



# COMUNE DI SONDRIO

(PROVINCIA DI SONDRIO)

## PROGETTO PASSERELLA CICLOPEDONALE SULLE CASSANDRE DEL MALLERO A SONDRIO

TAVOLA

### RELAZIONE GEOTECNICA

PROGETTO DEFINITIVO

# R.05

Scala 1: -----

☐ FATTIBILITA'    ☐ PRELIMINARE    ☒ DEFINITIVO    ☐ ESECUTIVO    ☐ PARTICOLARI ARCHITETTONICI

PRESENTAZIONE

GIUGNO 2019

AGGIORNAMENTO

**FVA** \_ STUDIO  
FRANCESCO VENZI ARCHITETTO

Raggruppamento Temporaneo di Professionisti

**ARCH. FRANCESCO VENZI**

VIA GAVAZZENI 6 - 23100 SONDRIO  
e-mail: francescovenzi@fvastudio.it

**ING. PAOLO MONCECCHI**

(Studio Moncecchi Associati)

**ING. MASSIMO MAFFEIS**

(Soc. Maffeis Engineering Spa)

**GEOLOGO MAURIZIO AZZOLA**

FILE: .....dwg

DATA PRESENTAZIONE

LUGLIO 2019

NOTA : TUTTE LE MISURE DEVONO ESSERE VERIFICATE IN CANTIERE PRIMA DELL'INIZIO DEI LAVORI, EVENTUALI DISCORDANZE O VARIAZIONI DEVONO ESSERE PREVENTIVAMENTE COMUNICATE CONCORDATE ED APPROVATE DALLA DIREZIONE LAVORI.

ELABORATO DI PROPRIETA' DEL PROGETTISTA, SOGGETTO A LEGGE SUI DIRITTI D'AUTORE; NON PUO' ESSERE RIPRODOTTO, ANCHE PARzialmente, O COMUNICATO A TERZI SENZA AUTORIZZAZIONE. L'ELABORATO NON E' VALIDO SE NON PRESENTA L'INTERA RIQUADRATURA E SE NON PRESENTA LA FIRMA AUTOGRAFA DEL PROGETTISTA.

1	Introduzione .....	2
2	Documenti di riferimento.....	3
2.1	Normativa di riferimento.....	3
2.2	Riferimenti bibliografici.....	3
3	Caratteristiche dei materiali .....	4
3.1	Acciaio per tiranti .....	4
3.2	Miscela di iniezione per tiranti.....	4
4	Risultati delle indagini svolte.....	5
4.1	Caratterizzazione geotecnica materiali di fondazione .....	5
4.1.1	Terreni di copertura .....	5
4.1.2	Formazione lapidea (Tonalite di Triangia) .....	9
5	Descrizione delle opere di fondazione e di ancoraggio previste .....	11
5.1	Fondazione torri di supporto dei cavi principali .....	11
5.2	Tiranti di ancoraggio cavi principali e stabilizzanti.....	11
6	Criteri seguiti per la verifica di sicurezza .....	12
6.1	Fondazione torri di supporto cavi principali .....	12
6.2	Tiranti di ancoraggio cavi principali e stabilizzanti.....	13
7	Verifica di sicurezza degli interventi .....	15
7.1	Fondazione torri di supporto cavi principali .....	15
7.2	Verifica dei tiranti .....	18
7.2.1	Verifica resistenza strutturale dei tiranti.....	18
7.2.2	Verifica della resistenza limite del terreno .....	18
8	Appendice 1 - Valutazione della capacità portante di micropali e tiranti .....	20



## 1 INTRODUZIONE

Il progetto per superare le Cassandre del torrente Mallero mediante una passerella ciclopedonale prevede la realizzazione di una struttura sostenuta da cavi, il cui percorso è in parte al di sopra e prevalentemente al di sotto del piano di calpestio della passerella. Questa disposizione “ribassata” dei cavi principali di sostegno della passerella è finalizzata a ridurre l'altezza delle torri di estremità e quindi l'impatto della struttura. Nel piano orizzontale la struttura è stabilizzata mediante un ulteriore sistema di cavi.

Sia gli stralli principali che i cavi stabilizzanti trasversali sono ancorati al terreno mediante tiranti.

La presente relazione è finalizzata al dimensionamento dei tiranti di ancoraggio nonché alla verifica delle fondazioni previste per le torri alle due estremità della passerella. Essa è basata sui risultati delle indagini in sito svolte dalla società In-Co S.r.l., sulla relazione geologica redatta dal dott. Maurizio Azzola, oltre che, ovviamente, sui risultati delle analisi strutturali con le massime sollecitazioni previste sui cavi.

Le verifiche di stabilità globale del versante con i rilievi dell'ammasso roccioso e individuazione delle principali discontinuità sono contenute nella relazione geologica a firma del dott. Maurizio Azzola alla quale si rimanda per ogni approfondimento in merito.



## 2 DOCUMENTI DI RIFERIMENTO

### 2.1 Normativa di riferimento

1. Decreto 17 gennaio 2018- "Aggiornamento delle Norme tecniche per le costruzioni"
2. Eurocodice 7 "Progettazione geotecnica – Parte 1: Regole generali", novembre 2004

### 2.2 Riferimenti bibliografici

3. Skempton, A. W. (1986), "Standard penetration test procedures and the effects in sands of overburden pressure, relative density, particle size, ageing and overconsolidation". Geotechnique 36, n°2
4. Schmertmann J.H. (1975) "Measurement of In-Situ Shear Strength". State-of-the-art report, Proc. ASCE Speciality Conf. on in situ Measurement of Soil Properties, Raleigh, Vol.2, pp. 57-138
5. Naval Facilities Engineering Command (1986) "Design Manual 7.02 – Foundation & Earth Structures" 200 Stovall Street – Alexandria, Virginia 22332-2300
6. Canadian Geotechnical Society "Canadian Foundation Engineering Manual" 2nd Edition – 1985
7. Bustamante M., Doix B.: "**Une méthode pour le calcul des tirants et des micropieux injectés**" : Bull. Liaison labo P. et Ch. n. 140, nov. dic. 1985 - Réf. 3047



### 3 CARATTERISTICHE DEI MATERIALI

Qui di seguito si descrivono le caratteristiche di progetto dei soli materiali strettamente connessi alle opere geotecniche, cioè i tiranti. Le caratteristiche degli altri materiali costituenti le opere in progetto sono indicati nella relazione strutturale specifica.

#### 3.1 Acciaio per tiranti

L'armatura dei tiranti collegati ai cavi principali è costituita da trefoli, mentre quella dei tiranti connessi ai cavi stabilizzanti è costituita da barre di acciaio da precompresso. Le caratteristiche dell'acciaio devono soddisfare le seguenti caratteristiche minime:

Trefoli:

- |  |                                   |
|--|-----------------------------------|
| • tensione caratteristica di rottura                     | $f_{prk} \geq 1860 \text{ MPa}$   |
| • tensione caratteristica all'1 % di deformazione totale | $f_{p(1)k} \geq 1670 \text{ MPa}$ |
| • allungamento sotto carico massimo                      | $A_{gt} \geq 3.5 \%$              |

Barre:

- |  |                                 |
|--|---------------------------------|
| • tensione caratteristica di rottura     | $f_{prk} \geq 1000 \text{ MPa}$ |
| • tensione caratteristica di snervamento | $f_{pyk} \geq 800 \text{ MPa}$  |
| • allungamento sotto carico massimo      | $A_{gt} \geq 3.5 \%$            |

#### 3.2 Miscela di iniezione per tiranti

- |                               |                       |
|-------------------------------|-----------------------|
| • Classe di resistenza        | C30/37                |
| • rapporto acqua/cemento      | $a/c \leq 0.50$       |
| • contenuto minimo di cemento | 600 kg/m <sup>3</sup> |



## 4 RISULTATI DELLE INDAGINI SVOLTE

Le indagini dirette in loco sono consistite in n. 2 sondaggi geognostici a carotaggio continuo, uno per ciascuna estremità della passerella, in corrispondenza delle torri. I sondaggi sono stati spinti fino a 25 m e 27.7 rispettivamente per la sponda sinistra e destra.

