

S.S. 131 di "Carlo Felice"
Adeguamento e messa in sicurezza della S.S.131
Risoluzione dei nodi critici - 2° stralcio
dal km 108+300 al km 158+000

PROGETTO ESECUTIVO

CA284

R.T.I. di PROGETTAZIONE:

Mandataria



**PRO
ITER**
Progetto
Infrastrutture
Territorio s.r.l.

Via G.B. Sammartini n°5
20125 - Milano
Tel. 02 6787911
email: mail@proiter.it

Mandante



Via Artemide n°3
92100 Agrigento
Tel. 0922 421007
email: deltaingegneria@pec.it

PROGETTISTI:

Ing. Riccardo Formichi - Pro Iter srl (Integratore prestazioni specialistiche)
Ordine Ing. di Milano n. 18045

Ing. Riccardo Formichi
Ordine Ing. di Milano n. 18045

IL GEOLOGO

Dott. Geol. Massimo Mezzananza - Pro Iter srl
Albo Geol. Lombardia n. A762

COORDINATORE PER LA SICUREZZA IN FASE DI PROGETTAZIONE

Ing. Diego Ceccherelli
Ordine Ing. di Milano n. 15813

VISTO: IL RESP. DEL PROCEDIMENTO

Dott. Ing. Salvatore FRASCA



PROTOCOLLO

DATA

OPERE D'ARTE MINORI

Ponticelli idraulici L=23.20 m su Riu Mannu, Km 122+339.50 - PO02 su S20

Viabilità locale A: Relazione tecnica e di calcolo delle fondazioni

CODICE PROGETTO		NOME FILE			REVISIONE	SCALA:
PROGETTO	LIV. PROG.	S20PO02GETRE01B.pdf				
	N. PROG.	CODICE ELAB.				
L	O	P	S	Q	E	1901
S	2	P	0	0	2	G
E	T	R	E	0	1	
B						
D						
C						
B	Revisione per istruttoria, verifica e controlli D.Lgs. 35/11	Aprile 2021	Bellini	Rivoltini	Formichi	
A	Emissione	Marzo 2020	Bellini	Rivoltini	Formichi	
REV.	DESCRIZIONE	DATA	REDATTO	VERIFICATO	APPROVATO	

1	Descrizione dell'opera	1
2	Normativa di riferimento	2
3	Codice di calcolo	3
3.1	<i>Caratteristiche del codice di calcolo</i>	3
3.2	<i>Grado di affidabilità del codice</i>	3
3.3	<i>Motivazione della scelta del codice</i>	3
3.4	<i>Validazione del codice di calcolo</i>	3
4	Condizioni ambientali e classi di esposizione	5
5	Caratteristiche dei materiali	6
6	Inquadramento geologico e geomorfologico	7
7	Caratterizzazione geotecnica	8
7.1	<i>Descrizione delle indagini</i>	8
7.2	<i>Modello geotecnico di sottosuolo</i>	8
7.3	<i>Unità geotecnica C – Coltre eluvio-colluviale</i>	8
7.4	<i>Substrato roccioso: Basalti di Campeda</i>	14
7.5	<i>Parametri di calcolo scelti</i>	19
7.6	<i>Analisi dei carichi agenti sulla struttura</i>	20
7.7	<i>Azione sismica di riferimento</i>	20
8	Verifiche	22
8.1	<i>Verifiche strutturali</i>	22
8.2	<i>Verifiche geotecniche</i>	22
9	Risultati delle verifiche	27
9.1	<i>Materiali</i>	27
9.2	<i>Combinazioni dei carichi</i>	27
9.3	<i>Dati del progetto</i>	28

Viabilità locale A: Relazione tecnica e di calcolo delle fondazioni

RTI di progettazione:



Mandataria

Via G.B. Sammartini n°5
20125 - Milano
Tel. 02 6787911
email: mail@proiter.it



Mandante

Via Artemide n°3
92100 Agrigento
Tel. 0922 421007
email: deltaingegneria@pec.it

9.4	Azioni.....	31
9.5	Calcolo della capacità portante e curva di mobilitazione.....	31
9.6	Calcolo delle sollecitazioni.....	33
9.7	Verifiche geotecniche.....	38
9.8	Verifiche strutturali.....	43
10	Valutazione critica dei risultati.....	47

1 DESCRIZIONE DELL'OPERA

Nella presente relazione si riportano i calcoli relativi all'impalcato del ponte stradale Rio Mannu – Viabilità Locale A ubicato alla progr. 122+339.50 della strada SS131-Viabilità A, nell'ambito dei lavori di "Adeguamento e messa in sicurezza della S.S. 131 dal km 108+000 al km 158+000 – risoluzione dei nodi critici 2° stralcio".

Nei calcoli in particolare si è fatto riferimento alla fondazioni della spalla SP2, rappresentativa anche della SP1, viste le dimensioni maggiori.

Le sottofondazioni delle spalle sono di tipo indiretto su micropali, costituiti da un profilo tubolare ϕ 219.1 mm spessore 12.5 mm inserito in una perforazione di diametro 300 mm e lunghezza 10 m. I micropali sono immorsati nella fondazione per un tratto pari a 60 cm. La platea di fondazione di dimensioni 8.5 x 8 m ospita 42 micropali con interasse 1.2 x 1.2 m.

RTI di progettazione:



Mandataria

Via G.B. Sammartini n°5
20125 - Milano
Tel. 02 6787911
email: mail@proiter.it



Mandante

Via Artemide n°3
92100 Agrigento
Tel. 0922 421007
email: deltaingegneria@pec.it

2 NORMATIVA DI RIFERIMENTO

I calcoli sono svolti in conformità alle normative vigenti con particolare riferimento a:

- [1] **Norme tecniche per le costruzioni** di cui al D.M. 14 Gennaio 2008, e Circolare 2 febbraio 2009, n. 617 C.S.LL.PP.
- [2] **UNI EN 1990: 2006 - Eurocodice 0** – Criteri generali di progettazione strutturale.
- [3] **UNI EN 1992-1-1:2005 Eurocodice 2** – Progettazione delle strutture in calcestruzzo.
- [4] **UNI EN 1993-1-1:2005 Eurocodice 3** – Progettazione delle strutture di acciaio.
- [5] **UNI EN 1998-5:2005 Eurocodice 8** – Progettazione delle strutture per la resistenza sismica – Parte 5: Fondazioni, strutture di contenimento ed aspetti geotecnica.

RTI di progettazione:



Mandataria

Via G.B. Sammartini n°5
20125 - Milano
Tel. 02 6787911
email: mail@proiter.it



Mandante

Via Artemide n°3
92100 Agrigento
Tel. 0922 421007
email: deltaingegneria@pec.it

3 CODICE DI CALCOLO

Il calcolo delle sollecitazioni sui pali e le verifiche strutturali e geotecniche sono state eseguite avvalendosi del codice di calcolo IS Palificate versione 19 realizzato e distribuito da CDM DOLMEN e omnia IS srl.

3.1 Caratteristiche del codice di calcolo

Il software IS Palificate è dedicato al progetto di pali sollecitati da carichi verticali ed orizzontali, in cui l'interazione terreno - struttura viene analizzata in campo non lineare. La stratigrafia è definita da strati eterogenei, con la possibilità di differenziare le caratteristiche meccaniche ed i metodi di calcolo delle portate. Le verifiche vengono eseguite secondo il metodo degli stati limite.

3.2 Grado di affidabilità del codice

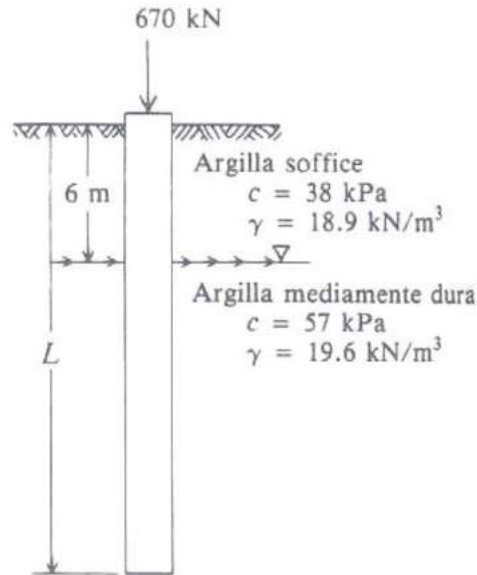
L'affidabilità del codice di calcolo è garantita dall'esistenza di un'ampia documentazione di supporto, che riporta una serie di confronti tra le analisi effettuate con il codice e gli esempi riportati in letteratura.

3.3 Motivazione della scelta del codice

Il software IS Palificate permette l'analisi dettagliata del comportamento dell'intera palificata. E' possibile analizzare pali di diversa sezione e materiale, infissi o trivellati, oppure micropali. Esiste la possibilità di scelta fra numerosi metodi di calcolo della portata (teorici, empirici, legati a prove penetrometriche, ecc.), con la possibilità di confrontare velocemente i risultati dei diversi metodi. Il software può considerare l'interazione fra i pali per valutare l'efficienza della palificata. Viene calcolata la curva di mobilitazione, cioè la relazione portata - cedimento del palo.

3.4 Validazione del codice di calcolo

L'esempio, riportato sul testo "Fondazioni" di Joseph E. Bowles, alle pagg. 828 – 829, riguarda il calcolo della capacità portante di un palo in argilla soffice e mediamente dura, utilizzando il metodo α .



Si assumono i seguenti valori per le caratteristiche del terreno:

Peso di volume strato 1 γ	18,9 [kN/m ³]
Res. al taglio non drenata strato 1 s_{uk}	38,0 [kPa]
Peso di volume strato 2 γ	19,6 [kN/m ³]
Res. al taglio non drenata strato 2 s_{uk}	57,0 [kPa]

La struttura è definita dai seguenti parametri:

Lunghezza totale del palo L	41.0 [m]
Diametro sezione circolare d	0.45 [m]

Il modello corrispondente, impostato in IS Palificate, da i seguenti risultati:



Si noti che il calcolo delle portate è stato effettuato in un caso di carico "fittizio", che non prevede coefficienti di sicurezza sulle caratteristiche meccaniche del terreno o sulle resistenze, per poter confrontare i risultati col caso "teorico - ideale" analizzato dall'Autore.

Le portate evidenziate sono espresse in daN, convertite in kN danno i seguenti valori:

Strato 1: 257.86 [kN]
Strato 2: 1692.22 [kN]

4 CONDIZIONI AMBIENTALI E CLASSI DI ESPOSIZIONE

Le caratteristiche del calcestruzzo dovranno rispettare, oltre i requisiti di resistenza, anche i criteri previsti dalla vigente Normativa (UNI-EN 206-1:2016) per quanto riguarda l'esposizione alle classi indicate. Le condizioni di esposizione dell'opera risultano le seguenti:

- **Micropali**

- Classe di resistenza C25/30
- Classe di esposizione XC2

5 CARATTERISTICHE DEI MATERIALI

Calcestruzzo per micropali. (C25/30)

f_{ck}/R_{ck}	\geq	25/30 MPa	Resistenza caratteristica cilindrica/cubica
E_c	=	31476 MPa	Modulo elastico
f_{cd}	=	14.16 MPa	Resistenza a compressione di calcolo ($f_{cd}=0.85*f_{ck}/1.5$)

Acciaio micropali – S355

f_{yk}	\geq	355 MPa	Tensione caratteristica di snervamento
γ_{M0}	=	1.05	Coefficiente di sicurezza
f_{yd}	=	338.1 MPa	Tensione di snervamento di calcolo
E_s	=	210000 MPa	Modulo elastico

6 INQUADRAMENTO GEOLOGICO E GEOMORFOLOGICO

Nell'ambito del progetto per l'ammodernamento dell'asse principale della S.S.131 è prevista la realizzazione dei ponti PO01 sul Riu Pitziu al km 122+015, PO02 sul Riu Mannu al km 122+400 e dei muri OS01 in dx alla S.S.131 (L=540 m) alla pk 0+430, OS02 e OS03 sempre in dx, rispettivamente alle pk 0+998 e 1+098. I ponti hanno lunghezza di 23.20 m e le fondazioni delle spalle di entrambi sono costituite da fondazioni su micropali.

In merito all'intervento di cui sopra il modello geologico di riferimento prevede la presenza di terreni appartenenti all'unità dei Basalti di Campeda (Subunità di Dualchi), affioranti o sub-affioranti, rappresentati da basalti e andesiti, da mediamente a molto fratturati soprattutto in corrispondenza della porzione più superficiale, ricoperti da una coltre eluvio-colluviale di spessore medio pari a circa 5 m (variabile tra 2÷3 m e 6 m circa).

RTI di progettazione:



Mandataria

Via G.B. Sammartini n°5
20125 - Milano
Tel. 02 6787911
email: mail@proiter.it



Mandante

Via Artemide n°3
92100 Agrigento
Tel. 0922 421007
email: deltaingegneria@pec.it

7 CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA

7.1 Descrizione delle indagini

Le indagini di riferimento per l'area in esame sono rappresentate dalle seguenti indagini, eseguite nel 1997 (Soiltecnica):

- Sondaggi F1dx, F1sx, F2dx, F2sx, F3dx, F3sx
- Pozzetti PF1dx, PF1sx, PF2dx, PF2sx, PF3dx, PF3sx

Per i dettagli sulle stratigrafie, ubicazioni e prove in sito e di laboratorio eseguite in tali campagne si rimanda agli elaborati **S20GE00GEOPU01** – "Planimetria ubicazione indagini", **T00GE00GEORE01A** – "Documentazione indagini geognostiche preesistenti – tomo I", **T00GE00GEORE02A** – "Documentazione indagini geognostiche preesistenti – tomo II", **T00GE00GEORE04A** – "Certificati prove di laboratorio preesistenti".

Le stratigrafie dei sondaggi disponibili per la zona del Ponte sul Riu Pitziu e dei relativi muri (**F1sx** e **F1dx**, 1997) consentono di verificare che il terreno di fondazione è costituito da una coltre eluvio-colluviale, di alterazione superficiale dei basalti, fino a profondità variabili tra 3.25 m (F1sx) e 5.70 m (F1dx), al di sotto delle quali è presente il substrato lapideo, costituito dai *Basalti di Campeda*. Tale substrato presenta una porzione più superficiale molto fratturata e mediamente alterata fino ad una profondità di circa 10 m, alla quale sono presenti basalti poco o nulla alterati, caratterizzati da un valore di RQD più elevato.

Nella zona del Ponte sul Riu Mannu sono disponibili i sondaggi **F2dx** e **F2sx** (1997), in corrispondenza dei quali è stata rilevato uno spessore della coltre eluvio-colluviale variabile tra 2 e 5 m circa e una profondità del substrato roccioso non alterato, costituito da basalti e andesiti basaltiche vacuolari, pari a circa 9÷11 m.

In una zona più a nord dei due interventi di attraversamento, i sondaggi **F3sx** e **F3dx** hanno evidenziato uno spessore della coltre eluvio-colluviale variabile tra 2 e 8 m, al di sotto della quale è presente roccia effusiva vacuolare molto fratturata con spessori variabile tra 5 e 8 m, prima di rinvenire roccia basaltica non alterata.

Infine, i valori di resistenza alla punta desunti dalle prove penetrometriche SPT, si attestano su valori medi o medio-bassi, a conferma dell'eterogeneità dei depositi e delle proprietà meccaniche talvolta scadenti della coltre di alterazione superficiale.

La falda è stata rinvenuta ad una quota piezometrica prossima al piano campagna, come desunto dalla stratigrafia dei sondaggi geognostici.

7.2 Modello geotecnico di sottosuolo

Dall'interpretazione dei sondaggi eseguiti è stata effettuata la ricostruzione stratigrafica dell'area interessata dalle opere in progetto. L'individuazione della successione stratigrafica di riferimento è riportata nei profilo geologici **S20GE00GE0FG01+02** in cui è possibile individuare come terreno di fondazione delle spalle del ponte, entrambe su micropali, l'unità dei basalti alterati **BA** (Basalto alterato).

