t/mc = 2.94 t

CALCOLO DELLA PORTANZA DEL PALO SOGGETTO A CARICHI ASSIALI

γ_γ = 1.00 γ_{c'} = 1.00 γ_{cu} = 1.00 γ_ψ = 1.00

PORTATA LATERALE

strato	H strato	γ' [t/mc]	σ _v [t/mq]	A _s [mq]	φ [°]	μ	k compre ss	Cu [t/mq]	α	Rs [t] - compr	k trazion e	Rs [t] - traz
1	0.00	0.00	4.07	0.00	0	0.00	0.70	5.35	0.66	0.00	0.50	0.00
2	0.86	0.90	4.45	0.65	0	0.00	0.7	5.85	0.60	2.29	0.50	2.29
3	7.00	0.90	7.99	5.28	0	0.00	0.7	6.35	0.54	18.24	0.50	18.24
4	18.14	0.90	19.30	13.68	0	0.00	0.7	8.40	0.40	45.96	0.50	45.96
5	0.00	0.00	27.47	0.00	38	0.78	0.7	0.00	0.00	0.00	0.50	0.00
6	0.00	0.00	27.47	0.00	0	0.00	0.7	0.00	0.00	0.00	0.50	0.00
										Rs_{tot} = 66.48		66.48

PORTATA DI PUNTA

tipo terreno coerente	γ' [t/mc]	A _p [mq]	σ _{v,b} [t/mq]	terreno incoerente		terreno coerente		R _b [t]
				φ [°]	q _{lim}	α	Cu [t/mq]	
	0.90	0.05	53.08	0.00	400.00	9.00	9.83	6.40

modifica parametri alla punta Δφ [°] = 0 ΔCu [t/mq] = 0

CAPACITA' PORTANTE DEL PALO SINGOLO

n° verticali indagate 3 fattore di correlazione $\zeta_3 = 1.60$ $\zeta_4 = 1.48$

		Pali trivellati		
		R1	R2	R3
$\gamma_{R;base} =$		1.00	1.70	1.35
$\gamma_{R;lat;c} =$		1.00	1.45	1.15
$\gamma_{R;lat;t} =$		1.00	1.60	1.25
$R_{c,d} = (R_{s,tot}/\gamma_{R;lat;c} + R_b/\gamma_{R;base})/\zeta_4 =$		45.55	31.01	39.10
$R_{t,d} = R_{s,tot}/\gamma_{R;lat;t}/\zeta_4 + W_{palo} =$		44.49	28.91	36.18

VERIFICA CAPACITA' PORTANTE DELLA PALIFICATA

GROUP [kN]	Tipo	N _{Ed} [t]	R _d [t]	F _s
-351.51	SLV-M1	-38.09	39.10	1.03
177.90	SLV-M1	14.85	36.18	2.44

