



TORRENTE LOC. TERZANA PISOgne BRESCIA INTERVENTO 3.
MITIGAZIONE DEL RISCHIO IDRAULICO DEL TORRENTE TROBIOLO PER
L'AREA AD ELEVATO RISCHIO IDROGEOLOGICO DI PISOgne CHE
INTERESSA L'ABITATO, LE INFRASTRUTTURE STRATEGICHE E STORICHE

CUP: D58H25000210002, CIG: BA01331ADE

PROGETTO ESECUTIVO

RELAZIONE GEOTECNICA



Fanetti Fabio
Angelo
IL Progettista
dot. **Fabio A. Fanetti**
Ordine degli
Ingegneri della
Provincia di
Brescia
Ingegnere
18.08.2026
11:28:09
GMT+02:00

Studio di Ingegneria
Dott. Ing. Fabio A. Fanetti
Via Tonolini n° 2
25048 Sonico Bs
e-mail: fabio@studiofanetti.it
pec: fabioangelo.fanetti@ingpec.eu



INCARICO DI PROGETTAZIONE	
Incarico di progettazione	Determina n. 8 del 21/10/2026 del Responsabile dell'area tecnica dott. ing. Angelo Giuseppe Venturini.



1 - DESCRIZIONE GENERALE DELL'OPERA

La presente relazione geotecnica riguarda le indagini, la caratterizzazione e modellazione geotecnica del "volume significativo" per l'opera in esame e valuta l'interazione opera / terreno ai fini del dimensionamento delle relative fondazioni.

Questa relazione è stata redatta dal tecnico sulla base dei dati risultanti dalle prove di campagna e/o di laboratorio.

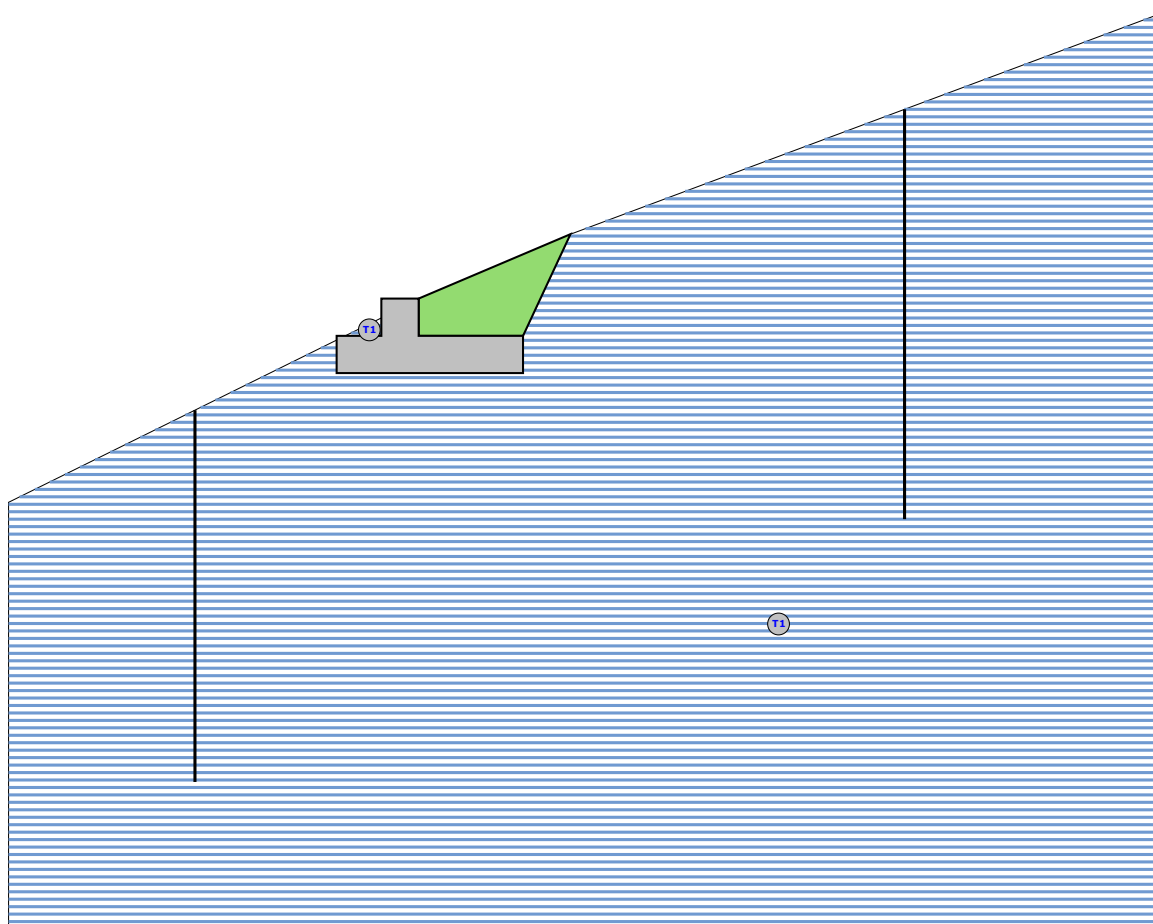
2 - INDAGINI GEOGNOSTICHE

Sulla base di quanto dettagliato nella relazione geologica dell'area di sito, si è proceduto alla progettazione della campagna di indagini geognostiche finalizzate alla determinazione delle caratteristiche geotecniche dei terreni interessati dal "volume significativo" dell'opera in esame.

Al fine della determinazione delle caratteristiche geotecniche dei terreni coinvolti nel "volume significativo" dell'opera in esame, sono state condotte delle prove geotecniche, riassunte nella relazione geologica.

Le indagini realizzate hanno permesso di ricostruire le seguenti stratigrafie per ognuna delle quali sono state definite le proprietà geotecniche dei singoli terreni coinvolti.