In sintesi, si riconosce la presenza delle unità geotecniche di seguito elencate.

7.3 Unità geotecnica C – Coltre eluvio-colluviale

L'unità presente nei primi 5÷6 m dal piano campagna, è costituita da terreni classificabili, secondo la classificazione AGI (1977), perlopiù come *sabbia con ghiaia limosa*, ma anche come *sabbia con ghiaia con limo*, *sabbia con limo con ghiaia*, data la granulometria eterogenea dei terreni, costituita da sabbia per il 40-45% circa, da ghiaia per il 30-35% e da limo per il 20-25% circa, con frazione argillosa trascurabile.

Viabilità locale A: Relazione tecnica e di calcolo delle fondazioni

8

RTI di progettazione:



Mandataria

Via G.B. Sammartini n°5
20125 - Milano
Tel. 02 6787911
email: mail@proiter.it



Mandante

Via Artemide n°3
92100 Agrigento
Tel. 0922 421007
email: deltaingegneria@pec.it

Dato che i campioni relativi a questi terreni sono costituiti esclusivamente da campioni rimaneggiati prelevati dalle cassette dei sondaggi geognostici e dallo scavo dei pozzetti esplorativi, i risultati delle determinazioni del peso di volume naturale e delle prove di compressibilità edometrica, riportate sui certificati delle prove di laboratorio, risultano pressoché inutilizzabili. Risulta possibile utilizzare, ma con molta attenzione, i risultati delle prove di taglio diretto, tenendo conto tuttavia che si tratta di valori ottenuti su provini ricostituiti in laboratorio.

Pertanto, è stata condotta inizialmente un'analisi dei risultati delle prove SPT.

7.3.1 Interpretazione dei risultati delle prove SPT

Le prove SPT a fondo foro consistono nel misurare il numero di colpi richiesto per provocare l'avanzamento per battitura di un campionatore standard per tre tratti consecutivi di 15 cm ciascuno. La resistenza dinamica puntuale, N_{SPT} , si ottiene sommando il numero di colpi necessario per l'avanzamento degli ultimi 30 cm.

I valori risultanti dalle prove SPT eseguite nei terreni dell'unità in esame, in termini di colpi/30cm, sono riportati nel grafico di **Figura 1**.

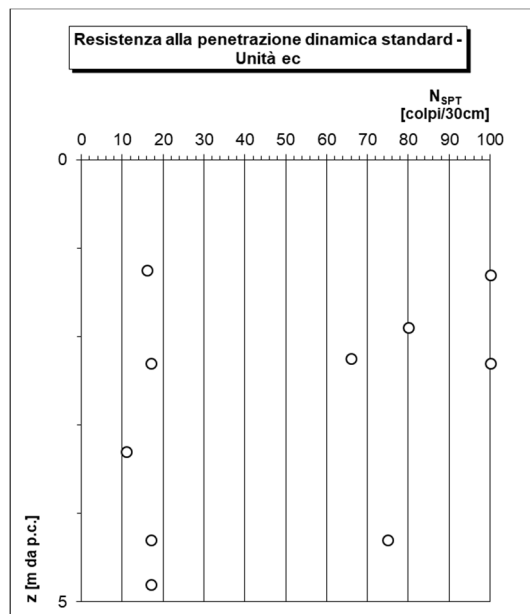


Figura 1 – Risultati delle prove SPT

L'interpretazione delle prove SPT è stata eseguita adottando una metodologia che si basa sulla definizione del valore del numero di colpi normalizzato (N_1)₆₀.

Per tenere conto dei fattori di variabilità connessi ai diversi dispositivi di infissione presenti sul mercato e della pressione efficace del terreno alla profondità di esecuzione della prova, viene valutato in funzione della profondità il valore normalizzato di N_{SPT} , cioè (N_1)₆₀, ricavato dalla seguente espressione:

$$(N_1)_{60} = N_{SPT} \times \frac{ER}{60} \times C_N$$

in cui:

$$C_N = (98.1/\sigma'_{v0})^{0.5} = \text{coefficiente di correzione dipendente dal valore di } \sigma'_{v0};$$

σ'_{v0} = pressione verticale efficace alla profondità di prova;

ER = rendimento medio del dispositivo di infissione effettivamente impiegato espresso in percentuale (per il presente caso assunto pari al 65%).

Sulla base della definizione del parametro $(N_1)_{60}$ sono state applicate delle correlazioni di letteratura per interpretare i dati in termini di parametri di resistenza al taglio e deformabilità.

I valori di densità relativa sono stati stimati utilizzando i valori del numero di colpi N_{SPT} normalizzati mediante il valore $(N_1)_{60}$.

La stima dei valori di densità relativa è necessaria per la successiva determinazione del valore di angolo di resistenza al taglio e del modulo di deformabilità per i terreni granulari.

In particolare, per la stima del valore di densità relativa è stata adotta la relazione di Skempton:

$$D_R = \left[\frac{(N_1)_{60}}{60} \right]^{0.5}$$

Nella valutazione dei risultati, è stato tenuto conto dell'effetto della granulometria come segue:

- nelle sabbie, la D_R è il valore medio "prudenziale" (valore caratteristico);
- nelle ghiaie, di ogni tipo, la D_R e/o i parametri da essa derivati saranno stabiliti in modo tale da essere prudentemente inferiori al valore minimo assoluto; ciò in ragione del fatto che le prove SPT forniscono valori in proporzione maggiori delle sabbie in ragione della differente granulometria.

I valori risultanti di densità relativa sono riportati nel grafico mostrato in **Figura 2**.

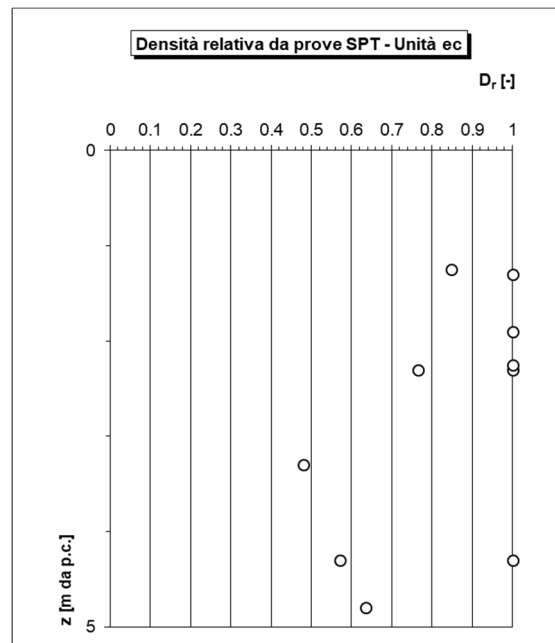


Figura 2 – Valori di densità relativa dai risultati delle prove SPT

I valori dell'angolo di resistenza al taglio sono calcolati dall'interpretazione di numero di colpi SPT, attraverso la determinazione della densità relativa, mediante la relazione di Schmertmann (cfr. **Figura 3**):

$$\phi'_p = 28 + 0.14 \cdot D_R$$

per sabbie fini uniformi,

$$\phi'_p = 31.5 + 0.115 \cdot D_R$$

per sabbie medie uniformi e sabbie fini ben gradate,

$$\phi'_p = 34.5 + 0.10 \cdot D_R$$

per sabbie grosse uniformi e sabbie medie ben gradate,

$$\phi'_p = 38.0 + 0.08 \cdot D_R$$

per ghiaietti uniformi e sabbie e ghiaie poco limose.

dove D_R è il corrispondente valore della densità relativa. Si noti come nella relazione sopra riportata, il valore dell'angolo di resistenza al taglio sia quello "di picco".

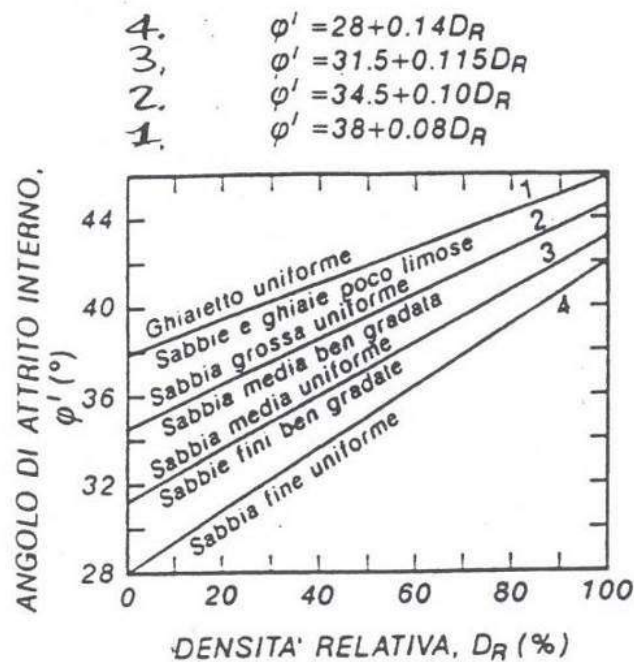


Figura 3 - Relazione tra angolo di attrito efficace (ϕ') e densità relativa (D_R) per diverse granulometrie (Schmertmann, 1975)

I valori risultanti di angolo di attrito efficace sono riportati nel grafico di **Figura 4**.

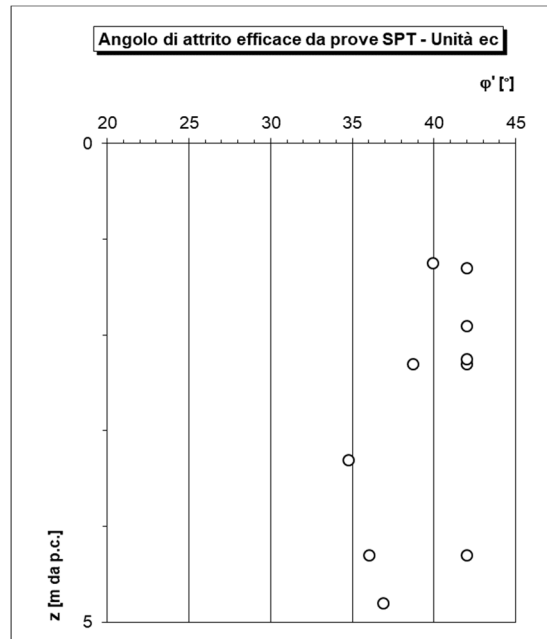


Figura 4 – Valori di angolo di attrito efficace (ϕ') dai risultati delle prove SPT

Il modulo elastico operativo E'_{25} (corrispondente ad un grado di mobilitazione della resistenza ultima pari al 25%) è valutato mediante la correlazione proposta da Jamiolkowski, 1988:

per terreni normalconsolidati:

$$E'_{25} = 0.0981 \times (10.5 - 3.5D_R) \times N_{SPT} \quad (\text{MPa})$$

per terreni sovraconsolidati:

$$E'_{25} = 0.0981 \times (52.5 - 35D_R) \times N_{SPT} \quad (\text{MPa})$$

in cui:

- E'_{25} : modulo di Young secante, cui corrisponde un grado di mobilitazione della resistenza ultima pari al 25%;
- D_R : densità relativa, espressa come frazione dell'unità;
- N_{SPT} : numero di colpi da prova SPT.

I valori risultanti di modulo elastico operativo E'_{25} sono riportati nel grafico di **Figura 5**.

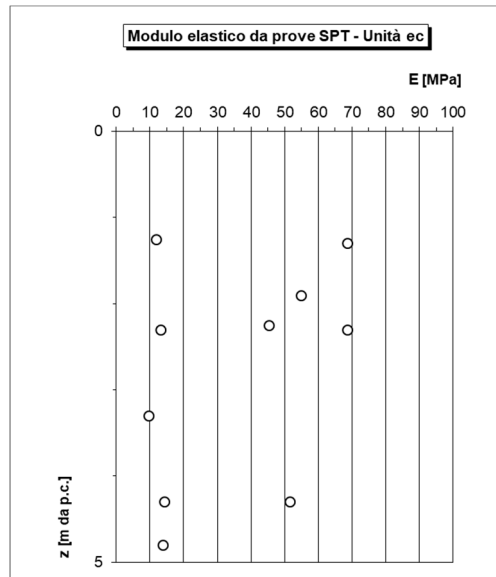


Figura 5 – Valori di modulo elastico operativo E'_{25} dai risultati delle prove SPT

7.3.2 Prove di taglio diretto

Dato che i campioni relativi a questi terreni sono costituiti esclusivamente da campioni rimaneggiati prelevati dalle cassette dei sondaggi geognostici e dallo scavo dei pozzetti esplorativi, i risultati delle prove di taglio diretto devono essere utilizzati con molta cautela, tenendo conto tuttavia che si tratta di valori ottenuti su provini ricostituiti in laboratorio.

In **Figura 6** sono riportati i risultati delle prove di taglio diretto eseguite su tutti i campioni disponibili per l'unità eluvio-colluviale con la rappresentazione di questi in termini di inviluppo di rottura sul diagramma σ - τ .

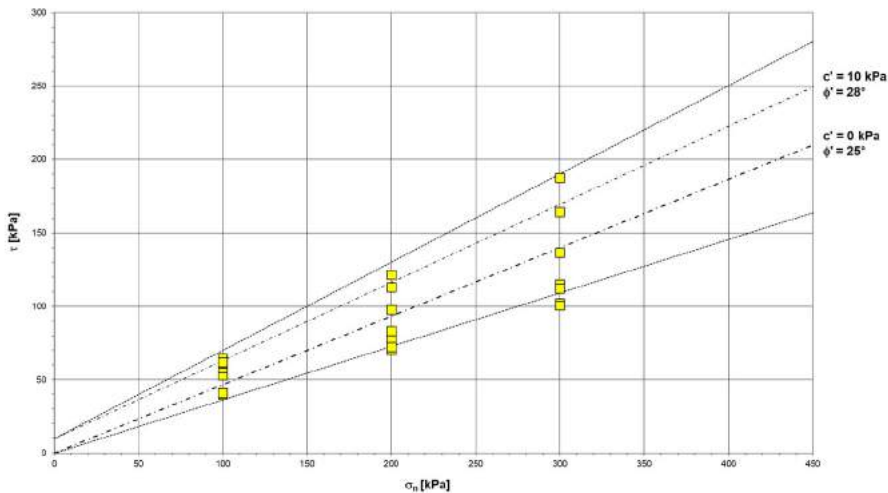


Figura 6 – Inviluppo di rottura ottenuto da prove di taglio diretto

Per ciò che concerne l'angolo di resistenza al taglio efficace ϕ' , considerando che il valore minimo risultante dall'interpretazione delle prove SPT risulta pari a circa $34 \div 35^\circ$ e che le prove di taglio diretto, per la natura dei campioni utilizzati, forniscono valori del tutto cautelativi, è stato attribuito alla coltre superficiale un range di valori pari alla media dei valori risultanti dall'interpretazione delle prove suddette, compreso tra 25° e 28° .

Per ciò che concerne i valori di coesione, tenuto conto anche della discreta percentuale di matrice limosa rinvenuta nei depositi, è stato attribuito alla coltre superficiale un range di valori compreso tra 0 e 10 KPa, pari alla media dei valori risultanti dall'interpretazione delle prove suddette.

In conclusione, per l'unità geotecnica **C** (*coltre eluvio-colluviale*) sono stati definiti i seguenti parametri geotecnici rappresentativi:

- $\gamma = 19 \text{ kN/m}^3$ peso di volume naturale
- $\phi' = 25^\circ\text{-}28^\circ$ angolo di resistenza al taglio efficace
- $c' = 0\text{-}10 \text{ kPa}$ coesione efficace
- $E' = 15\text{-}20 \text{ MPa}$ modulo elastico di Young

7.4 Substrato roccioso: Basalti di Campeda

In ottica di una caratterizzazione omogenea si è tenuto conto, per la caratterizzazione del substrato basaltico, di tutti i sondaggi in cui sono stati rinvenuti tali litotipi e circoscritti in un'area sufficientemente ampia all'interno di ciascuna opera in progetto per la S.S.131 di "Carlo Felice".