tipo di verifica	coeff. rid. gruppo
R3	1.00
R3	1.00

4.4 ANALISI STRUTTURALE

4.4.1 Sollecitazioni di calcolo

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

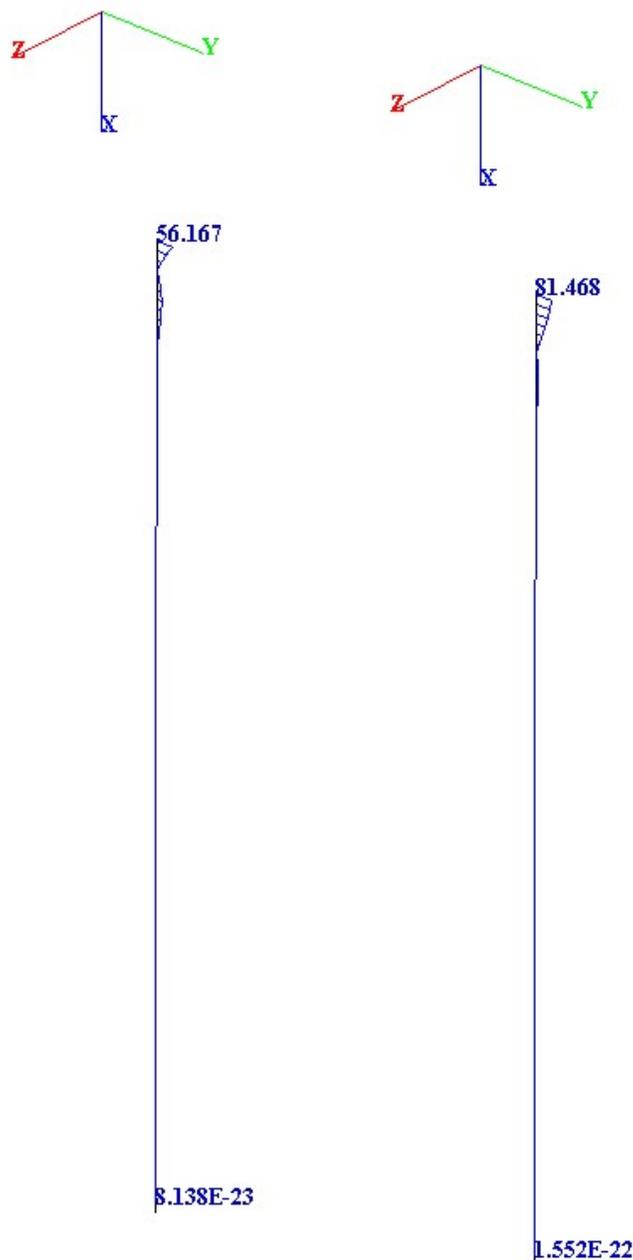


Figura 4-12. Massimo momento (sx) e taglio (dx) combinazione SLU-SLV

Per semplicità di lettura si riepilogano le sollecitazioni a testa palo ottenute con il software "Group" applicando i carichi dovuti alla sovrastruttura.

Relativamente al singolo micropalo si ha:

$N_{max} = 351.51$ kN (compressione)

$N_{min} = -177.90$ kN (trazione)

$M = 56.17$ kNm

$V = 81.47$ kN

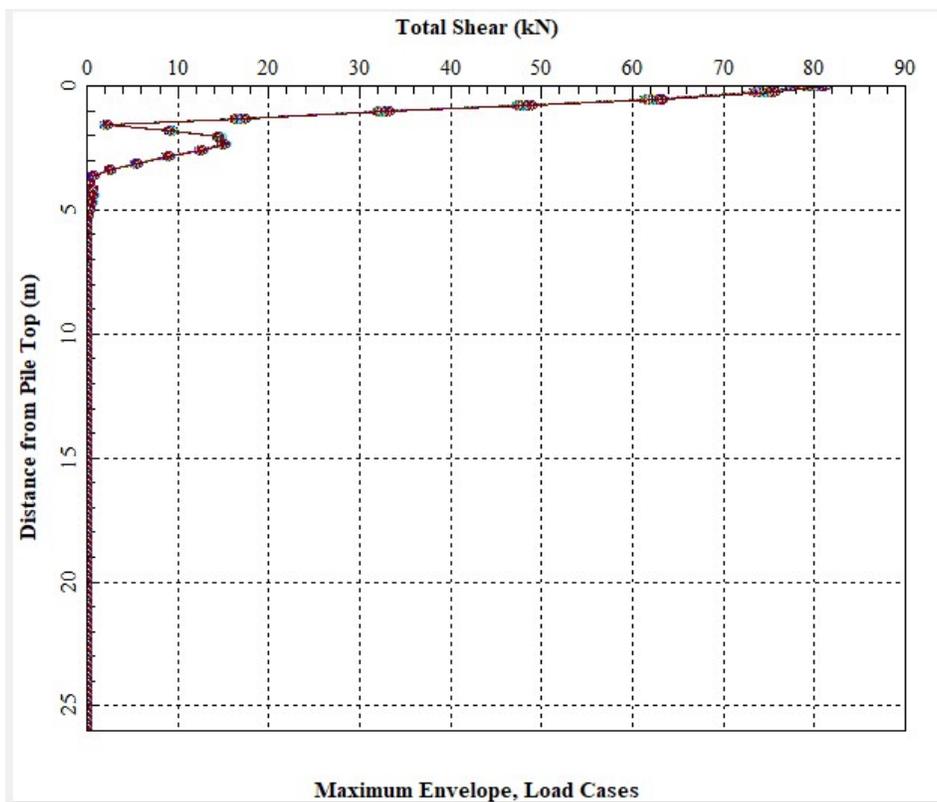
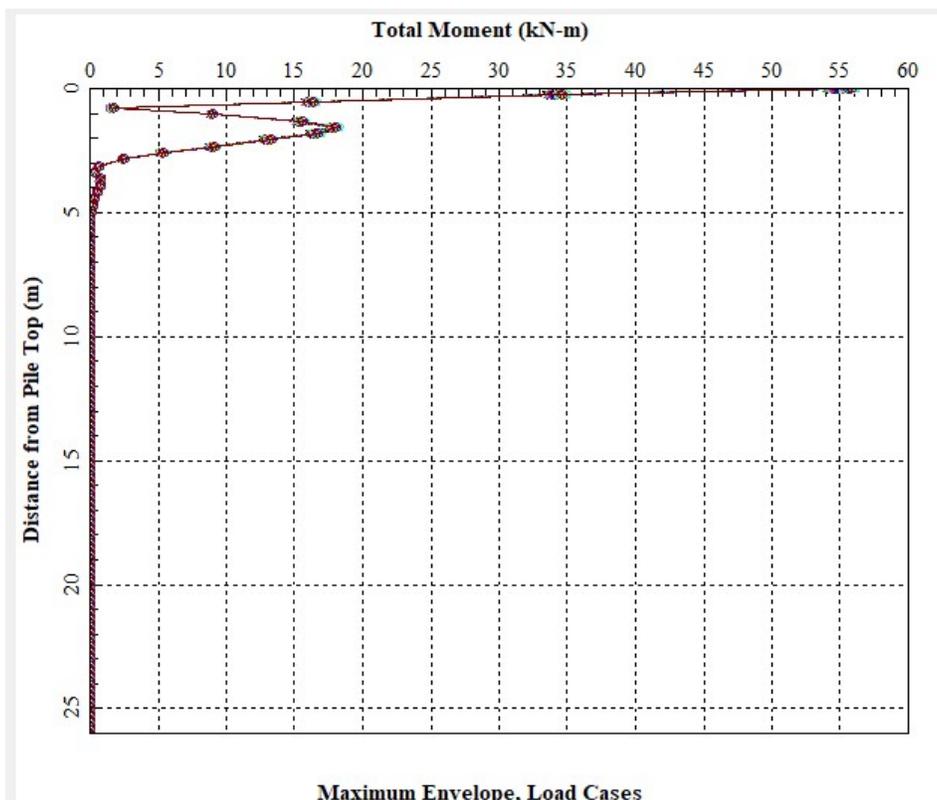