In sponda sinistra, sondaggio S1, è presente fino a 9.8 m una copertura di sabbie più o meno limose, con presenza di elementi ghiaiosi e ciottoli. In questi livelli sono state effettuate prove n. 6 SPT che hanno fatto registrare un valore minimo in superficie di 39 colpi/0.30 m e poi o rifiuto o valori compresi fra 50÷60 colpi/0.30 m.

Al di sotto dei 9.80 m e fino a fine foro, a 25 m di profondità, si è incontrata la formazione rocciosa costituita da Tonalite di Triangia, formazione intrusiva di era terziaria presente in questo intorno. Nel corso della perforazione è stato rilevato lo RQD (Rock Quality Designation), indice espresso in percentuale che caratterizza il grado di fratturazione della roccia. Questo risulta crescente dal 50 % al 100 % fra il tetto della formazione, a circa 10 m dalla superficie, e 15 m di profondità, poi l'indice decresce fino ad un minimo del 10 % intorno ai 18.5 m. Fra 18.8 m e 21.8 m presenta nuovamente valori crescenti fino al 90 % seguiti da una decrescita fino a 0 % (roccia completamente fratturata). L'indice rimane sempre nullo fino alla profondità massima raggiunta di 25 m.

In sponda destra lo strato di copertura presenta uno spessore di soli 2.7 , dopo di ch  si hanno circa 0.70 di roccia alterata e poi, da 3.4 m fino alla massima profondit  raggiunta si incontrano la formazione di Tonalite di Triangia che su questa sponda si presenta molto meno fratturato. L'indice RQD varia infatti per lo pi  fra 60÷80 %.

### 4.1 Caratterizzazione geotecnica materiali di fondazione

#### 4.1.1 Terreni di copertura

Nella figura seguente sono riportati i risultati delle prove SPT effettuate nei terreni di copertura. Si tratta di n. 6 prove effettuate lato spalla sinistra ed una sola prova nel sondaggio S2 effettuato sulla spalla destra, dove lo spessore di copertura riscontrato   inferiore ai 3 m,

I risultati delle prove sono riportati nella successiva figura 4.1. Poi nella figura 4.2 sono riportati gli stessi valori "normalizzati" rispetto agli effetti della profondit  della prova e della pressione di confinamento ( $SPT_{N1}$ ), mentre nella figura 4.3 sono riportati i valori della densit  relativa stimata in base a tali risultati.

Sia la normalizzazione dei risultati che la stima della densit  relativa sono sviluppati secondo le indicazioni di Skempton (1986 – rif. 3).



