

$$T_{lim} = \frac{Q_f}{\eta} = \frac{\pi}{4} \cdot \frac{\phi_e^2}{\eta} \cdot (C \cdot N_c + \gamma_t \cdot D \cdot N_q)$$

$$\frac{4 \cdot \eta \cdot T_{lim}}{\pi \cdot \phi_e^2} = C \cdot N_c + \gamma_t \cdot D \cdot N_q$$

Per un assegnato coefficiente di sicurezza η si può isolare la profondità D a cui va fermato il micropalo:

$$\left[\frac{4 \cdot \eta \cdot T_{lim}}{\pi \cdot \phi_e^2} - C \cdot N_c \right] \cdot \frac{1}{\gamma_t \cdot N_q} = D$$

C 3 - ESEMPI DI CALCOLO DELLA CAPACITÀ PORTANTE DEI PALOTIRANTI

C 3.1 - PREMESSA

Come esempio dimostrativo, si pone l'obiettivo di determinare la capacità portante di una fondazione su pali a vite posizionati alla base di un campanile, in condizioni litostratigrafiche diverse (Figure C.8, C.9 e C.10).

Lungo il perimetro del campanile sono presenti anche dei tiranti di ancoraggio, realizzati con analoghe caratteristiche, che svolgono la funzione di contenere le azioni simiche e del vento, essendo l'opera già affetta da cedimenti differenziali. Si tiene conto delle diverse litologie attraversate dai suddetti palotiranti nella verticale, per le quali deve essere associato il relativo parametro geotecnico di riferimento.

Si vuole calcolare, quindi, la capacità portante a compressione e a trazione rispettivamente dei palopuntoni e dei palotiranti agli Stati Limite Ultimi, opportunamente coefficientati secondo quanto previsto dalle NTC 2018.

Le tre litologie indicate negli esempi determinano la scelta del tipo di palotirante più adatto allo scopo. Si eseguono quindi le relative verifiche con le tre tipologie di palo: P2G - PVD - PVC.

Figura C.8 - P2G.

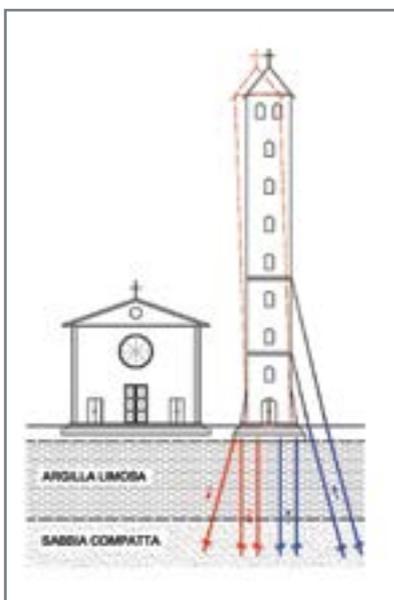


Figura C.9 - PVD.

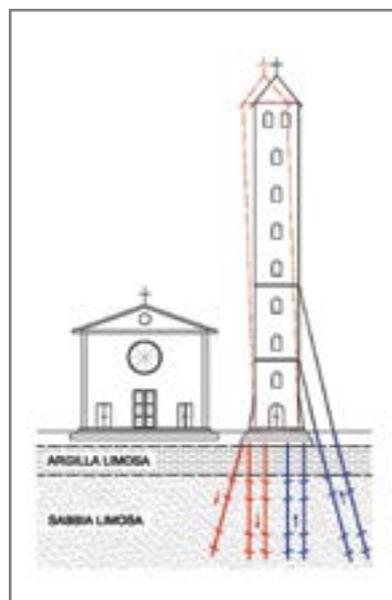
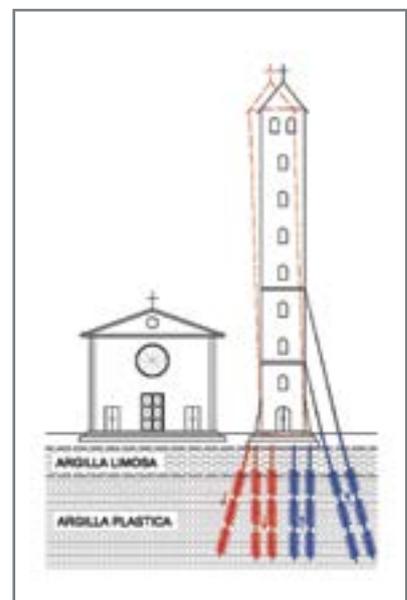


Figura C.10 - PVC.



C 3.2 - ESEMPIO 1: CALCOLO DELLA CAPACITÀ PORTANTE DI UN PALOTIRANTE TIPO P2G

C 3.2.1 - Stratigrafia e diagrammi di resistenza

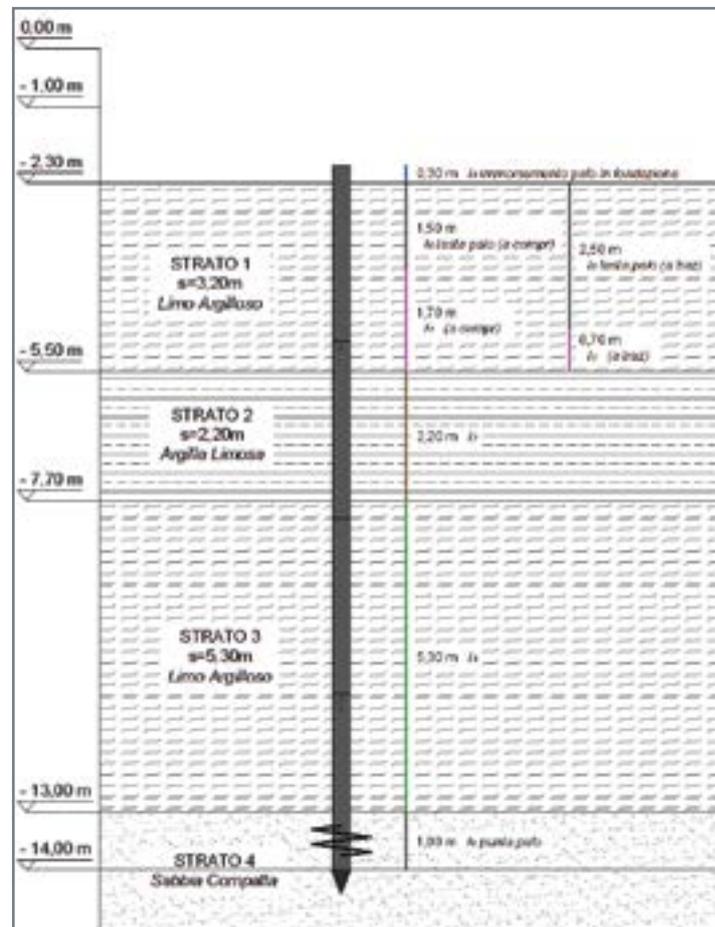
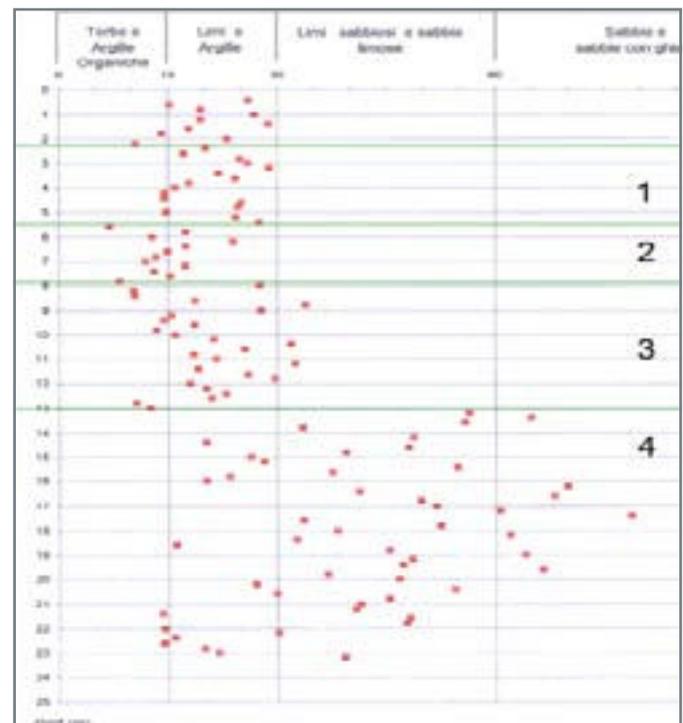
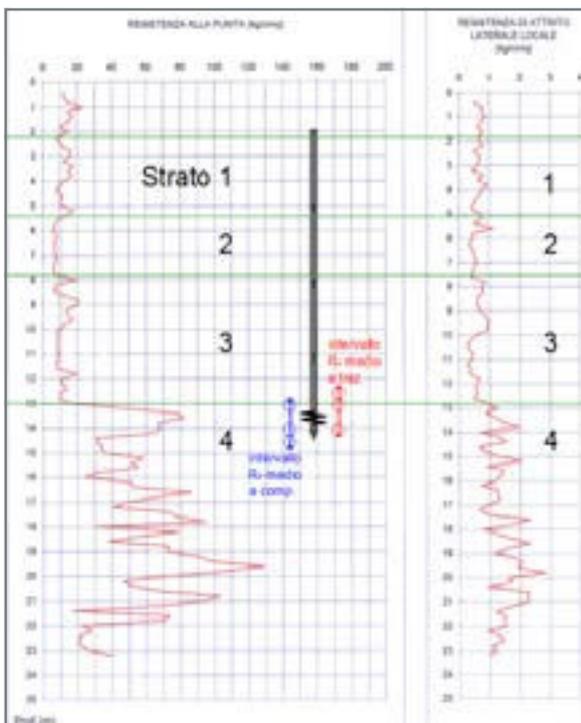


Figura C.11 - Rappresentazione del palo dentro la stratigrafia.

