

COMMITTENTE:



PROGETTAZIONE:



### U.O. OPERE CIVILI

### PROGETTO DEFINITIVO

### RADDOPPIO DELLA LINEA GENOVA – VENTIMIGLIA TRATTA FINALE LIGURE - ANDORA

### OPERE PRINCIPALI - PONTI e CAVALCAFERROVIA

Ponte stradale su Torrente Giustenice  
Relazione geotecnica di calcolo fondazioni

SCALA:

-
---

COMMESSA	LOTTO	FASE	ENTE	TIPO DOC.	OPERA/DISCIPLINA	PROGR.	REV.
I V 0 1	0 0	D	0 9	G E	I V 0 2 0 3	0 0 1	A

Rev.	Descrizione	Redatto	Data	Verificato	Data	Approvato	Data	Autorizzato Data
A	Emissione esecutiva	K. Petrucci	Feb.2022	L. Utzeri	Feb.2022	D. Fadda	Feb.2022	A. Vittozzi Feb. 2022

ITALFERR S.p.A.  
 U.O. Opere Civili e Gestione della Infrastruttura  
 Dott. Ing. Andrea Vittozzi  
 Ordine degli Ingegneri della Provincia di Genova  
 N° 4337/3

File: IV0I00D09GEIV0203001A n. Elab.:

## INDICE

1	PREMESSA.....	2
2	DESCRIZIONE GENERALE.....	2
3	NORMATIVE DI RIFERIMENTO .....	4
3.1	NORMATIVA E ISTRUZIONI.....	4
4	CARATTERISTICHE DEI MATERIALI IMPIEGATI.....	5
4.1	CALCESTRUZZO .....	5
4.1.1	<i>Pali di fondazione</i> .....	5
4.1.2	<i>Cordoli</i> .....	5
4.2	ACCIAIO.....	5
4.2.1	<i>Acciaio per cemento armato</i> .....	5
5	STRATIGRAFIA E PARAMETRI GEOTECNICI.....	6
6	MODELLO DI CALCOLO.....	7
7	VERIFICHE GEOTECNICHE .....	8
7.1	MOBILITAZIONE SPINTA PASSIVA .....	8
7.1.1	<i>Condizione statica</i> .....	8
7.1.2	<i>Condizione sismica</i> .....	10
7.2	VERIFICA A PORTANZA VERTICALE .....	12

7.2.1	Verifica secondo le raccomandazioni AGI.....	13
7.2.2	Tabulati di calcolo portanza pali .....	14
7.3	VERIFICA A PORTANZA ORIZZONTALE - BROMS.....	18
7.3.1	Risultati delle verifiche .....	20

## 1 PREMESSA

La presente relazione ha per oggetto la descrizione delle caratteristiche geotecniche del sito interessato dall'opera in esame e dei calcoli eseguiti per il dimensionamento delle fondazioni del ponte IV02.

## 2 DESCRIZIONE GENERALE

Il ponte è costituito da un'unica campata in semplice appoggio, di luce pari a 28.38 m in asse appoggi, con impalcato di lunghezza complessiva pari a 29.60 m (asse giunto – asse giunto).

L'impalcato, a via inferiore e con sezione mista acciaio – calcestruzzo, si compone di due travi longitudinali in acciaio di altezza 2500mm e aventi interasse pari a 16.47 m in retto, e di una soletta in cemento armato di larghezza pari a 16.47 m e di altezza variabile dai 30 cm ai 40 cm.

Le strutture di sostegno sono costituite da spalle realizzate mediante paratie di pali di diametro pari a 1.20 m a passo 1.3 m e lunghezza pari a 25 m e caratterizzate dalla presenza di 4 speroni, un cordolo in sommità di dimensioni in sezione trasversale pari a 1.50 m x 1.50 m e un muro paraghiaia di altezza pari a 1.40 m circa e spessore pari a 0.50 m.