Si è fatto riferimento ai sondaggi S1, S2, S5 e S23 della campagna di indagine integrativa Anas del 2015-2016 realizzati da Sondedile s.r.l., ai sondaggi S1, S2, S37 e S38 della campagna di indagine Sigeco del 2005 e ai sondaggi F1dx, F2Bsx, F2dx, F2sx, F3sx, F3dx, F4sx, F4dx, F5sx, F5dx, F6dx, F7sx, F7dx, F8Bdx, F9dx e F15dx della campagna di indagine Soiltecnica del 1997 che interessano gli stessi litotipi.

7.4.1 Unità geotecnica B – Basalti non alterati

La caratterizzazione geomeccanica dei Basalti non alterati **B** è stata eseguita a partire dai valori della resistenza a compressione uniassiale (σ_{ci}) ottenuta su campioni indisturbati di roccia intatta di tutti i sondaggi ricadenti in tale unità e dall'indice GSI (*Geological Strength Index*) valutato sulla base delle informazioni desumibili dai rilievi e dalle cassette catalogatrici.

Nella **Figura 7** seguente si riporta l'andamento della resistenza a compressione uniassiale (*stimata da prove di resistenza speditiva tipo Point-Load e da prove di compressione uniassiale UxDC e UxCC*) con la profondità. Per la stima della resistenza a compressione uniassiale dalle prove di Point-Load si è proceduto moltiplicando l'indice di resistenza $I_{s(50)}$ per il fattore moltiplicativo K, pari a 22 per rocce basaltiche (Bruschi, 2004).

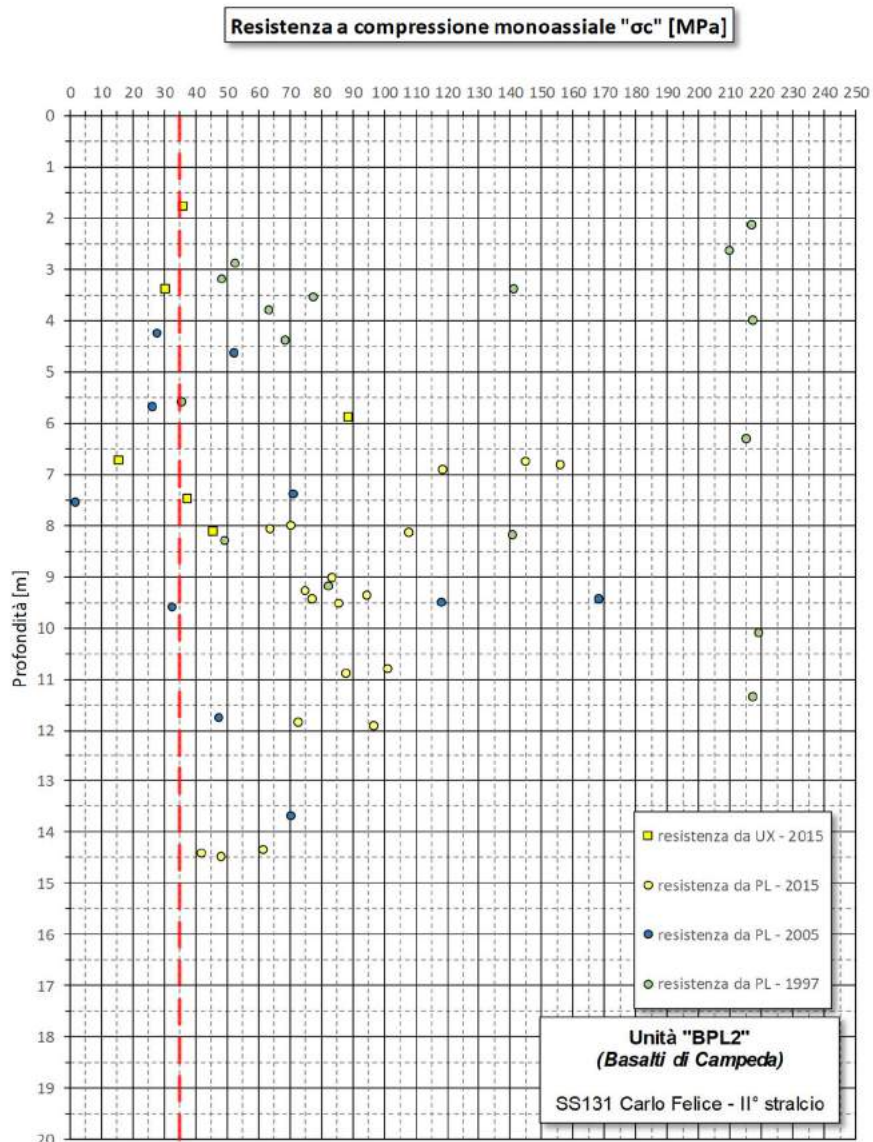


Figura 7 – Basalti di Campeda – Resistenza a compressione uniassiale

A fronte di questo, la stima dei parametri di resistenza al taglio equivalenti dell'ammasso è stata effettuata con il criterio di Hoek & Brown, utilizzando:

GSI = 60 (ammasso intatto o poco fratturato, condizioni delle discontinuità buone);

$m_i = 25$ (basalti = 25 ± 5);

$\sigma_{ci} = 35$ MPa resistenza a compressione uniassiale;

$\gamma = 22$ kN/m³ peso dell'unità di volume;

D = 0 fattore di disturbo.

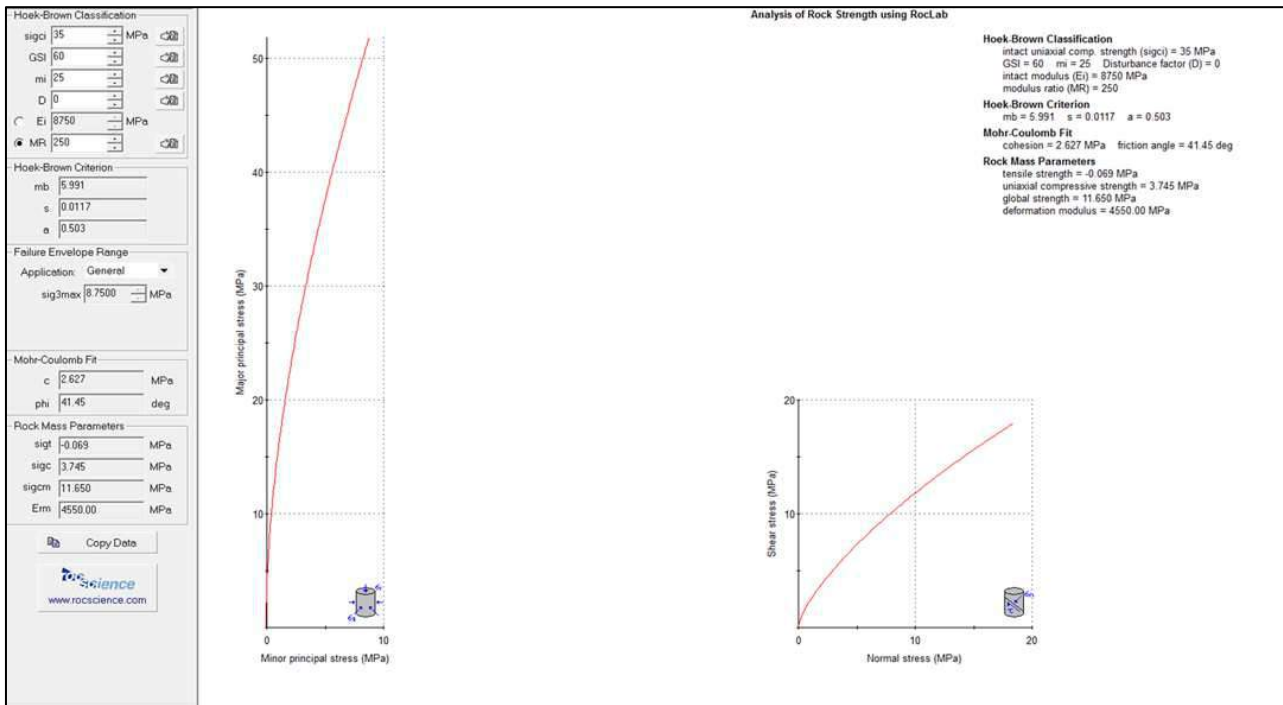


Figura 8 – Unità B - Criteri di Rottura di H-B e M-C

Sulla base di tale caratterizzazione, è stato definito un angolo di attrito pari a 40°, mentre per la coesione è stata definito un valore cautelativo pari a 50 kPa.

In sintesi, all'unità geotecnica **B** (*Basalti di Campeda*), è possibile attribuire i seguenti parametri geotecnici:

- $\gamma = 22 \text{ kN/m}^3$ peso di volume naturale;
- $\varphi' = 40^\circ$ angolo di resistenza al taglio;
- $c' = 50 \text{ kPa}$ coesione in condizioni drenate;
- $\tau = 200\text{-}250 \text{ KPa}$ aderenza laterale terreno-calcestruzzo;
- $E' = 4500 \text{ MPa}$ modulo elastico di Young.

7.4.2 Unità geotecnica BA – Basalti alterati

Analizzando le stratigrafie e le stesse cassette catalogatrici, l'unità, mediamente presente entro i primi 9-10 m di profondità al di sopra dei basalti sani, si presenta molto alterata, spesso ossidata e frammentata. Fermo restando la natura rocciosa dell'unità ma considerando l'estremo grado di fratturazione della stessa, visti anche i valori di resistenza della coltre superficiale sovrastante, in ottica di definirne il grado di resistenza è ragionevole, in maniera cautelativa, assimilare il comportamento di questa unità a quello di un terreno molto consistente.

La caratterizzazione geomeccanica dei Basalti alterati **BA** è stata eseguita a partire dai valori della resistenza a compressione uniassiale (σ_{ci}) stimata sia da prove speditive tipo Point-Load che da prove di compressione uniassiale ottenute su campioni indisturbati di roccia intatta appartenenti a tutti i sondaggi ricadenti all'interno di tale unità; successivamente è stato definito un indice GSI (*Geological Strength Index*) valutato sia sulla base di quanto detto sulla natura meccanica dell'unità, ovvero considerando una struttura rocciosa molto fratturata e condizioni delle discontinuità molto scadenti, sia in relazione a quanto definito per l'unità dei basalti non alterati sottostante.

Pertanto, la stima dei parametri di resistenza al taglio equivalenti dell'ammasso è stata effettuata con il criterio di Hoek & Brown, utilizzando:

GSI = 10 (ammasso molto fratturato, condizioni delle discontinuità molto scadenti);

$m_i = 20$ (basalti = 25 ± 5);

$\sigma_{ci} = 30$ MPa resistenza a compressione uniaassiale;

$\gamma = 20$ kN/m³ peso dell'unità di volume;

D = 0 fattore di disturbo.

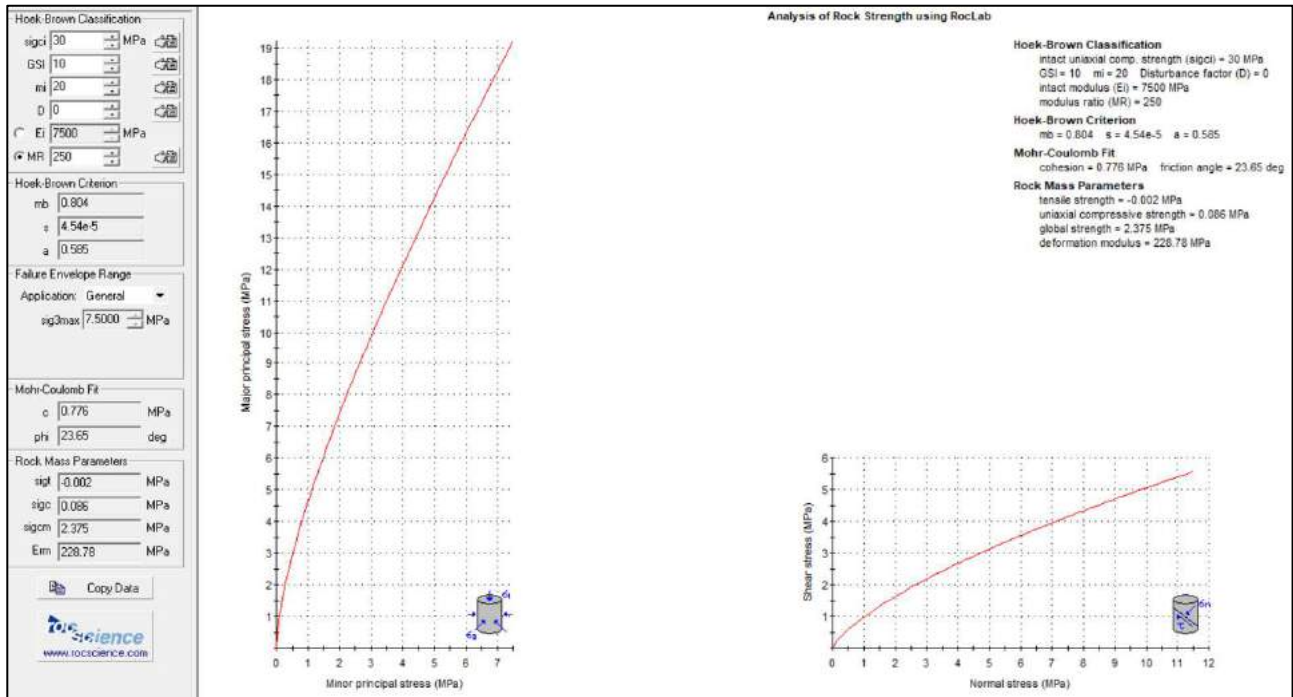


Figura 9 – Unità BA - Criteri di Rottura di H-B e M-C

Sulla base di tale caratterizzazione, è stato definito un angolo di attrito pari a 34°, paragonabile al valore ottenuto dalle prove SPT sulla coltre di alterazione superficiale, mentre per la coesione è stata definito un valore cautelativo pari a 0 kPa.

In sintesi, per l'unità geotecnica **BA** (*Basalti alterati*) sono stati considerati i seguenti parametri di resistenza:

- $\gamma = 20$ kN/m³ peso di volume naturale;
- $\phi' = 34^\circ$ angolo di resistenza al taglio;
- $c' = 0$ kPa coesione in condizioni drenate;
- $\tau = 180-200$ KPa aderenza laterale terreno-calcestruzzo;
- $E' = 200$ MPa modulo elastico di Young

7.4.3 Determinazione della tensione tangenziale limite

Nel caso dei terreni rocciosi, la determinazione dei fattori di influenza della tensione tangenziale limite, agente sul micropalo è stata oggetto di numerosi studi, essenzialmente sperimentali.

Secondo il criterio di Horvath & Kenney (1989), che esprimono la tensione tangenziale limite secondo la relazione:

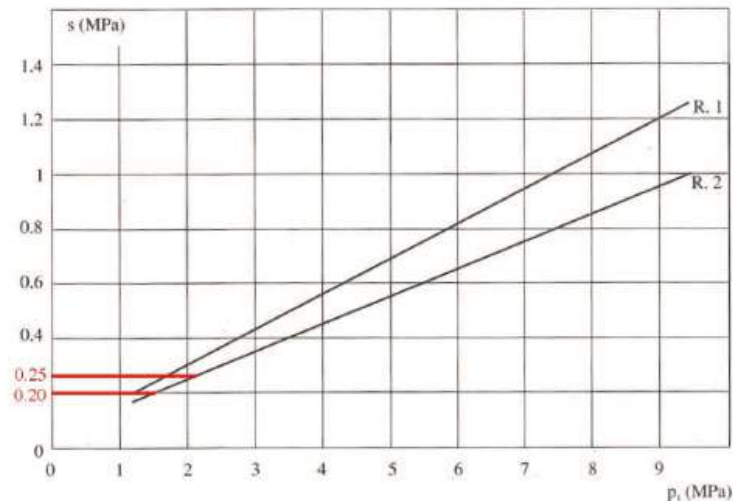
$$\tau_l = 6.656 \sqrt{q_u} \quad (\text{KPa})$$

dove q_u rappresenta la resistenza a compressione monoassiale della roccia, il valore della tensione tangenziale minima del basalto, a fronte di una q_{min} pari a 1680 KPa, risulta pari 270 KPa; a fronte di tale valore si assumono più cautelativamente i valori riportati nella seguente tabella:

Litotipo	T min [KPa]	T med [KPa]
Basalto Alterato	180	200
Basalto	200	250

Inoltre, anche sulla base dello studio di Bustamante e Doix (1985), l'andamento della tensione tangenziale limite che si sviluppa all'intorno di un micropalo o tirante, dipende dalla natura del terreno e dalla sua resistenza (espressa ora in termini di N_{SPT} ora in termini di pressione limite ricavata dalle prove pressiometriche) oltre che dalla tecnica di iniezione.

