



SKYMETRO

PROLUNGAMENTO DELLA METROPOLITANA IN VALBISAGNO
CUP B39J22001360001 CIG 9262977270

PROGETTO DI FATTIBILITÀ TECNICA ED ECONOMICA
(D.lgs. n. 36 / 2023)



STAZIONI
STAZIONE BRIGNOLE SANT'AGATA
RELAZIONE DI CALCOLO DELLE FONDAZIONI DELLA STAZIONE

Commissa	Fase	Lotto	Disciplina	WBS	Tipo	Numero	Foglio	Rev.
MGE1	P4	L1	STR	SBR	R	003	00	A

Rev.	Descrizione	Nome		Data	Ragioni Modifica
A	Adeguamento al parere del CSSLPP e altri Enti e allineamento progetto	Redatto	C. Di Meglio	07/03/2025	
		Verificato	M. Minno	07/03/2025	
		Approvato	E. Calatozzo	07/03/2025	
		Autorizzato	P. Cucino	07/03/2025	
B		Redatto			
		Verificato			
		Approvato			
		Autorizzato			
C		Redatto			
		Verificato			
		Approvato			
		Autorizzato			
D		Redatto			
		Verificato			
		Approvato			
		Autorizzato			



INDICE

1.	PREMESSA E DESCRIZIONE DELLE OPERE	5
2.	NORMATIVA DI RIFERIMENTO, DOCUMENTI DI SUPPORTO E SOFTWARE IMPIEGATI	7
2.1	NORMATIVA TECNICA	7
2.2	DOCUMENTI CORRELATI	7
2.3	SOFTWARE IMPIEGATI	7
3.	CARATTERISTICHE DEI MATERIALI	8
3.1.1	CALCESTRUZZO PER ZATTERE E PALI DI FONDAZIONE	8
3.1.2	CALCESTRUZZO MAGRO	8
3.2	ACCIAI	9
3.2.1	ACCIAIO PER BARRE DI ARMATURA	9
4.	INQUADRAMENTO GEOTECNICO E SISMICO	10
4.1	UNITÀ GEOTECNICHE INTERCETTATE	10
4.2	STRATIGRAFIA DI PROGETTO	11
4.3	MODELLO GEOTECNICO DI RIFERIMENTO	12
4.3.1	RIGIDEZZA LATERALE EQUIVALENTE DEL PALO SINGOLO	12
4.3.2	CURVE P-Y NEL CASO DI SABBIE	13
4.3.3	CURVE P-Y NEL CASO DI ARGILLE	15
4.3.4	CURVE P-Y NEL CASO WEAK ROCK	16
4.4	IDENTIFICAZIONE DELLA LOCALITÀ E DEI PARAMETRI SISMICI GENERALI	18
4.5	DEFINIZIONE DELLA STRATEGIA PROGETTUALE	19
4.6	PARAMETRI DI CALCOLO	21
4.6.1	PARAMETRI NUMERICI SISMICI	21
4.6.2	CATEGORIA DEI TERRENI DI FONDAZIONE	21
4.6.3	CATEGORIA TOPOGRAFICA	21
5.	CRITERI DI VERIFICA DEL SISTEMA FONDAZIONE	23
5.1	VERIFICA AGLI STATI LIMITE ULTIMI	23
5.2	VERIFICA AGLI STATI LIMITE DI ESERCIZIO	25
6.	CRITERI DI CALCOLO	26
6.1	VERIFICA DI CARICO LIMITE DELLA PALIFICATA NEI RIGUARDI DEI CARICHI ASSIALI – COMPRESSIONE	26
6.2	VERIFICA DI CARICO LIMITE DELLA PALIFICATA NEI RIGUARDI DEI CARICHI ASSIALI – TRAZIONE	26
6.3	METODO PER LA DETERMINAZIONE DELLA RESISTENZA LATERALE DEL TRATTO IMMORSATO	27
6.4	VERIFICA DI CARICO LIMITE NEI CONFRONTI DELLE AZIONI TRASVERSALI	29



7.	VERIFICHE STRUTTURALI	31
8.	RISULTATI E VERIFICHE – COLONNA 1 E 2	32
8.1	SOLLECITAZIONI DI INPUT	32
8.2	RISULTATI DELLE ANALISI	35
8.1	RISULTATI DELLE VERIFICHE	39
8.1.1	VERIFICA DI CARICO LIMITE VERTICALE DELLA PALIFICATA	39
8.1.2	VERIFICA CARICO LIMITE IN DIREZIONE TRASVERSALE	42
8.1.3	VERIFICA DEI CEDIMENTI ALLO SLE	43
8.1.4	VERIFICA STRUTTURALE DEL PALO	44
9.	RISULTATI E VERIFICHE – COLONNE 3-5-7-10	46
9.1	SOLLECITAZIONI DI INPUT	46
9.2	RISULTATI DELLE ANALISI	49
9.3	RISULTATI DELLE VERIFICHE	53
9.3.1	VERIFICA DI CARICO LIMITE VERTICALE DELLA PALIFICATA	53
9.3.2	VERIFICA CARICO LIMITE IN DIREZIONE TRASVERSALE	56
9.3.3	VERIFICA DEI CEDIMENTI ALLO SLE	57
9.3.4	VERIFICA STRUTTURALE DEL PALO	58
10.	RISULTATI E VERIFICHE – COLONNE 4-6-8-9	60
10.1	SOLLECITAZIONI DI INPUT	60
10.2	RISULTATI DELLE ANALISI	63
10.3	RISULTATI DELLE VERIFICHE	67
10.3.1	VERIFICA DI CARICO LIMITE VERTICALE DELLA PALIFICATA	67
10.3.2	VERIFICA CARICO LIMITE IN DIREZIONE TRASVERSALE	70
10.3.3	VERIFICA DEI CEDIMENTI ALLO SLE	71
10.3.4	VERIFICA STRUTTURALE DEL PALO	72
11.	RISULTATI E VERIFICHE – COLONNE 10-11	74
11.1	SOLLECITAZIONI DI INPUT	74
11.2	RISULTATI DELLE ANALISI	77
11.3	RISULTATI DELLE VERIFICHE	81
11.3.1	VERIFICA DI CARICO LIMITE VERTICALE DELLA PALIFICATA	81
11.3.2	VERIFICA CARICO LIMITE IN DIREZIONE TRASVERSALE	84
11.3.3	VERIFICA DEI CEDIMENTI ALLO SLE	85
11.3.4	VERIFICA STRUTTURALE DEL PALO	86
12.	CONCLUSIONI	88
13.	OUTPUT	89

1. PREMESSA E DESCRIZIONE DELLE OPERE

Il presente documento riporta il dimensionamento e le verifiche strutturali e geotecniche dei pali di fondazione delle colonne della copertura della passerella pedonale della Stazione Brignone Sant'Agata alle strutture esistenti del Sottopasso Brignole e del Ponte Brignole.

La struttura presenta una pianta rettangolare con larghezza pari a 11,64 m e lunghezza pari a 81.30 m, suddivisa in cinque campate continue di lunghezza pari a 16.0 m.

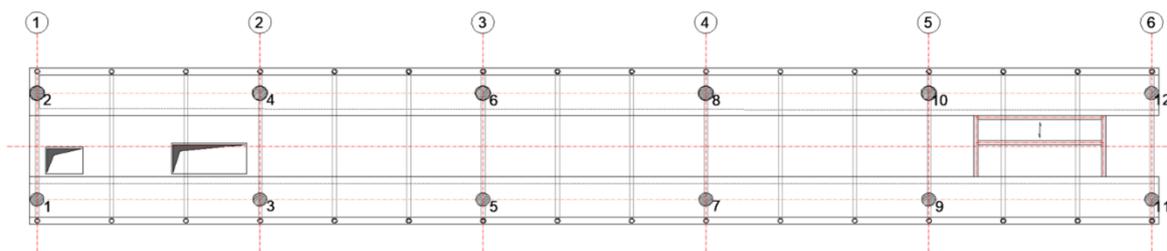


Figura 1. Pianta stazione Brignole

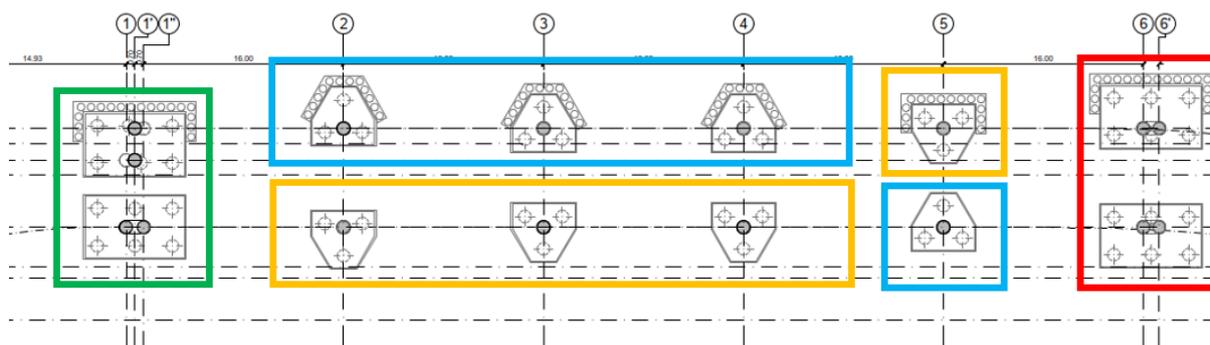


Figura 2. Pianta Fondazioni stazione Brignole

Per i dettagli della struttura in elevazione si rimanda alla relazione specifica MGEP2LVSTRSBRR00100A.

Le fondazioni, per i calcoli, sono state accorpate come indicato in Figura 2, in funzione della geometria.

Per le colonne 1, 2, 11 e 12 essendo molto vicine alle colonne delle strutture adiacenti è prevista una piastra rettangolare di dimensioni 5,00mx8,00m rispettivamente in direzione trasversale e longitudinale di spessore 1,5m e fondata su sei pali $\phi 1000$.

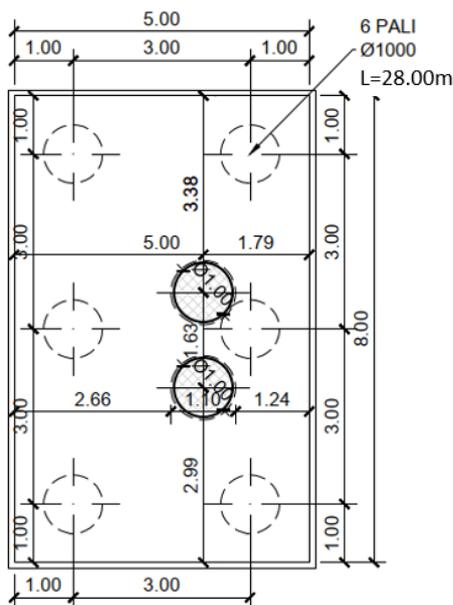


Figura 3. Carpenteria Tipo per fondazioni colonne 1-2-11-12

Le restanti colonne presentano piastre esagonali fondate su 3 pali $\phi 1000$ le cui dimensioni sono riportate nella figura seguente.

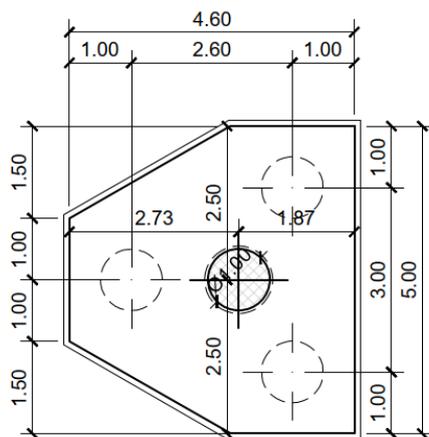


Figura 4. Carpenteria Tipo per fondazioni colonne da 3 a 10

I pali di tutte le fondazioni hanno una lunghezza di 28m tale da garantire un immorsamento in roccia pari ad almeno 3 diametri.

Nella presente, in particolare, saranno affrontati i seguenti argomenti:

- inquadramento geotecnico dell'area in esame;
- determinazione della capacità portante del singolo palo per carichi verticali;
- verifica a carico limite orizzontale;
- verifiche strutturali.



3. CARATTERISTICHE DEI MATERIALI

Si riportano di seguito le principali caratteristiche dei diversi materiali impiegati nelle opere in oggetto, con l'indicazione dei valori di resistenza e deformabilità adottati nelle verifiche, nel rispetto delle indicazioni del DM 17/01/2018.

Per specifiche si rimanda all'elaborato MGE1P2LVSTRS00T001-00_A.

3.1.1 Calcestruzzo per zattere e pali di fondazione

Per gli elementi in calcestruzzo armato ordinario in fondazione (pali e zattere di fondazione) è stato previsto l'utilizzo di un calcestruzzo con classe di resistenza **C32/40**, del quale si riportano di seguito le caratteristiche meccaniche:

Classe di resistenza del calcestruzzo	C32/40	
Resistenza caratteristica cubica a compressione	R_{ck}	40.00 [N/mm ²]
Resistenza caratteristica cilindrica a compressione	f_{ck}	33.20 [N/mm ²]
Resistenza cilindrica media a compressione	f_{cm}	41.20 [N/mm ²]
Resistenza media a trazione	f_{ctm}	3.10 [N/mm ²]
Resistenza caratteristica a trazione	f_{ctk}	2.17 [N/mm ²]
Modulo elastico istantaneo	E_c	36,049.97 [N/mm ²]
Modulo elastico medio	E_{cm}	33,642.78 [N/mm ²]

Per le zattere di fondazione è stato assunto un copriferro netto minimo pari a **45 mm**, mentre per i pali di fondazione è stato assunto un copriferro minimo pari a **60 mm**.

A favore di sicurezza per le verifiche si considera un calcestruzzo C25/30.

3.1.2 Calcestruzzo magro

Per il magrone della zattera è stato previsto l'utilizzo di un calcestruzzo con classe di resistenza **C12/15**:

Classe di resistenza del calcestruzzo	C12/15	
Resistenza caratteristica cubica a compressione	R_{ck}	15.00 [N/mm ²]
Resistenza caratteristica cilindrica a compressione	f_{ck}	12.45 [N/mm ²]
Resistenza cilindrica media a compressione	f_{cm}	20.45 [N/mm ²]
Resistenza media a trazione	f_{ctm}	1.61 [N/mm ²]
Resistenza caratteristica a trazione	f_{ctk}	1.13 [N/mm ²]
Modulo elastico istantaneo	E_c	22,076.01 [N/mm ²]
Modulo elastico medio	E_{cm}	27,266.58 [N/mm ²]



3.2 Acciai

3.2.1 Acciaio per barre di armatura

Per le armature dei pali è stato previsto l'utilizzo di un acciaio **B450C** con le seguenti caratteristiche meccaniche:

Tipologia dell'acciaio

B450 C

Tensione caratteristica di rottura

f_{tk}

540,00	[N/mm ²]
--------	----------------------

Tensione caratteristica di snervamento

f_{yk}

450,00	[N/mm ²]
--------	----------------------

Modulo elastico

E_s

210.000,00	[N/mm ²]
------------	----------------------



4. INQUADRAMENTO GEOTECNICO E SISMICO

Nel presente capitolo si riporta una sintesi dell'inquadramento geotecnico dell'area in esame.

La stratigrafia di calcolo e i parametri fisico-meccanici di progetto per le singole unità geotecniche individuate sono stati assunti in accordo agli elaborati progettuali di riferimento, a cui si rimanda per ulteriori dettagli.

L'interpretazione di tutte le indagini geognostiche svolte, nonché le misure in situ e le determinazioni di laboratorio eseguite sui campioni indisturbati e non, hanno consentito di definire l'assetto stratigrafico e i parametri meccanici di resistenza e deformabilità da attribuire alle singole unità geotecniche.

4.1 Unità geotecniche intercettate

Le unità geotecniche presenti nell'area di studio sono:

- Materiali di riporto/terreni rimaneggiati (rip);
- Alluvioni grossolane (al1);
- Alluvioni fini (al2);
- Deposito pedemontano (dp1);
- Argille di Ortovero (AOR1);
- Accumulo detritico caotico (AOR2);
- Formazione Monte Antola (FMA);
- Argilliti di Montoggio (AMT).

In particolare, in copertura su tutte le unità si rinviene la coltre di terreni di riporto (rip), formata prevalentemente da ghiaie e sabbie, che mostra spessori variabili da 0 a 13 m con valori medi di 4 m presenta una elevata eterogeneità ed un variabile grado di addensamento.

Il tracciato di progetto intercetta prevalentemente la litofacies composta da ghiaie e ciottoli dei Depositi alluvionali (al1) che colmano la valle del fiume Bisagno con spessori variabili da 10 a 37 metri.

Si segnala comunque la frequente possibilità di incontrare intercalazioni di livelli/lenti a granulometria sabbioso-limosa (al2) di spessore che localmente può raggiungere gli 8 m. Nel tratto iniziale, a una profondità variabile tra 40 e 20 m dal p.c., si rinvengono i terreni composti da limi e argille sabbiose (dp1) del Deposito Pedemontano.

Per quanto riguarda le unità del substrato, nel tratto iniziale a circa 40 m dal p.c. si rinvengono i limi e argille con sabbie delle Argille di Ortovero (AOR1), con uno spessore di circa 4m. Verso il basso si rinvengono le ghiaie in matrice limoso-argillosa dell'accumulo detritico caotico (AOR2), con uno spessore di circa 5 m.

Tali depositi poggiano, nel tratto iniziale e centrale, sui calcari e marne della Formazione Monte Antola (FMA). Questi terreni si rinvengono a profondità variabili tra 6 m e 45 m dal p.c. Mentre nel tratto finale il substrato è rappresentato dalle argilliti scistose delle Argilliti di Montoggio (AMT). Le quali si rinvengono tra i 14 m e i 28 m dal p.c.

4.2 Stratigrafia di progetto

Le risultanze delle indagini geognostiche realizzate, unitamente ai rilievi di campo eseguiti e all'analisi dei dati bibliografici disponibili, hanno permesso di configurare un quadro di conoscenze esaustivo relativamente all'assetto litostratigrafico dell'area ed alle caratteristiche fisico-meccaniche dei terreni impegnati dalle opere in progetto riportate nel report specifico.

Nella seguente tabella si riportano i valori caratteristici impiegati nel calcolo.

Per il dimensionamento delle fondazioni si considera una quota di testa del palo a 3.5 m di profondità da piano campagna e, cautelativamente, un livello di falda coincidente con la testa del palo.

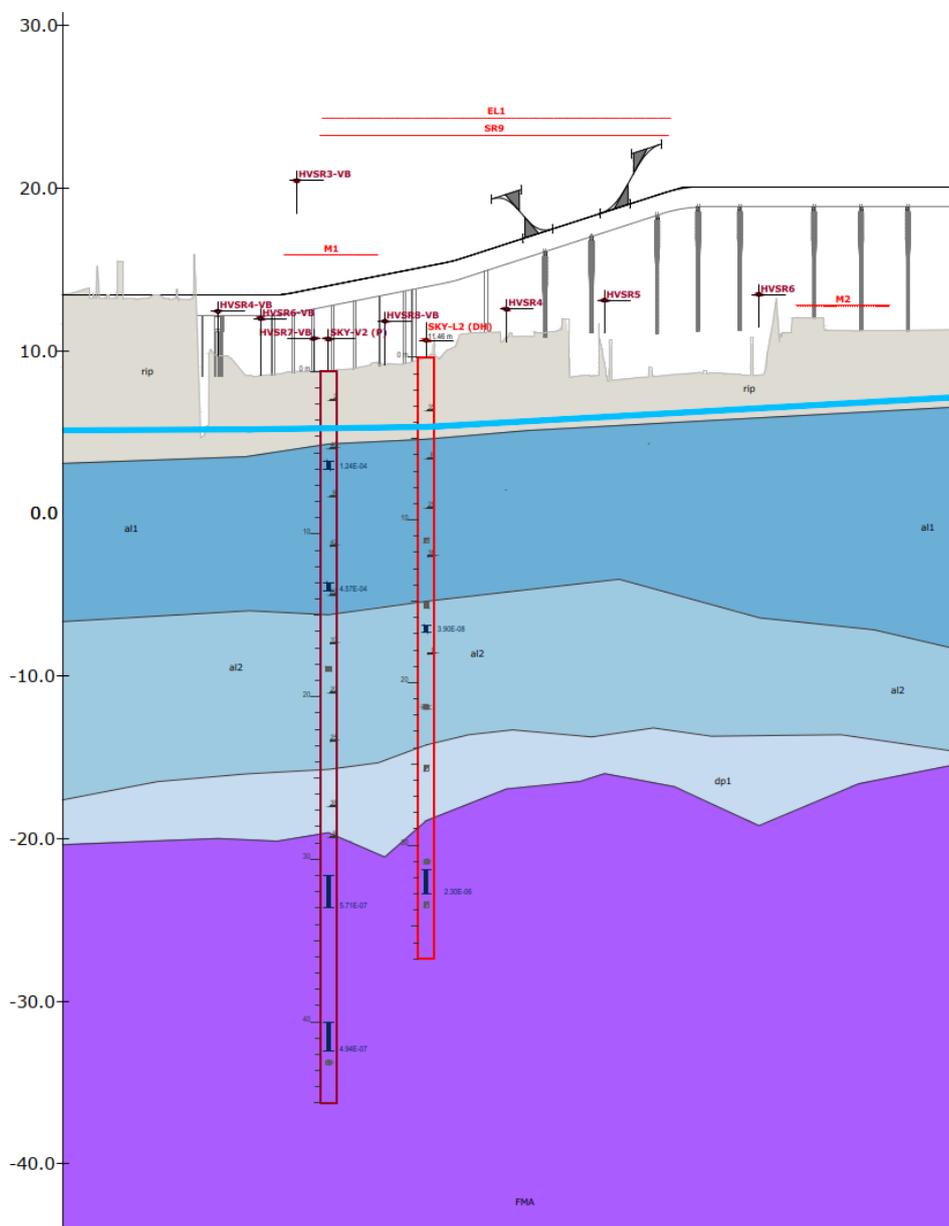


Figura 5. Stralcio profilo geotecnico

UNITÀ	γ [kN/m ³]	ϕ [°]	c [kPa]
Materiali di riporto/terreni rimaneggiati	19	30	0
Alluvioni grossolane	19,5	32	0
Alluvioni fini	19	30	0
Deposito pedemontano	20	21	10
Formazione Monte Antola	22	42	80

4.3 Modello geotecnico di riferimento

In accordo col par. 6.4.3 delle NTC2018, è stata condotta un'analisi di interazione terreno-struttura al fine di determinare le azioni sugli elementi strutturali e le condizioni relative alla condizione di esercizio (6.4.3.2, calcolo spostamenti e distorsioni tenendo opportunamente conto degli effetti di interazione tra i pali e considerando i diversi meccanismi di mobilitazione della resistenza laterale rispetto alla resistenza alla base).

L'attività è stata svolta attraverso l'utilizzo del software GROUP che consente di risolvere il problema dell'interazione tra la platea di fondazione ed i pali in campo non lineare, tenendo conto, mediante opportuni accorgimenti, anche degli "effetti gruppo" sia in direzione orizzontale che in direzione verticale.

Nel caso particolare si tiene in conto esclusivamente l'effetto gruppo in direzione orizzontale, selezionando l'opzione "reduction factors for Lateral Loads".

Tale opzione consente di applicare dei fattori di riduzione empirica, in funzione della configurazione dei pali, utilizzati per aumentare i valori di deflessione di ciascun punto su ciascuna curva p-y; così si genera un nuovo set di curve p-y che includono gli effetti del gruppo. La modifica delle curve p-y, come descritto sopra per i pali nel gruppo, consente il calcolo della deflessione e del momento flettente in funzione della profondità.

Nel caso di carichi verticali, infatti, questi tipi di terreni, l'efficienza risulta essere non minore di 1 nel caso di carichi verticali.

4.3.1 Rigidezza laterale equivalente del palo singolo

Si fa ricorso al noto metodo della "curve P-y" in base al quale si ipotizza quanto segue:

- Il palo viene schematizzato come un elemento avente modulo elastico del calcestruzzo E_p ;
- Il terreno viene caratterizzato per mezzo di molle non lineari che correlano direttamente la pressione normale esercitata lungo il fusto del palo (p) con il relativo spostamento (y);
- Le azioni interne e lo spostamento del palo vengono pertanto definite integrando la seguente equazione differenziale:

$$E_p \cdot I_p \frac{d^2 y}{dx^4} = E_s \cdot y$$

dove:

- I_p = inerzia del palo
- E_s = modulo di reazione orizzontale secante = p/y
- x = coordinata generica lungo il palo con origine in corrispondenza della testa.

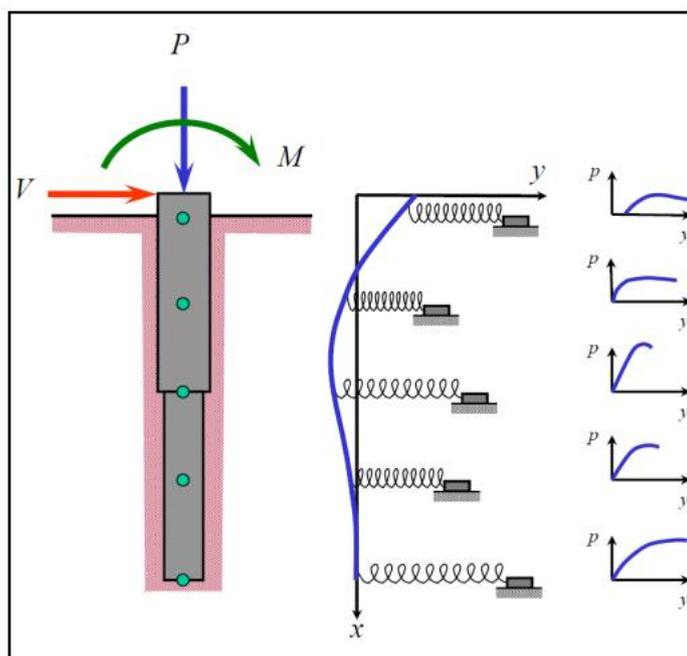


Figura 6. Schema di calcolo di un palo caricato lateralmente e curve P-y

La forma della curva di reazione orizzontale $p-y$ è sostanzialmente definita dal valore della pendenza iniziale (k_{ci}) e dal carico ultimo P_{ult} .

In particolare, per il terreno di riporto e per lo strato definito dall'unità R ed UG2, si sono definiti i seguenti parametri per la generazione delle curve $p-y$ e la curva carico-spostamento.