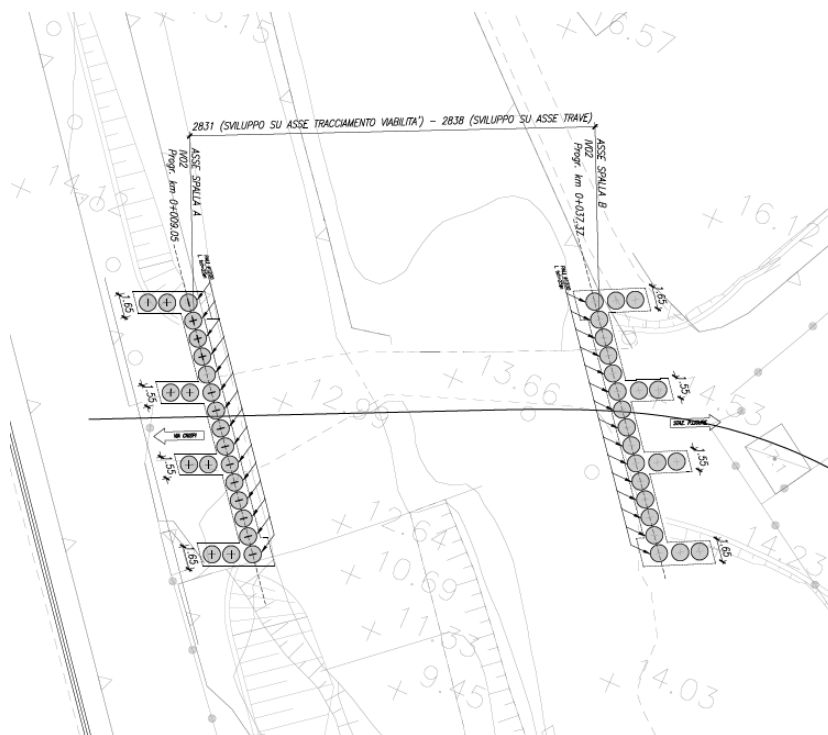


Figura 1 Vista in pianta

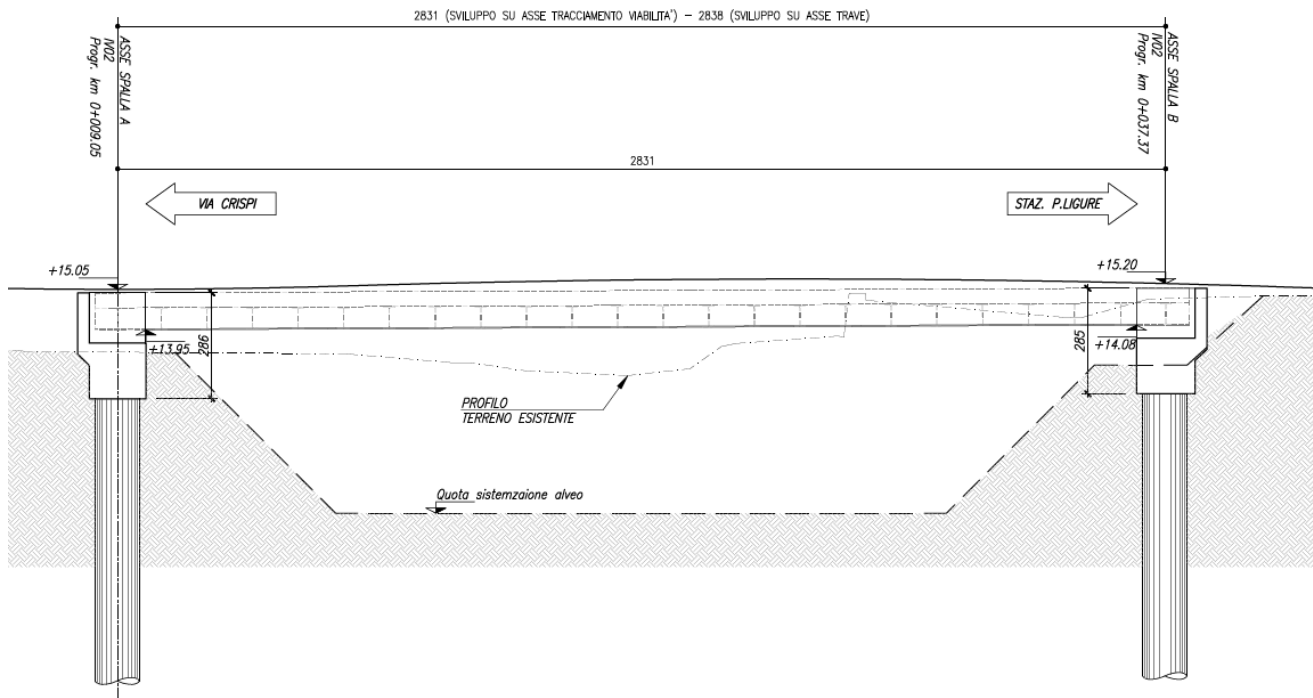


Figura 2 Vista in sezione

### 3 NORMATIVE DI RIFERIMENTO

#### 3.1 Normativa e istruzioni

La progettazione è conforme alle normative vigenti:

- DM 17 gennaio 2018: *Aggiornamento delle “Norme Tecniche per le Costruzioni” (nel seguito NTC18)*;
- Circolare 21 gennaio 2019, n.7 C.S.LL.PP: *istruzioni per l’applicazione delle NTC 2018 (nel seguito circ. NTC18)*;
- RFICTCSIMAIIFS001\_E: *Manuale di progettazione delle opere civili, 31/12/2020*;
- *Regolamento (UE) N. 1299/2014 della Commissione del 18 novembre 2014 relativo alle specifiche tecniche di interoperabilità per il sottosistema “infrastruttura” del sistema ferroviario dell’Unione europea, modificato dal Regolamento di esecuzione (UE) N° 2019/776 della Commissione del 16 maggio 2019*;
- *Regolamento (UE) 2016/919 della Commissione del 27 maggio 2016 relativo alla specifica tecnica di interoperabilità per i sottosistemi “controllo-comando e segnalamento” del sistema ferroviario nell’Unione europea*;
- UNI EN 1991-2 (nel seguito EN91);
- UNI EN 1992-1-1:2015 (nel seguito EN92);
- UNI EN 1997-1: *Progettazione Geotecnica – Parte 1: Regole generali*;
- UNI EN 1998-5: *Progettazione delle strutture per la resistenza sismica – Parte 5: Fondazione, strutture di contenimento ed aspetti geotecnici*;
- *Linee Guida per la progettazione di ponti e viadotti stradali a travata, Settembre 2012 (nel seguito LG ANAS)*.

## 4 CARATTERISTICHE DEI MATERIALI IMPIEGATI

### 4.1 Calcestruzzo

#### 4.1.1 Pali di fondazione

Classe di resistenza C25/30

Classe d'esposizione: XC2

Copriferro netto minimo:  $c = 60\text{mm}$

$$R_{ck} = 30 \text{ N/mm}^2$$

$$f_{ck} = 0,83 \cdot R_{ck} = 24,9 \text{ N/mm}^2$$

$$\text{Resistenza di calcolo a compressione: } f_{cd} = f_{ck} \cdot \alpha_{cc} / \gamma_c = 24,9 \cdot 0,85 / 1,5 = 14,11 \text{ N/mm}^2$$

$$\text{Resistenza di calcolo a trazione: } f_{ctm} = 0,30 \cdot f_{ck}^{(2/3)} = 2,56 \text{ N/mm}^2$$

$$\text{Modulo elastico: } E = 22000 [f_{cm}/10]^{0,3} = 31447,16 \text{ MPa}$$

#### 4.1.2 Cordoli

Classe di resistenza C32/40

Classe d'esposizione: XC2

Copriferro netto minimo:  $c = 40\text{mm}$

$$R_{ck} = 40 \text{ N/mm}^2$$

$$f_{ck} = 0,83 \cdot R_{ck} = 33,20 \text{ N/mm}^2$$

$$\text{Resistenza di calcolo a compressione: } f_{cd} = f_{ck} \cdot \alpha_{cc} / \gamma_c = 33,20 \cdot 0,85 / 1,5 = 18,81 \text{ N/mm}^2$$

$$\text{Resistenza di calcolo a trazione: } f_{ctm} = 0,30 \cdot f_{ck}^{(2/3)} = 3,10 \text{ N/mm}^2$$

$$\text{Modulo elastico: } E = 22000 [f_{cm}/10]^{0,3} = 33642,78 \text{ MPa}$$

### 4.2 Acciaio

#### 4.2.1 Acciaio per cemento armato

Si utilizzano barre ad aderenza migliorata in acciaio con le seguenti caratteristiche meccaniche:

#### Acciaio B450C

tensione caratteristica di snervamento

$$f_{yk} = 450 \text{ N/mm}^2;$$

tensione caratteristica di rottura

$$f_{tk} = 540 \text{ N/mm}^2;$$

resistenza di calcolo a trazione

$$f_{yd} = 391,30 \text{ N/mm}^2;$$

modulo elastico

$$E_s = 206000 \text{ N/mm}^2.$$

## 5 STRATIGRAFIA E PARAMETRI GEOTECNICI

Il terreno, per le profondità d'interesse, è caratterizzato da tre unità per cui si adottano i seguenti parametri:

Unità	Descrizione	Prof top m slm	$\gamma$ kN/mc	$\phi$ °	$c'$ kPa	$c_u$ kPa	E MPa
1	Terreno di riporto costituito da ghiaia in matrice sabbio-limosa, con clasti da eterometrici a spigolosi	+14.5	19	31	0	-	10
2	Sabbia con ghiaia debolmente limosa o ghiaia con sabbia limosa, con clasti prevalentemente angolari, eterometrici e poligenici	+12.0	20	33 per $z > 1m$ slm 35 per $z < 1m$ slm	0	-	35 per $z > 1m$ slm 35-45 per $z < 1m$ slm
3	Limo sabbioso ghiaioso	-4	21	27	20	60	10-15
2	Sabbia con ghiaia debolmente limosa o ghiaia con sabbia limosa, con clasti prevalentemente angolari, eterometrici e poligenici	-9	20	35	0	-	50-60
3	Limo sabbioso ghiaioso	-22	21	27	20	80-100	15-20

Per i dettagli si rimanda alla relazione geotecnica generale.

