

COMMITTENTE:



PROGETTAZIONE:



**COLLEGAMENTO DIRETTO CON LE LINEE  
METAPONTO-REGGIO CALABRIA E COSENZA – SIBARI**

**S.O. OPERE GEOTECNICHE**

**PROGETTO DI FATTIBILITA' TECNICA ED ECONOMICA**

**BRETELLA DI SIBARI**

**Relazione di predimensionamento delle fondazioni profonde**

SCALA:

-

COMMESSA LOTTO FASE ENTE TIPO DOC. OPERA/DISCIPLINA PROGR. REV.

RC2V 00 R 11 RH VI0003 001 B

Rev.	Descrizione	Redatto	Data	Verificato	Data	Approvato	Data	Autorizzato Data
A	Emissione esecutiva	F. Conte <i>Francesco Conte</i>	31/03/2023	L. Giannini <i>L. Giannini</i>	31/03/2023	I. D'Amore <i>I. D'Amore</i>	31/03/2023	L. Berardi 31/03/2023 
B	Emissione esecutiva	F. Conte <i>Francesco Conte</i>	Maggio 2023	L. Giannini <i>L. Giannini</i>	Maggio 2023	I. D'Amore <i>I. D'Amore</i>	Maggio 2023	

File: RC2V00R11RHVI0003001B

n. Elab.:

## INDICE

1	PREMESSA .....	4
2	NORMATIVA E RIFERIMENTI BIBLIOGRAFICI .....	6
2.1	NORMATIVA DI RIFERIMENTO .....	6
2.2	BIBLIOGRAFIA .....	6
3	MATERIALI IMPIEGATI .....	8
3.1	CALCESTRUZZO PALI DI FONDAZIONE RCK > 30 MPa (C25/30) .....	8
3.2	ACCIAIO D'ARMATURA B450C .....	8
4	DESCRIZIONE DELLE OPERE DI FONDAZIONE DEI VIADOTTI .....	9
5	INQUADRAMENTO GEOTECNICO E SISMICO .....	12
5.1	INQUADRAMENTO GEOTECNICO .....	12
5.2	INQUADRAMENTO SISMICO .....	13
5.2.1	<i>Vita Nominale, Classe d'Uso, Tempo di Ritorno</i> .....	13
5.2.2	<i>Risultati da analisi di risposta sismica locale</i> .....	14
6	CALCOLO CAPACITÀ PORTANTE PER CARICO VERTICALE ECCENTRICO .....	15
6.1	DOMINIO DELLA PALIFICATA .....	15
6.2	METODO DI CALCOLO CAPACITÀ PORTANTE DEL SINGOLO PALO .....	16
6.2.1	<i>Analisi agli stati limite e indicazioni da Manuale di progettazione</i> .....	16
6.3	CALCOLO CAPACITÀ PORTANTE DEL PALO SINGOLO AI CARICHI VERTICALI .....	17
6.3.1	<i>Resistenza laterale</i> .....	17
6.3.2	<i>Resistenza di base</i> .....	20
6.3.3	<i>Determinazione della resistenza di progetto a trazione del palo singolo</i> .....	21
6.4	RIDUZIONE DELLA CAPACITÀ PORTANTE VERTICALE PER EFFETTO DELL'ATTRITO NEGATIVO .....	21
7	CALCOLO CAPACITÀ PORTANTE PER CARICO TRASVERSALE .....	23
8	DIMENSIONAMENTO E VERIFICA FONDAZIONI VIADOTTI .....	24

8.1	FONDAZIONI PER IMPALCATI A SEZIONE MISTA .....	25
8.1.1	<i>Scarichi strutturali</i> .....	25
8.1.2	<i>Curve di capacità portante verticale del palo singolo</i> .....	25
8.1.3	<i>Domini di resistenza della palificata</i> .....	29
8.1.4	<i>Verifica SLE-GEO</i> .....	32
8.1.5	<i>Capacità portate per carichi trasversali del palo singolo</i> .....	33
8.2	FONDAZIONI PER IMPALCATI A TRAVATURA RETICOLARE .....	37
8.2.1	<i>Scarichi strutturali</i> .....	37
8.2.2	<i>Curve di capacità portante verticale del palo singolo</i> .....	37
8.2.3	<i>Domini di resistenza della palificata</i> .....	42
8.2.4	<i>Verifica SLE-GEO</i> .....	45
8.2.5	<i>Capacità portate per carichi trasversali del palo singolo</i> .....	46

## 1 PREMESSA

Nell'ambito delle risorse previste nel PNRR per gli interventi sulla linea ferroviaria jonica nel territorio della Regione Calabria, è prevista la realizzazione della bretella di Sibari.

La stazione di Sibari costituisce il punto di confluenza delle linee Sibari – Crotona – Catanzaro Lido (cosiddetta linea jonica) e Sibari – Cosenza – Paola. Attualmente non esiste un collegamento diretto fra le linee afferenti a Sibari, pertanto il passaggio da una linea all'altra prevede un'inversione del senso di marcia sui binari di ricevimento della stazione, con conseguente aumento dei tempi di percorrenza.

La realizzazione di un binario esterno che colleghi direttamente le due linee diramate consente di creare le condizioni per un nuovo modello di servizio in grado di collegare i versanti jonico e tirrenico della Calabria senza soluzione di continuità.



**Figura 1.1 Inquadramento territoriale.**

Il presente documento costituisce la Relazione di predimensionamento delle fondazioni profonde dei viadotti VI01 e VI02 previsti in progetto.

Il documento si articola come segue:

- nel capitolo 2 sono elencate le normative e i riferimenti bibliografici;
- nel capitolo 3 sono riportati i materiali utilizzati;
- nel capitolo 4 è riportata la descrizione delle opere di fondazione dei viadotti;
- nel capitolo 5 è riportata una sintesi del quadro geotecnico e sismico di riferimento;
- nel capitolo 6 è riportata la teoria di calcolo per la capacità portante per carico verticale eccentrico;
- nel capitolo 7 è riportata la teoria di calcolo per la capacità portante per carico trasversale;
- nel capitolo 8 sono riportati il dimensionamento preliminare e le verifiche delle fondazioni dei viadotti.

 <b>ITALFERR</b> GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	<b>COLLEGAMENTO DIRETTO CON LE LINEE METAPONTO- REGGIO CALABRIA E COSENZA - SIBARI</b>					
	<b>PROGETTO DI FATTIBILITÀ TECNICO ECONOMICA BRETTELLA DI SIBARI (CS)</b>					
<b>Relazione di predimensionamento delle fondazioni profonde</b>	COMMESSA RC2V	LOTTO 00	CODIFICA R 11 RH	DOCUMENTO VI 00 03 001	REV. A	FOGLIO 6 di 49

## 2 **NORMATIVA E RIFERIMENTI BIBLIOGRAFICI**

### 2.1 **Normativa di riferimento**

La presente relazione è stata redatta in conformità alla seguente normativa:

[N.1]. Norme Tecniche per le Costruzioni - D.M. 17-01-18 (NTC-2018).

[N.2]. Circolare del Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti, n. 7 del 21 gennaio 2019 - Istruzioni per l'Applicazione dell'aggiornamento delle Norme Tecniche per le Costruzioni di cui al Decreto Ministeriale 17 gennaio 2018.

[N.3]. Regolamento (UE) N.1299/2014 del 18 novembre 2014 della Commissione Europea. Relativo alle specifiche tecniche di interoperabilità per il sottosistema "infrastruttura" del sistema ferroviario dell'Unione Europea.

[N.4]. Eurocodici UNI EN 1997-1: Eurocodice 7 – Progettazione geotecnica – Parte 1: Regole generali.

[N.5]. Eurocodici UNI EN 1998-5: Eurocodice 8 – Progettazione delle strutture per la resistenza sismica – Parte 5: Fondazioni, strutture di contenimento ed aspetti geotecnici.

[N.6]. RFI, DTC SI PS MA IFS 001 E - Manuale di Progettazione delle Opere Civili. Parte II - Sezione 2 - Ponti e Strutture, 2020.

[N.7]. RFI DTC SI PS SP IFS 002 E- Capitolato Generale Tecnico Di Appalto Delle Opere Civili. Parte II - Sezione 12 – Ponti, Viadotti, Sottovia e Cavalcavia, 2020.

### 2.2 **Bibliografia**

A seguire i riferimenti di letteratura utilizzati nel testo.

[B.1]. M. Tomlinson e J. Woodward, Pile design and construction practice, CRC press, 2007.

[B.2]. AASHTO: LRFD Bridge Design Specifications, Fifth Edition, Washington, DC: American Association of State Highway and Transportation Officials, 2014.

[B.3]. D. Brown, J. Turner e R. Castelli, Drilled shafts: Construction procedures and LRFD design methods, Vol. 1 di 2, FHWA NHI-10-016, Federal Highway Administration, 2010.

[B.4]. C. Viggiani, A. Mandolini e G. Russo, Piles and pile foundations, CRC Press, 2014.

[B.5]. J. E. Bowles, Foundation analysis and design, Fifth Edition, The McGraw-Hill Companies, Inc., 1997.

[B.6]. AGI, Raccomandazioni sui pali di fondazione, Quaderni dell'Associazione Geotecnica Italiana, 1984.

[B.7]. Reese e S. J. Wright, «Drilled Shaft Manual - Volume I - Construction Procedures and Design for Axial Loading,» Federal Highway Administration, FHWA- IP-77-21, 1977.

[B.8]. S. J. Wright e L. C. Reese, «Design of large diameter bored piles,» Ground Engineering, vol. 12, n. 8, 1979.

[B.9]. J. Burland, «Shaft friction of piles in clay--a simple fundamental approach,» Publication of: Ground Engineering/UK, vol. 6, n. 3, 1973.

[B.10]. J. Burland, «Closing Address,» in Large-scale Pile Tests in Clay: Proceedings of the Conference, Recent Large-scale Fully Instrumented Pile Tests in Clay, Held at the Institution of Civil Engineers, London, 1993.

[B.11]. J. Burland e D. Twine, «The shaft friction of bored piles in terms of effective strength,» in Proceeding of 1st International Conference on Deep Foundations, Bored and Augered Piles, 1988.

[B.12]. Y. J. Chen e F. H. Kulhawy, «Case History Evaluation of the Behavior of Drilled Shafts Under Axial and Lateral Loading,» Final Report, Project 1493-04, EPRI TR-104601, Geotechnical Group, Cornell University, Ithaca, NY, December., 1994.

[B.13]. G. G. Meyerhof, «Bearing capacity and settlement of pile foundations,» Journal of the Geotechnical Engineering Division , vol. 102, n. 3, pp. 197-228, 1976.

[B.14]. H. Kishida, «Ultimate bearing capacity of piles driven into loose sand,» Soils and Foundations, vol. 7, n. 3, pp. 20-29, 1967.

[B.15]. K. Gwidzala, Large diameter bored piles in non-cohesive soils. Determination of the bearing capacity and settlement from results of static penetration tests (CPT) and standard penetration test (SPT), Swedish Geotechnical Institute, 1984.

[B.16]. B. B. Broms, «Lateral Resistance of Piles in Cohesive Soils,» Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division, vol. 90, n. 2, 1964.

[B.17]. B. B. Broms, «Lateral Resistance of Piles in Cohesionless Soils,» Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division, vol. 90, n. 3, 1964.

[B.18]. P. De Simone, «Head embedment in Broms pile lateral capacity theory for cohesionless soils,» Computers and Geotechnics, vol. 43, 2012.

[B.19]. M. Cecconi, V. Pane, A. Vecchiotti e D. Bellavita, «Horizontal capacity of single piles: an extension of Broms' theory for c- $\phi$  soils.,» Soils and Foundations, vol. 59, n. 4, pp. 840-856, 2019.

[B.20]. L. C. Reese e W. F. Van Impe, Single Piles and Pile Groups Under Lateral Loading, 2010.

[B.21]. R. Lancellotta, «Geotecnica,» Edizione 2, 1993. Zanichelli

[B.22]. R. Di Laora, L. de Sanctis e S. Aversa, «Bearing capacity of pile groups under vertical eccentric load,» Acta Geotechnica, vol. 14, n. 1, 2018

[B.23]. Brinch-Hansen, J. "The ultimate resistance of rigid piles against transversal forces." Geoteknisk Instit., Bull. (1961).

### 3 MATERIALI IMPIEGATI

#### 3.1 Calcestruzzo pali di fondazione $R_{ck} > 30$ MPa (C25/30)

- $R_{ck} = 30$  MPa resistenza caratteristica cubica a 28 giorni
- $f_{ck} = 25$  MPa resistenza caratteristica cilindrica a 28 giorni
- $f_{cm} = f_{ck} + 8 = 33$  MPa resistenza cilindrica valore medio
- $f_{ctm} = 0.38 \cdot f_{ck}^{2/3} = 2.56$  MPa resistenza media a trazione semplice (assiale)
- $f_{ctk} = 0.7 \cdot f_{ctm} = 1.79$  MPa resistenza caratteristica a trazione
- $E_{cm} = 22000 [f_{cm}/10]^{0.3} = 31447$  MPa modulo elastico
- $\gamma = 25.0$  kN/m<sup>3</sup> peso per unità di volume

#### Resistenze di progetto allo SLU

- $f_{cd} = 0.85 \cdot f_{ck} / \gamma_c = 14.11$  MPa;  $\gamma_c = 1.50$  resistenza di progetto a compressione
- $f_{ctd} = f_{ctk} / \gamma_c = 1.19$  MPa resistenza di progetto a trazione

#### Resistenze di progetto allo SLE

- $\sigma_{c,r} = 0.55 \cdot f_{ck} = 13.70$  MPa tensione limite in combinazione caratteristica (rara)
- $\sigma_{c,f} = 0.40 \cdot f_{ck} = 11.21$  MPa tensione limite in combinazione quasi permanente
- $\sigma_t = f_{ctm} / 1.2 = 2.13$  MPa tensione limite di fessurazione (trazione)

#### 3.2 Acciaio d'armatura B450C

- $f_{yk} = 450$  MPa resistenza caratteristica di snervamento
- $f_{tk} = 540$  MPa resistenza caratteristica a rottura
- $E_s = 210000$  MPa modulo elastico

#### Resistenza di progetto allo SLU

- $f_{yd} = f_{yk} / \gamma_s = 391$  MPa ;  $\gamma_s = 1.15$  resistenza di progetto a compressione

#### Resistenza di progetto allo SLE

- $\sigma_{s,r} = 0.75 \cdot f_{yk} = 337.5$  MPa tensione limite in combinazione caratteristica (rara)



#### **4 DESCRIZIONE DELLE OPERE DI FONDAZIONE DEI VIADOTTI**

Il progetto di fattibilità include lo sviluppo di due viadotti ferroviari a singolo binario.

Il viadotto VI01 è composto da nove campate da 30 m, con impalcato in misto acciaio-clc, e una campata principale da 60 m, sopra la strada statale SS106, con impalcato a travata metallica del tipo a maglia triangolare aperta a passaggio inferiore.

Il viadotto VI02 ha un'unica campata da 20 m con impalcato in misto acciaio-clc a travi incorporate.

Le opere di fondazione dei suddetti viadotti previsti in progetto constano di pali in c.a. di grande diametro ( $\Phi 1200$ ) collegati superiormente da un plinto, di geometria variabile in pianta, con spessore pari a 2.00 m. Al di sopra dei plinti si prevedono 0.50 m di terreno di ricoprimento.