Figura C.12 - Immagine del palo P2G proiettato su grafici R_p - R_t .

Figura C.13 - Classificazione dei terreni mediante rapporto R_p - R_t .



C 3.2.2 - Dati di progetto

Nel caso in esame si fa riferimento alla stratigrafia dedotta dalla prova penetrometrica CPT rappresentata in figura C.12. Si noti che il piano di fondazione si trova a -2,30 metri dalla quota del piano campagna.

In mancanza di prove di laboratorio prodotte sui campioni prelevati, le prove penetrometriche forniscono i dati di campagna R_p e R_L , i cui valori sono riportati per ogni strato di terreno in tabella C.1.

Nel caso specifico, si utilizza un palo P2G 140 di lunghezza 12 m, armato con vite 2G ϕ 500 mm, spessore 12 mm in acciaio S355 su tubo ϕ 140 mm, spessore 10 mm del fusto.

Il palo è composto di un elemento armato 2G da 3 m e tre prolunghe lisce da 3 m per una lunghezza complessiva di 12 m lineari. Si consideri che la parte sommitale del palo sarà incassata nello zoccolo fondazionale di calcestruzzo per 30 cm.

Si chiede di calcolare la capacità portante del palo P2G affinché il suo cedimento sia inferiore a 25 mm per soddisfare le esigenze dell'opera soprastante.

C 3.2.3 - Calcolo della portata geotecnica con il metodo "R_p-R_L"

Come riportato al C 2.1.1, il metodo "R_p-R_L" si basa sui valori di resistenza alla punta e laterale che si ricavano dalle prove penetrometriche CPT.

A tal proposito ricordiamo che i valori di resistenza (R_p e R_L) ricavati con il penetrometro risultano maggiorati a causa dell'effetto dinamico dovuto alla rapida infissione della punta nel terreno. Sull'argomento rimandiamo il lettore al "C 2.1.2 - Considerazioni sul metodo geotecnico R_p-R_L".

È inoltre opportuno ricordare che in presenza di due o più prove penetrometriche, il progettista dovrà scegliere quella più prossima al punto di infissione del palo e, comunque, la più significativa per la fondazione.

C 3.2.3.1 - Portata a compressione

Rifacendosi ai dati progettuali esposti, il calcolo della capacità portante geotecnica basato sui valori delle resistenze R_p e R_L si svolge nel seguente modo:

Tabella C.1 - Caratteristiche geologiche degli strati di terreno interessati.

Strato 1 (2,3 ÷ 5,5 m dal p.c.) (s=3,2 m) <i>Limo Argilloso</i>	Strato 2 (5,5 ÷ 7,7 m dal p.c.) (s=2,2 m) <i>Argilla Limosa</i>
$R_{P1 \text{ medio}} = 14 \text{ kg/cm}^2 \rightarrow q_{c1 \text{ m}} = 1,373 \text{ MPa}$	$R_{P2 \text{ medio}} = 7 \text{ kg/cm}^2 \rightarrow q_{c2 \text{ m}} = 0,686 \text{ MPa}$
$R_{L1 \text{ medio}} = 0,65 \text{ kg/cm}^2 \rightarrow f_{s1 \text{ m}} = 0,064 \text{ MPa}$	$R_{L2 \text{ medio}} = 0,6 \text{ kg/cm}^2 \rightarrow f_{s2 \text{ m}} = 0,059 \text{ MPa}$
Strato 3 (7,7 ÷ 13 m dal p.c.) (s=5,3 m) <i>Limo Argilloso</i>	Strato 4 (da 13 m alla punta, s=1 m) <i>Sabbia compatta</i>
$R_{P3 \text{ medio}} = 14 \text{ kg/cm}^2 \rightarrow q_{c3 \text{ m}} = 1,373 \text{ MPa}$	$R_{P4 \text{ medio}} = 63 \text{ kg/cm}^2 \rightarrow q_{c4 \text{ m}} = 6,178 \text{ MPa}$
$R_{L3 \text{ medio}} = 0,7 \text{ kg/cm}^2 \rightarrow f_{s3 \text{ m}} = 0,069 \text{ MPa}$	$R_{L4 \text{ medio}} = 1,35 \text{ kg/cm}^2 \rightarrow f_{s4 \text{ m}} = 0,132 \text{ MPa}$

1. Calcolo della capacità portante della vite 2G

$$A_{vite} = \frac{\pi \cdot \phi_{vite}^2}{4} = \frac{\pi \cdot 50^2}{4} = 1963,50 \text{ cmq}$$

Il calcolo di $R_{P \text{ medio}}$ in corrispondenza della vite viene fatto mediando i valori di R_p 1 ϕ_{VITE} sopra e 2 ϕ_{VITE} sotto la vite stessa, in modo da ovviare alla possibile mancanza di precisione nell'individuazione stratigrafica o nell'infissione del palo. In tal caso risulta:

$$R_{P \text{ medio}} = 50 \text{ kg/cmq}$$

Essendo però richiesto un cedimento assiale non superiore a 25 mm, si riduce l' $R_{P \text{ medio}}$ al valore $\overline{R_P}$ secondo la formula (4). Il coefficiente riduttivo C.C., dedotto dal diagramma "R_p - C.C." (figura C.3), vale 14,5 per $R_{P \text{ medio}} = 50 \text{ kg/cmq}$, pertanto $\overline{R_P}$ risulta di:

$$\overline{R_P} = \frac{R_P}{C.C.} = \frac{50}{14,5} = 3,45 \text{ kg/cmq}$$

Infine si ricava la capacità portante di punta dal seguente prodotto:

$$Q_{punta} = A_{vite} \cdot \overline{R_P} = 1963,50 \cdot 3,45 = 6774,08 \text{ kg} \cong 6,77 \text{ ton}$$

2. Calcolo della capacità portante laterale

Per quanto riguarda invece la Q_L si devono sommare i contributi della capacità portante laterale offerti dai singoli strati che il palo attraversa. Per la valutazione delle lunghezze utili all'attrito, si detrae il tratto superiore di palo, per una lunghezza di 1,50 m, e non si considera il tratto ove è posta la vite all'estremità inferiore.

Quindi si farà riferimento alle seguenti lunghezze:

$$l_1 = 1,70 \text{ m} \quad \text{da } -3,80 \text{ a } -5,50 \text{ m}$$

$$l_2 = 2,20 \text{ m} \quad \text{da } -5,50 \text{ a } -7,70 \text{ m}$$

$$l_3 = 5,30 \text{ m} \quad \text{da } 7,70 \text{ a } 13,00 \text{ m}$$

Le superfici laterali del fusto e i valori di $R_{L \text{ medio}}$ per ciascuno strato valgono:

$$A_{lat 1} = \pi \cdot \phi_{fusto} \cdot l_1 = \pi \cdot 14 \cdot 170 = 7476,99 \text{ cmq} \quad R_{L \text{ medio } 1} = 0,65 \text{ kg/cmq}$$

$$A_{lat 2} = \pi \cdot \phi_{fusto} \cdot l_2 = \pi \cdot 14 \cdot 220 = 9676,11 \text{ cmq} \quad R_{L \text{ medio } 2} = 0,60 \text{ kg/cmq}$$

$$A_{lat 3} = \pi \cdot \phi_{fusto} \cdot l_3 = \pi \cdot 14 \cdot 530 = 23310,62 \text{ cmq} \quad R_{L \text{ medio } 3} = 0,70 \text{ kg/cmq}$$

La capacità portante laterale sarà quindi:

$$Q_{lat} = \sum_1^3 (A_{Ln} \cdot R_{Ln}) = 26983,14 \text{ kg} \cong 26,98 \text{ ton}$$

Si applica infine una riduzione del 25% come prescritto al C 2.1.1.1:

$$Q_{lat \text{ ridotta}} = 26,98 \cdot 0,75 = 20,20 \text{ ton}$$

3. Calcolo della capacità portante totale e del carico ammissibile secondo quanto prescritto dalle norme vigenti (NTC 2018)

$$Q_{tot \text{ comp}} = Q_{punta} + Q_{lat \text{ ridotta}} = 6,77 + 20,20 = 26,97 \text{ ton}$$

$$Q_{LIM \text{ COMP}} = \frac{Q}{\xi \cdot \gamma_R} = \frac{26,97}{1,48 \cdot 1,15} = 15,85 \text{ ton} = 158,5 \text{ kN}$$

Dove ξ è il fattore di correlazione in funzione del numero di verticali indagate (supposto pari a 3) e γ_R è il coefficiente parziale da applicare alle resistenze di base e laterale in compressione.

C 3.2.3.2 - Portata a trazione

Il calcolo della capacità portante a trazione con il metodo "R_p-R_L" è analogo a quanto visto per il caso a compressione eccetto che per le tre seguenti differenze:

- R_{p medio} si ottiene facendo la media del valore alla profondità di 2 φ_{VITE} e 1 φ_{VITE} rispettivamente sopra e sotto la vite;
- l'apporto di capacità portante di punta è dato dalla sola area netta della vite;
- la lunghezza del palo non utile ai fini dell'attrito laterale, in trazione vale 5 φ_{VITE}.

Considerando le modifiche sopradette e seguendo il procedimento di calcolo già esposto per la capacità portante a compressione, si ottiene:

$$A_{netta} = \frac{\pi \cdot \phi_{vite}^2}{4} - \frac{\pi \cdot \phi_{fusto}^2}{4} = \frac{\pi \cdot 50^2}{4} - \frac{\pi \cdot 14^2}{4} = 1809,56 \text{ cmq}$$

$$R_{p \text{ medio}} = 43 \text{ kg/cmq}$$

Anche per il calcolo della capacità portante a trazione si deve tener conto di una riduzione da apportare al valore di R_{p medio}, in modo tale che il cedimento sia compatibile con la struttura in elevazione.