Per il rilevato a monte sono stati assunti i seguenti parametri:

- $\gamma = 19 \text{ kN/m}^3$
- $\phi = 35^\circ$

La falda è posta a +8.0 m slm.



## 6 MODELLO DI CALCOLO

Per il modello adottato in merito all'analisi della paratia si rimanda alla relazione della spalla, documento IV0I00D09CLIV0204001.

## 7 VERIFICHE GEOTECNICHE

Per determinare la lunghezza necessaria per i pali sono state effettuate due verifiche:

- controllo del rapporto tra la massima resistenza passiva disponibile e la resistenza passiva mobilitata a valle;
- controllo della verifica a portanza dei pali.

### 7.1 Mobilitazione spinta passiva

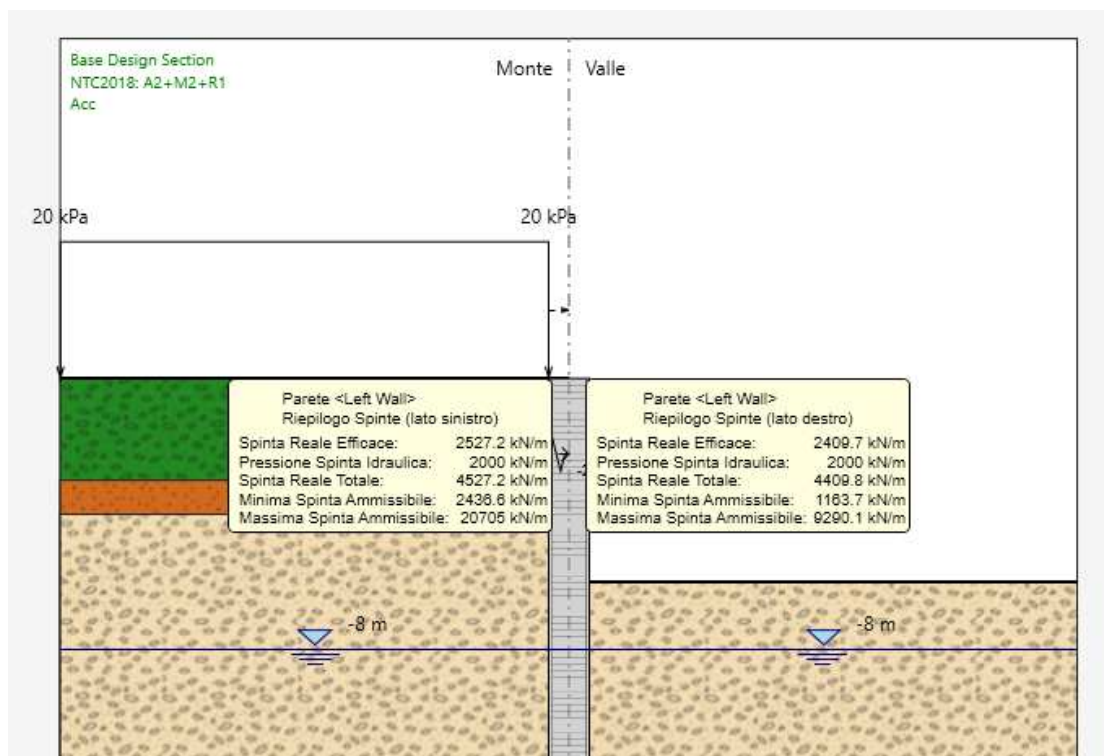
La scelta della lunghezza d'infissione (LI) delle paratie è stata effettuata sulla base della resistenza passiva mobilitata a valle in campo statico e del seguente criterio:

$R_{p,dis} / R_{p,mob} \geq 1$  in condizioni M2, ossia con i parametri geotecnici del terreno ridotti

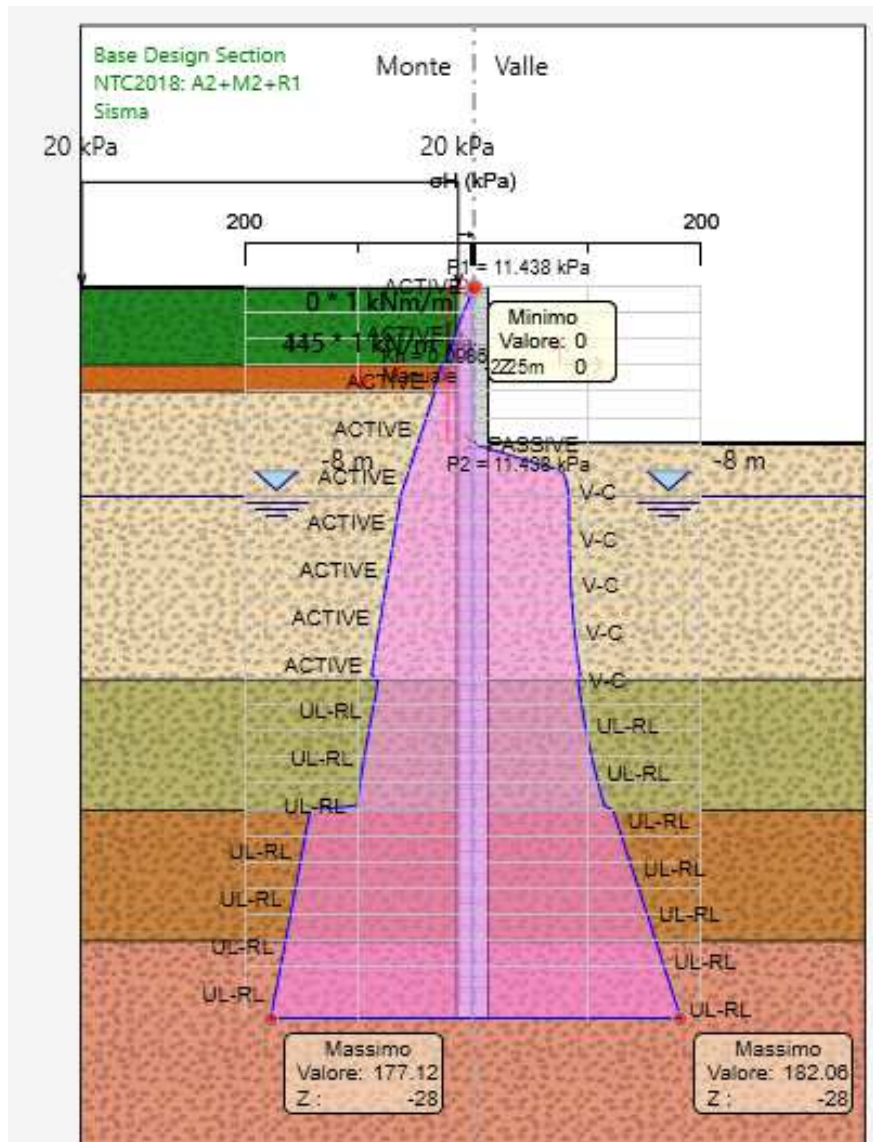
in cui  $R_{p,dis}$  è la resistenza passiva disponibile e  $R_{p,mob}$  è la resistenza passiva mobilitata, entrambe valutate a valle della paratia.