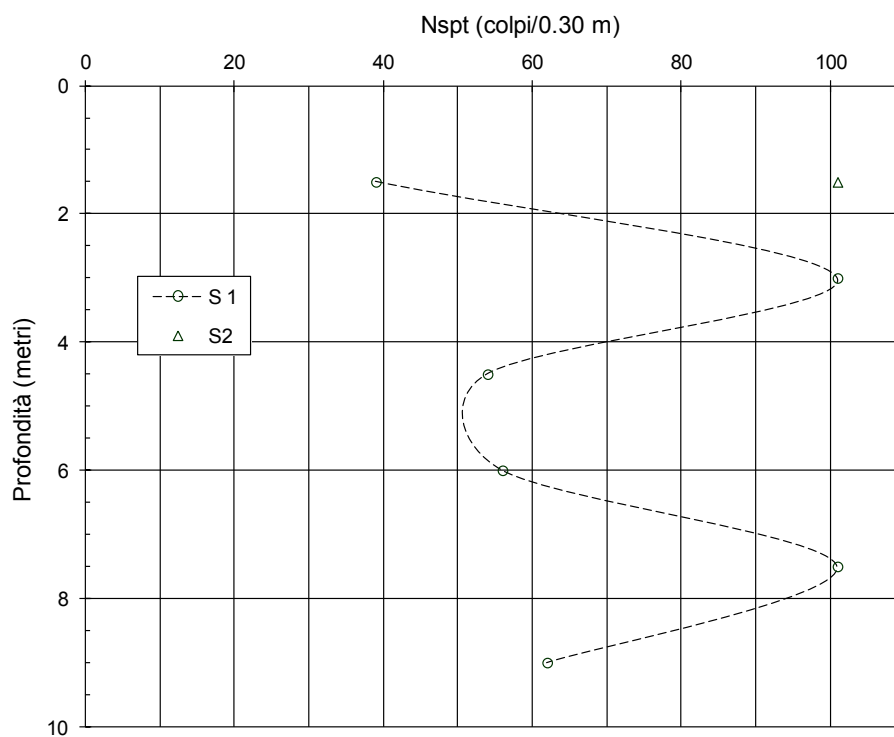


figura 4.1: Valori Nspt in funzione della profondità

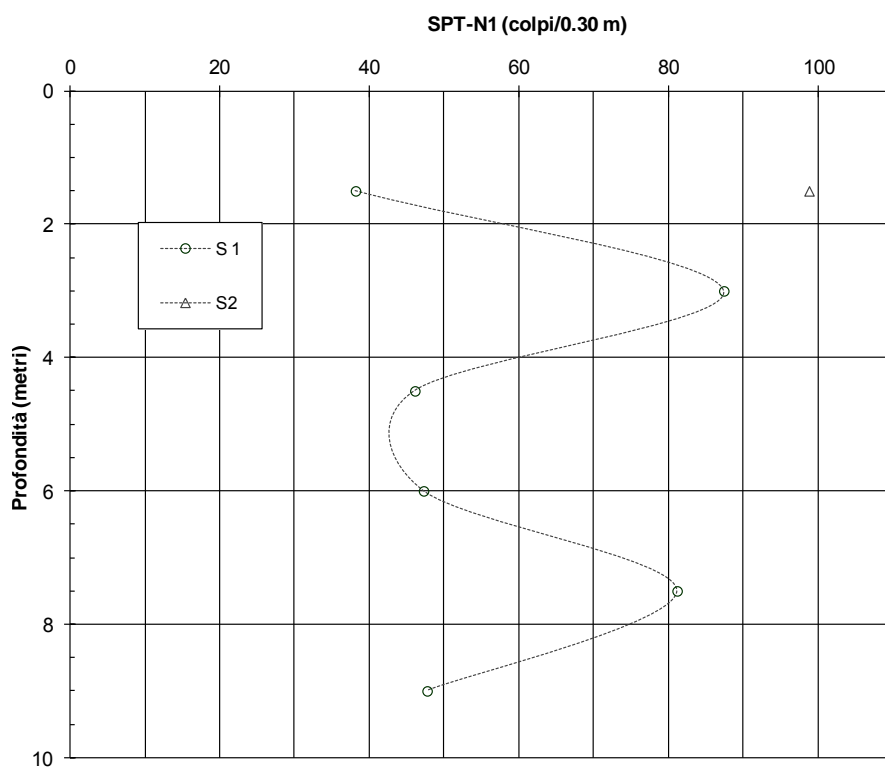


figura 4.2: Nspt normalizzato in funzione della profondità



**Studio Moncecchi Associati**

via Fabani, 33 - 23017 Morbegno (SO) Tel/fax  
0342-61.18.34

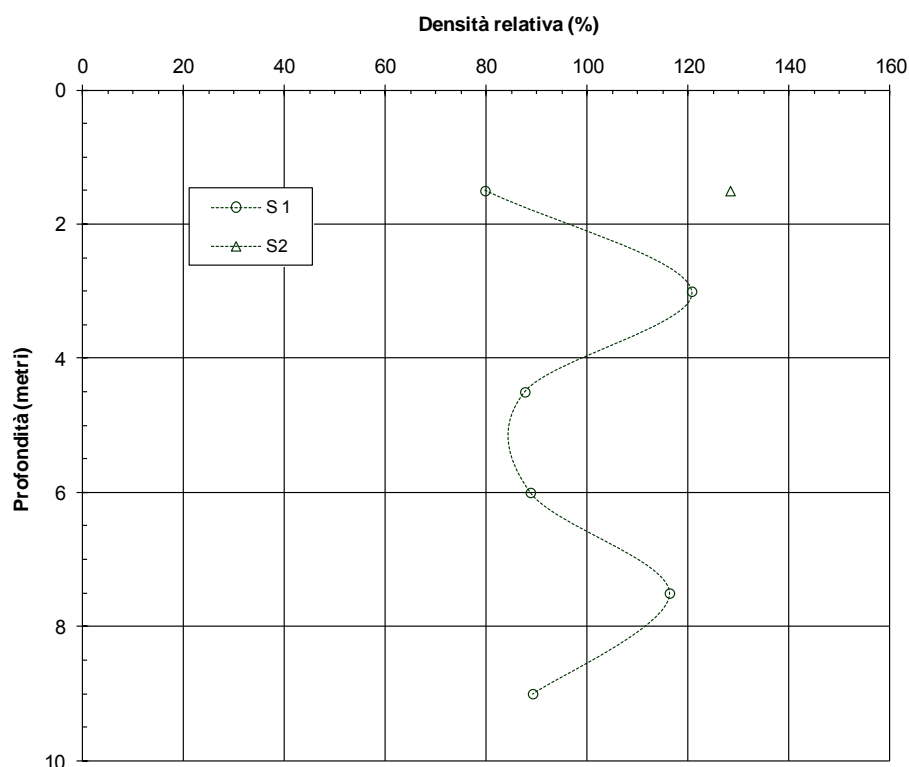


figura 4.3: Nspt normalizzato in funzione della profondità

Si sottolinea, come dovrebbe sempre essere fatto, che le prove SPT sono state “pensate” e normalizzate con riferimento a terreni sabbiosi, e che la loro validità in terreni con ghiaia e talvolta anche di ciottoli è limitata dal fatto che gli elementi più grossolani, di dimensioni prossime a quelle della punta del campionatore SPT, fanno lievitare il numero di colpi necessari all'avanzamento per un effetto geometrico non correlato alla densità relativa che invece si intende valutare. Tale aspetto è parzialmente bilanciato dal fatto che la presenza di elementi più grossolani nella matrice sabbiosa a parità di densità relativa produce comunque un innalzamento della resistenza al taglio ed una diminuzione della deformabilità, che sono le grandezze fisiche che in definitiva interessano per la progettazione. Ipotizzando un bilanciamento fra i due effetti si farà pertanto riferimento a queste correlazioni sia pure con cautela nella scelta dei parametri di riferimento caratteristici del terreno.

Nelle successive figura 4.4 e figura 4.5 sono riportate le correlazioni proposte da Schmertmann (1975 – rif. 4) e dal manuale del “Naval Facilities Engineering Command (USA)” Design Manual 7.02 (rif. 5) fra tipo di terreno e densità relativa con l'angolo di resistenza al taglio  $\phi$ .

Con riferimento alla correlazione di Schmertmann, per una densità relativa compresa fra il 60÷80 % (valore minimo riscontrato  $\geq 80$  %) e considerando la linea superiore o il campo immediatamente a questa sottostante, cioè quello compreso fra “sabbia, ghiaia e limo ben assortiti” e la “sabbia grossolana a granulometria uniforme”, che certamente sottostima il risultato, si ricavano angoli di resistenza al taglio  $\phi$  compresi fra i  $40^\circ \pm 43^\circ$ .



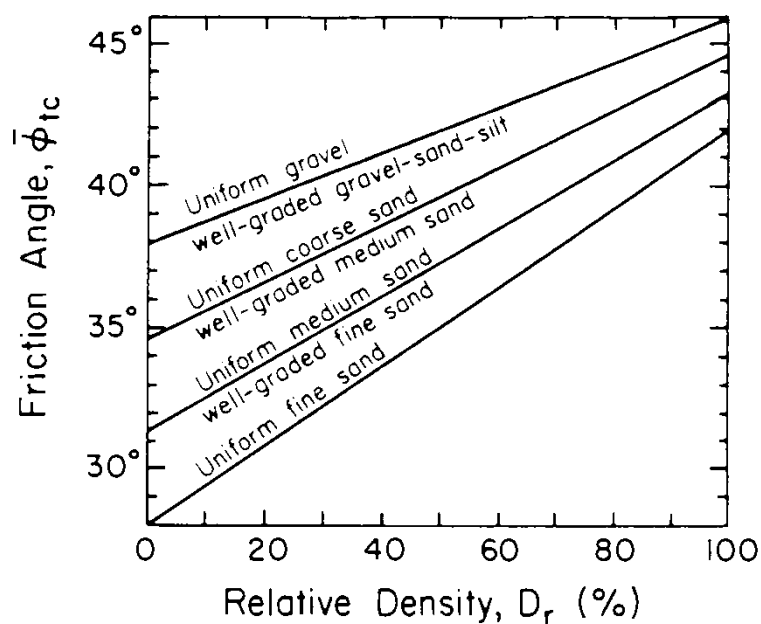


figura 4.4: Angolo di attrito in funzione della densità relativa e del tipo di terreno (Schmertman 1975 – rif. 4)

Facendo riferimento alla più cautelativa correlazione di figura 4.5, si è considerato il campo compreso fra le linee “SW” (sabbia ben assortita) e “GP” (ghiaia uniforme). Considerando che la densità relativa è identificata dai numeri che identificano le linee tratteggiate crescenti verso destra, si possono stimare in questo caso valori di angolo di resistenza al taglio  $\phi = 36^\circ \div 37^\circ$ .

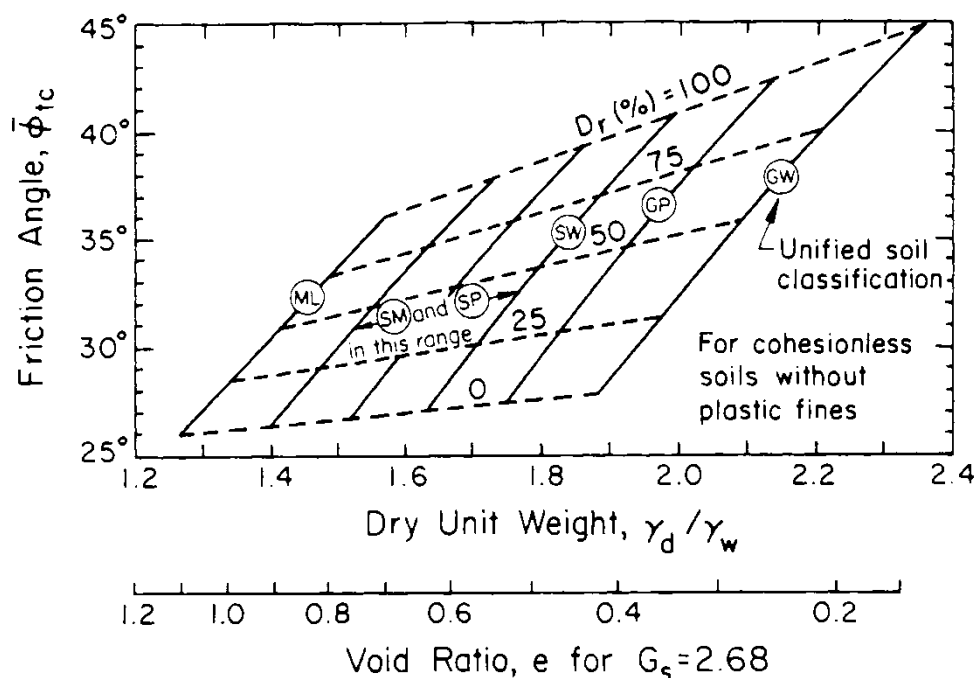


figura 4.5: Angolo di attrito in funzione della densità relativa e del tipo di terreno (Nav-Fac 1986 – rif. 5)



Sulla base di queste considerazioni caratterizzeremo questo materiale mediante i seguenti parametri:

Peso di volume = 20 kN/m<sup>3</sup>  
Densità relativa = 70 %  
Angolo di resistenza al taglio = 36°

#### 4.1.2 Formazione lapidea (Tonalite di Triangia)

Come già anticipato questo materiale è una roccia intrusiva, e pertanto a struttura cristallina.