SEZIONE H=0,5M - STRATI

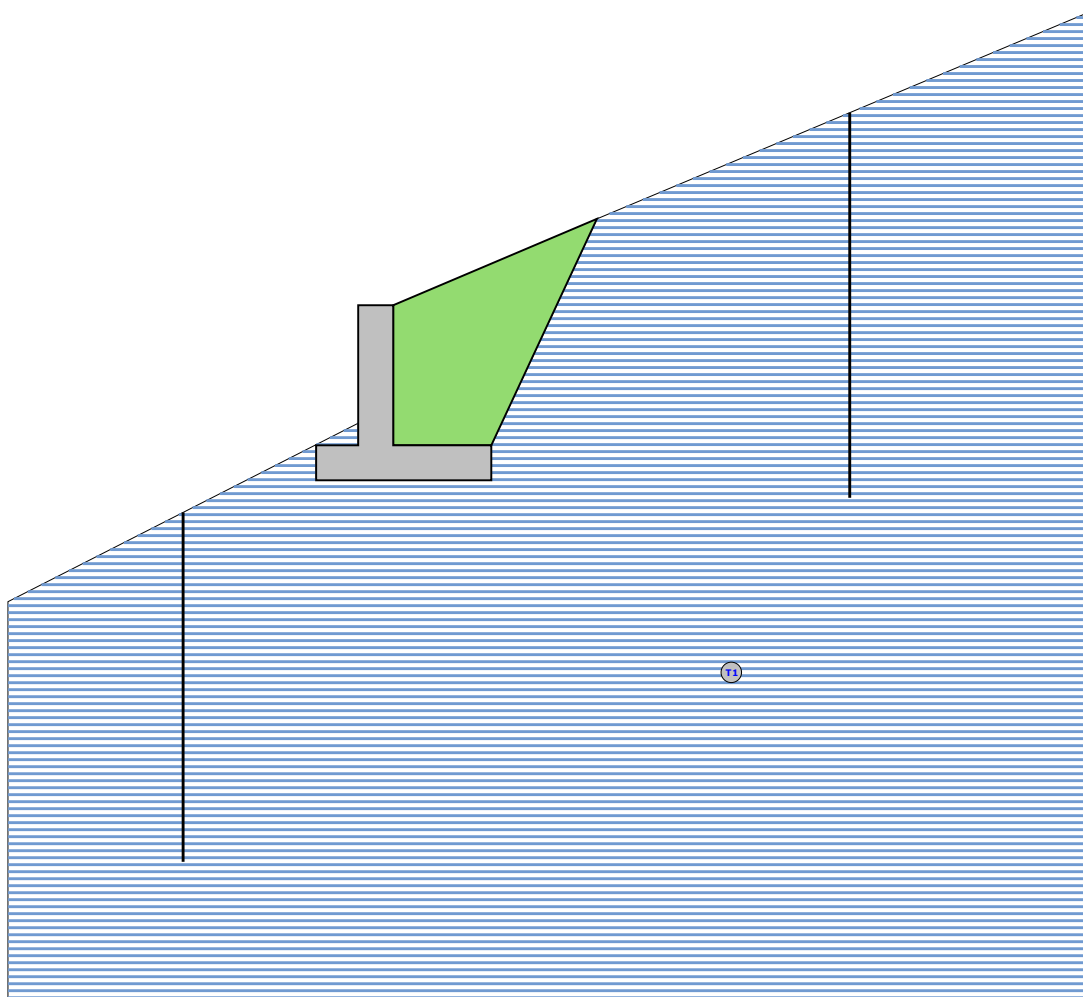


Strato	Descrizione	γ	γ_{sat}	ϕ	C_u	C'
T1	Dolomia	26000	26000	40.0°	0.00	0.00



Sezione h=0,5m - Vista Strati

SEZIONE H=2,00M - STRATI

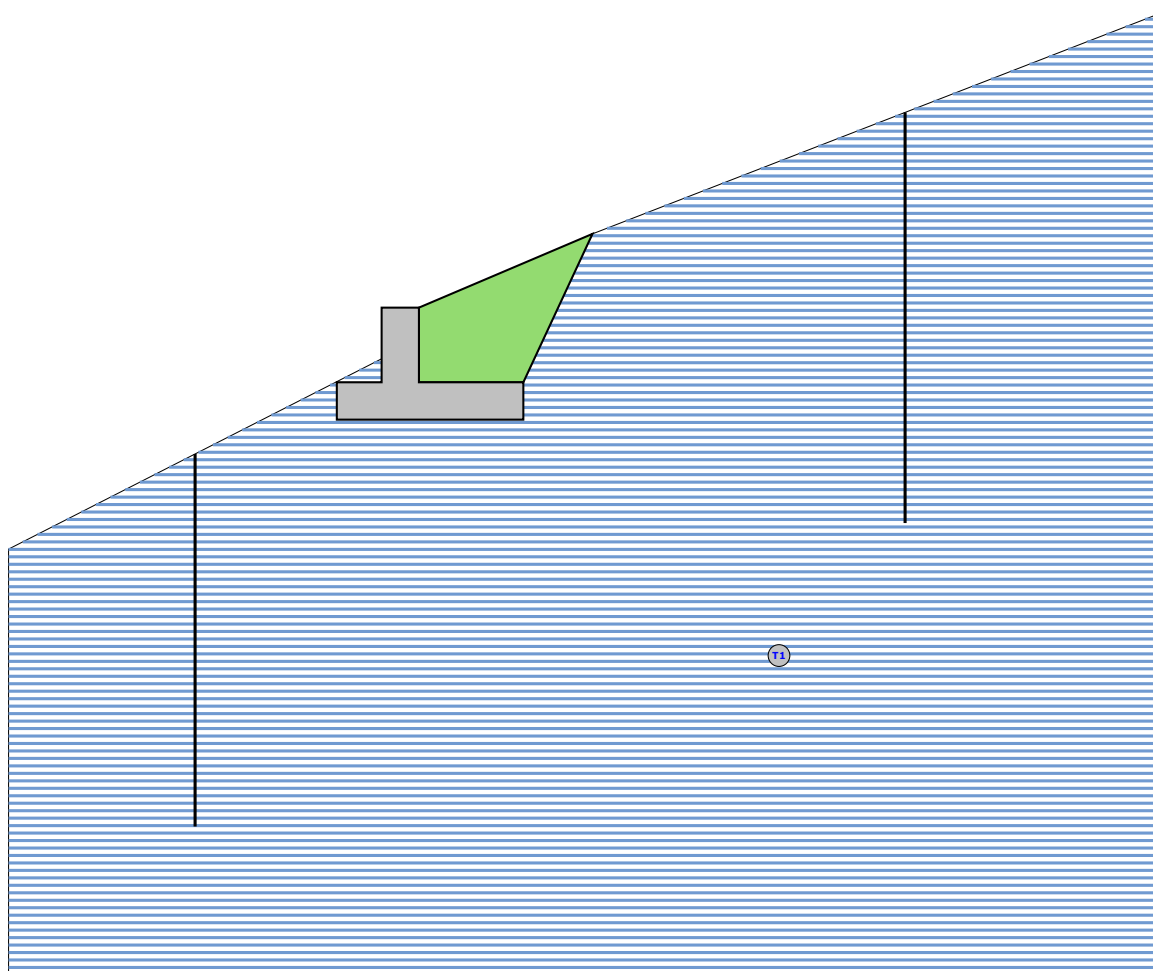


Strato	Descrizione	γ	γ_{sat}	ϕ	C_u	C'
T1	Dolomia	26000	26000	40.0°	0.00	0.00

Sezione h=2,00m - Vista Strati



SEZIONE H=1,00M - STRATI



Strato	Descrizione	γ	γ_{sat}	ϕ	C_u	C'
T1	Dolomia	26000	26000	40.0°	0.00	0.00

Sezione h=1,00m - Vista Strati

3 - CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA, MODELLAZIONE GEOTECNICA E PERICOLOSITA' SISMICA DEL SITO

Le indagini effettuate, permettono di classificare il profilo stratigrafico, ai fini della determinazione dell'azione sismica, di categoria **D** [**Depositi di terreni a grana grossa scarsamente addensati o di terreni a grana fina scarsamente consistenti, con profondità del substrato superiori a 30 m, caratterizzati da un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di velocità equivalente compresi tra 100 m/s a 180 m/s.**], basandosi sulla valutazione della velocità delle onde di taglio (V_{s30}) e/o del numero di colpi dello Standard Penetration Test (N_{SPT}) e/o della resistenza non drenata equivalente ($C_{u,30}$).

Tutti i parametri che caratterizzano i terreni di fondazione sono riportati nei seguenti paragrafi.

3.1 Caratterizzazione geotecnica



La caratterizzazione geotecnica dei terreni è riassunta nella seguente tabella:

TERRENI

N	Descrizione	Tv	γ	γ_{saturo}	ϕ	Cu	C'	Ed	Costante di sottofondo			E _{cu}	A _{S-B}
									X	Y	Z		
			[N/m ³]	[N/m ³]	[°]	[N/mm ²]	[N/mm ²]	[N/mm ²]	[N/cm ³]	[N/cm ³]	[N/cm ³]	[N/mm ²]	
1	Dolomia	Medio	2600	2600									
			0	0	40	0,000	0,000	200	50	50	150	-	-
		Minimo	2600	2600									
			0	0	40	0,000	0,000	200	50	50	150		

LEGENDA Terreni

N	Numero identificativo del terreno.
Descrizione	Descrizione del terreno.