#### 7.1.1 Condizione statica

Il minimo rapporto Massima spinta ammissibile/Spinta reale totale si raggiunge nello step 10 ed è pari a  $9290.1/4409.8=2.11$  come si evince dalla figura seguente. La verifica risulta soddisfatta.

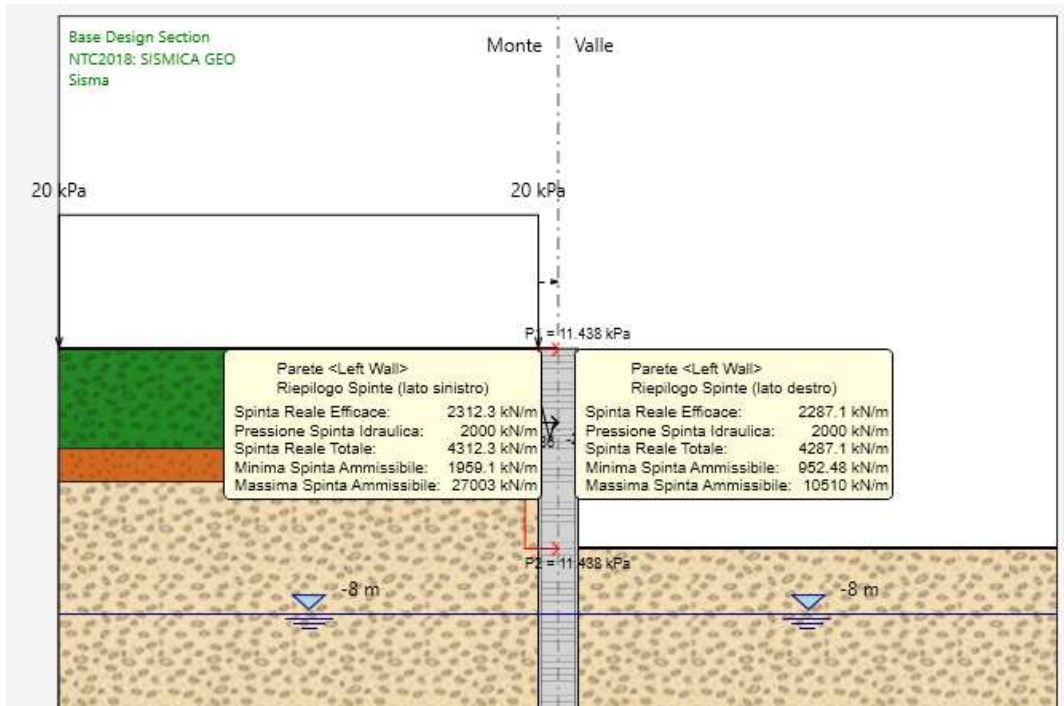


Di seguito, si riporta inoltre l'andamento delle spinte a monte e a valle.

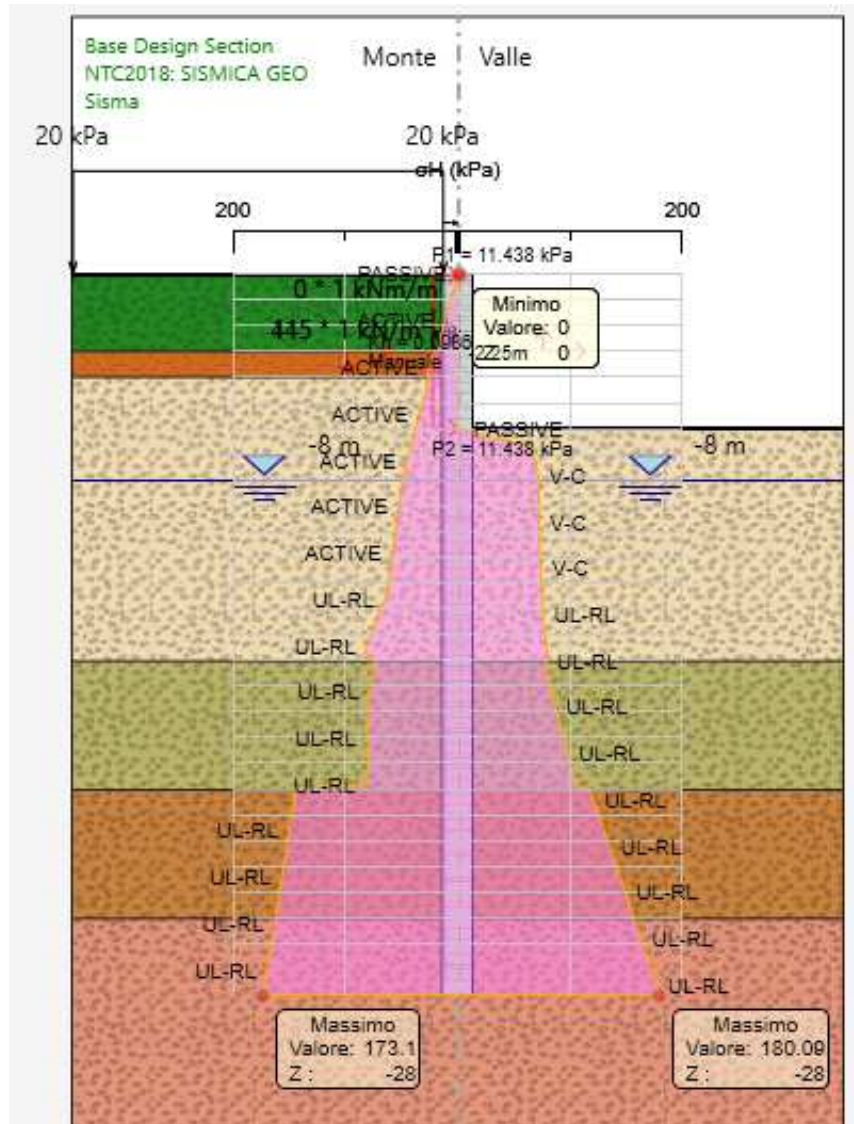


### 7.1.2 Condizione sismica

Il minimo rapporto Massima spinta ammissibile/Spinta reale totale si raggiunge nello step 11 ed è pari a  $10510/4287.1=2.45$  come si evince dalla figura seguente. La verifica risulta soddisfatta.



Di seguito, si riporta inoltre l'andamento delle spinte a monte e a valle.