Nella figura sottostante è riportato l'abaco per rocce alterate e fratturate, con evidenziati i valori della tensione tangenziale limite che, in caso di rocce fratturate e di micropali eseguiti con iniezione a bassa pressione o gravità, assume i valori minimi indicati in figura, compresi tra 200 e 250 KPa.



Come si osserva, i valori di tensione tangenziale sono estremamente cautelativi, pur in assenza di prove pressiometriche, nonostante i discreti valori di caratteristiche meccaniche riscontrate nella campagna geognostica dell'ammasso roccioso.

7.5 Parametri di calcolo scelti

Si adottano la stratigrafia e i parametri di calcolo riportati nella seguente tabella:

Stratigrafia	Spessore strato [m]	γ [kN/m ³]	Φ [°]	c [kPa]	E' [MPa]
Terreno di riempimento	Altezza paramento	20	38	0	---
Coltre eluvio-colluviale	3÷5	19	25	10	17.5
Basalto Alterato	3÷9	20	34	0	200
Basalto	---	22	40	50	4500

La quota della falda è ubicata in corrispondenza del piano di posa della fondazione.

Per il calcolo della capacità portante dei micropali si adottano i seguenti valori di attrito laterale:

Stratigrafia	$f_{s,min}$ [kPa]	$f_{s,med}$ [kPa]
Coltre eluvio-colluviale	10	10
Basalto Alterato	180	200
Basalto	200	250

Ai fini della valutazione della capacità portante di progetto si considerano due verticali indagate a cui corrispondono $\xi_3=1.65$ e $\xi_4=1.55$.

7.6 Analisi dei carichi agenti sulla struttura

Si rimanda alla relazione di calcolo dell'impalcato e delle spalle per la descrizione dei carichi agenti e della combinazione delle azioni.

7.7 Azione sismica di riferimento

Nell'ambito del progetto per l'ammodernamento dell'asse principale della S.S.131 è prevista la realizzazione dei ponti PO01 sul Riu Pitziu al km 122+015, PO02 sul Riu Mannu al km 122+400 e dei muri OS01 in dx alla S.S.131 (L=540 m) alla pk 0+430, OS02 e OS03 sempre in dx, rispettivamente alle pk 0+998 e 1+098. I ponti hanno lunghezza di 23.20 m e le fondazioni delle spalle di entrambi sono costituite da fondazioni su micropali.

Le stratigrafie dei sondaggi disponibili per la zona del Ponte sul Riu Pitziu e dei relativi muri (**F1sx** e **F1dx**, 1997) consentono di verificare che il terreno di fondazione è costituito da una coltre alterata superficiale fino a profondità variabili tra 3.25 m (F1sx) e 5.70 m (F1dx), oltre le quali i valori di RQD testimoniano la presenza del substrato lapideo (*Basalti di Campeda*) corrispondente ad una roccia effusiva non alterata e mediamente fratturata. Nella zona del Ponte sul Riu Mannu sono disponibili i sondaggi **F2dx** e **F2sx** (1997), in corrispondenza dei quali è stata rilevata una profondità del substrato roccioso, costituito da basalti e andesiti basaltiche vacuolari, pari a circa 8÷10 m.

Inoltre, i valori di resistenza alla punta desunti dalle prove penetrometriche SPT, si attestano su valori mediamente bassi, a conferma delle scadenti proprietà meccaniche della coltre di alterazione superficiale, mentre la falda è stata rinvenuta ad una quota prossima al piano campagna.

Tale stratigrafia, anche in assenza di specifiche indagini sismiche, considerati lo spessore e le scadenti proprietà meccaniche dei depositi superficiali attraversati, consente di attribuire alle opere in oggetto una **categoria di sottosuolo di tipo E**, corrispondente a *terreni con caratteristiche e valori di velocità equivalente riconducibili a quelle definite per le categorie C o D, con profondità del substrato non superiore a 30 m*.

In base alla categoria di sottosuolo sopra definita (categoria E) il valore del coefficiente di amplificazione stratigrafica S_S (cfr. Tabella 3.2.V del D.M. 17/01/18), può essere calcolato con la seguente espressione:

$$1,00 \leq 2,00 - 1,10 \cdot F_0 \cdot a_g/g \leq 1.60$$

In base alle condizioni topografiche presenti in sito (T1 = superficie pianeggiante, pendii e rilievi isolati con inclinazione media $i \leq 15^\circ$) per configurazioni superficiali semplici si può adottare il seguente valore del coefficiente di amplificazione topografica S_T (cfr. Tabella 3.2.V del D.M. 17/01/18):

Categoria topografica	S_T
T1	1.0

In assenza di analisi specifiche di risposta sismica locale, l'accelerazione massima può essere valutata mediante la relazione:

$$a_{\max} = S \cdot a_g = S_S \cdot S_T \cdot a_g$$

dove:

S_S = coefficiente di amplificazione stratigrafica (Tab. 3.2.V);

S_T = coefficiente di amplificazione topografica (Tab. 3.2.VI);

a_g = accelerazione orizzontale massima attesa su sito di riferimento rigido.

Nel caso specifico, per i diversi stati limite, il valore di a_{max} risulta il seguente:

Stato Limite	T_R [anni]	a_g [g]	a_{max} [g]
SLO	60	0.025	0.041
SLD	101	0.031	0.050
SLV	949	0.060	0.096
SLC	1950	0.071	0.113

8 VERIFICHE

8.1 Verifiche strutturali

Verranno effettuate le verifiche relativamente ai seguenti stati limite:

Stati Limite Ultimi

- 1- Tensione ideale nell'acciaio

Stati Limite di Esercizio

- 1- Limitazione degli spostamenti orizzontali

8.2 Verifiche geotecniche

Verranno effettuate le verifiche relativamente ai seguenti stati limite:

Stati Limite Ultimi

- 1- Capacità portante nei confronti dei carichi assiali
- 2- Resistenza nei confronti delle azioni trasversali

Stati Limite di Esercizio

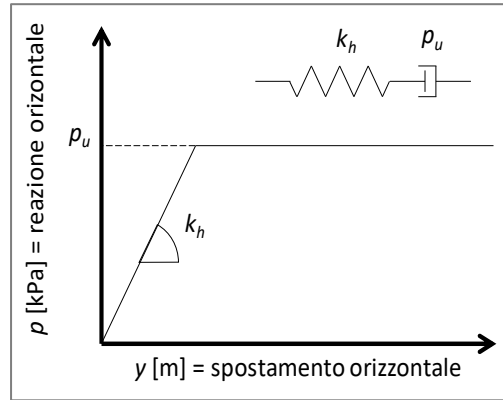
- 1- Limitazione dei cedimenti.

8.2.1 **Capacità portante nei confronti dei carichi assiali**

La capacità portante nei confronti dei carichi assiali è affidata interamente alla portata laterale dei micropali, mentre la portata di base viene trascurata. La portata laterale viene calcolata moltiplicando le tensioni tangenziali indicate al paragrafo **Errore. L'origine riferimento non è stata trovata.** per la superficie laterale del palo e applicando i relativi coefficienti parziali di sicurezza.

8.2.2 **Capacità portante nei confronti delle azioni orizzontali**

Per lo studio del comportamento dei micropali soggetti a carichi orizzontali si fa riferimento alla schematizzazione della trave su suolo elastico alla Winkler, con molle aventi comportamento elastico – perfettamente plastico (si veda figura seguente).



Nelle pagine seguenti si riportano i grafici con l'andamento in funzione della profondità delle seguenti grandezze:

- Coefficiente di reazione k_h [kN/m³] delle molle orizzontali che simulano la reazione del terreno.
- Pressione limite p_u [kPa] delle molle orizzontali che simulano la reazione del terreno.
- Capacità portante di progetto orizzontale del palo [kN].

I diagrammi sono stati ricavati considerando:

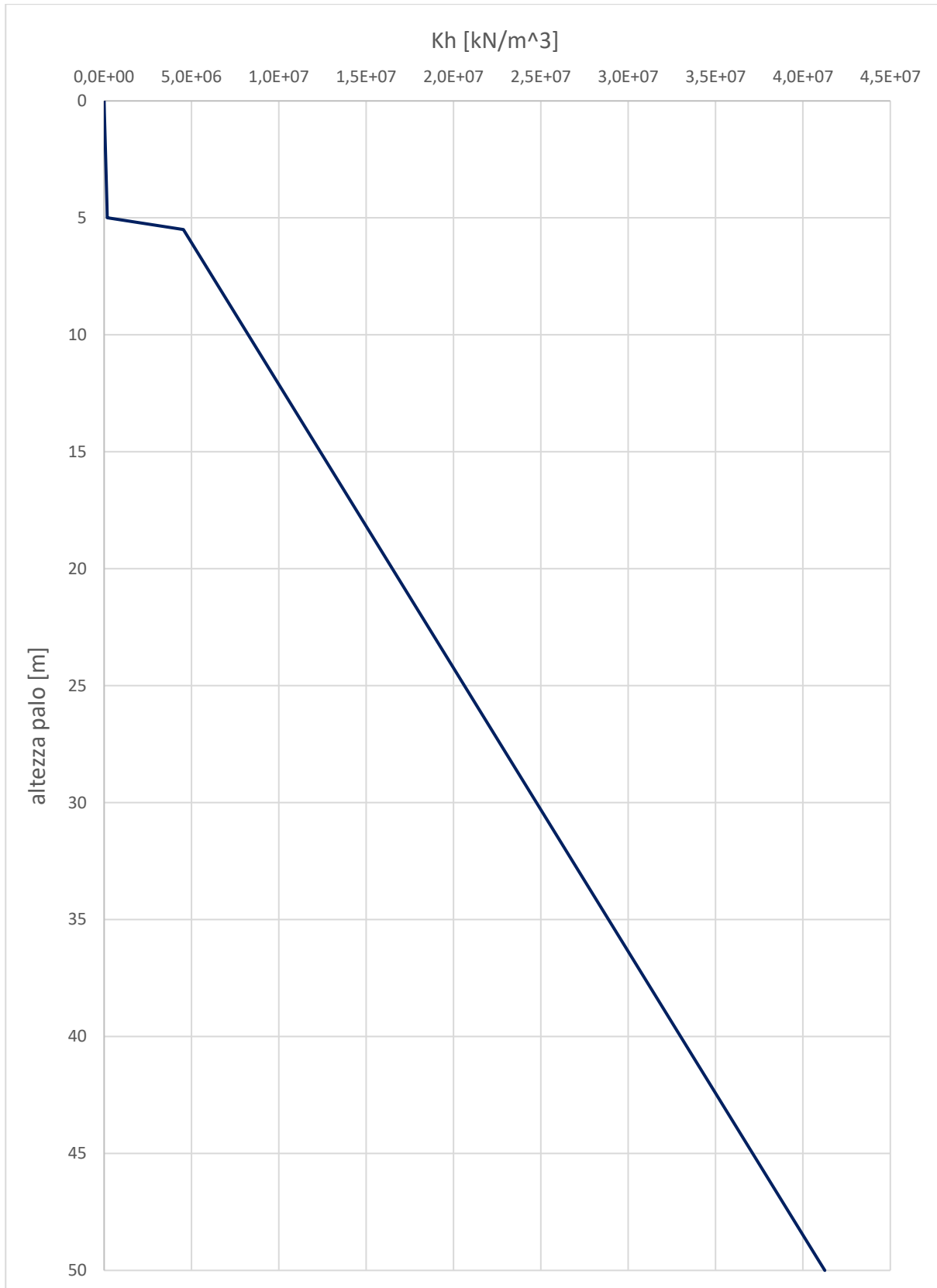
- $z = 0$ in testa al palo.
- Il diametro del palo pari a 0.3 m.
- La stratigrafia, la posizione della falda e la caratterizzazione da relazione geomeccanica aggiornata. (tabella)
- La quota della testa del palo a -2 m da piano campagna.
- Per la capacità portante di progetto, i coefficienti parziali da NTC 2008: γ_R per l'Approccio 2 e ξ per tenere conto del numero di verticali indagate.

Stratigrafia	γ [kN/m ³]	γ' [kN/m ³]	Φ [°]	c [kPa]	E' [MPa]
Basalto Alterato	20	10	34	0	200
Basalto	22	12	40	50	4500

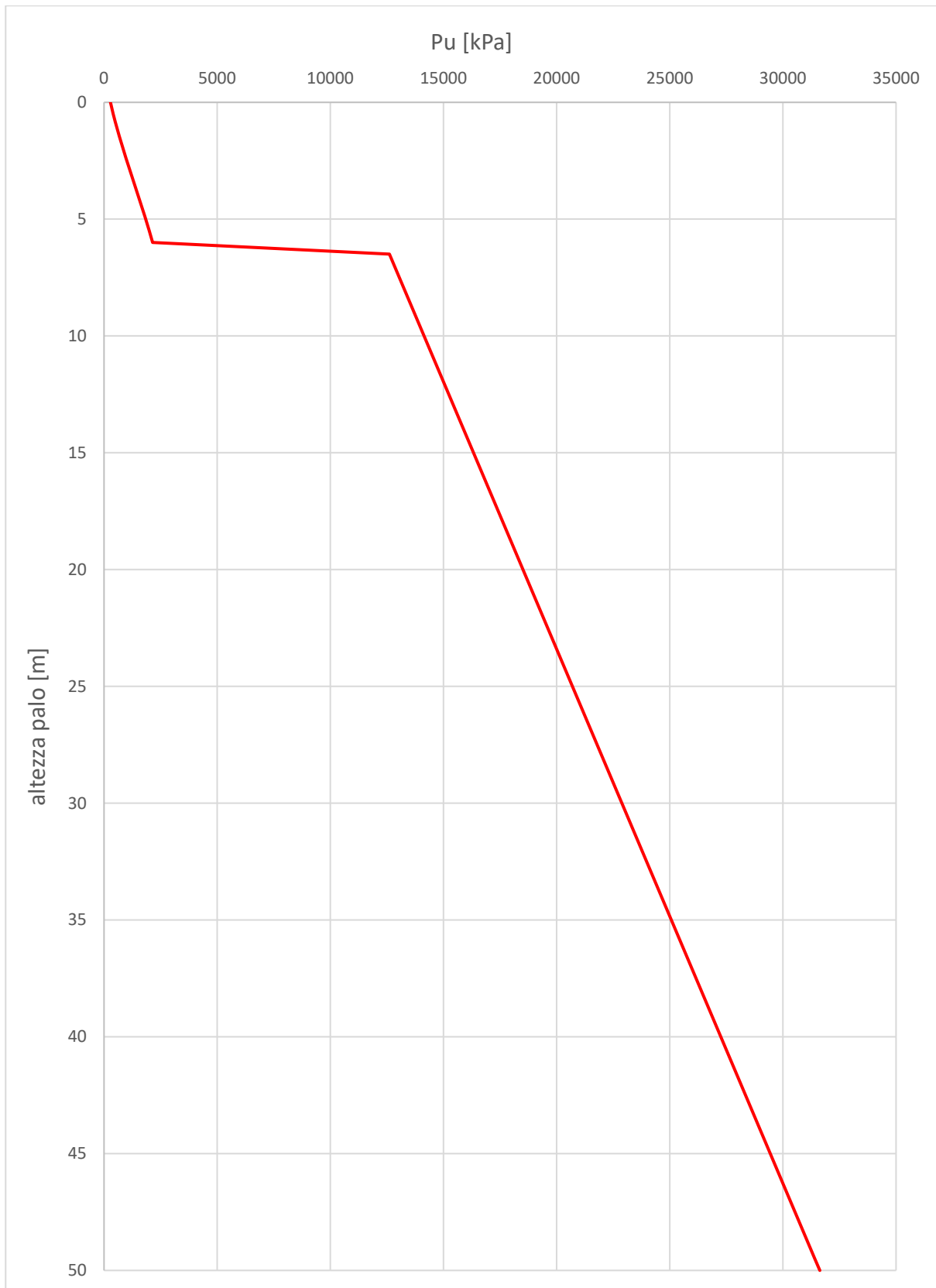
La verifica geotecnica dei pali viene eseguita determinando la lunghezza del palo che corrisponde alla forza sollecitante orizzontale di progetto (H_{lim} minima); Tale lunghezza viene confrontata con la lunghezza prefissata del palo (definita in generale dalla capacità portante verticale); se quest'ultima è maggiore, la verifica geotecnica risulta soddisfatta.

