

AREA 3
DIPARTIMENTO GRANDI OPERE, INFRASTRUTTURE E MOBILITA'
DIVISIONE INFRASTRUTTURE
SERVIZIO PONTI, VIE D'ACQUA E INFRASTRUTTURE

**RINATURALIZZAZIONE E MESSA IN SICUREZZA
DELLA SPONDA DESTRA DEL FIUME PO
TRATTO COMPRESO TRA C.SO MONCALIERI 310 E PISCINA LIDO**

PROGETTO ESECUTIVO

data: aprile 2024

revisione:

codice elaborato:

denominazione elaborato: RELAZIONE STRUTTURE

UFFICIO DI PROGETTAZIONE

progettista coordinatore: ing. Lorenzo Peretti

coordinatore per la sicurezza in fase di progettazione: geom. Giorgio Gilli

RESPONSABILE DEL PROGETTO: ing. Amerigo STROZZIERO

TORINOCAMBIA
IL PIANO VA VELOCE.



$$\gamma = \pi - (\pi/2 - \alpha) - (\alpha - \varphi) = \pi/2 + \varphi$$

$$\frac{\frac{cb\Delta x}{\cos\alpha}}{\sin(\alpha - \varphi)} = \frac{\sigma b\Delta x}{\sin\gamma}$$

$$c = \sigma \frac{\cos\alpha \sin(\alpha - \varphi)}{\cos\varphi} = \sigma \frac{\cos\alpha}{\cos\varphi} (\sin\alpha \cos\varphi - \cos\alpha \sin\varphi) = \sigma (\sin\alpha \cos\alpha - (\cos\alpha)^2 \operatorname{tg}\varphi)$$

Il valore di α per il quale c è massimo si determina con $dc/d\alpha=0$:

$$(\cos\alpha)^2 - (\sin\alpha)^2 + 2 \cos\alpha \sin\alpha \operatorname{tg}\varphi = 0$$

dividendo per $(\cos\alpha)^2$

$$(\operatorname{tg}\alpha)^2 - 2 \operatorname{tg}\varphi \operatorname{tg}\alpha - 1 = 0$$

$$\operatorname{tg}\alpha = (1 + \sqrt{2}) \operatorname{tg}\varphi$$

Per $\varphi = 40^\circ$ si ottiene $(c/\sigma)_{\max} = 0,232$.

Considerato muri esistenti ($f_s \geq 1$) di due piani, con altezza di 6÷7m risulta un valore limite inferiore

$$c = 30 \text{KN/m}^2$$

3) Tiranti

Si sono considerati tiranti di lunghezza totale di 10m con sviluppo tutto cementato, inclinati sull'orizzontale (verso il basso) di 15° e passo 2m; diametro di perforazione di 16cm, con armatura con barra tipo Gewi 500/550 MPa D32mm ($A=804 \text{ mm}^2$; $f_y = 500 \text{ MPa}$); risulta

Verifica resistenza armatura:

risulta:

$$f_{yd} = 500 \text{ MPa} / 1,15 = 435 \text{ MPa}$$

$$T_{rd} = 365 \text{ KN.}$$

Verifica resistenza geotecnica:

La portata laterale del bulbo è:

$$Q_{lim} = \pi d_s L_s s_d$$

dove d_s è il diametro iniettato, L_s la lunghezza iniettata e s_d la resistenza laterale, funzione della pressione limite di iniezione determinata con il pressiometro di Menard, (ovvero la pressione radiale che determina la plasticizzazione del terreno circostante il foro).

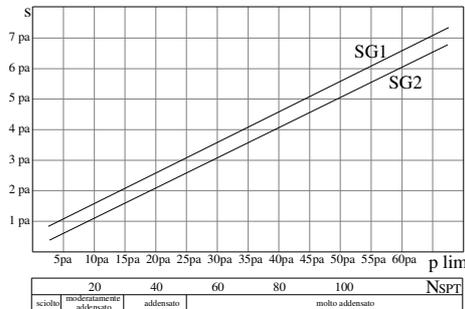
Il diametro di iniezione risulta corretto rispetto al diametro di perforazione come:

$$d_s = \alpha d$$

dove, per il caso in esame, si assume $\alpha = 1,2$

La letteratura tecnica indica le curve di resistenza laterale, per le seguenti tipologie di terreno:

| denominazione curva | IRS | IGU |
|---|-----|-----|
| da ghiaia grossa a sabbia limosa | SG1 | SG2 |
| limo e argilla | AL1 | AL2 |
| marna, calcare marnoso, calcare tenero fratturato | MC1 | MC2 |
| roccia alterata e/o fratturata | R1 | R2 |