## 7.2 Verifica a portanza verticale

Di seguito si riportano le verifiche di portanza dei pali.

La verifica della capacità portante è stata eseguita secondo il metodo basato sulle raccomandazioni AGI. Nel seguito si riportano i riferimenti per il metodo più gravoso (AGI).

La portanza totale ( $Q_u$ ) è data dalla somma della portanza limite alla base ( $Q_{ub}$ ) e della portanza limite per attrito laterale ( $Q_{us}$ ).

Per i due contributi le espressioni sono le seguenti:

$$Q_{ub} = Eff \cdot \frac{\pi D^2}{4} q_{ub} = \text{portata ultima alla base}$$

$$Q_{us} = 2D \int_{z_t}^{z_b} \tau_{us} dz = \text{portata ultima per attrito laterale}$$

dove

D = diametro del palo;

$q_{ub}$  = pressione ultima alla base del palo

$\tau_{us}$  = tensione tangenziale ultima lungo il palo

$Z_b$  = profondità della base del palo dal p.c. originario

$Z_t$  = profondità del fondo scavo dal p.c. originario

Eff = coefficiente di efficienza della palificata

Per la portata ultima per attrito laterale non si è considerato il perimetro del palo, in quanto si tratta di una paratia di pali affiancati e quindi tra un palo e l'altro il terreno non può essere considerato reagente. Pertanto, si è considerato a favore di sicurezza la proiezione del palo (pari al diametro, contato due volte).

Per la portata ultima alla base, per tener conto che si tratta di una palificata con pali affiancati, si considera un coefficiente di efficienza della palificata, Eff, pari a:

$$Eff = 0.5 + 0.5 \cdot 1.08/3 = 0.68$$

ipotizzando una variazione lineare tra efficienza 0.5 in caso di interpalo nullo e efficienza 1 in caso di interpalo pari a 3 diametri.

La portata di progetto di un palo trivellato (eseguito con completa asportazione del terreno) "Qd" può essere espressa dalla seguente relazione:

$$Q_d = Q_{il} / F_{SL} + Q_{bl} / F_{SB} - W'p$$

dove:

$Q_{ll}$  = portata laterale limite,

$Q_{bl}$  = portata di base limite,

$W'p$  = peso efficace del palo (al netto del peso del terreno asportato: peso calcestruzzo-peso terreno),

$F_{SL}$  = fattore di sicurezza per la portata laterale a compressione ( $=\xi_3 \cdot \gamma_s$ ).

$F_{SB}$  = fattore di sicurezza per la portata di base ( $=\xi_3 \cdot \gamma_b$ ).

Nei paragrafi seguenti si riportano le espressioni della pressione ultima alla base e della tensione tangenziale ultima secondo il metodo adottato.

### **7.2.1 Verifica secondo le raccomandazioni AGI**

#### **Portanza laterale**

Per la portanza laterale, la tensione tangenziale ultima viene valutata con la seguente espressione:

$$\tau_{us} = k \cdot \sigma'_{v0} \cdot \tan \varphi$$

nella quale

- $\sigma'_{v0}$  è la pressione efficace litostatica agente alla base del palo calcolata a partire dal p.c. originario
- $k$  è un coefficiente empirico variabile con la profondità tra 0.4 e 0.7 (per pali trivellati) assunto in questa sede pari a 0.7
- $\varphi$  è l'angolo di resistenza al taglio del terreno

#### **Portanza alla base**

Per la portanza alla base, la pressione ultima alla base ha la seguente espressione:

$$q_{ub} = N_q \cdot \sigma'_{v0}$$

nella quale

- $\sigma'_{v0}$  è la pressione efficace litostatica agente alla base del palo calcolata a partire dal p.c. originario
- $N_q$  è un parametro adimensionale che viene valutato secondo la teoria di Berezantzev (1961)

La portanza alla base viene considerata solo lato scavo (lato valle) dove è minore.

## 7.2.2 Tabulati di calcolo portanza pali

### 7.2.2.1 Verifica a compressione SLU (condizioni statiche)

#### Lato terreno (monte)

Per il calcolo della portanza verticale lato monte il piano campagna è stato considerato all'inizio del rilevato.

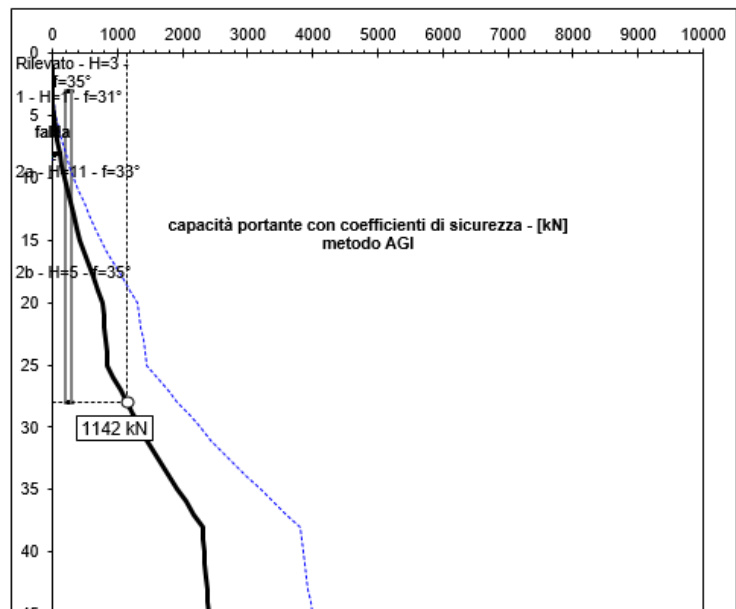
#### Caratteristiche degli strati di terreno

Falda (da p.c.) **8** m

form.	spes.	Z <sub>inf</sub>	γ <sub>sat</sub>
	m	m	kN/m <sup>2</sup>
pc	0	0	
Rilevato	3	3	19
1	1	4	19
2a	11	15	20
2b	5	20	20
3	5	25	21
2b	13	38	20
3	18	56	21

parametri per il calcolo della portata con il metodo AGI									
tipo	non coesivi						coesivi		
	φ	μ	k	N <sub>q</sub>	N <sub>q</sub>	N <sub>q</sub>	C <sub>u</sub>	α	τ <sub>c</sub>
	°	tan(φ)		L/D=4	L/D=32		kPa		α × C <sub>u</sub>
NC	35	0.7002	0.7	13.4	11.3	12.09	0	0.9	0
NC	31	0.6009	0.7	7.4	7.3	7.38	0	0.9	0
NC	33	0.6494	0.7	10.1	9.2	9.55	0	0.9	0
NC	35	0.7002	0.7	13.4	11.3	12.09	0	0.9	0
C	27	0.5095	0.7	3.2	3.8	-	60	0.6	36
NC	35	0.7002	0.7	13.4	11.3	12.09	0	0.9	0
C	27	0.5095	0.7	3.2	3.8	-	80	0.4	32