4.3.2 Curve $p-y$ nel caso di sabbie

Per definire le curve $p-y$ nel caso di terreni incoerenti, il software richiede in input i parametri così definiti:

UNITÀ	Soil type	z da p.c. [m]	Effective weight [kN/m ³]	ϕ [°]	p-y, k [kN/m ³]	Ultimate side friction [kN/m ³]	Ultimate tip resistance [kN/m ³]
Materiali di riporto/terreni rimaneggiati	Sand (Reese)	0	19	30	10000	-	-

Alluvioni grossolane	Sand (Reese)	-5	9	32	15000	-	-
Alluvioni fini	Sand (Reese)	-15	9	30	8000	-	-

Tabella 1. Proprietà degli strati utilizzati

Per ottenere una curva p-y per la sabbia, è necessario definire i valori per l'angolo di attrito e il peso dell'unità di terreno.

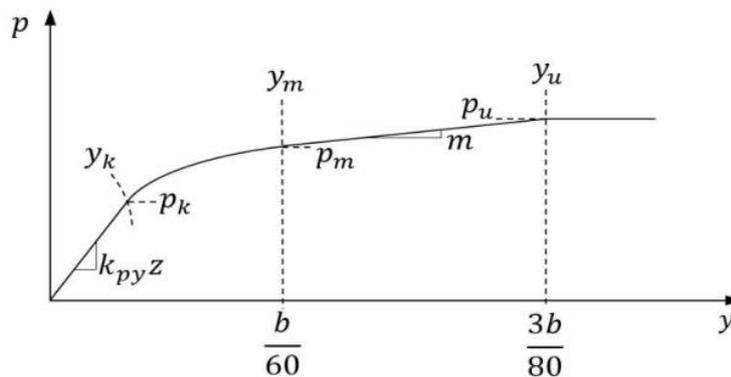


Figura 7. Esempio di curva p-y per sabbie

La variabile k_{py} (o k_{ϕ} nel caso di terreni attritivi) definisce il tratto di retta iniziale della curva p-y.

Il valore di k viene ricavato in accordo con quanto definito all'interno del ζ tramite i grafici sotto riportati:

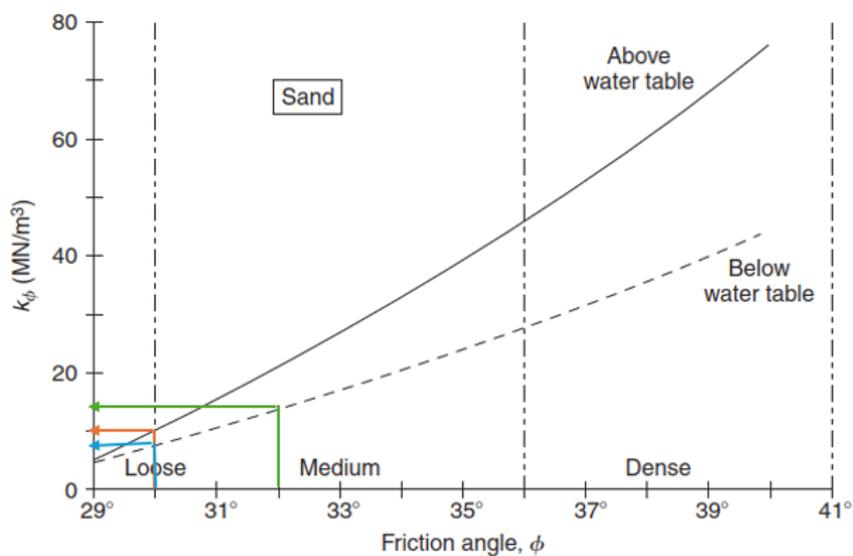


Figura 8. Valore di k per terreni attritivi

La resistenza p_k e l'inflessione del palo p_k sono calcolate a partire da p_m , p_u , y_m e y_u calcolato come definito nel manuale (Rif. "Group2019-TechnicalManual").

4.3.3 Curve p-y nel caso di argille

I parametri richiesti nel caso di "Stiff clay with no Free Water"

UNITÀ	Soil type	z da p.c. [m]	Effective weight [kN/m ³]	Undrained Cohesion, c_u [kN/m ²]	Strain Factor, E_{50}	Ultimate Unit Side Friction [kN/m ³]	Ultimate Unit Tip Resistance [kN/m ³]
Deposito pedemontano	Stiff Clay w/o Free Water (Reese)	-24	10	115	0.005	-	-

Tabella 2. Parametri di input per curva p-y in Stiff Clay without Free Water

La figura seguente riporta un esempio di curva p-y nel caso "Stiff clay with no free water":

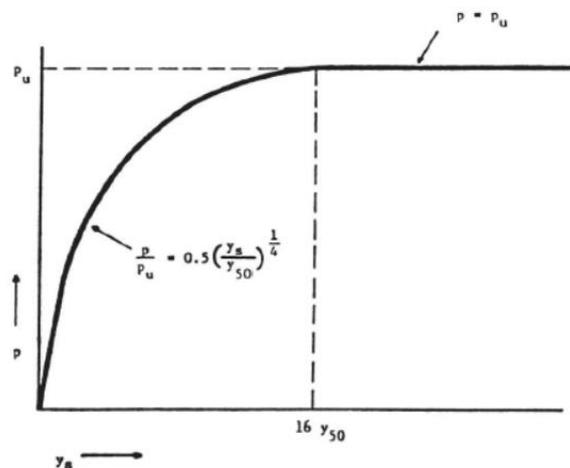


Figura 9. Esempio di curva p-y per stiff clay with no free water

Per ottenere tale curva, è necessario definire i valori della coesione non drenata, del peso dell'unità di terreno ed il diametro del palo.

Inoltre, è necessario valutare E_{50} attraverso la curva sforzo-deformazione oppure utilizzare un valore compreso tra 0.010 e 0.005 come dalla seguente tabella:

Consistency of Clay	ϵ_{50}
Soft	0.020
Medium	0.010
Stiff	0.005

Figura 10. Valori rappresentativi di E50

Il valore della resistenza ultima del terreno per unità di lunghezza del palo si calcola come il minimo tra:

$$p_u = \left[3 + \frac{\gamma'}{c} x + \frac{J}{b} x \right] cb \quad \text{e} \quad p_u = 9cb$$

Dove:

γ' = peso medio effettivo unitario del terreno;

x = profondità della superficie di terreno;

c = resistenza a taglio alla profondità x ;

b = diametro del palo.

I punti che definiscono la curva p - y sono valutati attraverso la seguente relazione:

$$\frac{p}{p_u} = 0.5 \left(\frac{y}{y_{50}} \right)^{0.5}$$

In cui:

$$y_{50} = 2.5 E50 b$$

$$y = 16y_{50}$$

$$p = p_u \text{ per ogni valore di } y.$$

4.3.4 Curve p - y nel caso weak rock

I parametri di input richiesti per questo metodo sono: la resistenza a compressione monoassiale, il modulo di elasticità della roccia, l'RQD e un fattore di deformazione krm :

UNITÀ	Soil type	z da p.c. [m]	Effective weight [kN/m ³]	Uniaxial compressive strength, q_u (kN/m ²)	Initial modulus of Rock Mass (kN/m ²)	Strain Factor, k_{rm}	RQD (%)	Ultimate side friction [kN/m ³]	Ultimate tip résistance [kN/m ³]
Formazione Monte Antola	Weak Rock	-28	22	20	485000	0.0005	30	-	-

Tabella 3. Parametri di input per curva p - y in weak rock

La figura seguente riporta un esempio di curva p - y nel caso "weak rock":

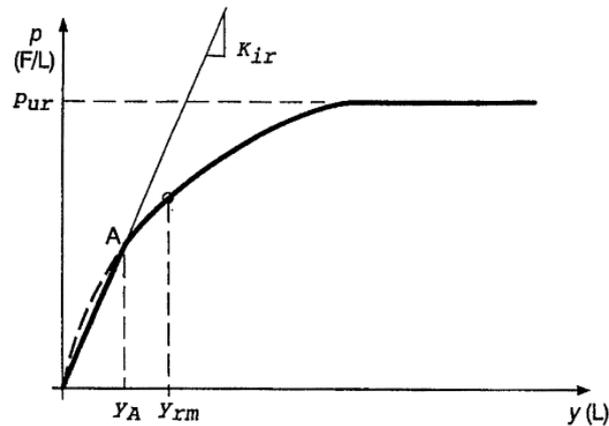


Figura 11. Esempio di curva p-y per weak rock

Tale curva è definita dai 3 rami:

$$\begin{aligned}
 p &= K_{ir} y && \text{per } y \leq y_A \\
 p &= \frac{p_{ur}}{2} \left(\frac{y}{y_{rm}} \right)^{0.25} && \text{per } y > y_A \text{ e } p \leq p_{ur} \\
 p &= p_{ur} && \text{per } y > 16 y_{rm}
 \end{aligned}$$

Essendo:

$$y_{rm} = k_{rm} b$$

k_{rm} è una costante variabile tra 0.0005 e 0.00005 che serve a stabilire la rigidezza complessiva delle curve. Può essere definito come la deformazione a compressione al 50% della compressione monoassiale.

Il valore di p_{ur} è definito in funzione della resistenza a compressione monoassiale della roccia, dell'RQD (da cui dipende il coefficiente α_r) e della profondità di riferimento.

$$p_{ur} = \alpha_r q_{ur} b \left(1 + 1.4 \frac{x_r}{b} \right) \text{ for } 0 \leq x_r \leq 3b$$

$$p_{ur} = 5.2 \alpha_r q_{ur} b \text{ for } x_r > 3b$$

4.4 Identificazione della località e dei parametri sismici generali

Il sito in esame ricade all'interno del Comune di Genova e risulta definito dalle seguenti coordinate geografiche:

- Longitudine → **8,949167**
- Latitudine → **44.407222**

FASE 1. INDIVIDUAZIONE DELLA PERICOLOSITÀ DEL SITO

Ricerca per coordinate

LONGITUDINE: LATITUDINE:

Ricerca per comune

REGIONE: PROVINCIA: COMUNE:

Elaborazioni grafiche

- Grafici spettri di risposta
- Variabilità dei parametri

Elaborazioni numeriche

- Tabella parametri

Nodi del reticolo intorno al sito



Reticolo di riferimento

Controllo sul

- Sito esterno al reticolo
- Interpolazione su 3 nodi
- Interpolazione corretta

media ponder.

La "Ricerca per comune" utilizza le ...coordinate ISTAT del comune per identificare il sito. Si sottolinea che ...all'interno del territorio comunale le azioni sismiche possono essere significativamente diverse da quelle così individuate e si consiglia, quindi, la "Ricerca per coordinate".

INTRO **FASE 1** FASE 2 FASE 3

4.5 Definizione della strategia progettuale

In ottemperanza a quanto previsto all'interno del PFTE e in riferimento al D.M. 17.01.2018, l'azione sismica è stata definita in relazione ai seguenti parametri:

- Vita Nominale dell'opera → **100 anni**

Tabella 2.4.I – Vita nominale V_N per diversi tipi di opere

TIPI DI COSTRUZIONE		Vita Nominale V_N (in anni)
1	Opere provvisorie – Opere provvisionali - Strutture in fase costruttiva ¹	≤ 10
2	Opere ordinarie, ponti, opere infrastrutturali e dighe di dimensioni contenute o di importanza normale	≥ 50
3	Grandi opere, ponti, opere infrastrutturali e dighe di grandi dimensioni o di importanza strategica	≥ 100

- Classe d'uso dell'opera → **IV**

2.4.2 CLASSI D'USO

In presenza di azioni sismiche, con riferimento alle conseguenze di una interruzione di operatività o di un eventuale collasso, le costruzioni sono suddivise in classi d'uso così definite:

Classe I: Costruzioni con presenza solo occasionale di persone, edifici agricoli.

Classe II: Costruzioni il cui uso preveda normali affollamenti, senza contenuti pericolosi per l'ambiente e senza funzioni pubbliche e sociali essenziali. Industrie con attività non pericolose per l'ambiente. Ponti, opere infrastrutturali, reti viarie non ricadenti in Classe d'uso *III* o in Classe d'uso *IV*, reti ferroviarie la cui interruzione non provochi situazioni di emergenza. Dighe il cui collasso non provochi conseguenze rilevanti.

Classe III: Costruzioni il cui uso preveda affollamenti significativi. Industrie con attività pericolose per l'ambiente. Reti viarie extraurbane non ricadenti in Classe d'uso *IV*. Ponti e reti ferroviarie la cui interruzione provochi situazioni di emergenza. Dighe rilevanti per le conseguenze di un loro eventuale collasso.

Classe IV: Costruzioni con funzioni pubbliche o strategiche importanti, anche con riferimento alla gestione della protezione civile in caso di calamità. Industrie con attività particolarmente pericolose per l'ambiente. Reti viarie di tipo A o B, di cui al D.M. 5 novembre 2001, n. 6792, "Norme funzionali e geometriche per la costruzione delle strade", e di tipo C quando appartenenti ad itinerari di collegamento tra capoluoghi di provincia non altresì serviti da strade di tipo A o B. Ponti e reti ferroviarie di importanza critica per il mantenimento delle vie di comunicazione, particolarmente dopo un evento sismico. Dighe connesse al funzionamento di acquedotti e a impianti di produzione di energia elettrica.

- Coefficiente di utilizzo dell'opera → **2,00**

Tab. 2.4.II – Valori del coefficiente d'uso C_U

CLASSE D'USO	I	II	III	IV
COEFFICIENTE C_U	0,7	1,0	1,5	2,0

- Periodo di riferimento per l'azione sismica → **200 anni**

2.4.3 PERIODO DI RIFERIMENTO PER L'AZIONE SISMICA

Le azioni sismiche su ciascuna costruzione vengono valutate in relazione ad un periodo di riferimento V_R che si ricava, per ciascun tipo di costruzione, moltiplicandone la vita nominale V_N per il coefficiente d'uso C_U :

$$V_R = V_N \cdot C_U \quad (2.4.1)$$

Di seguito si riporta la sintesi delle scelte progettuali adottati con i periodi di ritorno dell'azione sismica identificati in funzione del singolo stato limite.



4.6 Parametri di calcolo

4.6.1 Parametri numerici sismici

Nella tabella successiva sono riportati i parametri numerici sismici per i periodi di ritorno associati ai diversi Stati Limite:

SLATO LIMITE	T_R [anni]	a_g [g]	F_o [-]	T_C^* [s]
SLO	120	0,043	2,532	0,257
SLD	201	0,052	2,536	0,269
SLV	1898	0,115	2,511	0,301
SLC	2475	0,126	2,507	0,303

4.6.2 Categoria dei terreni di fondazione

Il terreno di fondazione è classificato simicamente come di **categoria B**.

Tabella 3.2.II – *Categorie di sottosuolo*

Categoria	Descrizione
A	<i>Ammassi rocciosi affioranti o terreni molto rigidi</i> caratterizzati da valori di $V_{s,30}$ superiori a 800 m/s, eventualmente comprendenti in superficie uno strato di alterazione, con spessore massimo pari a 3 m.
B	<i>Rocce tenere e depositi di terreni a grana grossa molto addensati o terreni a grana fina molto consistenti</i> con spessori superiori a 30 m, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di $V_{s,30}$ compresi tra 360 m/s e 800 m/s (ovvero $N_{SPT,30} > 50$ nei terreni a grana grossa e $c_{u,30} > 250$ kPa nei terreni a grana fina).
C	<i>Depositati di terreni a grana grossa mediamente addensati o terreni a grana fina mediamente consistenti</i> con spessori superiori a 30 m, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di $V_{s,30}$ compresi tra 180 m/s e 360 m/s (ovvero $15 < N_{SPT,30} < 50$ nei terreni a grana grossa e $70 < c_{u,30} < 250$ kPa nei terreni a grana fina).
D	<i>Depositati di terreni a grana grossa scarsamente addensati o di terreni a grana fina scarsamente consistenti</i> , con spessori superiori a 30 m, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di $V_{s,30}$ inferiori a 180 m/s (ovvero $N_{SPT,30} < 15$ nei terreni a grana grossa e $c_{u,30} < 70$ kPa nei terreni a grana fina).
E	<i>Terreni dei sottosuoli di tipo C o D per spessore non superiore a 20 m</i> , posti sul substrato di riferimento (con $V_s > 800$ m/s).

4.6.3 Categoria topografica

Considerando che il territorio si presenta essenzialmente pianeggiante e privo di significati salti di quota la categoria topografica del sito è stata assunta pari a **categoria T₁**.

Tabella 3.2.IV – Categorie topografiche

Categoria	Caratteristiche della superficie topografica
T1	Superficie pianeggiante, pendii e rilievi isolati con inclinazione media $i \leq 15^\circ$
T2	Pendii con inclinazione media $i > 15^\circ$
T3	Rilievi con larghezza in cresta molto minore che alla base e inclinazione media $15^\circ \leq i \leq 30^\circ$
T4	Rilievi con larghezza in cresta molto minore che alla base e inclinazione media $i > 30^\circ$



5. CRITERI DI VERIFICA DEL SISTEMA FONDAZIONE

Le verifiche di sicurezza sono state effettuate sulla base dei criteri definiti nelle vigenti norme tecniche

In particolare, vengono effettuate le verifiche agli stati limite di esercizio ed allo stato limite ultimo seguendo quanto specificato per le fondazioni su pali.

5.1 Verifica agli stati limite ultimi

Al paragrafo 6.4.3.1 delle NTC2018 si cita: *“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. Nel caso di fondazioni posizionate su o in prossimità di pendii naturali o artificiali deve essere effettuata la verifica anche con riferimento alle condizioni di stabilità globale del pendio includendo nelle verifiche le azioni trasmesse dalle fondazioni”.*

Le verifiche devono essere effettuate almeno nei confronti dei seguenti stati limite, accertandosi che la seguente condizione sia sempre soddisfatta:

$$E_d \leq R_d \quad \text{essendo} \quad R_d = R_k / \gamma_R$$

dove:

- E_d = Azione di progetto;
- R_d = Resistenza di progetto.

Il valore di progetto della resistenza di un dato materiale X_d è, a sua volta, funzione del valore caratteristico

della resistenza, attraverso l'espressione: $X_d = X_k / \gamma_M$, essendo γ_M il fattore parziale associato alla resistenza

del materiale.

Il valore di progetto di ciascuna delle azioni agenti sulla struttura F_d è ottenuto dal suo valore caratteristico

F_k , attraverso l'espressione: $F_d = \gamma_F F_k$, essendo γ_F il fattore parziale relativo alle azioni.

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;
- stabilità globale.

SLU di tipo strutturale (STR):

- Raggiungimento della resistenza dei pali;
- Raggiungimento della resistenza della struttura di collegamento dei pali;

La verifica di stabilità globale deve essere effettuata secondo la Combinazione 2 (A2+M2+R2) dell'Approccio 1, tenendo conto dei coefficienti parziali riportati nelle Tabelle 6.2.I e 6.2.II per le azioni e i parametri geotecnici e nella Tab. 6.8.I per le resistenze globali. Le rimanenti verifiche devono essere effettuate applicando la combinazione (A1+M1+R3) di coefficienti parziali prevista dall'Approccio 2, tenendo conto dei valori dei coefficienti parziali riportati nelle tabelle sottostanti.

	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_{Q1}	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_G .

Tabella 4. Coefficienti parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni

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

Tabella 5. Coefficienti parziali per i parametri geotecnici del terreno

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.

Tabella 6. Coefficienti parziali γ_R da applicare alle resistenze caratteristiche a carico verticale dei pali



Coefficiente parziale (R3)

$$\gamma_T = 1,3$$

Tabella 7. Coefficienti parziali γ_T per le verifiche agli stati limite ultimi di pali soggetti a carichi trasversali

Nelle verifiche nei confronti degli SLU di tipo strutturale, il coefficiente γ_R non deve essere portato in conto

5.2 Verifica agli stati limite di esercizio

Devono essere presi in considerazione i seguenti stati limite:

- Eccessivi cedimenti o sollevamenti;
- Eccessivi spostamenti trasversali.

Al fine di assicurare che le fondazioni siano compatibili con i requisiti prestazionali della struttura in elevazione si deve verificare, anche in questo caso, il rispetto della seguente condizione per ogni stato limite di esercizio:

$$E_d \leq R_d$$

calcolando i valori degli spostamenti e delle distorsioni in tutte combinazioni di carico agli SLE tenendo conto dell'effetto della durata delle azioni.

La geometria della fondazione (numero, lunghezza, diametro e interasse dei pali) deve essere stabilita nel rispetto dei summenzionati requisiti prestazionali, tenendo opportunamente conto degli effetti di interazione tra i pali e considerando i diversi meccanismi di mobilitazione della resistenza laterale rispetto alla resistenza alla base, soprattutto in presenza di pali di grande diametro.

6. CRITERI DI CALCOLO

Nel presente capitolo sono contenuti i criteri di dimensionamento e calcolo delle fondazioni profonde realizzate con pali trivellati di grande diametro.

6.1 Verifica di carico limite della palificata nei riguardi dei carichi assiali – compressione

I pali incassati nella roccia presentano diverse caratteristiche che li distinguono da altri tipi di pali. La loro geometria generalmente tozza implica una distribuzione più equilibrata della capacità portante tra il fusto e la base, con quest'ultima che sopporta una parte significativa del carico applicato. Tuttavia, il basso rapporto tra il modulo elastico del palo e quello della roccia porta a un'elevata comprimibilità relativa. Questo fattore, insieme alla tendenza all'ammorbidimento per deformazione, genera un comportamento tale per cui la capacità del fusto può essere completamente mobilitata, e potenzialmente degradarsi, prima che vi sia una mobilitazione significativa del carico alla base. Questo fenomeno è ulteriormente aggravato dalla frequente presenza di uno strato sottile di sedimenti comprimibili sul fondo del foro, a causa di una pulizia inadeguata prima del getto di calcestruzzo e/o dalla presenza di una zona di calcestruzzo più debole immediatamente sopra la base del palo.

Nel caso quindi di lunghezza di immersione del palo nella roccia pari o superiore a circa 3 diametri, il carico viene trasferito principalmente lungo il fusto del palo, mentre il trasferimento del carico alla base del palo diventa trascurabile soprattutto se si tratta di roccia competente intatta (Viggiani & Mandolini, 2012).

Per tale motivo si trascura a favore di sicurezza la resistenza alla base del palo per la valutazione della capacità portante.

La portata di progetto di un palo trivellato (eseguito con completa asportazione del terreno) Q_d in roccia può essere espressa dalla seguente relazione:

$$Q_{d_compr} = Q_{sk} / F_{SL}$$

dove:

Q_{sk} = portata laterale limite caratteristica;

F_{SL} = fattore di sicurezza per la portata laterale ($=\xi_3 \cdot \gamma_s$);

N.B.: il peso del palo viene considerato come incremento delle azioni di compressione.

6.2 Verifica di carico limite della palificata nei riguardi dei carichi assiali – trazione

La portata di progetto a trazione di un palo trivellato (eseguito con completa asportazione del terreno) (o setti di diaframma) Q_d può essere espressa dalla seguente relazione:

$$Q_{d_traz} = Q_{sk} / F_{SL} + W'_{p_eff}$$

dove:

Q_{sk} = portata laterale limite caratteristica;

W'_{p_eff} = peso efficace del palo o del setto (posto pari a zero cautelativamente);

F_{SL} = fattore di sicurezza per la portata laterale ($=\xi_3 \cdot \gamma_s$).

6.3 Metodo per la determinazione della resistenza laterale del tratto immerso

Per pali trivellati immersati in roccia la portata limite laterale è stata valutata sulla base della seguente espressione (Horvath (1978), Rosenberg & Journeaux (1976), Williams & Pells (1981)):

$$\tau_{im} = \alpha \cdot \beta \cdot q_u$$

dove:

α = coefficiente empirico ricavabile dalla

β = coefficiente empirico ricavabile dalla Figura 6.1.3.1.e;

q_u = resistenza a compressione monoassiale della roccia intatta

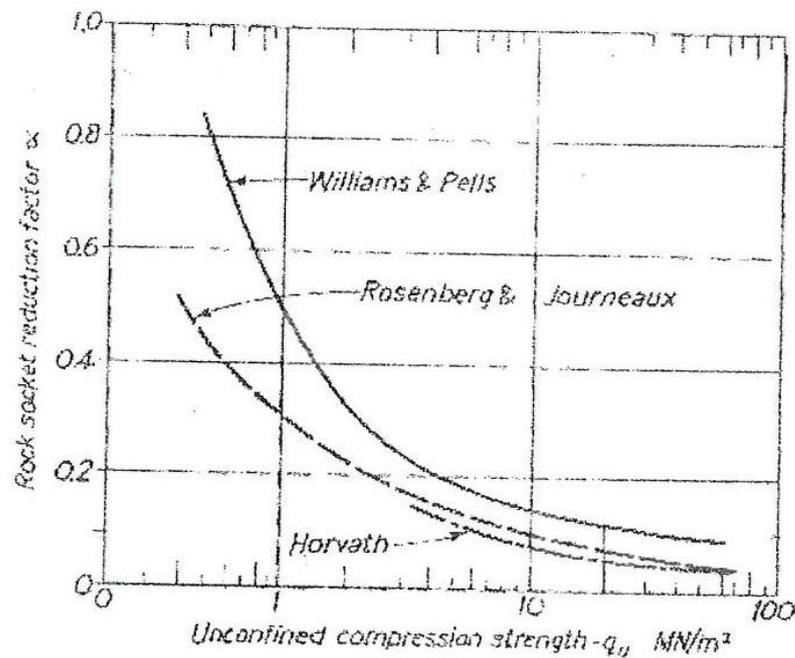


Figura 12. Fattore di riduzione α per la valutazione della resistenza di attrito laterale limite di pali trivellati in roccia (Tomlinson [1994])

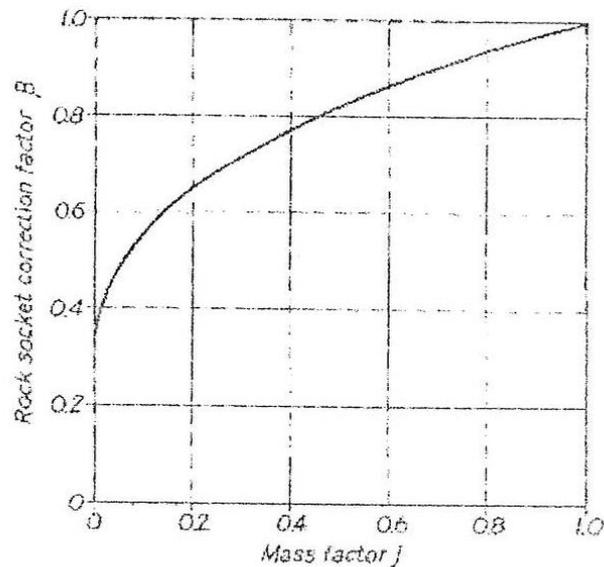


Figura 13. Fattore di riduzione β per la valutazione della resistenza di attrito laterale limite di pali trivellati in roccia (Tomlinson [1994], Williams & Pells [1981])

I valori del coefficiente J che compaiono nella Figura 12 e possono essere dedotti dalla seguente tabella:

RQD (%)	Frequenza delle discontinuità per metro	Fattore J
0÷25	15	0.2
25÷50	15÷8	0.2
50÷75	8÷5	0.2÷0.5
75÷90	5÷1	0.5÷0.8
90÷100	1	0.8÷1

Tabella 8. Criterio per la valutazione del coefficiente J (Tomlinson [1994], Hobbs [1975])

Un altro riferimento per il calcolo della resistenza laterale è fornito dal “Piled foundations in weak rock” (J. A. Gannon, G.G. T. Masterton, W. A. Wallace, D. Muir Wood) tramite la seguente relazione:

$$\tau_{lim} = \alpha \cdot q_u / 2$$

Il valore del coefficiente α (fattore di adesione) si ricava tramite il seguente grafico in funzione della resistenza a compressione monoassiale della roccia:

Figura 15. Reazione del terreno per pali corti con testa vincolata: (a) $e/B < 0$, fondazione incassata: trapezoidale (somma di carichi rettangolari e triangolari); (b) $e/B = 0$, schema originale di Broms; (c) $e/B > 0$, fondazione sopra il terreno: triangolare

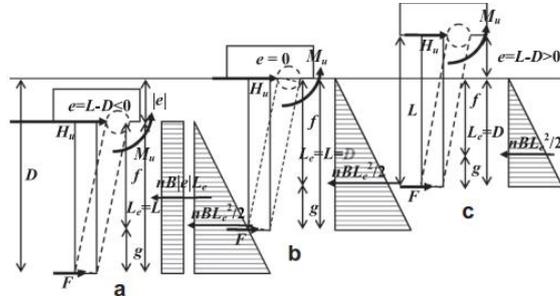


Figura 16. Reazione del terreno per pali intermedi: trapezoidale (a) $e < 0$, triangolare (b) $e = 0$, (Broms) e (c) $e > 0$, con una forza opposta F alla punta del palo.