Relazione resistenza laterale - N_{SPT} - fig. 2

Dalle indagini riportate nella relazione geologica – geotecnica del PFTE, si assume un valore medio di $N_{SPT}=25$, da cui $s=1,3$ p.a. La resistenza caratteristica del tirante, calcolata da parametri geotecnici risulta:

$$R_{ak} = \min \{ R_{Cmedio} / \xi_{a3}; R_{Cmin} / \xi_{a4} \}$$

ξ_{a3} , ξ_{a4} funzione del numero di verticali indagate, con un massimo di 1,8

L'aderenza bulbo – terreno di calcolo risulta quindi:

$$s_d = 1,3 / 1,8 / 1,2 = 0,60 \text{ p.a.}$$

$$R_{kg} = 0,60 \text{ p.a.} * (3,14 * 16 \text{ cm} * 1,2) * 1000 \text{ cm} = 362 \text{ KN}$$

Ripartendo la resistenza del tirante sull'interasse di 2m risulta $T=180 \text{ KN/m}$.

4) Verifiche di stabilità del pendio – tratto di monte

Si esegue la verifica di stabilità ricercando il valore della coesione della lente che rappresenta i pali infissi tale da fornire un coefficiente di sicurezza prossimo a 1,375 (pari cioè a $1,25 * 1,1$).

Si effettua un'analisi di sensibilità al variare del livello della falda, e conseguentemente del fiume, sulla sezione sez.9 giudicata più critica.

SSAP 5.1 (2022) - Slope Stability Analysis Program
 Software by Dr. Geol. L. Borselli - www.lorenzo-borselli.eu
 SSAP/DXXF generator rel. 2.1 (2022)

Data : 12/12/2023

Località :

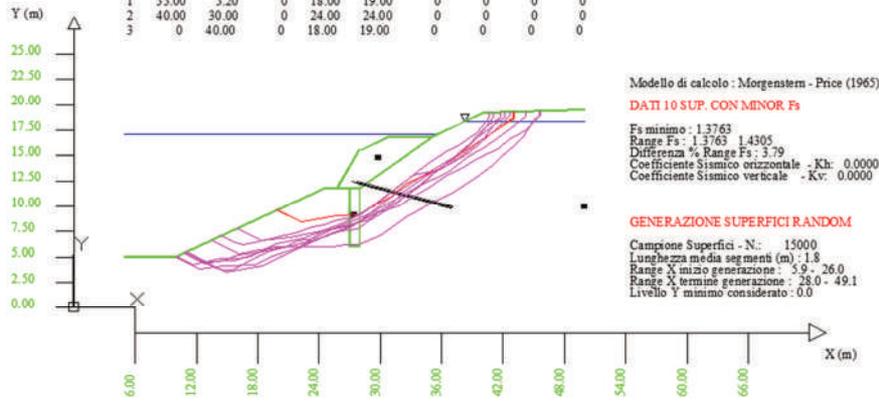
Descrizione :

[n] = N. strato o lente

Presenza Tiranti/Ancoraggi (Per i dati vedi il report)

Parametri Geotecnici degli strati

| N. | phi deg | C' kPa | Cu kPa | Gamm kN/m3 | GammSat kN/m3 | sgci MPa | GSI | mi | D |
|----|---------|--------|--------|------------|---------------|----------|-----|----|---|
| 1 | 33.00 | 3.20 | 0 | 18.00 | 19.00 | 0 | 0 | 0 | 0 |
| 2 | 40.00 | 30.00 | 0 | 24.00 | 24.00 | 0 | 0 | 0 | 0 |
| 3 | 0 | 40.00 | 0 | 18.00 | 19.00 | 0 | 0 | 0 | 0 |



Stabilità pendio con falda in posizione 220,50m - fig. 3

SSAP 5.1 (2022) - Slope Stability Analysis Program
 Software by Dr. Geol. L. Borselli - www.lorenzo-borselli.eu
 SSAP/DXXF generator rel. 2.1 (2022)

Data : 12/12/2023

Località :

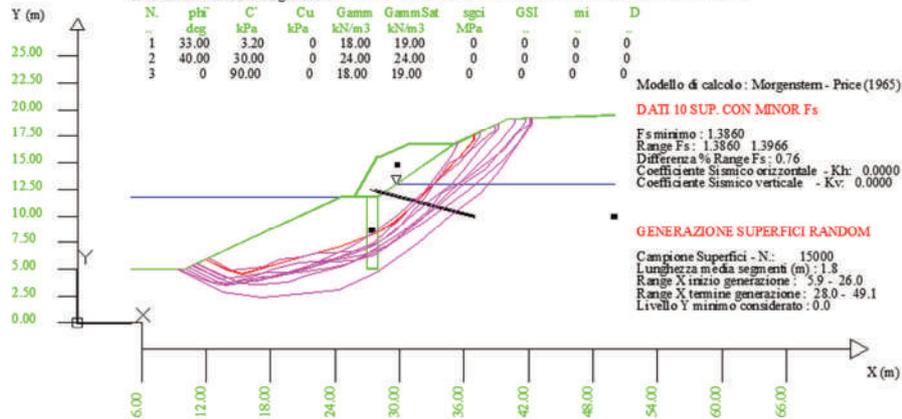
Descrizione :