Nel caso in esame risulta:

$$\overline{R_p} = \frac{R_p}{C.C.} = \frac{43}{13} = 3,31 \text{ kg/cmq}$$

La portata di punta è così valutata:

$$Q_{punta} = A_{netta} \cdot \overline{R_p} = 1809,56 \cdot 3,31 = 5989,64 \text{ kg} \cong 6 \text{ ton}$$

Si procede di seguito al calcolo della capacità portante laterale del palo.

l ₁ = 0,70 m	da -4,80 a -5,50 m	A _{lat1} = 3078,76 cmq
l ₂ = 2,20 m	da -5,50 a -7,70 m	A _{lat2} = 9676,11 cmq
l ₃ = 5,30 m	da -7,70 a -13,00 m	A _{lat3} = 23310,62 cmq

$$Q_{lat} = \sum_1^3 (A_{Ln} \cdot R_{Ln}) = 24124,29 \text{ kg} \cong 24,12 \text{ ton}$$

$$Q_{lat \text{ ridotta}} = 24,12 \cdot 0,75 = 18,09 \text{ ton}$$

Sommando i due contributi, Q_{punta} e Q_{lat}, si ricava la capacità portante totale che va poi divisa secondo i coefficienti imposti dalla normativa (NTC 2018) per ricavarne il valore limite:

$$Q_{tot \text{ trazione}} = Q_{punta} + Q_{lat \text{ ridotta}} = 6 + 18,09 = 24,09 \text{ ton}$$

$$Q_{LIM \text{ TRAZIONE}} = \frac{Q}{\xi \cdot \gamma_R} = \frac{24,09}{1,48 \cdot 1,25} = 13,02 \text{ ton} = 130,20 \text{ kN}$$

Dove ξ è il fattore di correlazione in funzione del numero di verticali indagate (supposto pari a 3) e γ_R coefficiente parziale da applicare alla resistenza laterale in trazione.

C 3.2.4 - Calcolo della portata strutturale

La capacità portante strutturale dipende strettamente dalle dimensioni geometriche del palo e dai materiali utilizzati, ma si è stati in grado di correlarla anche alla resistenza di punta R_p.

Mediante un'analisi agli Elementi Finiti con il programma STRAUS7 e rispondente alle NTC 2018, è stata valutata la resistenza meccanica ultima di un elicoide al crescere del carico verticale applicato in corrispondenza

del fusto. Tale analisi è stata ripetuta per differenti configurazioni palo-elicoide. Si ricorda che, nel caso specifico, si utilizza un palo P2G 140 di lunghezza 12 m, armato con vite 2G ϕ 500mm e spessore 12 mm, in acciaio S355 su tubo ϕ 140 mm e spessore del fusto 10 mm. Il palo è composto da un elemento armato con vite 2G lungo 3 m e da tre prolunghe lisce da 3 m ciascuna.

Dunque, per ciascuna configurazione palo-elicoide prodotta da Geopaltalia, conoscendo il valore della resistenza di punta R_p , in cui va a ricadere l'elicoide, si ricava immediatamente la portata strutturale di ogni singolo elemento.

Portata a compressione

$$R_{P\text{ medio}} = 50 \text{ kg/cm}^2$$

Il valore tabellato riguardante il palo in questione, per l'intera punta (vite + fusto), è:

$$Q_{STRUT.COMP} = 19,35 \text{ ton} \cong 193,50 \text{ kN}$$

Portata a trazione

$$R_{P\text{ medio}} = 43 \text{ kg/cm}^2$$

Il valore tabellato riguardante il palo in questione, per la sola corona circolare, è:

$$Q_{STRUT.TRAZIONE} = 14,70 \text{ ton} \cong 147,00 \text{ kN}$$

C 3.2.5 - Considerazioni finali sulla portata del palotirante P2G

In conclusione, dopo aver svolto l'analisi delle portate per ciascuno dei metodi proposti, il progettista verificherà quale metodo risulta limitante nel caso in esame e, quindi, attribuirà al palo la portata minima tra quelle ottenute.

Si riassumono in Tabella C.2 i risultati del caso studiato. Le celle evidenziate indicano il valore minimo della riga di riferimento.

Caso a compressione

Nell'esempio preso in esame si evidenzia che il limite è dato dalla capacità portante geotecnica. Nel caso in compressione, quindi, il palo considerato ha capacità portante pari a 158,50 kN. Si ricorda che tale valore è stato valutato riducendo la resistenza R_p in modo che il cedimento atteso sia inferiore al limite imposto dal progettista e pari a 25 mm.

Caso a trazione

Anche per il palo a trazione il limite inferiore è imposto dalla capacità portante geotecnica. Pertanto la portata del palo considerato vale 130,20 kN.

	PORTATA GEOTECNICA Metodo "R _p -R _L "	PORTATA STRUTTURALE
PORTATA A COMPRESSIONE	158,50 kN	193,50 kN
PORTATA A TRAZIONE	130,20 kN	147,00 kN

Tabella C.2 - Rappresentazione dei risultati di portata ottenuti. Le portate evidenziate sono i valori assunti come riferimento.

C 3.3 - ESEMPIO 2: CALCOLO DELLA CAPACITÀ PORTANTE DI UN PALOTIRANTE TIPO PVD

C 3.3.1 - Stratigrafia e diagrammi di resistenza

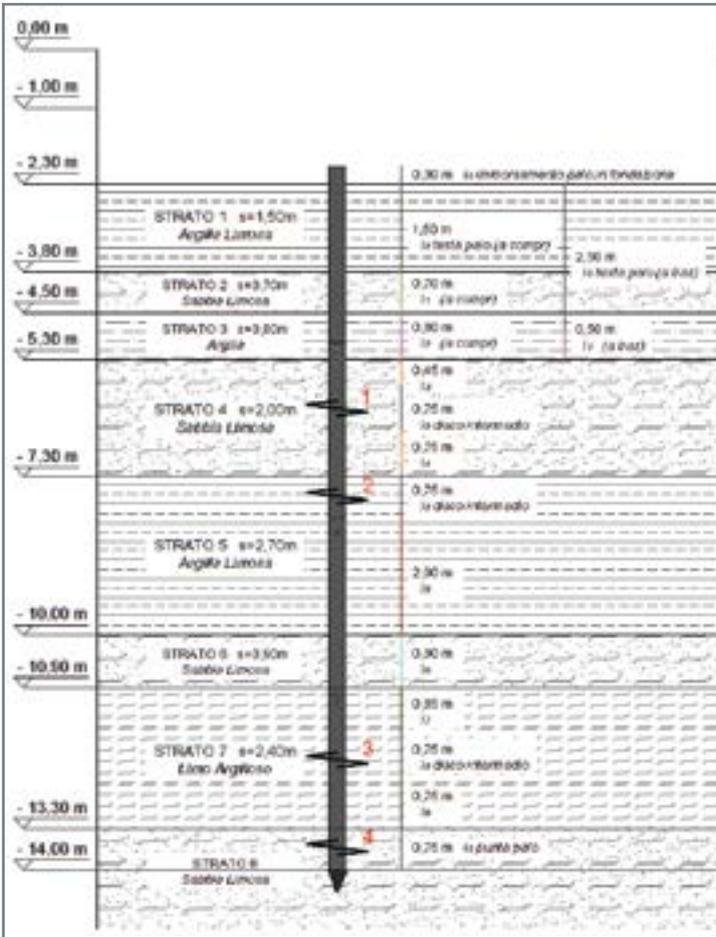


Figura C.14 - Rappresentazione del palotirante dentro la stratigrafia.

Figura C.15 - Immagine del palo PVD proiettata su grafico R_p/R_L .

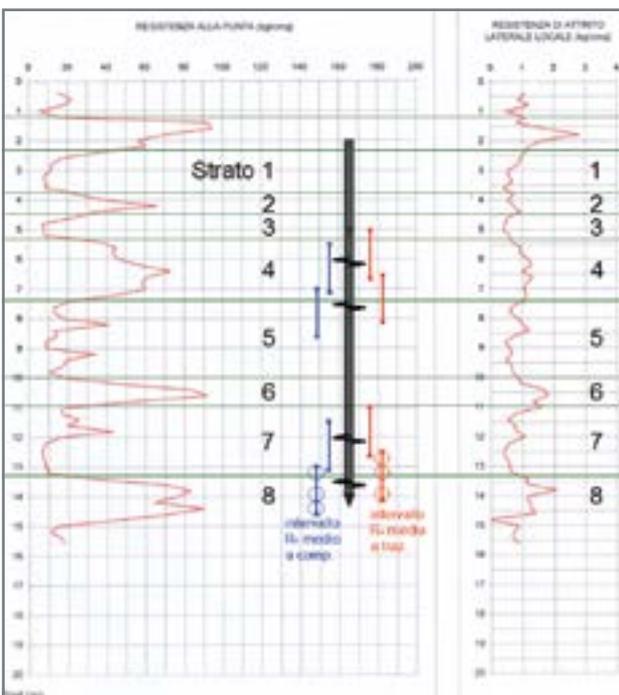
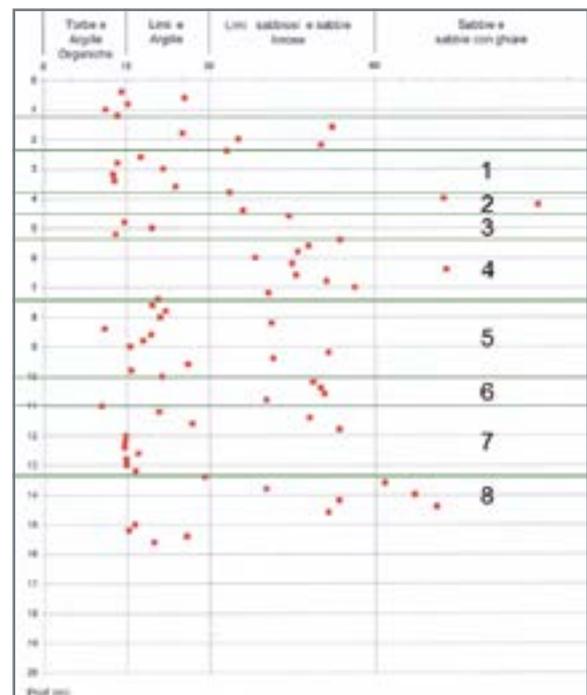


Figura C.16 - Classificazione dei terreni mediante rapporto R_p/R_L .