Tv	Indica i valori minimi e medi dei parametri del terreno.
γ	Peso per unità di volume [N/m ³].
γ_{saturo}	Peso per unità di volume saturo [N/m ³].
ϕ	Angolo di attrito [°ssdc].
Cu	Coesione [N/mm ²].
C'	Coesione Efficace [N/mm ²].
Ed	Modulo edometrico [N/mm ²].
Costante di sottofondo	Valori della costante di sottofondo del terreno nelle direzioni degli assi del riferimento globale X, Y, e Z.
E_{cu}	Modulo elastico in condizioni non drenate [N/mm ²].
A_{S-B}	Parametro A si Skempton-Bjerrum per pressioni interstiziali.

3.2 Modellazione geotecnica

Ai fini del calcolo strutturale, il terreno sottostante l'opera viene modellato secondo lo schema di Winkler, cioè un sistema costituito da un letto di molle elastiche mutuamente indipendenti. Ciò consente di ricavare le rigidezze offerte dai manufatti di fondazione, siano queste profonde o superficiali, che sono state introdotte direttamente nel modello strutturale per tener conto dell'interazione opera / terreno.

3.3 Pericolosità sismica

Ai fini della pericolosità sismica sono stati analizzati i dati relativi alla sismicità dell'area di interesse e ad eventuali effetti di amplificazione stratigrafica e topografica. Si sono tenute in considerazione anche la classe dell'edificio e la vita nominale.

Per tale caratterizzazione si riportano di seguito i dati di pericolosità come da normativa:

DATI GENERALI ANALISI SISMICA

Dati generali analisi sismica							
TP	S _T	β_s	β_m , SLV	β_m , SLD	K _{Stbl} (K _{h,1})	K _{Muro SLV} (K _{h,2 SLV})	K _{Muro SLD} (K _{h,2 SLD})
D	1,20	0,24	1,00	1,00	0,0889	0,3704	0,1617

Classe	Vita Nominale	Periodo di Riferimento	Latitudine	Longitudine	Altitudine
[adim]	[anni]	[anni]	[gradi]	[gradi]	[gradi]
3	100	150	45° 44' 29.00"	10° 5' 34.00"	189



SL	T _r	a _g /g	S _s	F ₀	T [*] c
[adim]	[anni]	[adim]	[adim]	[adim]	[s]
SLO	90	0,0615	1,800	2,434	0,245
SLD	151	0,0777	1,800	2,425	0,262
SLV	1424	0,1779	1,735	2,492	0,294
SLC	2475	0,2129	1,600	2,506	0,300