[n] = N. strato o lente

Presenza Tiranti/Ancoraggi (Per i dati vedi il report)

Parametri Geotecnici degli strati

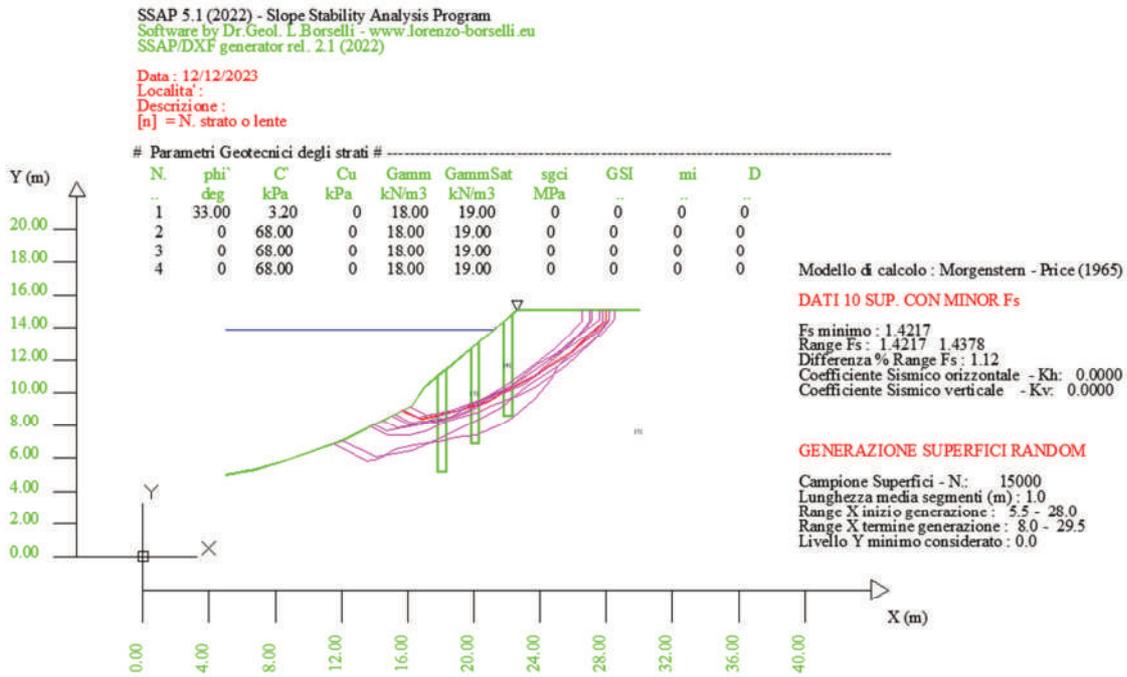
| N. | phi deg | C' kPa | Cu kPa | Gamm kN/m3 | GammSat kN/m3 | sgci MPa | GSI | mi | D |
|----|---------|--------|--------|------------|---------------|----------|-----|----|---|
| 1 | 33.00 | 3.20 | 0 | 18.00 | 19.00 | 0 | 0 | 0 | 0 |
| 2 | 40.00 | 30.00 | 0 | 24.00 | 24.00 | 0 | 0 | 0 | 0 |
| 3 | 0 | 90.00 | 0 | 18.00 | 19.00 | 0 | 0 | 0 | 0 |