Il numero e la lunghezza dei pali si differenzia in base alla tipologia degli impalcati sui quali poggiano le pile e al modello geotecnico di calcolo adottato.

In particolare, per pile poggianti su impalcati costituiti da travi in sezione miste (luce 30.00 m), sono previsti numero 9 pali di lunghezza 30.00 m collegati da un plinto di forma quadrata 9.6m x 9.6m (vedi Figura 4.1).

Per pile poggianti sull'impalcato costituito da travature metallica di tipo a maglia triangolare aperta a passaggio inferiore (luce 60.00 m), invece, sono previsti numero 12 pali di lunghezza 48.00 m collegati da un plinto di forma esagonale (vedi Figura 4.2). Siffatta lunghezza consente di superare lo strato argilloso inferiore (unità UG3, prof. -37.00m a -48.00m da p.c.) caratterizzato da parametri geotecnici scadenti a causa della costante presenza di livelli torbosi.

Infine, per le spalle dei viadotti, sono previsti numero 16 pali di lunghezza 30.00 m collegati mediante un plinto di forma rettangolare 13.2m x 13.2m (vedi Figura 4.3).

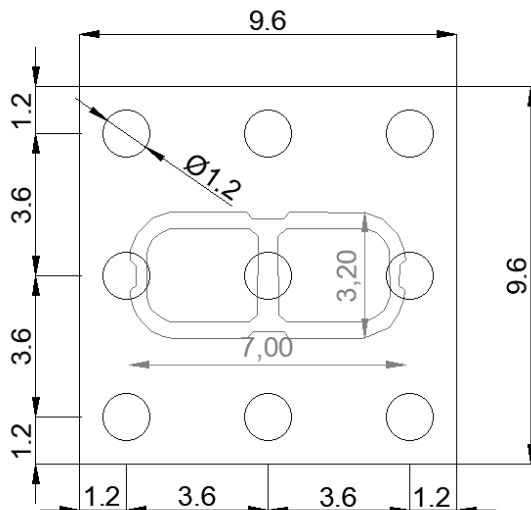
Gli scavi, per la realizzazione delle fondazioni del viadotto con impalcato a sezione mista saranno eseguiti a cielo aperto.

Gli scavi per la realizzazione delle fondazioni del viadotto a travata reticolare, invece, saranno eseguiti in parte a cielo aperto e in parte mediante l'impiego di un'opera provvisoria al fine di limitare l'interferenza con la viabilità della soppressione PL (ipotizzata già completata essendo l'opera attualmente in realizzazione con appalto dedicato) e con la SS106.

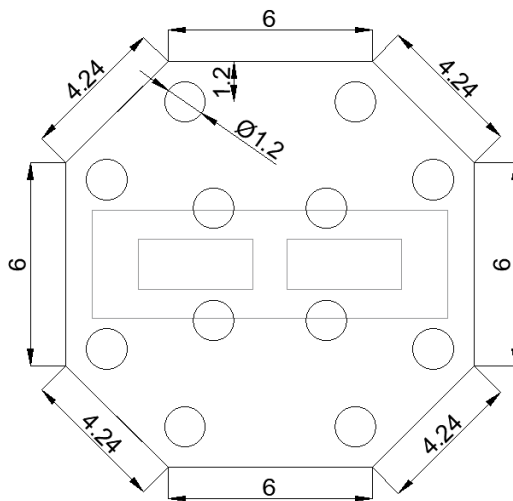
In particolare, per la pila 3 è previsto il sostegno dello scavo del plinto con l'ausilio di palancole metalliche al fine di evitare risentimenti sulla viabilità della Soppressione PL.

Per la realizzazione del plinto della pila 4 è previsto il sostegno dello scavo con una paratia di micropali lungo il lato parallelo alla SS Jonica

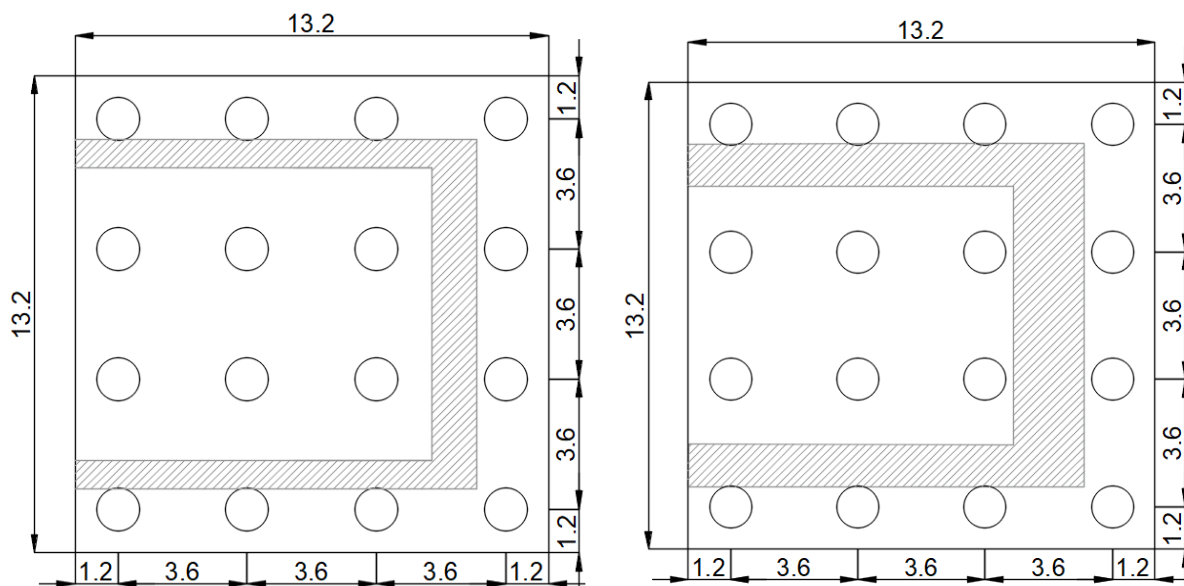
Stanti le basse permeabilità dei terreni, eventuali venute d'acqua all'interno dello scavo saranno gestite mediante pompe.



**Figura 4.1 – Fondazioni per impalcati costituiti da travi miste (L=30.00m).**



**Figura 4.2 – Fondazioni per impalcati costituiti da travi reticolari (L=60.00m).**



**Figura 4.3 – Fondazioni per spalle**

Nella seguente tabella si riportano il numero di tipologici delle fondazioni previsti per ciascuna WBS in progetto.

**Tabella 4.1 – Numero tipologici fondazioni per WBS**



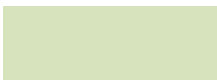

WBS	Tipologico fondazione per spalle	Tipologico fondazione per plinto	
		Impalcato a sezione mista	Impalcato a travatura reticolare
VI01	2	7	2
VI02	2	-	-

## 5 INQUADRAMENTO GEOTECNICO E SISMICO

### 5.1 Inquadramento geotecnico

La caratterizzazione geotecnica di riferimento adottata nelle seguenti analisi fa riferimento alla Relazione geotecnica opere all'aperto. Per l'assetto stratigrafico e la quota di falda si fa riferimento ai profili geotecnici. Le unità geotecniche individuate sono riepilogate nello schema seguente.

**Tabella 5.1 – Schema riassuntivo delle unità geotecniche e relativa corrispondenza con quelle geologiche**

UNITÀ GEOLOGICHE	UNITÀ GEOTECNICHE
Af = Deposito alluvionale recente. Sabbie medie e fini con livelli di sabbie grossolane e ghiaie, spessore fino a 100m, ubicate lateralmente ai corsi d'acqua principali e fissate dalla vegetazione. Formano conoidi sedimentarie di dimensioni variabili allo sbocco dei corsi d'acqua nelle zone di pianura, dove passano lateralmente e verticalmente a depositi di piana inondabile, costituiti da rgille limose e limi argillosi, fino a 70 m, con rere intercalazioni di limi sabbiosi e sabbie limose.	UG1 
	UG2 
	UG3 
	UG4 

Nelle seguenti tabelle si riportano i valori caratteristici dei parametri geotecnici impiegati nei calcoli.

**Tabella 5.2 – Sintesi dei parametri geotecnici di progetto**

Unità	Unità Geologica	$\gamma$	$c'$	$C_u$	$\phi'$
		$\text{kN/m}^3$	$\text{kPa}$	$\text{kPa}$	$^\circ$
UG1	ARGILLE CON LIMO	19	10	75	22
UG2	SABBIE CON LIMO	20	2	-	35
UG3	ARGILLE CON LIMO	17	10	50	21

 <b>ITALFERR</b> GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	<b>COLLEGAMENTO DIRETTO CON LE LINEE METAPONTO-REGGIO CALABRIA E COSENZA - SIBARI</b>					
	<b>PROGETTO DI FATTIBILITÀ TECNICO ECONOMICA BRETELLA DI SIBARI (CS)</b>					
<b>Relazione di predimensionamento delle fondazioni profonde</b>	COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
	RC2V	00	R 11 RH	VI 00 03 001	A	13 di 49
UG4	SABBIA E GHIAIA SABBIOSA	20	0	-	35	

## 5.2 Inquadramento sismico

L'azione sismica che governa il rispetto dei diversi Stati Limite per le strutture in progetto (di Esercizio – SLE e Ultimi - SLU) è qui definita in accordo alle Norme Tecniche 2018 (NTC2018), a partire dalla “pericolosità sismica di base” del sito di costruzione, espressa in termini di accelerazione orizzontale massima attesa  $a_g$  in condizioni di campo libero su sottosuolo rigido, con superficie topografica orizzontale.

La definizione dell'azione sismica include le ordinate dello spettro di risposta elastico di accelerazione  $S_e(T)$  corrispondenti a prefissate probabilità di eccedenza  $P_{VR}$  nel periodo di riferimento  $V_R$  per la vita utile della struttura.

In sintesi, la forma degli spettri di risposta di progetto (considerati su sottosuolo rigido di riferimento) è definita dai seguenti parametri:

- $a_g$  accelerazione orizzontale massima per sito rigido e superficie topografica orizzontale;
- $F_0$  valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale;
- $T_c^*$  periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale.

Nei paragrafi seguenti verrà dapprima stabilito il periodo di riferimento per l'azione sismica ( $V_R$ ), in base alla classificazione delle opere in progetto.

### 5.2.1 Vita Nominale, Classe d'Uso, Tempo di Ritorno

La Vita Nominale  $V_N$  di un'opera, intesa come il periodo temporale entro cui l'opera stessa può essere usata per lo Scopo al quale è destinata purché soggetta alla manutenzione ordinaria, è così definita dalle NTC2018:

- $V_N \leq 10$  anni, per opere provvisorie e opere provvisionali;
- $V_N \geq 50$  anni, per opere ordinarie, ponti, opere infrastrutturali e dighe di dimensioni contenute o di importanza normale;
- $V_N \geq 100$  anni, per grandi opere, ponti, opere infrastrutturali e dighe di importanza strategica.

Nel caso in esame, ai fini della definizione dell'azione sismica di progetto è stato assunto in sede progettuale:

$$V_N = 75 \text{ anni}$$

Le opere sono suddivise dalle NTC2018 in classi d'uso, la cui appartenenza è stabilita sulla base dell'importanza dell'opera rispetto alle esigenze di operatività a valle di un evento sismico. In particolare, le classi d'uso sono così definite:

- Classe I: Costruzioni con presenza solo occasionale di persone, edifici agricoli. Per le quali si ha un coefficiente d'uso  $C_U=0.7$ .
- Classe II: ... omissis ... Ponti, opere infrastrutturali, reti viarie non ricadenti in Classe d'uso III o Classe d'uso IV, salvo casi particolari per i quali sia necessaria la classe d'uso III o IV, reti ferroviarie la cui interruzione non provochi situazioni di emergenza ... omissis .... Per le quali  $C_U = 1.0$ .
- Classe III: ... omissis ... Reti viarie extraurbane non ricadenti in Classe d'uso IV, salvo casi particolari per i quali sia necessaria la classe d'uso IV, e reti ferroviarie la cui interruzione provochi situazioni di emergenza ... omissis ... Per le quali  $C_U = 1.5$ .

- Classe IV: ... omissis ... Reti viarie di tipo A o B, di cui al DM 5/11/2001, 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 ... omissis ... Per le quali  $C_U = 2$ .

Nel caso in esame si assume:

Classe d'uso III ( $C_U = 1.5$ )

Pertanto, nel caso in esame, l'azione sismica di verifica viene associata ad un periodo di riferimento pari a:

$$V_R = V_N \times C_U = 75 \times 1.5 = 112.5 \text{ anni}$$

### 5.2.2 Risultati da analisi di risposta sismica locale

Per la definizione dell'azione sismica si è fatto riferimento a quanto scaturito dalla analisi di risposta sismica locale.

Nella tabella seguente si riportano i risultati ottenuti dalla suddetta analisi in termini di componente orizzontale dello spettro regolarizzato.

**Tabella 5.3 – Risultati da analisi di RSL (componente orizzontale)**

Categoria topografica	Vita nominale	Coefficiente d'Uso	Accelerazione massima da analisi RSL	Accelerazione plateau analisi RSL
	[anni]		-	[g]
T1	75	1.5	0.177	0.517

Per quanto riguarda la componente verticale, invece, si fa riferimento al 70% del corrispondente spettro di categoria A.

Per ulteriori approfondimenti si rimanda all'elaborato di riferimento.

## 6 CALCOLO CAPACITÀ PORTANTE PER CARICO VERTICALE ECCENTRICO

Nella presente relazione, si farà riferimento al contributo di resistenza offerto dall'intera palificata. Tale contributo può essere valutato applicando metodologie di calcolo in grado di rappresentare, appunto, lo stato limite ultimo di collasso della palificata nel suo complesso, in virtù del raggiungimento del carico limite di tutti i pali. Tale approccio è coerente con quanto indicato dalle NTC 2018 (capitolo 6.4.3.1.1.1).

### 6.1 Dominio della palificata

Il dominio di resistenza  $\mathcal{D}$  delle fondazioni su pali è costruito come il luogo dei punti rappresentativi del collasso dell'intera palificata. Il dominio di resistenza, se costruito con riferimento ai valori delle resistenze di progetto del palo singolo (in compressione,  $R_{c,d}$ , e in trazione,  $R_{t,d}$ ), assume il significato di dominio delle resistenze di progetto  $\mathcal{D}_d$ .

Le verifiche SLU-GEO delle fondazioni su pali sono soddisfatte se i punti rappresentativi delle azioni di progetto  $(N_{Ed}, M_{Ed})$  risultano interni al dominio di resistenza di progetto  $\mathcal{D}_d$ . La verifica è dunque formalmente soddisfatta se risulta verificata la seguente condizione:

$$(N_{Ed}, M_{Ed}) \in \mathcal{D}_d$$

In Figura 6.1 si riporta, a titolo di esempio, il dominio di resistenza di una palificata (16 pali disposti a 4 file da 4 pali ciascuna) proposto da Di Laora et al. [B22]. I punti della frontiera del dominio rappresentano le coppie di valori "Nu, Mu" (resistenza a compressione/trazione e momento resistente del gruppo di pali, rispettivamente) per i quali tutte le riserve di resistenza della palificata risultano esaurite.