Per il dimensionamento strutturale del palo, il terreno viene schematizzato con molle elasto-plastiche (kh-pu) collegate al fusto del palo. Si applica in testa al palo la forza sollecitante orizzontale di progetto. Con i risultati delle analisi (sollecitazioni all'interno del palo) viene dimensionata l'armatura.

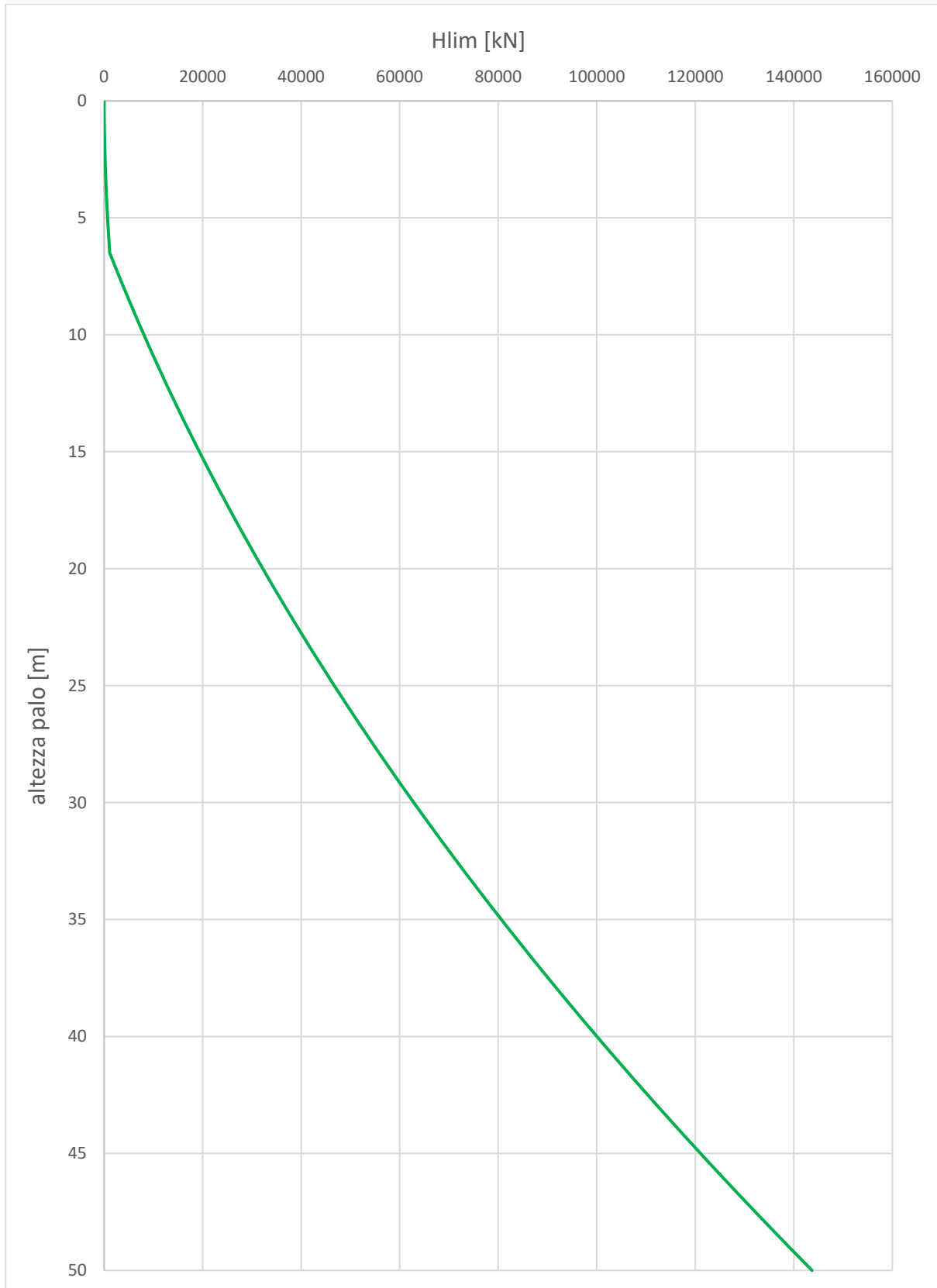
Coefficiente di reazione orizzontale



Pressione limite orizzontale



Capacità portante di progetto orizzontale



9 RISULTATI DELLE VERIFICHE

La seguente tabella riassume schematicamente tutte le verifiche eseguite nei vari casi di calcolo definiti. Per ciascuna verifica è indicato il confronto tra resistenza di calcolo R_d ed azione di calcolo S_d , ed il relativo coefficiente di sicurezza f_s .

Tutti i Punti maglia (42), Tutti i casi (5), Tutti i sestetti (18)					
Caso	C.Port. [kN][f.s.]	Cedim. [mm]	R.Tras. [kN][f.s.]	Sp.Ori. [mm]	Acc.:sig.id. [kPa][f.s.]
1: SLU	PM6-S2 ↓1117.56/894.34 1.25	= ---	PM6-S8 8067.08/108.22 74.54	= ---	PM6-S2 338100/168590 = 2.01
2: Sism.	SLV PM6-S1 ↓1117.56/588.32 1.90	= ---	PM1-S1 1866.48/83.48 = 96.63	---	PM6-S1 338100/122410 = 2.76
3: Rara	---	PM11-S1 -1 (max -50)	---	PM1-S1 4 (max 50)	---
4: Freq	---	---	---	---	---
5: QPerm	---	PM11-S1 0 (max -40)	---	PM1-S1 4 (max 40)	---

C.Port. = Capacità portante | Cedim. = Cedimento | R.Tras. = Resistenza trasversale | Sp.Ori. = Spostamento orizzontale | Acc.:sig.id. = Acciaio: tensione ideale | --- = Verifica non prevista

9.1 Materiali.

9.1.1 Calcestruzzo.

Tipo	f_{ck} [kPa]	γ_c	f_{cd} [kPa]	E[kPa]
C25/30 (Cls 1)	24900	1.50	14110	31447161

Di seguito sono elencate le tensioni massime ammesse in esercizio.

Tipo	$\sigma_{cls, rara}^{(-)}$ [kPa]	$\sigma_{cls, q.p.}^{(-)}$ [kPa]
C25/30 (Cls 1)	14940	11205

Condizioni ambientali: a (poco aggressivo) [4.1.2.2.4.3].

9.1.2 Acciaio per carpenteria.

Tipo	$f_{yk(0\div40)}$ [kPa]	γ_{m0}	$f_{yd(0\div40)}$ [kPa]	E[kPa]
S 355 (Acc 1)	355000	1.05	338095	210000000

9.2 Combinazioni dei carichi.

Tutte le verifiche sono eseguite secondo l'Approccio 2.

Viabilità locale A: Relazione tecnica e di calcolo delle fondazioni

27

RTI di progettazione:



Mandataria
Via G.B. Sammartini n°5
20125 - Milano
Tel. 02 6787911
email: mail@proiter.it



Mandante
Via Artemide n°3
92100 Agrigento
Tel. 0922 421007
email: deltaingegneria@pec.it

Si svolge l'analisi per i seguenti 5 casi di carico.

Caso	Nome	Tipo	Sisma	n° sestetti	Descr.
C1	SLU	SLU	No	9	
C2	SLV	SLV	Si	4	
C3	SLE Car	Rara	No	2	
C4	SLE Freq	Freq	No	2	
C5	SLE QPerm	QPerm	No	1	

9.3 Dati del progetto.

9.3.1 Tipi di palo.

Nel progetto è utilizzata una sola tipologia di micropalo.

Palo	Nome	Ø in. [mm]	Ø es. [mm]	Ø pe. [mm]	L [m]	W [kN]	Acc.	Clis
M1	Micr. 1	194.1	219.1	300	10	22.012	S 355 (Acc 1)	C25/30 (Clis 1)



Micr. 1

9.3.2 Stratigrafia.

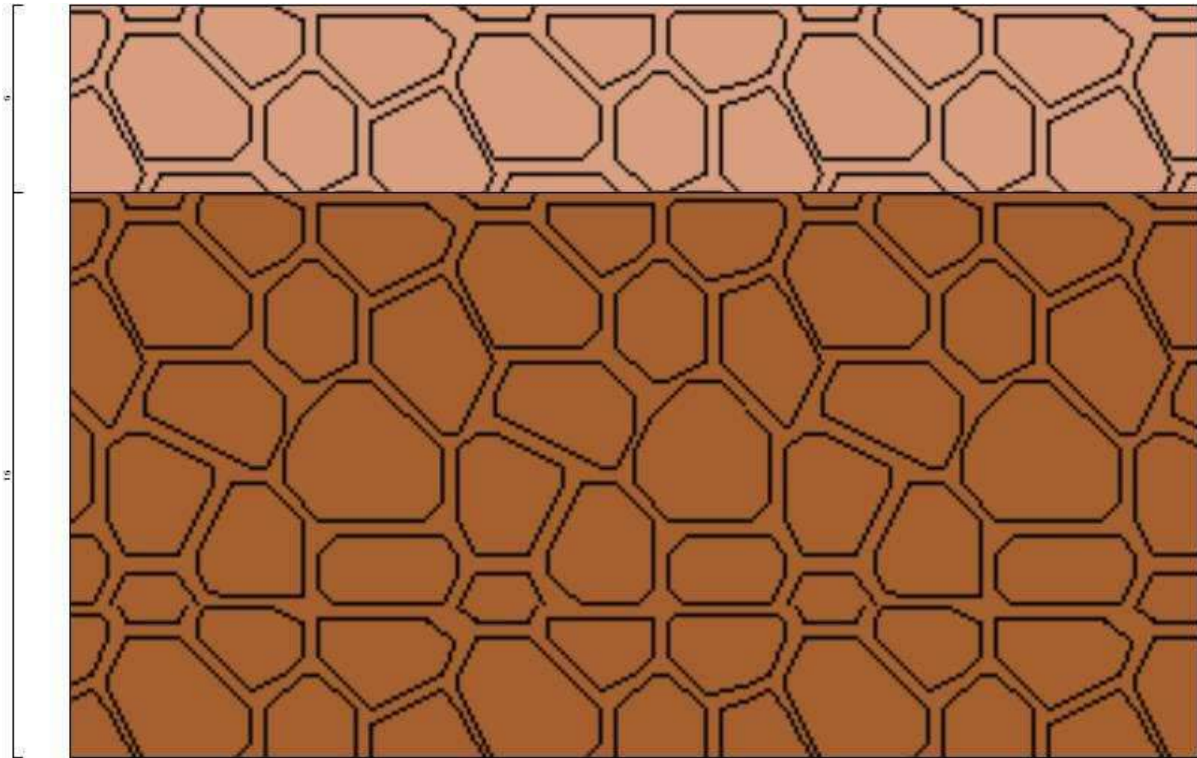
Nel calcolo sono utilizzati 2 tipi di terreno, le cui caratteristiche sono di seguito elencate.

T1	BAL				
γ_d [kN/m ³]	γ_t [kN/m ³]	c'_k [kPa]	ϕ'_k [°]	$s_{u,k}$ [kPa]	$q_{u,k}$ [kPa]
20	20	0	34	-	-

E _s [kPa]	G _s [kPa]				
200000	76000				
Descrizione: Basalto alterato					
T2	BA				
γ _d [kN/m ³]	γ _t [kN/m ³]	c' _k [kPa]	φ' _k [°]	s _{u,k} [kPa]	q _{u,k} [kPa]
22	22	50	40	-	-
E _s [kPa]	G _s [kPa]				
4500000	1730000				
Descrizione: Basalto					

Seguono le caratteristiche della stratigrafia utilizzata nei calcoli.

S1	2 strati			
Strato	Quota[m]	Altezza[m]	Terreno	
1	0	5	T1	
2	-5	15	T2	



Str. 1

9.3.3 Punti maglia.

La palificata comprende 42 punti maglia, a ciascuno dei quali corrispondono delle coordinate, un tipo di palo ed i dati del terreno.

Punto	X[m]	Y[m]	Palo	β[°]	θ[°]	Rotaz.	Stratig.	SPT	CPT	Descr.
PM1	-3.6	3	M1	0	0	Impedita	S1	-	-	P1

Progetto Esecutivo

PM2	-3.6	1.8	M1	0	0	Impedita	S1	-	-	P2
PM3	-3.6	0.6	M1	0	0	Impedita	S1	-	-	P3
PM4	-3.6	-0.6	M1	0	0	Impedita	S1	-	-	P4
PM5	-3.6	-1.8	M1	0	0	Impedita	S1	-	-	P5
PM6	-3.6	-3	M1	0	0	Impedita	S1	-	-	P6
PM7	-2.4	3	M1	0	0	Impedita	S1	-	-	P7
PM8	-2.4	1.8	M1	0	0	Impedita	S1	-	-	P8
PM9	-2.4	0.6	M1	0	0	Impedita	S1	-	-	P9
PM10	-2.4	-0.6	M1	0	0	Impedita	S1	-	-	P10
PM11	-2.4	-1.8	M1	0	0	Impedita	S1	-	-	P11
PM12	-2.4	-3	M1	0	0	Impedita	S1	-	-	P12
PM13	-1.2	3	M1	0	0	Impedita	S1	-	-	P13
PM14	-1.2	1.8	M1	0	0	Impedita	S1	-	-	P14
PM15	-1.2	0.6	M1	0	0	Impedita	S1	-	-	P15
PM16	-1.2	-0.6	M1	0	0	Impedita	S1	-	-	P16
PM17	-1.2	-1.8	M1	0	0	Impedita	S1	-	-	P17
PM18	-1.2	-3	M1	0	0	Impedita	S1	-	-	P18
PM19	0	3	M1	0	0	Impedita	S1	-	-	P19
PM20	0	1.8	M1	0	0	Impedita	S1	-	-	P20
PM21	0	0.6	M1	0	0	Impedita	S1	-	-	P21
PM22	0	-0.6	M1	0	0	Impedita	S1	-	-	P22
PM23	0	-1.8	M1	0	0	Impedita	S1	-	-	P23
PM24	0	-3	M1	0	0	Impedita	S1	-	-	P24
PM25	1.2	3	M1	0	0	Impedita	S1	-	-	P25
PM26	1.2	1.8	M1	0	0	Impedita	S1	-	-	P26
PM27	1.2	0.6	M1	0	0	Impedita	S1	-	-	P27
PM28	1.2	-0.6	M1	0	0	Impedita	S1	-	-	P28
PM29	1.2	-1.8	M1	0	0	Impedita	S1	-	-	P29
PM30	1.2	-3	M1	0	0	Impedita	S1	-	-	P30
PM31	2.4	3	M1	0	0	Impedita	S1	-	-	P31
PM32	2.4	1.8	M1	0	0	Impedita	S1	-	-	P32
PM33	2.4	0.6	M1	0	0	Impedita	S1	-	-	P33
PM34	2.4	-0.6	M1	0	0	Impedita	S1	-	-	P34
PM35	2.4	-1.8	M1	0	0	Impedita	S1	-	-	P35
PM36	2.4	-3	M1	0	0	Impedita	S1	-	-	P36
PM37	3.6	3	M1	0	0	Impedita	S1	-	-	P37
PM38	3.6	1.8	M1	0	0	Impedita	S1	-	-	P38
PM39	3.6	0.6	M1	0	0	Impedita	S1	-	-	P39
PM40	3.6	-0.6	M1	0	0	Impedita	S1	-	-	P40
PM41	3.6	-1.8	M1	0	0	Impedita	S1	-	-	P41
PM42	3.6	-3	M1	0	0	Impedita	S1	-	-	P42

9.3.4 Fondazione.

I pali sono collegati da una fondazione, il cui contorno è definito da 4 vertici.