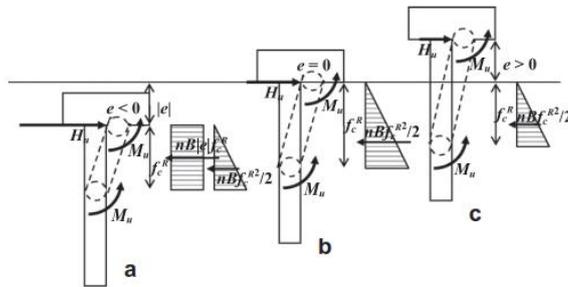


Figura 17. Reazione del terreno per pali lunghi: trapezoidale (a) $e < 0$, triangolare (b) $e = 0$, (Broms) e (c) $e > 0$.

I valori di carico limite per terreni incoerenti sono quindi distinti in funzione del meccanismo che si verifica.

In particolare, dall'equilibrio alla rotazione attorno al piano campagna si ricava la profondità entro il quale si forma la seconda cerniera plastica (f_c^R):

$$\left(\frac{f_c^R}{B} \left| \frac{e}{B} \right| \right) \frac{1}{2} \frac{f_c^R}{B} + \frac{1}{2} \left(\frac{f_c^R}{B}\right)^2 \frac{2}{3} \frac{f_c^R}{B} - 2 \frac{M_u}{nB^4} = 0 \quad (e/B \leq 0)$$

Dall'equazione di equilibrio alla traslazione invece si ricava il valore di carico limite in direzione trasversale:

$$\frac{H_u}{nB^3} = \frac{1}{2} \left(\frac{f}{B}\right)^2 + \frac{f}{B} \left| \frac{e}{B} \right| \quad (e/B \leq 0)$$

7. VERIFICHE STRUTTURALI

Le verifiche strutturali dei pali sono svolte in accordo con il capitolo 4.1.2. delle NTC2018. In particolare, le azioni normali ed i momenti agenti vengono verificate con il dominio di resistenza del palo opportunamente armato. In accordo con il paragrafo 4.1.2.1.3.2 del DM18, la resistenza a taglio V_{Rd} di elementi strutturali dotati di specifica armatura a taglio deve essere valutata sulla base di una adeguata schematizzazione a traliccio. Gli elementi resistenti dell'ideale traliccio sono: le armature trasversali, le armature longitudinali, il corrente compresso di calcestruzzo e i puntoni d'anima inclinati. L'inclinazione θ dei puntoni di calcestruzzo rispetto all'asse della trave deve rispettare i limiti seguenti:

$$1 \leq \cot \theta \leq 2.5$$

La verifica di resistenza (SLU) si pone con

$$V_{R,d} \geq V_{E,d}$$

Dove:

- V_{Ed} è il valore di calcolo dello sforzo di taglio agente.

Con riferimento all'armatura trasversale, la resistenza di calcolo a "taglio trazione" si calcola con:

$$V_{Rsd} = 0,9 \cdot d \cdot \frac{A_{sw}}{s} \cdot f_{yd} \cdot (\cot \alpha + \cot \theta) \cdot \sin \alpha$$

Con riferimento al calcestruzzo d'anima, la resistenza di calcolo a "taglio compressione" si calcola con:

$$V_{Rcd} = 0,9 \cdot d \cdot b_w \cdot \alpha_c \cdot f'_{cd} \cdot (\cot \alpha + \cot \theta) / (1 + \cot^2 \theta)$$

La resistenza al taglio della trave è la minore delle due sopra definite:

$$V_{R,d} = \min(V_{R,sd}, V_{R,cd})$$

Dove:

- d è l'altezza utile della sezione (in mm);
- $\sigma_{cp} = NEd/Ac$ è la tensione media di compressione nella sezione ($\leq 0,2 f_{cd}$);
- b_w è la larghezza minima della sezione (in mm)
- A_{sw} area dell'armatura trasversale;
- s interasse tra due armature trasversali consecutive;
- α angolo di inclinazione dell'armatura trasversale rispetto all'asse della trave;
- ϕ'_{cd} resistenza a compressione ridotta del calcestruzzo d'anima ($f'_{cd} = 0,5 \times f_{cd}$);
- α_c coefficiente maggiorato pari a:
 - 1 per membrane non compresse
 - $1 + \sigma_{cp} / f_{cd}$ per $0 < \sigma_{cp} < 0,25 f_{cd}$
 - 1.25 per $0,25 f_{cd} < \sigma_{cp} < 0,5 f_{cd}$
 - $2.5(1 - \sigma_{cp} / f_{cd})$ per $0,5 f_{cd} < \sigma_{cp} < f_{cd}$

8. RISULTATI E VERIFICHE – COLONNA 1 e 2

8.1 Sollecitazioni di input

Per le azioni derivanti dalla sovrastruttura si rimanda al Cap. 17 del report di calcolo della struttura in elevazione (MGE1P2LVSTRSBRR001).

Gli scarichi indicati includono le azioni orizzontali in termini di spinta statica e sismica del terreno mentre risultano assenti le azioni verticali derivanti dal peso della fondazione e del rinterro.

Le azioni sono disposte secondo la terna di assi indicata nella seguente figura, applicate all'estradosso della fondazione.

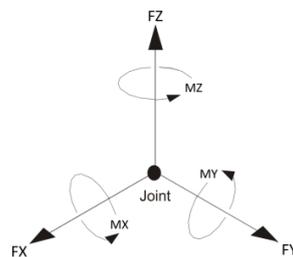


Figura 18. Direzione delle sollecitazioni di input dalla sovrastruttura

Y= Asse longitudinale

X= Asse trasversale

Z= Asse verticale

My= Momento trasv.

Mx= Momento long.

Mz= Momento torcente

La convenzione dei segni utilizzata da Group è la seguente:

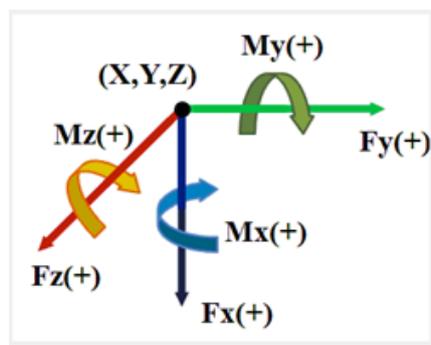


Figura 19. Sistema di riferimento del software Group



La Colonna 1 della stazione è in adiacenza alla Colonna 6 della passerella, così come la Colonna 2 e la Colonna 7, dunque, in entrambi i casi si è considerata un'unica fondazione rettangolare di dimensioni 5,00mx8,00m rispettivamente in direzione trasversale e longitudinale di spessore 1.5m, fondata su sei pali $\phi 1000$.

Si riportano nel seguito gli scarichi inseriti nel programma per le due fondazioni.

COLONNA 1	N _{Sd} [kN]	V _{LONG,Sd} [kN]	V _{TRASV,Sd} [kN]	M _{TRASV,Sd} [kNm]	M _{LONG,Sd} [kNm]	M _{TORC,Sd} [kNm]
SLE MAX	2013.48	-1201.34	-115.96	201.42	-2429.60	-3.43
SLU/SLV MAX	2862.27	-1540.08	518.39	921.08	-3127.47	11.08

COLONNA 6 PASSERELLA	N _{Sd} [kN]	V _{LONG,Sd} [kN]	V _{TRASV,Sd} [kN]	M _{TRASV,Sd} [kNm]	M _{LONG,Sd} [kNm]	M _{TORC,Sd} [kNm]
SLE MAX	2162.17	164.07	-155.75	307.80	535.32	-36.38
SLU/SLV MAX	2640.25	727.29	559.90	972.69	1716.16	-53.32

COLONNA 2	N _{Sd} [kN]	V _{LONG,Sd} [kN]	V _{TRASV,Sd} [kN]	M _{TRASV,Sd} [kNm]	M _{LONG,Sd} [kNm]	M _{TORC,Sd} [kNm]
SLE MAX	1600.53	-1193.92	-115.96	201.42	-2416.58	-3.43
SLU/SLV MAX	2292.02	-1530.58	518.39	921.08	-3110.81	11.08

COLONNA 7 PASSERELLA	N _{Sd} [kN]	V _{LONG,Sd} [kN]	V _{TRASV,Sd} [kN]	M _{TRASV,Sd} [kNm]	M _{LONG,Sd} [kNm]	M _{TORC,Sd} [kNm]
SLE MAX	1430.44	194.59	-370.66	566.65	637.23	-39.62
SLU/SLV MAX	2036.17	753.05	-528.30	1229.88	1780.65	-58.07

P _{proprio} FONDAZIONE				
B (m)	L (m)	H (m)	PP (kN)	
5.2	8.2	1.5	1599	SLE
			2158.65	SLU

P _{proprio} RINTERRO				
B (m)	L (m)	H (m)	PP (kN)	
5.2	8.2	1.5	1215.24	SLE
			1640.574	SLU

Essendo le dimensioni della piastra e la posizione dei pali la medesima in entrambi i casi, le verifiche sono state svolte per il caso più gravoso.

I carichi della struttura in elevazione sono stati applicati in corrispondenza delle colonne ad estradosso fondazione mentre il peso proprio della fondazione e del rinterro è stato considerato come carico applicato nel baricentro geometrico ad intradosso fondazione:

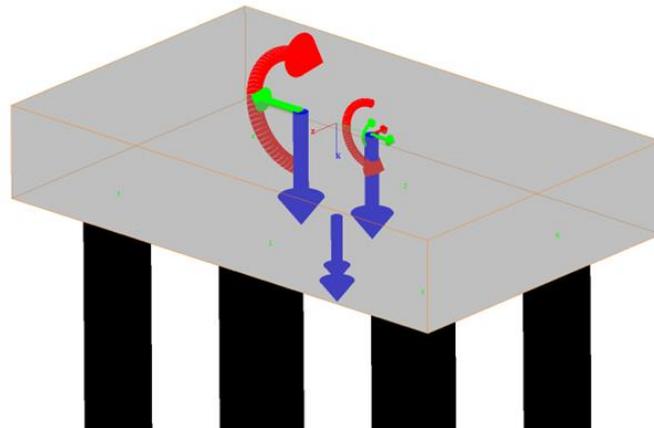


Figura 20. Applicazione dei carichi sulla palificata (piano xyz) Colonne 1-6

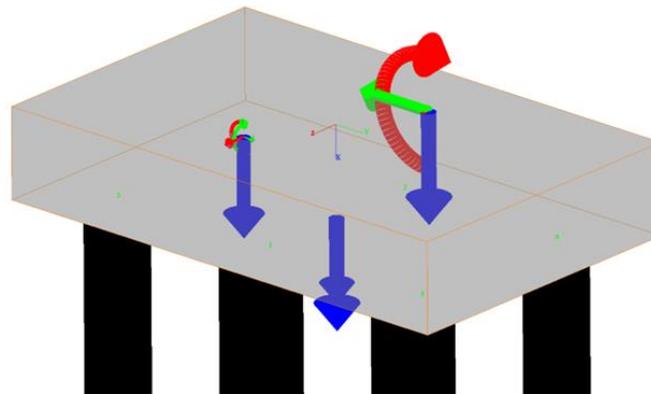


Figura 21. Applicazione dei carichi sulla palificata (piano xyz) Colonne 2-7

8.2 Risultati delle analisi

Il modello di calcolo riprende le geometrie in precedenza riportate, ed associa alle caratteristiche del palo quelle del terreno con la stratificazione riportata al par.4.3.

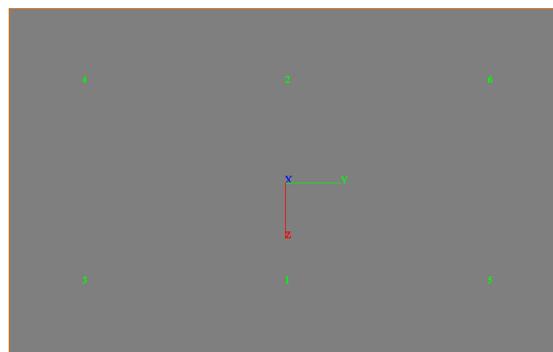
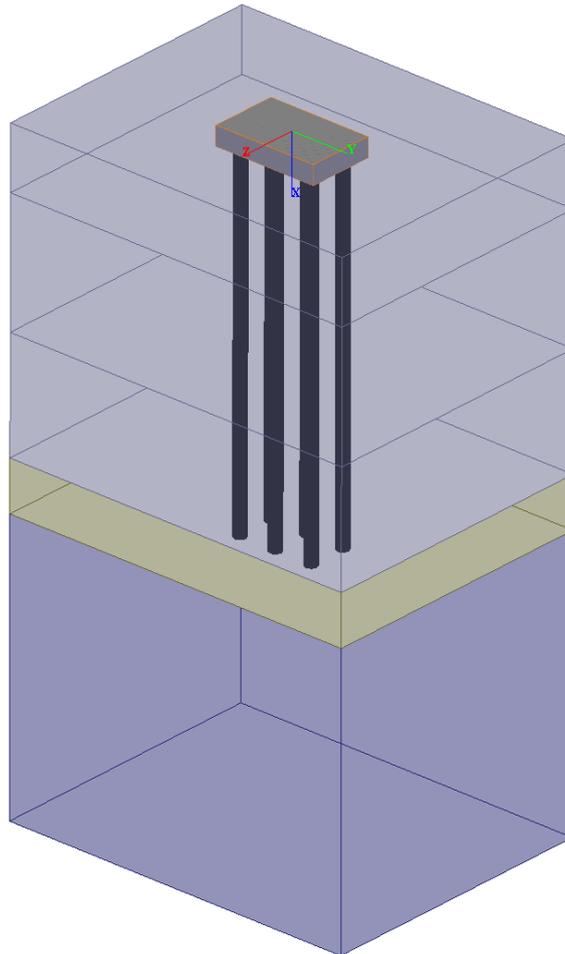


Figura 22. Modello fondazione colonne 1 e 2

I risultati sintetici sono di seguito riassunti per gli involuipi massimi e minimi delle combinazioni di carico analizzate.

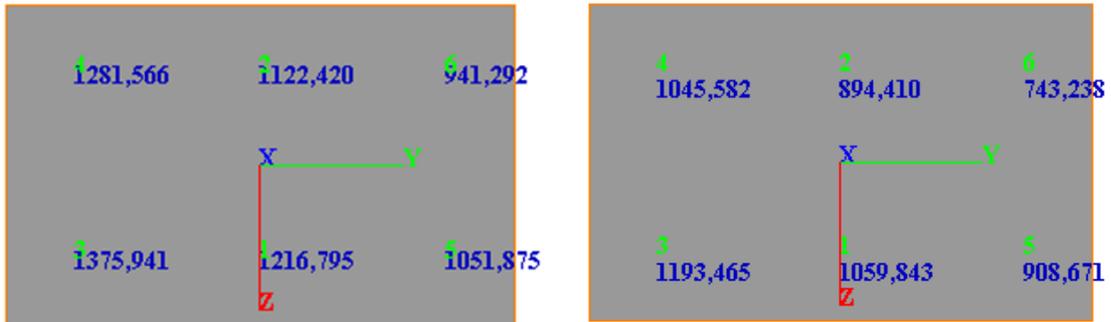


Figura 23. Involuppo delle sollecitazioni assiali massime (sx) e minime (dx) – Combinazione SLE

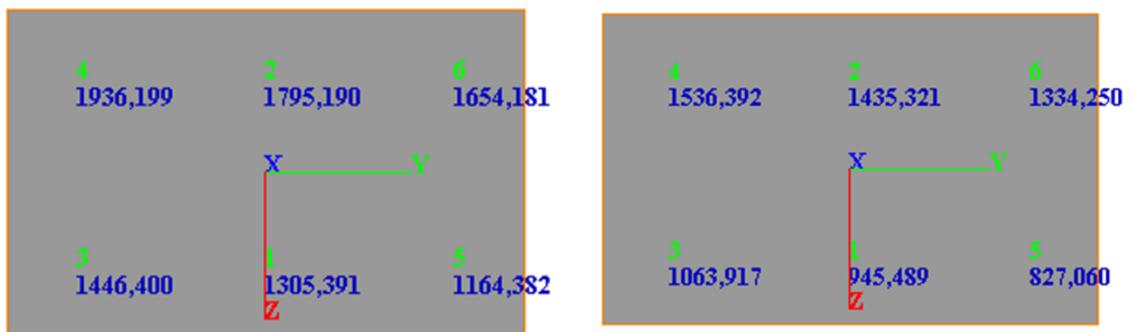


Figura 24. Involuppo delle sollecitazioni assiali massime (sx) e minime (dx) – Combinazione SLU/SLV

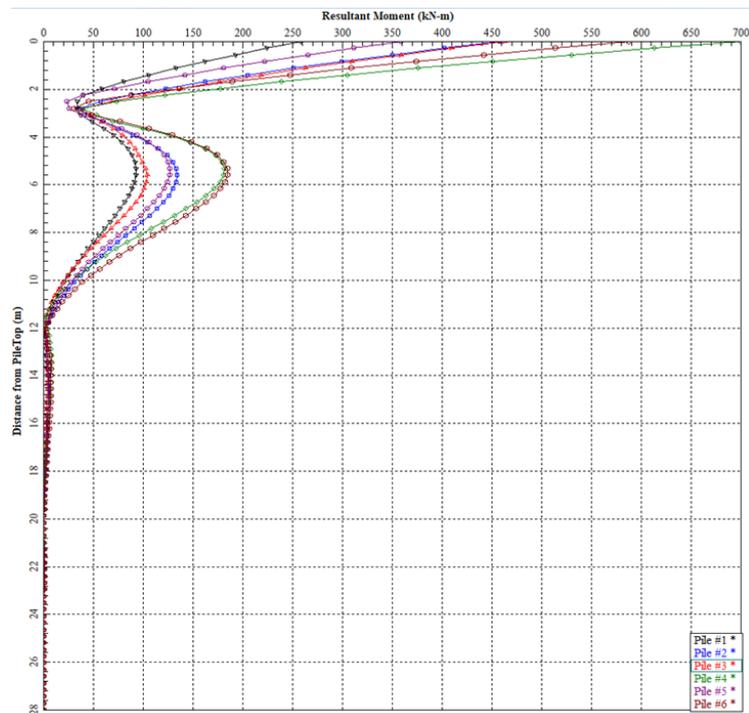


Figura 25. Andamento del momento flettente lungo i pali (SLU/SLV)

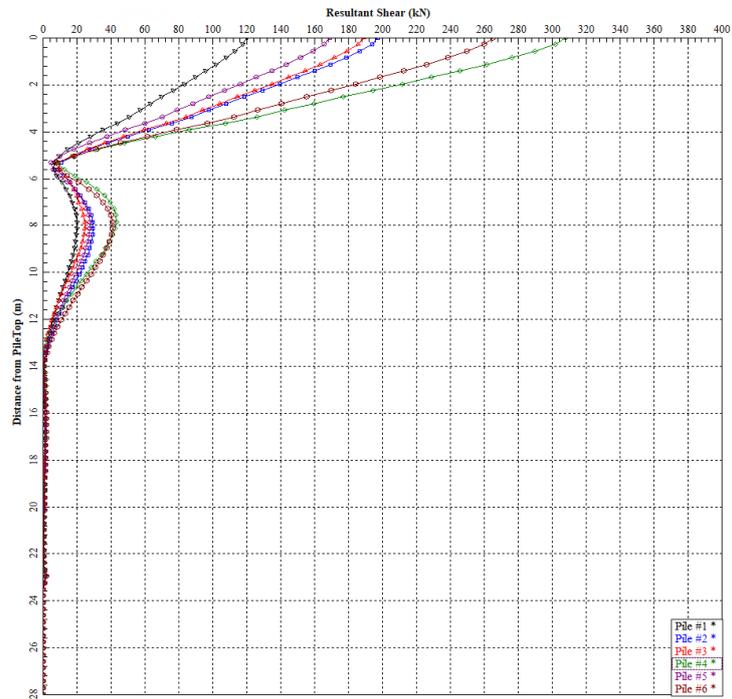


Figura 26. Andamento del taglio lungo i pali (SLU/SLV)

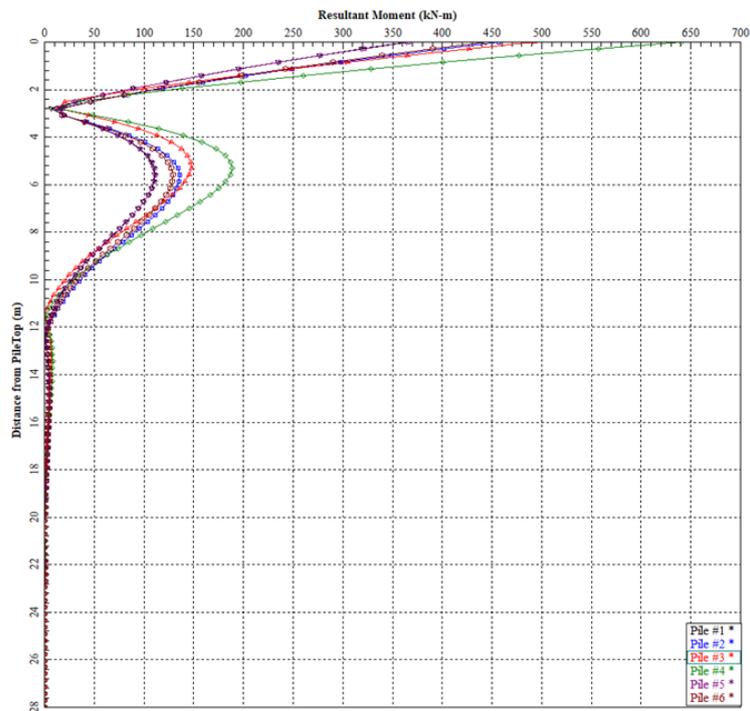


Figura 27. Andamento del momento flettente lungo i pali (SLE)

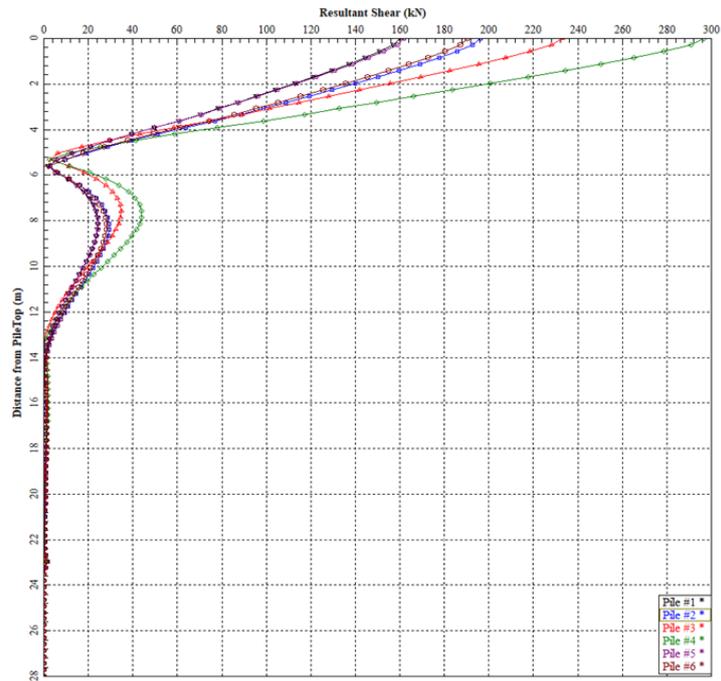


Figura 28. Andamento del taglio lungo i pali (SLE)

8.1 Risultati delle verifiche

8.1.1 Verifica di carico limite verticale della palificata

Metodo di Tomlinson (1994):