C 3.3.2 - Dati di progetto

Diversamente dal caso precedente, nella fattispecie si utilizza un palo PVD 140 di lunghezza 12 metri, armato con quattro dischi $\phi 500$ mm, spessore 12 mm in acciaio S355 dislocati su un tubo $\phi 140$ mm e spessore 10 mm del fusto.

Il palo è composto da due elementi da 3 m armati con due dischi distanziati (il 1° e il 3° elemento) e due prolunghe lisce da 3 m (il 2° e il 4° elemento). Analogamente all'esempio relativo al palo P2G (C.3.2), il piano di fondazione è posto a -2,30 metri dalla quota del piano campagna. Inoltre il palo sarà incassato nello zoccolo fondazionale di calcestruzzo per 30 cm.

Non disponendo di alcuna prova di laboratorio di maggior precisione, si assumono i parametri geotecnici dedotti dalla prova CPT (Tabella C.3).

In particolare per ciascun strato di terreno si considerano i valori delle resistenze misurate con il penetrometro, R_p e R_L .

Si chiede di calcolare la capacità portante del palo PVD affinché il suo cedimento sia inferiore a 25 mm per soddisfare le esigenze dell'opera soprastante.

Tabella C.3 - Caratteristiche geotecniche degli strati di terreno interessati.

Strato 1 (2,3 ÷ 3,8 m dal p.c.) (s=1,5 m) <i>Argilla Limosa</i>	Strato 2 (3,8 ÷ 4,5 m dal p.c.) (s=0,7 m) <i>Sabbia Limosa</i>
$R_{P1 \text{ medio}} = 17,50 \text{ kg/cm}^2 \rightarrow q_{c1 \text{ m}} = 1,716 \text{ MPa}$	$R_{P2 \text{ medio}} = 45 \text{ kg/cm}^2 \rightarrow q_{c2 \text{ m}} = 4,413 \text{ MPa}$
$R_{L1 \text{ medio}} = 0,85 \text{ kg/cm}^2 \rightarrow f_{s1 \text{ m}} = 0,083 \text{ MPa}$	$R_{L2 \text{ medio}} = 0,85 \text{ kg/cm}^2 \rightarrow f_{s2 \text{ m}} = 0,083 \text{ MPa}$
Strato 3 (4,5 ÷ 5,3 m dal p.c.) (s=0,8 m) <i>Argilla</i>	Strato 4 (da 5,3 ÷ 7,3 m dal p.c.) (s=2,0 m) <i>Sabbia Limosa</i>
$R_{P3 \text{ medio}} = 17 \text{ kg/cm}^2 \rightarrow q_{c3 \text{ m}} = 1,667 \text{ MPa}$	$R_{P4 \text{ medio}} = 54 \text{ kg/cm}^2 \rightarrow q_{c4 \text{ m}} = 5,296 \text{ MPa}$
$R_{L3 \text{ medio}} = 0,5 \text{ kg/cm}^2 \rightarrow f_{s3 \text{ m}} = 0,049 \text{ MPa}$	$R_{L4 \text{ medio}} = 1,10 \text{ kg/cm}^2 \rightarrow f_{s4 \text{ m}} = 0,108 \text{ MPa}$
Strato 5 (7,3 ÷ 10,0 m dal p.c.) (s=2,7 m) <i>Argilla Limosa</i>	Strato 6 (da 10,0 ÷ 10,9 m dal p.c.) (s=0,9 m) <i>Sabbia Limosa</i>
$R_{P5 \text{ medio}} = 19,5 \text{ kg/cm}^2 \rightarrow q_{c5 \text{ m}} = 1,912 \text{ MPa}$	$R_{P6 \text{ medio}} = 62 \text{ kg/cm}^2 \rightarrow q_{c6 \text{ m}} = 6,080 \text{ MPa}$
$R_{L5 \text{ medio}} = 0,85 \text{ kg/cm}^2 \rightarrow f_{s5 \text{ m}} = 0,083 \text{ MPa}$	$R_{L6 \text{ medio}} = 1,45 \text{ kg/cm}^2 \rightarrow f_{s6 \text{ m}} = 0,142 \text{ MPa}$
Strato 7 (10,9 ÷ 13,3 m dal p.c.) (s=2,4 m) <i>Limo Argilloso</i>	Strato 8 (da 13,3 m - sino a punta palo, s=0,7 m) <i>Sabbia Limosa</i>
$R_{P7 \text{ medio}} = 19 \text{ kg/cm}^2 \rightarrow q_{c7 \text{ m}} = 1,863 \text{ MPa}$	$R_{P8 \text{ medio}} = 68 \text{ kg/cm}^2 \rightarrow q_{c8 \text{ m}} = 6,669 \text{ MPa}$
$R_{L7 \text{ medio}} = 0,8 \text{ kg/cm}^2 \rightarrow f_{s7 \text{ m}} = 0,078 \text{ MPa}$	$R_{L8 \text{ medio}} = 1,50 \text{ kg/cm}^2 \rightarrow f_{s8 \text{ m}} = 0,147 \text{ MPa}$

C 3.3.3 - Calcolo della portata geotecnica con il metodo " R_p - R_L "

Come ricordato nel precedente caso, il metodo " R_p - R_L " si basa sui valori di resistenza alla punta e laterale che si ricavano dalle prove penetrometriche CPT, ma, come già accennato, questi valori risultano amplificati dall'effetto dinamico dovuto alla "elevata" velocità d'infissione della punta nel terreno. Sarà pertanto necessario ridurre la resistenza alla punta R_p secondo il coefficiente correttivo dedotto dal grafico " R_p - C.C." di figura C.3.

Anche in questo caso, dunque, si seguirà lo stesso metodo di calcolo adottato nell'esempio precedente (C. 3.1) sulla capacità portante di un palo P2G.

C 3.3.3.1 - Portata a compressione

Rifacendosi ai dati progettuali esposti al C. 3.3.2, si riportano di seguito i passaggi per calcolare la capacità portante geotecnica basandosi sui valori delle resistenze R_p e R_L .

1. Calcolo della capacità portante degli elicoidi

$$A_{vite} = \frac{\pi \cdot \phi_{vite}^2}{4} = \frac{\pi \cdot 50^2}{4} = 1963,50 \text{ cm}^2$$

$$A_{netta} = \frac{\pi \cdot \phi_{vite}^2}{4} - \frac{\pi \cdot \phi_{fusto}^2}{4} = \frac{\pi \cdot 50^2}{4} - \frac{\pi \cdot 14^2}{4} = 1809,56 \text{ cm}^2$$

Il calcolo di $R_{p \text{ medio}}$ in corrispondenza di ciascuna vite viene fatto median-
do i valori di R_p 1 ϕ_{VITE} sopra e 2 ϕ_{VITE} sotto la vite stessa, in modo da
ovviare alla possibile mancanza di precisione nell'individuazione strati-
grafica o nell'infissione del palo. In tal caso risulta:

$$R_{p \text{ medio}1} = 50 \text{ kg/cm}^2 \qquad R_{p \text{ medio}2} = 22 \text{ kg/cm}^2$$

$$R_{p \text{ medio}3} = 13 \text{ kg/cm}^2 \qquad R_{p \text{ medio}4} = 54 \text{ kg/cm}^2$$

Essendo però richiesto un cedimento assiale non superiore a 25 mm, si
andrà a ridurre l' $R_{p \text{ medio}}$ al valore $\overline{R_p}$ secondo la formula (4).

A questo punto è necessario porre attenzione sulla tecnologia in uso. Si
sta valutando, infatti, l'utilizzo di un palo PVD a più elicoidi distanziati
sullo stesso fusto. Gli elicoidi, a meno di significative deformazioni del
fusto, sono solidali l'uno all'altro. L'obiettivo del progettista sarà quello
di sfruttare, simultaneamente, le sollecitazioni su tutti gli elicoidi instal-
lati. Il proposito sarà, dunque, quello di evitare che il carico tenda a
ripartirsi maggiormente sugli elicoidi che interagiscono con strati duri e
meno su quelli a contatto con strati molli. Perché ciò si verifichi, si deve
individuare la situazione più svantaggiosa per gli elicoidi imponendo
che essi lavorino con la resistenza di punta minore.

Ciò permette di assicurare al progettista che tutti gli elicoidi dislocati lun-
go il fusto del palo lavorino allo stesso valore e non in maniera differen-
ziata, sfruttando coerentemente la potenzialità tecnologica del palo PVD.

Si individua dunque il valore $R_{p \text{ medio}}$ (agli elicoidi) più svantaggioso e si
ricava dal grafico "R_p - C.C." il relativo coefficiente riduttivo C.C. da appli-
care per contenere il cedimento entro il valore ritenuto ammissibile (25
mm nel caso in esame).

