

acea

acea ACEA ATO 2 SPA
acqua

Il Responsabile del Procedimento
in fase di progettazione

acea

ACEA ELABORI SPA



**INTERVENTO DI MESSA IN
SICUREZZA DEL COLLETTORE COBIS –
DEMOLIZIONE DEL PONTE STRADALE –
REALIZZAZIONE PASSERELLA PEDONALE E
SISTEMAZIONE SPONDALE
DEL FOSSO MORICHELLA
COMUNE DI TREVIGNANO ROMANO(RM)**

PROGETTO DEFINITIVO

ELABORATO

ST49 R 004 O

DATA **SETTEMBRE 2018**

SCALA

Responsabile Ingegneria

Ing. Antonio Iele

Responsabile Team Progetti e Lavori

Ing. Davide D'Ottavio

Capo Progetto

Ing. Angelo Marchetti

Collaboratori

Ing. Nicola Epifanio

RELAZIONE GEOTECNICA E STRUTTURALE

AGG. N.	DATA	NOTE	FIRMA
1			
2			
3			

Coordinatore per la sicurezza in fase di Progettazione

Ing. Angelo Marchetti

Consulente esterno

Ecomar S.r.l.

ACEA ATO 2 S.P.A.

ACEA ELABORI S.P.A.

**INTERVENTO DI MESSA IN SICUREZZA DEL
COLLETTORE COBIS – DEMOLIZIONE DEL PONTE
STRADALE – REALIZZAZIONE PASSERELLA PEDONALE
E SISTEMAZIONE SPONDALE DEL FOSSO MORICHELLA**

COMUNE DI TREVIGNANO ROMANO (RM)

PROGETTO DEFINITIVO

RELAZIONE GEOTECNICA E STRUTTURALE

INDICE

1	PREMESSA	1
2	NORMATIVA DI RIFERIMENTO	1
2.1	NORMATIVA NAZIONALE	1
2.2	EUROCODICI	3
2.3	NORMATIVA REGIONALE	3
3	CARATTERISTICHE DEI MATERIALI	4
3.1	CALCESTRUZZO	4
3.1.1	DIAGRAMMA TENSIONE-DEFORMAZIONE DEL CONGLOMERATO CEMENTIZIO	4
3.1.2	PROPRIETÀ MECCANICHE	4
3.1.3	CLASSI DI ESPOSIZIONE	5
3.1.4	COPRIFERRI DELLE ARMATURE	5
3.2	ACCIAIO PER CALCESTRUZZO	6
3.2.1	DIAGRAMMA TENSIONE-DEFORMAZIONE DELL'ACCIAIO.....	6
3.2.2	PROPRIETÀ MECCANICHE PER L'ACCIAIO DA C.A.	7
4	INQUADRAMENTO GEOLOGICO TECNICO	8
5	AZIONE SISMICA	9
6	ANALISI DEI CARICHI	9
6.1	CARICO PERMANENTE STRUTTURALE G1	9
6.2	SPINTA DEL TERRENO SUI MANUFATTI INTERRATI G1 (PERMANENTE STRUTTURALE)	10
6.3	SPINTA STATICA DELL'ACQUA DI INVASO G1 (PERMANENTE STRUTTURALE)	11
6.4	CARICO PERMANENTE NON STRUTTURALE G2	11
6.5	AZIONI VARIABILI Q	11
6.5.1	SOVRACCARICHI	11

6.5.2	CARICO DEL VENTO.....	12
6.5.3	CARICO DELLA NEVE.....	12
6.5.4	AZIONE DELLA TEMPERATURA	12
6.6	AZIONI SISMICHE SUI MANUFATTI.....	12
6.6.1	AZIONI SISMICHE DI MASSA.....	12
6.6.2	INCREMENTO DINAMICO DI SPINTA DEL TERRENO	12
6.6.3	INCREMENTO DINAMICO DELLA SPINTA DELL'ACQUA DI INVASO	13
7	DESCRIZIONE DEI METODI DELLE VERIFICHE.....	13
7.1	METODO DI VERIFICA ALLO S.L.U. DELLE FONDAZIONI DEI MANUFATTI	13
7.2	METODO DI VERIFICA DELLA PARATIA DI PALI	13
7.3	METODO DI VERIFICA DELLA SCOGLIERA A MASSI CICLOPICI.....	14
8	OPERE DI PROGETTO.....	14
8.1	PASSERELLA PEDONALE	14
8.2	RAMPA PER L'ACCESSO ALLA PASSERELLA PEDONALE.....	17
8.3	PARATIA DI MICROPALI	21
8.4	VERIFICA DI SOSTEGNO DELL'ARGINE IN MASSI CICLOPICI	32
8.4.1	IPOTESI DI CALCOLO E CODICE UTILIZZATO	32
8.4.2	RISULTATI DEL CALCOLO	32
8.4.3	CONCLUSIONI.....	47