Il dominio è costruito secondo le seguenti ipotesi di calcolo:

- 1) I pali sono modellati sia a trazione che in compressione come elementi monodimensionali rigido perfettamente plastici, indipendenti fra loro, caratterizzati dai due carichi limite (di "snervamento") in compressione "Nu" ( $=R_{c,d}$ ) ed in trazione "-Su" ( $=R_{t,d}$ )
- 2) I pali sono connessi con una platea infinitamente rigida
- 3) La testa dei pali è considerata incastrata alla platea (vincolo in grado di esplicare un momento flettente)

L'ipotesi (3) risulta valida certamente nel caso di pali in c.a. (o micropali) strutturalmente solidarizzati con la platea. Per ulteriori approfondimenti circa il calcolo dei domini di resistenza si rimanda a Di Laora et al. **Errore. L'origine riferimento non è stata trovata.**

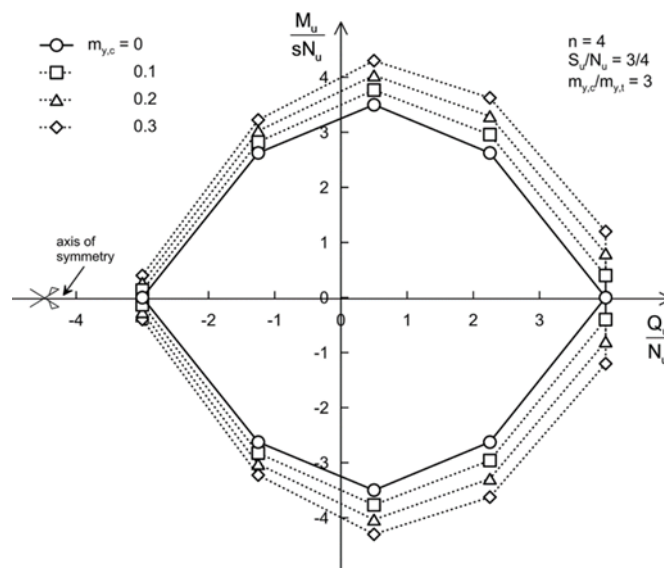


Figura 6.1 Esempio di Dominio di Resistenza di una palificata 4x4 [B22].

## 6.2 Metodo di calcolo capacità portante del singolo palo

### 6.2.1 Analisi agli stati limite e indicazioni da Manuale di progettazione

Il calcolo della capacità portante del palo singolo viene svolto secondo l'approccio agli stati limite ultimi, in accordo alle NTC2018. La resistenza di progetto del palo viene quindi espressa come:

$$R_d = \frac{R_k}{\gamma_R}$$

dove:

- $R_d$  = capacità portante di progetto nei confronti dei carichi assiali;
- $R_k$  = valore caratteristico della capacità portante limite del palo;
- $\gamma_R$  = coefficiente parziale di sicurezza.

In particolare, le verifiche di capacità portante delle fondazioni su pali agli stati limite ultimi vengono condotte con l'Approccio 2 secondo la combinazione (A1+M1+R3) tenendo conto dei valori dei coefficienti parziali delle tabelle di normativa 6.2.I, 6.2.II e 6.4.VI.

Ad esempio, la resistenza di progetto a compressione  $R_{c,d}$  è quindi calcolata applicando al valore caratteristico della resistenza  $R_{c,k}$  i coefficienti parziali  $\gamma_R$  riportati in tabella 6.4.II delle NTC2018, relativi alla tecnologia realizzativa dei pali. Il valore caratteristico della resistenza  $R_{c,k}$  a compressione del palo (o a trazione  $R_{t,k}$ ) è ottenuto applicando i fattori di correlazione  $\xi_{3,4}$  (capitolo 6.4.3.1.1, NTC18) alle resistenze di calcolo  $R_{c,cal}$  (o  $R_{t,cal}$ ). Per ogni fondazione verrà quindi assunto un coefficiente  $\xi_{3,4}$  in funzione delle verticali di indagine eseguite.



Nel presente progetto si assume, per tutte le fondazioni dei viadotti  $\xi_{3,4} = 1.7$ .

In condizioni sismiche le verifiche di capacità portante delle fondazioni su pali agli stati limite ultimi vanno condotte con riferimento allo stesso approccio utilizzato per le condizioni statiche (A1+M1+R3), tenendo conto degli opportuni coefficienti parziali sulle azioni (e.g. peso palo considerato con coefficiente parziale unitario).

Si verificherà inoltre che la risposta del palo in esercizio, sia ragionevolmente lontana dalla condizione di plasticizzazione (Manuale di Progettazione delle Opere Civili RFI [N.6]). In particolare, sulla resistenza laterale di calcolo  $Q_L$ , verrà verificata la seguente condizione

$$\frac{Q_L}{1.25} > N_{max,SLE}$$

dove al secondo membro è riportato il carico agente sul palo più caricato della palificata in combinazione caratteristica (rara).

### 6.3 Calcolo capacità portante del palo singolo ai carichi verticali

In accordo a quanto indicato al capitolo precedente, la resistenza di progetto a compressione  $R_{c,d}$  di un palo, può essere espressa dalla seguente relazione:

$$R_{c,d} = \frac{Q_L}{\gamma_s \xi_{3,4}} + \frac{Q_B}{\gamma_b \xi_{3,4}} - \gamma_{G1} W_p$$

dove  $Q_L$  e  $Q_B$  sono rispettivamente la resistenza laterale e di base (di calcolo), mentre  $W_p$  è il peso del palo.

Nel caso di resistenza di base calcolata in condizioni drenate ed in presenza di falda, il peso del palo è determinato come segue:

$$W_p = A_p \{ \gamma_{cls} [z_w - (z_B - L_p)] + (\gamma_{cls} - \gamma_w)(z_B - z_w) \}$$

Nella precedente è indicata con  $z_B$  e  $z_w$  la profondità della testa del palo calcolata dal piano di campagna.

Nel caso di resistenza di base calcolata in condizioni non drenate, il calcolo del peso del palo è sempre determinato mediante la seguente:

$$W_p = \gamma_{cls} A_p L_p$$

I coefficienti  $\gamma_s$  e  $\gamma_b$  sono rispettivamente il coefficiente parziale laterale in compressione e alla base riferiti alla tecnologia realizzativa dei pali.

#### 6.3.1 Resistenza laterale

La resistenza laterale viene valutata sulla superficie laterale del palo di diametro  $D$  con la seguente:

$$Q_L = \pi D \cdot \sum_{n^{\circ} \text{ strati}} \tau_i h_i$$

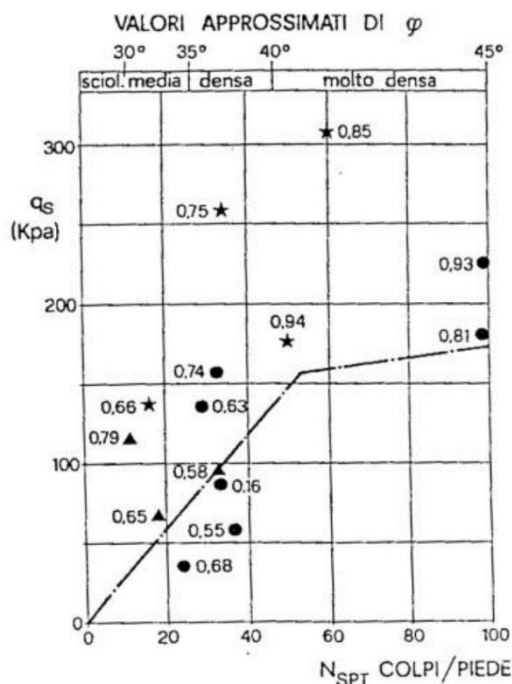
dove, per ogni strato  $i$  di spessore  $h_i$  viene valutata la tensione tangenziale  $\tau_i$  sul fusto del palo.

### 6.3.1.1 Depositi incoerenti

La tensione tangenziale lungo il fusto del palo, in accordo a Viggiani et al. [B.4], può essere valutata, in corrispondenza della tensione verticale efficace  $\sigma_v'$ , mediante la seguente:

$$\tau_i = k \cdot \tan(\varphi') \cdot \sigma_v' \leq \tau_{l,max}$$

con  $k$  coefficiente di pressione laterale (pari a 0.7 per pali in compressione [B.1], [B.6] e [B.7] e pari a 0.5 per pali in trazione [B.7]), mentre  $\varphi'$  è l'angolo d'attrito dello strato di terreno competente. Il valore di tensione tangenziale limite  $\tau_{l,max}$  per pali trivellati di grande diametro in terreni sabbiosi è correlabile al numero di colpi di SPT mediante il seguente grafico [B.8].



**Figura 6.2 Tensioni tangenziali limite in terreni sabbiosi per pali trivellati di grande diametro, [B.8]**

### 6.3.1.2 Depositi coesivi (metodo $\alpha$ )

Per i terreni coesivi la tensione tangenziale è valutata mediante la seguente espressione:

$$\tau_i = \alpha \cdot c_u \leq \tau_{l,max}$$

Dove  $c_u$  è la resistenza al taglio in condizioni non drenate mentre  $\alpha$  è un coefficiente empirico di adesione, valutabile in ragione della coesione non drenata, secondo la seguente tabella (per pali trivellati):

$c_u$	$\alpha$
$c_u \leq 25$ kPa;	0.90
$25$ kPa < $c_u \leq 50$ kPa	0.80
$50$ kPa < $c_u \leq 75$ kPa	0.60
$c_u > 75$ kPa	0.40

Il valore del coefficiente  $\alpha$  può essere valutato, in linea con quanto indicato dalle AASHTO [3] e dalle FHWA [5] per pali trivellati di grande diametro, secondo la seguente espressione

$$\begin{cases} \alpha = 0.55 & \text{se } c_u/p_{ref} \leq 1.5 \\ \alpha = 0.55 - 0.1 \left( \frac{c_u}{p_{ref}} - 1.5 \right) & \text{se } 1.5 \leq c_u/p_{ref} \leq 2.5 \end{cases}$$

Per valori di  $C_u/p_{ref} > 2.5$  si adotterà  $\alpha = 0.45$ . La pressione di riferimento  $p_{ref}$  è pari a 100 kPa.

La correlazione proposta dalle AASHTO-FHWA è calibrata su un database sperimentale specifico per pali trivellati di grande diametro e può dunque ritenersi un utile riferimento rispetto alla curva di  $\alpha$  proposta dalle AGI.

Il valore di tensione tangenziale limite  $\tau_{l,max}$  è pari a 100 kPa e 120 kPa rispettivamente per pali trivellati e pali infissi.

### 6.3.1.3 Depositi coesivi (metodo $\beta$ )

Un metodo alternativo per la valutazione della tensione tangenziale in depositi coesivi mediante un approccio alle tensioni efficaci è quello investigato da Burland [B.9], [B.10] Burland e Twine [B.11] e Chen e Kulhawy [B.12]. Secondo tale approccio la tensione tangenziale può essere valutata, corrispondenza della tensione verticale efficace  $\sigma_v'$ , mediante la seguente:

$$\tau_i = \beta \cdot \sigma_v' \leq \tau_{l,max}$$

Dove il coefficiente  $\beta$  può essere scritto come:

$$0.25 \leq \beta (= 0.1 + 0.4 \frac{c_u}{\sigma_v'}) \leq 0.55$$

Per il limite inferiore ( $\beta=0.25$ ) si faccia riferimento a [B.6] mentre il limite superiore ( $\beta=0.55$ ) è stato desunto dai risultati presentati in [B.10] e [B.12].

Il valore di tensione tangenziale limite  $\tau_{l,max}$  è pari a 100 kPa e 120 kPa rispettivamente per pali trivellati e pali infissi [B.6].

### 6.3.2 Resistenza di base

La resistenza di base di calcolo  $Q_B$  può essere scritta come

$$Q_B = A_p q_b$$

dove  $A_p$  è l'area di base e  $q_b$  è la resistenza unitaria alla punta. In presenza di stratificazioni, la resistenza alla punta deve essere calibrata secondo quanto proposto da Meyerhof [B.13]. Nel presente progetto è stata assunta come lunghezza di penetrazione (intesa come lunghezza interna ad ogni passaggio di strato) un valore pari a tre volte il diametro del palo al fine di raggiungere la resistenza di base caratteristica dello strato in oggetto.

#### 6.3.2.1 Depositi incoerenti

La resistenza unitaria alla base del palo (associabile a cedimenti compresi tra il 6% e il 10% del diametro del palo stesso [B.4], [B.6]) viene valutata in funzione della tensione verticale efficace alla base del palo  $\sigma'_{v,base}$ , mediante la seguente espressione [B.4], [B.6]

$$q_b = N_q^* \cdot \sigma'_{v,base} \leq q_{b,lim}$$

Con  $N_q^*$  coefficiente funzione dell'angolo di resistenza al taglio e determinato secondo AGI [B.6]. Nel caso di pali trivellati, tale coefficiente è da calcolare riducendo il valore di calcolo dell'angolo d'attrito come  $\varphi_{calc}' = \varphi' - 3^\circ$  (Kishida [B.14]).

$\phi'$	$N_q^*$
32	11
33	13
34	14
35	15
37	20
38	23
39	26

La resistenza unitaria limite  $q_{b,lim}$  al secondo membro, è determinabile in funzione della granulometria secondo quanto indicato da Gwidzala [B.15]

TIPI DI TERRENO	$q_{b,lim}$ [kPa]
Ghiaia	7000
Sabbia media	5500
Sabbia fine e sabbia limosa	4000

#### 6.3.2.2 Depositi coesivi

Nei terreni coesivi, la resistenza unitaria alla base viene determinata, in funzione della coesione non drenata  $c_u$  e della tensione verticale totale alla base del palo  $\sigma_{v,base}$ , con la seguente relazione:

$$q_b = 9c_u + \vartheta_{v,base} \leq q_{b,lim}$$

dove:

$c_u$  = resistenza al taglio non drenata [kPa];

$S_{v,base}$  = tensione totale verticale.

La resistenza unitaria limite  $q_{b,lim}$  è da valutarsi puntualmente in ragione delle caratteristiche meccaniche del terreno; **nel presente caso si è considerato, cautelativamente, un valore limite pari a 2500 kN.**

### 6.3.3 Determinazione della resistenza di progetto a trazione del palo singolo

La portata a trazione di progetto di un palo trivellato  $R_{t,d}$  può essere espressa dalla seguente relazione:

$$R_{t,d} = \frac{Q_L}{\gamma_{st} \xi_{3,4}} + \gamma_{G1} W_p$$

dove  $Q_L$  è la resistenza laterale di calcolo (valutabile secondo quanto riportato al paragrafo 6.3.1 della presente relazione), e  $W_p$  è il peso del palo calcolato come nel paragrafo precedente.

## 6.4 Riduzione della capacità portante verticale per effetto dell'attrito negativo

In accordo con la Relazione geologica, geomorfologica, idrogeologica e sismica, l'area del Sibaritide è caratterizzata da diffusi e datati fenomeni di subsidenza da imputare alla forte comprimibilità dei terreni presenti.

Quando il palo attraversa uno strato di terreno molto comprimibile per immorsarsi in uno più consistente, se il primo di tali strati manifesta dei cedimenti per una qualunque causa, il palo è soggetto ad attrito negativo. Nell'ambito della profondità dove lo spostamento del terreno supera quello del palo si verifica:

- assenza di portanza laterale;
- inversione delle forze di attrito che vengono a costituire così un carico addizionale per il palo.