LEGENDA Dati generali analisi sismica

TP	Tipo terreno prevalente, categoria di suolo di fondazione come definito al punto 3.2.2 delle Norme tecniche per le costruzioni. [A] = Ammassi rocciosi affioranti o terreni molto rigidi - [B] = Rocce tenere e depositi di terreni a grana grossa molto addensati o terreni a grana fina molto consistenti - [C] = Depositi di terreni a grana grossa mediamente addensati o terreni a grana fina mediamente consistenti - [D] = Depositi di terreni a grana grossa scarsamente addensati o di terreni a grana fina scarsamente consistenti - [E] = Terreni dei sottosuoli di tipo C o D per spessore non superiore a 30 m.
S_T	Coefficiente di amplificazione topografica.
β_s	Coefficiente di riduzione di accelerazione massima per Verifica di stabilità'.
β_m	Coefficiente di riduzione di accelerazione massima per Muro di sostegno allo SLV e allo SLD.
K_{Stbl} (K_{h,1})	Coefficiente per il calcolo della spinta per Verifica di stabilità'.
K_{Muro} (K_{h,2})	Coefficiente per il calcolo della spinta per Muro di sostegno allo SLV e allo SLD.
Latitudine	Latitudine geografica del sito [gradi].
Longitudine	Longitudine geografica del sito [gradi].
Altitudine	Altitudine geografica del sito sul livello medio del mare [m].
SL	Stato limite.
T_r	Periodo di ritorno dell'azione sismica. [t] = anni
a_g/g	Coefficiente di accelerazione al suolo.
S_s	Coefficiente di amplificazione stratigrafica.
F₀	Valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale.
T[*]c	Periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale.

4 - SCELTA TIPOLOGICA DELLE OPERE DI FONDAZIONE

La tipologia delle opere di fondazione sono consone alle caratteristiche meccaniche del terreno definite in base ai risultati delle indagini geognostiche.

Nel caso in esame, la struttura di fondazione è costituita da:

- fondazioni indirette di tipo a micropali

5 - VERIFICHE DI SICUREZZA

Nelle verifiche allo stato limite ultimo deve essere rispettata la condizione:

$$E_d \leq R_d$$

dove:

E_d è il valore di progetto dell'azione o dell'effetto dell'azione;

R_d è il valore di progetto della resistenza del sistema geotecnico.

Le verifiche di sicurezza sono state condotte, con riferimento all'**APPROCCIO 2 Combinazione (A1+M1+R3)**, sulla base delle tipologie di fondazioni descritte nel paragrafo precedente.

Le azioni sono ottenute, applicando ai valori caratteristici delle stesse, i coefficienti parziali γ_F di cui nella tabella 6.2.I delle NTC 2018, che vengono di seguito riportati.



CARICHI	EFFETTO	Coefficiente parziale γ_F (o γ_E)	A1 (STR)
Permanenti	Favorevole	γ_{G1}	1.0
	Sfavorevole		1.3
Permanenti non strutturali	Favorevole	γ_{G2}	0.8
	Sfavorevole		1.5
Variabili	Favorevole	γ_{Qi}	0.0
	Sfavorevole		1.5

Il valore di progetto della resistenza R_d è determinato in modo analitico con riferimento al valore caratteristico dei parametri geotecnici del terreno, diviso per il valore del coefficiente parziale γ_M , specificato nella tabella 6.2.II delle NTC 2018, e tenendo conto, ove necessario, dei coefficienti parziali γ_R specifici per ciascun tipo di opera come specificato nella tabella 6.5.I delle NTC 2018.

Tab. 6.2.II – Coefficienti parziali per i parametri geotecnici del terreno

PARAMETRO	Grandezza alla quale applicare il coefficiente parziale	Coefficiente parziale γ_M	M1
Tangente dell'angolo di resistenza al taglio	$\tan \varphi'$	$\gamma_{\varphi'}$	1.0
Coesione efficace	c'_k	$\gamma_{c'}$	1.00
Resistenza non drenata	C_{uk}	γ_{cu}	1.00

Tab. 6.5.I – Coefficienti parziali γ_R per le verifiche agli stati limite ultimi STR e GEO di muri di sostegno

VERIFICA	Coefficiente parziale γ_R (R3)
Capacità portante della fondazione	1.4
Scorrimento	1.1
Ribaltamento	1.15
Resistenza del terreno a valle	1.4

Nelle verifiche di sicurezza per effetto delle azioni sismiche si deve controllare che la resistenza del sistema sia maggiore delle azioni nel rispetto della condizione [6.2.1], ponendo pari all'unità i coefficienti parziali sulle azioni e sui parametri geotecnici (§ 7.11.1) e impiegando le resistenze di progetto con i coefficienti parziali γ_R indicati nella tabella 7.11.III.

Tab. 7.11.III – Coefficienti parziali γ_R per le verifiche agli stati limite ultimi (SLV) dei muri di sostegno.

VERIFICA	Coefficiente parziale γ_R
Capacità portante della fondazione	1.2
Scorrimento	1.0
Ribaltamento	1.0
Resistenza del terreno a valle	1.2



Per le varie tipologie di fondazioni sono di seguito elencate le metodologie ed i modelli usati per il calcolo del carico limite ed i risultati di tale calcolo.

5.1 Carico limite per i micropali

Calcolo del carico limite verticale

Per il calcolo del carico limite verticale viene adottato il metodo dell'equilibrio limite in base al quale il carico limite verticale Q_{lim} è dato dalla somma della resistenza laterale P_l e della resistenza alla punta P_p :

$$Q_{lim} = P_l + P_p.$$

La resistenza laterale (P_l) e quella alla punta (P_p) vengono determinate secondo il metodo di **Bustamante e Doix** (1985).

Gli Autori distinguono fra tecnologie per la realizzazione dei micropali:

- **IRS** (*injection répétitive et sélective*), vengono eseguite iniezioni a pressione ripetute e controllate con tubo a valvole e doppio otturatore che creano sbulbature che aumentano la resistenza tangenziale (*a tale gruppo appartengono i micropali del tipo **Tubfix***);
- **IGU** (*injection globale unique*), viene eseguito il getto dell'intero palo in un'unica soluzione, iniettando a pressione (*a tale gruppo appartengono i micropali del tipo **Radice***).