Per $R_{p \text{ medio}}$ pari a 13 kg/cm², C.C. vale 6,8 (figura C.17) e quindi $\overline{R_p}$ risulta:

$$\overline{R_p} = \frac{R_p}{C.C.} = \frac{13}{6,8} = 1,91 \text{ kg/cm}^2$$

Infine si ricava la capacità portante dei dischi dal seguente prodotto:

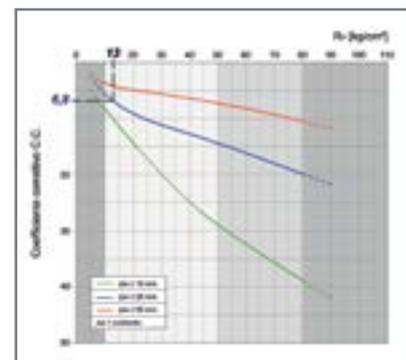
$$Q_{viti} = (A_{vite} + 3 \cdot A_{netta}) \cdot \overline{R_p} = 14119,06 \text{ kg} \cong 14,12 \text{ ton}$$

2. Calcolo della capacità portante laterale

Per quanto riguarda l'apporto dato dalla resistenza laterale R_L , si deve
sommare le singole resistenze offerte dagli strati penetrati dal palo.

Per valutare le lunghezze utili all'attrito, si detrae il tratto superiore
di palo, per una lunghezza di 1,50 m, e non si considera il tratto ove è

Figura C.17 - Determinazione del coefficiente C.C. in funzione di R_p e del cedimento limite ammesso.



posta la vite all'estremità inferiore.

Quindi si farà riferimento alle seguenti lunghezze:

$$l_1 = 0,70 \text{ m} \quad \text{da } -3,80 \text{ a } -4,50 \text{ m}$$

$$l_2 = 0,80 \text{ m} \quad \text{da } -4,50 \text{ a } -5,30 \text{ m}$$

$$l_3 = 2,00 \text{ m} \quad \text{da } -5,30 \text{ a } -7,30 \text{ m}$$

$$l_4 = 2,70 \text{ m} \quad \text{da } -7,30 \text{ a } -10,00 \text{ m}$$

$$l_5 = 0,90 \text{ m} \quad \text{da } -10,00 \text{ a } -10,90 \text{ m}$$

$$l_6 = 2,40 \text{ m} \quad \text{da } -10,90 \text{ a } -13,30 \text{ m}$$

Le superfici laterali di fusto e i valori di $R_{L, \text{medio}}$ per ciascun strato valgono:

$$A_{\text{lat } 1} = \pi \cdot \phi_{\text{fusto}} \cdot l_1 = \pi \cdot 14 \cdot 70 = 3078,76 \text{ cmq} \quad R_{L, \text{medio } 1} = 0,85 \text{ kg/cmq}$$

$$A_{\text{lat } 2} = \pi \cdot \phi_{\text{fusto}} \cdot l_2 = \pi \cdot 14 \cdot 80 = 3518,58 \text{ cmq} \quad R_{L, \text{medio } 2} = 0,50 \text{ kg/cmq}$$

$$A_{\text{lat } 3} = \pi \cdot \phi_{\text{fusto}} \cdot l_3 = \pi \cdot 14 \cdot 200 = 8796,46 \text{ cmq} \quad R_{L, \text{medio } 3} = 1,10 \text{ kg/cmq}$$

$$A_{\text{lat } 4} = \pi \cdot \phi_{\text{fusto}} \cdot l_4 = \pi \cdot 14 \cdot 270 = 11875,22 \text{ cmq} \quad R_{L, \text{medio } 4} = 0,85 \text{ kg/cmq}$$

$$A_{\text{lat } 5} = \pi \cdot \phi_{\text{fusto}} \cdot l_5 = \pi \cdot 14 \cdot 90 = 3958,41 \text{ cmq} \quad R_{L, \text{medio } 5} = 1,45 \text{ kg/cmq}$$

$$A_{\text{lat } 6} = \pi \cdot \phi_{\text{fusto}} \cdot l_6 = \pi \cdot 14 \cdot 240 = 10555,75 \text{ cmq} \quad R_{L, \text{medio } 6} = 0,80 \text{ kg/cmq}$$

La capacità portante laterale sarà quindi:

$$Q_{\text{lat}} = \sum_1^6 (A_{Ln} \cdot R_{Ln}) = 38330,75 \text{ kg} \cong 38,33 \text{ ton}$$

Si applica infine una riduzione del 30% come prescritto al C 2.1.1.1:

$$Q_{\text{lat ridotta}} = 38,33 \cdot 0,70 = 26,83 \text{ ton}$$

3. Calcolo della capacità portante totale e del carico ammissibile secondo quanto prescritto dalle norme vigenti (NTC 2018)

$$Q_{\text{tot comp}} = Q_{\text{viti}} + Q_{\text{lat ridotta}} = 14,12 + 26,83 = 40,95 \text{ ton}$$

$$Q_{\text{LIM COMP}} = \frac{Q}{\xi \cdot \gamma_R} = \frac{40,95}{1,48 \cdot 1,15} = 24,06 \text{ ton} = 240,6 \text{ kN}$$

Dove ξ è il fattore di correlazione in funzione del numero di verticali indagate (supposto pari a 3) e γ_R è il coefficiente parziale da applicare alle resistenze di base e laterale in compressione.

Si riportano di seguito i valori di capacità portante, già coefficientati secondo le NTC 2018, dei singoli elicotidi. Essi sono proporzionali all'area reagente di ciascun elicoide (sarà A'_{netta} per i dischi 1, 2 e 3, e A'_{VITE} per il disco 4).

$$Q'_{\text{comp } 1} \cong 20,30 \text{ kN}$$

$$Q'_{\text{comp } 2} \cong 20,30 \text{ kN}$$

$$Q'_{\text{comp } 3} \cong 20,30 \text{ kN}$$

$$Q'_{\text{comp } 4} \cong 22,00 \text{ kN}$$

C 3.3.3.2 - Portata a trazione

Il calcolo della capacità portante a trazione con il metodo " R_p - R_L " viene riproposto in modo analogo a quanto visto per l'esempio riguardante il palo P2G (C 3.2.3.2). Si ricorda, a tal proposito, che il calcolo della portata a trazione si differisce dal caso a compressione solo per i seguenti aspetti:

- $R_{p, \text{medio}}$ si ottiene facendo la media del valore alla profondità di $2 \phi_{\text{VITE}}$ e $1 \phi_{\text{VITE}}$ rispettivamente sopra e sotto la vite;
- l'apporto di capacità portante di punta è dato dalla sola area netta della vite;
- la lunghezza della palo non utile ai fini dell'attrito laterale, in trazione vale $5 \phi_{\text{VITE}}$.

Considerando le modifiche sopradette e seguendo il procedimento di calcolo seguito per la capacità portante a compressione, si ottiene:

$$R_{P\text{ medio}1} = 40 \text{ kg/cm}^2 \quad R_{P\text{ medio}2} = 30 \text{ kg/cm}^2$$

$$R_{P\text{ medio}3} = 13 \text{ kg/cm}^2 \quad R_{P\text{ medio}4} = 35 \text{ kg/cm}^2$$

Anche per il calcolo della capacità portante a trazione si considera il valore più svantaggioso di $R_{P\text{ medio}}$ e lo si riduce affinché il cedimento sia compatibile con la struttura in elevazione. Nel caso in esame risulta:

$$\overline{R_P} = \frac{R_P}{C.C.} = \frac{13}{6,8} = 1,91 \text{ kg/cm}^2$$

La portata delle viti è quindi valutata nel seguente modo:

$$Q_{viti} = (4 \cdot A_{netta}) \cdot \overline{R_P} = 7238,24 \cdot 1,91 = 13825,04 \text{ kg} \cong 13,83 \text{ ton}$$

Si procede di seguito al calcolo della capacità portante laterale del palo.

$l_1 = 0,50 \text{ m}$	<i>da -4,80 a -5,30 m</i>	$R_{L1} = 0,50 \text{ kg/cm}^2$
$l_2 = 2,00 \text{ m}$	<i>da -5,30 a -7,30 m</i>	$R_{L2} = 1,10 \text{ kg/cm}^2$
$l_3 = 2,70 \text{ m}$	<i>da -7,30 a -10,00 m</i>	$R_{L3} = 0,85 \text{ kg/cm}^2$
$l_4 = 0,90 \text{ m}$	<i>da -10,0 a -10,90 m</i>	$R_{L4} = 1,45 \text{ kg/cm}^2$
$l_5 = 2,40 \text{ m}$	<i>da -10,90 a -13,30 m</i>	$R_{L5} = 0,80 \text{ kg/cm}^2$

$$Q_{lat} = \sum_1^3 (A_{Ln} \cdot R_{Ln}) = 35053,90 \text{ kg} \cong 35,05 \text{ ton}$$

$$Q_{lat\ ridotta} = 35,05 \cdot 0,70 = 24,54 \text{ ton}$$

Sommando i due contributi, Q_{viti} e Q_{LATER} , si ricava la capacità portante totale che deve essere poi divisa per i coefficienti imposti dalla normativa (NTC 2018) per ricavarne il valore limite:

$$Q_{tot\ trazione} = Q_{viti} + Q_{lat\ ridotta} = 13,83 + 24,54 = 38,37 \text{ ton}$$

$$Q_{LIM\ TRAZIONE} = \frac{Q}{\xi \cdot \gamma_R} = \frac{38,37}{1,48 \cdot 1,25} = 20,74 \text{ ton} = 207,4 \text{ kN}$$

Dove ξ è il fattore di correlazione in funzione del numero di verticali indagate (supposto pari a 3) e γ_R coefficiente parziale da applicare alla resistenza laterale in trazione.

Si riporta di seguito il valore di capacità portante a trazione dei singoli elicoidi. In questo caso il valore è il medesimo per tutti i dischi in quanto l'area reagente corrisponde all'area netta degli elicoidi.

$$Q'_{trazione\ dischi} = \frac{Q'_{viti}}{4} = \frac{13,83}{4 \cdot (1,25 \cdot 1,48)} = 1,87 \text{ ton} = 18,7 \text{ kN}$$

C 3.3.4 - Calcolo della portata strutturale

Si ricorda che la capacità portante strutturale dipende strettamente dalle dimensioni geometriche del palo e dai materiali utilizzati, ma si è stati in grado di correlarla anche alla resistenza di punta R_p .