Quando lo scopo è quello di avere una stima dell'attrito negativo si può procedere come segue (Figura 6.3):

- si ipotizza che il punto neutro, ossia la profondità alla quale lo spostamento del palo eguaglia quello del terreno, sia coincidente con il limite inferiore dello strato più comprimibile;
- si valuta la tensione unitaria di attrito negativo, pensata agente lungo tutta la lunghezza di palo che attraversa lo strato più comprimibile, tramite la relazione:

$$\tau_n = \beta \cdot \sigma'_{v0m}$$

nella quale  $\sigma'_{v0m}$  è la tensione verticale efficace media nell'ambito del tratto interessato dalle  $\tau_n$  e  $\beta$  è un coefficiente empirico i cui valori sono dell'ordine di 0.20-0.25 per le argille, di 0.25-0.35 per i limi e può raggiungere valori dell'ordine di 0.35-0.50 per le sabbie.

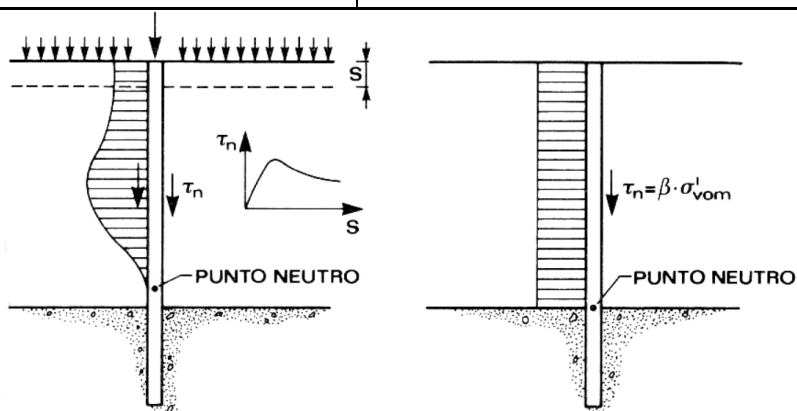


Figura 6.3 Stima dell'attrito negativo [B.21]

Come si evince dall'interpretazione delle prove geotecniche e geofisiche contenuta all'interno della Relazione Geotecnica generale, l'unità UG1 risulta caratterizzata da bassi valori di rigidezza per cui, almeno in tale fase progettuale, è d'uopo tener conto dell'effetto dell'attrito negativo all'interno della suddetta unità.

Secondo lo schema in Figura 6.3, si stima il carico addizionale che graverà sul palo a seguito dell'inversione delle forze di attrito:

Tabella 6.1 Stima del carico addizionale per attrito negativo

Unità	Sp (m)	Dp (m)	$\beta$	$\tau$ (kPa)	Q <sub>AN</sub> (kN)
UG1	12	1.2	0.25	12	542.6

In accordo con le NTC 2018 par. 6.4.3, l'effetto dell'attrito negativo deve essere incluso fra le azioni permanenti; di conseguenza, il carico Q<sub>AN</sub> verrà combinato, nelle verifiche, con i coefficienti parziali  $\gamma_A$  previsti da norma in condizioni statiche e sismiche.

## 7 CALCOLO CAPACITÀ PORTANTE PER CARICO TRASVERSALE

Il carico limite di un palo verticale sotto l'azione di una forza orizzontale applicata alla testa del palo viene calcolato secondo la teoria sviluppata da Broms per terreni coesivi [B.16] ed incoerenti [B.17]. Verranno comunque considerate le implementazioni di De Simone [B.18], per tenere in conto l'approfondimento della testa del palo rispetto al piano di campagna, ed il contributo di Cecconi et al. [B.19] per portare in conto anche l'effetto della coesione efficace nei terreni incoerenti.

Secondo il metodo proposto da Broms, la capacità portante orizzontale viene determinata con le seguenti ipotesi:

- Terreno modellato come mezzo rigido-perfettamente plastico;
- Pressione di interazione palo-terreno dipendente solo dal tipo di terreno (attritivo o coesivo) e dal diametro del palo;
- Comportamento flessionale del palo come rigido-perfettamente plastico dopo il raggiungimento del momento di plasticizzazione.

Per la determinazione del carico limite verrà inoltre considerato il vincolo di incastro perfetto tra testa del palo e plinto di fondazione.

A valle delle ipotesi appena descritte, i possibili meccanismi di rottura del sistema palo-terreno possono essere indicati come rottura a palo "corto", "intermedio" e "lungo".

La resistenza trasversale di calcolo del palo singolo  $R_{tr,cal,P}$  viene pertanto calcolata come valore minimo corrispondente ai possibili meccanismi di rottura.

Per la determinazione del valore di progetto della resistenza del palo soggetto a carichi trasversali, valgono le indicazioni generali per i pali soggetti a carichi assiali, dividendo la resistenza caratteristica per il coefficiente parziale  $\gamma_T=1.3$  (capitolo 6.4.3.1.2, NTC18).

Includendo anche il coefficiente di correlazione  $\xi_{3,4}$ , la resistenza di progetto  $R_{tr,d,P}$  si può direttamente scrivere a partire da quella di calcolo come:

$$R_{tr,d,P} = \frac{R_{tr,cal,P}}{\gamma_T \xi_{3,4}}$$

Per semplicità di notazione la resistenza di progetto del palo singolo  $R_{tr,d,P}$  verrà nel seguito indicata con  $R_{tr,P}$ .

L'analisi viene effettuata mediante foglio di calcolo, nelle immagini seguenti vengono riportate i coefficienti utilizzati nelle combinazioni SLU e SLV e le formulazioni relative al comportamento incoerente o coesivo del terreno.

## 8 DIMENSIONAMENTO E VERIFICA FONDAZIONI VIADOTTI

Il viadotto VI01 è composto da nove campate da 30 m, con impalcato in misto acciaio-clc, e una campata principale da 60 m, sopra la strada statale SS106, con impalcato a travata metallica del tipo a maglia triangolare aperta a passaggio inferiore. In Tabella 8.1, è riportata sinteticamente la tipologia di plinti e di spalla adottata per il viadotto in esame:

**Tabella 8.1 VI01 - Tipologico Fondazione**

	<b>TIPOLOGICO PLINTO</b>	<b>TIPOLOGICO FOND</b>
<b>Pila (per impalcati a sezione mista)</b>	Rettangolare	9 Pali L=30 m
<b>Pila (per impalcati a travatura reticolare)</b>	Esagonale	12 Pali L=48 m
<b>Spalla</b>	Rettangolare	16 Pali L=30 m

Il viadotto VI02, invece, ha un'unica campata da 20 m con impalcato in misto acciaio-clc a travi incorporate. In Tabella 8.2, è riportata sinteticamente la tipologia di spalla adottata per il viadotto in esame:

**Tabella 8.2 VI02 - Tipologico Fondazione**

	<b>TIPOLOGICO PLINTO</b>	<b>TIPOLOGICO FOND</b>
<b>Spalla</b>	Rettangolare	16 Pali L=30 m

Le curve di resistenza di progetto del palo singolo sono state calcolate in accordo ai criteri di progettazione riportati nel capitolo 6 e 7 ed in accordo agli stati limite previsti dalla normativa vigente. La capacità portante delle fondazioni delle pile è stata valutata per pali di grande diametro D1200; le fondazioni delle spalle, invece, sono state predimensionate sulla base di tipologici ferroviari realizzati in terreni di fondazione analoghi a quelli presenti.

In particolare, per ogni tipologico di fondazione, sono state determinate le curve di capacità portante verticale del palo singolo e, di conseguenza, determinato il dominio di resistenza dell'intera palificata per la combinazione SLU e SLV.

Sono state altresì condotte, per il singolo palo, la verifica a capacità portante trasversale e in condizioni di esercizio.



## 8.1 Fondazioni per impalcati a sezione mista

### 8.1.1 Scarichi strutturali

Nella seguente tabella si riportano gli scarichi strutturali, dedotti dalla relazione di calcolo di riferimento, in corrispondenza dell'estradosso del plinto. Tra le combinazioni di carico SLU, SLV e SLE si individuano quelle più gravose.

**Tabella 8.3 IV01 – Scarichi strutturali impalcato a sezione mista**

Ipotesi		Fvert [kN]	Flong [kN]	Ftrasv [kN]	Mlong [kNm]	Mtrasv [kNm]
1	SLU-MaxN	17826	1593	759	16711	8602
2	SLU-MaxMlong	16995	1741	724	18069	8520
3	SLU-MaxMtras	12389	324	1112	2302	12811
4	SLV-vert	6735	1534	1406	14512	13108
5	SLV-long	8746	4763	1427	43983	13414
6	SLV-trasv	8861	1616	4564	15033	42251

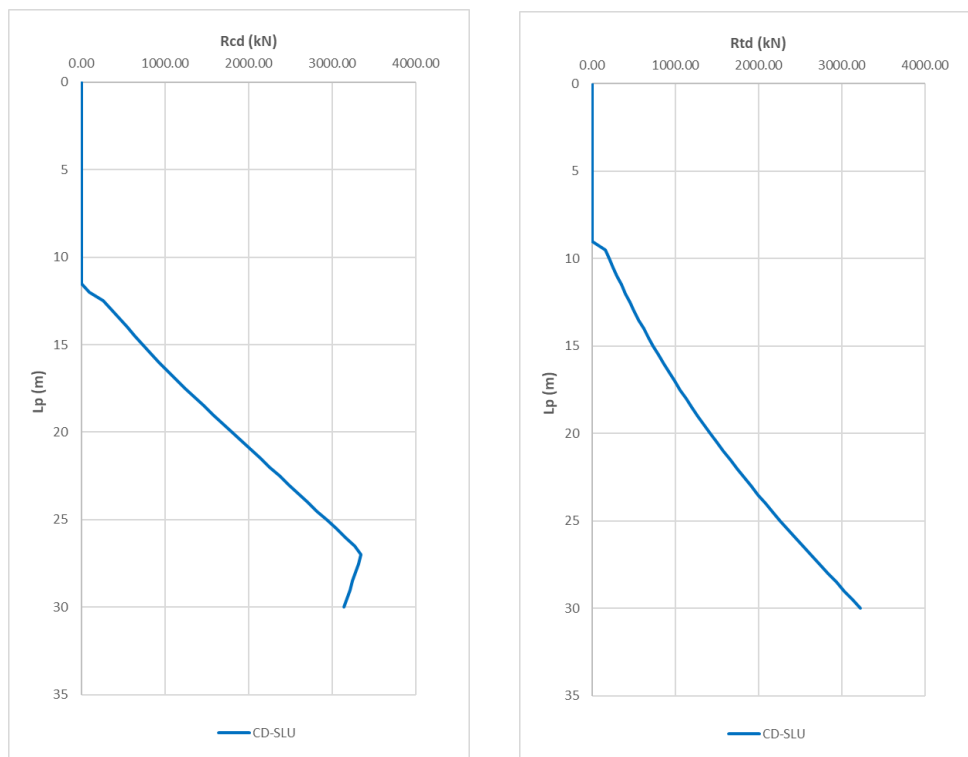
Si fa presente che nella ripartizione degli sforzi sui pali e nei calcoli di seguito riportati, verrà tenuto conto sia del peso del plinto che del terreno di ricoprimento al di sopra dello stesso nonché dell'eccentricità tra il punto di applicazione dell'azione trasversale e la testa palo.

### 8.1.2 Curve di capacità portante verticale del palo singolo

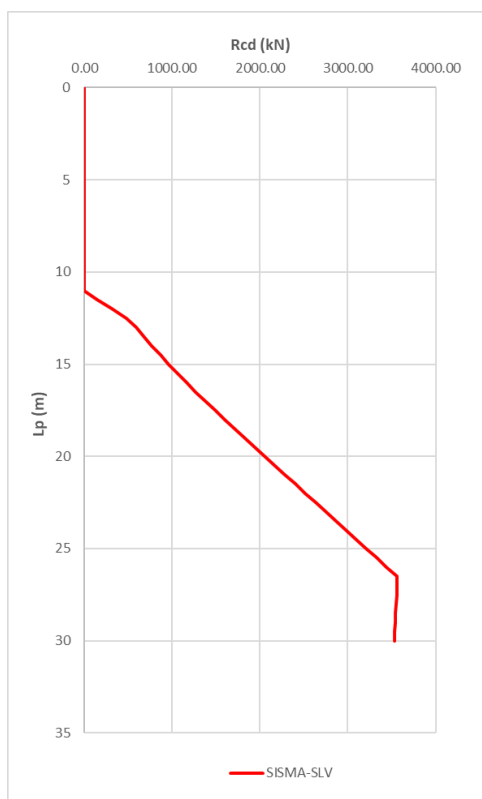
A partire dai parametri indicati nel capitolo 5, sono state ricavate le seguenti curve di capacità portante a compressione e a trazione. La testa del palo è ipotizzata a -2.50 m dal piano campagna.

Per tener conto del duplice effetto sfavorevole dovuto all'attrito negativo che interessa l'unità UG1, è stata azzerata la resistenza laterale per 9.00 m di profondità dalla testa del palo e sottratto al valore di portanza verticale, ottenuto con le modalità descritte nel par. 6.3, il carico riportato al par. 6.4 differenziato in base al tipo di combinazione (statica o sismica) considerata.

Di conseguenza, per il caso in esame, le verifiche saranno condotte essenzialmente in termini di tensioni efficaci essendo la sottostante unità UG2 di natura granulare.



**Figura 8.1 Curve di capacità portante allo SLU in compressione (sinistra) e in trazione (destra)**



**Figura 8.2 Curve di capacità portante allo SLV in compressione**

Nella seguente tabella seguente si riportano le curve di capacità portante in forma tabellare.