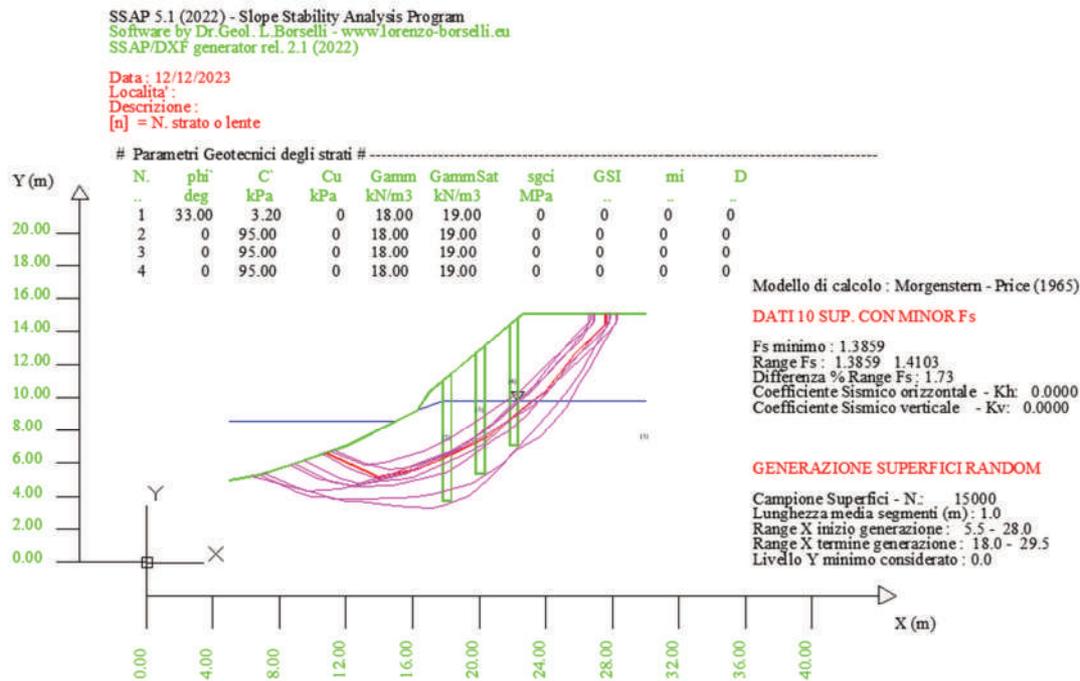
Stabilità pendio con falda in posizione 215,00m - fig. 4

La lente che rappresenta i pali infissi, di larghezza 1m, deve avere un valore minimo di coesione $c = 90\text{KPa}$

Si analizza altresì la stabilità della parte di estremità di monte nella quale non è possibile realizzare la trave di base in quanto l'area è occupata dalla rampa di fine cantiere; in tale tratto si è previsto di stabilizzare il pendio esclusivamente con pali infissi, realizzati a rampa rimossa.



Stabilità pendio con falda in posizione 220,50m - fig. 5



Stabilità pendio con falda in posizione 215,00m - fig. 6

La lente che rappresenta i pali infissi, di larghezza 0,5m, deve avere un valore minimo di coesione $c = 95\text{KPa}$

5) Verifica dei pali per il contributo a taglio

Nel modello di stabilità del pendio è stata introdotta una lente di materiale diverso che simula la presenza di pali. Si osserva che se la superficie di scorrimento è inclinata dell'angolo α rispetto all'orizzontale e la lente ha spessore s , la forza di taglio che contrasta la lente stessa è:

$$F = c (B/\cos\alpha) \Delta x$$

La componente orizzontale di tale forza è:

$$F_h = F \cos\alpha = c B \Delta x$$

Per la verifica della resistenza del palo, si considera una porzione di palo prossima alla sezione di potenziale scorrimento, di altezza minima per essere auto-equilibrata, trascurando la continuità del palo stesso agli estremi. Tale posizione è una semplificazione concettuale conservativa, in quanto i momenti presenti agli estremi di tale porzione aumentano la resistenza.

In considerazione dell'effetto tridimensionale (cft. Viggiani), si assume:

$$q = 3k_p D \sigma_v$$

la resistenza passiva è determinata tramite la formula di Lancellotta (2002)

$$k_p = \cos\delta (1 - \sin\phi) [\cos\delta + \sqrt{(\sin^2\phi - \sin^2\delta)}] e^{2\theta\delta}$$

con ϕ : angolo resistenza al taglio, δ : angolo di attrito terreno / struttura e θ dato da

$$2\theta = \delta + \sin^{-1}(\sin\delta / \sin\phi)$$

Per quanto attiene δ Boules (tab. 11.7) suggerisce i seguenti valori di interesse:

| tipo struttura | tipo terreno | δ |
|----------------|------------------------------------|----------|
| cls | sabbia limosa da media a grossa | 29°÷31° |
| acciaio | miscela limosa di sabbia e argille | 17° |

Si può approssimare la differenza di tensione che agisce sui due lati del palo $\sigma'_p - \sigma'_a \approx \sigma'_p$

Si utilizzano i valori caratteristici dei parametri geotecnici in considerazione del fatto che le sollecitazioni applicate ai pali derivano dal modello di stabilità del terreno con il quale si è già imposto un adeguato coefficiente di sicurezza. Le sezioni utilizzate devono rientrare nelle classi 1 o 2 e si può considerare, conseguentemente, la sezione completamente plasticizzata.