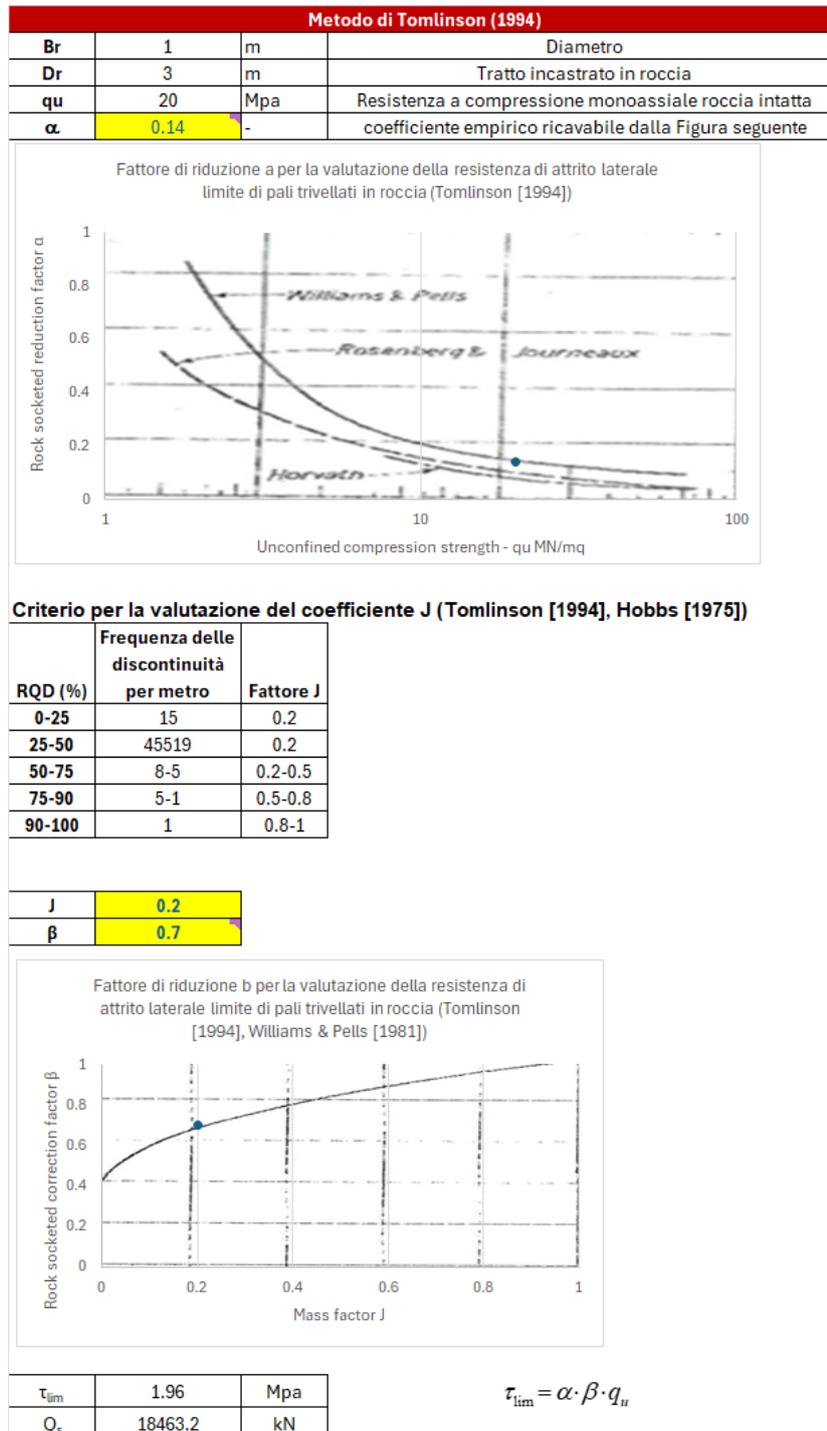


Figura 29. Risultati metodo di Tomlinson (1994)

Metodo di Kulhawy, F.H., & Phoon, K.K. (1993):

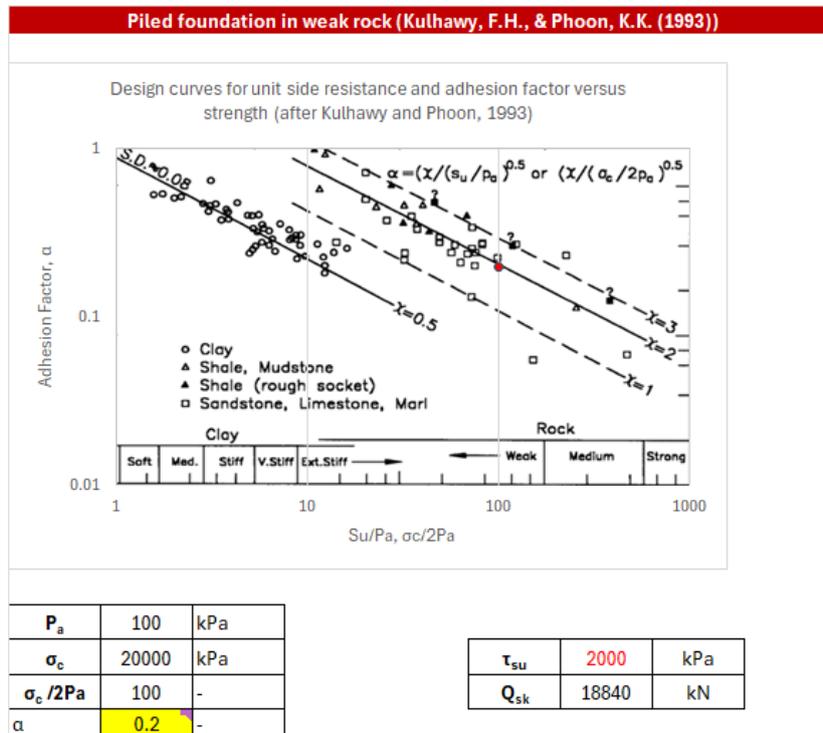


Figura 30. Risultati metodo di Kulhawy, F.H., & Phoon, K.K. (1993)

I due metodi forniscono valori pressochè uguali, quindi si ritiene valido utilizzare il metodo di Tomlinson (leggermente più cautelativo):

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
n. di verticali indagate	ξ						
1	1.70						
Coefficiente di resistenza		γR					
Base	1.35						
Laterale in compressione	1.15						
Laterale in trazione	1.25						
Metodo adottato	Tomlinson						
q_s (kPa)	1960.00	Q_s (kN)	18463.2				
f_{ctd} (MPa)	1.193789076	>	q_{sd} (MPa)	1.152941			
Valore utilizzato	1.152941176	Mpa	18463.20	kN			
$R_{d,c}$	9444.09 kN		Resistenza di calcolo a compressione				
$R_{d,t}$	8688.56 kN		Resistenza di calcolo a trazione				

VERIFICA A COMPRESSIONE			
	$N_{d,c}$ (kN)	$R_{d,c}$ (kN)	FS (+)
SLU - (A1+M1+R3)	2650	9444	3.56
SLV - (EQK+M1+R3)	2486	9444	3.80

VERIFICA A TRAZIONE			
	$N_{d,c}$ (kN)	$R_{d,c}$ (kN)	FS (-)
SLU - (A1+M1+R3)	0	8689	-
SLV - (EQK+M1+R3)	0	8689	-

Figura 31. Risultati delle verifiche

Tutte le verifiche risultano soddisfatte.

8.1.2 Verifica carico limite in direzione trasversale

Il momento plastico del palo è definito da una armatura costituita da 20Φ26, che fornisce un valore di 1447.9 kN m.

Calcolo del momento di plasticizzazione di una sezione circolare

Diametro = 1000 (mm)
 Raggio = 500 (mm)
 Sforzo Normale = 0 (kN)

Caratteristiche dei Materiali

calcestruzzo

Rck = 30 (Mpa)
 fck = 25 (Mpa)
 $\gamma_c = 1.5$
 $\alpha_{cc} = 0.85$

$f_{cd} = \alpha_{cc} f_{ck} / \gamma_c = 14.17$ (Mpa)

Acciaio

tipo di acciaio

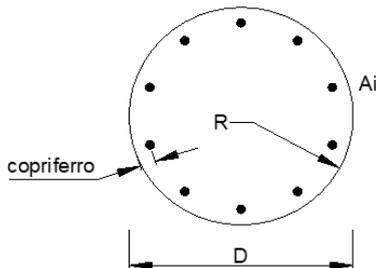
$f_{yk} = 450$ (Mpa)
 $\gamma_s = 1.15$
 $f_{yd} = f_{yk} / \gamma_s = 391.3$ (Mpa)

$E_s = 206000$ (Mpa)

$\epsilon_{ys} = 0.190\%$
 $\epsilon_{uk} = 10.000\%$

Armature

numero	diametro (mm)	area (mm ²)	copriferro (mm)
20	φ 26	10619	86
0	φ 0	0	
0	φ 8	0	



Calcolo

Momento di Plasticizzazione

$M_y = 1477.9$ (kN m)

Inserisci

Figura 32. Definizione del momento di plasticizzazione

La figura seguente mostra i risultati in termini di carico limite in direzione trasversale:

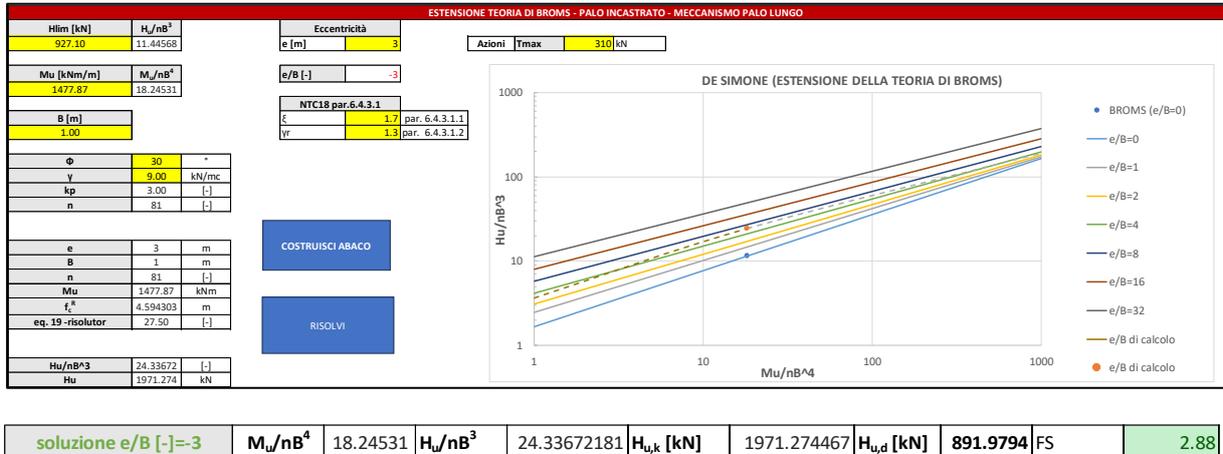


Figura 33. Calcolo della capacità portante in direzione trasversale

Tutte le verifiche risultano soddisfatte.

8.1.3 Verifica dei cedimenti allo SLE

Si riportano di seguito i valori degli involuipi degli spostamenti verticali ottenuti per i plinti di fondazione su pali nella combinazione SLE:

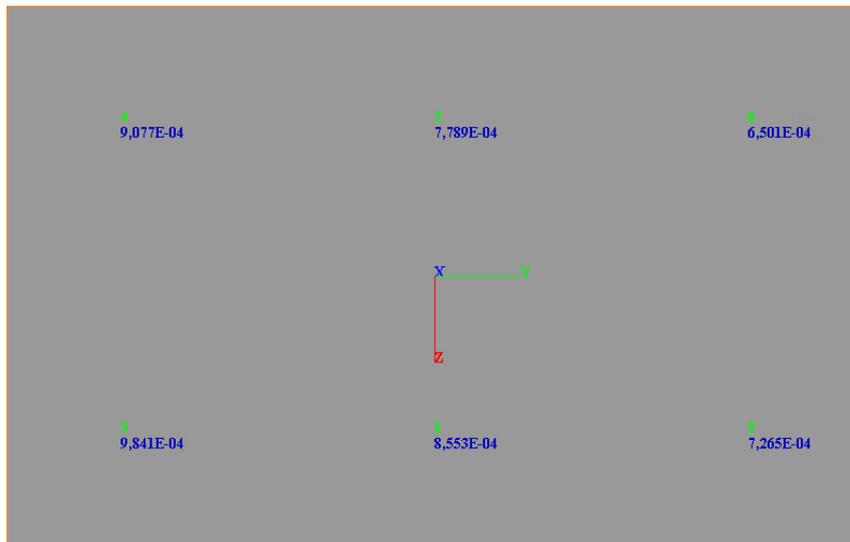


Figura 34. Cedimento massimo su ciascun palo (SLE)

I valori calcolati sono pienamente compatibili con la funzionalità dell'opera.

Si riportano, in aggiunta, i valori di spostamento in fondazione, i quali risultano anche essi accettabili:

Tabella 9. Spostamenti e rotazioni del plinto di fondazione

u _x (m)	u _y (m)	u _z (m)	θ _x (rad)	θ _y (rad)	θ _z (rad)
0.0008	-0.0017	0.0008	-2.94e-6	3.81e-5	4.29e-5



8.1.4 Verifica strutturale del palo

Le verifiche strutturali SLE/SLU/SLV vengono eseguite per confronto tra le sollecitazioni di calcolo (ottenute a partire dai risultati del modello numerico applicando gli opportuni coefficienti parziali) e le resistenze di calcolo (definite dai punti MRd, NRd che definiscono il dominio resistente nel piano M, N).

Le armature previste nei pali sono le seguenti:

- Armatura longitudinale: 20Ø26
- Spirale: Ø12/30
- Il copriferro previsto è pari a 6 cm.

Si definisce di conseguenza una incidenza media di armatura pari a 135 kg/mc.

1-VER-C.A_SHEAR&FLEX-circular_R30_Colonne1-6_2-7

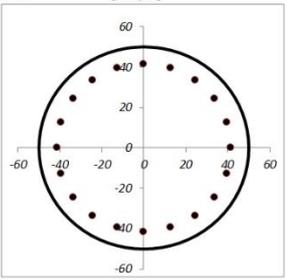
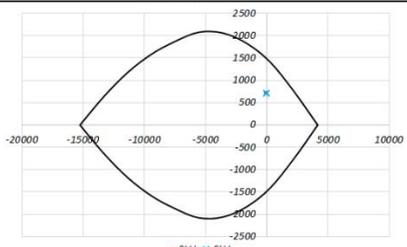
INPUT				OUTPUT			
SOLECITAZIONI DI VERIFICA				VERIFICHE IN ESERCIZIO			
Approccio di verifica: NTC18 / EC 2 -2							
Combinazione	N_{Ed} [kN]	M_{Ed} [kNm]	V_{Ed} [kN]	Verifica Tensionale			σ limite
SLE Quasi Permanente	0	0	0	Calcestruzzo SLE Quasi Permanente	σ_c [MPa]	0.00	< 11.25
SLE Frequente	-744	650	300	Calcestruzzo SLE Rara	σ_{cr} [MPa]	8.63	< 15.00
SLE Rara	-744	650	300	Acciaio SLE Rara	σ_{sr} [MPa]	164.1	< 360.00
SLU	0	700	310				
SLV	0	700	310				
CARATTERISTICHE GEOMETRICHE DELLA SEZIONE IN C.A.							
Geometria della sezione							
Diametro	D	100	[cm]				
Copriferro netto	c	6.0	[cm]				
Area calcestruzzo	A_{cl}	7854	[cm ²]				
Copriferro baricentrico	C_{baric}	8.5	[cm]				
Altezza utile della sezione	d	91.5	[cm]				
Armatura longitudinale							
		1° STRATO	2° STRATO				
Numero Barre	n_{barre} [-]	20	0				
Diametro	ϕ [mm]	26	22				
Posizione dal lembo esterno	C_{baric} [cm]	8.5	0.0				
Area strato	A_{st} [cm ²]	106.19	0.00				
Rapporto di armatura	ρ [%]	1.352%					
% minima di armatura	ρ_{min} [%]	0.40%					
Armatura trasversale (spirale/staffe/spilli)							
		1° TIPO	2° TIPO	3° TIPO			
Diametro	ϕ [mm]	12	0	0			
Numero bracci	n_{bi}	2	0	0			
Passo	s_{vr} [cm]	30	0	0			
Area armatura a metro per tipo	A_{sv}/s_{sv}	7.54	0	0			
Area armatura a metro totale	[cm ² /m]		7.54				
 <p style="text-align: center;">Disposizione delle barre nella sezione trasversale</p>							
Verifica Interassi e interferri							
		1° STRATO	2° STRATO				
Interferro di progetto	[cm]	10.00	-				
Interferro minimo	[cm]	5.40	-				
Interasse di progetto	[cm]	13.00	-				
Interasse massimo	[cm]	25.00	-				
CARATTERISTICHE REOLOGICHE DEI MATERIALI							
Calcestruzzo							
Resistenza cubica a compressione	R_{ck} [MPa]	30					
Resistenza cilindrica caratteristica a compressione	f_{ck} [MPa]	25					
Resistenza cilindrica media a compressione	f_{cm} [MPa]	33.00					
Resistenza media a trazione per flessione	f_{ctm} [MPa]	2.56					
Resistenza di progetto a compressione	f_{cd} [MPa]	14.17					
Modulo elastico calcestruzzo	E_{cm} [MPa]	31476					
Acciaio							
<i>Barre: ad Aderenza migliorata</i>							
Resistenza caratteristica a snervamento	f_{yk} [MPa]	450					
Coefficiente parziale di sicurezza	γ_s	1.15					
Resistenza di progetto a snervamento	f_{sd} [MPa]	391.3					
Modulo elastico	E [MPa]	200000					
VERIFICA DI RESISTENZA A TAGLIO							
Per la verifica a taglio si fa riferimento al metodo di Clarke-Birjandi 1993:							
	$\sin(\alpha) = 2r_s/\pi r$	$\cos(0 < \alpha < \pi/2)$	[-]	0.528			
	$A_v = r^2 [\pi/2 + \alpha + \sin(\alpha)\cos(\alpha)]$		[cm ²]	6440			
	$d = r[1 + \sin(\alpha)]$		[cm]	76.4			
	$b_w = A_v/d$		[cm]	84.3			
Sollecitazioni di progetto							
Taglio sollecitante = max Taglio (SLU,SLV)	V_{Ed} [kN]	310					
Sforzo Normale concomitante al massimo taglio	N_{Ed} [kN]	0					
Verifica di resistenza in assenza di armatura specifica							
Resistenza a taglio di progetto	V_{Rd1} [kN]	350					
Coefficiente di sicurezza	V_{Rd1}/V_{Ed}	1.13					
Verifica di resistenza dell'armatura specifica							
$\cotan(\theta)$ di progetto	$\cotan(\theta)$	2.5					
Resistenza a taglio delle bielle compresse in cls	$V_{Rd2}(\theta)$ [kN]	1529					
Resistenza a taglio dell'armatura	$V_{Rd3}(\theta)$ [kN]	507					
Resistenza a taglio di progetto	V_{Rd} [kN]	507					
Coefficiente di sicurezza	V_{Rd}/V_{Ed}	1.64					
VERIFICA DI RESISTENZA A PRESSO-FLESSIONE							
Sollecitazioni di progetto							
		SLU	SLV				
Momento sollecitante	M_{Ed} [kNm]	700	700				
Sforzo Normale concomitante	N_{Ed} [kN]	0	0				
Verifica di resistenza							
		SLU	SLV				
Momento resistente	M_{Rd} [kNm]	1480	1480				
Coefficiente di sicurezza	M_{Rd}/M_{Ed}	2.11	2.11				
DOMINIO M-N							
							

Figura 35. Verifica strutturale del palo – condizione Mmax Nmin

Nel foglio di calcolo lo sforzo normale di compressione è negativo.
Tutte le verifiche risultano soddisfatte.

9. RISULTATI E VERIFICHE – COLONNE 3-5-7-10

9.1 Sollecitazioni di input

Per le azioni derivanti dalla struttura si rimanda al Cap. 17 del report di calcolo della struttura in elevazione (MGE1P2LVSTRSBRR001).

Gli scarichi indicati includono le azioni orizzontali in termini di spinta statica e sismica del terreno mentre risultano assenti le azioni verticali derivanti dal peso della fondazione e del rinterro.

Le azioni sono disposte secondo la terna di assi indicata nella seguente figura, applicate all'estradosso della fondazione.

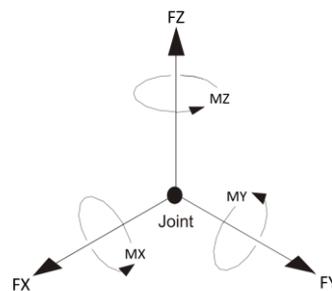


Figura 36. Direzione delle sollecitazioni di input dalla sovrastruttura

Y= Asse longitudinale

X= Asse trasversale

Z= Asse verticale

My= Momento trasv.

Mx= Momento long.

Mz= Momento torcente

La convenzione dei segni utilizzata da Group è la seguente:

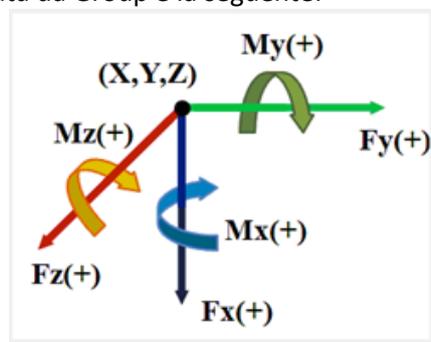


Figura 37. Sistema di riferimento del software Group

Le fondazioni delle Colonne 3, 5, 7 e 10 presentano la stessa geometria. Per tale motivo si è considerato un unico modello di calcolo applicando le combinazioni di carico di ogni fondazione singolarmente. Le verifiche sono poi state svolte per i casi più gravosi allo SLU/SLV e SLE.

Si riportano nel seguito gli scarichi inseriti nel programma:

COLONNA 3	N _{Sd} [kN]	V _{LONG,Sd} [kN]	V _{TRASV,Sd} [kN]	M _{TRASV,Sd} [kNm]	M _{LONG,Sd} [kNm]	M _{TORC,Sd} [kNm]
SLE MAX	3864.21	-1295.93	-87.19	154.22	-2215.98	2.44
SLU/SLV MAX	5334.08	-1708.19	633.37	1116.64	-2912.80	9.91

COLONNA 5	N _{Sd} [kN]	V _{LONG,Sd} [kN]	V _{TRASV,Sd} [kN]	M _{TRASV,Sd} [kNm]	M _{LONG,Sd} [kNm]	M _{TORC,Sd} [kNm]
SLE MAX	2957.31	-373.56	-85.80	151.01	-669.38	2.11
SLU/SLV MAX	4076.03	521.21	661.76	1170.30	923.54	12.73

COLONNA 7	N _{Sd} [kN]	V _{LONG,Sd} [kN]	V _{TRASV,Sd} [kN]	M _{TRASV,Sd} [kNm]	M _{LONG,Sd} [kNm]	M _{TORC,Sd} [kNm]
SLE MAX	3002.34	344.77	-87.09	149.69	617.13	4.23
SLU/SLV MAX	4136.91	963.62	666.34	1164.78	1738.01	19.74

COLONNA 10	N _{Sd} [kN]	V _{LONG,Sd} [kN]	V _{TRASV,Sd} [kN]	M _{TRASV,Sd} [kNm]	M _{LONG,Sd} [kNm]	M _{TORC,Sd} [kNm]
SLE MAX	3501.59	1223.06	-118.37	208.91	2107.10	7.56
SLU/SLV MAX	4838.02	1678.26	787.62	1339.96	2955.67	25.78

P _{proprio} FONDAZIONE			
Area (m)	H (m)	PP (kN)	
20.8	1.5	780	SLE
		1053	SLU

P _{proprio} RINTERRO			
Area (m)	H (m)	PP (kN)	
20.8	1.5	592.8	SLE
		800.28	SLU

I carichi della struttura in elevazione sono stati applicati in corrispondenza delle colonne ad estradosso fondazione mentre il peso proprio della fondazione e del rinterro è stato considerato come carico applicato nel baricentro geometrico ad intradosso fondazione:

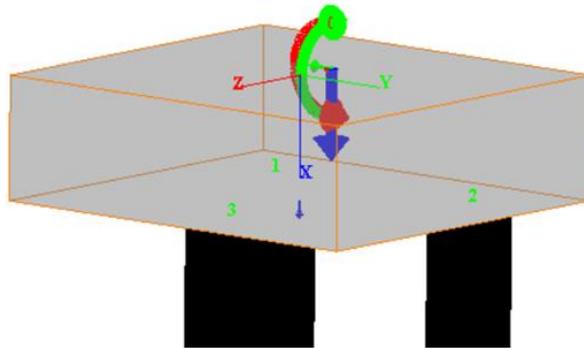


Figura 38. Applicazione dei carichi sulla palificata (piano xyz)

9.2 Risultati delle analisi

Il modello di calcolo riprende le geometrie in precedenza riportate, ed associa alle caratteristiche del palo quelle del terreno con la stratificazione riportata al par.4.3.