La resistenza laterale P_l si calcola con la seguente formula:

$$P_l = \pi \cdot d_s \cdot L_s \cdot s;$$

dove:

d_s = diametro equivalente del palo;

L_s = lunghezza della zona iniettata;

s = resistenza tangenziale all'interfaccia fra zona iniettata e terreno.

Si assume:

$$d_s = \alpha \cdot d$$

dove:

d è il diametro della perforazione;

α è un coefficiente maggiorativo, il cui valore può essere determinato attraverso l'uso della seguente tabella I.

Tabella I – Valori del coefficiente α $\left(V_s = L_s \cdot \frac{\pi \cdot d_s^2}{4} \right)$

Terreno	Valori di α		Quantità minima di miscela consigliata
	IRS	IGU	
Ghiaia	1,8	1,3 - 1,4	1,5 V_s
Ghiaia sabbiosa	1,6 - 1,8	1,2 - 1,4	1,5 V_s
Sabbia ghiaiosa	1,5 - 1,6	1,2 - 1,3	1,5 V_s
Sabbia grossa	1,4 - 1,5	1,1 - 1,2	1,5 V_s
Sabbia media	1,4 - 1,5	1,1 - 1,2	1,5 V_s
Sabbia fine	1,4 - 1,5	1,1 - 1,2	1,5 V_s
Sabbia limosa	1,4 - 1,5	1,1 - 1,2	IRS: (1,5 - 2) V_s ; IGU: 1,5 V_s
Limo	1,4 - 1,6	1,1 - 1,2	IRS: 2 V_s ; IGU: 1,5 V_s
Argilla	1,8 - 2,0	1,2	IRS: (2,5 - 3) V_s ; IGU: (1,5 - 2) V_s
Marne	1,8	1,1 - 1,2	(1,5 - 2) V_s per strati compatti
Calcarei marnosi	1,8	1,1 - 1,2	(2 - 6) V_s o più per strati fratturati
Calcarei alterati o fratturati	1,8	1,1 - 1,2	



Roccia alterata e/o fratturata	1,2	1,1	(1,1 - 1,5) V_s per strati poco fratturati 2 V_s o più per strati fratturati
--------------------------------	-----	-----	---

I valori della resistenza tangenziale s all'interfaccia fra tratto iniettato e terreno dipendono sia dalla natura e dalle caratteristiche del terreno, sia dalla tecnologia. Essi si ottengono da correlazioni riportate in letteratura tecnica sotto forma di funzioni grafiche (Abacchi di figura I, II, III e IV), alle quali è possibile accedere o grazie al numero di colpi di prove SPT (N_{SPT}) o mediante l'equivalente valore della pressione limite (P_1) determinata col pressimetro Ménard. A tali grafici è associata la tabella II.

Tabella II – Indicazioni per la scelta del valore di s

Terreno	Tipo di iniezione	
	IRS	IGU
Da ghiaia a sabbia limosa	SG1	SG2
Limo e argilla	AL1	AL2
Marna, calcare marnoso, calcare tenero fratturato	MC1	MC2
Roccia alterata e/o fratturata	³ R1	³ R2