Si adottano pali infissi in acciaio S355 De=219mm sp=8mm; la sezione ricade in classe 1.

$$W_{pl} = 356,3 \text{ cm}^3 \quad f_{yd} = 338 \text{ KPa}$$

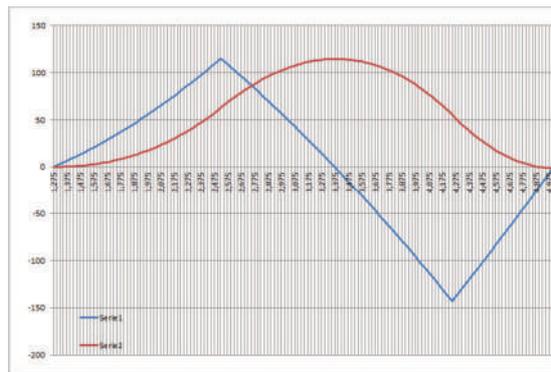
$$M_{Rd} = 120,5 \text{ KN}\cdot\text{m}$$

Si osserva che le superfici di potenziale scorrimento passano a profondità sempre superiori a 2,5m.

La sezione è compatibile con la seguente geometria del troncone:

- testa a profondità 1,25m e scorrimento a profondità 2,5m; tale geometria realizza un taglio sulla superficie di scorrimento di 115 KN;
- rotazione a profondità 4,25m e fine palo a profondità 5m.

Risultano i seguenti diagrammi di taglio e momento:



Diagrammi di taglio e momento su palo – fig. 7

Il momento massimo è:

$$M_{Sd} = 114,7 \text{ KN}\cdot\text{m} < M_{Rd}$$

In corrispondenza della sezione tipo con trave di base si assume quindi il passo di 1m e si utilizzano i pali infissi sopra descritti in S355 De=219mm sp=8mm con $L_{\min}=6\text{m}$, in grado di assorbire un taglio di $T=115\text{KN}$; l'interasse equivalente risulta infatti:

$$\Delta x_{\min} = T / (c B) = 115\text{KN} / (90\text{KN}/\text{m}^2 \cdot 1\text{m}) = 1,28\text{m}.$$

In corrispondenza della rampa di estremità, considerate tre file di pali, si assume il passo di 2m e si utilizzano i pali infissi sopra descritti in S355 De=219mm sp=8mm con $L_{\min}=7,5\text{m}$, in grado di assorbire un taglio di $T=115\text{KN}$; l'interasse equivalente risulta infatti:

$$\Delta x_{\min} = T / (c B) = 115\text{KN} / (95\text{KN}/\text{m}^2 \cdot 0,5\text{m}) = 2,42\text{m}.$$

6) Verifica trave fondazione

La trave di fondazione presente nel tratto di monte allo sfocio del Rio Pattonera deve trasmettere il tiro dei tiranti al terreno retrostante, in regime di spinta passiva.

Al di sopra di detta trave insiste la scogliera con altezza c.a. 3m, per la quale si è stimato $\gamma_{\text{sat}}=24\text{KN}/\text{m}^3$; in condizioni di sommersione risulta quindi $\sigma'_v = 42\text{KN}/\text{m}^2$.

Il coefficiente di spinta passiva è determinato con la formula di Lancellotta (2002)

$$k_p = \cos \delta (1 - \sin \phi) [\cos \delta + \sqrt{(\sin^2 \phi - \sin^2 \delta)}] e^{2\theta \tan \phi}$$

con ϕ : angolo resistenza al taglio, δ : angolo di attrito terreno / struttura e θ dato da

$$2\theta = \delta + \sin^{-1}(\sin \delta / \sin \phi)$$

Per il terreno su cui agisce la spinta passiva si assume $\phi' = 30^\circ$; $\tan \delta = 2/3 \tan \phi$; i parametri geotecnici sono assunti secondo i valori caratteristici in quanto il carico trasmesso dai tiranti è già incrementato a motivo del coefficiente di sicurezza imposto sull'equilibrio globale; risulta, pertanto

$$k_p = 4,7$$

$$\sigma'_h = k_p \sigma'_v = 197\text{KN}/\text{m}^2$$

In considerazione del fatto che l'azione dei tiranti (cft punto 4) è $N = 180 \text{ KN/m}$, l'altezza della fondazione deve essere $h=1\text{m}$; si assume una sezione $1\text{m} \times 1,5\text{m}$ cls $28/35 \text{ MPa}$

Considerata una trave continua di luci $L=2\text{m}$, risulta:

$$T = 1/2 q L = 180 \text{ KN} \quad M = 1/12 q L^2 = 60 \text{ KN}\cdot\text{m}$$

(tali valori rappresentano quelli di calcolo perché inducono il coefficiente di sicurezza alla stabilità globale del pendio $f_s=1,375$).