Su campioni di roccia sono state effettuate n. 2 prove di compressione monoassiale su campioni prelevati in sponda destra ed altrettante su campioni prelevati in sponda sinistra. I risultati ottenuti sono riassunti nella tabella 4-1 seguente:

Sondaggio	Profondità	pressione di rottura
Sponda sinistra	12.60÷12.80	106.7 MPa
Sponda sinistra	15.00÷15.25	51.9 MPa
Sponda destra	17.70÷18.00	104.8 MPa
Sponda destra	21.30÷21.50	17.3 MPa

tabella 4-1: Risultati prove di compressione non confinata su campioni di roccia

Sono state inoltre effettuate alcune prove Point Load, in base alle quali si può stimare, pur con una sensibile approssimazione, la resistenza a compressione non confinata della roccia. Due prove sono state fatte colpendo il campione di roccia nella direzione del proprio asse, cioè nella direzione verticale riferita allo stesso campione in sito, e n. 5 prove su campioni sollecitati nella direzione del diametro.

I risultati sono riassunti nella tabella seguente:

Sondaggio	Profondità	direzione prova	Stima pressione di rottura non confinata
Sponda destra	12.80÷12.90	assiale	58.4 MPa
Sponda destra	12.80÷12.90	assiale	27.3 MPa
Sponda destra	4.20÷4.60	diametricale	48.86 MPa
Sponda destra	7.00÷7.20	diametricale	44.54 MPa
Sponda destra	25.10÷25.30	diametricale	107.03 MPa
Sponda sinistra	18.00÷18.80	diametricale	16.99 MPa



Sponda sinistra	21.80÷22.00	diametrale	67.26 MPa
-----------------	-------------	------------	-----------

tabella 4-2: Risultati prove Point Load su campioni di roccia

Complessivamente si riscontra una certa variabilità dei risultati, pur essendo le resistenze generalmente elevate. Nell'interpretare i risultati occorre tenere presente che i valori di resistenza più bassi, particolarmente quando si distaccano significativamente dalla media delle resistenze degli altri campioni, potrebbero dipendere da difetti nel campione di roccia, che per effetto della perforazione e della estrazione potrebbe essere stato in parte danneggiato.

Ai fini del progetto e del dimensionamento dei tiranti caratterizzeremo la formazione mediante i seguenti parametri:

Peso di volume = 26 kN/m<sup>3</sup>

Resistenza a compressione non confinata ≥ 40 MPa

Si noti che ai fini del dimensionamento del tratto di ancoraggio dei tiranti, ed in particolare ai fini della valutazione della resistenza di aderenza fra la roccia e la boiaccia di iniezione, si farà riferimento alla resistenza di quest'ultima, certamente inferiore rispetto a quella della roccia.

Per quanto riguarda le fasce più fratturate, quali sono state riscontrate, particolarmente in sponda sinistra, tale fratturazione non costituisce un problema in quanto dove risulta più accentuata, grazie alla pressione di iniezione, maggiore risulterà la penetrazione della boiaccia a riempire i vuoti ed a consolidare la roccia.



## 5 DESCRIZIONE DELLE OPERE DI FONDAZIONE E DI ANCORAGGIO PREVISTE

### 5.1 Fondazione torri di supporto dei cavi principali

Le torri che sostengono i cavi principali sono fondate su una piastra che ha dimensioni in pianta di 6 x 3 m<sup>2</sup>. Questa poggerà sulla formazione lapidea, o direttamente, dove questa è prossima al piano di appoggio della passerella, oppure tramite su un "sottoplinto" di calcestruzzo magro, poco più grande della fondazione; questo a sua volta sarà spinto fino alla roccia, se facilmente raggiungibile, o sul terreno di copertura al di sotto del terreno vegetale, ad almeno 0.50 m sotto il piano campagna, sia quello esistente che il futuro.

### 5.2 Tiranti di ancoraggio cavi principali e stabilizzanti

I cavi principali, destinati ad assorbire il peso proprio della struttura ed i carichi verticali su questa agenti, sopportano ciascuno un tiro massimo, anche questo valutato secondo le combinazioni di carico SLU (A1+M1), pari a 3'894 kN. Tale azione ha una inclinazione verso il basso di circa 24°.

I cavi stabilizzanti sopportano ciascuno un tiro massimo, valutato sempre secondo i medesimi criteri, di 1'608 kN. Questi tiri presentano inclinazione sia verso il basso rispetto al piano della passerella che verso l'esterno pari a circa 15°.

Le sollecitazioni trasmesse da ciascun cavo principale in corrispondenza di ciascun punto di ancoraggio saranno assorbite mediante n. 6 tiranti, mentre per i cavi stabilizzanti si utilizzeranno n. 4 tiranti.

I tiranti, che saranno intestati nella roccia di base, saranno leggermente divaricati, sia in orizzontale che in verticale, in modo da distribuire gli sforzi nella roccia, ma comunque in modo che la risultante delle reazioni dei tiri sia coerente con la direzione del cavo che a questi si collega.

I tiranti saranno tutti di tipo "permanente" a doppia protezione, cioè con guaina in PVC che avvolge totalmente i trefoli o le barre per la parte immersa nel terreno.

Le caratteristiche dei tiranti di ancoraggio sono descritte nella seguente tabella 5-1:

Tirante	cavi principali	cavi stabilizzanti
Penetrazione minima nella formazione lapidea	10 m	10 m
Lunghezza tratto di fondazione	6.0 m	6.0 m
Diametro di perforazione	≥ 168.3 mm	≥ 114.3 mm
Numero trefoli $\phi$ 6" per tirante	4	- -
Diametro barra acciaio da precompresso	- -	36 mm
Pressione minima residua a fine iniezione (tratto di ancoraggio)	≥ 0.7 MPa	≥ 0.7 MPa
Volume minimo di iniezione (tratto di ancoraggio)	≥ 1.5 V perforazione	≥ 1.5 V perforazione

tabella 5-1: Caratteristiche dei tiranti utilizzati



## 6 CRITERI SEGUITI PER LA VERIFICA DI SICUREZZA

### 6.1 Fondazione torri di supporto cavi principali

Come già anticipato, il blocco di fondazione ha dimensioni in pianta 3.0 x 6.0 m e potrebbe poggiare, direttamente o tramite un limitato bonifico di calcestruzzo magro, sul tetto della formazione lapidea, oppure, eventualmente per la spalla sinistra, sul materiale sabbioso ghiaioso di copertura senza raggiungere direttamente il tetto della roccia. Pertanto le verifiche saranno condotte solo in questa seconda ipotesi dal momento che se soddisfatte in tale configurazione lo saranno a maggior ragione in caso di appoggio diretto sulla roccia.

Questo tipo di fondazione presuppone, ai sensi della normativa vigente, le seguenti verifiche:

SLU di tipo geotecnico:

- a. collasso per carico limite del complesso fondazione-terreno;
- b. scorrimento sul piano di posa;
- c. stabilità globale

SLU di tipo strutturale:

- d. raggiungimento della resistenza degli elementi strutturali.

Le verifiche di tipo strutturale non sono di competenza di questa relazione e sono trattate nella relazione strutturale. Per quanto riguarda le verifiche geotecniche si fa presente che:

- le sollecitazioni orizzontali sono assolutamente trascurabili, inferiori allo 0.5 % del carico verticale e pertanto si omette la verifica in quanto sicuramente soddisfatta;
- per quanto riguarda la verifica di stabilità globale si rileva che l'appoggio su roccia, o la presenza del substrato roccioso poco al di sotto del piano di imposta della fondazione, rende superflua la verifica di stabilità globale, a meno che non sussistano, indipendentemente dalla presenza della fondazione, problematiche di stabilità intrinseche alla scarpata rocciosa al cui margine viene realizzata l'opera. Tale evenienza non è tuttavia evidenziata nella relazione geologica e pertanto anche questa verifica viene omessa in quanto certamente soddisfatta.