**Tabella 8.4 IV01: curve di capacità portante a compressione e a trazione**

Profondità		Unità Geotecnica	CD SLU		SISMA SLV
z	L <sub>P</sub>	UG	R <sub>cd</sub>	R <sub>t,d</sub>	R <sub>cd</sub>
(m)	(m)	(-)	(kN)	(kN)	(kN)
0	0	UG1	0.00	0.00	0.00
0.5	0	UG1	0.00	0.00	0.00
1	0	UG1	0.00	0.00	0.00
1.5	0	UG1	0.00	0.00	0.00
2	0	UG1	0.00	0.00	0.00
2.5	0	UG1	0.00	0.00	0.00
3	0	UG1	0.00	0.00	0.00
3.5	0.5	UG1	0.00	0.00	0.00
4	1	UG1	0.00	0.00	0.00
4.5	1.5	UG1	0.00	0.00	0.00
5	2	UG1	0.00	0.00	0.00
5.5	2.5	UG1	0.00	0.00	0.00
6	3	UG1	0.00	0.00	0.00
6.5	3.5	UG1	0.00	0.00	0.00
7	4	UG1	0.00	0.00	0.00
7.5	4.5	UG1	0.00	0.00	0.00
8	5	UG1	0.00	0.00	0.00
8.5	5.5	UG1	0.00	0.00	0.00
9	6	UG1	0.00	0.00	0.00
9.5	6.5	UG1	0.00	0.00	0.00
10	7	UG1	0.00	0.00	0.00
10.5	7.5	UG1	0.00	0.00	0.00
11	8	UG1	0.00	0.00	0.00
11.5	8.5	UG1	0.00	0.00	0.00
12	9	UG1	0.00	0.00	0.00
12	9	UG2	0.00	0.00	0.00
12.5	9.5	UG2	0.00	161.55	0.00
13	10	UG2	0.00	205.90	0.00
13.5	10.5	UG2	0.00	251.81	0.00
14	11	UG2	0.00	299.26	0.00
14.5	11.5	UG2	0.00	348.27	143.54

15	12	UG2	97.93	398.84	311.61
15.5	12.5	UG2	265.82	450.95	482.03
16	13	UG2	368.16	504.62	586.92
16.5	13.5	UG2	455.88	559.84	677.19
17	14	UG2	545.97	616.61	769.82
17.5	14.5	UG2	638.43	674.94	864.82
18	15	UG2	733.24	734.82	962.18
18.5	15.5	UG2	830.42	796.25	1061.90
19	16	UG2	929.96	859.24	1163.99
19.5	16.5	UG2	1031.86	923.77	1268.43
20	17	UG2	1136.13	989.86	1375.25
20.5	17.5	UG2	1242.76	1057.51	1484.42
21	18	UG2	1351.75	1126.70	1595.96
21.5	18.5	UG2	1463.10	1197.45	1709.86
22	19	UG2	1576.12	1269.75	1825.42
22.5	19.5	UG2	1689.14	1343.61	1940.98
23	20	UG2	1802.16	1419.01	2056.55
23.5	20.5	UG2	1915.18	1495.97	2172.11
24	21	UG2	2028.20	1574.49	2287.68
24.5	21.5	UG2	2141.22	1654.55	2403.24
25	22	UG2	2254.24	1736.17	2518.80
25.5	22.5	UG2	2367.26	1819.34	2634.37
26	23	UG2	2480.28	1904.06	2749.93
26.5	23.5	UG2	2593.30	1990.34	2865.50
27	24	UG2	2706.32	2078.17	2981.06
27.5	24.5	UG2	2819.34	2167.55	3096.62
28	25	UG2	2932.36	2258.49	3212.19
28.5	25.5	UG2	3045.37	2350.97	3327.75
29	26	UG2	3158.39	2445.01	3443.32
29.5	26.5	UG2	3271.41	2540.61	3558.88
30	27	UG2	3345.20	2637.75	3561.65
30.5	27.5	UG2	3311.10	2734.94	3556.37
31	28	UG2	3276.99	2832.13	3551.08
31.5	28.5	UG2	3242.89	2929.31	3545.79
32	29	UG2	3208.79	3026.50	3540.51
32.5	29.5	UG2	3174.69	3123.68	3535.22

### 8.1.3 Domini di resistenza della palificata

Nel seguito è riportato il dominio di resistenza della palificata oggetto di studio sia allo SLU che allo SLV. Il momento resistente è stato calcolato con un'armatura costituita da 16 + 16  $\phi$ 30. Il copriferro baricentrico è di 90 mm per la prima corona e 120 mm per la seconda. Il momento è stato calcolato considerando gli sforzi normali relativi ai valori di capacità portante a compressione e a trazione per i singoli pali.

Agli scarichi riportati al par. 8.1.1, sono stati aggiunti sia il peso proprio del plinto che il peso del terreno di ricoprimento (spessore 0.50 m) al di sopra dello stesso, opportunamente moltiplicati per i coefficienti parziali delle azioni A1 previsti da norma in condizioni statiche e sismiche.

**Tabella 8.5 – Peso plinto e peso del terreno di ricoprimento**

<b>P<sub>plinto</sub></b> <b>kN</b>	<b>P<sub>ric</sub></b> <b>kN</b>	<b>1.35 P<sub>plinto</sub></b> <b>kN</b>	<b>1.35 P<sub>ric</sub></b> <b>kN</b>
4608	829.44	6220.8	1119.744

Come si evince dai risultati riportati nelle seguenti figure, la verifica a capacità portante verticale risulta soddisfatta.

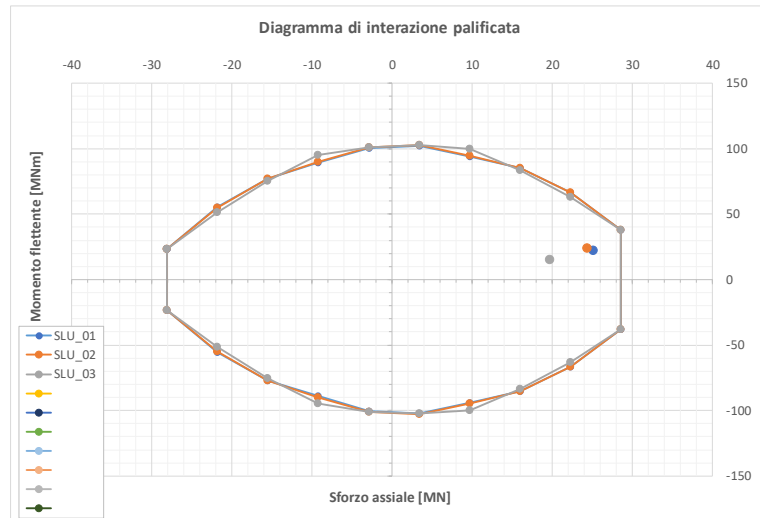
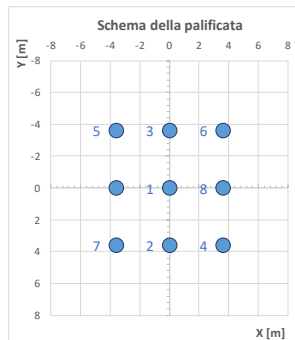
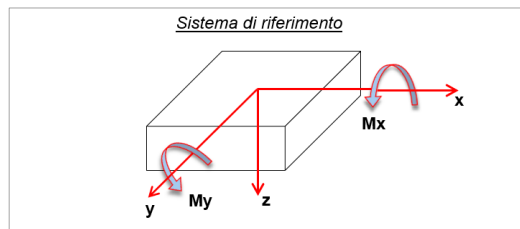
INPUT						
Palo	x [m]	y [m]	R <sub>dc</sub> [kN]	R <sub>dt</sub> [kN]	M <sub>Rdc</sub> [kNm]	M <sub>Rdt</sub> [kNm]
1	0.00	0.00	3175	-3124	4207	2583
2	0.00	3.60	3175	-3124	4207	2583
3	0.00	-3.60	3175	-3124	4207	2583
4	3.60	3.60	3175	-3124	4207	2583
5	-3.60	3.60	3175	-3124	4207	2583
6	3.60	-3.60	3175	-3124	4207	2583
7	-3.60	-3.60	3175	-3124	4207	2583
8	3.60	0.00	3175	-3124	4207	2583
9	-3.60	0.00	3175	-3124	4207	2583

COMBINAZIONI DI CARICO					
id	Fz [kN]	M <sub>y</sub> [kNm]	M <sub>x</sub> [kNm]	M <sub>tot</sub> [kNm]	MS [-]
SLU_01	25167	19897	-10120	22323	1.14
SLU_02	24336	21551	-9968	23745	1.17
SLU_03	19730	2950	-15035	15322	1.45

n. pali:       COPIA      CALCOLA

**LEGENDA**  
*Fz* = sforzo assiale  
*M<sub>y</sub>* = momento flettente intorno all'asse y  
*M<sub>x</sub>* = momento flettente intorno all'asse x  
*R<sub>dc</sub>* = Capacità portante del singolo palo a compressione  
*R<sub>dt</sub>* = Capacità portante del singolo palo a trazione  
*M<sub>Rdc</sub>* = Momento di plasticizzazione del singolo palo a compressione  
*M<sub>Rdt</sub>* = Momento di plasticizzazione del singolo palo a trazione  
**MS = Margine di sicurezza**  
 (da indicazione di quanto vicino si trovi il punto sollecitante nel piano (N-M) al limite del dominio di interazione della palificata):  
**MS > 1** ----> punto interno al dominio  
**MS < 1** ----> punto esterno al dominio  
**MS = 1** ----> punto sul dominio

ESPORTA RIDOTTO  
ESPORTA COMPLETO



**Figura 8.3 - Dominio di resistenza della palificata (SLU)**

Capacità portante delle palificate soggette a carichi verticali eccentrici  
Di Laora R., de Sanctis L. & Aversa S. (2019)

OPERA VI01  
PILA imp sz mista

INPUT						
Palo	x [m]	y [m]	R <sub>d,c</sub> [kN]	R <sub>d,t</sub> [kN]	M <sub>Rd,c</sub> [kNm]	M <sub>Rd,t</sub> [kNm]
1	0.00	0.00	3535	-3124	4254	2583
2	0.00	3.60	3535	-3124	4254	2583
3	0.00	-3.60	3535	-3124	4254	2583
4	3.60	3.60	3535	-3124	4254	2583
5	-3.60	-3.60	3535	-3124	4254	2583
6	3.60	-3.60	3535	-3124	4254	2583
7	-3.60	3.60	3535	-3124	4254	2583
8	3.60	0.00	3535	-3124	4254	2583
9	-3.60	0.00	3535	-3124	4254	2583

COMBINAZIONI DI CARICO					
id	Fz [kN]	M <sub>y</sub> [kNm]	M <sub>x</sub> [kNm]	M <sub>tot</sub> [kNm]	MS [-]
SLV_01	12172	17580	-15920	23717	2.33
SLV_02	14183	53509	-16268	55927	1.45
SLV_03	14298	18265	-51379	54529	1.47

n. pali: 9      COPIA      CALCOLA

**LEGENDA**  
 Fz = sforzo assiale  
 M<sub>y</sub> = momento flettente intorno all'asse y  
 M<sub>x</sub> = momento flettente intorno all'asse x  
 R<sub>d,c</sub> = Capacità portante del singolo palo a compressione  
 R<sub>d,t</sub> = Capacità portante del singolo palo a trazione  
 M<sub>Rd,c</sub> = Momento di plasticizzazione del singolo palo a compressione  
 M<sub>Rd,t</sub> = Momento di plasticizzazione del singolo palo a trazione  
 MS = Margine di sicurezza  
 (da indicazione di quanto vicino si trovi il punto sollecitante nel piano (N-M) al limite del dominio di interazione della palificata):  
 MS > 1 ---> punto interno al dominio  
 MS < 1 ---> punto esterno al dominio  
 MS = 1 ---> punto sul dominio

ESPORTA RIDOTTO  
ESPORTA COMPLETO

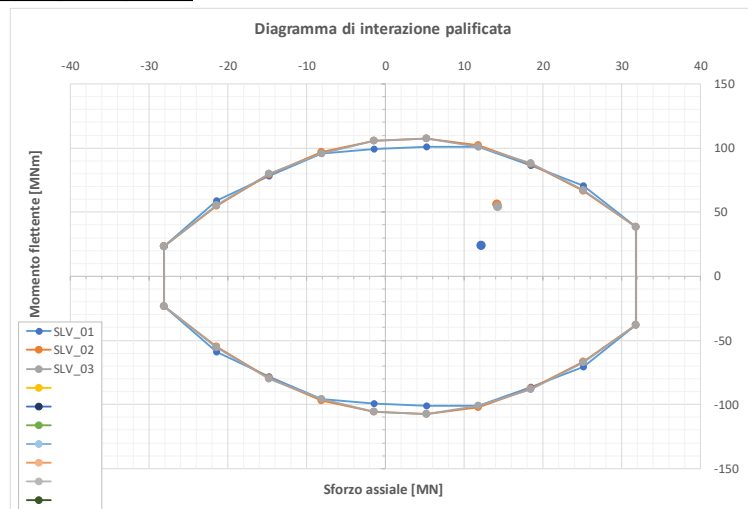
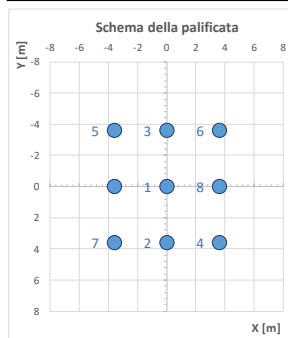
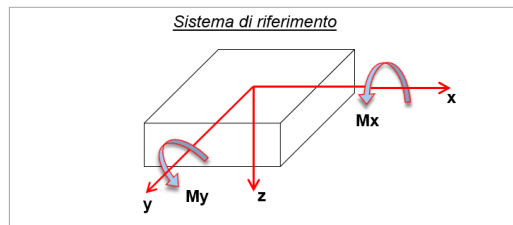


Figura 8.4 - Dominio di resistenza della palificata (SLV)

### 8.1.4 Verifica SLE-GEO

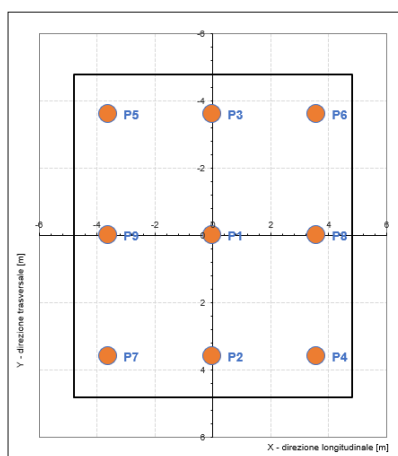
Nel presente paragrafo si verifica che la risposta del palo in esercizio sia di tipo “elastico” garantendo quindi, in accordo al manuale di progettazione RFI, un adeguato coefficiente di sicurezza sulla portata ultima per attrito laterale. In particolare, si verifica che:

- $N_{max,SLE} < Q_L / 1.25$  la massima sollecitazione assiale allo SLE RARA dovrà essere inferiore alla portata laterale limite del palo con un fattore di sicurezza di 1.25.

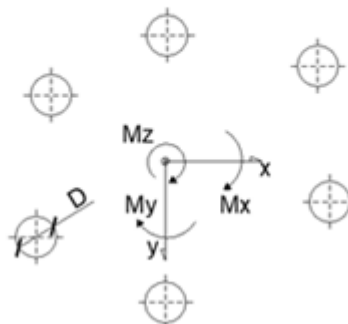
**Tabella 8.6 Verifica SLE-GEO**

$L_{Palo}$	$N_{max,SLE}$	$Q_L/1.25$	FS
30	2831	5109.40	1.80

dove  $N_{max,SLE}$  è stato ottenuto dalla seguente ripartizione dei carichi:



	N	Mx	My	Vy	Vx
<b>SLE-Rara</b>	<b>18297</b>	<b>-5835</b>	<b>11400</b>	<b>515</b>	<b>-1081</b>



	$N_{max}$	$N_{min}$	$T_{media}$
<b>SLE-Rara</b>	<b>2831</b>	<b>1235</b>	<b>133</b>

**Figura 8.5 – Ripartizione dei carichi sui pali**

Si fa presente che la portanza laterale è stata determinata tenendo conto delle considerazioni, circa l’effetto dell’attrito negativo, riportate nel par. 6.4.

La verifica SLE-GEO risulta, pertanto soddisfatta.



### 8.1.5 Capacità portate per carichi trasversali del palo singolo

Le verifiche di capacità portante laterale dei pali di fondazione vengono eseguite secondo la consolidata metodologia di Broms (1964) attraverso un apposito foglio di calcolo che considera il comportamento coerente/incoerente di ogni strato di terreno.

Per il caso in esame, si configura l'ipotesi di palo lungo (formazione doppia cerniera plastica). Il momento resistente necessario ai fini della verifica è qui calcolato, ai soli fini della verifica ad azioni orizzontali, con riferimento ad uno sforzo assiale nullo.