- verifica a flessione: si determina in modo speditivo come:

$$A_{s\min} = M / (0,9d \cdot f_y / 1,05) = 1,65 \text{ cm}^2$$

- verifica a taglio: si verifica la sezione senza armatura a taglio; indicando con:

f_{ck} : resistenza caratteristica a compressione in [MPa]

d : altezza utile della sezione in mm;

b_w : larghezza minima della sezione

$$k = 1 + (200/d)^{1/2} \leq 2$$

$$\rho_l = A_s / (b_w d) \quad (\leq 0,02) \quad (A_s : \text{armatura a trazione})$$

$$\sigma_{cp} = N_{Ed} / A_c \quad (\leq 0,2 f_{cd}) \quad \text{tensione media di compressione nel cls}$$

$$v = \max[0,18k (100 \rho_l f_{ck})^{1/3} / \gamma_c ; 0,035 k^{3/2} f_{ck}^{1/2}]$$

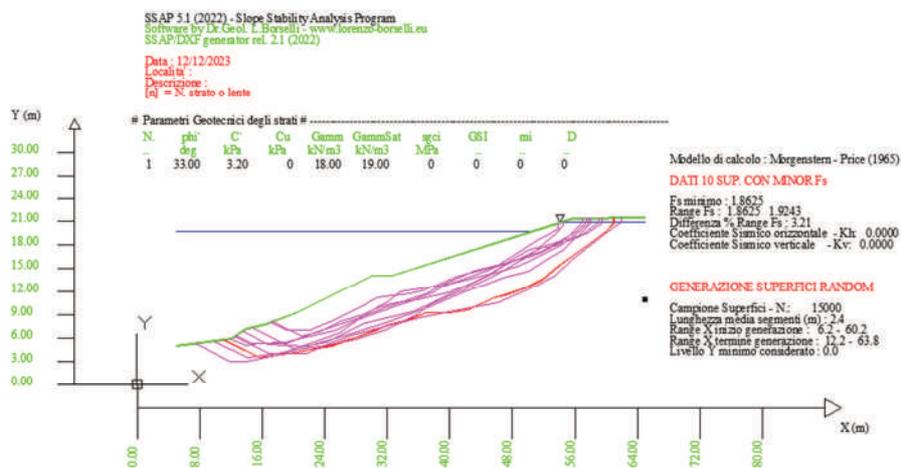
$$V_{Rd} = [v + 0,15 \sigma_{cp}] b_w d$$

Si ottiene: $K = 1$; $v = 0,035 k^{3/2} f_{ck}^{1/2} = 0,14 \text{ MPa}$

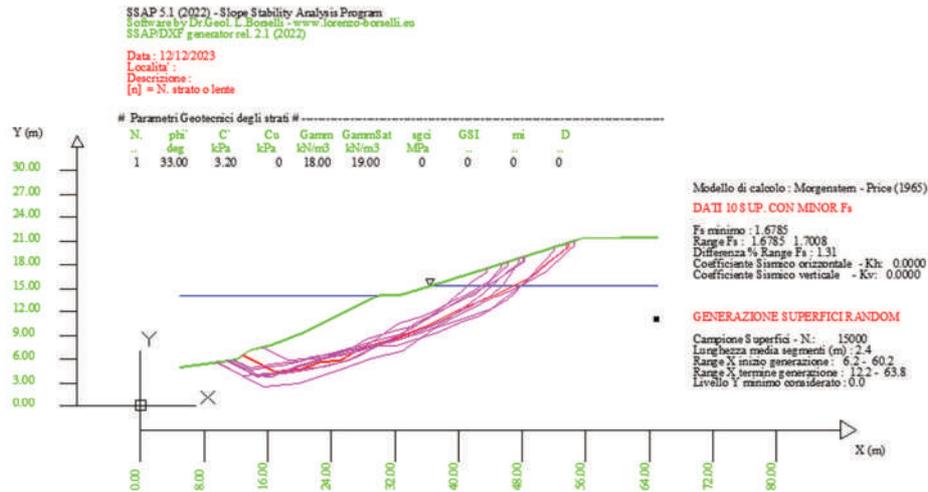
$$V_{Rd} = 0,14 \text{ MPa} \cdot 1\text{m} \cdot 1,5\text{m} = 210 \text{ KN} \quad (> V_{Sd}).$$

7) Verifiche di stabilità del pendio – tratto di valle

Si effettua un'analisi di sensibilità al variare del livello della falda, e conseguentemente del fiume, sulla sezione sez.13 giudicata più critica.



Stabilità pendio con falda in posizione 220,50m - fig. 8



Stabilità pendio con falda in posizione 215,00m - fig. 9

I coefficienti di sicurezza ottenuti risultano quindi più che adeguati.

Verifica passerella metallica

Si demanda alla specifica relazione specialistica.

Verifica parapetto

Il punto p.5.1.3.10 delle N.T.C. prevede l'applicazione dell'azione orizzontale $H_k=1,5$ KN/m applicata al corrimano.

Si prevedono i piantoni ad interasse di 3m; i piantoni sono accoppiati; in corrispondenza degli interspazi i correnti sono interrotti, per cui i correnti stessi sono calcolati con schema appoggio – appoggio; il corrente più alto è a quota 1,5m.