Ai sensi della normativa vigente la verifica relativa al carico limite del complesso terreno-fondazione deve essere condotta applicando la combinazione (A1+M1+R3), in cui i coefficienti R3 sono dati dalla tabella 6.4.I della norma, qui di seguito riprodotta:



**Tab. 6.4.I – Coefficienti parziali  $\gamma_R$  per le verifiche agli stati limite ultimi di fondazioni superficiali**

Verifica	Coefficiente parziale
	(R3)
Carico limite	$\gamma_R = 2,3$
Scorrimento	$\gamma_R = 1,1$

## 6.2 Tiranti di ancoraggio cavi principali e stabilizzanti

Le verifiche allo stato limite ultimo dei tiranti riguardano il raggiungimento del limite della resistenza del terreno e quella degli elementi strutturali che costituiscono il tirante.

La resistenza di progetto dell'armatura del tirante è data da  $(f_{yk} / \gamma_s) A$ , essendo  $f_{yk}$  la tensione caratteristica di snervamento o la grandezza equivalente a secondo del tipo di acciaio,  $\gamma_s = 1.15$  è il coefficiente di sicurezza relativo all'acciaio mentre  $A$  è l'area della sezione netta del tirante.

La verifica risulta soddisfatta se la resistenza di progetto è superiore alla sollecitazione di progetto, cioè se:

$$R_d \geq E_d$$

La verifica rispetto alla resistenza limite della connessione tirante – terreno deve essere svolta con riferimento alla combinazione A1+M1+R3, in cui i coefficienti A1 ed M1 sono elencati rispettivamente nelle tabelle 6.2.I e 6.2.II della normativa, mentre il coefficiente R3 è individuato dalla tabella 6.6.I della normativa, riportata qui sotto:

**Tab. 6.6.I - Coefficienti parziali per la resistenza degli ancoraggi**

	Simbolo	Coefficiente parziale
Temporanei	$\gamma_R$	1,1
Permanenti	$\gamma_R$	1,2

Nel caso specifico, essendo i tiranti di tipo permanente, il coefficiente  $\gamma_R$  vale 1.2.

La resistenza caratteristica viene dedotta dalla resistenza di calcolo, in questo caso desunta con metodi empirici che fanno riferimento ai risultati di prove in sito, scegliendo il minore dei valori forniti dalle seguenti espressioni:

$$R_{ak} = (R_{am})_{media} / \xi_{a3}$$

$$R_{ak} = (R_{am})_{min} / \xi_{a4}$$

essendo  $\xi_{a3}$  ed  $\xi_{a4}$  coefficienti funzione del numero di verticali indagate forniti dalla seguente tabella (tabella 6.4.IV della normativa).



Numero di verticali indagate	1	2	3	4	≥ 5
$\xi_{a3}$	1.80	1.75	1.70	1.65	1.60
$\xi_{a4}$	1.80	1.70	1.65	1.60	1.55

tabella 6-1: Coefficienti riduttivi della resistenza di calcolo in funzione delle verticali di indagine

La verifica risulta soddisfatta se la resistenza di progetto è maggiore della sollecitazione di progetto, cioè:

$$R_d = R_{ak} / \gamma_R \geq E_d$$



## 7 VERIFICA DI SICUREZZA DEGLI INTERVENTI

### 7.1 Fondazione torri di supporto cavi principali

Come già anticipato nel paragrafo 6.1 nel caso specifico si effettuerà unicamente la verifica rispetto al collasso per carico limite del complesso terreno – fondazione.

Il carico limite è stato calcolato utilizzando il criterio di Meyerhof della fondazione equivalente, definita come la parte della fondazione reale rispetto alla quale la risultante dei carichi é baricentrica.

Per fondazioni rettangolari di dimensioni in pianta B ed L, indicando rispettivamente con  $e_B$  ed  $e_L$  le due componenti in direzione di B e di L della eccentricità del carico, le dimensioni efficaci  $B_e$  ed  $L_e$  sono espresse dalle seguenti relazioni:

$$B_e = B - 2 e_B \qquad L_e = L - 2 e_L$$

La pressione limite della fondazione, nel caso specifico di terreno non coesivo, è stata valutata in termini di sforzi efficaci in base alla soluzione di Prandtl (1921) e successive generalizzazioni. L'espressione utilizzata, qui di seguito riportata, tiene conto della forma della fondazione, del suo affondamento nello strato portante e della inclinazione della risultante dei carichi sul piano di imposta:

$$q_u = 0.5 g' B N_\gamma s_\gamma d_\gamma i_\gamma + \sigma'_{vo} N_q s_q d_q i_q + c' N_c s_c d_c i_c$$

in cui:

B = dimensione efficace minore della fondazione ;

$N_\gamma, N_q, N_c$  = fattori di capacità portante, funzioni dell'angolo di attrito  $\varphi'$ ;

$s_\gamma, s_q, s_c$ , = fattori correttivi che tengono conto della forma della fondazione;

$d_\gamma, d_q, i_c$ , = fattori correttivi che tengono conto della profondità del piano di imposta;

$i_\gamma, i_q, i_c$ , = fattori correttivi che tengono conto della inclinazione del carico;

$\sigma'_{vo}$  = pressione verticale efficace agente nelle adiacenze della fondazione alla quota del piano di imposta;

I coefficienti di capacità portante  $N_\gamma, N_q$  ed  $N_c$  sono ricavati dalle seguenti espressioni (Vesic 1973):

$$N_q = \frac{1 + \sin \varphi}{1 - \sin \varphi} e^{\pi \tan \varphi}$$

$$N_\gamma = 2 \times (N_q + 1) \times \tan(\varphi)$$

$$N_c = (N_q - 1) / \tan(\varphi)$$

I coefficienti correttivi possono essere valutati mediante le espressioni:

$$s_\gamma = s_q = 1 + 0.1 (B / L) (1 + \sin \varphi) / (1 - \sin \varphi)$$

$$s_c = 1 + 0.2 (B / L) (1 + \sin \varphi) / (1 - \sin \varphi)$$

$$i_\gamma = (1 - H / (N + B L c' / \tan \varphi))^{(m+1)}$$

$$i_q = (1 - H / (N + B L c' / \tan \varphi))^m$$

$$i_c = i_q - (1 - i_q) / (N_c \tan \varphi)$$





$$\begin{aligned}
m &= (2 + B/L)/(1+B/L) \\
d_\gamma &= 1 \\
d_q &= 1 + 2 \tan \varphi' (1 - \sin \varphi')^2 \arctan (z_f/B) \\
d_c &= d_q - (1 - d_q)/(N_c \tan \varphi')
\end{aligned}$$

I simboli utilizzati nelle espressioni precedenti rappresentano :

$z_f$  = profondità del piano di imposta misurata dal tetto dello strato portante ;

$N$  = risultante dei carichi verticali agenti sul piano di imposta;

$H$  = risultante dei carichi orizzontali agenti sul piano di imposta

La fondazione è soggetta ad un carico verticale massimo, valutato nel sistema di combinazioni SLU (A1+M1) di 6'617 kN. Questo carico agisce a 1.2 m dal bordo lato valle della piastra di fondazione, quindi con una eccentricità di 0.30 m rispetto alla impronta della fondazione stessa. Considerando il peso della fondazione, pari a circa 531.6 kN, ed il cui baricentro si trova spostato lato monte, a circa 1.855 m dal bordo di valle della fondazione, il carico risultante sul piano di imposta e la sua eccentricità rispetto al centro geometrico della fondazione risultano pari a:

- carico totale sul piano di imposta = 7'148.6 kN
- eccentricità rispetto al baricentro dell'area di imposta (nella direzione del lato minore B) = 0.251 m

Pertanto le dimensioni efficaci della fondazione valgono:

$$B_e = 3.0 \text{ m} - 2 \times 0.251 = 2.498 \text{ m}$$

$$L_e = L = 6.0 \text{ m}$$

mentre la pressione sul piano di imposta per la verifica rispetto al collasso del complesso fondazione – terreno vale pertanto:

$$q = 7'148.6 / (2.498 \times 6.0) = 477.1 \text{ kPa}$$

Le azioni trasversali pur molto piccole, dell'ordine di 32 kN essendo i carichi orizzontali pressoché totalmente assorbiti dal sistema di cavi "stabilizzanti", sono state comunque considerate nel calcolo.