Caratteristiche del palo		
Diametro	1.2	m
Area	1.13	m
Perimetro	1.20	m
Profondità infissione	3	m
Lunghezza palo	25	m
Lunghezza infissione	28	m
L / D	20.8	
N verifica	2133	kN





z	form.	$\sigma'_v$	$\sigma_v$	$\tau_{NC}$	$\tau$	$q_p$	S	$\Sigma S=S_{lim}$	$P_p$	$\Sigma P_p=W$	$Q_{am m,L}$
m		kPa	kPa	$\mu \times k$	$\tau_{NC} / \tau_C$	kPa	kN	kN	kN	kN	kN
0.0		0	0						0.0	0.0	
1.0	Rilevato	9.5	9.5	4.66	4.66	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
2.0	Rilevato	28.5	28.5	13.97	13.97	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
3.0	Rilevato	47.5	47.5	23.28	23.28	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
4.0	1	66.5	66.5	27.97	27.97	490.7	33.6	33.6	6.8	6.8	8.3
5.0	2a	86	86	39.09	39.09	821.2	46.9	80.5	5.7	12.4	25.0
6.0	2a	106	106	48.19	48.19	1012.1	57.8	138.3	5.7	18.1	47.2
7.0	2a	126	126	57.28	57.28	1203.1	68.7	207.0	5.7	23.8	75.0
8.0	2a	146	146	66.37	66.37	1394.1	79.6	286.7	5.7	29.4	108.4
9.0	2a	161	166	73.19	73.19	1537.3	87.8	374.5	5.7	35.1	146.0
10.0	2a	171	186	77.73	77.73	1632.8	93.3	467.8	5.7	40.7	186.3
11.0	2a	181	206	82.28	82.28	1728.2	98.7	566.5	5.7	46.4	229.5
12.0	2a	191	226	86.83	86.83	1823.7	104.2	670.7	5.7	52.0	275.4
13.0	2a	201	246	91.37	91.37	1919.2	109.6	780.4	5.7	57.7	324.2
14.0	2a	211	266	95.92	95.92	2014.7	115.1	895.5	5.7	63.3	375.7
15.0	2a	221	286	100.46	100.46	2110.2	120.6	1016.0	5.7	69.0	430.0
16.0	2b	231	306	113.22	113.22	2793.2	135.9	1151.9	5.7	74.6	492.2
17.0	2b	241	326	118.13	118.13	2914.1	141.8	1293.6	5.7	80.3	557.3
18.0	2b	251	346	123.03	123.03	3035.0	147.6	1441.3	5.7	86.0	625.5
19.0	2b	261	366	127.93	127.93	3155.9	153.5	1594.8	5.7	91.6	696.7
20.0	2b	271	386	132.83	132.83	3276.8	159.4	1754.2	5.7	97.3	770.8
21.0	3	281.5	406.5	100.40	36.00	946.5	43.2	1797.4	4.5	101.8	787.0
22.0	3	292.5	427.5	104.33	36.00	967.5	43.2	1840.6	4.5	106.3	803.3
23.0	3	303.5	448.5	108.25	36.00	988.5	43.2	1883.8	4.5	110.8	819.5
24.0	3	314.5	469.5	112.17	36.00	1009.5	43.2	1927.0	4.5	115.4	835.7
25.0	3	325.5	490.5	116.10	36.00	1030.5	43.2	1970.2	4.5	119.9	851.9
26.0	2b	336	511	164.69	164.69	4062.8	197.6	2167.8	5.7	125.5	945.6
27.0	2b	346	531	169.59	169.59	4183.7	203.5	2371.3	5.7	131.2	1042.4
28.0	2b	356	551	174.49	174.49	4304.6	209.4	2580.7	5.7	136.8	1142.1

Lato scavo (valle)

Per il calcolo della portanza verticale lato valle il piano campagna è stato considerato alla stessa quota del fondo dell'alveo, pertanto a 6 m dall'inizio del rilevato.

La falda, trovandosi a 8. m dall'inizio del rilevato, rispetto al piano di campagna lato valle si troverà a:

$$8 \text{ m} - 6 \text{ m} = 2 \text{ m di profondità.}$$

**Caratteristiche degli strati di terreno**

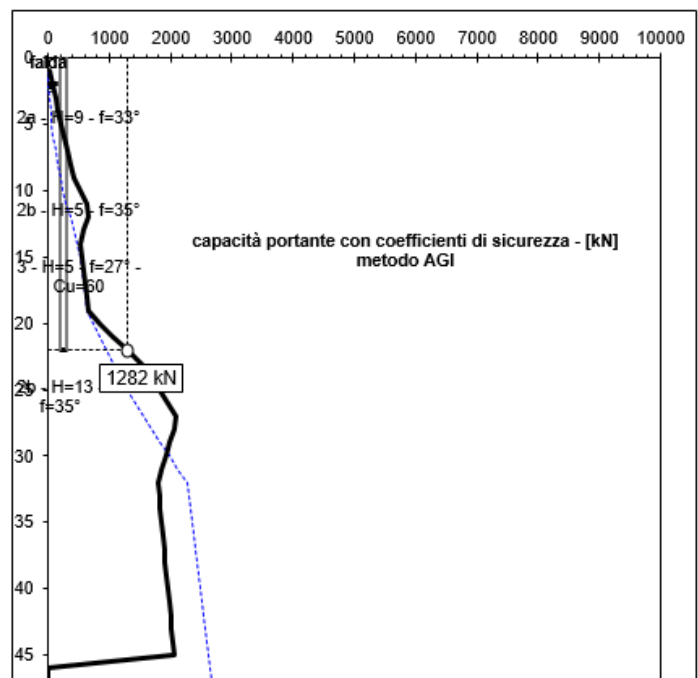
Falda (da p.c.)	<b>2</b>	m
-----------------	----------	---

form.	spes.	Z <sub>inf</sub>	γ <sub>sat</sub>
	m	m	kN/m <sup>2</sup>
pc	0	0	
2a	9	9	20
2b	5	14	20
3	5	19	21
2b	13	32	20
3	18	50	21

parametri per il calcolo della portata con il metodo AGI									
tipo	non coesivi						coesivi		
	φ	μ	k	N <sub>q</sub>	N <sub>q</sub>	N <sub>q</sub>	C <sub>u</sub>	α	τ <sub>c</sub>
	°	tan(φ)		L/D=4	L/D=32		kPa		α × C <sub>u</sub>
NC	33	0.6494	0.7	10.1	9.2	9.64	0	0.9	0
NC	35	0.7002	0.7	13.4	11.3	12.28	0	0.9	0
C	27	0.5095	0.7	3.2	3.8	-	60	0.6	36
NC	35	0.7002	0.7	13.4	11.3	12.28	0	0.9	0
C	27	0.5095	0.7	3.2	3.8	-	80	0.4	32