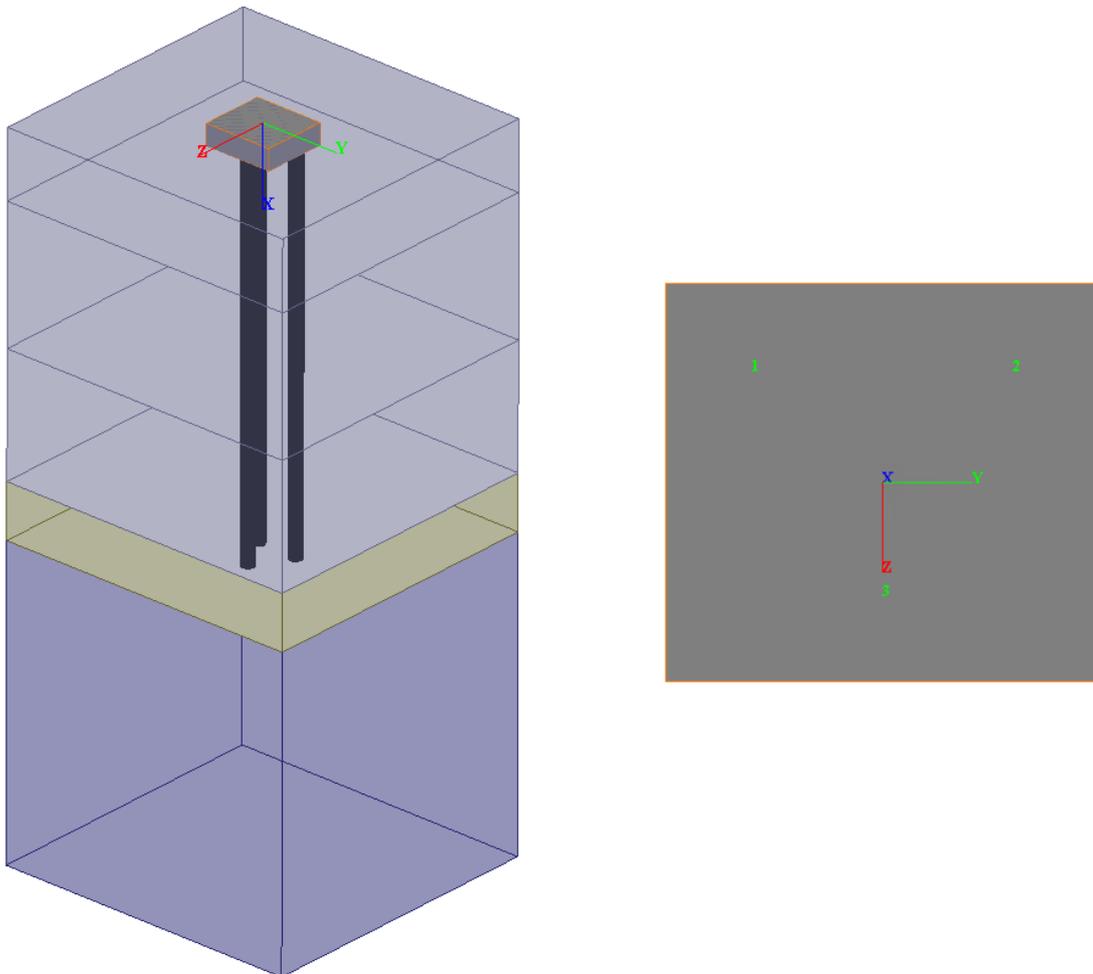


Figura 39. Modello fondazione colonne 3-5-7-10

I risultati sintetici sono di seguito riassunti per gli involuipi massimi e minimi delle combinazioni di carico analizzate:

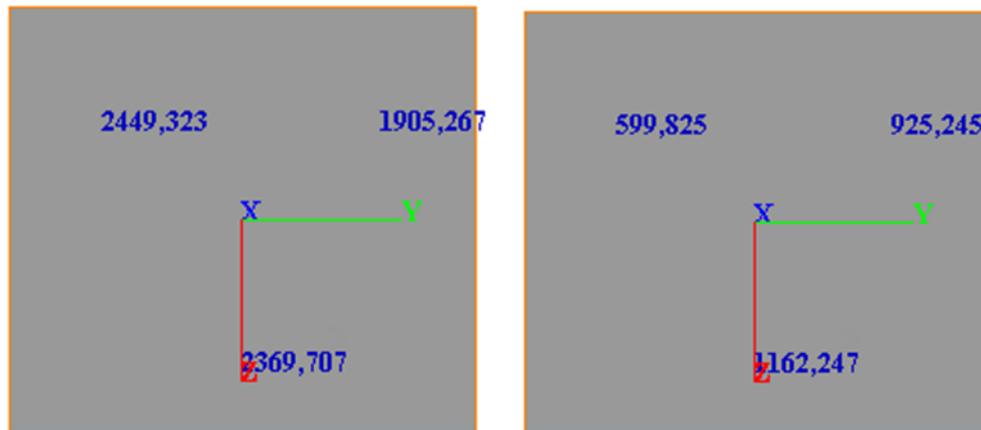


Figura 40. Involuppo delle sollecitazioni assiali massime (sx) e minime (dx) – Combinazione SLE

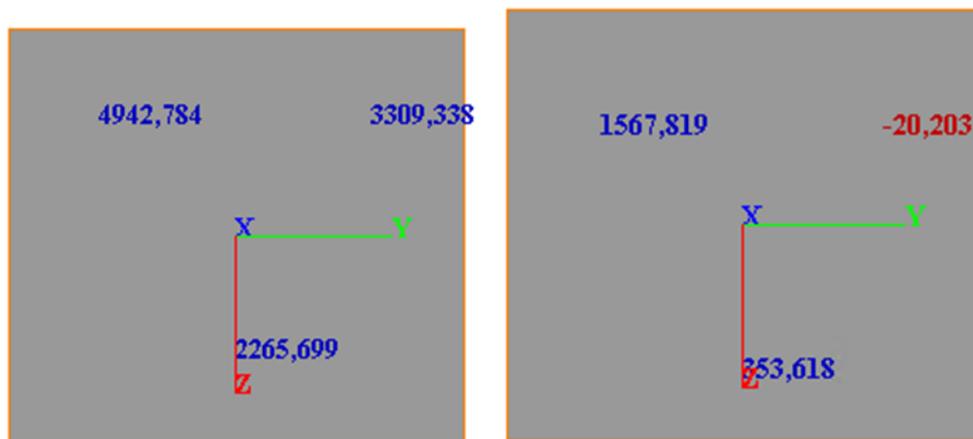


Figura 41. Involuppo delle sollecitazioni assiali massime (sx) e minime (dx) – Combinazione SLU/SLV

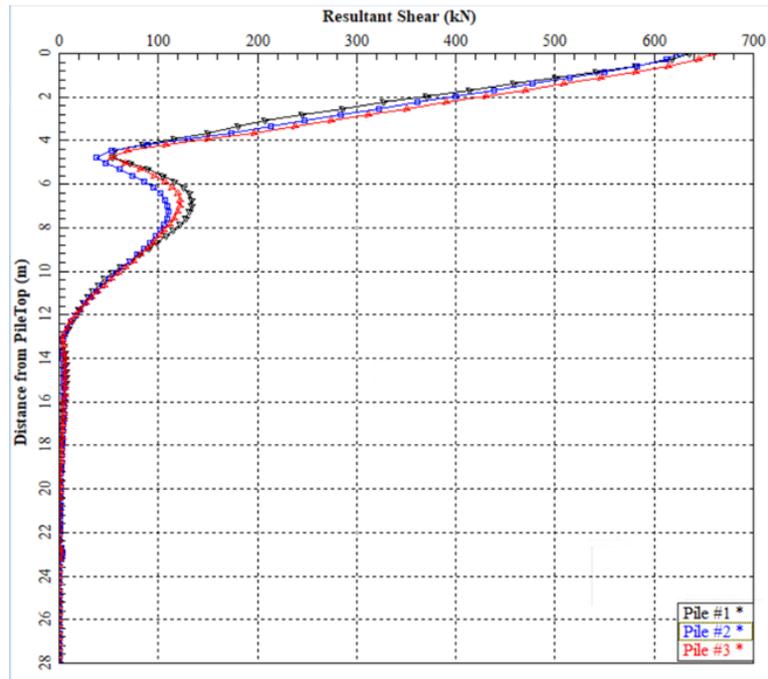


Figura 42. Andamento del taglio lungo i pali (SLU)

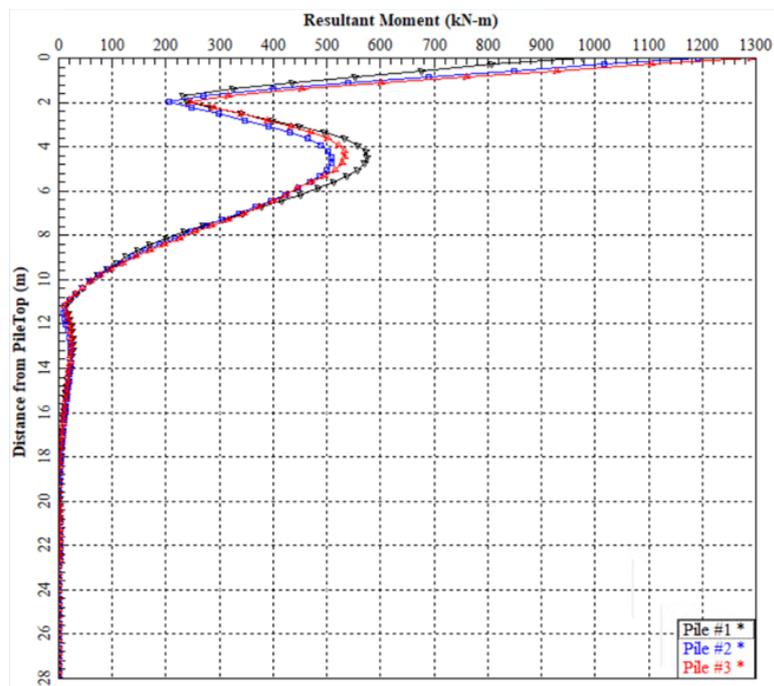


Figura 43. Andamento del momento flettente lungo i pali (SLU)

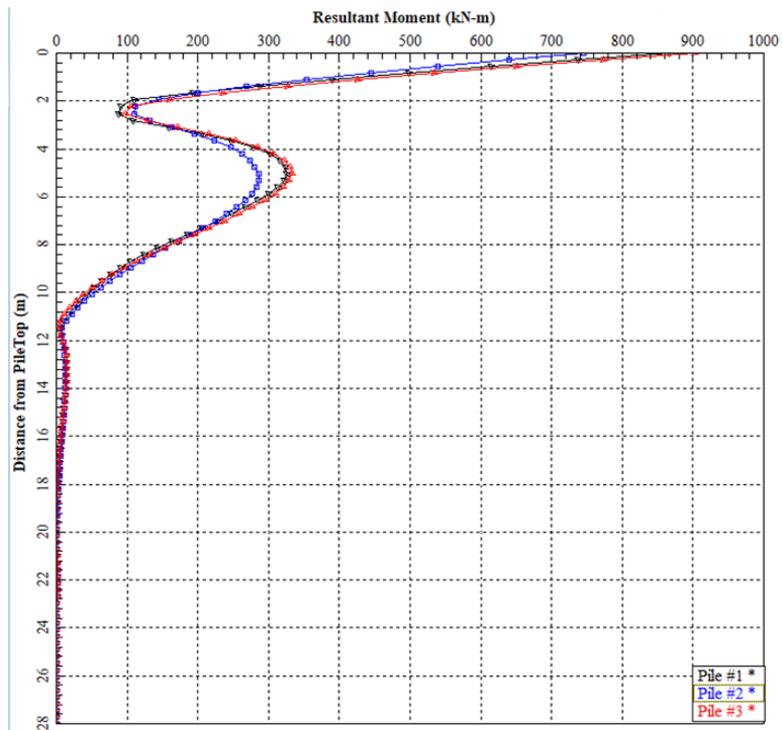


Figura 44. Andamento del momento flettente lungo i pali (SLE)

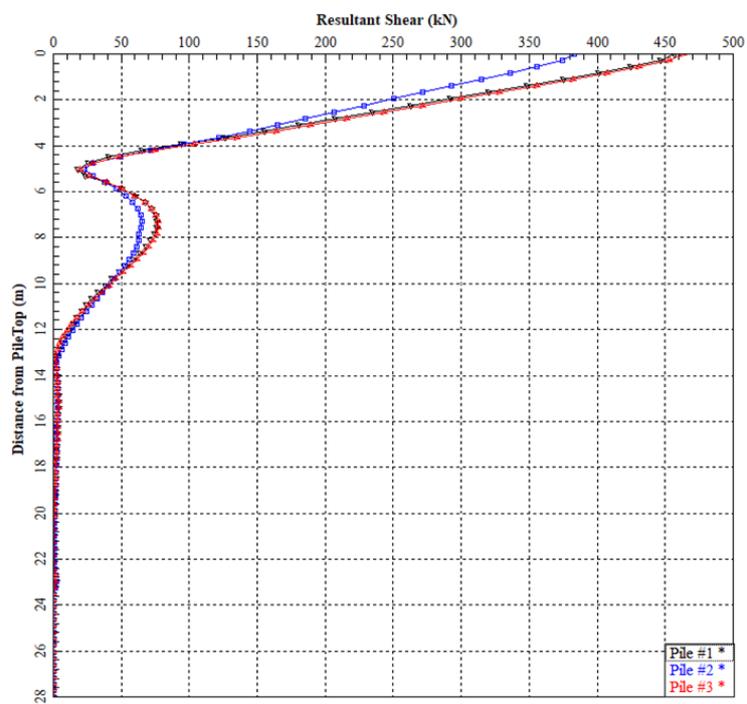


Figura 45. Andamento del taglio lungo i pali (SLE)

9.3 Risultati delle verifiche

9.3.1 Verifica di carico limite verticale della palificata

Metodo di Tomlinson (1994):

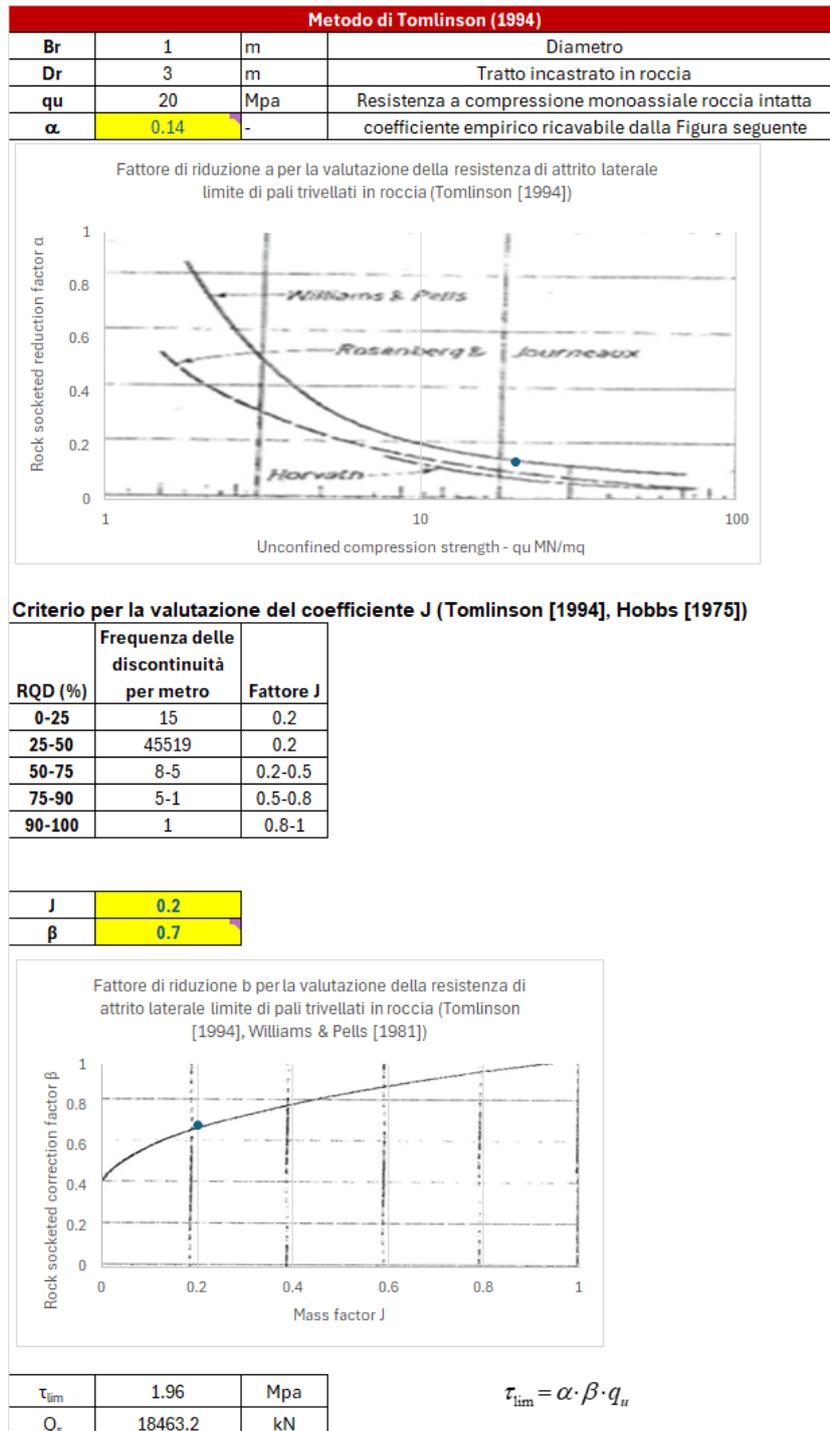


Figura 46. Risultati metodo di Tomlinson (1994)

Metodo di Kulhawy, F.H., & Phoon, K.K. (1993):

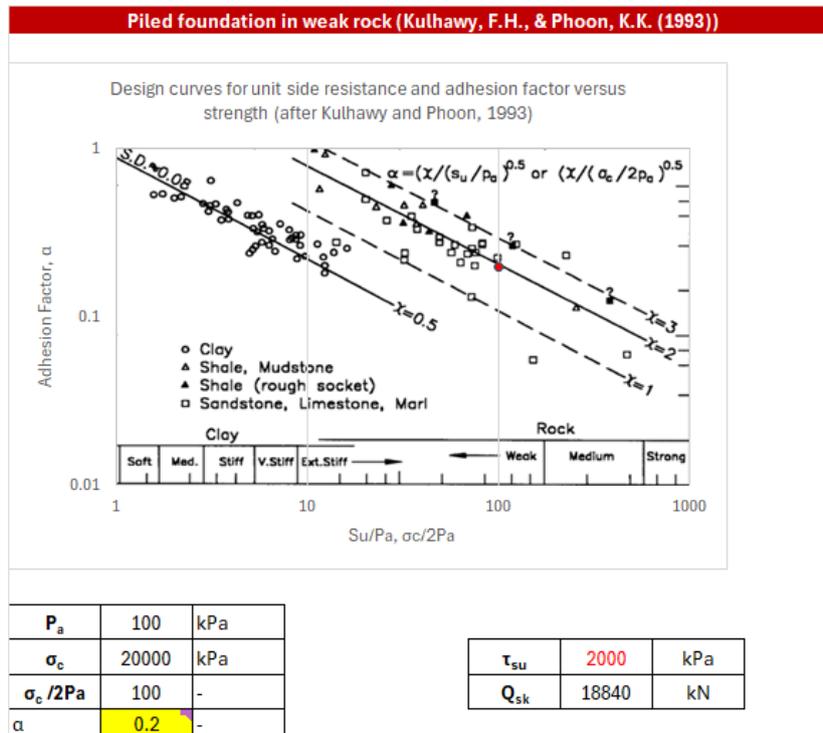


Figura 47. Risultati metodo di Kulhawy, F.H., & Phoon, K.K. (1993)

I due metodi forniscono valori pressochè uguali, quindi si ritiene valido utilizzare il metodo di Tomlinson (leggermente più cautelativo):

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
n. di verticali indagate	ξ						
1	1.70						
Coefficiente di resistenza		γR					
Base	1.35						
Laterale in compressione	1.15						
Laterale in trazione	1.25						
Metodo adottato	Tomlinson						
q_s (kPa)	1960.00		Q_s (kN)	18463.2			
f_{ctd} (MPa)	1.193789076		>	q_{sd} (MPa)	1.152941		
se $q_{sd} > f_{cd}$ devi limitare la tensione limite all' f_{cd}							
Valore utilizzato	1.152941176 Mpa		18463.20 kN				
$R_{d,c}$	9444.09		kN				
							Resistenza di calcolo a compressione
$R_{d,t}$	8688.56		kN				
							Resistenza di calcolo a trazione

VERIFICA A COMPRESSIONE			
	$N_{d,c}$ (kN)	$R_{d,c}$ (kN)	FS (+)
SLU - (A1+M1+R3)	5657	9444	1.67
SLV - (EQK+M1+R3)	5492	9444	1.72

VERIFICA A TRAZIONE			
	$N_{d,c}$ (kN)	$R_{d,c}$ (kN)	FS (-)
SLU - (A1+M1+R3)	20	8689	430.13
SLV - (EQK+M1+R3)	20	8689	434.43

Figura 48. Risultati delle verifiche

Tutte le verifiche risultano soddisfatte.

9.3.2 Verifica carico limite in direzione trasversale

Il momento plastico del palo è definito da una armatura costituita da 20Φ26+20Φ26, che fornisce un valore di 2560.9 kN m.

Calcolo del momento di plasticizzazione di una sezione circolare

Diametro = 1000 (mm)
 Raggio = 500 (mm)
 Sforzo Normale = 0 (kN)

Caratteristiche dei Materiali

calcestruzzo

Rck = 30 (Mpa)
 fck = 25 (Mpa)
 $\gamma_c = 1.5$
 $\alpha_{cc} = 0.85$

$f_{cd} = \alpha_{cc} f_{ck} / \gamma_c = 14.17$ (Mpa)

Acciaio

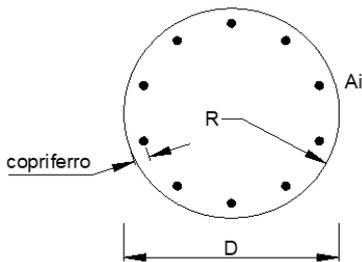
tipo di acciaio

$f_{yk} = 450$ (Mpa)
 $\gamma_s = 1.15$
 $f_{yd} = f_{yk} / \gamma_s = 391.3$ (Mpa)
 $E_s = 206000$ (Mpa)

$\epsilon_{ys} = 0.190\%$
 $\epsilon_{uk} = 10.000\%$

Armature

numero	diametro (mm)	area (mm ²)	copriferro (mm)
20	φ 26	10619	86
20	φ 26	10619	138
0	φ 8	0	30



Calcolo

Momento di Plasticizzazione

$M_y = 2560.9$ (kN m)

Inserisci

Figura 49. Definizione del momento di plasticizzazione

La figura seguente mostra i risultati in termini di carico limite in direzione trasversale:

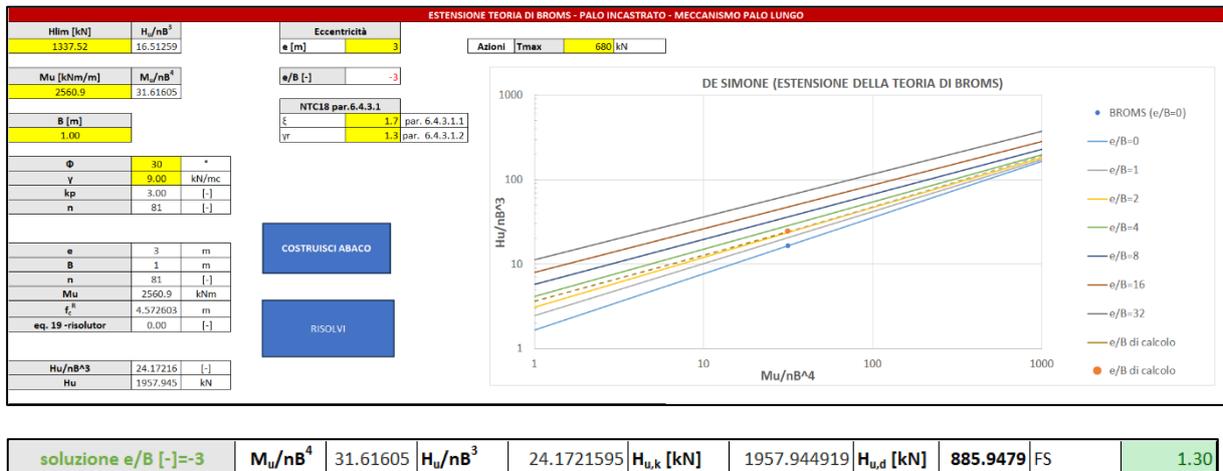


Figura 50. Calcolo della capacità portante in direzione trasversale

Tutte le verifiche risultano soddisfatte.

9.3.3 Verifica dei cedimenti allo SLE

Si riportano di seguito i valori degli spostamenti verticali ottenuti per i plinti di fondazione su pali nella combinazione SLE:

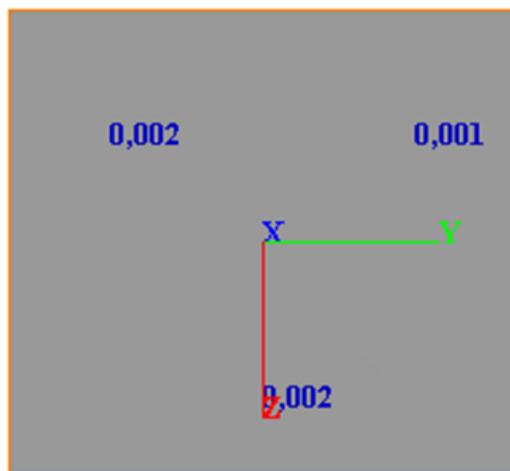


Figura 51. Cedimento massimo su ciascun palo (SLE)

I valori calcolati sono pienamente compatibili con la funzionalità dell'opera.

Si riportano, in aggiunta, i valori di spostamento in fondazione, i quali risultano anche essi accettabili:

Tabella 10. Spostamenti e rotazioni del plinto di fondazione

u_x (m)	u_y (m)	u_z (m)	θ_x (rad)	θ_y (rad)	θ_z (rad)
0.0013	0.0056	0.0011	0.00013	0.00034	0.00037



9.3.4 Verifica strutturale del palo

Le verifiche strutturali SLE/SLU/SLV vengono eseguite per confronto tra le sollecitazioni di calcolo (ottenute a partire dai risultati del modello numerico applicando gli opportuni coefficienti parziali) e le resistenze di calcolo (definite dai punti MRd, NRd che definiscono il dominio resistente nel piano M, N).

Le armature previste nei pali sono le seguenti:

Gabbia 1 L=12m:

- Armatura longitudinale: 20+20 \varnothing 26
- Spirale: \varnothing 12/20
- Il copriferro previsto è pari a 6 cm.

Gabbia 2 L=12m:

- Armatura longitudinale: 20 \varnothing 26
- Spirale: \varnothing 12/20
- Il copriferro previsto è pari a 6 cm.

Gabbia 3 L=7.9m:

- Armatura longitudinale: 20+20 \varnothing 26
- Spirale: \varnothing 12/20
- Il copriferro previsto è pari a 6 cm.

Si definisce di conseguenza una incidenza media di armatura pari a 190 kg/mc.