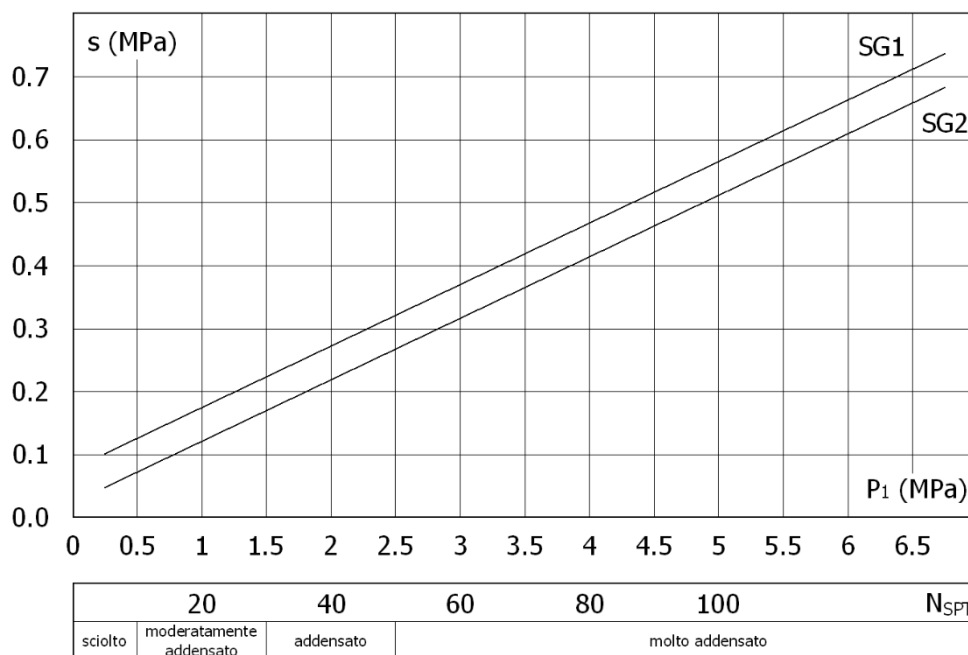


Figura I. Abaco per il calcolo di s per sabbie e ghiaie

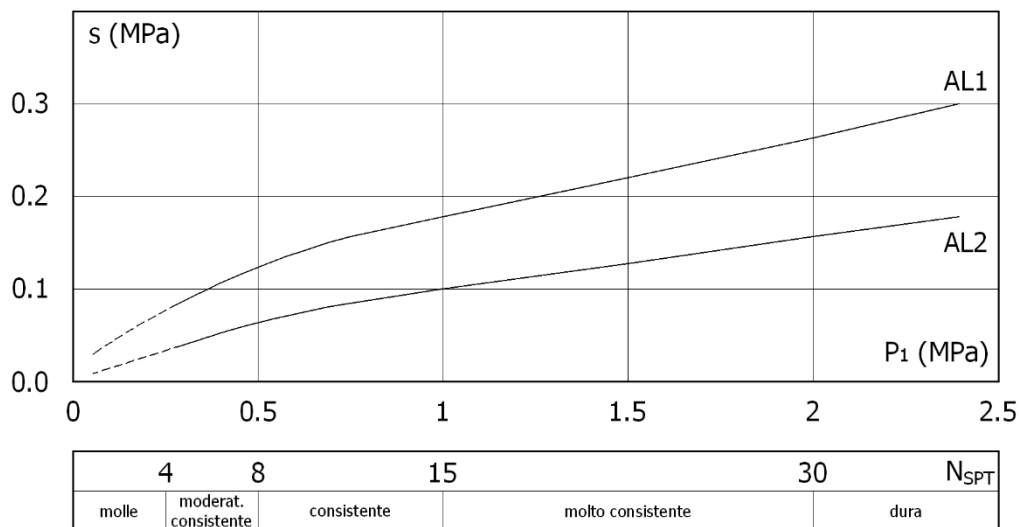


Figura II. Abaco per il calcolo di s per argille e limi

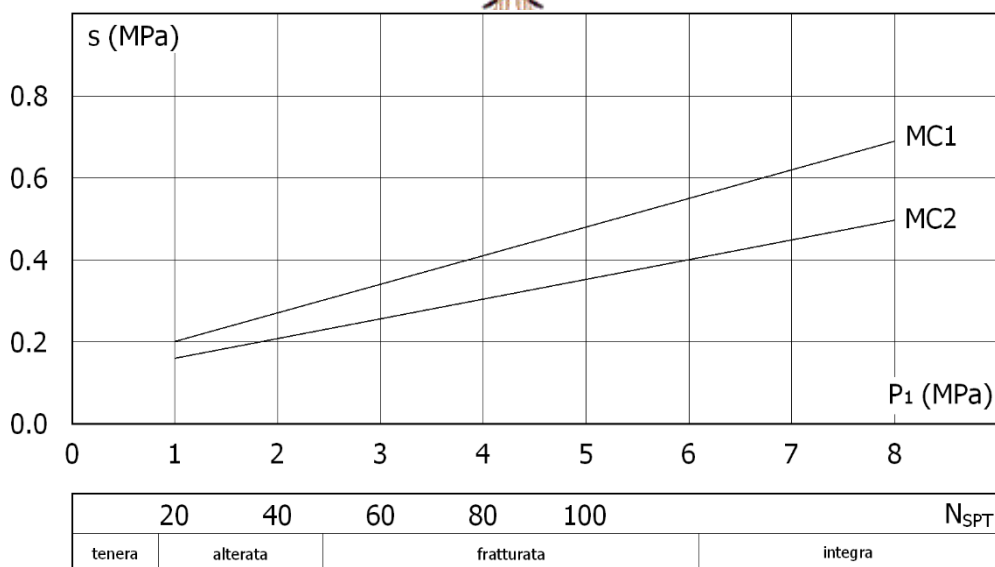


Figura III. Abaco per il calcolo di s per gessi, marne, marne calcaree

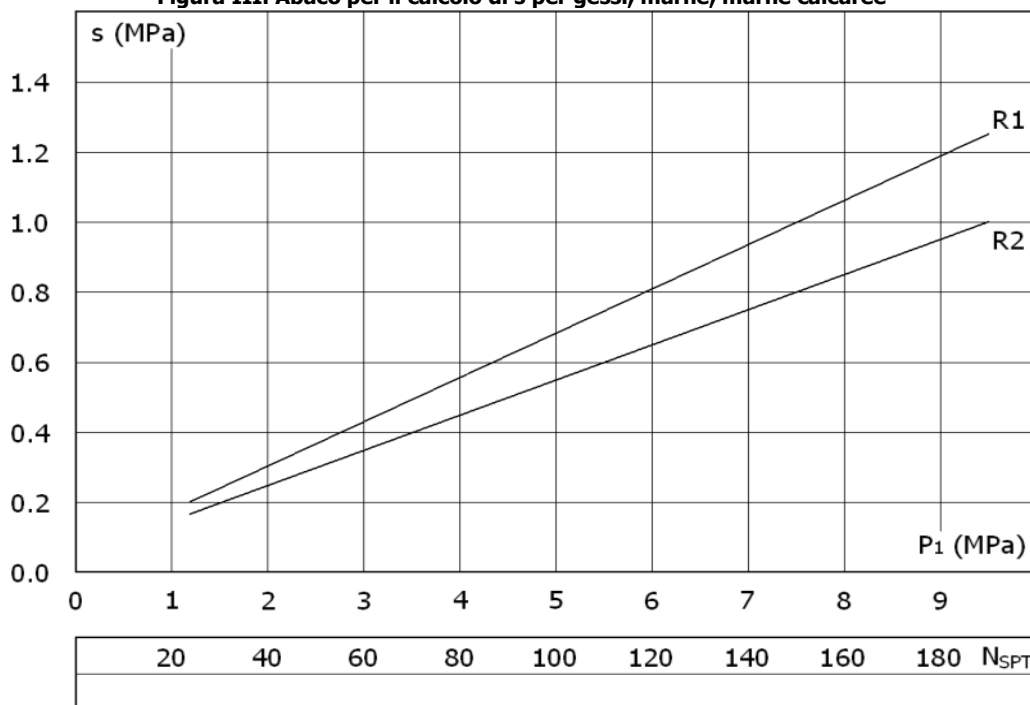


Figura IV. Abaco per il calcolo di s per rocce alterate e fratturate

Per la resistenza alla punta P_p si usa invece la seguente formula:

$$P_p = A_p \cdot k_p \cdot p_1;$$

dove:

A_p è l'area della punta, che può essere posta pari a:

$$A_p = \pi \cdot \frac{d_s^2}{4};$$

P_1 è la pressione limite del terreno determinata con il pressimetro Ménard (*i valori sono forniti dagli abachi descritti in precedenza*);

k_p valori forniti nella seguente tabella III.