#### Calcolo del momento di plasticizzazione di una sezione circolare

Diametro = 1200 (mm)  
Raggio = 600 (mm)  
Sforzo Normale = 0 (kN)

#### Caratteristiche dei Materiali

calcestruzzo

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

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

#### Acciaio

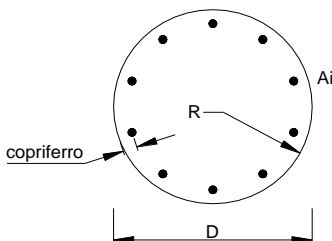
tipo di acciaio

$f_{yk} = 450$  (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 <sup>2</sup> )	copriferro (mm)
16	φ 30	11310	90
16	φ 30	11310	120
0	φ 8	0	30



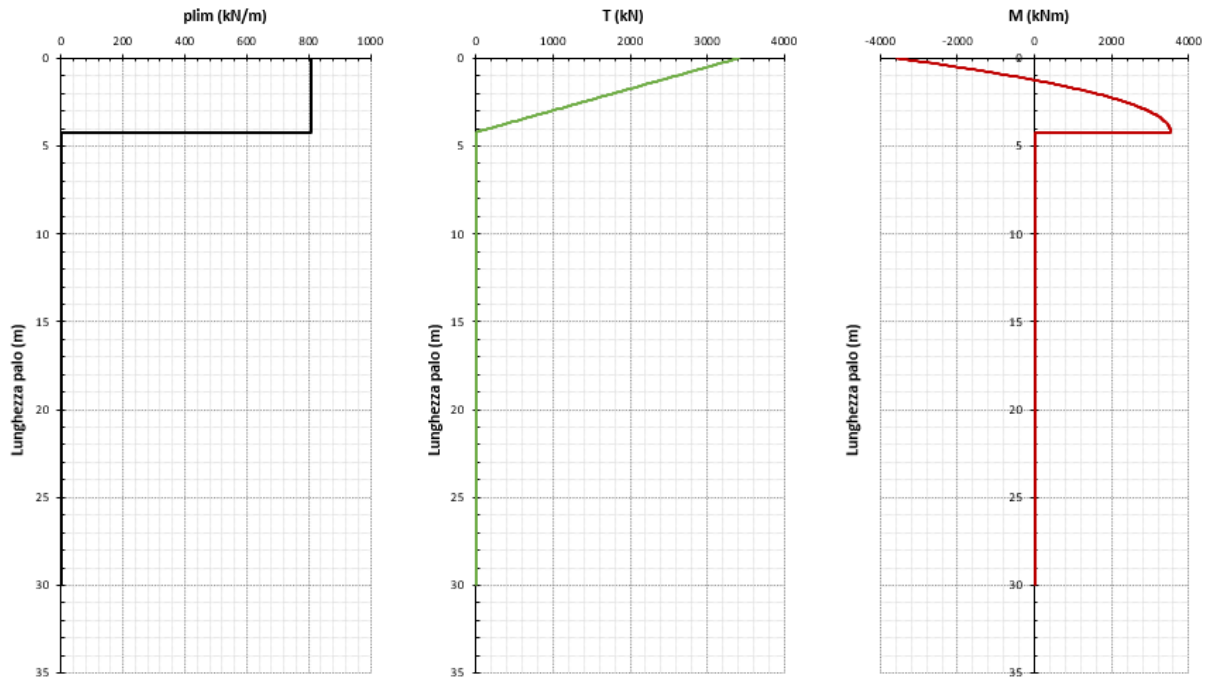
Calcolo

#### Momento di Plasticizzazione

$M_y = 3576.8$  (kN m)

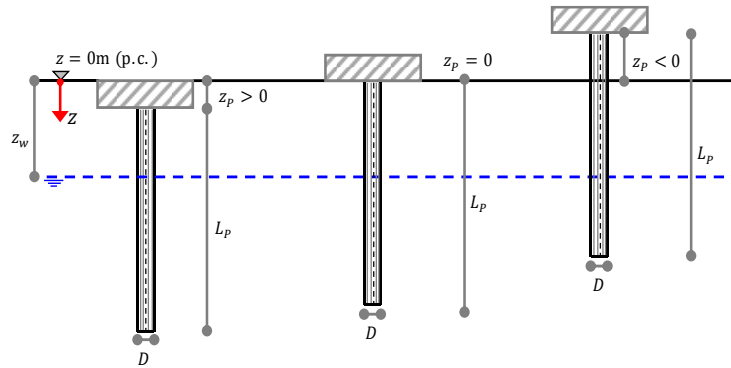
Inserisci

**Figura 8.6 – Calcolo del momento di plasticizzazione del palo**



**Figura 8.7 – Meccanismo di rottura ottenuto secondo il metodo di Broms**

**Rappresentazione schematica e definizione delle variabili geometriche**



**Definizione della geometria del problema**

D = **1.20** (m) § Diametro del palo  
 L<sub>p</sub> = **30** (m) § Lunghezza del palo  
 Z<sub>p</sub> = **3.00** (m) § Profondità testa palo da piano campagna (<0 se palo al di sopra del p.c.)  
 Z<sub>w</sub> = **0.00** (m) § Profondità della falda dal piano campagna (<0 se al di sopra del p.c.)  
 ns = **4** (-) § Numero di strati in cui suddividere la stratigrafia (max 10)

**Momento di plasticizzazione del palo**

M<sub>y</sub> = **3577** (kNm) § momento di plasticizzazione del palo

**Effetti di gruppo**

E = **0.80** (-) § Efficienza della palificata

**Azione trasversale di progetto su palo singolo**

E<sub>tr,d</sub> = **552** (kN) § Azione trasversale di progetto allo SLU/SLV

**Opzioni di calcolo**

Δz = **0.03** (m) § discretizzazione del fusto del palo

**Definizione della stratigrafia del problema e parametri fisico-meccanici caratteristici**

Strato	Unità geotecnica	Spessore	Z <sub>TOP</sub>	Z <sub>BOTTOM</sub>	γ <sub>k</sub>	c' <sub>k</sub>	φ' <sub>k</sub>	k <sub>p</sub>	c <sub>uk</sub>	Ipotesi calcolo
(-)	(-)	(m)	(m)	(m)	(kN/m <sup>3</sup> )	(KPa)	(°)	(-)	(KPa)	(-)
1	UG1	12.00	0.00	12.00	19.0				75.0	Coesivo
2	UG2	23.00	12.00	35.00	20.0	2.0	35.0	3.7		Incoerente
3	UG3	11.00	35.00	46.00	17.5				50.0	Coesivo
4	UG2	14.00	46.00	60.00	20.0	2.0	35.0	3.7		Incoerente

**LEGENDA** N.B.: stratigrafia definita da p.c.

Strato: indice dello strato; γ: peso dell'unità di volume;  
 Unità geotecnica: sigla unità; c': coesione efficace;  
 Spessore: spessore strato; φ': angolo di attrito efficace;  
 Z<sub>TOP</sub>: profondità del tetto dello strato; k<sub>p</sub>: coefficiente di spinta passiva  
 Z<sub>BOTTOM</sub>: profondità della base dello strato; c<sub>u</sub>: coesione non drenata.

Pali soggetti ad azioni trasversali - Broms

**Risultati di calcolo**

Meccanismo di collasso (-)	$R_{tr,calcolo}$ (kN)	$M_{MAX}$ (kNm)
Palo corto	67477	1308704
Palo intermedio	19084	174607
Palo lungo	3402	3525

**Resistenza trasversale di progetto**

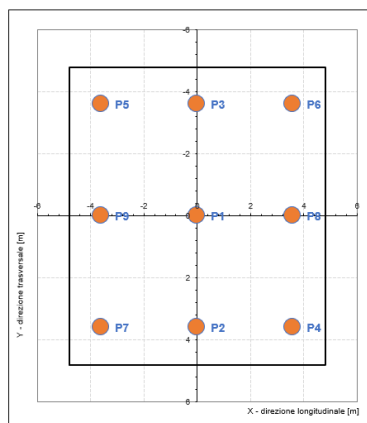
$R_{tr,k} = 2001.2$  (kN) § resistenza trasversale caratteristica  
 $R_{tr,d} = 1539.4$  (kN) § resistenza trasversale di progetto del palo singolo  
 $R_{tr,d,gruppo} = 1231.5$  (kN) § resistenza trasversale di progetto del palo in gruppo

**Azione trasversale di progetto su palo singolo**

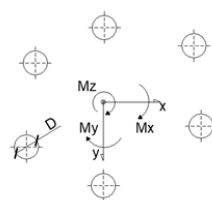
$E_{tr,d} = 552.0$  (kN) § Azione trasversale di progetto allo SLU/SLV

**Esito verifica:** Verifica soddisfatta

L'azione trasversale di progetto sul singolo palo  $E_{tr,d}$  è stata ottenuta dalla seguente ripartizione:



	N	Mx	My	Vy	Vx
SLU1	25167	-10120	19897	1593	-759
SLU2	24336	-9968	21551	1741	-724
SLU3	19730	-15035	2950	324	-1112
SLV1	12172	-15920	17580	1534	-1406
SLV2	14183	-16268	53509	4763	-1427
SLV3	14298	-51379	18265	1616	-4564



	$N_{max}$	$N_{min}$	$T_{media}$
SLU1	4186	1407	196
SLU2	4163	1245	210
SLU3	3025	1360	129
SLV1	2903	-198	231
SLV2	4806	-1654	552
SLV3	4813	-1636	538

**Figura 8.8 – Ripartizione dei carichi**

La verifica a carico limite trasversale risulta, pertanto, soddisfatta.

## 8.2 Fondazioni per impalcati a travatura reticolare

### 8.2.1 Scarichi strutturali

Nella seguente tabella si riportano gli scarichi strutturali, dedotti dalla relazione di calcolo di riferimento, in corrispondenza dell'estradosso del plinto. Tra le combinazioni di carico SLU, SLV e SLE si individuano quelle più gravose.

**Tabella 8.7 IV01 – Scarichi strutturali impalcato a travatura reticolare**

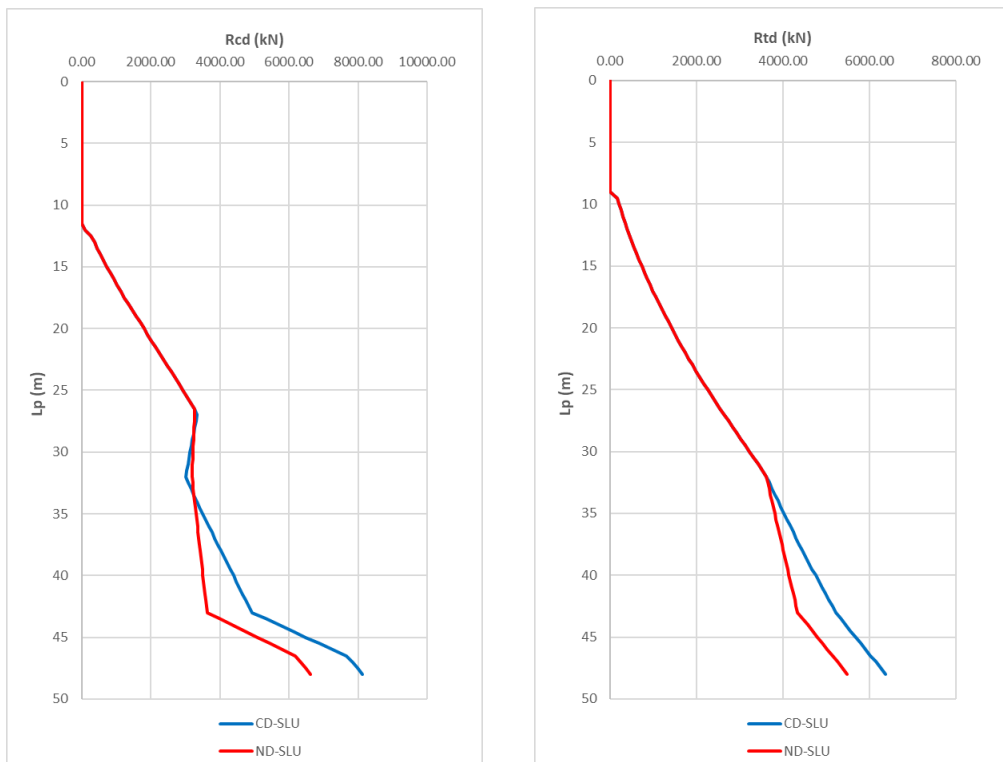
Ipotesi		Fvert [kN]	Flong [kN]	Ftrasv [kN]	Mlong [kNm]	Mtrasv [kNm]
1	SLU-MaxN	30922	2452	1178	33817	14248
2	SLU-MaxMlong	30922	2452	1178	33817	14248
3	SLU-MaxMtras	22657	524	1676	10379	20398
4	SLV-vert	12364	2642	2405	30167	23117
5	SLV-long	15659	8058	2423	81265	23404
6	SLV-trasv	15900	2749	7831	30876	74786

Si fa presente che nella ripartizione degli sforzi sui pali e nei calcoli di seguito riportati, verrà tenuto conto sia del peso del plinto che del terreno di ricoprimento al di sopra dello stesso nonché dell'eccentricità tra il punto di applicazione dell'azione trasversale e la testa palo.

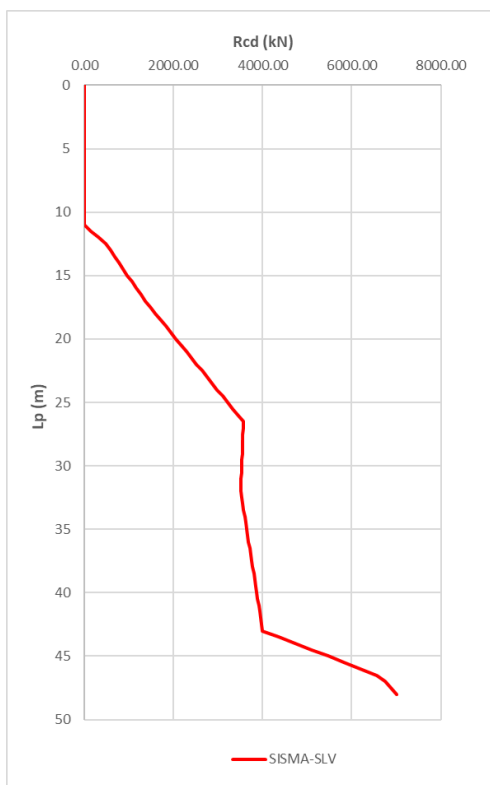
### 8.2.2 Curve di capacità portante verticale del palo singolo

A partire dai parametri indicati nel capitolo 5, sono state ricavate le seguenti curve di capacità portante a compressione e a trazione in condizione drenata e non drenata. La testa del palo è ipotizzata a -3 m dal piano campagna.

Per tener conto del duplice effetto sfavorevole dovuto all'attrito negativo che interessa l'unità UG1, è stata azzerata la resistenza laterale per 9.00 m di profondità dalla testa del palo e sottratto al valore di portanza verticale, ottenuto con le modalità descritte nel par. 6.3, il carico riportato al par. 6.4 differenziato in base al tipo di combinazione (statica o sismica) considerata.



**Figura 8.9 Curve di capacità portante allo SLU in compressione (sinistra) e in trazione (destra)**



**Figura 8.10 Curve di capacità portante allo SLV in compressione**

Nella seguente tabella seguente si riportano le curve di capacità portante in forma tabellare.