Un'analisi agli Elementi Finiti svolta con il programma STRAUS7 e conforme alle NTC 2018, ha permesso di valutare la resistenza meccanica ultima di un elicoide al crescere del carico verticale applicato in corrispondenza del fusto. Tale analisi è stata ripetuta per differenti configurazioni palo-elicoide.

Si ricorda che, nel caso specifico, si utilizza un palo PVD 140 di lunghezza 12 m, armato con quattro elicoidi ϕ 500mm, spessore 12 mm in acciaio

S355 su tubo ϕ 140 mm e spessore del fusto 10 mm. Il palo è composto da due elementi da 3 m armati con due dischi distanziati (il 1° e il 3° elemento) e due prolunghe lisce da 3 m (il 2° e il 4° elemento).

Dunque, per ciascuna configurazione palo-elicoide prodotta da Geopaltalia, conoscendo il valore della resistenza di punta R_p in cui va a ricadere l'elicoide, si ricava immediatamente la portata strutturale di ogni singolo elemento.

Portata a compressione

$$R_{p \text{ medio}} = 13 \text{ kg/cm}^2$$

I valori tabellati rispettivamente per i dischi la cui area reagente è l' A_{netta} (dischi 1, 2 e 3) e per il disco 4 la cui area reagente è l'intera A_{VITE} sono:

$$Q_{\text{STRUT.COMP 1}} = 14,25 \text{ ton} \cong 142,50 \text{ kN}$$

$$Q_{\text{STRUT.COMP 4}} = 15,43 \text{ ton} \cong 154,26 \text{ kN}$$

Sommando i precedenti valori si ricava la portata strutturale a compressione dell'intero palo:

$$Q_{\text{STRUT.COMP}} = 14,25 \text{ ton} \cong 581,76 \text{ kN}$$

Portata a trazione

$$R_{p \text{ medio}} = 13 \text{ kg/cm}^2$$

Per ciascun disco, il valore tabellato riguardante il palo in questione è:

$$Q_{\text{STRUT.TRAZ.DISCHI}} = 14,25 \text{ ton} \cong 142,50 \text{ kN}$$

Pertanto la portata strutturale a trazione vale:

$$Q_{\text{STRUT.TRAZIONE}} = 57,00 \text{ ton} \cong 570,00 \text{ kN}$$

C 3.3.5 - Considerazioni finali sulla portata del palotirante PVD

In conclusione, dopo aver svolto l'analisi della portata sia geotecnica che strutturale, il progettista verificherà quale metodo risulta limitante nel caso in esame e, perciò, attribuirà al palo la portata minima tra quelle ottenute. Si riassumono in Tabella C.4 i risultati del caso studiato. Le celle evidenziate indicano il valore minimo della riga di riferimento.

Si osserva che la capacità portante geotecnica di ciascun disco, sia a compressione che a trazione, risulta nettamente inferiore della capacità strutturale del medesimo disco. Questa notevole differenza è dovuta alla riduzione introdotta nel calcolo della portata geotecnica al fine di limitare il cedimento assiale del palo. Qualora il progettista non abbia alcuna pretesa

		PORTATA GEOTECNICA Metodo "R _p - R _L "	PORTATA STRUTTURALE
PORTATA A COMPRESSIONE	Q _{TOT}	240,60 kN	581,76 kN
	Q' _{DISCHI 1, 2, 3}	20,30 kN	142,50 kN
	Q' _{DISCHI 4}	22,00 kN	154,26 kN
PORTATA A TRAZIONE	Q _{TOT}	207,40 kN	570,00 kN
	Q' _{DISCHI}	18,70 kN	142,50 kN

Tabella C.4 - Rappresentazione dei risultati di portata ottenuti per il palotirante PVD. Le portate evidenziate sono i valori assunti come riferimento.

nella limitazione dei cedimenti, egli potrà caricare maggiormente il palo ma non oltre il limite imposto dalla portata strutturale.

Caso a compressione

Nell'esempio preso in esame si evidenzia che il limite è dato dalla capacità portante geotecnica. Nel caso in compressione, quindi, il palo considerato ha capacità portante pari a 240,60 kN. Si ricorda che tale valore è stato valutato riducendo la resistenza R_p in modo che il cedimento atteso sia inferiore al limite imposto dal progettista e pari a 25 mm.

Caso a trazione

Anche in questo caso il limite inferiore è imposto dalla capacità portante geotecnica. Pertanto la portata a trazione per il palo considerato vale 207,40 kN.

C 3.4 - ESEMPIO 3: CALCOLO DELLA CAPACITÀ PORTANTE DI UN PALOTIRANTE TIPO PVC

C 3.4.1 - Come utilizzare correttamente il palo PVC

Il palo PVC è composto da una vite continua a spirale realizzata in acciaio ad alta resistenza e saldata lungo il suo avvolgimento al fusto.

Essa ha l'obiettivo di permettere il raggiungimento di elevate capacità portanti geotecniche in terreni fini coesivi, per lo più saturi, dalla scarsa resistenza meccanica. Essendo la vite costituita da più elicoidi spiralati a contatto diretto con il terreno, il suo avvitemento in profondità genera un attrito di contatto assai rilevante, tanto da richiedere l'impiego di mezzi e attrezzature particolarmente potenti. L'impiego di questi palotiranti va attentamente valutato, sia per un loro completo sfruttamento sia per il maggior costo che essi hanno rispetto ai modelli P2G e PVD.

In fase di progettazione, infatti, si deve porre attenzione ai terreni coesivi con alti indici di plasticità in quanto, aderendo alla superficie della vite, causano elevati attriti limitando quindi l'avanzamento della vite stessa.

Si ritiene dunque opportuna la scelta della tipologia di palo PVC quando la stratigrafia in esame presenta una resistenza alla punta mediamente bassa, dell'ordine di $R_p = 2 \div 10$ kg/cmq, ed una resistenza laterale $R_L = 0,1 \div 0,9$ kg/cmq.

La capacità geotecnica della vite è dovuta al cilindro che si viene a mobilitare quando è raggiunta la rottura a taglio c_u . Tale valore non è da confondersi con la resistenza laterale, R_L , che diversamente si verifica sull'interfaccia palo-terreno.

Per quanto riguarda la capacità portante strutturale, GeopalItalia ha affrontato un approfondito studio ingegneristico sui suoi prodotti, difficilmente reperibile nella narrativa mondiale e, in ogni caso, mai così dettagliato. Il comportamento del palo nel terreno è stato analizzato mediante analisi numeriche agli elementi finiti (FEM) al fine di conoscerne le reali potenzialità, verificarne il comportamento e tabularne la capacità portante. Si fa notare che il palotirante PVC presenta una vite spiralata saldata lungo il fusto, a differenza dei pali P2G e PVD, la cui struttura è individuata

dal singolo elicoide. Essa presenta un andamento che considera il notevole apporto strutturale dato dalla nervatura della spirale al fusto, la quale consente una graduale dissipazione del carico e delle deformazioni su tutta la vite continua.

Constatato il notevole contributo offerto dall'elicoidale, si assiste dunque ad alti valori di resistenza strutturale, così elevati da assicurare, nella quasi totalità dei casi, che il limite di capacità portante dei pali PVC sia sempre individuato dalla portata geotecnica. Ciò è ancor più evidente nel caso in cui sia rispettato il suggerimento di impiegare i pali a vite continue in terreni fini coesivi, con resistenza alla punta bassi, dell'ordine di $2 \div 10 \text{ kg/cmq}$.

C 3.4.2 - Stratigrafia e diagrammi di resistenza

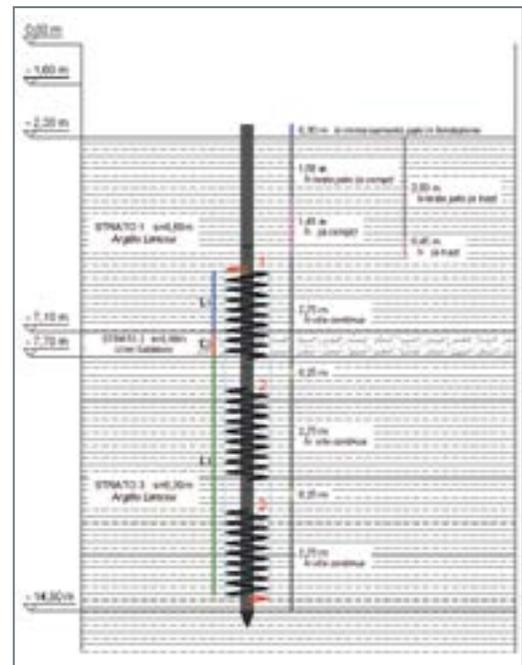


Figura C.18 - Rappresentazione del palo dentro la stratigrafia.

Figura C.19 - Immagine del palo PVC proiettata su grafico R_p/R_L .