Tabella III – Valori di k_p	
Tipo di terreno	Valore di k_p



Sabbia e ghiaie	1,2
Argille	1,6
Argille dure e marne	1,8
Rocce alterate e/o fratturate	1,5

Di seguito si riporta una tabella riepilogativa della caratterizzazione geotecnica e meccanica degli strati:

CARATTERISTICHE MECCANICHE DEGLI STRATI

N	Caratt. Geotecnica	Addens. Strato	Var. Mod. Edom.	NSPT	Caratteristiche meccaniche degli strati					
					Alfa		Res. Tang.		Kp	PrsMenard
					IGU	IRS	IGU	IRS		
							[N/mm ²]	[N/mm ²]		[N/mm ²]
Sezione h=2,00m										
1	Ghiaia sabbiosa	Denso	Nulla	24	1,3	1,7	0,120	0,175	1,20	1,20
Sezione h=1,00m										
1	Ghiaia sabbiosa	Denso	Nulla	24	1,3	1,7	0,120	0,175	1,20	1,20
Sezione h=0,5m										
1	Ghiaia sabbiosa	Denso	Nulla	24	1,3	1,7	0,120	0,175	1,20	1,20

LEGENDA Caratteristiche meccaniche degli strati

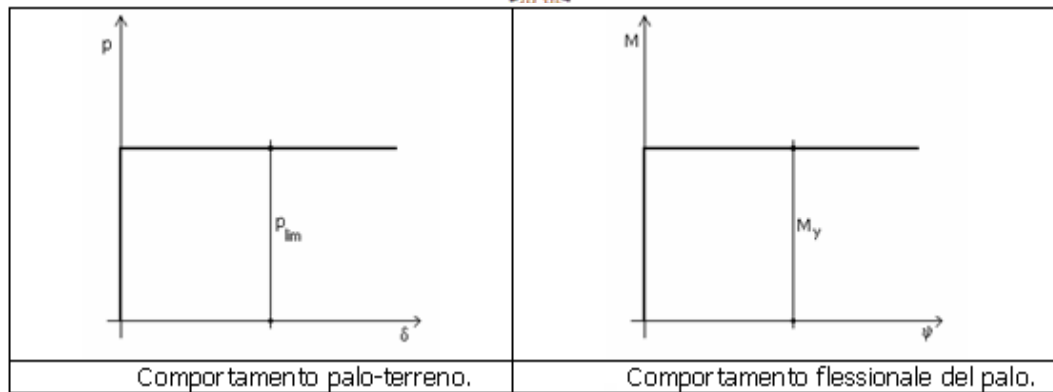
N	Numero identificativo dello strato.
Caratt. Geotecnica	Caratterizzazione geotecnica per micropali.
Addens. Strato	Addensamento dello strato
Var. Mod. Edom.	Variazione del Modulo Edometrico.
NSPT	Numero di colpi dello Standard Penetration Test
Alfa	Coefficiente maggiorativo diametro perforazione per micropali.
Res. Tang.	Resistenza tangenziale tra zona iniettata e terreno per micropali.
Kp	Coefficiente di calcolo resistenza alla punta per micropali.
PrsMenard	Pressione limite terreno determinata col pressimetro Menard.

Calcolo del Carico Limite Orizzontale

Per la valutazione del carico limite orizzontale si è fatto riferimento alla teoria di Broms e al caso di pali supposti vincolati in testa (rotazione impedita).

Le ipotesi assunte da Broms sono le seguenti:

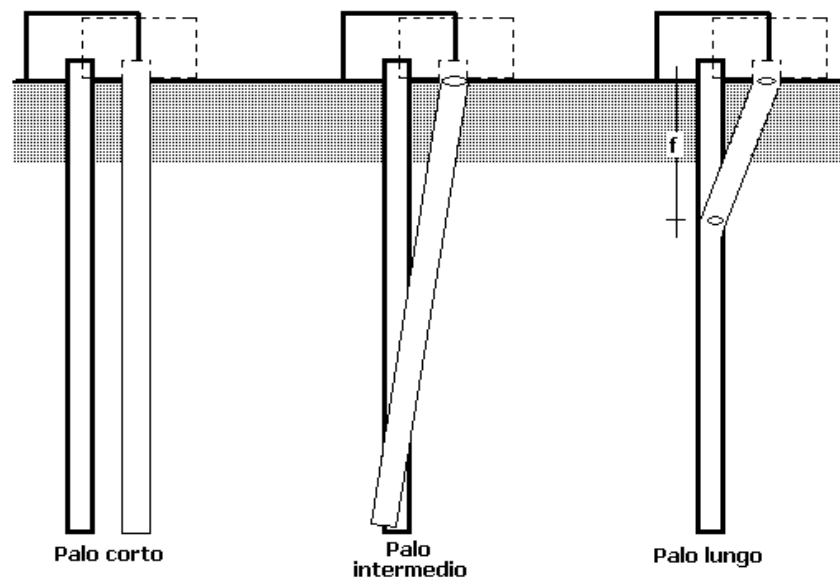
- 1 comportamento dell'interfaccia palo-terreno di tipo rigido-perfettamente plastico, cioè la resistenza del terreno si mobilita interamente per un qualsiasi valore non nullo dello spostamento e resta poi costante al crescere dello spostamento;
- 2 forma del palo influente rispetto al carico limite orizzontale il quale risulta influenzato solo dal diametro del palo stesso;
- 3 in presenza di forze orizzontali la resistenza della sezione strutturale del palo può essere chiamata in causa poiché il regime di sollecitazione di flessione e taglio che consegue all'applicazione di forze orizzontali è molto più gravoso dello sforzo normale che consegue all'applicazione di carichi verticali;
- 4 anche il comportamento flessionale del palo è assunto di tipo rigido-perfettamente plastico, cioè le rotazioni plastiche del palo sono trascurabili finché il momento flettente non attinge al valore M_{plast} ovvero Momento di plasticizzazione. A questo punto nella sezione si forma una cerniera plastica ovvero la rotazione continua indefinitamente sotto momento costante.



La resistenza limite laterale di un palo è determinata dal minimo valore fra:

- il carico orizzontale necessario per produrre il collasso del terreno lungo il fusto del palo;
- il carico orizzontale necessario per produrre la plasticizzazione del palo.