**Tabella 8.8 IV01: curve di capacità portante a compressione e a trazione**

Profondità		Unità Geotecnica	ND SLU		CD SLU		SISMA SLV
z	L <sub>P</sub>	UG	R <sub>cd</sub>	R <sub>t,d</sub>	R <sub>cd</sub>	R <sub>t,d</sub>	R <sub>cd</sub>
(m)	(m)	(-)	(kN)	(kN)	(kN)	(kN)	(kN)
0	0	UG1	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
0.5	0	UG1	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
1	0	UG1	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
1.5	0	UG1	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
2	0	UG1	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
2.5	0	UG1	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
3	0	UG1	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
3.5	0.5	UG1	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
4	1	UG1	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
4.5	1.5	UG1	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
5	2	UG1	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
5.5	2.5	UG1	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
6	3	UG1	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
6.5	3.5	UG1	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
7	4	UG1	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
7.5	4.5	UG1	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
8	5	UG1	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
8.5	5.5	UG1	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
9	6	UG1	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
9.5	6.5	UG1	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
10	7	UG1	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
10.5	7.5	UG1	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
11	8	UG1	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
11.5	8.5	UG1	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
12	9	UG1	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
12	9	UG2	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
12.5	9.5	UG2	0.00	161.55	0.00	161.55	0.00
13	10	UG2	0.00	205.90	0.00	205.90	0.00
13.5	10.5	UG2	0.00	251.81	0.00	251.81	0.00
14	11	UG2	0.00	299.26	0.00	299.26	0.00
14.5	11.5	UG2	0.00	348.27	0.00	348.27	143.54

15	12	UG2	97.93	398.84	97.93	398.84	311.61
15.5	12.5	UG2	265.82	450.95	265.82	450.95	482.03
16	13	UG2	368.16	504.62	368.16	504.62	586.92
16.5	13.5	UG2	455.88	559.84	455.88	559.84	677.19
17	14	UG2	545.97	616.61	545.97	616.61	769.82
17.5	14.5	UG2	638.43	674.94	638.43	674.94	864.82
18	15	UG2	733.24	734.82	733.24	734.82	962.18
18.5	15.5	UG2	830.42	796.25	830.42	796.25	1061.90
19	16	UG2	929.96	859.24	929.96	859.24	1163.99
19.5	16.5	UG2	1031.86	923.77	1031.86	923.77	1268.43
20	17	UG2	1136.13	989.86	1136.13	989.86	1375.25
20.5	17.5	UG2	1242.76	1057.51	1242.76	1057.51	1484.42
21	18	UG2	1351.75	1126.70	1351.75	1126.70	1595.96
21.5	18.5	UG2	1463.10	1197.45	1463.10	1197.45	1709.86
22	19	UG2	1576.12	1269.75	1576.12	1269.75	1825.42
22.5	19.5	UG2	1689.14	1343.61	1689.14	1343.61	1940.98
23	20	UG2	1802.16	1419.01	1802.16	1419.01	2056.55
23.5	20.5	UG2	1915.18	1495.97	1915.18	1495.97	2172.11
24	21	UG2	2028.20	1574.49	2028.20	1574.49	2287.68
24.5	21.5	UG2	2141.22	1654.55	2141.22	1654.55	2403.24
25	22	UG2	2254.24	1736.17	2254.24	1736.17	2518.80
25.5	22.5	UG2	2367.26	1819.34	2367.26	1819.34	2634.37
26	23	UG2	2480.28	1904.06	2480.28	1904.06	2749.93
26.5	23.5	UG2	2593.30	1990.34	2593.30	1990.34	2865.50
27	24	UG2	2706.32	2078.17	2706.32	2078.17	2981.06
27.5	24.5	UG2	2819.34	2167.55	2819.34	2167.55	3096.62
28	25	UG2	2932.36	2258.49	2932.36	2258.49	3212.19
28.5	25.5	UG2	3045.37	2350.97	3045.37	2350.97	3327.75
29	26	UG2	3158.39	2445.01	3158.39	2445.01	3443.32
29.5	26.5	UG2	3271.41	2540.61	3271.41	2540.61	3558.88
30	27	UG2	3271.64	2637.75	3345.20	2637.75	3561.65
30.5	27.5	UG2	3263.81	2734.94	3311.10	2734.94	3556.37
31	28	UG2	3255.98	2832.13	3276.99	2832.13	3551.08
31.5	28.5	UG2	3248.15	2929.31	3242.89	2929.31	3545.79
32	29	UG2	3240.32	3026.50	3208.79	3026.50	3540.51
32.5	29.5	UG2	3232.48	3123.68	3174.69	3123.68	3535.22
33	30	UG2	3224.65	3220.87	3140.59	3220.87	3529.93
33.5	30.5	UG2	3216.82	3318.06	3106.49	3318.06	3524.65
34	31	UG2	3208.99	3415.24	3072.38	3415.24	3519.36
34.5	31.5	UG2	3201.16	3512.43	3038.28	3512.43	3514.08
35	32	UG2	3193.33	3609.61	3004.18	3609.61	3508.79
35	32	UG3	3193.33	3609.61	3004.18	3609.61	3508.79



**Relazione di predimensionamento delle fondazioni  
profonde**

COMMESSA LOTTO CODIFICA DOCUMENTO REV. FOGLIO  
RC2V 00 R 11 RH VI 00 03 001 A 41 di 49

35.5	32.5	UG3	3213.13	3642.49	3085.17	3675.96	3531.13
36	33	UG3	3232.93	3675.37	3167.13	3742.95	3553.48
36.5	33.5	UG3	3252.73	3708.24	3250.06	3810.57	3575.82
37	34	UG3	3272.53	3741.12	3333.96	3878.83	3598.17
37.5	34.5	UG3	3292.33	3773.99	3418.83	3947.73	3620.51
38	35	UG3	3312.13	3806.87	3504.68	4017.27	3642.86
38.5	35.5	UG3	3331.93	3839.75	3591.50	4087.45	3665.20
39	36	UG3	3351.73	3872.62	3679.28	4158.26	3687.55
39.5	36.5	UG3	3371.53	3905.50	3768.04	4229.72	3709.89
40	37	UG3	3391.33	3938.37	3857.40	4301.81	3732.23
40.5	37.5	UG3	3411.13	3971.25	3946.75	4374.54	3754.58
41	38	UG3	3430.93	4004.13	4036.10	4447.91	3776.92
41.5	38.5	UG3	3450.73	4037.00	4125.45	4521.92	3799.27
42	39	UG3	3470.53	4069.88	4214.80	4596.56	3821.61
42.5	39.5	UG3	3490.33	4102.75	4304.15	4671.85	3843.95
43	40	UG3	3510.13	4135.63	4393.50	4747.77	3866.30
43.5	40.5	UG3	3529.92	4168.50	4482.85	4824.33	3888.64
44	41	UG3	3549.72	4201.38	4572.20	4901.53	3910.99
44.5	41.5	UG3	3569.52	4234.26	4661.55	4979.37	3933.33
45	42	UG3	3589.32	4267.13	4750.90	5057.85	3955.68
45.5	42.5	UG3	3609.12	4300.01	4840.25	5136.96	3978.02
46	43	UG3	3628.92	4332.88	4929.60	5216.71	4000.36
46	43	UG2	3628.92	4332.88	4929.60	5216.71	4000.36
46.5	43.5	UG2	3992.88	4447.81	5320.91	5331.64	4366.87
47	44	UG2	4356.84	4562.74	5712.21	5446.57	4733.37
47.5	44.5	UG2	4720.80	4677.67	6103.51	5561.49	5099.88
48	45	UG2	5084.76	4792.59	6494.82	5676.42	5466.38
48.5	45.5	UG2	5448.72	4907.52	6886.12	5791.35	5832.89
49	46	UG2	5812.68	5022.45	7277.43	5906.27	6199.39
49.5	46.5	UG2	6176.64	5137.37	7668.73	6021.20	6565.90
50	47	UG2	6355.28	5252.30	7852.84	6136.13	6747.08
50.5	47.5	UG2	6487.58	5367.23	7985.14	6251.05	6881.92
51	48	UG2	6619.88	5482.15	8117.44	6365.98	7016.77

### 8.2.3 Domini di resistenza della palificata

Nel seguito è riportato il dominio di resistenza della palificata oggetto di studio sia allo SLU che allo SLV. Il momento resistente è stato calcolato con un'armatura costituita da 16 + 16  $\phi$ 30. Il copriferro baricentrico è di 90 mm per la prima corona e 120 mm per la seconda. Il momento è stato calcolato considerando gli sforzi normali relativi ai valori di capacità portante a compressione e a trazione per i singoli pali.

Agli scarichi riportati al par. 8.2.1, sono stati aggiunti sia il peso proprio del plinto che il peso del terreno di ricoprimento (spessore 1.00 m) al di sopra dello stesso, opportunamente moltiplicati per i coefficienti parziali delle azioni A1 previsti da norma in condizioni statiche e sismiche.

**Tabella 8.9 – Peso plinto e peso del terreno di ricoprimento**

<b>P<sub>plinto</sub></b> <b>kN</b>	<b>P<sub>ric</sub></b> <b>kN</b>	<b>1.35 P<sub>plinto</sub></b> <b>kN</b>	<b>1.35 P<sub>ric</sub></b> <b>kN</b>
6300	2268	8505	3061.8

Come si evince dai risultati riportati nelle seguenti figure, la verifica a capacità portante verticale risulta soddisfatta.

INPUT						
Palo	x [m]	y [m]	$R_{d,c}$ [kN]	$R_{d,t}$ [kN]	$M_{Rd,c}$ [kNm]	$M_{Rd,t}$ [kNm]
1	1.66	1.66	6620	-5482	4443	1618
2	1.66	-1.66	6620	-5482	4443	1618
3	-1.66	1.66	6620	-5482	4443	1618
4	-1.66	-1.66	6620	-5482	4443	1618
5	4.80	2.50	6620	-5482	4443	1618
6	4.80	-2.50	6620	-5482	4443	1618
7	-4.80	2.50	6620	-5482	4443	1618
8	-4.80	-2.50	6620	-5482	4443	1618
9	2.50	4.80	6620	-5482	4443	1618
10	2.50	-4.80	6620	-5482	4443	1618
11	-2.50	4.80	6620	-5482	4443	1618
12	-2.50	-4.80	6620	-5482	4443	1618

COMBINAZIONI DI CARICO					
id	Fz [kN]	$M_y$ [kNm]	$M_x$ [kNm]	$M_{tot}$ [kNm]	MS [-]
SLU_01	42489	38721	-16604	42131	1.77
SLU_02	42489	38721	-16604	42131	1.77
SLU_03	34224	11427	-23750	26356	2.28

n. pali

**LEGENDA**  
 $F_z$  = sforzo assiale  
 $M_y$  = momento flettente intorno all'asse y  
 $M_x$  = momento flettente intorno all'asse x  
 $R_{d,c}$  = Capacità portante del singolo palo a compressione  
 $R_{d,t}$  = Capacità portante del singolo palo a trazione  
 $M_{Rd,c}$  = Momento di plasticizzazione del singolo palo a compressione  
 $M_{Rd,t}$  = Momento di plasticizzazione del singolo palo a trazione  
 $MS$  = Margine di sicurezza  
 (dà indicazione di quanto vicino si trovi il punto sollecitante nel piano (N-M) al limite del dominio di interazione della palificata):  
 $MS > 1$  --> punto interno al dominio  
 $MS < 1$  --> punto esterno al dominio  
 $MS = 1$  --> punto sul dominio

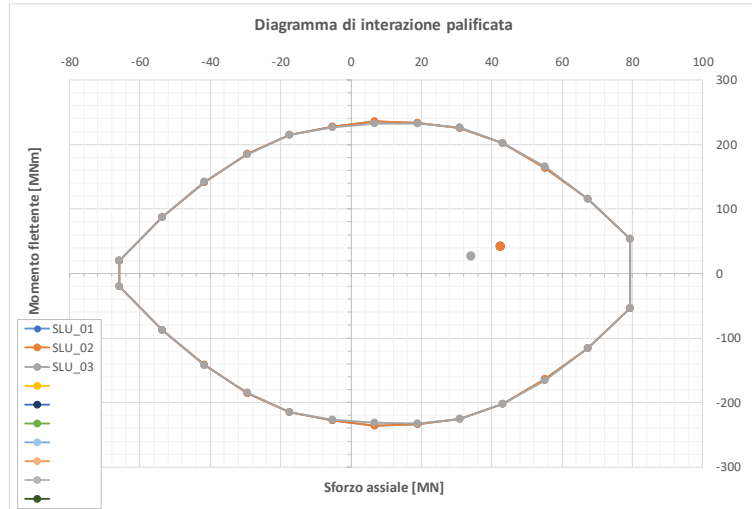
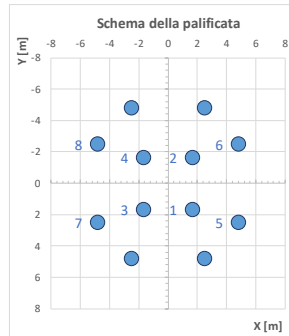
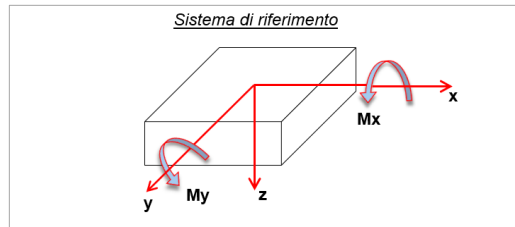


Figura 8.11 - Dominio di resistenza della palificata (SLU)

INPUT							COMBINAZIONI DI CARICO					
Palo	x [m]	y [m]	R <sub>d,c</sub> [kN]	R <sub>d,t</sub> [kN]	M <sub>Rd,c</sub> [kNm]	M <sub>Rd,t</sub> [kNm]	id	Fz [kN]	M <sub>y</sub> [kNm]	M <sub>x</sub> [kNm]	M <sub>rot</sub> [kNm]	MS [-]
1	1.66	1.66	7017	-3221	4439	2547	SLV_01	20932	35451	-27927	45130	3.16
2	1.66	-1.66	7017	-3221	4439	2547	SLV_02	24227	97381	-28250	101396	1.91
3	-1.66	1.66	7017	-3221	4439	2547	SLV_03	24468	36374	-90448	97488	1.96
4	-1.66	-1.66	7017	-3221	4439	2547						
5	4.80	2.50	7017	-3221	4439	2547						
6	4.80	-2.50	7017	-3221	4439	2547						
7	-4.80	2.50	7017	-3221	4439	2547						
8	-4.80	-2.50	7017	-3221	4439	2547						
9	2.50	4.80	7017	-3221	4439	2547						
10	2.50	-4.80	7017	-3221	4439	2547						
11	-2.50	4.80	7017	-3221	4439	2547						
12	-2.50	-4.80	7017	-3221	4439	2547						

n. pali	12	COPIA	CALCOLA
---------	----	-------	---------

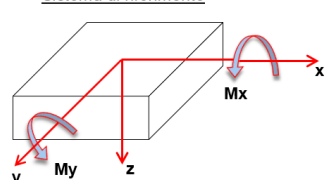
  

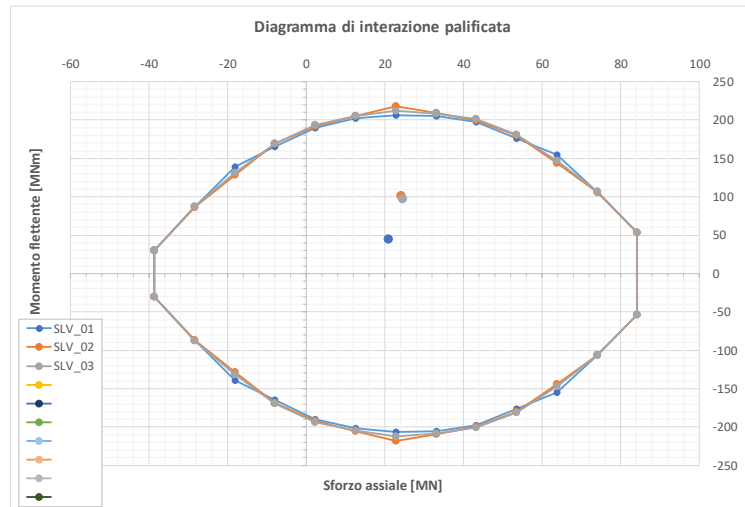
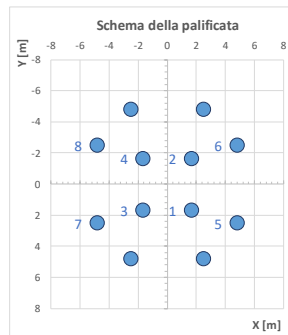
**LEGENDA**