RTI di progettazione:



Mandataria

Via G.B. Sammartini n°5
20125 - Milano
Tel. 02 6787911
email: mail@proiter.it



Mandante

Via Artemide n°3
92100 Agrigento
Tel. 0922 421007
email: deltaingegneria@pec.it

Vertice	X[m]	Y[m]
V1	-4.25	-4
V2	4.25	-4
V3	4.25	4
V4	-4.25	4

Le sollecitazioni sono applicate nel seguente punto sulla fondazione.

Punto	X[m]	Y[m]
P1	0	0

9.4 Azioni.

Le azioni sono applicate sulla fondazione, espresse rispetto al sistema di riferimento globale.

Punto	Caso	Ses.	N _z [kN]	V _x [kN]	V _y [kN]	M _x [kN*m]	M _y [kN*m]	T _z [kN*m]
1	C1	1	-14738	0	-4274	12826	242	0
1	C1	2	-22053	0	-4274	19177	-527	0
1	C1	3	-14778	299	-4257	12812	2085	717
1	C1	4	-21157	299	-4257	16916	1567	717
1	C1	5	-14738	0	-4207	12386	81	0
1	C1	6	-21118	0	-4207	16491	-437	0
1	C1	7	-19453	0	-4274	12937	129	0
1	C1	8	-19536	299	-4257	13025	2010	717
1	C1	9	-19496	0	-4207	12600	6	0
1	C2	1	-13960	0	-3506	13344	-91	0
1	C2	2	-13674	0	-3360	12895	-91	0
1	C2	3	-13968	1400	-2022	6628	6285	259
1	C2	4	-13682	1400	-1876	6179	6285	259
1	C3	1	-16265	0	-3158	14263	-408	0
1	C3	2	-14339	0	-3158	9641	78	0
1	C4	1	-15572	0	-3114	12306	-330	0
1	C4	2	-14371	0	-3114	9423	-1	0
1	C5	1	-14418	0	-3091	9391	0	0

9.5 Calcolo della capacità portante e curva di mobilitazione.

Il seguente calcolo di capacità portante vale per tutti i pali.

Si riporta integralmente il calcolo di capacità portante per la situazione peggiore (coef. di sicurezza minore):

Punto maglia PM6, Caso C1 (Stato limite ultimo).

Si applicano i seguenti coefficienti di sicurezza parziali per le azioni: $\gamma_{G1,f}=1.00$, $\gamma_{G1,s}=1.30$, $\gamma_{G2,f}=0.80$, $\gamma_{G2,s}=1.50$, $\gamma_{Qi,f}=0.00$, $\gamma_{Qi,s}=1.50$.

Si applicano i seguenti coefficienti di sicurezza, secondo il numero di verticali indagate:

n. vert.	1	2	3	4	5	7	10
ξ_{med}	1.70	1.65	1.60	1.55	1.50	1.45	1.40

ξ_{\min}	1.70	1.55	1.48	1.42	1.34	1.28	1.21
--------------	------	------	------	------	------	------	------

Si applicano i seguenti coefficienti di sicurezza parziali alle portate calcolate, secondo il tipo di palo:

Tipo di palo	Infisso	Trivellato	A elica continua	Micropalo	Avvitato
γ_b	1.15	1.35	1.30	1.35	1.15
γ_s	1.15	1.15	1.15	1.15	1.15
γ_{st}	1.25	1.25	1.25	1.25	1.25

Alle sollecitazioni applicate viene aggiunto il peso proprio del palo, amplificato col coefficiente parziale $\gamma_{G1, fav}=1.00$ o $\gamma_{G1, sfa}=1.30$, secondo il caso.

9.5.1 Calcolo della portata di base.

La portata di base viene trascurata, posta pari a 0.

9.5.2 Calcolo della portata laterale.

Il fusto del palo attraversa 2 strati.

Strato 1: BAL

Metodo **Assegnato** per il calcolo della portata laterale.

Il palo attraversa questo strato da quota 0 [m] a quota -5 [m]. Segue il calcolo alla quota intermedia di -2.5 [m].

L'attrito laterale assegnato vale 200 [kPa].

La portata laterale calcolata vale 942.4778 [kN] (942.4778 [kN]). Si applica $\xi_{med}=1.65$. Si applicano $\gamma_s=1.15$ e $\gamma_{st}=1.25$. Portate di calcolo: in compressione $Q_{sc,d} = 496.6945$ [kN] (mobilitata per un cedimento $s/D=0.50\%$). in trazione $Q_{st,d} = 456.9589$ [kN] (mobilitata per un cedimento $s/D=0.50\%$).

Strato 2: BA

Metodo **Assegnato** per il calcolo della portata laterale.

Il palo attraversa questo strato da quota -5 [m] a quota -10 [m]. Segue il calcolo alla quota intermedia di -7.5 [m].

L'attrito laterale assegnato vale 250 [kPa].

La portata laterale calcolata vale 1178.0972 [kN] (1178.0972 [kN]). Si applica $\xi_{med}=1.65$. Si applicano $\gamma_s=1.15$ e $\gamma_{st}=1.25$. Portate di calcolo: in compressione $Q_{sc,d} = 620.8681$ [kN] (mobilitata per un cedimento $s/D=0.50\%$). in trazione $Q_{st,d} = 571.1987$ [kN] (mobilitata per un cedimento $s/D=0.50\%$).

Portata laterale totale

La portata di calcolo in compressione $Q_{sc,d}$ è **1117.5626 [kN]**, in trazione $Q_{st,d}$ è **1028.1576 [kN]**.

9.5.3 Portata totale (base + laterale)

La portata di calcolo in compressione $Q_{tc,d}$ è **1117.5626 [kN]**, in trazione $Q_{tt,d}$ è **1028.1576 [kN]**.

Viabilità locale A: Relazione tecnica e di calcolo delle fondazioni

9.5.4 Calcolo del modulo di reazione orizzontale.

Il fusto del palo attraversa 2 strati.

Strato 1: BAL

Metodo **Assegnato** per il calcolo del modulo di reazione orizzontale.

Il palo attraversa questo strato da quota 0 [m] a quota -5 [m]. Segue il calcolo alla quota intermedia di -2.5 [m].

Il modulo di reazione orizzontale assegnato vale 91667 [kN/m³].

Modulo di reazione orizzontale medio: $k_{s0,med} = 91700$ [kN/m³].

Strato 2: BA

Metodo **Assegnato** per il calcolo del modulo di reazione orizzontale.

Il palo attraversa questo strato da quota -5 [m] a quota -10 [m]. Segue il calcolo alla quota intermedia di -7.5 [m].

Il modulo di reazione orizzontale assegnato vale 6187500 [kN/m³].

Modulo di reazione orizzontale medio: $k_{s0,med} = 6187500$ [kN/m³].

9.5.5 Calcolo della resistenza trasversale laterale.

La resistenza laterale di calcolo valutata dal grafico al capitolo 8.2.2 $R_{tr,d}$ è **8067.077** [kN].

9.5.6 Curva di mobilitazione verticale

La curva di mobilitazione del palo è definita dalle seguenti coppie di valori, dove s è il cedimento, misurato in [m], ed E_d è la sollecitazione di sforzo normale (comprensiva del peso proprio del palo), espressa in [kN].

	1	2	3
s	-0.0013	0	0.0012
E_d	-1117.5626	0	1028.1576

Si riassume in seguito il valore di capacità portante per tutti i casi.

Caso	Qst[kN]	Qsc[kN]	Qbc[kN]	Qtt[kN]	Qtc[kN]
C1	1028.1576	1117.5626	0	1028.1576	1117.5626
C2	1028.1576	1117.5626	0	1028.1576	1117.5626
C3	2120.575	2120.575	0	2120.575	2120.575
C4	2120.575	2120.575	0	2120.575	2120.575
C5	2120.575	2120.575	0	2120.575	2120.575

Qst = Portata Laterale in Trazione | Qsc = Portata Laterale in Compressione | Qbc = Portata di Base in Compressione | Qtt = Portata TOTALE in Trazione | Qtc = Portata TOTALE in Compressione

9.6 Calcolo delle sollecitazioni.

Si riporta di seguito il dettaglio delle sollecitazioni calcolate, solo per i punti maglia con i pali più sollecitati. Le Viabilità locale A: Relazione tecnica e di calcolo delle fondazioni

33

RTI di progettazione:



Mandataria

Via G.B. Sammartini n°5
20125 - Milano
Tel. 02 6787911
email: mail@proiter.it



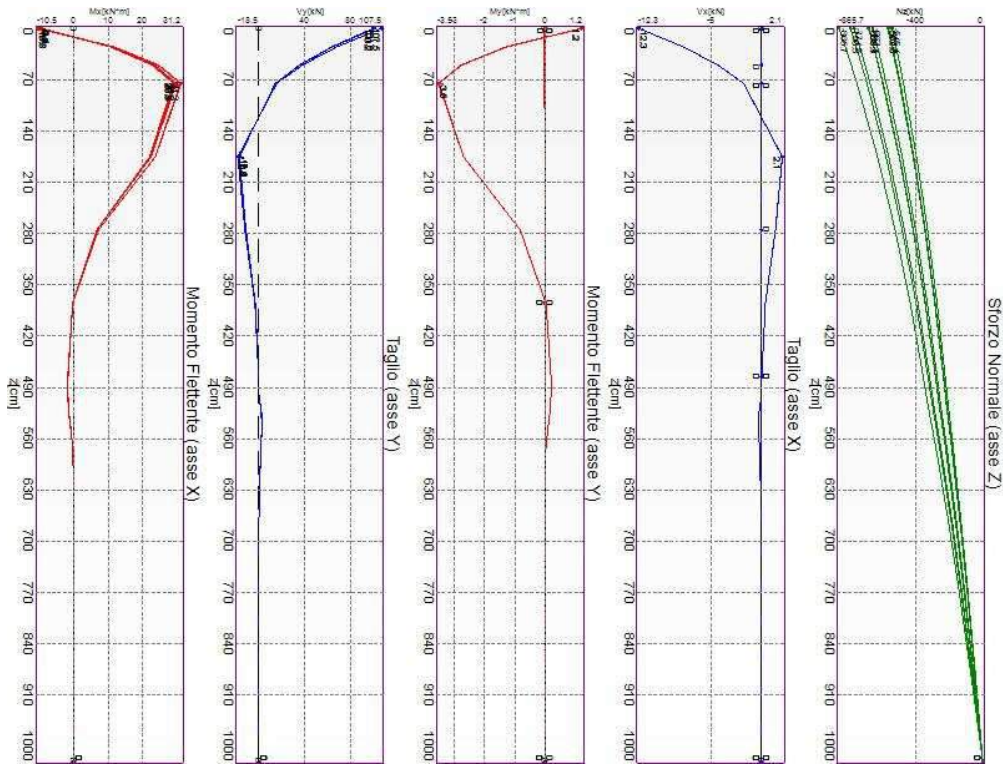
Mandante

Via Artemide n°3
92100 Agrigento
Tel. 0922 421007
email: deltaingegneria@pec.it

caratteristiche di sollecitazione sono espresse nel sistema di riferimento locale del palo.

9.6.1 Casi a SLU

I massimi valori di **Sforzo Normale di compressione**, **Taglio (in valore assoluto)**, **Momento flettente (in valore assoluto)**, si ottengono nel punto maglia **PM6**, nel caso di carico **C1** (Stato limite ultimo).

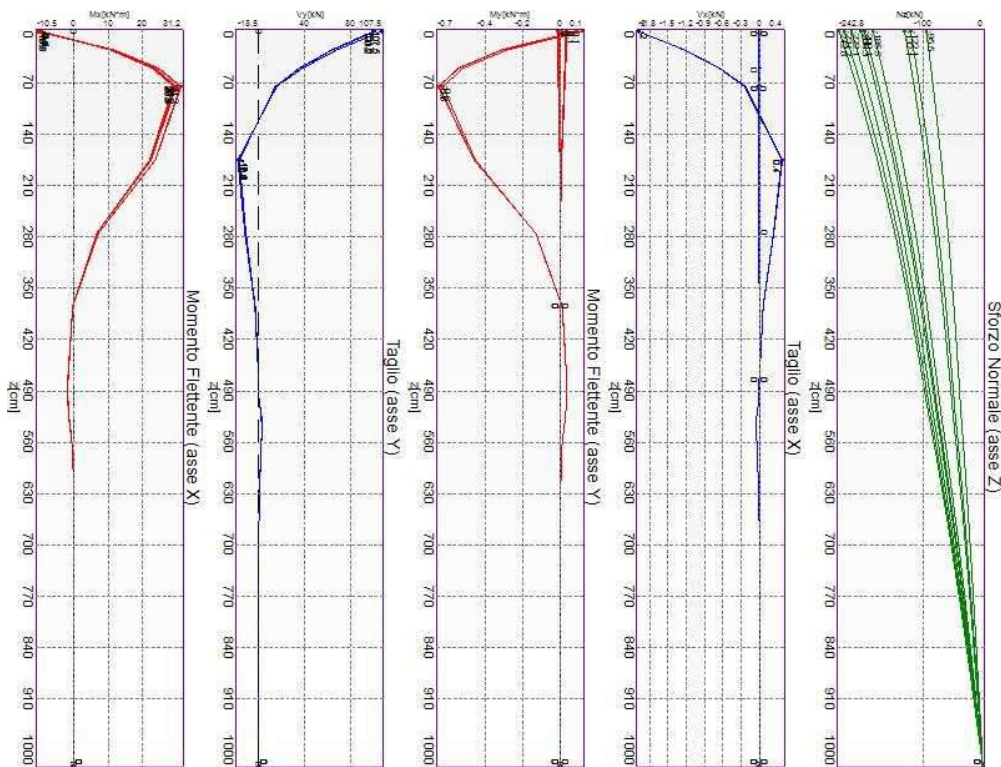


Caratteristiche di sollecitazione lungo il palo (punto maglia PM6, caso C1)

Azioni applicate in testa (punto maglia PM6, caso C1)					
N_z [kN]	V_x [kN]	V_y [kN]	M_x [kN*m]	M_y [kN*m]	T_z [kN*m]
-865.7286+-545.3732	0+12.2609	-107.5274+-100.1667	-10.5434+-9.3744	-1.2317+0.0151	0+0.0004
Caratteristiche di sollecitazione lungo il palo (punto maglia PM6, caso C1)					
Z_{loc} [m]	N_z [kN]	V_{xy} [kN]	M_{xy} [kN*m]		
0	-865.7286+-545.3732	108.2242	10.6114		
0	-865.7286+-545.3732	108.2242	10.6114		
0.25	-828.406+-521.877	68.9773	11.6857		
0.5	-792.5804+-499.324	38.3501	24.8921		
0.75	-758.1872+-477.6734	15.6597	31.4424		
1.75	-633.7313+-399.3352	18.5834	23.9235		
2.75	-527.6415+-332.57	12.4191	7.2306		
3.75	-436.8432+-275.443	3.5295	0.3391		
4.75	-358.7049+-226.2986	0.217	1.7853		
5	-340.876+-215.0884	0.0253	1.8096		

5	-340.876+-215.0884	0.0253	1.8096
5.25	-321.442+-202.8449	2.2796	1.4614
5.5	-300.5129+-189.6377	2.5837	0.8021
5.75	-280.2626+-176.8588	1.5703	0.2752
6.75	-205.1564+-129.4633	0.1106	0.0337
7.75	-137.4867+-86.7605	0.0044	0.0027
8.75	-74.8006+-47.2027	0.0001	0.0001
9.75	-14.8258+-9.3558	0	0
10	0	0	0

I massimi valori di **Sforzo Normale di trazione**, si ottengono nel punto maglia **PM1**, nel caso di carico **C1** (Stato limite ultimo).