**Caratteristiche del palo**

Diametro	1.20	m
Area	1.13	m
Perimetro	1.20	m
Profondità infissione	0	m
Lunghezza palo	22	m
Lunghezza infissione	22	m
L / D	18.3	
N verifica	2133	kN



z	form.	$\sigma'_v$	$\sigma_v$	$\tau_{NC}$	$\tau$	$q_p$	S	$\Sigma S=S_{lim}$	$P_p$	$\Sigma P_p=W$	$Q_{amm,L+P}$	$Q_{amm}$
m		kPa	kPa	$\mu \times k$	$\tau_{NC} / \tau_C$	kPa	kN	kN	kN	kN	kN	kN
0.0		0	0						0.0	0.0		
1.0	2a	10	10	4.55	4.55	96.4	5.5	5.5	5.7	5.7	34.9	34.9
2.0	2a	30	30	13.64	13.64	289.1	16.4	21.8	5.7	11.3	75.4	75.4
3.0	2a	45	50	20.46	20.46	433.7	24.5	46.4	5.7	17.0	120.1	120.1
4.0	2a	55	70	25.00	25.00	530.0	30.0	76.4	5.7	22.6	167.5	167.5
5.0	2a	65	90	29.55	29.55	626.4	35.5	111.8	5.7	28.3	216.0	216.0
6.0	2a	75	110	34.09	34.09	722.8	40.9	152.7	5.7	33.9	265.5	265.5
7.0	2a	85	130	38.64	38.64	819.1	46.4	199.1	5.7	39.6	317.7	317.7
8.0	2a	95	150	43.19	43.19	915.5	51.8	250.9	5.7	45.2	372.7	372.7
9.0	2a	105	170	47.73	47.73	1011.9	57.3	308.2	5.7	50.9	430.6	430.6
10.0	2b	115	190	56.37	56.37	1412.2	67.6	375.8	5.7	56.5	527.9	527.9
11.0	2b	125	210	61.27	61.27	1535.0	73.5	449.4	5.7	62.2	628.3	628.3
12.0	2b	135	230	66.17	66.17	1657.8	79.4	528.8	5.7	67.9	649.4	649.4
13.0	2b	145	250	71.07	71.07	1780.6	85.3	614.1	5.7	73.5	591.3	591.3
14.0	2b	155	270	75.97	75.97	1903.4	91.2	705.2	5.7	79.2	536.1	536.1
15.0	3	165.5	290.5	59.03	36.00	830.5	43.2	748.4	4.5	83.7	555.1	555.1
16.0	3	176.5	311.5	62.95	36.00	851.5	43.2	791.6	4.5	88.2	574.2	574.2
17.0	3	187.5	332.5	66.88	36.00	872.5	43.2	834.8	4.5	92.7	596.0	596.0
18.0	3	198.5	353.5	70.80	36.00	893.5	43.2	878.0	4.5	97.3	620.7	620.7
19.0	3	209.5	374.5	74.72	36.00	914.5	43.2	921.2	4.5	101.8	645.3	645.3
20.0	2b	220	395	107.83	107.83	2701.6	129.4	1050.6	5.7	107.4	854.7	854.7
21.0	2b	230	415	112.73	112.73	2824.4	135.3	1185.9	5.7	113.1	1067.0	1067.0
22.0	2b	240	435	117.63	117.63	2947.2	141.2	1327.1	5.7	118.8	1282.3	1282.3

### Somma dei contributi

La portanza verticale lato monte è pari a 1142 kN, mentre la portanza verticale lato valle è pari a 1282 kN, pertanto la portanza totale è data dalla somma delle due:

Portata totale = 2424 kN > 2133 kN

verifica soddisfatta

### 7.2.2.1 Verifica a compressione SLV (condizioni sismiche)

Le verifiche di portanza verticale in condizioni sismiche vengono omesse, in quanto meno gravose:  $N_{SLV}$  è pari a circa 1878 kN.

### 7.3 Verifica a portanza orizzontale - Broms

Per la verifica del carico limite orizzontale si fa riferimento alla teoria di Broms per il caso di pali con rotazione in testa impedita.

Per le verifiche a carico limite orizzontale si considera cautelativamente un coefficiente di gruppo 0.8.

Le equazioni con cui si determina il carico limite a forze orizzontali dei pali sono definite di seguito al variare del tipo di meccanismo considerato.

Il momento di plasticizzazione del palo, nel seguito  $M_y$ , è stato calcolato assumendo un valore di  $N$  pari a 0.

In terreni coesivi si ha:

Palo corto: 
$$H = 9c_u d^2 \left( \frac{L}{d} - 1.5 \right)$$

Palo intermedio: 
$$H = -9c_u d^2 \left( \frac{L}{d} + 1.5 \right) + 9c_u d^2 \sqrt{2 \left( \frac{L}{d} \right)^2 + \frac{4}{9} \frac{M_y}{c_u d^3} + 4.5}$$

Palo lungo: 
$$H = -13.5c_u d^2 + c_u d^2 \sqrt{182.25 + 36 \frac{M_y}{c_u d^3}}$$

dove :

$H$  = carico limite orizzontale del palo;

$c_u$  = resistenza non drenata del terreno;

$M_y$  = momento di plasticizzazione del palo;

$L$  = lunghezza del palo;

$d$  = diametro del palo.

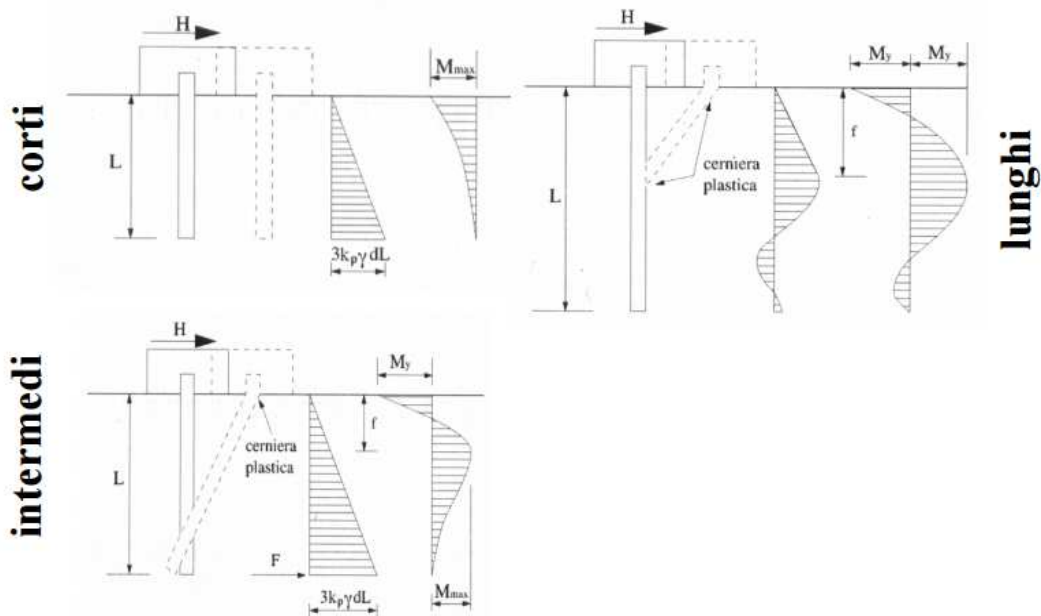
In terreni incoerenti si ha (vedasi figura seguente):

Palo corto: 
$$H = 1.5k_p \gamma d^3 \left( \frac{L}{d} \right)^2$$

Palo intermedio: 
$$H = \frac{1}{2} k_p \gamma d^3 \left( \frac{L}{d} \right)^2 + \frac{M_y}{L}$$

Palo lungo: 
$$H = k_p \gamma d^3 \sqrt[3]{\left( 3.676 \frac{M_y}{k_p \gamma d^4} \right)^2}$$

Dove, oltre ai termini già definiti,  $k_p$  = coefficiente di spinta passiva.