Sulla base di queste espressioni, della geometria della fondazione. dei massimi carichi indicati nel paragrafo 5.1 nonché dei parametri geotecnici riportati nel paragrafo 4.1.1, nella seguente tabella 7-1 si è valutata la pressione limite della fondazione ed il relativo coefficiente di sicurezza in relazione al massimo carico previsto. Si fa presente che questa verifica presuppone tuttavia che il margine lato valle della fondazione o del blocco di magrone eventualmente realizzato al di sotto della fondazione, sia sufficientemente distante dal margine della gola che viene attraversata dalla passerella. A questo fine si deve verificare che un piano inclinato di 45° che parta da detto margine incontri la roccia in una zona ove questa presenti ancora una pendenza limitata, al più dell'ordine di 30°.



Dati del problema		
Geometria fondazione		
Dimensione minore (efficace) $B'$ =	2.50	m
Dimensione maggiore (efficace) $L'$ =	6.0	m
Rapporto $L'/B'$ =	2.4	
Profondità p.i. dalla superficie $h$ =	0.0	m
Profondità del p.i. nello strato portante $z_f$ =	0.0	m
inclinazione del p.i. rispetto all'orizzontale ( $\alpha$ ) =	0.0	°
inclinazione del terreno rispetto all'orizzontale ( $\omega$ ) =	0.0	°
Carichi agenti		
pressione media sul p.i. =	477.1	kPa
rapporto $H/N$ =	0.0045	
Carico verticale $N$ =	7'148.6	kN
Carico orizzontale $H$ =	32.0	kN
Caratteristiche del terreno		
peso di volume terreno sotto il p.i. =	20.0	kN/m <sup>3</sup>
peso di volume terreno di ricoprimento =	19.0	kN/m <sup>3</sup>
angolo di attrito =	36.0	°
coesione efficace =	0.0	kPa
profondità falda dal p.c. =	10.0	m
pressione in prossimità del piano di imposta =	0.0	kPa

Coefficienti di capacità portante e correttivi			
	$q$	$\gamma$	$c$
Coefficiente di capacità portante	37.75	56.31	50.59
Coefficiente di forma	1.16	1.16	1.32
Coefficiente di inclinazione	0.99	0.99	0.99
Coefficiente di affondamento	1.00	1.00	1.00
Coefficiente inclinazione p.i.	1.00	1.00	1.00
Coefficiente inclinazione terreno	1.00	1.00	1.00
$m$ =	1.71		

Risultati		
Termine $q$ =	0.0	kPa
Termine $\gamma$ =	1612.5	kPa
Termine $c$ =	0.0	kPa
Pressione limite =	1612.5	kPa
Coefficiente di sicurezza prescritto =	2.3	
Pressione massima di progetto =	701.1	kPa
Coefficiente di sicurezza effettivo =	3.38	

tabella 7-1: Verifica rispetto al collasso del complesso terreno - fondazione

Dalla tabella risulta che il coefficiente di sicurezza risultante risulta pari a  $3.38 > 2.3$ . Pertanto la verifica risulta soddisfatta.

Si precisa ancora che non si è considerata la presenza del sottoplinto in calcestruzzo magro, che potrebbe risultare necessario qualora fosse necessario un locale approfondimento del tetto della roccia. Ciò in quanto la presenza del sottoplinto, per effetto delle maggiori dimensioni planimetriche rispetto alla fondazione in c.a., dato che sporgerebbe almeno di  $0.2 \div 0.3$  m per parte, sia perché con il suo peso contribuirebbe a diminuire l'eccentricità del carico, porterebbe un vantaggio alla capacità portante ben superiore all'effetto negativo dovuto all'aumento del peso complessivo risultante.



## 7.2 Verifica dei tiranti

### 7.2.1 Verifica resistenza strutturale dei tiranti

Le azioni di progetto agenti su ciascun tirante sono riassunte nella seguente tabella 7-2:

	cavi principali	cavi stabilizzanti
Tiro di progetto su ciascun cavo	3'894 kN	1'608 kN
Numero tiranti per cavo	6	4
Tiro di progetto per ciascun tirante	<b>649 kN</b>	<b>402 kN</b>

tabella 7-2: Azioni di progetto sui tiranti

La resistenza di progetto per i due tipi di tirante è sviluppata nella seguente tabella 7-3:

	cavi principali	cavi stabilizzanti
Tipo di armatura	n. 4 trefoli da 0.6"	n. 1 barra $\phi$ 36 mm
Area acciaio armatura	556 mm <sup>2</sup>	1'018 mm <sup>2</sup>
tensione caratteristica di riferimento ( $f_{p(1)k} / f_{pyk}$ )	1'670 MN	800 MN
Resistenza di progetto [ $(f_{yk} / \gamma_s) A$ ]	<b>807.4 kN &gt; 649 kN</b>	<b>708.1 kN &gt; 402 kN</b>

tabella 7-3: Resistenza di progetto tiranti

La verifica risulta pertanto soddisfatta per entrambe le due tipologie di tirante.

### 7.2.2 Verifica della resistenza limite del terreno

La resistenza allo sfilamento dei tiranti è stata valutata con riferimento alle indicazioni di Bustamante e Doix (1985; rif. 7) da cui deriva:

$$(R_{a\text{ cal}})_{\min} = \pi \alpha D L_{\text{fondazione}} \times q_s$$

in cui:

$\alpha$  = coefficiente di incremento del diametro di perforazione  $D$  dei tiranti che tiene conto della metodologia di iniezione e della natura dei terreni interessati

$D$  = diametro di perforazione dei tiranti

$L_{\text{fondazione}}$  = lunghezza del tratto di fondazione dei tiranti



$q_s$  = aderenza caratteristica terreno-fondazione, che è funzione del tipo e delle caratteristiche meccaniche del terreno

Nel caso specifico, con riferimento alla metodologia proposta da questi autori e riassunta in Appendice 1 (cap. 8), per quanto riguarda la tipologia di terreno si è fatto riferimento a quanto indicato per “roccia alterata o fratturata”. Dalla tabella 8-1 si ricava il valore di  $\alpha$  suggerito per tiranti realizzati ad iniezione semplice (in pressione):

$$\alpha = 1.10$$

Per quanto riguarda l'aderenza laterale roccia – tirante, si fa riferimento alla figura 8.3 relativa alle rocce alterate e fratturate, ed alla retta “R2” relativa alle iniezioni semplici. Il grafico presenta i valori di  $q_s$  in funzione della pressione limite relative a prove pressiometriche. In assenza di tali prove si è fatto riferimento, molto cautelativamente, ad un valore di  $p_l = 4$  MPa. In base a questo valore si ricava:

$$q_s = 0.40 \text{ MPa}$$

Questo valore si intende come valore minimo rispetto alle due verticali indagate, e pertanto con riferimento alle indicazioni della tabella 6-1 si è assunto il valore del coefficiente riduttivo  $\xi_{a4} = 1.7$ .

Da questi parametri si ricavano, per i due tipi di tirante previsti in progetto, i seguenti valori della resistenza limite da calcolo.

Tirante	cavi principali	cavi stabilizzanti
Diametro di perforazione	$\geq 168.3 \text{ mm}$	$\geq 114.3 \text{ mm}$
Lunghezza tratto di fondazione	6.0 m	6.0 m
Coefficiente di incremento diametro $\alpha$	1.10	1.10
Aderenza caratteristica terreno-tirante $q_s$	0.4 MPa	0.4 MPa
Resistenza di calcolo $(R_{a \text{ cal}})_{\min}$	1'395.8 kN	948.0 kN
Resistenza caratteristica $(R_{ak} = (R_{a \text{ m}})_{\min} / \xi_{a4})$	<b>821.1 kN</b>	<b>518.2 kN</b>

tabella 7-4: Caratteristiche dei tiranti utilizzati

Pertanto risulta:

Tiranti cavi principali  $R_d = R_{ak} / \gamma_R = 821.1 / 1.2 = 684.2 \text{ kN} \geq E_d = 649 \text{ kN}$

Tiranti cavi stabilizzanti  $R_d = R_{ak} / \gamma_R = 518.2 / 1.2 = 431.8 \text{ kN} \geq E_d = 402 \text{ kN}$

La verifica risulta pertanto soddisfatta.