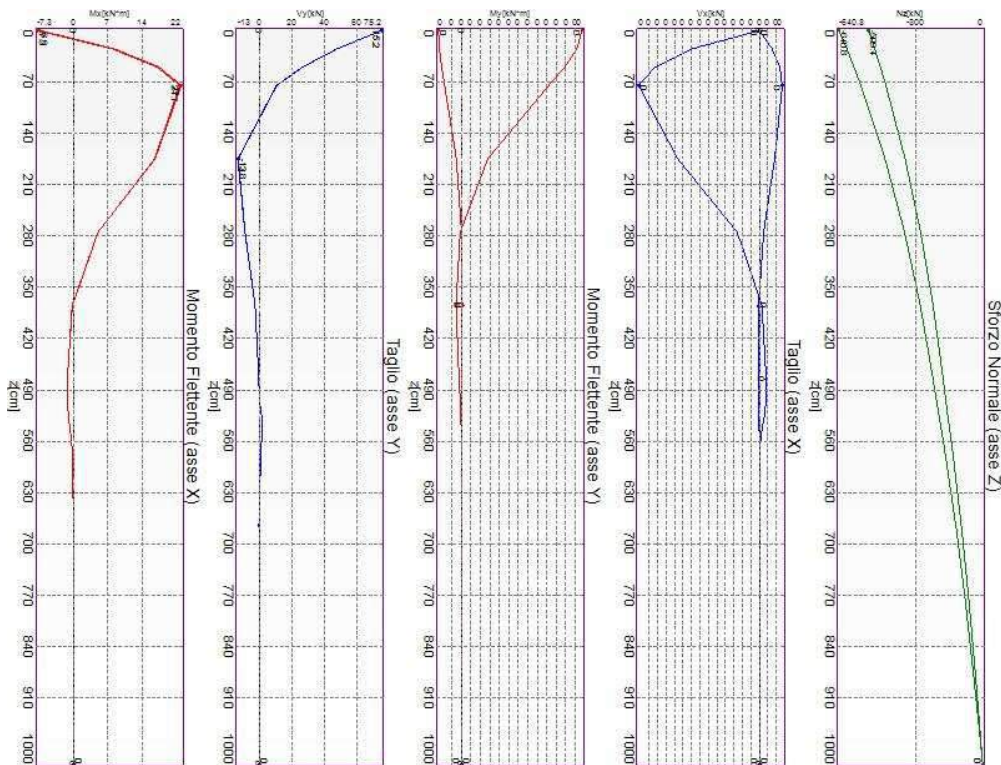
Caratteristiche di sollecitazione lungo il palo (punto maglia PM1, caso C1)

Azioni applicate in testa (punto maglia PM1, caso C1)					
N_z [kN]	V_x [kN]	V_y [kN]	M_x [kN*m]	M_y [kN*m]	T_z [kN*m]
-242.8424+-95.486	0+1.9772	-107.5274+-100.1667	-10.5434+-9.3744	-0.1151+0.0151	0+0.0004
Caratteristiche di sollecitazione lungo il palo (punto maglia PM1, caso C1)					
z_{loc} [m]	N_z [kN]	V_{xy} [kN]	M_{xy} [kN*m]		
0	-242.8424+-95.486	107.5456	10.5437		
0	-242.8424+-95.486	107.5456	10.5437		
0.25	-232.4034+-91.407	68.5443	11.6212		
0.5	-222.3845+-87.4931	38.1088	24.7439		
0.75	-212.7675+-83.7374	15.5607	31.2519		

1.75	-177.9809+-70.1639	18.4703	23.7755
2.75	-148.3524+-58.6239	12.3421	7.1852
3.75	-123.0233+-48.7828	3.5074	0.3374
4.75	-101.2594+-40.3555	0.2156	1.7742
5	-96.2996+-38.4401	0.0253	1.7984
5	-96.2996+-38.4401	0.0253	1.7984
5.25	-90.8466+-36.2947	2.2655	1.4522
5.5	-84.9316+-33.9315	2.5675	0.7971
5.75	-79.2084+-31.645	1.5605	0.2734
6.75	-57.9818+-23.1646	0.1099	0.0335
7.75	-38.8568+-15.5239	0.0044	0.0026
8.75	-21.1403+-8.4459	0.0001	0.0001
9.75	-4.1901+-1.674	0	0
10	0	0	0

9.6.2 Casi a SLE

I massimi valori di **Sforzo Normale di compressione**, si ottengono nel punto maglia **PM6**, nel caso di carico **C3** (Rara).



Caratteristiche di sollecitazione lungo il palo (punto maglia PM6, caso C3)

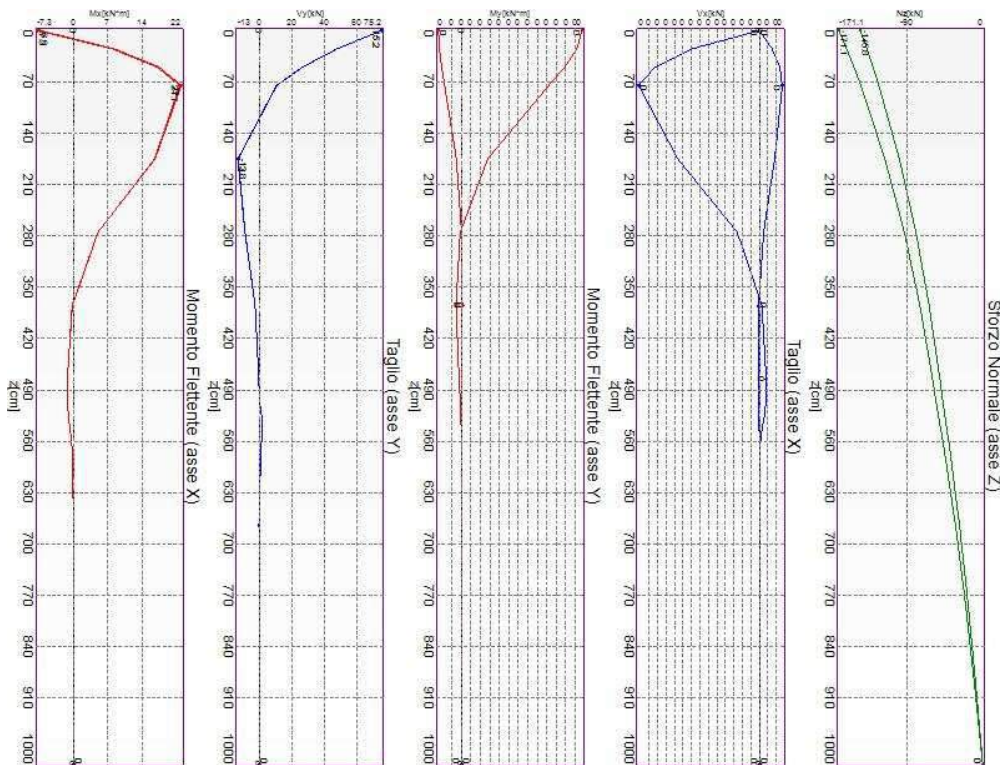
Azioni applicate in testa (punto maglia PM6, caso C3)

N_z [kN]	V_x [kN]	V_y [kN]	M_x [kN*m]	M_y [kN*m]	T_z [kN*m]
-640.8274+-509.4331	0	-75.1905	-7.3128+-6.9187	-0.0254+0.0049	0

Caratteristiche di sollecitazione lungo il palo (punto maglia PM6, caso C3)

Z _{loc} [m]	N _z [kN]	V _{xy} [kN]	M _{xy} [kN*m]
0	-640.8274+-509.4331	75.1905	7.3128
0	-640.8274+-509.4331	75.1905	7.3128
0.25	-606.5334+-482.1778	47.9046	8.3245
0.5	-574.0481+-456.3604	26.6154	17.478
0.75	-543.2748+-431.904	10.8465	22.0005
1.75	-435.5363+-346.2857	12.9921	16.6681
2.75	-348.6571+-277.2522	8.6504	5.023
3.75	-278.4762+-221.4971	2.4515	0.245
4.75	-221.6324+-176.3502	0.1489	1.2444
5	-209.1743+-166.4581	0.0157	1.2597
5	-209.1743+-166.4581	0.0157	1.2597
5.25	-195.791+-155.8184	1.5888	1.0163
5.5	-181.5885+-144.5154	1.7971	0.5573
5.75	-168.0629+-133.7513	1.0914	0.1911
6.75	-119.7559+-95.3066	0.0769	0.0234
7.75	-78.6253+-62.5732	0.0031	0.0018
8.75	-42.2064+-33.5896	0.0001	0
9.75	-8.3168+-6.6188	0	0
10	0	0	0

I massimi valori di **Sforzo Normale di trazione, Taglio (in valore assoluto), Momento flettente (in valore assoluto)**, si ottengono nel punto maglia **PM1**, nel caso di carico **C3** (Rara).



Caratteristiche di sollecitazione lungo il palo (punto maglia PM1, caso C3)

Azioni applicate in testa (punto maglia PM1, caso C3)					
N _z [kN]	V _x [kN]	V _y [kN]	M _x [kN*m]	M _y [kN*m]	T _z [kN*m]
-171.0611+-145.8075	0	-75.1905	-7.3128+-6.9187	-0.0254+0.0049	0
Caratteristiche di sollecitazione lungo il palo (punto maglia PM1, caso C3)					
z _{loc} [m]	N _z [kN]	V _{xy} [kN]	M _{xy} [kN*m]		
0	-171.0611+-145.8075	75.1905	7.3128		
0	-171.0611+-145.8075	75.1905	7.3128		
0.25	-161.9322+-138.0315	47.9046	8.3245		
0.5	-153.2862+-130.6671	26.6154	17.478		
0.75	-145.0974+-123.6923	10.8465	22.0005		
1.75	-116.4439+-99.2902	12.9921	16.6681		
2.75	-93.3672+-79.6434	8.6504	5.023		
3.75	-74.7622+-63.811	2.4515	0.245		
4.75	-59.7378+-51.0348	0.1489	1.2444		
5	-56.4536+-48.2437	0.0157	1.2597		
5	-56.4536+-48.2437	0.0157	1.2597		
5.25	-52.8793+-45.1967	1.5888	1.0163		
5.5	-49.0435+-41.9181	1.7971	0.5573		
5.75	-45.3905+-38.7959	1.0914	0.1911		
6.75	-32.3437+-27.6446	0.0769	0.0234		
7.75	-21.2351+-18.15	0.0031	0.0018		
8.75	-11.3991+-9.743	0.0001	0		
9.75	-2.2462+-1.9199	0	0		
10	0	0	0		

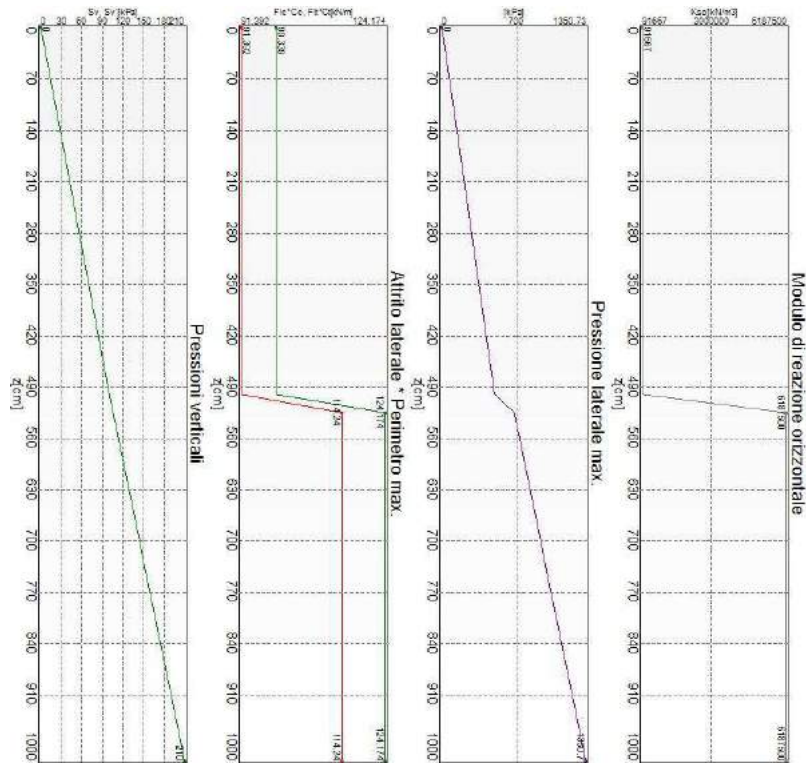
9.7 Verifiche geotecniche.

Si riporta di seguito il dettaglio delle verifiche eseguite, per ciascun palo.

9.7.1 Verifica: Capacità portante

La situazione di verifica più severa, si ottiene nel punto maglia **PM6**, nel caso di carico **C1**, sestetto **2** (Stato limite ultimo).

Progetto Esecutivo



Capacità portante

Situazione peggiore: Punto maglia PM6, Caso C1, Sestetto 2

Segue il riassunto della verifica, per tutti i punti maglia, per il caso ed il sestetto che danno il fattore di sicurezza minore.