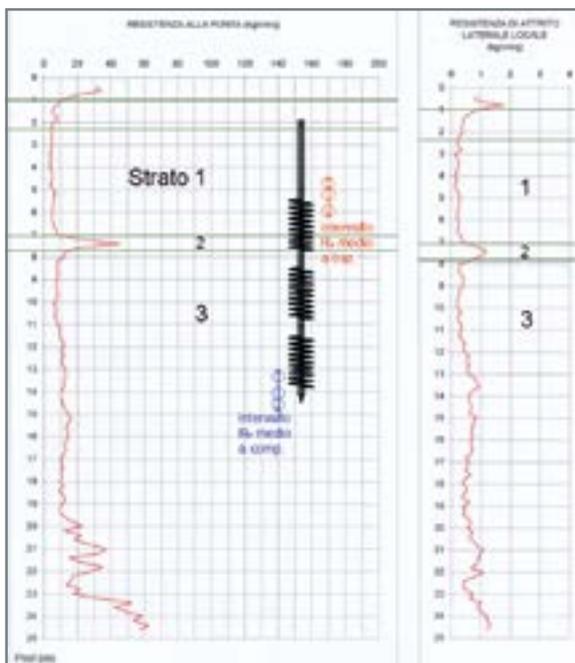
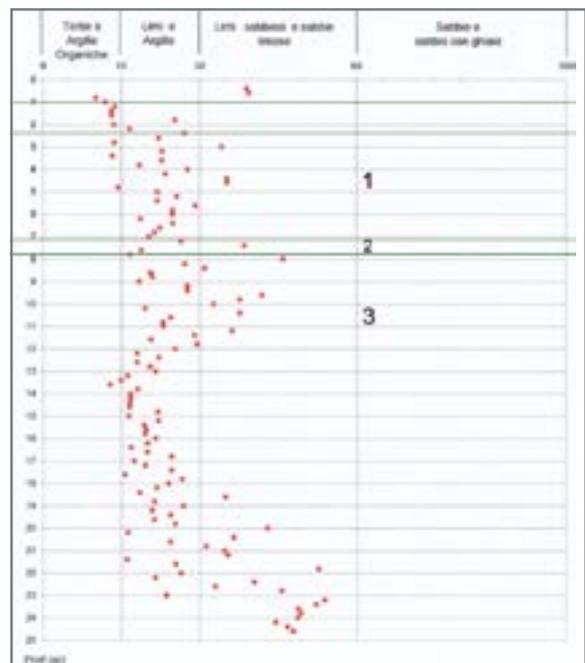


Figura C.20 - Classificazione dei terreni mediante rapporto R_p/R_L .



C 3.4.3 - Dati di progetto

Nel caso che si vuole esaminare sono stati scelti terreni argillosi abbastanza frequenti nella bassa pianura padana, dove accade sovente di incontrare terreni particolarmente cedevoli.

Come per i precedenti casi, l'opera è un campanile e il suo piano di posa è a -2,30 m dal p.c.. Il palo, inoltre, sarà incassato nello zoccolo fondazionale di calcestruzzo per 30 cm.

Nel caso di specie si utilizza un palo PVC 140 di lunghezza 12 m, armato con tre viti continue $\phi 500$ mm, spessore 12 mm in acciaio S235, montate su tubo $\phi 140$ mm e spessore 10 mm del fusto.

Il palo è composto da tre elementi lunghi 3 m, armati con vite continua (il 1°, 2° e 3° elemento), e una prolunga liscia lunga 3 m (il 4° elemento).

In assenza di prove di laboratorio, adoperiamo anche in questo caso i parametri geotecnici dedotti della prova penetrometrica CPT riportata in figura C.19. Per ciascun strato di terreno si considerano i valori delle resistenze R_p e R_L riassunti in tabella C.5.

Si vuole calcolare la capacità portante del palo PVD in modo tale che il suo cedimento sia inferiore, per esigenze di progetto, a 25 mm.

C 3.4.4 - Calcolo della portata geotecnica con il metodo "R_p-R_L"

Ricordiamo nuovamente che il metodo "R_p-R_L" si basa sui valori di resistenza alla punta e laterale che si ricavano dalle prove penetrometriche CPT.

Si puntualizza però che nel caso del metodo del "Taglio Cilindrico" la rottura del cilindro di terreno che le spire della vite vanno a coinvolgere, avviene totalmente all'interno del terreno, quindi all'interfaccia terreno-terreno e non terreno-fusto d'acciaio.

Perciò, per quanto riguarda la capacità portante laterale, non si andrà ad utilizzare il valore di R_L , ma il valore della resistenza al taglio non drenata c_u , la quale si ricava con delle correlazioni empiriche da dati di campagna R_p ed R_L . A tal proposito si veda il capitolo C.7.

C 3.4.4.1 - Portata a compressione

Con riferimento ai dati progettuali esposti al C. 3.4.3, il calcolo della capacità portante geotecnica si svolge nel seguente modo:

Strato 1 (2,3 ÷ 7,1 m dal p.c.) (s=4,80 m) <i>Argilla Limosa</i>	Strato 2 (7,1 ÷ 7,7 m dal p.c.) (s=0,60 m) <i>Limo Sabbioso</i>
$R_{P1 \text{ medio}} = 5,00 \text{ kg/cm}^2 \rightarrow q_{c1 \text{ m}} = 0,490 \text{ MPa}$	$R_{P2 \text{ medio}} = 28,0 \text{ kg/cm}^2 \rightarrow q_{c2 \text{ m}} = 2,746 \text{ MPa}$
$R_{L1 \text{ medio}} = 0,25 \text{ kg/cm}^2 \rightarrow f_{s1 \text{ m}} = 0,025 \text{ MPa}$	$R_{L2 \text{ medio}} = 0,85 \text{ kg/cm}^2 \rightarrow f_{s2 \text{ m}} = 0,083 \text{ MPa}$
Strato 3 (7,7 ÷ 14 m dal p.c.) (s=6,30 m) <i>Argilla Limosa</i>	
$R_{P3 \text{ medio}} = 10,0 \text{ kg/cm}^2 \rightarrow q_{c3 \text{ m}} = 0,981 \text{ MPa}$	
$R_{L3 \text{ medio}} = 0,40 \text{ kg/cm}^2 \rightarrow f_{s3 \text{ m}} = 0,039 \text{ MPa}$	

Tabella C.5 - Caratteristiche geotecniche degli strati di terreno interessati.

1. Calcolo della capacità portante di punta

$$A_{vite} = \frac{\pi \cdot \phi_{vite}^2}{4} = \frac{\pi \cdot 50^2}{4} = 1963,50 \text{ cmq}$$

Il valore di $R_{P \text{ medio}}$ in corrispondenza della vite inferiore si ricava dalla media dei valori di R_p $1 \phi_{VITE}$ sopra e $2 \phi_{VITE}$ sotto la vite stessa, così facendo si rimedia alla possibile mancanza di precisione nell'individuazione stratigrafica o nell'infissione del palo. In tal caso risulta:

$$R_{P \text{ medio}} = 10 \text{ kg/cmq}$$

Essendo però richiesto un cedimento assiale non superiore a 25 mm, si andrà a ridurre l' $R_{P \text{ medio}}$ al valore $\overline{R_P}$ mediante il coefficiente riduttivo C.C. che, per $R_p = 10 \text{ kg/cmq}$, vale 5,5. $\overline{R_P}$ risulta, attraverso la formula (4), pari a:

$$\overline{R_P} = \frac{R_p}{C.C.} = \frac{10}{5,5} = 1,82 \text{ kg/cmq}$$

Infine si ricava la capacità portante di punta nel seguente modo:

$$Q_{punta} = A_{vite} \cdot \overline{R_P} = 3573,57 \text{ kg} \cong 3,57 \text{ ton}$$

2. Calcolo della capacità portante laterale

Per valutare la resistenza laterale offerta dal cilindro, come prima anticipato, si deve considerare la rottura a taglio delle particelle di terreno coinvolte dalla superficie cilindrica interessata. Per questo motivo si va ad utilizzare la coesione non drenata c_u , riferita all'interfaccia di rottura terreno-terreno, invece della resistenza di attrito laterale locale, R_L , che è riferita all'interfaccia terreno-palo.

Si suddivide, quindi, l'altezza del cilindro nelle lunghezze che interessano ciascun strato attraversato, correlate al corrispettivo valore di c_u . Ne risulta:

$$L = L_1 + L_2 + L_3 = 800 \text{ cm}$$

$$L_1 = 147,5 \text{ cm} \quad A_{lat1} = 23169,25 \text{ cmq} \quad c_{u1} = 0,35 \text{ kg/cmq}$$

$$L_2 = 60 \text{ cm} \quad A_{lat2} = 9425,78 \text{ cmq} \quad c_{u2} = 0,10 \text{ kg/cmq}$$

$$L_3 = 592,5 \text{ cm} \quad A_{lat3} = 93069,68 \text{ cmq} \quad c_{u3} = 0,50 \text{ kg/cmq}$$

A questo punto va posta l'attenzione sulla tecnologia in uso. Si sta infatti valutando l'utilizzo di un palo PVC a viti continue. Le spirali sono solidali l'una all'altra essendo saldate sul fusto, ma l'obiettivo del progettista sarà quello di sfruttare pienamente tutti i giri di elicoide installati. Il proposito sarà dunque quello di evitare che il carico tenda a ripartirsi maggiormente sulle viti che ricadono in uno strato di maggior resistenza coesiva piuttosto che su quelle incluse nei banchi meno resistenti da un punto di vista coesivo. Per fare ciò, si deve calcolare la media pesata della c_u di ciascun strato. Ciò assicurerà che tutte le viti collaborino per la capacità portante laterale totale e si sfrutterà coerentemente la tecnologia del palo PVC.

La media pesata della c_u vale:

$$c_{u \text{ mp}} = \frac{(c_{u1} \cdot L_1) + (c_{u2} \cdot L_2) + (c_{u3} \cdot L_3)}{(L_1 + L_2 + L_3)} \cong 0,44 \text{ kg/cmq}$$

La capacità portante laterale si calcola dunque nel seguente modo:

$$Q_{lat \text{ cilindro}} = A_{lat} \cdot c_{u \text{ mp}} = 55292,03 \text{ kg} \cong 55,29 \text{ ton}$$

Inoltre si deve considerare la resistenza laterale del fusto, la quale però

entra in gioco solo se nella geometria del palo sono presenti delle prolunghe lisce che, quindi, non fanno parte del cilindro di terreno che il metodo sopraesposto considera.