Correnti

$$M_{Sd} = 1/8 * (1,5 \text{ KN/m} * 1,35) * (3 \text{ m})^2 = 2,3 \text{ KNm}$$

Si adotta un tubo in acciaio S355MPa $D_e=60,3$ mm, sp: 3,6mm, da cui $D_i=57,5$ mm

| Sezioni Tubolari | | | | | | |
|-------------------------|---|------|------|------|------|------|
| | | | | | | |
| Classe | Sezione inflessa e/o compressa | | | | | |
| 1 | $d/t \leq 50e^2$ | | | | | |
| 2 | $d/t \leq 70e^2$ | | | | | |
| 3 | $d/t \leq 90e^2$ (Per $d/t > 90e^2$ vedere EN 1993-1-6) | | | | | |
| $e = \sqrt{235/f_{yk}}$ | f_{yk} | 235 | 275 | 355 | 420 | 460 |
| | ϵ | 1.00 | 0.92 | 0.81 | 0.72 | 0.71 |
| | e^2 | 1.00 | 0.85 | 0.66 | 0.56 | 0.51 |

fig. D1

La sezione rientra in classe 1

$$J_x = \pi/64 (D_e^4 - D_i^4) = 3,14/64 * [(6,03 \text{ cm})^4 - (5,31 \text{ cm})^4] = 25,9 \text{ cm}^4$$

$$W = J_x / r = 25,9 \text{ cm}^4 / 3,01 \text{ cm} = 8,6 \text{ cm}^3$$

$$M_{Rd} = 355 \text{ MPa} / 1,05 * 8,6 \text{ cm}^3 = 2,9 \text{ KNm} \quad (> M_{Sd})$$

Montanti

Sul montante agisce un momento

$$M_{Sd} = (1,5\text{KN/m} * 1,35 * 1,5\text{m}) * 1,5\text{m} = 4,5\text{KNm}$$

Si adotta una lamiera larghezza alla base 100mm, sp. 8mm; la sezione rientra in classe 1;

$$W = 1/6 * (0,8\text{cm}) * (10\text{cm})^2 = 13,3\text{cm}^3$$

$$M_{Rd} = 355\text{MPa} / 1,05 * 13,3\text{cm}^3 = 4,5\text{KNm} \quad (=M_{Sd})$$

Verifica plinti pali I.P.

I pali di illuminazione pubblica sono sottoposti alle azioni del flusso dell'acqua e del vento.

Spinta dell'acqua

Con riferimento alla *fig. 9* della Relazione idraulica, per tempo di ritorno $T_R=200$ anni, si può assumere la velocità sulla sponda di c.a. 2m/s; il palo viene esposto per un'altezza massima nella sez. 12 di 2,6m; si approssima 3m; il diametro del palo stesso è c.a. 10 cm.

Il numero di Reynolds risulta:

$$Re = v \rho D / \mu = 2\text{m/s} * 1000\text{kg/m}^3 * 0,1\text{m} / [1\text{E}-3\text{kg/(ms)}] = 2\text{E}5$$

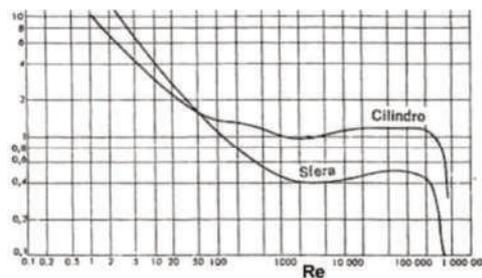


fig. E1

dalla *fig. E1* si evince un coefficiente fluidodinamico $c_x = 1,25$

La pressione del flusso di acqua risulta:

$$q = 1/2 c_x \rho v^2 = 1/2 * 1,25 * 1000\text{kg/m}^3 * (2\text{m/s})^2 = 2,5\text{KPa}$$

Non si applica un coefficiente moltiplicativo dell'azione in quanto la stessa è evento eccezionale ($T_R=200$ anni).

$$M_{Sd} = 1/2 * (2,5\text{KPa} * 0,1\text{m}) * (3,0\text{m})^2 = 1,1\text{KNm} \quad (\text{in senso longitudinale})$$

Spinta del vento

Come procedura generale, assunta la velocità di riferimento:

$$q_b = 1/2 \rho v_b^2 \quad (\rho = 1,25 \text{ kg/m}^3)$$

la pressione teorica su parete piana viene corretta tramite alcuni coefficienti correttivi c_e, c_p, c_d :

$$p = q_b c_e c_p c_d$$

Dalla tab. 3.3.1. delle N.T.C. risulta la velocità di riferimento (per $T_R=50$ anni) $v_0 = 25\text{m/s}$;

la pressione teorica su parete piana è quindi:

$$q_b = 0,39\text{KPa}$$

- Coefficiente di esposizione

Si riconosce una classe di rugosità "C" e area locale 1; corrisponde una categoria di esposizione III.