Fz = sforzo assiale  
M<sub>y</sub> = momento flettente intorno all'asse y  
M<sub>x</sub> = momento flettente intorno all'asse x  
R<sub>d,c</sub> = Capacità portante del singolo palo a compressione  
R<sub>d,t</sub> = Capacità portante del singolo palo a trazione  
M<sub>Rd,c</sub> = Momento di plasticizzazione del singolo palo a compressione  
M<sub>Rd,t</sub> = Momento di plasticizzazione del singolo palo a trazione  
MS = Margine di sicurezza  
(dà indicazione di quanto vicino si trovi il punto sollecitante nel piano (N-M) al limite del dominio di interazione della palificata):  
MS > 1 --> punto interno al dominio  
MS < 1 --> punto esterno al dominio  
MS = 1 --> punto sul dominio

**Sistema di riferimento**





**Figura 8.12 - Dominio di resistenza della palificata (SLV)**

### 8.2.4 Verifica SLE-GEO

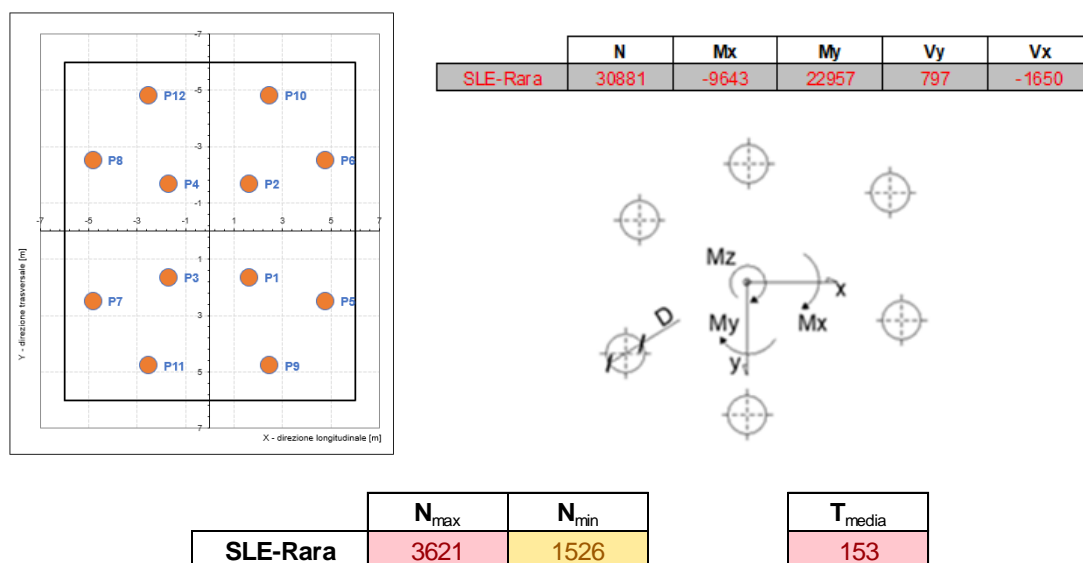
Nel presente paragrafo si verifica che la risposta del palo in esercizio sia di tipo “elastico” garantendo quindi, in accordo al manuale di progettazione RFI, un adeguato coefficiente di sicurezza sulla portata ultima per attrito laterale. In particolare, si verifica che:

- $N_{\max,SLE} < Q_L / 1.25$  la massima sollecitazione assiale allo SLE RARA dovrà essere inferiore alla portata laterale limite del palo con un fattore di sicurezza di 1.25.

**Tabella 8.10 Verifica SLE-GEO**

$L_{\text{Palo}}$	$N_{\max,SLE}$	$Q_L/1.25$	FS
30	3621	10776.4	2.97

dove  $N_{\max,SLE}$  è stato ottenuto dalla seguente ripartizione dei carichi:



**Figura 8.13 – Ripartizione dei carichi sui pali**

Si fa presente che la portanza laterale è stata determinata tenendo conto delle considerazioni, circa l’effetto dell’attrito negativo, riportate nel par. 6.4.

La verifica SLE-GEO risulta, pertanto soddisfatta.

### 8.2.5 Capacità portate per carichi trasversali del palo singolo

Le verifiche di capacità portante laterale dei pali di fondazione vengono eseguite secondo la consolidata metodologia di Broms (1964) attraverso un apposito foglio di calcolo che considera il comportamento coerente/incoerente di ogni strato di terreno.

Per il caso in esame, si configura l'ipotesi di palo lungo (formazione doppia cerniera plastica). Il momento resistente necessario ai fini della verifica è qui calcolato, ai soli fini della verifica ad azioni orizzontali, con riferimento ad uno sforzo assiale nullo.

#### Calcolo del momento di plasticizzazione di una sezione circolare

Diametro = 1200 (mm)  
Raggio = 600 (mm)  
Sforzo Normale = 0 (kN)

#### Caratteristiche dei Materiali

calcestruzzo

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

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

#### Acciaio

tipo di acciaio

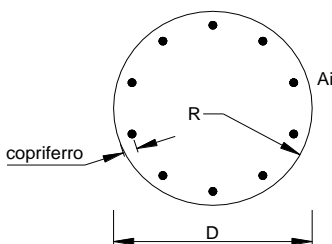
$f_{yk} = 450$  (Mpa)  
 $\gamma_s = 1.15$   
 $f_{yd} = f_{yk} / \gamma_s = 391.3$  (Mpa)

$E_s = 206000$  (Mpa)

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

#### Armature

numero	diametro (mm)	area (mm <sup>2</sup> )	copriferro (mm)
16	ϕ 30	11310	90
16	ϕ 30	11310	120
0	ϕ 8	0	30



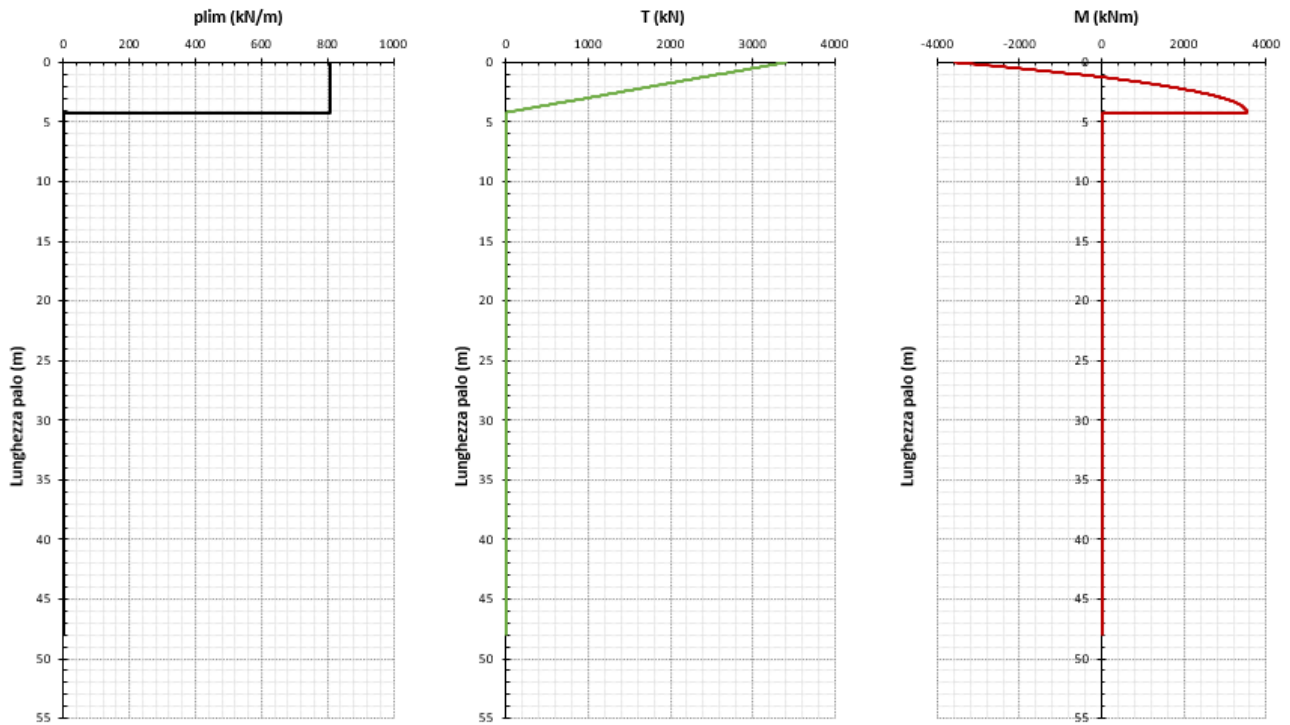
Calcolo

#### Momento di Plasticizzazione

$M_y = 3576.8$  (kN m)

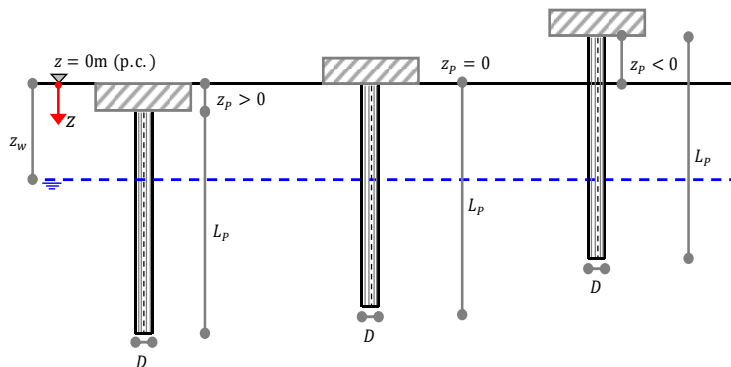
Inserisci

**Figura 8.14 – Calcolo del momento di plasticizzazione del palo**



**Figura 8.15 – Meccanismo di rottura ottenuto secondo il metodo di Broms**

**Rappresentazione schematica e definizione delle variabili geometriche**



**Definizione della geometria del problema**

D =	1.20	(m)	§ Diametro del palo
L <sub>p</sub> =	48	(m)	§ Lunghezza del palo
Z <sub>p</sub> =	3.00	(m)	§ Profondità testa palo da piano campagna (<0 se palo al di sopra del p.c.)
Z <sub>w</sub> =	0.00	(m)	§ Profondità della falda dal piano campagna (<0 se al di sopra del p.c.)
ns =	4	(-)	§ Numero di strati in cui suddividere la stratigrafia (max 10)

**Momento di plasticizzazione del palo**

M <sub>y</sub> =	3577	(kNm)	§ momento di plasticizzazione del palo
------------------	------	-------	--

**Effetti di gruppo**

E =	0.80	(-)	§ Efficienza della palificata
-----	------	-----	-------------------------------

**Azione trasversale di progetto su palo singolo**

E <sub>tr,d</sub> =	701	(kN)	§ Azione trasversale di progetto allo SLU/SLV
---------------------	-----	------	---

**Opzioni di calcolo**

Δz =	0.03	(m)	§ discretizzazione del fusto del palo
------	------	-----	---------------------------------------

**Definizione della stratigrafia del problema e parametri fisico-meccanici caratteristici**

Strato	Unità geotecnica	Spessore	Z <sub>TOP</sub>	Z <sub>BOTTOM</sub>	γ <sub>k</sub>	c' <sub>k</sub>	φ' <sub>k</sub>	k <sub>p</sub>	c <sub>uk</sub>	Ipotesi calcolo
(-)	(-)	(m)	(m)	(m)	(kN/m <sup>3</sup> )	(KPa)	(°)	(-)	(KPa)	(-)
1	UG1	12.00	0.00	12.00	19.0				75.0	Coesivo
2	UG2	23.00	12.00	35.00	20.0	2.0	35.0	3.7		Incoerente
3	UG3	11.00	35.00	46.00	17.5				50.0	Coesivo
4	UG2	14.00	46.00	60.00	20.0	2.0	35.0	3.7		Incoerente

LEGENDA N.B.: stratigrafia definita da p.c.

Strato: indice dello strato;	γ: peso dell'unità di volume;
Unità geotecnica: sigla unità;	c': coesione efficace;
Spessore: spessore strato;	φ': angolo di attrito efficace;
Z <sub>TOP</sub> : profondità del tetto dello strato;	k <sub>p</sub> : coefficiente di spinta passiva
Z <sub>BOTTOM</sub> : profondità della base dello strato;	c <sub>u</sub> : coesione non drenata.



Pali soggetti ad azioni trasversali - Broms

**Risultati di calcolo**

Meccanismo di collasso (-)	$R_{tr,calcolo}$ (kN)	$M_{MAX}$ (kNm)
Palo corto	111757	3148325
Palo intermedio	40553	588380
Palo lungo	3402	3525

**Resistenza trasversale di progetto**

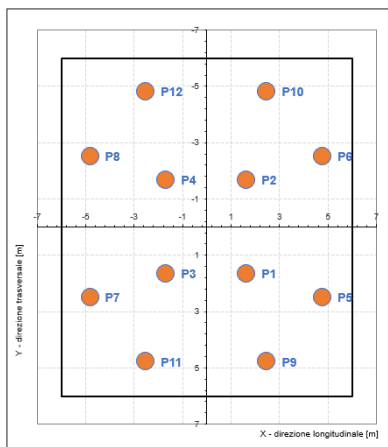
$R_{tr,k} = 2001.2$  (kN) § resistenza trasversale caratteristica  
 $R_{tr,d} = 1539.4$  (kN) § resistenza trasversale di progetto del palo singolo  
 $R_{tr,d,gruppo} = 1231.5$  (kN) § resistenza trasversale di progetto del palo in gruppo

**Azione trasversale di progetto su palo singolo**

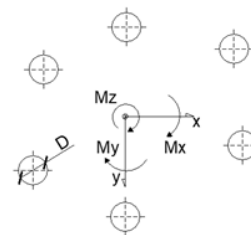
$E_{tr,d} = 701.0$  (kN) § Azione trasversale di progetto allo SLU/SLV

**Esito verifica:** Verifica soddisfatta

L'azione trasversale di progetto sul singolo palo  $E_{tr,d}$  è stata ottenuta dalla seguente ripartizione:



	N	Mx	My	Vy	Vx
SLU1	42489	-16604	38721	2452	-1178
SLU2	42489	-16604	38721	2452	-1178
SLU3	34224	-23750	11427	524	-1676
SLV1	20932	-27927	35451	2642	-2405
SLV2	24227	-28250	97381	8058	-2423
SLV3	24468	-90448	36374	2749	-7831



	$N_{max}$	$N_{min}$	$T_{media}$
SLU1	5315	1767	227
SLU2	5315	1767	227
SLU3	3964	1740	146
SLV1	3617	-128	298
SLV2	6216	-2179	701
SLV3	6135	-2057	692

**Figura 8.16 – Ripartizione dei carichi**

La verifica a carico limite trasversale risulta, pertanto, soddisfatta.