Figura 4-13. Andamento Momento e Taglio lungo i micropali

4.4.2 Verifica strutturale

Nel presente paragrafo si riporta la verifica strutturale dei micropali di fondazioni. A seguito della determinazione delle sollecitazioni presenti in testa, sono state eseguite le verifiche strutturali assumendo quale sezione resistente la sola sezione in acciaio del tubolare di armatura (cautelativamente). Le verifiche sotto riportate, eseguite secondo il metodo “plastico” evidenziano il corretto dimensionamento del tubolare adottato.

Verifica di instabilità a flessione e compressione assiale

Si esegue la verifica a flessione e compressione assiale dell'asta, controllando inoltre che l'instabilità non sia una potenziale causa di collasso.

Le massime sollecitazioni agenti sulla trave valgono (nella combinazione SLU W_x):

$N_{Ed} =$	-351.51	kN	azione assiale di progetto (>0 se di trazione)
$M_{y,Ed} =$	56.17	kNm	momento flettente attorno all'asse y-y di progetto
$M_{z,Ed} =$	0.00	kNm	momento flettente attorno all'asse z-z di progetto
$V_{y,Ed} =$	81.47	kN	azione tagliante di progetto lungo l'asse y
$V_{z,Ed} =$	0.00	kN	azione tagliante di progetto lungo l'asse z

Le sollecitazioni risultanti sono quindi:

$N_{Ed} =$	-351.51	kN	
$M_{Ed} =$	56.17	kNm	
$V_{Ed} =$	81.47	kN	
$\Delta M_{Ed} =$	0.00	kNm	momento flettente aggiuntivo per sezioni di classe 4
$e_N =$	0	mm	eccentricità del baricentro della sezione efficace

La sezione oggetto delle verifiche è costituito da un tubo tondo 168,3x10 dalle seguenti caratteristiche:

Caratteristiche geometriche della sezione

$A =$	4973	mm ²	$A_v =$	3166	mm ²	$A_{eff} =$	4973	mm ²
$d =$	168.3	mm	$t =$	10	mm	classe =	1	
$W_{pl} =$	250922	mm ³	$W_{el} =$	185857	mm ³	$W_{eff} =$	185857	mm ³
			$I =$	15639839	mm ⁴	$i =$	56	mm

Caratteristiche del materiale

$f_y =$	355	MPa	$E =$	210000	MPa	$G =$	80769	MPa
$\gamma_{M0} =$	1.05		$\gamma_{M1} =$	1.05				

Resistenze caratteristiche e di progetto:

$$N_{Rk} = A \cdot f_y = 1765.47 \text{ kN}$$

$$\begin{aligned}
 N_{Rd} &= A \cdot f_y / \gamma_{M0} = & 1681.40 & \text{ kN} \\
 M_{Rk} &= W \cdot f_y = & 89.08 & \text{ kNm} \\
 M_{Rd} &= W \cdot f_y / \gamma_{M0} = & 84.84 & \text{ kNm} \\
 V_{pl,Rd} &= A_v \cdot (f_y / \sqrt{3}) / \gamma_{M0} = & 618.00 & \text{ kN} > V_{Ed}
 \end{aligned}$$

Verifica di resistenza per flessione e compressione

$$0,50 V_{pl,Rd} = 309.00 \text{ kN} > V_{Ed}$$

l'effetto dell'azione tagliante può essere trascurato nella valutazione del momento resistente della sezione

$$N_{Ed} / N_{Rd} + (M_{Ed} + \Delta M_{Ed}) / M_{Rd} = 0.871 < 1$$