Risultano i seguenti coefficienti:

$$k_r = 0,20 \quad z_0 = 0,10 \text{ m} \quad z_{min} = 5 \text{ m};$$

si assume il coefficiente di topografia $c_t = 1$.

Si calcola quindi il coefficiente di esposizione:

$$c_e(z) = k_r^2 c_t \ln(z/z_0)(7 + c_t \ln(z/z_0)) \quad \text{per } z > z_{min} \quad c_e(z) = c_e(z_{min}) \quad \text{per } z < z_{min}$$

$$c_e = 1,7.$$

- Coefficiente di pressione

come illustrato precedentemente il numero di Reynolds risulta:

$$Re = v \rho D / \mu = 25\text{m/s} * 1,25\text{kg/m}^3 * 0,1\text{m} / [1,75\text{E-}5\text{kg/(ms)}] = 1,82\text{E}5$$

Dal grafico di fig. E1, si assume $c_x = c_p = 1,25$.

- Coefficiente dinamico: per i casi ordinari si assume $c_d = 1$.

La pressione esercitata dal vento risulta quindi:

$$p = q_b c_e c_p c_d = 0,39\text{KPa} * 1,7 * 1,25 * 1 = 0,83\text{KPa}.$$

$$M_{Sd} = 1/2 * (0,83\text{KPa} * 1,5 * 0,1\text{m}) * (4,3\text{m})^2 = 1,15\text{KNm} \quad (\text{in ogni direzione})$$

Si adotta un plinto simmetrico di profondità 0,7m e dimensioni 0,6m x 0,6m; trascurando il peso stabilizzatore del palo:

$$N = 24\text{KN/m}^3 * 0,6\text{m} * 0,6\text{m} * 0,7\text{m} = 6\text{KN}$$

$$M_{Rd} = 6\text{KN} * 0,3\text{m} = 1,8\text{KNm} \quad (> M_{Sd}).$$

La distanza di applicazione del carico rispetto al bordo è:

$$d = (M_{Rd} - M_{Sd}/\gamma) / N = (1,8\text{KNm} - 1,15\text{KNm}/1,5) / 6\text{KN} = 0,17\text{m}$$

che origina una larghezza equivalente a pressione uniforme di

$$B_e = 2d = 0,34\text{m}$$

$$p = N / (L B_e) = 6\text{KN} / (0,6\text{m} * 0,34\text{m}) = 29\text{KPa}.$$

Si prescinde dalla verifica geotecnica in quanto la pressione di contatto è irrisoria.

Tiranti di prova

La resistenza caratteristica dell'armatura è

$$T_{Rd} = 500\text{MPa} * 3,14/4 * (0,032\text{m})^2 = 400\text{KN}$$

Al fine di poter arrivare alla rottura geotecnica del tirante, si assume un valore cautelativo di aderenza laterale 0,3MPa; per non rompere l'armatura è quindi necessario limitare l'iniezione ad una lunghezza di c.a. 3m; risulta infatti:

$$T_{Rd} = 3 \text{ p.a.} * (3,14 * 12\text{cm} * 1,2) * 300\text{cm} \approx 400\text{KN}$$

Per indagare quindi tutta la profondità di iniezione, occorre suddividere tale lunghezza in 3 tratte:

1m÷4m; 4m÷7m 7m÷10m.

Materiali e prove

I materiali pervisti sono i seguenti:

a) tiranti: in barre De: 32mm "tipo Gewi" S500MPa; è prevista la quantità di c.a. 17t; è prevista una prova su prelievo di 3 campioni per ogni partita di produzione (da 30t); il comportamento geotecnico dei tiranti sarà testato con tiranti di sacrificio portati a rottura; al fine di raggiungere la rottura geotecnica si opererà su tratti iniettati di lunghezza certa, non superiore a 3m; sono così previste 24 prove a rottura;

b) carpenteria metallica: è prevista una prova su tre campioni ogni partita da 90t; la carpenteria è costituita da:

- pali infissi: tubi De219,1mm sp:8mm, in acciaio S355Mpa; è prevista la quantità di c.a. 130t;
- carpenteria per parapetto: costituita da c.a. 2t di lamiera 8mmx100mm e 5t di tubo De60,3mm, sp. 3,6mm;
- carpenteria ponte: costituita da 4 principali profili, per c.a. 6t;
- calcestruzzo: classe 250/300 MPa; è prevista la quantità di c.a. 600mc (strutturali); sono previsti due controlli di 3 provini (per un totale di 12 cubetti) ogni 100mc;
- acciaio da c.a.: in B450C; è prevista la quantità di c.a. 25t; è prevista una prova su 3 campioni per ogni partita di produzione (da 90t).