1-VER-C.A_SHEAR&FLEX-circular_R30_Colonne3-5-7-10

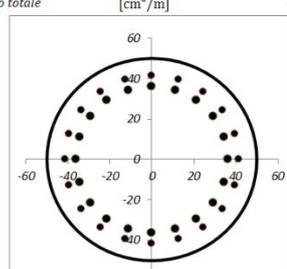
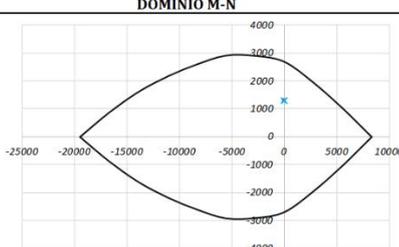
INPUT				OUTPUT					
SOLECITAZIONI DI VERIFICA				VERIFICHE IN ESERCIZIO					
Approccio di verifica: NTC18 / EC 2 -2									
Combinazione	N_{Ed} [kN]	M_{Ed} [kNm]	V_{Ed} [kN]	Verifica Tensionale					
<i>SLE Quasi Permanente</i>	0	0	0	Calcestruzzo <i>SLE Quasi Permanente</i>	σ_c [MPa]	0.00	σ limite < 11.25		
<i>SLE Frequente</i>	0	900	460	Calcestruzzo <i>SLE Rara</i>	σ_c [MPa]	8.70	< 15.00		
<i>SLE Rara</i>	0	900	460	Acciaio <i>SLE Rara</i>	σ_s [MPa]	191.2	< 360.00		
<i>SLU</i>	20	1300	680						
<i>SLV</i>	20	1300	680						
CARATTERISTICHE GEOMETRICHE DELLA SEZIONE IN C.A.									
Geometria della sezione									
Diametro	D	100	[cm]						
Copriferro netto	c	6.0	[cm]						
Area calcestruzzo	A_{cl}	7854	[cm ²]						
Copriferro baricentrico	C_{baric}	11.1	[cm]						
Altezza utile della sezione	d	88.9	[cm]						
Armatura longitudinale									
		1° STRATO	2° STRATO						
Numero Barre	n_{barre} [-]	20	20						
Diametro	Φ [mm]	26	26						
Posizione dal lembo esterno	C_{baric} [cm]	8.5	13.7						
Area strato	A_{st} [cm ²]	106.19	106.19						
Rapporto di armatura	ρ [%]	2.704%							
% minima di armatura	ρ_{min} [%]	0.40%							
Armatura trasversale (spirale/staffe/spilli)									
		1° TIPO	2° TIPO	3° TIPO					
Diametro	ϕ [mm]	12	0	0					
Numero bracci	n_{br}	2	0	0					
Passo	s_w [cm]	20	0	0					
Area armatura a metro per tipo	A_{sw}/s_w	11.31	0	0					
Area armatura a metro totale	[cm ² /m]	11.31							
 <p>Disposizione delle barre nella sezione trasversale</p>									
Verifica Interassi e interferri									
		1° STRATO	2° STRATO						
Interferro di progetto	[cm]	10.00	9.00						
Interferro minimo	[cm]	5.40	5.40						
Interasse di progetto	[cm]	13.00	11.00						
Interasse massimo	[cm]	25.00							
CARATTERISTICHE REOLOGICHE DEI MATERIALI									
Calcestruzzo									
Resistenza cubica a compressione	R_{ck} [MPa]	30							
Resistenza cilindrica caratteristica a compressione	f_{ck} [MPa]	25							
Resistenza cilindrica media a compressione	f_{cm} [MPa]	33.00							
Resistenza media a trazione per flessione	f_{ctm} [MPa]	2.56							
Resistenza di progetto a compressione	f_{cd} [MPa]	14.17							
Modulo elastico calcestruzzo	E_{cm} [MPa]	31476							
Acciaio									
<i>Barre: ad Aderenza migliorata</i>									
Resistenza caratteristica a snervamento	f_{yk} [MPa]	450							
Coefficiente parziale di sicurezza	γ_s	1.15							
Resistenza di progetto a snervamento	f_{sd} [MPa]	391.3							
Modulo elastico	E [MPa]	200000							
				VERIFICA DI RESISTENZA A TAGLIO					
				Per la verifica a taglio si fa riferimento al metodo di Clarke-Birjandi 1993:					
				$\sin(\alpha) = 2r/\pi r \quad \text{con } (0 < \alpha < \pi/2)$ [-] 0.528 $A_v = r^2 [\pi/2 + \alpha + \sin(\alpha)\cos(\alpha)]$ [cm ²] 6440 $d = r[1 + \sin(\alpha)]$ [cm] 76.4 $b_w = A_v/d$ [cm] 84.3					
				Sollecitazioni di progetto					
				Taglio sollecitante = max Taglio (SLU,SLV)					
				V_{Ed} [kN]		680			
				Sforzo Normale concomitante al massimo taglio		N_{Ed} [kN] 0			
				Verifica di resistenza in assenza di armatura specifica					
				Resistenza a taglio di progetto		V_{Rd1} [kN] 430			
				Coefficiente di sicurezza		V_{Rd1}/V_{Ed} 0.63			
				Verifica di resistenza dell'armatura specifica					
				CoTan(θ) di progetto		cotan(θ) 2.5			
				Resistenza a taglio delle bielle compresse in cls		$V_{Rd2}(\theta)$ [kN] 1529			
				Resistenza a taglio dell'armatura		$V_{Rd3}(\theta)$ [kN] 761			
				Resistenza a taglio di progetto		V_{Rd} [kN] 761			
				Coefficiente di sicurezza		V_{Rd}/V_{Ed} 1.12			
				VERIFICA DI RESISTENZA A PRESSO-FLESSIONE					
				Sollecitazioni di progetto					
						SLU		SLV	
				Momento sollecitante		M_{Ed} [kNm] 1300		1300	
				Sforzo Normale concomitante		N_{Ed} [kN] 20		20	
				Verifica di resistenza					
				Momento resistente		M_{Rd} [kNm] 2562		2562	
				Coefficiente di sicurezza		M_{Rd}/M_{Ed} 1.97		1.97	
				DOMINIO M-N					
									

Figura 52. Verifica strutturale del palo – condizione Mmax Nmin

Tutte le verifiche risultano soddisfatte.

10. RISULTATI E VERIFICHE – COLONNE 4-6-8-9

10.1 Sollecitazioni di input

Per le azioni derivanti dalla struttura si rimanda al Cap. 17 del report di calcolo della struttura in elevazione (MGE1P2LVSTRSBRR001).

Gli scarichi indicati includono le azioni orizzontali in termini di spinta statica e sismica del terreno mentre risultano assenti le azioni verticali derivanti dal peso della fondazione e del rinterro.

Le azioni sono disposte secondo la terna di assi indicata nella seguente figura, applicate all'estradosso della fondazione.

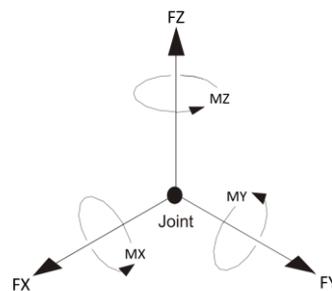


Figura 53. Direzione delle sollecitazioni di input dalla sovrastruttura

Y= Asse longitudinale

X= Asse trasversale

Z= Asse verticale

My= Momento trasv.

Mx= Momento long.

Mz= Momento torcente

La convenzione dei segni utilizzata da Group è la seguente:

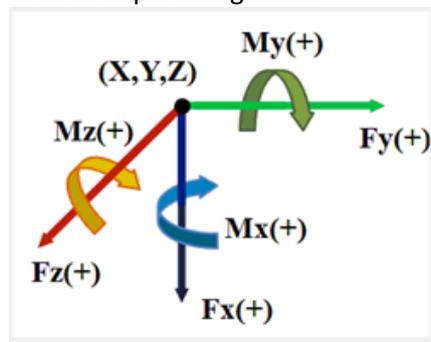


Figura 54. Sistema di riferimento del software Group



Le fondazioni delle Colonne 4, 6, 8 e 9 presentano la stessa geometria. Per tale motivo si è considerato un unico modello di calcolo applicando le combinazioni di carico di ogni fondazione singolarmente. Le verifiche sono poi state svolte per i casi più gravosi allo SLU/SLV e SLE.

Si riportano nel seguito gli scarichi inseriti nel programma:

COLONNA 4	N _{Sd} [kN]	V _{LONG,Sd} [kN]	V _{TRASV,Sd} [kN]	M _{TRASV,Sd} [kNm]	M _{LONG,Sd} [kNm]	M _{TORC,Sd} [kNm]
SLE MAX	3828.38	-1297.59	-87.19	154.22	-2218.91	2.44
SLU/SLV MAX	5271.10	-1710.65	633.37	1116.64	-2917.15	9.91

COLONNA 6	N _{Sd} [kN]	V _{LONG,Sd} [kN]	V _{TRASV,Sd} [kN]	M _{TRASV,Sd} [kNm]	M _{LONG,Sd} [kNm]	M _{TORC,Sd} [kNm]
SLE MAX	2911.62	-374.35	-85.80	151.01	-670.77	2.11
SLU/SLV MAX	4013.13	521.45	661.76	1170.30	924.01	12.73

COLONNA 8	N _{Sd} [kN]	V _{LONG,Sd} [kN]	V _{TRASV,Sd} [kN]	M _{TRASV,Sd} [kNm]	M _{LONG,Sd} [kNm]	M _{TORC,Sd} [kNm]
SLE MAX	2951.55	350.87	-87.09	149.69	626.18	4.23
SLU/SLV MAX	4067.49	961.92	666.34	1164.78	1734.38	19.74

COLONNA 9	N _{Sd} [kN]	V _{LONG,Sd} [kN]	V _{TRASV,Sd} [kN]	M _{TRASV,Sd} [kNm]	M _{LONG,Sd} [kNm]	M _{TORC,Sd} [kNm]
SLE MAX	3625.70	1238.90	-118.37	208.91	2134.92	7.56
SLU/SLV MAX	5007.56	1692.90	787.62	1339.96	2980.81	25.78

P _{proprio} FONDAZIONE			
Area (m)	H (m)	PP (kN)	
20.8	1.5	780	SLE
		1053	SLU

P _{proprio} RINTERRO			
Area (m)	H (m)	PP (kN)	
20.8	1.5	592.8	SLE
		800.28	SLU

I carichi della struttura in elevazione sono stati applicati in corrispondenza delle colonne ad estradosso fondazione mentre il peso proprio della fondazione e del rinterro è stato considerato come carico applicato nel baricentro geometrico ad intradosso fondazione:

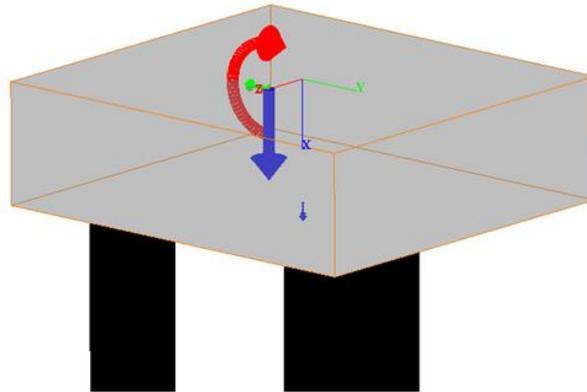


Figura 55. Applicazione dei carichi sulla palificata (piano xyz)

10.2 Risultati delle analisi

Il modello di calcolo riprende le geometrie in precedenza riportate, ed associa alle caratteristiche del palo quelle del terreno con la stratificazione riportata al par.4.3.

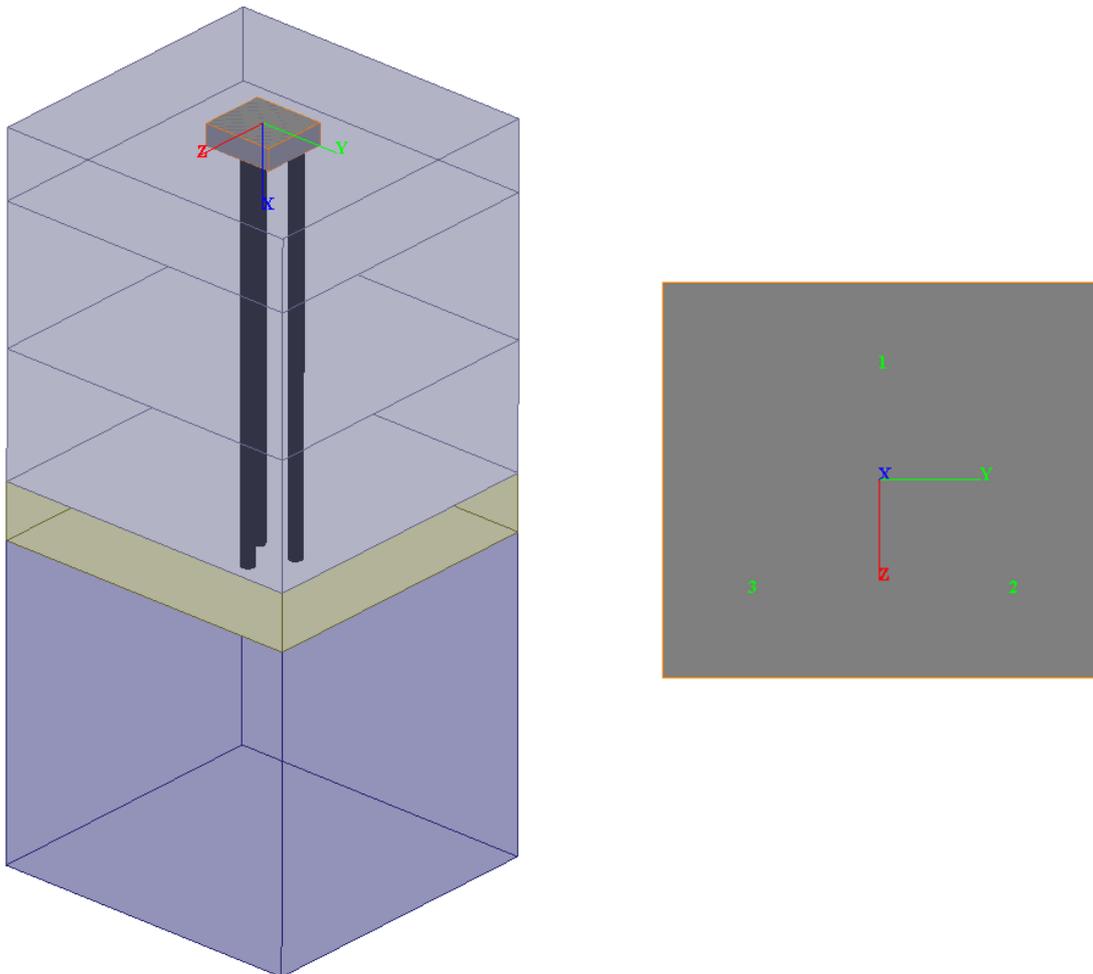


Figura 56. Modello fondazione colonne 3-4-5

I risultati sintetici sono di seguito riassunti per gli involuipi massimi e minimi delle combinazioni di carico analizzate:

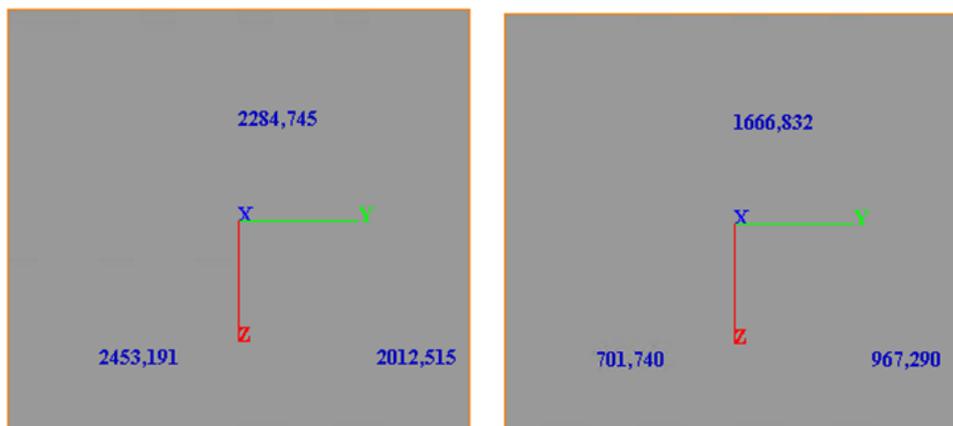


Figura 57. Inviluppo delle sollecitazioni assiali massime (sx) e minime (dx) – Combinazione SLE

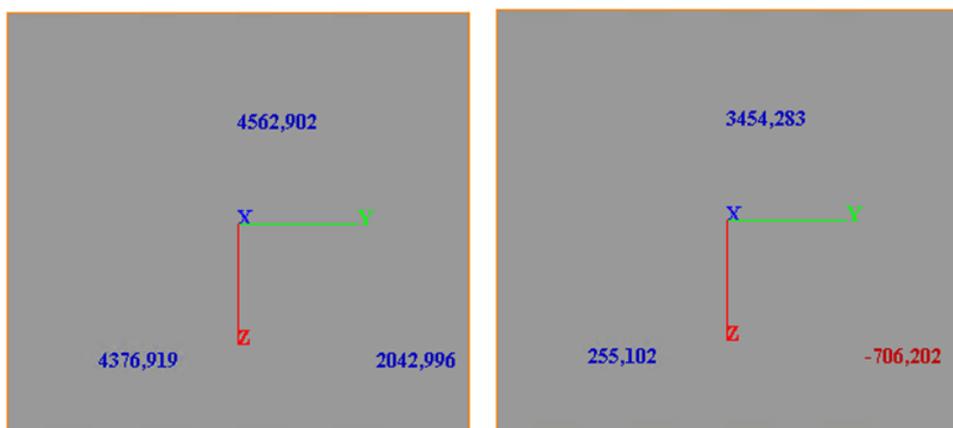


Figura 58. Inviluppo delle sollecitazioni assiali massime (sx) e minime (dx) – Combinazione SLU/SLV

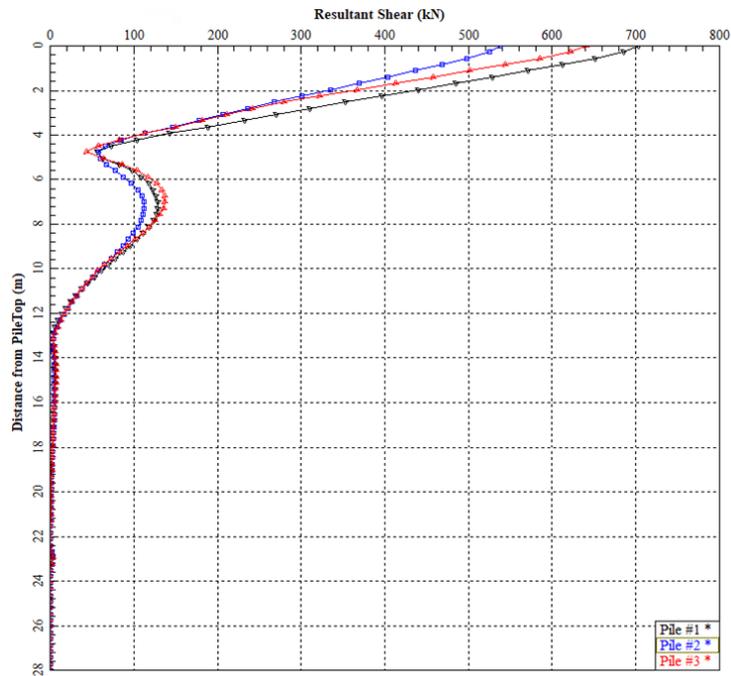


Figura 59. Andamento del taglio lungo i pali (SLU)

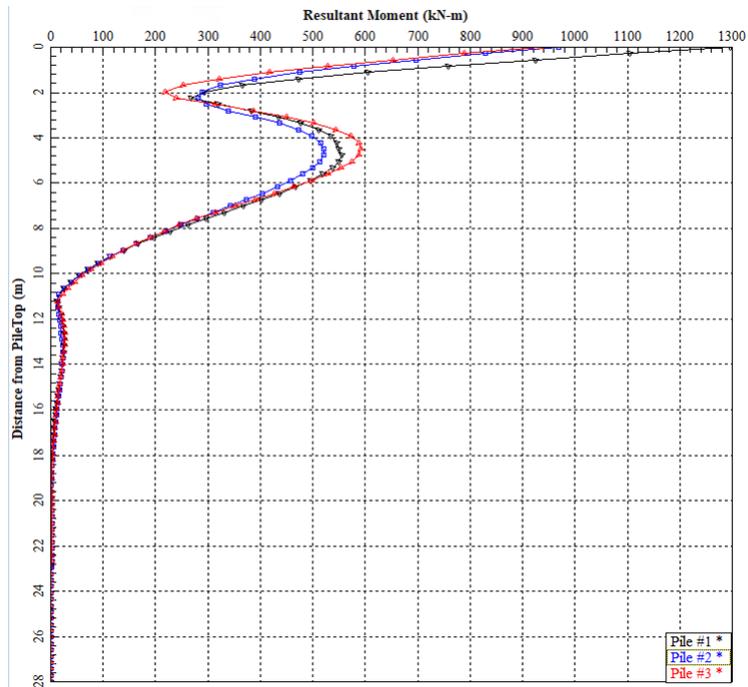


Figura 60. Andamento del momento flettente lungo i pali (SLU)

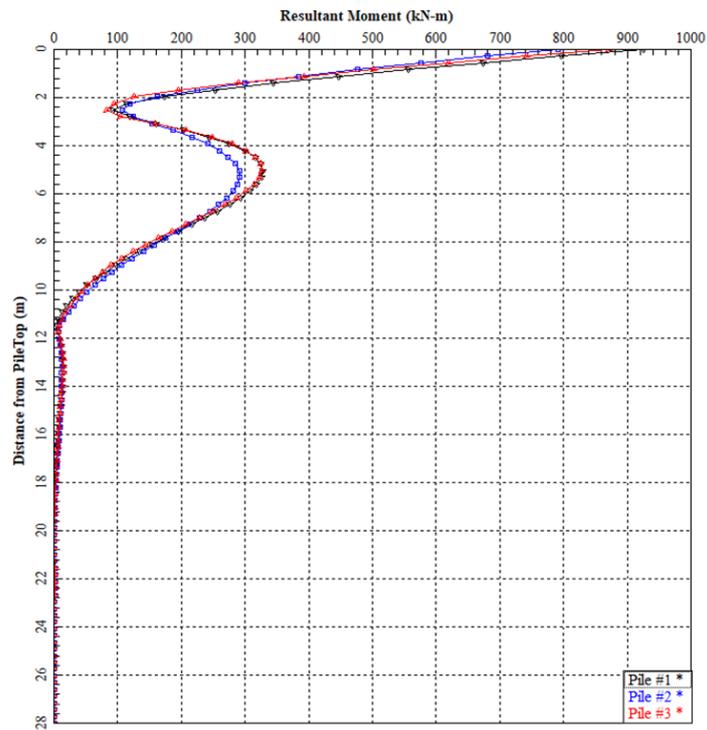


Figura 61. Andamento del momento flettente lungo i pali (SLE)

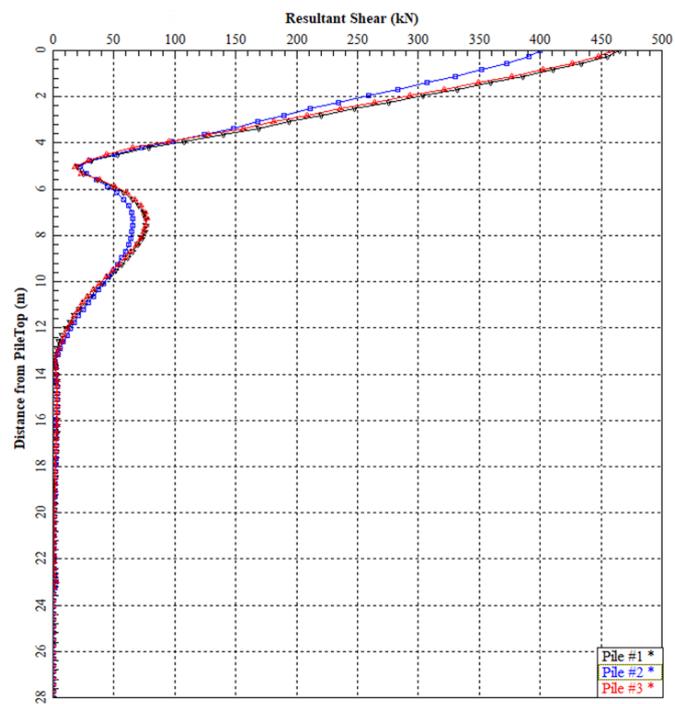


Figura 62. Andamento del taglio lungo i pali (SLE)

10.3 Risultati delle verifiche

10.3.1 Verifica di carico limite verticale della palificata

Metodo di Tomlinson (1994):

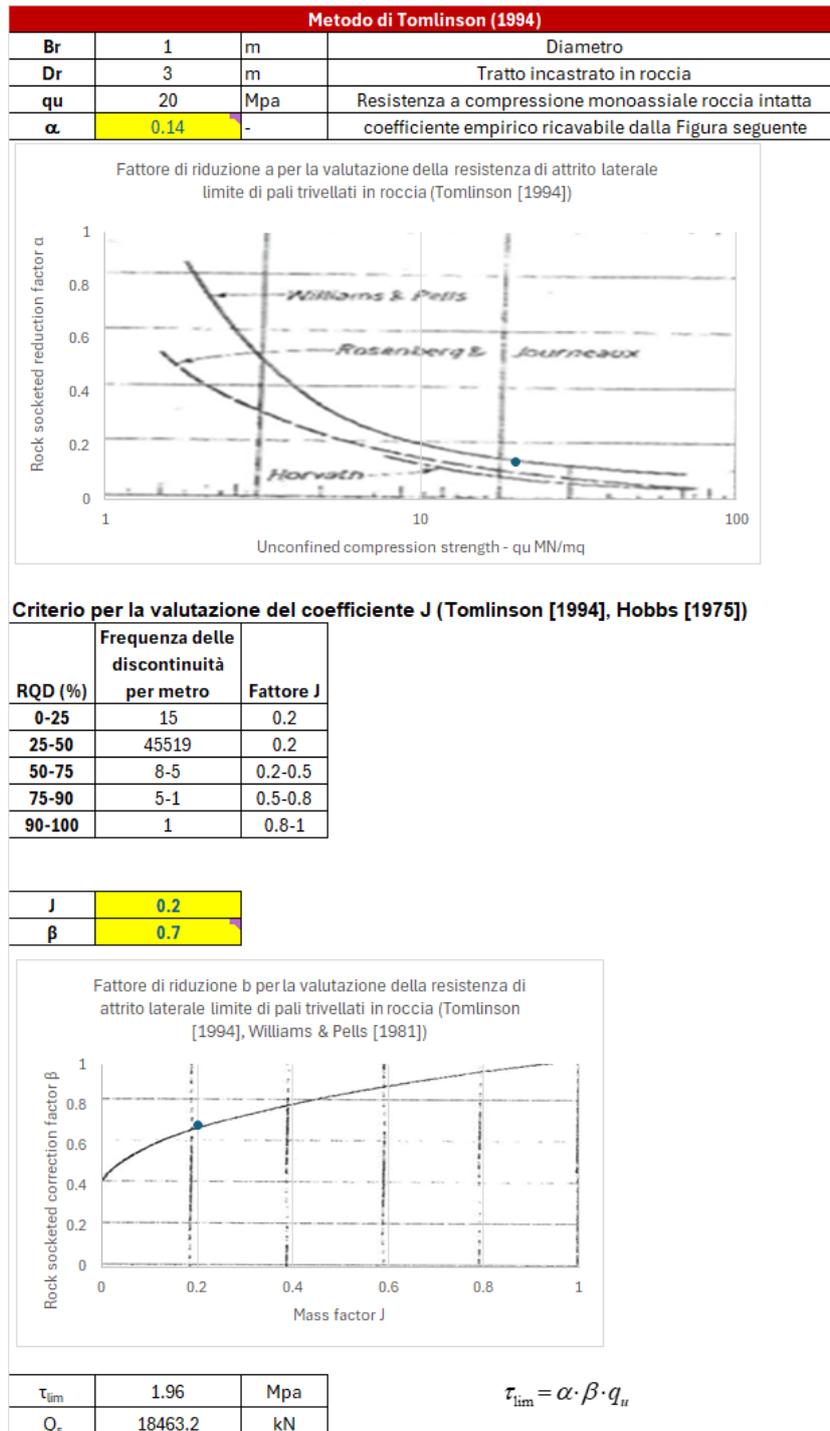


Figura 63. Risultati metodo di Tomlinson (1994)

Metodo di Kulhawy, F.H., & Phoon, K.K. (1993):

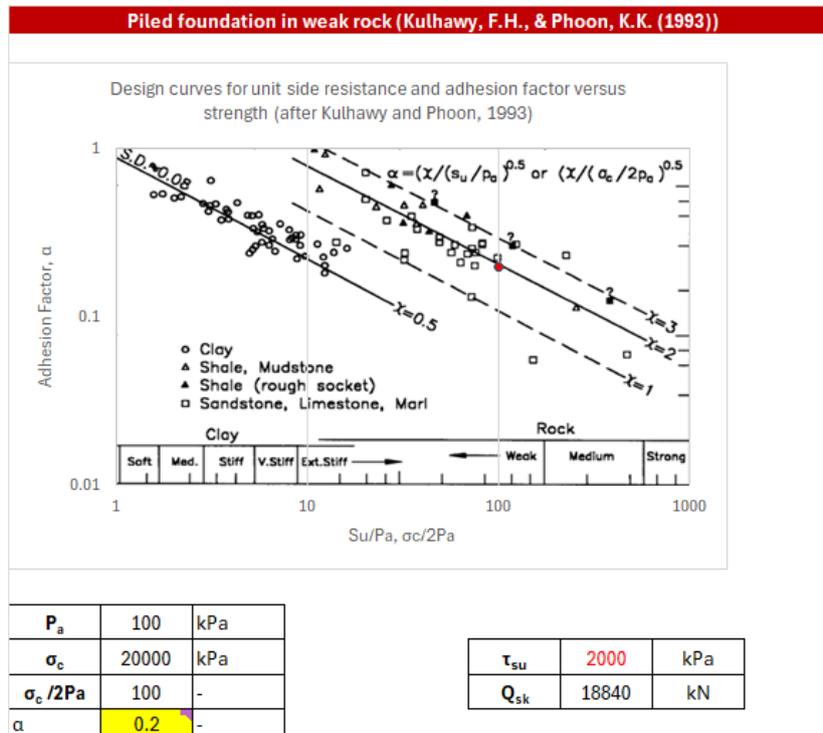


Figura 64. Risultati metodo di Kulhawy, F.H., & Phoon, K.K. (1993)

I due metodi forniscono valori pressochè uguali, quindi si ritiene valido utilizzare il metodo di Tomlinson (leggermente più cautelativo):

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
n. di verticali indagate	ξ						
1	1.70						
Coefficiente di resistenza		γR					
Base	1.35						
Laterale in compressione	1.15						
Laterale in trazione	1.25						
Metodo adottato	Tomlinson						
q_s (kPa)	1960.00	Q_s (kN)	18463.2				
f_{ctd} (MPa)	1.193789076	>	q_{sd} (MPa)	1.152941			
Valore utilizzato	1.152941176 Mpa		18463.20 kN				
$R_{d,c}$	9444.09 kN		Resistenza di calcolo a compressione				
$R_{d,t}$	8688.56 kN		Resistenza di calcolo a trazione				

VERIFICA A COMPRESSIONE			
	N_{d,c} (kN)	R_{d,c} (kN)	FS (+)
SLU - (A1+M1+R3)	5277	9444	1.79
SLV - (EQK+M1+R3)	5113	9444	1.85

VERIFICA A TRAZIONE			
	N_{d,c} (kN)	R_{d,c} (kN)	FS (-)
SLU - (A1+M1+R3)	706	8689	12.30
SLV - (EQK+M1+R3)	706	8689	12.30

Figura 65. Risultati delle verifiche

Tutte le verifiche risultano soddisfatte.