Si andrà così ad calcolare l'apporto di portata laterale dato dal fusto, in relazione ai singoli strati che il palo attraversa.

Nel caso specifico si considera il contributo di resistenza di attrito locale R_L solo del primo strato:

$$L_1 = 1,20 \text{ m} \quad A_{L1} = 5277,88 \text{ cmq} \quad R_{L \text{ medio } 1} = 0,25 \text{ kg/cmq}$$

La capacità portante laterale sarà quindi:

$$Q_{lat} = A_{L1} \cdot R_{L \text{ medio } 1} = 5277,88 \cdot 0,25 = 1319,47 \text{ kg} \cong 1,32 \text{ ton}$$

In definitiva la portata laterale totale data da entrambi i contributi vale:

$$Q_{lat \text{ tot}} = 55,29 + 1,32 = 56,61 \text{ ton}$$

Si applica infine una riduzione del 25% come prescritto al C 2.1.1.1:

$$Q_{lat \text{ ridotta}} = 56,61 \cdot 0,75 = 42,46 \text{ ton}$$

3. Calcolo della capacità portante totale e del carico ammissibile secondo quanto prescritto dalle norme vigenti (NTC 2018)

$$Q_{tot \text{ comp}} = Q_{punta} + Q_{lat \text{ ridotta}} = 3,57 + 42,46 = 46,03 \text{ ton}$$

$$Q_{LIM \text{ COMP}} = \frac{Q}{\xi \cdot \gamma_R} = \frac{46,03}{1,48 \cdot 1,15} = 27,04 \text{ ton} = 270,4 \text{ kN}$$

Dove ξ è il fattore di correlazione in funzione del numero di verticali indagate (supposto pari a 3) e γ_R è il coefficiente parziale da applicare alle resistenze di base e laterale in compressione.

C 3.4.4.2 - Portata a trazione

Il calcolo della capacità portante a trazione con il metodo " R_p - R_L " viene riproposto in modo analogo a quanto visto per l'esempio riguardante il palo P2G (C 3.2.3.2). Si ricorda, a tal proposito, che il calcolo della portata a trazione si differisce dal caso a compressione solo per i seguenti aspetti:

- $R_{p \text{ medio}}$ si ottiene facendo la media del valore alla profondità di $2 \phi_{VITE}$ e $1 \phi_{VITE}$ rispettivamente sopra e sotto la vite;
- l'apporto di capacità portante di punta è dato dalla sola area netta della vite;
- la lunghezza della palo non utile ai fini dell'attrito laterale, in trazione vale $5 \phi_{VITE}$.

Considerando le modifiche sopraddette e seguendo lo schema di calcolo esposto per il caso a compressione si ottiene la seguente portata di punta:

$$A_{netta} = \frac{\pi \cdot \phi_{vite}^2}{4} - \frac{\pi \cdot \phi_{fusto}^2}{4} = \frac{\pi \cdot 50^2}{4} - \frac{\pi \cdot 14^2}{4} = 1809,56 \text{ cmq}$$

$$R_{p \text{ medio}} = 5 \text{ kg/cmq} \quad \overline{R_p} = \frac{R_p}{C.C.} = \frac{5}{2,8} = 1,79 \text{ kg/cmq}$$

$$Q_{punta} = A_{netta} \cdot \overline{R_p} = 1809,56 \cdot 1,79 = 3239,11 \text{ kg} \cong 3,24 \text{ ton}$$

La capacità portante offerta dal cilindro di terreno non cambia, mentre la portata laterale del fusto è trascurabile in quanto la lunghezza utile è minima. Pertanto la capacità portante totale risulta:

$$Q_{tot \text{ trazione}} = Q_{punta} + Q_{lat \text{ cilindro ridotta}} = 3,24 + 41,47 = 44,71 \text{ ton}$$

Applicati i coefficienti imposti dalle NTC 2018, il valore limite vale:

$$Q_{LIM \text{ TRAZIONE}} = \frac{Q}{\xi \cdot \gamma_R} = \frac{44,71}{1,48 \cdot 1,25} = 24,17 \text{ ton} = 241,7 \text{ kN}$$

Dove ξ è il fattore di correlazione in funzione del numero di verticali indagate (supposto pari a 3) e γ_R coefficiente parziale da applicare alla resistenza laterale in trazione.

C 3.4.5 - Calcolo della portata strutturale

La capacità portante strutturale dipende strettamente dalle dimensioni geometriche del palo e dai materiali utilizzati, ma si è stati in grado di correlarla anche alla resistenza di punta R_p .

Un'analisi agli Elementi Finiti svolta con il programma STRAUS7 e seguente le NTC 2018, ha permesso di valutare la resistenza meccanica ultima di un elicoide al crescere del carico verticale applicato in corrispondenza del fusto. Tale analisi è stata ripetuta per differenti configurazioni palo-elicoide.

Nel caso specifico, si utilizza un palo PVC 140 di lunghezza 12 m, armato con tre viti continue ϕ 500mm, spessore 12 mm in acciaio S235 su tubo ϕ 140 mm e spessore del fusto 10 mm. Il palo è composto da tre elementi da 3 m, armati ciascuno con viti spiralate in continuo (il 1°, il 2° e il 3°) e una prolunga liscia da 3 m (il 4° elemento). Dunque, per ciascuna configurazione palo-elicoide prodotta da Geopalitalia, conoscendo il valore della resistenza di punta R_p in cui va a ricadere l'elicoide, si ricava immediatamente la portata strutturale di ogni singolo elemento.

Nel caso di un palo PVC, non dobbiamo valutare la portata strutturale data da un singolo elicoide ma quella della vite continua saldata sul fusto. Si dovrebbe perciò considerare come il carico porti ad una deformazione ripartita su ogni elicoide da cui è composta la vite continua, così da considerare la nervatura della stessa su tutto il fusto. Per semplicità si andrà a considerare l'apporto dato dai singoli elicoidi. Questo ragionamento è comunque ampiamente ammesso dal fatto che le norme d'uso del palo PVC prescrivono che questa tipologia di palo sia da usare per litografie coesive plastiche con valori di R_p particolarmente bassi, dell'ordine di 5÷10 kg/cmq. Per questo motivo la capacità portante del palo PVC sarà sempre limitata dalla portata geotecnica e non lambrà mai la capacità portante strutturale.

Portata a compressione

$$R_{p \text{ medio}} = 10 \text{ kg/cm}^2$$

Il valori tabellato riguardante il palo in questione, considerando che ogni vite è composta da 9 elicoidi, sono:

$$Q_{STRUT.COMP} = 230,85 \text{ ton} \cong 2308,5 \text{ kN}$$

Portata a trazione

$$R_{p \text{ medio}} = 5 \text{ kg/cm}^2$$

Il valore tabellato riguardante il palo in questione, per la sola corona circolare della vite, è:

$$Q_{STRUT.TRAZIONE} = 202,50 \text{ ton} \cong 2025,00 \text{ kN}$$

C 3.4.6 - Considerazioni finali sulla portata del palotirante PVC

In conclusione, dopo aver svolto l'analisi delle portate per ciascuno dei

	PORTATA GEOTECNICA Metodo "R _p -R _L "		PORTATA STRUTTURALE basata su R _p	
	PORTATA A COMPRESSIONE	Q' _{tot b} [kN]	449,71	Q' _{tot strutt} [kN]
PORTATA A TRAZIONE	Q' _{tot b} [kN]	350,56	Q' _{tot strutt} [kN]	2025,00

Tabella C.6 - Rappresentazione dei risultati di portata ottenuti per il palotirante PVD. Le portate evidenziate sono i valori assunti come riferimento.

metodi proposti, il progettista verificherà quale metodo risulta limitante nel caso in esame e, quindi, attribuirà al palo la portata minima tra quelle ottenute

Si riassumono in Tabella C.6 i risultati del caso studiato. Le celle evidenziate indicano il valore minimo della riga di riferimento.

Caso a compressione

Nell'esempio preso in esame si evidenzia che, come ci si aspetta, il limite è dato dalla capacità portante geotecnica in quanto il palo PVC è installato in litografie dalla bassa capacità portante. Nel caso in compressione, quindi, il palo considerato ha capacità portante pari a 270,40 kN.

Caso a trazione

Anche in questo caso il limite inferiore è imposto dalla capacità portante geotecnica. Pertanto la portata a trazione per il palo considerato vale 241,70 kN.

C 3.5 - CALCOLO DELLA PORTATA DI UN PALOTIRANTE INCLINATO P2G, PVD, PVC

I palotiranti Geopal® possono essere posti in opera anche inclinati di un angolo α rispetto alla verticale. A tal proposito risulta importante specificare che la portata geotecnica dei pali inclinati potrà essere calcolata allo stesso modo di un palo verticale (stesse ipotesi di partenza e stessi metodi di calcolo).

Risulta importante evidenziare che, seppure il peso di terreno gravante sulla superficie superiore del palo ne aumenti la portata geotecnica per via di una pressione (non considerata nelle formule precedentemente indicate poiché non presente nel caso di pali verticali), il calcolo della portata geotecnica per pali a vite Geopal® inclinati va a vantaggio di sicurezza.

C 4 - TIRANTI Geopal®: INTRODUZIONE

Nel campo delle fondazioni speciali, i tiranti tradizionali sono costituiti per lo più da trefoli, ovvero funi d'acciaio, che una volta infilati dentro ad un foro di perforazione, vengono bloccati iniettando malta cementizia in pressione.

La versione di tirante ad asta rigida marchiata Geopal® e prodotta da Geopalitalia, rappresenta, per le terre fini, la tecnologia migliore, poiché rapida, efficace e sicura per realizzare barriere di contrasto alla spinta di masse instabili, ovvero come ancoraggio antiribaltamento per una struttura con stabilità precaria.