Verifica: Capacità portante					
Punto	Caso	Ses.	R _d : Qt[kN]	S _d : Qt[kN]	fs[-]
PM1	C1	9	1117.56	271.46	4.12
PM2	C1	6	1117.56	365.59	3.06
PM3	C1	2	1117.56	494.94	2.26
PM4	C1	2	1117.56	628.08	1.78
PM5	C1	2	1117.56	761.21	1.47
PM6	C1	2	1117.56	894.34	1.25
PM7	C1	9	1117.56	271.49	4.12
PM8	C1	6	1117.56	363.43	3.08
PM9	C1	2	1117.56	492.33	2.27
PM10	C1	2	1117.56	625.47	1.79
PM11	C1	2	1117.56	758.6	1.47
PM12	C1	2	1117.56	891.74	1.25
PM13	C1	9	1117.56	271.52	4.12
PM14	C1	6	1117.56	361.27	3.09
PM15	C1	2	1117.56	489.73	2.28
PM16	C1	2	1117.56	622.86	1.79
PM17	C1	2	1117.56	756	1.48

RTI di progettazione:



Mandataria

Via G.B. Sammartini n°5
20125 - Milano
Tel. 02 6787911
email: mail@proiter.it



Mandante

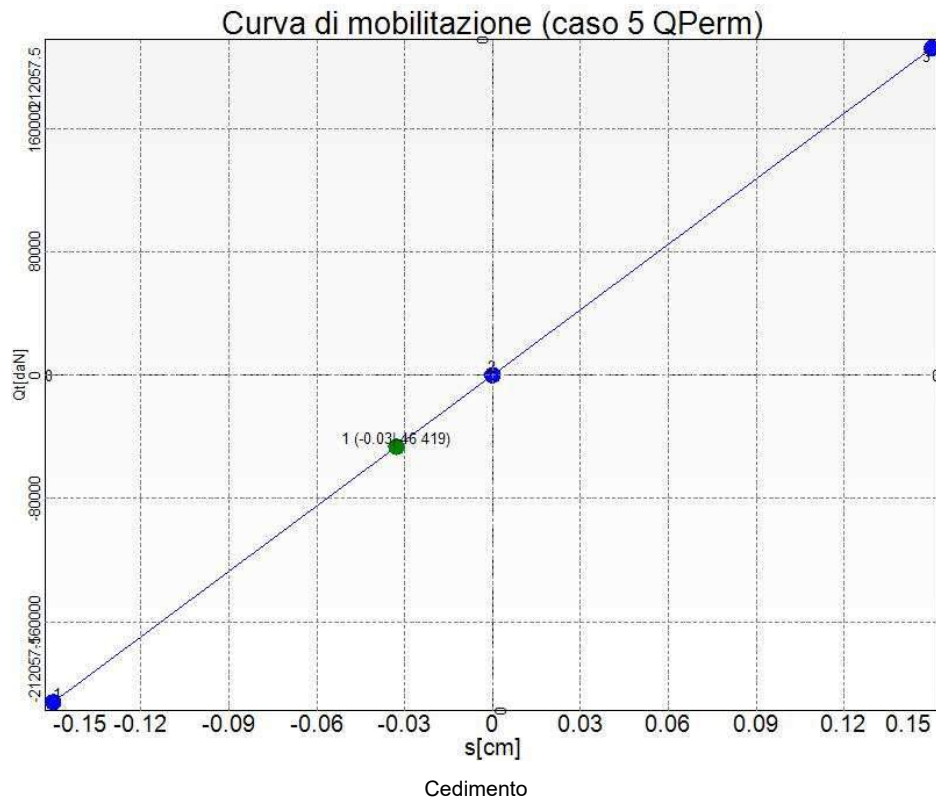
Via Artemide n°3
92100 Agrigento
Tel. 0922 421007
email: deltaingegneria@pec.it

Progetto Esecutivo

PM18	C1	2	1117.56	889.13	1.26
PM19	C1	9	1117.56	271.55	4.12
PM20	C1	9	1117.56	360.05	3.10
PM21	C1	2	1117.56	487.12	2.29
PM22	C1	2	1117.56	620.25	1.80
PM23	C1	2	1117.56	753.39	1.48
PM24	C1	2	1117.56	886.52	1.26
PM25	C1	8	1117.56	275.31	4.06
PM26	C1	8	1117.56	366.73	3.05
PM27	C1	2	1117.56	484.51	2.31
PM28	C1	2	1117.56	617.65	1.81
PM29	C1	2	1117.56	750.78	1.49
PM30	C1	2	1117.56	883.92	1.26
PM31	C2	4	1117.56	303.31	3.68
PM32	C1	8	1117.56	376.84	2.97
PM33	C1	4	1117.56	489.28	2.28
PM34	C1	2	1117.56	615.04	1.82
PM35	C1	2	1117.56	748.17	1.49
PM36	C1	2	1117.56	881.31	1.27
PM37	C2	4	1117.56	335.15	3.33
PM38	C1	8	1117.56	386.94	2.89
PM39	C1	4	1117.56	497.2	2.25
PM40	C1	4	1117.56	614.99	1.82
PM41	C1	2	1117.56	745.57	1.50
PM42	C1	2	1117.56	878.7	1.27

9.7.2 Verifica: Cedimento

I cedimenti del singolo palo sono calcolati utilizzando la relativa curva di mobilitazione. L'interazione tra i pali è valutata con il metodo dei fattori di interazione (Poulos e Davis, 1980). La situazione di verifica più severa, si ottiene nel punto maglia **PM11**, nel caso di carico **C5**, sestetto **1** (Quasi Permanente). Si ottengono i seguenti valori: cedimento del palo singolo = -0.33 [mm], cedimento indotto dal gruppo = -0.55 [mm], cedimento totale: -0.88 [mm].



Situazione peggiore: Punto maglia PM11, Caso C5, Sestetto 1

Segue il riassunto della verifica, per tutti i punti maglia, per il caso ed il sestetto che danno il fattore di sicurezza minore.

Verifica: Cedimento					
Punto	Caso	Ses.	R _d : Ced.[mm]	S _d : Ced.[mm]	fs[-]
PM1	C5	1	-40	0	10.00
PM2	C5	1	-40	0	10.00
PM3	C5	1	-40	0	10.00
PM4	C5	1	-40	0	10.00
PM5	C5	1	-40	0	10.00
PM6	C5	1	-40	0	10.00
PM7	C5	1	-40	0	10.00
PM8	C5	1	-40	0	10.00
PM9	C5	1	-40	0	10.00
PM10	C5	1	-40	0	10.00
PM11	C5	1	-40	0	10.00
PM12	C5	1	-40	0	10.00
PM13	C5	1	-40	0	10.00
PM14	C5	1	-40	0	10.00
PM15	C5	1	-40	0	10.00
PM16	C5	1	-40	0	10.00
PM17	C5	1	-40	0	10.00

Progetto Esecutivo

PM18	C5	1	-40	0	10.00
PM19	C5	1	-40	0	10.00
PM20	C5	1	-40	0	10.00
PM21	C5	1	-40	0	10.00
PM22	C5	1	-40	0	10.00
PM23	C5	1	-40	0	10.00
PM24	C5	1	-40	0	10.00
PM25	C5	1	-40	0	10.00
PM26	C5	1	-40	0	10.00
PM27	C5	1	-40	0	10.00
PM28	C5	1	-40	0	10.00
PM29	C5	1	-40	0	10.00
PM30	C5	1	-40	0	10.00
PM31	C5	1	-40	0	10.00
PM32	C5	1	-40	0	10.00
PM33	C5	1	-40	0	10.00
PM34	C5	1	-40	0	10.00
PM35	C5	1	-40	0	10.00
PM36	C5	1	-40	0	10.00
PM37	C5	1	-40	0	10.00
PM38	C5	1	-40	0	10.00
PM39	C5	1	-40	0	10.00
PM40	C5	1	-40	0	10.00
PM41	C5	1	-40	0	10.00
PM42	C5	1	-40	0	10.00

9.7.3 Verifica: Resistenza trasversale

La situazione di verifica più severa, si ottiene nel punto maglia **PM6**, nel caso di carico **C1**, sestetto **8** (Stato limite ultimo).

Segue il riassunto della verifica, per tutti i punti maglia, per il caso ed il sestetto che danno il fattore di sicurezza minore.

Verifica: Resistenza trasversale					
Punto	Caso	Ses.	R _d : Rtr[kN]	S _d : Rtr[kN]	fs[-]
PM1	C1	8	8067.08	107.55	10.00
PM2	C1	8	8067.08	107.6	10.00
PM3	C1	8	8067.08	107.7	10.00
PM4	C1	8	8067.08	107.84	10.00
PM5	C1	8	8067.08	108.01	10.00
PM6	C1	8	8067.08	108.22	10.00
PM7	C1	8	8067.08	105.49	10.00
PM8	C1	8	8067.08	105.55	10.00
PM9	C1	8	8067.08	105.65	10.00
PM10	C1	8	8067.08	105.78	10.00

Progetto Esecutivo

PM11	C1	8	8067.08	105.96	10.00
PM12	C1	8	8067.08	106.18	10.00
PM13	C1	8	8067.08	103.43	10.00
PM14	C1	8	8067.08	103.49	10.00
PM15	C1	8	8067.08	103.59	10.00
PM16	C1	8	8067.08	103.73	10.00
PM17	C1	8	8067.08	103.92	10.00
PM18	C1	8	8067.08	104.14	10.00
PM19	C1	2	8067.08	101.76	10.00
PM20	C1	2	8067.08	101.76	10.00
PM21	C1	2	8067.08	101.76	10.00
PM22	C1	2	8067.08	101.76	10.00
PM23	C1	3	8067.08	101.87	10.00
PM24	C1	3	8067.08	102.1	10.00
PM25	C1	2	8067.08	101.76	10.00
PM26	C1	2	8067.08	101.76	10.00
PM27	C1	2	8067.08	101.76	10.00
PM28	C1	2	8067.08	101.76	10.00
PM29	C1	2	8067.08	101.76	10.00
PM30	C1	2	8067.08	101.76	10.00
PM31	C1	2	8067.08	101.76	10.00
PM32	C1	2	8067.08	101.76	10.00
PM33	C1	2	8067.08	101.76	10.00
PM34	C1	2	8067.08	101.76	10.00
PM35	C1	2	8067.08	101.76	10.00
PM36	C1	2	8067.08	101.76	10.00
PM37	C1	2	8067.08	101.76	10.00
PM38	C1	2	8067.08	101.76	10.00
PM39	C1	2	8067.08	101.76	10.00
PM40	C1	2	8067.08	101.76	10.00
PM41	C1	2	8067.08	101.76	10.00
PM42	C1	2	8067.08	101.76	10.00

9.8 Verifiche strutturali.

Si riporta di seguito il dettaglio delle verifiche eseguite, per ciascun palo, solo in corrispondenza della progressiva dove si ottiene la situazione più severa.

9.8.1 Verifica: Spostamento orizzontale

La situazione di verifica più severa, si ottiene nel punto maglia **PM1**, nel caso di carico **C5**, sestetto **1** (Quasi Permanente).

Segue il riassunto della verifica, per tutti i punti maglia, per il caso ed il sestetto che danno il fattore di sicurezza minore.

Verifica: Spostamento orizzontale

Progetto Esecutivo

Punto	Caso	Ses.	R _d : Sor[mm]	S _d : Sor[mm]	fs[-]
PM1	C5	1	40	4	9.30
PM2	C5	1	40	4	9.30
PM3	C5	1	40	4	9.30
PM4	C5	1	40	4	9.30
PM5	C5	1	40	4	9.30
PM6	C5	1	40	4	9.30
PM7	C5	1	40	4	9.30
PM8	C5	1	40	4	9.30
PM9	C5	1	40	4	9.30
PM10	C5	1	40	4	9.30
PM11	C5	1	40	4	9.30
PM12	C5	1	40	4	9.30
PM13	C5	1	40	4	9.30
PM14	C5	1	40	4	9.30
PM15	C5	1	40	4	9.30
PM16	C5	1	40	4	9.30
PM17	C5	1	40	4	9.30
PM18	C5	1	40	4	9.30
PM19	C5	1	40	4	9.30
PM20	C5	1	40	4	9.30
PM21	C5	1	40	4	9.30
PM22	C5	1	40	4	9.30
PM23	C5	1	40	4	9.30
PM24	C5	1	40	4	9.30
PM25	C5	1	40	4	9.30
PM26	C5	1	40	4	9.30
PM27	C5	1	40	4	9.30
PM28	C5	1	40	4	9.30
PM29	C5	1	40	4	9.30
PM30	C5	1	40	4	9.30
PM31	C5	1	40	4	9.30
PM32	C5	1	40	4	9.30
PM33	C5	1	40	4	9.30
PM34	C5	1	40	4	9.30
PM35	C5	1	40	4	9.30
PM36	C5	1	40	4	9.30
PM37	C5	1	40	4	9.30
PM38	C5	1	40	4	9.30
PM39	C5	1	40	4	9.30
PM40	C5	1	40	4	9.30
PM41	C5	1	40	4	9.30
PM42	C5	1	40	4	9.30

RTI di progettazione:



Mandataria

Via G.B. Sammartini n°5
20125 - Milano
Tel. 02 6787911
email: mail@proiter.it

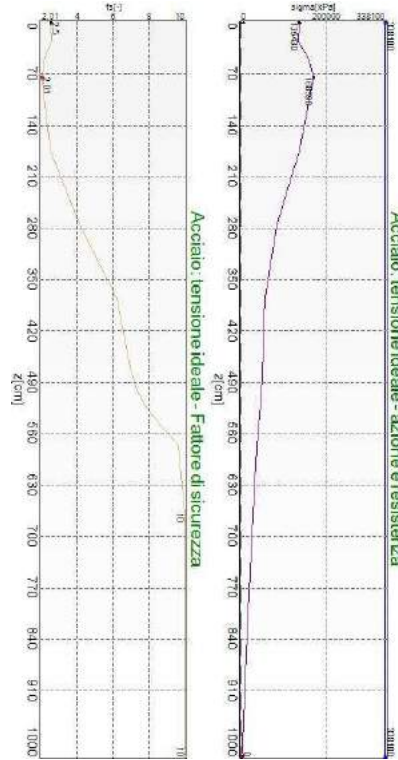


Mandante

Via Artemide n°3
92100 Agrigento
Tel. 0922 421007
email: deltaingegneria@pec.it

9.8.2 Verifica: Acciaio: tensione ideale

La situazione di verifica più severa, si ottiene nel punto maglia **PM6**, nel caso di carico **C1**, sestetto **2** (Stato limite ultimo).



Acciaio: tensione ideale

Situazione peggiore: Punto maglia PM6, Caso C1, Sestetto 2

Segue il riassunto della verifica, per tutti i punti maglia, per il caso ed il sestetto che danno il fattore di sicurezza minore.

Verifica: Acciaio: tensione ideale					
Punto	Caso	Ses.	R _d : sigma[kPa]	S _d : sigma[kPa]	fs[-]
PM1	C1	8	338100	100620	3.36
PM2	C1	4	338100	111680	3.03
PM3	C1	2	338100	125510	2.69
PM4	C1	2	338100	139870	2.42
PM5	C1	2	338100	154230	2.19
PM6	C1	2	338100	168590	2.01
PM7	C1	8	338100	100250	3.37
PM8	C1	4	338100	111070	3.04
PM9	C1	2	338100	125230	2.70
PM10	C1	2	338100	139590	2.42
PM11	C1	2	338100	153950	2.20
PM12	C1	2	338100	168310	2.01

Progetto Esecutivo

PM13	C1	8	338100	99880	3.39
PM14	C1	2	338100	110600	3.06
PM15	C1	2	338100	124950	2.71
PM16	C1	2	338100	139310	2.43
PM17	C1	2	338100	153670	2.20
PM18	C1	2	338100	168030	2.01
PM19	C1	7	338100	99720	3.39
PM20	C1	2	338100	110310	3.06
PM21	C1	2	338100	124670	2.71
PM22	C1	2	338100	139030	2.43
PM23	C1	2	338100	153390	2.20
PM24	C1	2	338100	167750	2.02
PM25	C1	7	338100	99790	3.39
PM26	C1	2	338100	110030	3.07
PM27	C1	2	338100	124390	2.72
PM28	C1	2	338100	138750	2.44
PM29	C1	2	338100	153100	2.21
PM30	C1	2	338100	167470	2.02
PM31	C1	7	338100	99860	3.39
PM32	C1	2	338100	109750	3.08
PM33	C1	2	338100	124110	2.72
PM34	C1	2	338100	138460	2.44
PM35	C1	2	338100	152820	2.21
PM36	C1	2	338100	167180	2.02
PM37	C1	7	338100	99930	3.38
PM38	C1	7	338100	109720	3.08
PM39	C1	2	338100	123830	2.73
PM40	C1	2	338100	138180	2.45
PM41	C1	2	338100	152540	2.22
PM42	C1	2	338100	166900	2.03

RTI di progettazione:



Mandataria

Via G.B. Sammartini n°5
20125 - Milano
Tel. 02 6787911
email: mail@proiter.it



Mandante

Via Artemide n°3
92100 Agrigento
Tel. 0922 421007
email: deltaingegneria@pec.it

10 VALUTAZIONE CRITICA DEI RISULTATI

I risultati ottenuti a seguito di analisi svolte con l'ausilio di codici di calcolo devono essere sottoposti a controlli che ne comprovino l'attendibilità. Tale valutazione consisterà nel confronto con i risultati di semplici calcoli, anche di larga massima, eseguiti con riferimento a schemi o soluzioni noti.

In particolare si verificheranno i risultati valutando la portata laterale dei micropali.

$$Q_l = \sum_i A_{l,i} \cdot f_{s,i} = 2\pi r \cdot (h_1 \cdot f_{s,1} + h_2 \cdot f_{s,2})$$

$$Q_l = 3.14 \cdot 0.30 \cdot (200 \cdot 5 + 250 \cdot 5) = 2120 \text{ kN}$$

$$Q_{l,d} = \frac{Q_l}{\xi_3 \cdot \gamma_R} = \frac{2120}{1.65 \cdot 1.15} = 1117 \text{ kN}$$

Il valore trovato coincide con il valore calcolato dal programma riportato al paragrafo 9.5.2 e pertanto l'affidabilità del codice risulta soddisfatta.