Il valore di H dovrà essere confrontato con il massimo valore del taglio agente sul palo al variare delle combinazioni (Vpd).

Il valore determinato con la teoria di Broms dovrà essere ridotto secondo quanto prevede la normativa vigente.

$$H_{lim} = H / (\xi \cdot \gamma_T) > V_{pd}$$

dove:

H = valore limite in funzione del meccanismo attivato;

$\xi$  = fattore di correlazione in funzione delle verticali indagate;

$\gamma_T$  = fattore parziale per pali soggetti a carichi orizzontali.

### 7.3.1 Risultati delle verifiche

Si dispongono delle armature longitudinali pari a  $30 \phi 22$ .

#### opera Pali/Spalla

coefficienti parziali			A		M		R	
Metodo di calcolo			permanenti	variabili	$\gamma_\phi$	$\gamma_{cu}$	$\gamma_r$	
			$\gamma_G$	$\gamma_Q$				
SLU	A1+M1+R1	○	1.30	1.50	1.00	1.00	1.00	
	A2+M1+R2	○	1.00	1.30	1.00	1.00	1.60	
	A1+M1+R3	○	1.30	1.50	1.00	1.00	1.30	
	SISMA	○	1.00	1.00	1.00	1.00	1.30	
DM88			○	1.00	1.00	1.00	1.00	
definiti dal progettista			⊕	1.35	1.35	1.00	1.00	1.30

n	1	2	3	4	5	7	$\geq 10$	T.A.	prog.
$\xi_3$	1.70	1.65	1.60	1.55	1.50	1.45	1.40	1.00	1.00
$\xi_4$	1.70	1.55	1.48	1.42	1.34	1.28	1.21	1.00	1.00

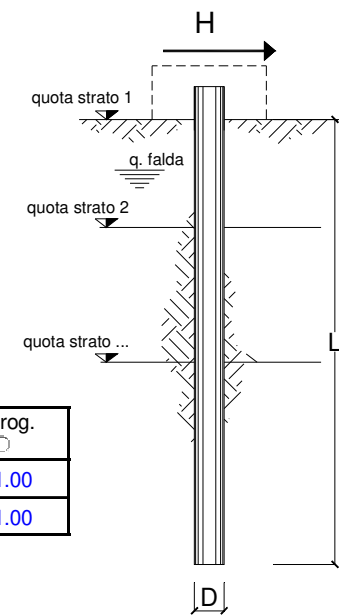
strati terreno	descrizione	quote (m)	$\gamma$ (kN/m <sup>3</sup> )	$\gamma'$ (kN/m <sup>3</sup> )	$\phi$ (°)	Parametri medi		Parametri minimi		
						$k_p$	$c_u$ (kPa)	$\phi$ (°)	$k_p$	$c_u$ (kPa)
p.c.=strato 1	2a	100.00	20	10	33	3.39		33	3.39	
<input checked="" type="checkbox"/> strato 2	2b	91.00	20	10	35	3.69		35	3.69	
<input checked="" type="checkbox"/> strato 3	3	86.00	21	11	27	2.66	60	27	2.66	60
<input checked="" type="checkbox"/> strato 4	2b	81.00	20	10	35	3.69		35	3.69	
<input checked="" type="checkbox"/> strato 5	3	68.00	21	11	27	2.66	60	27	2.66	60
<input checked="" type="checkbox"/> strato 6						1.00			1.00	

Quota falda 98.00 (m)

Diametro del palo D 1.20 (m)

Lunghezza del palo L 22.00 (m)

Momento di plasticizzazione palo  $M_y$  2020.96 (kNm)



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

Diametro = 1200 (mm)

Raggio = 600 (mm)

Sforzo Normale = 0 (kN)

**Caratteristiche dei Materiali**

calcestruzzo

C25/30

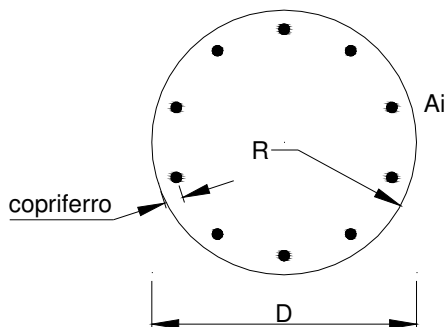
Rck = 30 (Mpa)

fck = 25 (Mpa)

$\gamma_c$  = 1.5

$\alpha_{cc}$  = 0.85

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



**Acciaio**

tipo di acciaio

B450C

$f_{yk}$  = 450 (Mpa)

$\gamma_s$  = 1.15

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

$E_s$  = 206000 (Mpa)

$\epsilon_{ys}$  = 0.190%

$\epsilon_{uk}$  = 10.000%

**Armature**

numero	diametro (mm)	area (mm <sup>2</sup> )	copriferro (mm)
30	φ 22	11403.98	83
0	φ 26	0.00	135
0	φ 30	0.00	100

calcolo

**Momento di Plasticizzazione**

$M_y = 2021.0$  (kN m)

Inserisci

	<u>H medio</u>		<u>H minimo</u>	
Palo lungo	1619.0	(kN)	1619.0	(kN)
Palo intermedio	9558.0	(kN)	9558.0	(kN)
Palo corto	28273.1	(kN)	28273.1	(kN)
	<b>H<sub>med</sub> 1619.0 (kN)</b>	<b>Palo lungo</b>	<b>H<sub>min</sub> 1619.0 (kN)</b>	<b>Palo lungo</b>
	<b>H<sub>k</sub> = Min(H<sub>med</sub>/ξ<sub>3</sub> ; R<sub>min</sub>/ξ<sub>4</sub>)</b>		952.35	(kN)
	<b>H<sub>d</sub> = H<sub>k</sub>/γ<sub>T</sub></b>		<b>732.58</b>	<b>(kN)</b>

Considerando un valore di efficienza pari a 0.8, si ottiene un valore di taglio resistente pari a  $0.8 \times 732.58 = 586.1$  kN.

Il massimo taglio agente è in combinazione SLV e vale 127.4 kN, pertanto, la verifica risulta soddisfatta.