10.3.2 Verifica carico limite in direzione trasversale

Il momento plastico del palo è definito da una armatura costituita da 20Φ26+20Φ26, che fornisce un valore di 2560.9 kN m.

Calcolo del momento di plasticizzazione di una sezione circolare

Diametro = 1000 (mm)
 Raggio = 500 (mm)
 Sforzo Normale = 0 (kN)

Caratteristiche dei Materiali

calcestruzzo

Rck = 30 (Mpa)
 fck = 25 (Mpa)
 $\gamma_c = 1.5$
 $\alpha_{cc} = 0.85$

$f_{cd} = \alpha_{cc} f_{ck} / \gamma_c = 14.17$ (Mpa)

Acciaio

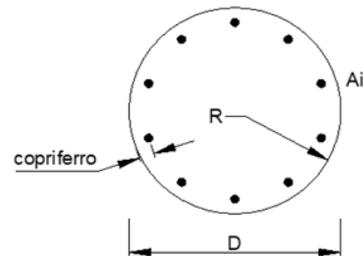
tipo di acciaio

$f_{yk} = 450$ (Mpa)
 $\gamma_s = 1.15$
 $f_{yd} = f_{yk} / \gamma_s = 391.3$ (Mpa)
 $E_s = 206000$ (Mpa)

$\epsilon_{ys} = 0.190\%$
 $\epsilon_{uk} = 10.000\%$

Armature

numero	diametro (mm)	area (mm ²)	copriferro (mm)
20	φ 26	10619	86
20	φ 26	10619	138
0	φ 8	0	30



Calcolo

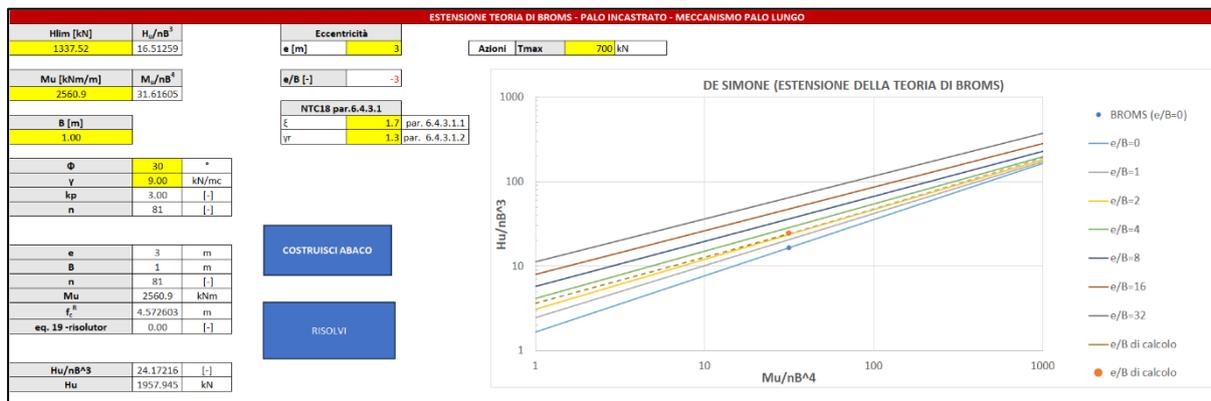
Momento di Plasticizzazione

$M_y = 2560.9$ (kN m)

Inserisci

Figura 66. Definizione del momento di plasticizzazione

La figura seguente mostra i risultati in termini di carico limite in direzione trasversale:



soluzione e/B [-]=-3	M_u/nB^4	31.61605	H_u/nB^3	24.1721595	$H_{u,k}$ [kN]	1957.944919	$H_{u,d}$ [kN]	885.9479	FS	1.27
-----------------------------	------------	----------	------------	------------	----------------	-------------	----------------	-----------------	----	-------------

Figura 67. Calcolo della capacità portante in direzione trasversale

Tutte le verifiche risultano soddisfatte.

10.3.3 Verifica dei cedimenti allo SLE

Si riportano di seguito i valori degli spostamenti verticali ottenuti per i plinti di fondazione su pali nella combinazione SLE:

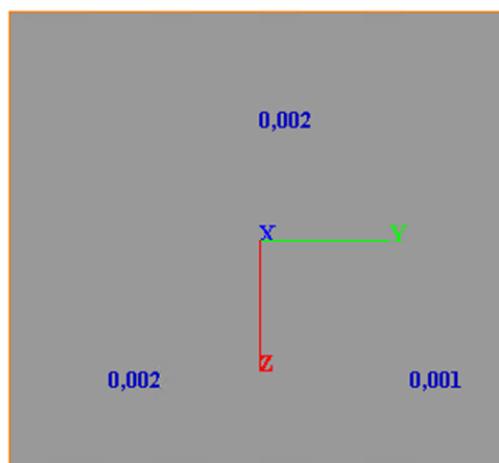


Figura 68. Cedimento massimo su ciascun palo (SLE)

I valori calcolati sono pienamente compatibili con la funzionalità dell'opera.

Si riportano, in aggiunta, i valori di spostamento in fondazione, i quali risultano anche essi accettabili:

Tabella 11. Spostamenti e rotazioni del plinto di fondazione

u_x (m)	u_y (m)	u_z (m)	θ_x (rad)	θ_y (rad)	θ_z (rad)
0.0013	0.0057	0.00035	0.00031	3.15e-5	0.00037



10.3.4 Verifica strutturale del palo

Le verifiche strutturali SLE/SLU/SLV vengono eseguite per confronto tra le sollecitazioni di calcolo (ottenute a partire dai risultati del modello numerico applicando gli opportuni coefficienti parziali) e le resistenze di calcolo (definite dai punti MRd, NRd che definiscono il dominio resistente nel piano M, N).

Le armature previste nei pali sono le seguenti:

Gabbia 1 L=12m:

- Armatura longitudinale: 20+20 \varnothing 26
- Spirale: \varnothing 12/20
- Il copriferro previsto è pari a 6 cm.

Gabbia 2 L=12m:

- Armatura longitudinale: 20 \varnothing 26
- Spirale: \varnothing 12/20
- Il copriferro previsto è pari a 6 cm.

Gabbia 3 L=7.9m:

- Armatura longitudinale: 20+20 \varnothing 26
- Spirale: \varnothing 12/20
- Il copriferro previsto è pari a 6 cm.

Si definisce di conseguenza una incidenza media di armatura pari a 190 kg/mc.

1-VER-C.A_SHEAR&FLEX-circular_R30_Colonne4-6-8-9

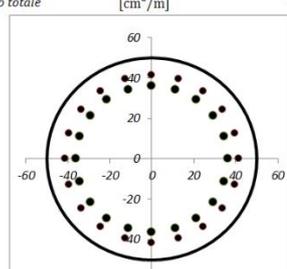
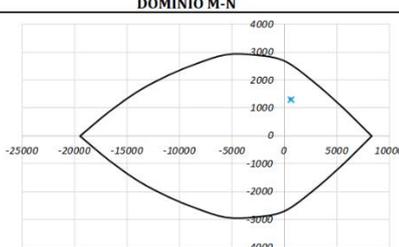
INPUT				OUTPUT			
SOLECITAZIONI DI VERIFICA				VERIFICHE IN ESERCIZIO			
Approccio di verifica: NTC18 / EC 2 -2							
Combinazione	N_{Ed} [kN]	M_{Ed} [kNm]	V_{Ed} [kN]	Verifica Tensionale			
<i>SLE Quasi Permanente</i>	0	0	0	Calcestruzzo SLE Quasi Permanente	σ_c [MPa]	0.00	< 11.25
<i>SLE Frequente</i>	0	920	460	Calcestruzzo SLE Rara	σ_{cr} [MPa]	8.89	< 15.00
<i>SLE Rara</i>	0	920	460	Acciaio SLE Rara	σ_{sr} [MPa]	195.4	< 360.00
<i>SLU</i>	706	1300	700				
<i>SLV</i>	706	1300	700				
CARATTERISTICHE GEOMETRICHE DELLA SEZIONE IN C.A.							
Geometria della sezione							
Diametro	D	100	[cm]				
Copriferro netto	c	6.0	[cm]				
Area calcestruzzo	A_{cl}	7854	[cm ²]				
Copriferro baricentrico	C_{baric}	11.1	[cm]				
Altezza utile della sezione	d	88.9	[cm]				
Armatura longitudinale							
		1° STRATO	2° STRATO				
Numero Barre	n_{barre} [-]	20	20				
Diametro	ϕ [mm]	26	26				
Posizione dal lembo esterno	C_{baric} [cm]	8.5	13.7				
Area strato	A_{st} [cm ²]	106.19	106.19				
Rapporto di armatura	ρ [%]	2.704%					
% minima di armatura	ρ_{min} [%]	0.40%					
Armatura trasversale (spirale/staffe/spilli)							
Diametro	ϕ [mm]	12	0	0			
Numero bracci	n_{br}	2	0	0			
Passo	s_{vr} [cm]	20	0	0			
Area armatura a metro per tipo	A_{sv}/s_{sv}	11.31	0	0			
Area armatura a metro totale	[cm ² /m]	11.31					
 <p style="text-align: center;">Disposizione delle barre nella sezione trasversale</p>							
Verifica Interassi e interferri							
		1° STRATO	2° STRATO				
Interferro di progetto	[cm]	10.00	9.00				
Interferro minimo	[cm]	5.40	5.40				
Interasse di progetto	[cm]	13.00	11.00				
Interasse massimo	[cm]	25.00					
CARATTERISTICHE REOLOGICHE DEI MATERIALI							
Calcestruzzo							
Resistenza cubica a compressione	R_{ck} [MPa]	30					
Resistenza cilindrica caratteristica a compressione	f_{ck} [MPa]	25					
Resistenza cilindrica media a compressione	f_{cm} [MPa]	33.00					
Resistenza media a trazione per flessione	f_{ctm} [MPa]	2.56					
Resistenza di progetto a compressione	f_{cd} [MPa]	14.17					
Modulo elastico calcestruzzo	E_{cm} [MPa]	31476					
Acciaio							
<i>Barre: ad Aderenza migliorata</i>							
Resistenza caratteristica a snervamento	f_{yk} [MPa]	450					
Coefficiente parziale di sicurezza	γ_s	1.15					
Resistenza di progetto a snervamento	f_{sd} [MPa]	391.3					
Modulo elastico	E [MPa]	200000					
				VERIFICA DI RESISTENZA A TAGLIO			
				Per la verifica a taglio si fa riferimento al metodo di Clarke-Birjandi 1993:			
				$\sin(\alpha) = 2r_s/\pi r$ con $(0 < \alpha < \pi/2)$ [-] 0.528 $A_v = r^2 [\pi/2 + \alpha + \sin(\alpha)\cos(\alpha)]$ [cm ²] 6440 $d = r[1 + \sin(\alpha)]$ [cm] 76.4 $b_w = A_v/d$ [cm] 84.3			
				Sollecitazioni di progetto			
				Taglio sollecitante = max Taglio (SLU,SLV)			
				V_{Ed} [kN]		700	
				Sforzo Normale concomitante al massimo taglio		N_{Ed} [kN]	
						0	
				Verifica di resistenza in assenza di armatura specifica			
				V_{Rd1} [kN]		430	
				Coefficiente di sicurezza		0.61	
				Verifica di resistenza dell'armatura specifica			
				CoTan(θ) di progetto			
				cotan(θ)		2.5	
				Resistenza a taglio delle bielle compresse in cls		$V_{Rd1}(\theta)$ [kN]	
						1529	
				Resistenza a taglio dell'armatura		$V_{Rd2}(\theta)$ [kN]	
						761	
				Resistenza a taglio di progetto		V_{Rd} [kN]	
						761	
				Coefficiente di sicurezza		1.09	
				VERIFICA DI RESISTENZA A PRESSO-FLESSIONE			
				Sollecitazioni di progetto			
						SLU	
						SLV	
				Momento sollecitante		M_{Ed} [kNm]	
						1300	
				Sforzo Normale concomitante		N_{Ed} [kN]	
						706	
				Verifica di resistenza			
						SLU	
						SLV	
				Momento resistente		M_{Rd} [kNm]	
						2434	
				Coefficiente di sicurezza		M_{Rd}/M_{Ed}	
						1.87	
				DOMINIO M-N			
							

Figura 69. Verifica strutturale del palo – condizione Mmax Nmin

Tutte le verifiche risultano soddisfatte.

11. RISULTATI E VERIFICHE – COLONNE 10-11

11.1 Sollecitazioni di input

Per le azioni derivanti dalla struttura si rimanda al Cap. 17 del report di calcolo della struttura in elevazione (MGE1P2LVSTRSBRR001).

Gli scarichi indicati includono le azioni orizzontali in termini di spinta statica e sismica del terreno mentre risultano assenti le azioni verticali derivanti dal peso della fondazione e del rinterro.

Le azioni sono disposte secondo la terna di assi indicata nella seguente figura, applicate all'estradosso della fondazione.

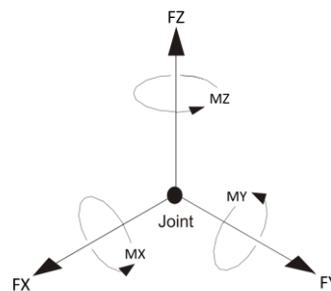


Figura 70. Direzione delle sollecitazioni di input dalla sovrastruttura

Y= Asse longitudinale

X= Asse trasversale

Z= Asse verticale

My= Momento trasv.

Mx= Momento long.

Mz= Momento torcente

La convenzione dei segni utilizzata da Group è la seguente:

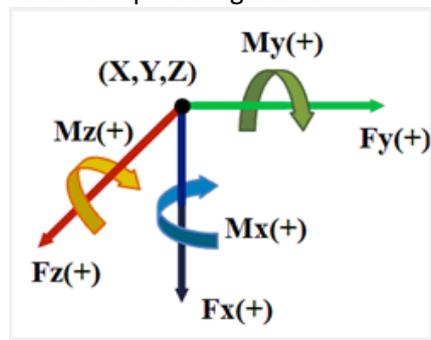


Figura 71. Sistema di riferimento del software Group

Le fondazioni delle Colonne 11 e 12 presentano la stessa geometria. Per tale motivo si è considerato un unico modello di calcolo applicando le combinazioni di carico di ogni fondazione singolarmente. Le verifiche sono poi state svolte per i casi più gravosi allo SLU/SLV e SLE.

Si riportano nel seguito gli scarichi inseriti nel programma:

COLONNA 11	N _{Sd} [kN]	V _{LONG,Sd} [kN]	V _{TRASV,Sd} [kN]	M _{TRASV,Sd} [kNm]	M _{LONG,Sd} [kNm]	M _{TORC,Sd} [kNm]
SLE MAX	1377.60	1101.79	-156.81	256.83	2292.96	16.37
SLU/SLV MAX	1987.63	1427.53	285.02	849.73	2938.19	29.73

COLONNA 12	N _{Sd} [kN]	V _{LONG,Sd} [kN]	V _{TRASV,Sd} [kN]	M _{TRASV,Sd} [kNm]	M _{LONG,Sd} [kNm]	M _{TORC,Sd} [kNm]
SLE MAX	1462.58	1088.62	-158.41	300.81	2276.41	-19.24
SLU/SLV MAX	2111.19	1425.09	-230.09	685.70	2913.54	30.90

P _{proprio} FONDAZIONE				
B (m)	L (m)	H (m)	PP (kN)	
5.2	8.2	1.5	1599	SLE
			2158.65	SLU

P _{proprio} RINTERRO				
B (m)	L (m)	H (m)	PP (kN)	
5.2	8.2	1.5	1215.24	SLE
			1640.574	SLU

I carichi della struttura in elevazione sono stati applicati in corrispondenza delle colonne ad estradosso fondazione mentre il peso proprio della fondazione e del rinterro, nel baricentro geometrico ad intradosso fondazione.

I carichi indicati nelle tabelle di cui sopra sono stati poi raddoppiati a favore di sicurezza per tener conto della presenza delle colonne adiacenti della struttura in appoggio.

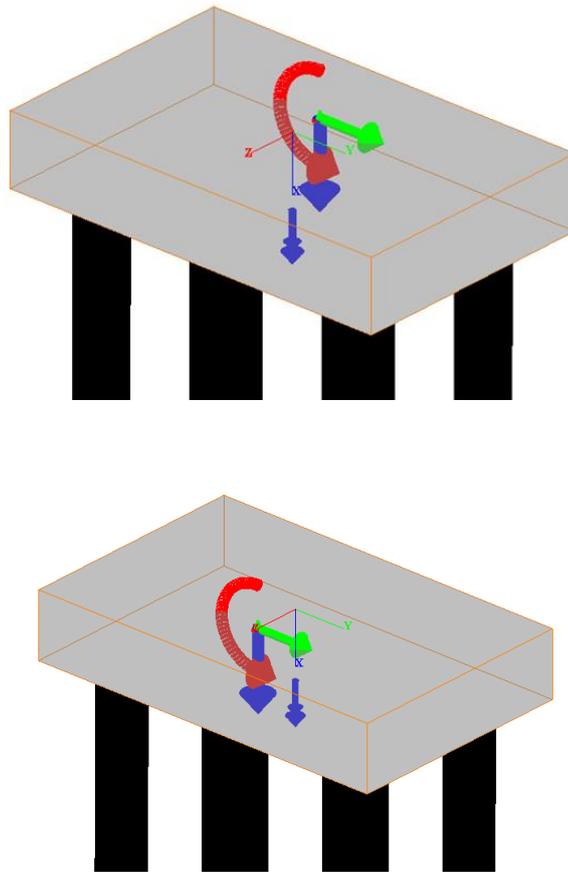


Figura 72. Applicazione dei carichi sulla palificata (piano xyz)

11.2 Risultati delle analisi

Il modello di calcolo riprende le geometrie in precedenza riportate, ed associa alle caratteristiche del palo quelle del terreno con la stratificazione riportata al par.4.3.

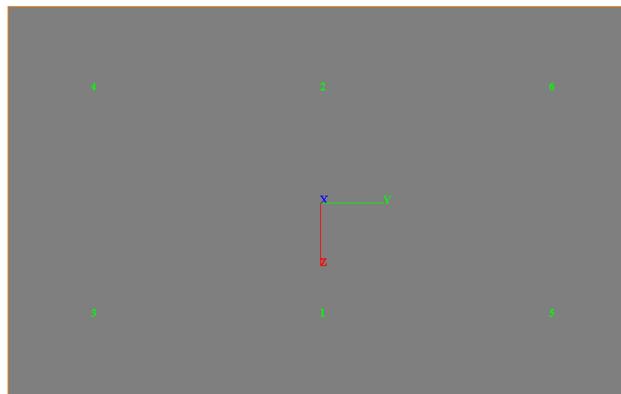
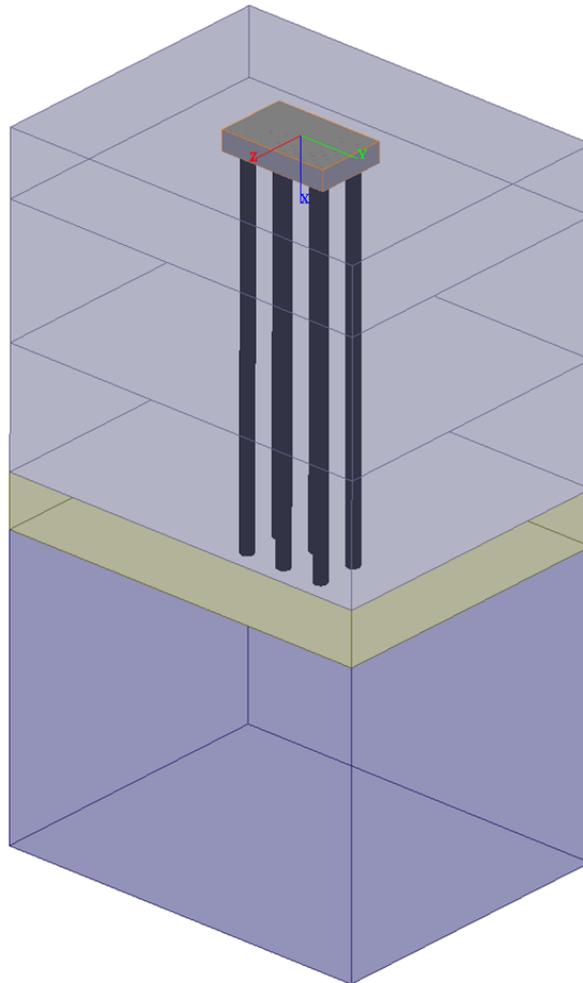


Figura 73. Modello fondazione colonne 3-4-5

I risultati sintetici sono di seguito riassunti per gli involuipi massimi e minimi delle combinazioni di carico analizzate:

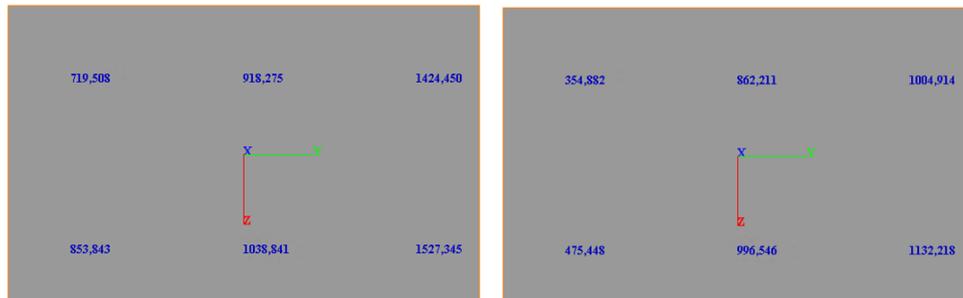


Figura 74. Involuppo delle sollecitazioni assiali massime (sx) e minime (dx) – Combinazione SLE

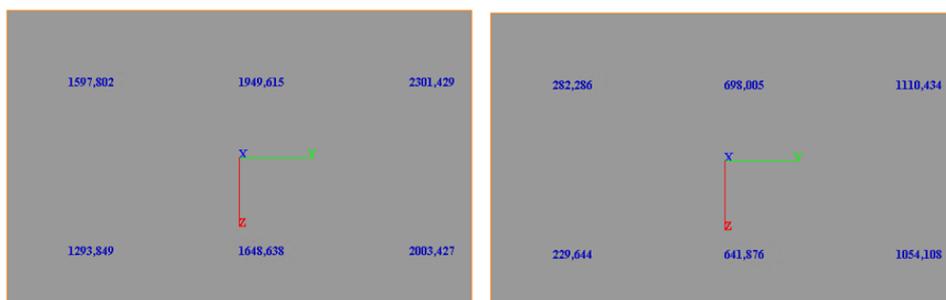


Figura 75. Involuppo delle sollecitazioni assiali massime (sx) e minime (dx) – Combinazione SLU/SLV