Il primo meccanismo (plasticizzazione del terreno) si verifica nel caso di pali molto rigidi in terreni poco resistenti (meccanismo di palo corto), mentre il secondo meccanismo si verifica nel caso di pali aventi rigidità non eccessive rispetto al terreno d'infissione (meccanismo di palo intermedio – con la formazione di una sola cerniera plastica all'attacco con la fondazione – oppure di palo lungo con la formazione di due cerniere).



La resistenza limite del terreno rappresenta il valore massimo della resistenza che il palo può esplicare quando è soggetto ad un carico orizzontale; esso dipende dalle caratteristiche del terreno, dalla geometria del palo e dalla sua resistenza intrinseca (momento ultimo della sezione).

Per quanto riguarda la resistenza del terreno, secondo tale teoria, si considerano separatamente i casi di:

- terreni **coesivi** o **coerenti** (rottura non drenata);
- terreni **non coesivi** o **incoerenti** (rottura drenata).

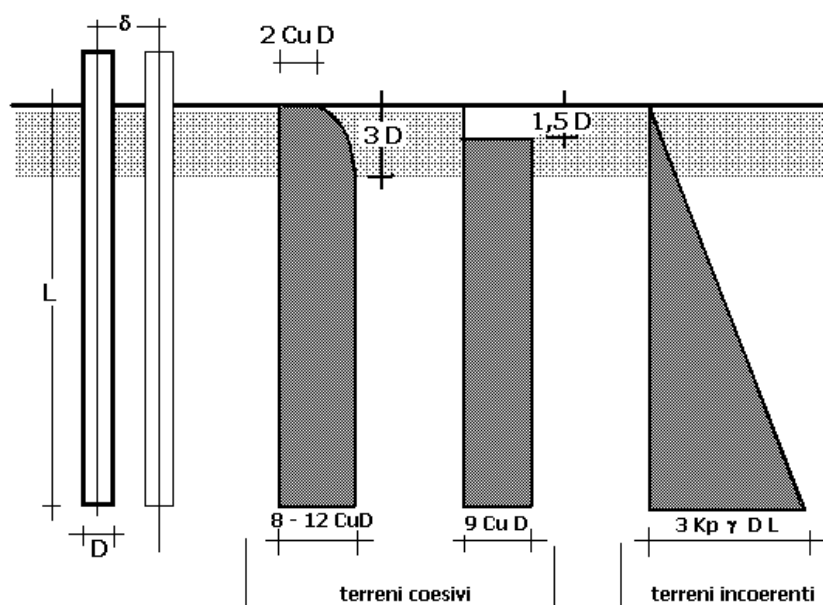
Nel caso di terreni **non coesivi** ($c=0$), la teoria di **Broms** assume che la resistenza laterale sia variabile linearmente con la profondità dal valore $p=0$ (in testa) fino al valore $p=3k_p \gamma D L$ (alla base), essendo K_p il coefficiente di resistenza passiva.



Per quanto riguarda i terreni **coesivi** la resistenza laterale parte in testa al palo con un valore di $p=2c_uD$, cresce linearmente fino alla profondità $3D$ per poi rimanere costante e pari a $p=8-12c_uD$ per tutta la lunghezza del palo. In alternativa, è possibile utilizzare un diagramma semplificato, di valore $p=0$ fino alla profondità $1.5D$ e con valore costante e pari a $9c_uD$ per tutta la lunghezza del palo.

La teoria di Broms è formulata per terreni omogenei, di tipo coerente o incoerente; in caso di terreni stratificati il programma effettua un controllo sul tipo di comportamento per capire quale sia la tipologia prevalente ed i parametri meccanici medi. In base a tali parametri viene poi condotto il calcolo.

Il Momento Ultimo del palo è funzione dell'armatura, del diametro e dei materiali e tutto ciò viene tenuto in debito conto. Se il comportamento è a palo lungo viene calcolata anche la profondità **f** di formazione della seconda cerniera plastica.



Verifiche nei confronti degli stati limite ultimi (SLU)

Di seguito si riporta una tabella riepilogativa relativa alle verifiche delle fondazioni su micropali eseguite per i seguenti stati limite:

- collasso per carico limite della palificata nei riguardi dei carichi assiali;
- collasso per carico limite della palificata nei riguardi dei carichi trasversali.

Si precisa che i valori relativi alle colonne Q_{lim} , di cui nella tabella relativa alle verifiche, sono da intendersi come il valore di progetto della resistenza R_d (determinato come sopra esposto e diviso per il valore del coefficiente parziale γ_R). Nel caso in esame tali valori, come indicato nelle tabelle 6.4.II - 6.4.VI delle NTC 2018, sono sinteticamente riportati nelle seguenti tabelle:

Coefficienti parziali γ_R da applicare alle resistenze di pali soggetti a carichi assiali

Resistenza	Simbolo	Pali trivellati
	γ_R	(R3)
Base	γ_b	1.35
Laterale in compressione	γ_s	1.15
Laterale in trazione	γ_{st}	1.25
Totale(*)	γ_t	1.30



(*) da applicare alle resistenze caratteristiche dedotte dai risultati di prove di carico di progetto

Con riferimento alle procedure analitiche che prevedono l'utilizzo dei parametri geotecnici, il valore caratteristico della resistenza R_k è dato dal valore ottenuto applicando alle resistenze calcolate R_{cal} i fattori di correlazione ξ riportati nella Tab. 6.4.IV delle NTC 2018, in funzione del numero n di verticali di indagine:

$$R_k = \min \left\{ \frac{(R_{cal})_{media}}{\xi_3}; \frac{(R_{cal})_{min}}{\xi_4} \right\}$$

Fattori di correlazione ξ per il calcolo della resistenza caratteristica in funzione del numero di verticali indagate

Numero di verticali indagate	1	2	3	4	5	7	≥ 10
ξ_3	1.70	1.65	1.60	1.55	1.50	1.45	1.40
ξ_4	1.70	1.55	1.48	1.42	1.34	1.28	1.21

Coefficiente parziale γ_T da applicare alle resistenze di pali soggetti a carichi trasversali

γ_T (R3)
1.30