## 8 APPENDICE 1 - VALUTAZIONE DELLA CAPACITÀ PORTANTE DI MICROPALI E TIRANTI

La metodologia di dimensionamento qui descritta, proposta da Bustamante e Doix (1985) si applica, secondo quanto indicato dagli Autori, a micropali e tiranti iniettati in pressione, ad iniezione semplice (in una unica fase) o ad iniezioni ripetute (mediante tubi valvolati). Non si applica a micropali o tiranti il cui bulbo venga “colato” a gravità.

Gli Autori chiariscono che la pressione di iniezione  $p_i$  risponde, in genere, nel caso di iniezione semplice, al seguente criterio :

$$0.5 p_l \leq p_i \leq p_l$$

in cui  $p_l$  è la pressione limite relativa a prove pressiometriche. Nel caso delle iniezioni ripetute si ha :

$$p_i \geq p_l$$

Si considera che il tirante o il micropalo sia costituito da un tratto libero  $L_l$  la cui funzione è di puro trasferimento del carico, ed un tratto connesso, il bulbo o fondazione,  $L_c$ . La portata limite per aderenza laterale si può esprimere, secondo gli Autori, mediante l'espressione :

$$Q_u = \pi D_b L_c q_s = \pi \alpha D_p L_c q_s$$

in cui:

- $D_b$  = diametro medio del bulbo ;
- $L_c$  = lunghezza del bulbo ;
- $q_s$  = aderenza limite bulbo - terreno ;
- $D_p$  = diametro di perforazione ;
- $\alpha$  = rapporto fra diametro medio del bulbo e diametro di perforazione ; è funzione del tipo di terreno , della metodologia di iniezione e del quantitativo di miscela iniettata.

I valori di  $\alpha$  possono essere desunti dalla tabella 8-1; nella stessa tabella sono indicati i valori minimi di miscela da iniettare per conseguire il risultato ipotizzato. Nel computo dei volumi non si tiene conto della presenza delle armature.

I valori della aderenza limite  $q_s$  possono essere dedotti dai diagrammi riportati da figura 8.1 a figura 8.4 rispettivamente per:

- a) sabbie e ghiaie (figura 8.1);
- b) argille e limi (figura 8.2);
- c) rocce alterate e fratturate (figura 8.3);
- d) arenarie, marne e calcari marnosi (figura 8.4).



In ciascun diagramma le curve superiori, identificate rispettivamente con le sigle SG.1, AL.1, R.1 ed MC.1, si riferiscono ai bulbi realizzati mediante iniezioni ripetute, le curve inferiori, identificate con le sigle SG.2, AL.2, R.2 ed MC.2, si riferiscono ai bulbi realizzati mediante iniezione semplice.

Nel caso di terreni stratificati la portata limite può essere determinata sommando i contributi dei diversi strati interessati.

Gli Autori forniscono le seguenti indicazioni relativamente alla applicazione del metodo di dimensionamento esposto :

- a) la lunghezza del bulbo non deve essere inferiore ai 4 metri ;
- b) se il bulbo interessa diversi strati di terreno, è opportuno che la lunghezza che si sviluppa nello strato più profondo sia non inferiore ad 1,0 m ;
- c) i valori di aderenza limite desunti dai diagrammi riportati nelle figure da 1 a 4 sono validi purché la copertura sul bulbo non sia inferiore a 5 m ; si può derogare da tale prescrizione nel caso di terreni particolarmente consistenti ;
- d) nel caso di elementi realizzati ad iniezioni ripetute per i quali la lunghezza libera sia nulla (bulbo che giunge fino al piano di lavoro da cui vengono realizzati) si suggerisce di fare riferimento ai parametri corrispondenti ai micropali ad iniezione semplice ; anche in questo caso è possibile derogare per terreni lapidei o molto consistenti ;

Tipo di terreno	Coefficiente $\alpha$		Quantità minima di miscela
	iniezioni ripetute	iniezione semplice	
Ghiaia	1.8	1.3÷1.4	1.5 V p
Ghiaia sabbiosa	1.6÷1.8	1.2÷1.4	1.5 V p
Sabbia ghiaiosa	1.5÷1.6	1.2÷1.3	1.5 V p
Sabbia (da grossa a fine)	1.4÷1.5	1.1÷1.2	1.5 V p
Sabbia limosa	1.4÷1.5	1.1÷1.2	1.5÷2 V p per iniezioni ripetute 1.5 V p per iniezione semplice
Limo	1.4÷1.6	1.1÷1.2	2.0 V p per iniezioni ripetute 1.5 V p per iniezione semplice
Argilla	1.8÷2.0	1.2	2.5÷3 V p per iniezioni ripetute 1.5÷2 V p per iniezione semplice
Marna, marna calcarea, arenaria alterata o fratturata	1.8	1.1÷1.2	1.5÷2 V p per strati compatti 2÷6 V p per strati fratturati
Roccia alterata o fratturata	1.2	1.1	1.1÷1.5 V p per roccia poco fratturata ≥ 2V p per roccia fratturata

tabella 8-1: coefficiente di amplificazione diametro in funzione del tipo di terreno e le modalità di iniezione



Nella tabella con  $V_p$  si indica il volume netto di perforazione, cioè l'area della sezione netta di perforazione moltiplicata per la lunghezza del tratto considerato.