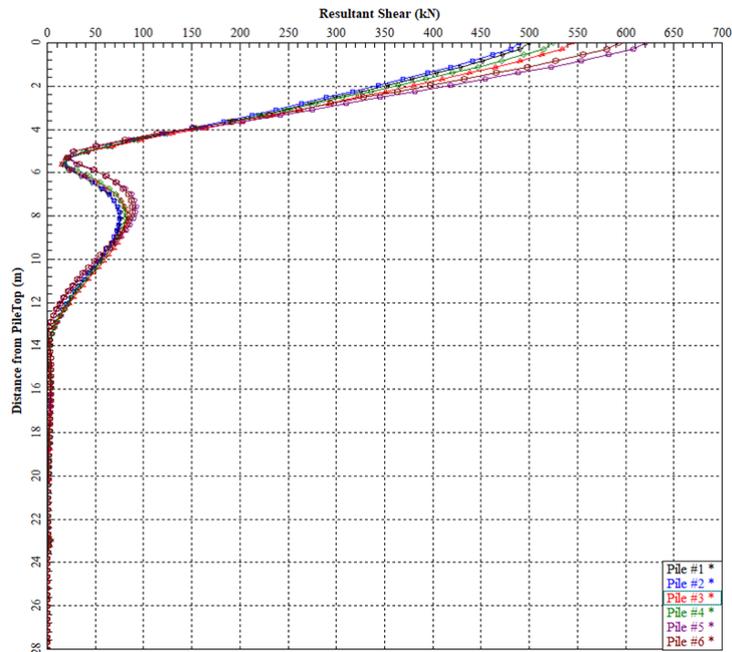


Figura 76. Andamento del taglio lungo i pali (SLU)

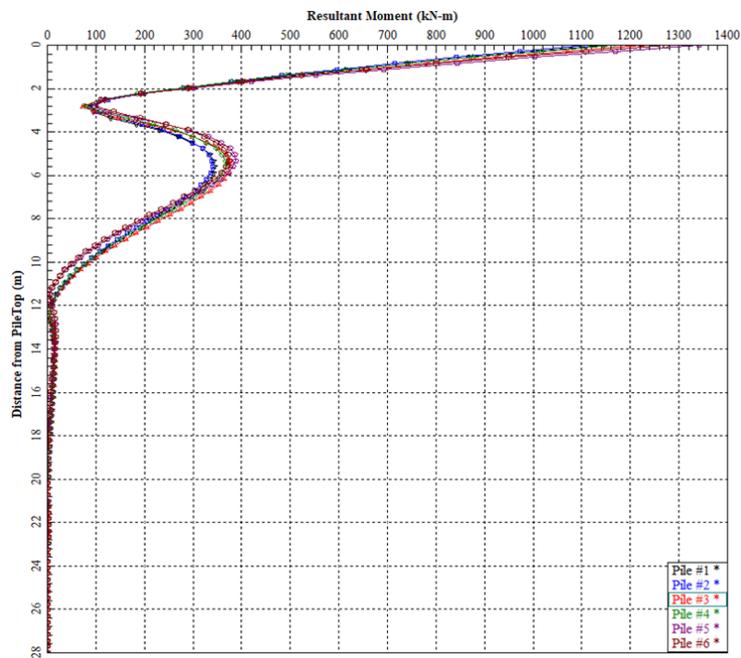


Figura 77. Andamento del momento flettente lungo i pali (SLU)

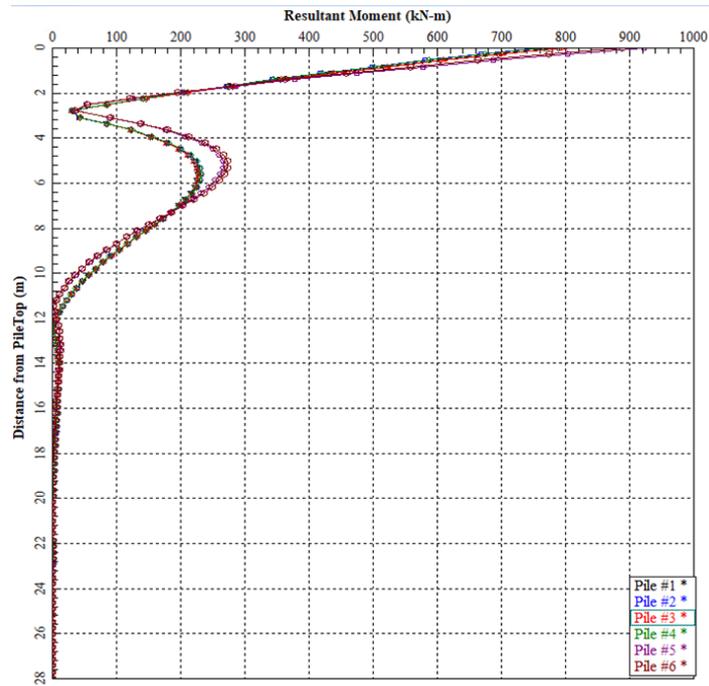


Figura 78. Andamento del momento flettente lungo i pali (SLE)

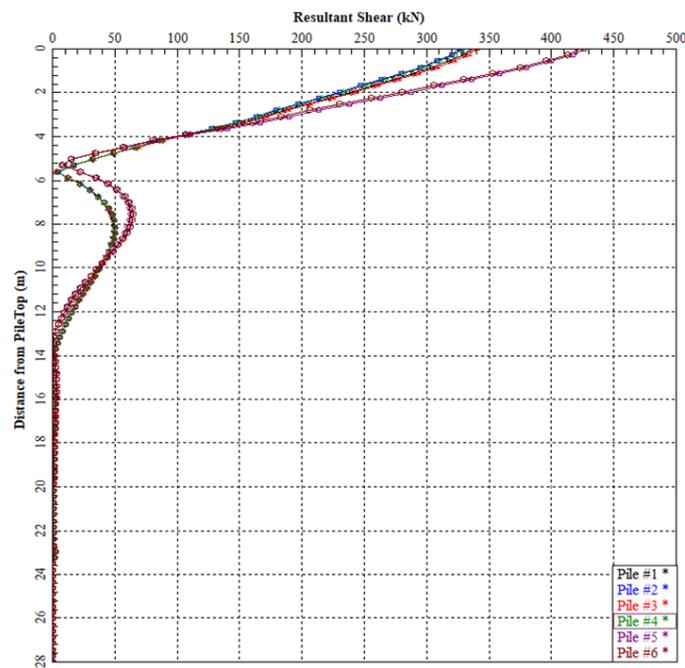


Figura 79. Andamento del taglio lungo i pali (SLE)

11.3 Risultati delle verifiche

11.3.1 Verifica di carico limite verticale della palificata

Metodo di Tomlinson (1994):

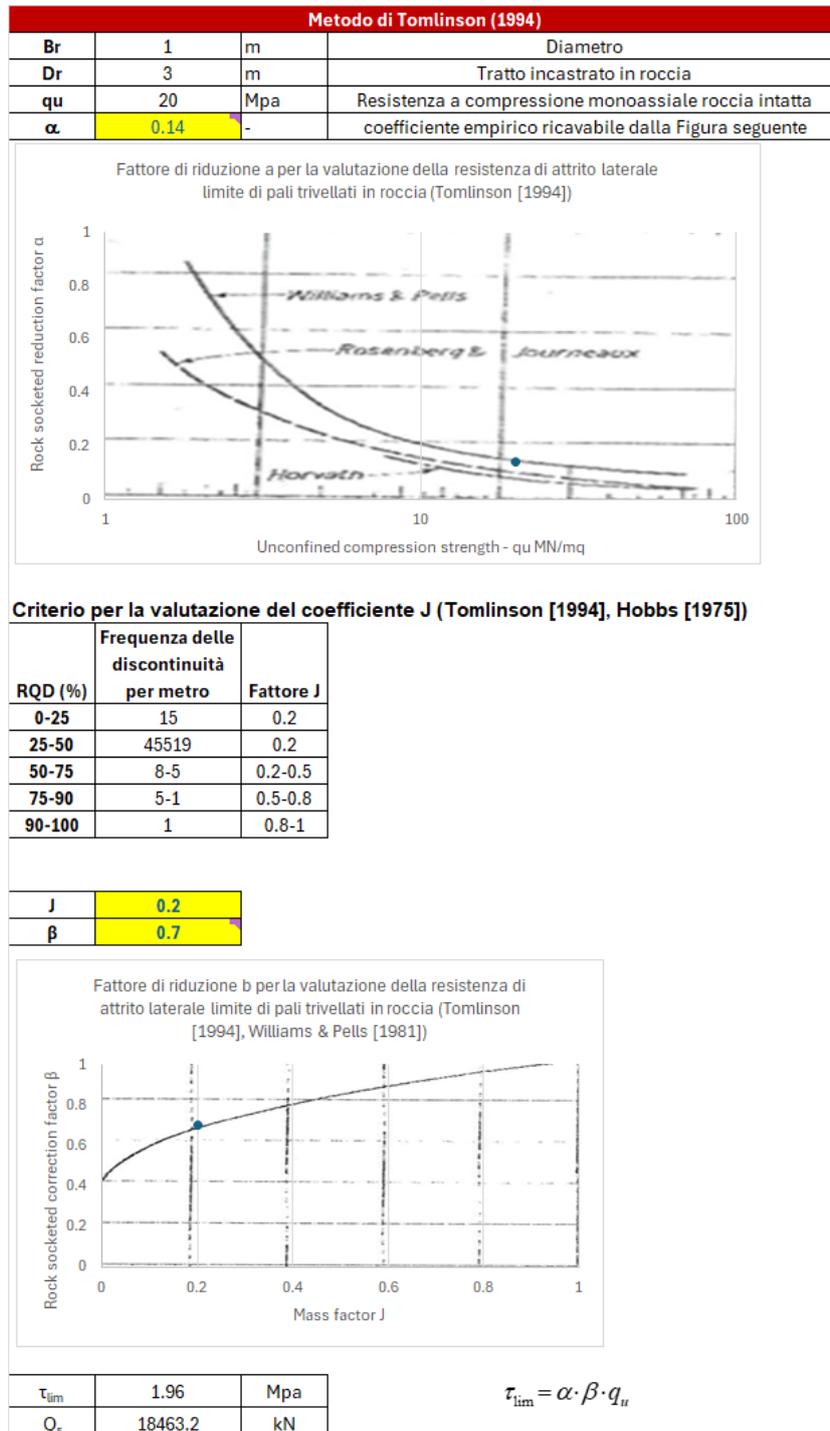


Figura 80. Risultati metodo di Tomlinson (1994)

Metodo di Kulhawy, F.H., & Phoon, K.K. (1993):

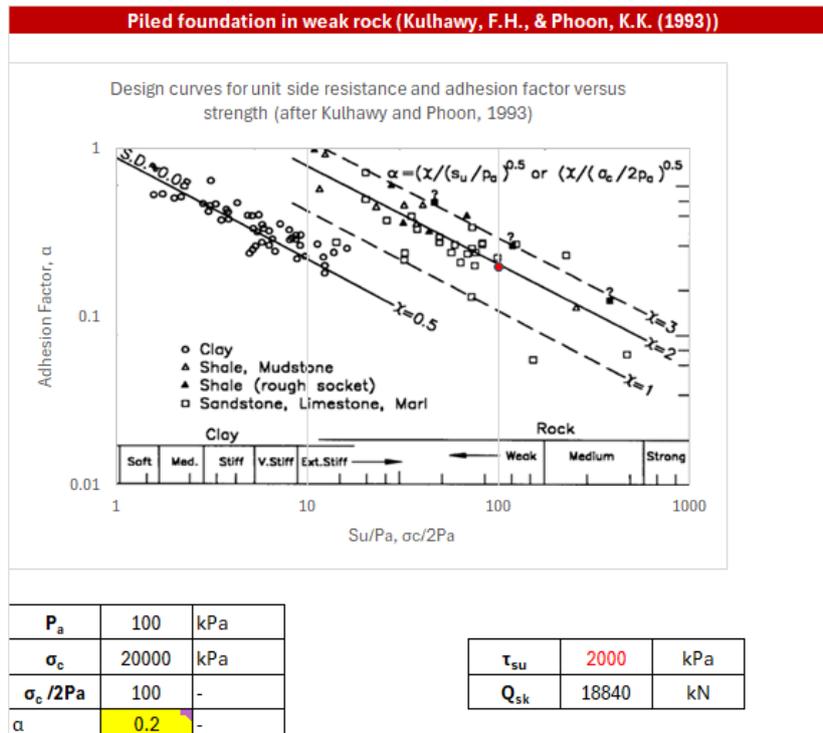


Figura 81. Risultati metodo di Kulhawy, F.H., & Phoon, K.K. (1993)

I due metodi forniscono valori pressochè uguali, quindi si ritiene valido utilizzare il metodo di Tomlinson (leggermente più cautelativo):

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
n. di verticali indagate	ξ						
1	1.70						
Coefficiente di resistenza		γR					
Base	1.35						
Laterale in compressione	1.15						
Laterale in trazione	1.25						
Metodo adottato	Tomlinson						
q_s (kPa)	1960.00	Q_s (kN)	18463.2				
f_{ctd} (MPa)	1.193789076	>	q_{sd} (MPa)	1.152941			
Valore utilizzato	1.152941176 Mpa		18463.20 kN				
$R_{d,c}$	9444.09 kN		Resistenza di calcolo a compressione				
$R_{d,t}$	8688.56 kN		Resistenza di calcolo a trazione				

VERIFICA A COMPRESSIONE			
	$N_{d,c}$ (kN)	$R_{d,c}$ (kN)	FS (+)
SLU - (A1+M1+R3)	3016	9444	3.13
SLV - (EQK+M1+R3)	2851	9444	3.31

VERIFICA A TRAZIONE			
	$N_{d,c}$ (kN)	$R_{d,c}$ (kN)	FS (-)
SLU - (A1+M1+R3)	0	8689	-
SLV - (EQK+M1+R3)	0	8689	-

Figura 82. Risultati delle verifiche

Tutte le verifiche risultano soddisfatte.

11.3.2 Verifica carico limite in direzione trasversale

Il momento plastico del palo è definito da una armatura costituita da 20Φ26+20Φ26, che fornisce un valore di 2560.9 kN m.

Calcolo del momento di plasticizzazione di una sezione circolare

Diametro = 1000 (mm)
 Raggio = 500 (mm)
 Sforzo Normale = 0 (kN)

Caratteristiche dei Materiali

calcestruzzo

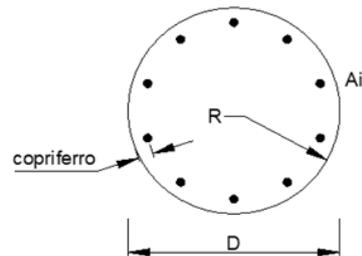
Rck = 30 (Mpa)
 fck = 25 (Mpa)
 $\gamma_c = 1.5$
 $\alpha_{cc} = 0.85$

$f_{cd} = \alpha_{cc} f_{ck} / \gamma_c = 14.17$ (Mpa)

Acciaio

tipo di acciaio

$f_{yk} = 450$ (Mpa)
 $\gamma_s = 1.15$
 $f_{yd} = f_{yk} / \gamma_s = 391.3$ (Mpa)
 $E_s = 206000$ (Mpa)
 $\epsilon_{ys} = 0.190\%$
 $\epsilon_{uk} = 10.000\%$



Armature

numero	diametro (mm)	area (mm ²)	copriferro (mm)
20	φ 26	10619	86
20	φ 26	10619	138
0	φ 8	0	30

Calcolo

Momento di Plasticizzazione

$M_y = 2560.9$ (kN m)

Inserisci

Figura 83. Definizione del momento di plasticizzazione

La figura seguente mostra i risultati in termini di carico limite in direzione trasversale:

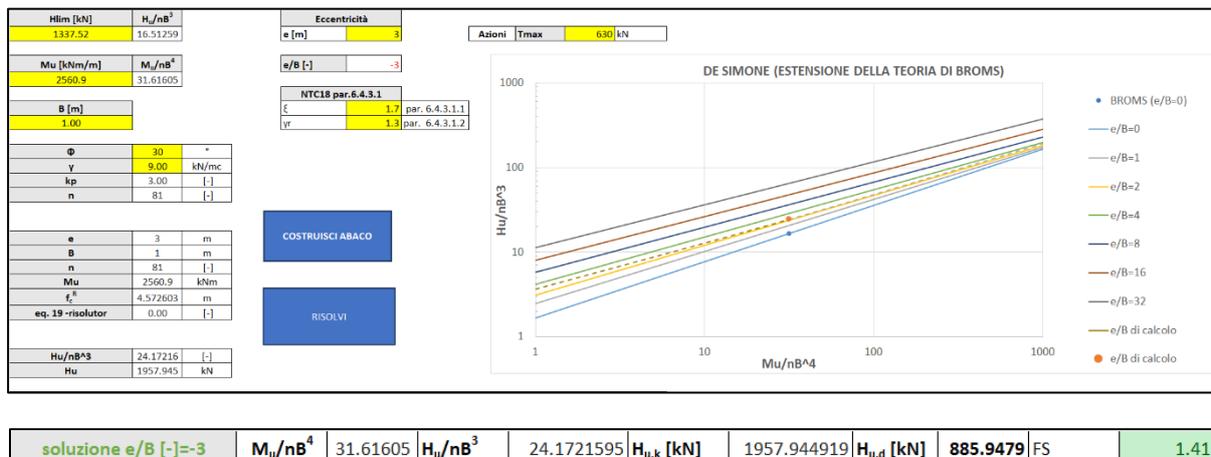


Figura 84. Calcolo della capacità portante in direzione trasversale

Tutte le verifiche risultano soddisfatte.

11.3.3 Verifica dei cedimenti allo SLE

Si riportano di seguito i valori degli spostamenti verticali ottenuti per i plinti di fondazione su pali nella combinazione SLE:

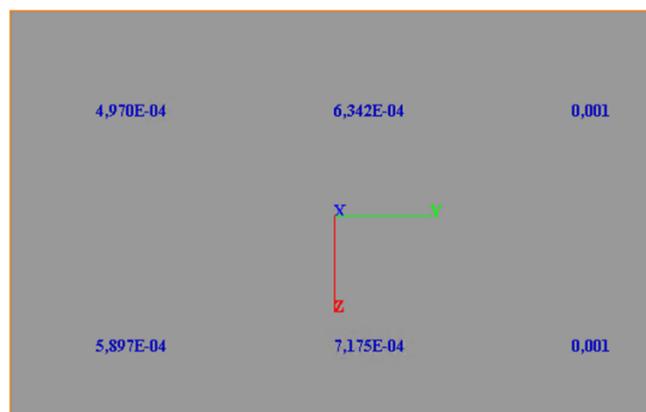


Figura 85. Cedimento massimo su ciascun palo (SLE)

I valori calcolati sono pienamente compatibili con la funzionalità dell'opera.

Si riportano, in aggiunta, i valori di spostamento in fondazione, i quali risultano anche essi accettabili:

Tabella 12. Spostamenti e rotazioni del plinto di fondazione

u _x (m)	u _y (m)	u _z (m)	θ _x (rad)	θ _y (rad)	θ _z (rad)
0.00064	0.0036	0.00058	-4.13e-5	2.77e-5	-0.00013



11.3.4 Verifica strutturale del palo

Le verifiche strutturali SLE/SLU/SLV vengono eseguite per confronto tra le sollecitazioni di calcolo (ottenute a partire dai risultati del modello numerico applicando gli opportuni coefficienti parziali) e le resistenze di calcolo (definite dai punti MRd, NRd che definiscono il dominio resistente nel piano M, N).

Le armature previste nei pali sono le seguenti:

Gabbia 1 L=12m:

- Armatura longitudinale: 20+20 \varnothing 26
- Spirale: \varnothing 12/20
- Il copriferro previsto è pari a 6 cm.

Gabbia 2 L=12m:

- Armatura longitudinale: 20 \varnothing 26
- Spirale: \varnothing 12/20
- Il copriferro previsto è pari a 6 cm.

Gabbia 13 L=7.9m:

- Armatura longitudinale: 20+20 \varnothing 26
- Spirale: \varnothing 12/20
- Il copriferro previsto è pari a 6 cm.

Si definisce di conseguenza una incidenza media di armatura pari a 190 kg/mc.

1-VER-C.A_SHEAR&FLEX-circular_R30_Colonne11-12

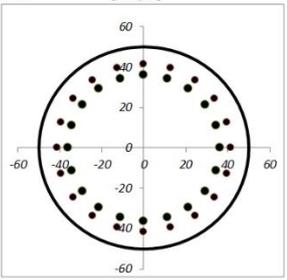
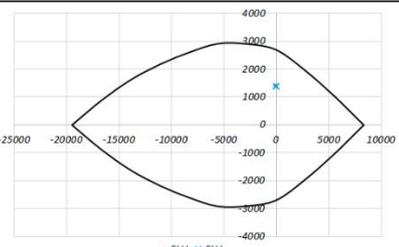
INPUT				OUTPUT			
SOLECITAZIONI DI VERIFICA				VERIFICHE IN ESERCIZIO			
Approccio di verifica: NTC18 / EC 2 -2							
Combinazione	N_{Ed} [kN]	M_{Ed} [kNm]	V_{Ed} [kN]	Verifica Tensionale			
<i>SLE Quasi Permanente</i>	0	0	0	Calcestruzzo <i>SLE Quasi Permanente</i>	σ_c [MPa]	0.00	< 11.25
<i>SLE Frequente</i>	0	910	430	Calcestruzzo <i>SLE Rara</i>	σ_{cr} [MPa]	8.80	< 15.00
<i>SLE Rara</i>	0	910	430	Acciaio <i>SLE Rara</i>	σ_{sr} [MPa]	193.3	< 360.00
<i>SLU</i>	0	1360	630				
<i>SLV</i>	0	1360	630				
CARATTERISTICHE GEOMETRICHE DELLA SEZIONE IN C.A.				VERIFICA DI RESISTENZA A TAGLIO			
Geometria della sezione				Per la verifica a taglio si fa riferimento al metodo di Clarke-Birjandi 1993:			
Diametro	D	100	[cm]	Massima tensione nell'armatura alla formazione della fessura	σ_s [MPa]	0.0	170.8
Copriferro netto	c	6.0	[cm]	Distanza massima tra le fessure (eq.7.11 di EN 1992-1-1)	$s_{f,max}$ [mm]	-	344.3
Area calcestruzzo	A_{cta}	7854	[cm ²]	Differenza tra deformazione media dell'armatura e del cls	$(\epsilon_{sm} - \epsilon_{cm})$	-	0.057%
Copriferro baricentrico	C_{baric}	11.1	[cm]	Ampiezza delle fessure	w_d [mm]	0.000	0.195
Altezza utile della sezione	d	88.9	[cm]	Ampiezza delle fessure limite	w_{lim} [mm]	0.200	0.300
Armatura longitudinale				VERIFICA DI RESISTENZA A PRESSO-FLESSIONE			
				Sollecitazioni di progetto			
Numero Barre	n_{barre}	20	20	Taglio sollecitante = max Taglio (SLU,SLV)	V_{Ed} [kN]	630	
Diametro	ϕ [mm]	26	26	Sforzo Normale concomitante al massimo taglio	N_{Ed} [kN]	0	
Posizione dal lembo esterno	C_{baric} [cm]	8.5	13.7	Verifica di resistenza in assenza di armatura specifica			
Area strato	A_{st} [cm ²]	106.19	106.19	Resistenza a taglio di progetto	V_{Rd1} [kN]	430	
Rapporto di armatura	ρ [%]	2.704%		Coefficiente di sicurezza	V_{Rd1}/V_{Ed}	0.68	
% minima di armatura	ρ_{min} [%]	0.40%		Verifica di resistenza dell'armatura specifica			
Armatura trasversale (spirale/staffe/spilli)				CoTan(θ) di progetto			
Diametro	ϕ [mm]	12	0	Resistenza a taglio delle bielle compresse in cls	$V_{Rd1}(\theta)$ [kN]	1529	
Numero bracci	n_{bi}	2	0	Resistenza a taglio dell'armatura	$V_{Rd2}(\theta)$ [kN]	761	
Passo	s_{vr} [cm]	20	0	Resistenza a taglio di progetto	V_{Rd} [kN]	761	
Area armatura a metro per tipo	A_{sv}/s_{vr}	11.31	0	Coefficiente di sicurezza	V_{Rd}/V_{Ed}	1.21	
Area armatura a metro totale	[cm ² /m]	11.31		VERIFICA DI RESISTENZA A TAGLIO			
 <p style="text-align: center;">Disposizione delle barre nella sezione trasversale</p>				Per la verifica a taglio si fa riferimento al metodo di Clarke-Birjandi 1993:			
				$\sin(\alpha) = 2r_s/\pi r \quad \text{con } (0 < \alpha < \pi/2)$ $A_v = r^2 [\pi/2 + \alpha + \sin(\alpha)\cos(\alpha)]$ $d = r[1 + \sin(\alpha)]$ $b_w = A_v/d$			
Verifica Interassi e interferri				VERIFICA DI RESISTENZA A TAGLIO			
				Sollecitazioni di progetto			
Interferro di progetto	[cm]	10.00	9.00	Momento sollecitante	M_{Ed} [kNm]	1360	1360
Interferro minimo	[cm]	5.40	5.40	Sforzo Normale concomitante	N_{Ed} [kN]	0	0
Interasse di progetto	[cm]	13.00	11.00	Verifica di resistenza			
Interasse massimo	[cm]	25.00		Momento resistente	M_{Rd} [kNm]	2565	2565
CARATTERISTICHE REOLOGICHE DEI MATERIALI				Coefficiente di sicurezza			
Calcestruzzo				M_{Rd}/M_{Ed}			
Resistenza cubica a compressione	R_{ck} [MPa]	30		1.89			
Resistenza cilindrica caratteristica a compressione	f_{ck} [MPa]	25		1.89			
Resistenza cilindrica media a compressione	f_{cm} [MPa]	33.00					
Resistenza media a trazione per flessione	f_{ctm} [MPa]	2.56					
Resistenza di progetto a compressione	f_{cd} [MPa]	14.17					
Modulo elastico calcestruzzo	E_{cm} [MPa]	31476					
Acciaio				DOMINIO M-N			
<i>Barre: ad Aderenza migliorata</i>							
Resistenza caratteristica a snervamento	f_{yk} [MPa]	450					
Coefficiente parziale di sicurezza	γ_s	1.15					
Resistenza di progetto a snervamento	f_{sd} [MPa]	391.3					
Modulo elastico	E [MPa]	200000					

Figura 86. Verifica strutturale del palo – condizione Mmax Nmin

Tutte le verifiche risultano soddisfatte.



12. CONCLUSIONI

La presente relazione tratta la progettazione delle opere di fondazione della Stazione Brignone Sant'Agata.

Le soluzioni progettuali previste sono state verificate nelle condizioni ritenute più significative per il comportamento delle opere e sono state condotte tutte le verifiche previste dalla Normativa a dimostrazione dell'adeguatezza e dell'efficacia delle soluzioni progettuali.



13. OUTPUT

Per gli output delle analisi svolte si rimanda agli allegati di calcolo.