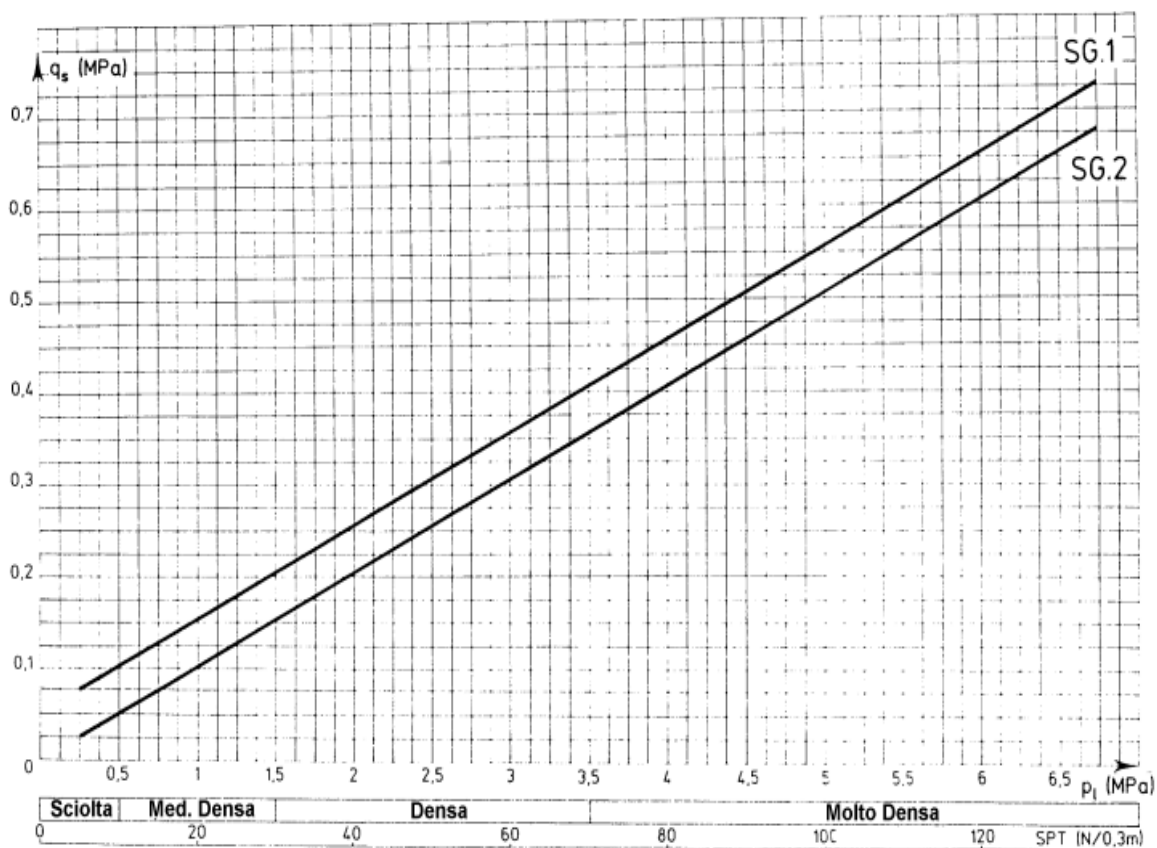


figura 8.1: Grafico per il calcolo di  $q_s$  per le sabbie e le ghiaie

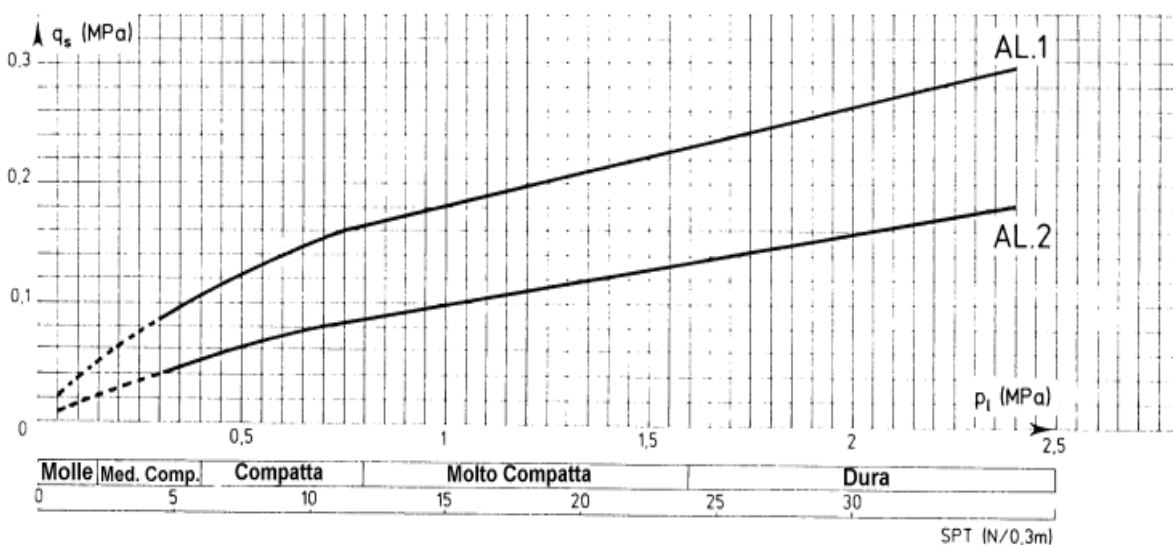


figura 8.2: Grafico per il calcolo di  $q_s$  per le argille e i limi



**Studio Moncecchi Associati**

via Fabiani, 33 - 23017 Morbegno (SO) Tel/fax  
0342-61.18.34

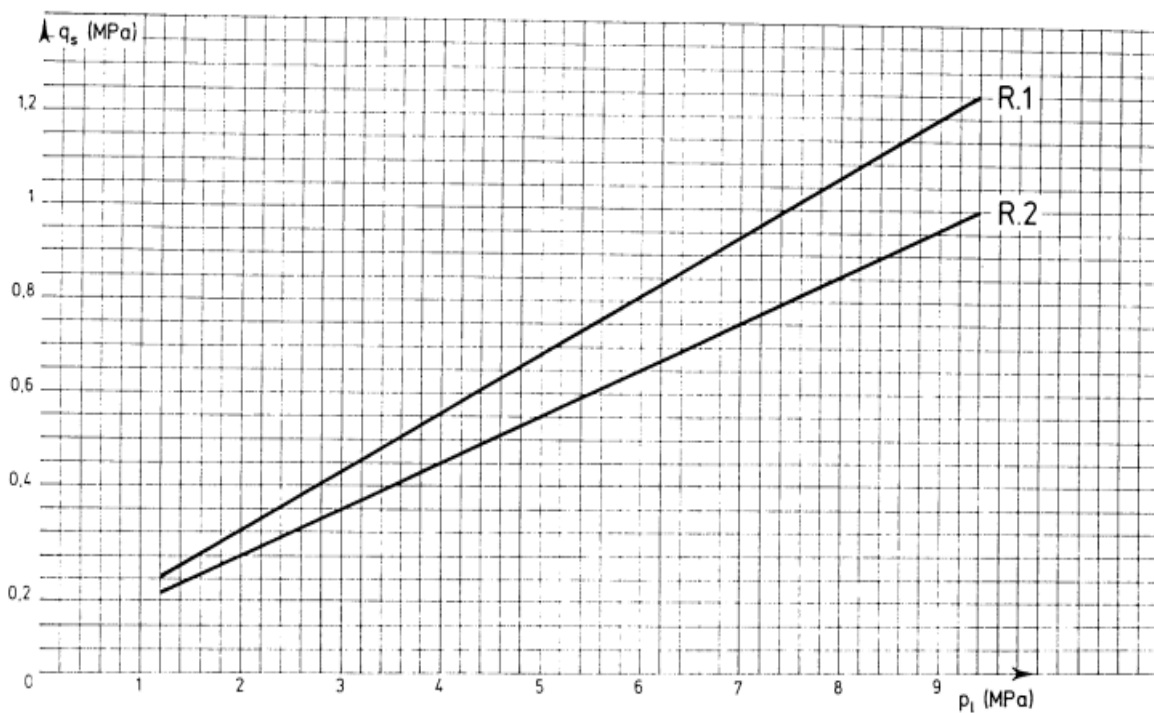


figura 8.3: Grafico per il calcolo di  $q_s$  per la roccia alterata e frammentata

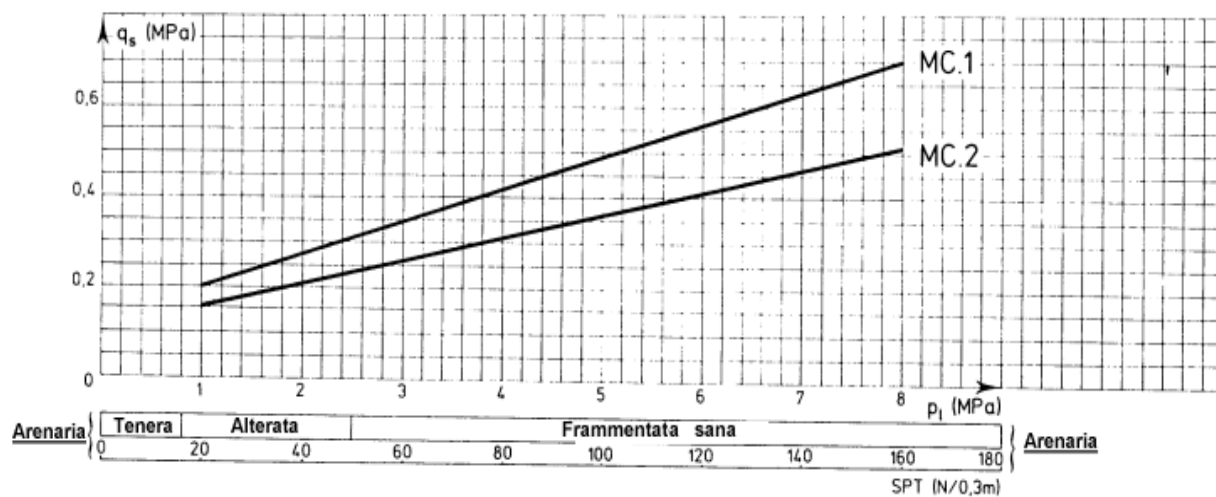


figura 8.4: Grafico per il calcolo di  $q_s$  per arenaria, marna e marna calcarea



**Studio Moncecchi Associati**

via Fabani, 33 - 23017 Morbegno (SO) Tel/fax  
0342-61.18.34