1 PREMESSA

La presente relazione contiene i calcoli di verifica geotecnica e strutturale delle opere previste nel Progetto Definitivo relativo ai lavori di "Demolizione del ponte stradale, realizzazione della passerella pedonale e sistemazione spondale del fosso della Morichella nel comune di Trevignano Romano (RM)", ed è stata redatta in conformità a quanto stabilito dal D.P.R. 207/10.

Di seguito sono riportati i calcoli di verifica delle opere civili, previste nel presente progetto, che presentano maggiori criticità nell'interazione terreno-struttura.

Le verifiche geotecniche sono state eseguite per le seguenti opere civili, previste nel presente progetto:

- Basamenti di fondazione della passerella pedonale sul Fosso Morichella;
- Argini in massi ciclopici per la sistemazione del Fosso Morichella;
- Paratia di micropali provvisoria per il sostegno del terreno in fase di scavo.

2 NORMATIVA DI RIFERIMENTO

2.1 Normativa nazionale

Le verifiche relative alle opere dell'intervento in esame sono state condotte secondo quanto prescritto dalle seguenti Normative:

- Legge n.1086 del 5 novembre 1971 "Norme per la disciplina delle opere di conglomerato cementizio armato, normale e precompresso ed a struttura metallica".
- Legge 2/2/74 n. 64 "Provvedimenti per costruzioni con particolari prescrizioni per zone sismiche".
- Legge n.64 del 2 Febbraio 1974 "Provvedimenti per le costruzioni con particolari prescrizioni per le zone sismiche"
- D.M. LL.PP. 11 Maggio 1988 "Norme tecniche riguardanti le indagini sui terreni e sulle rocce, la stabilità dei pendii naturali e delle scarpate, i criteri generali e le prescrizioni per la progettazione, l'esecuzione e il collaudo delle opere di sostegno delle terre e delle opere di fondazione".
- D.M. LL.PP. del 14/02/1992 "Norme tecniche per l'esecuzione delle opere in cemento armato normale e precompresso e per le strutture metalliche".

- D.M. LL.PP. 9 gennaio 1996 “Norme tecniche per l’esecuzione delle opere in cemento armato normale e precompresso e per le strutture metalliche”.
- D.M. LL.PP. 16 gennaio 1996 “Norme tecniche relative a: Criteri generali per la verifica della sicurezza delle costruzioni e dei carichi e sovraccarichi”.
- Circ. Min LL.PP., 15 ottobre 1996, n. 252 “Istruzioni per l’applicazione delle norme tecniche per il calcolo, l’esecuzione e il collaudo delle opere in cemento armato normale e precompresso e per le strutture metalliche” di cui al D.M.LL.PP. 9 gennaio 1996”.
- Circolare Ministero LL.PP. 10 Aprile 1997 n°65/AA.GG. “Istruzioni per l'applicazione delle Norme Tecniche per le costruzioni in zone sismiche di cui al D.M. 16 Gennaio 1996”.
- DPR n. 380 del 27 Dicembre 2002 – “Modifiche ed integrazioni al decreto del Presidente della Repubblica 6 giugno 2001, n. 380, recante il testo unico delle disposizioni legislative e regolamenti in materia di edilizia”
- OPCM n° 3274 del 20 Marzo 2003 “Primi elementi in materia di criteri generali per la classificazione sismica del territorio nazionale e di normative tecniche per le costruzioni in zona sismica”.
- OPCM n. 3316 del 2 Ottobre – “Modifiche ed integrazioni all’Ordinanza del Presidente del Consiglio dei Ministri n. 3274 del 20 Marzo 2003”
- DPCM ipartimento della Protezione Civile n. 3685 del 21 Ottobre 2003
- Ordinanza n° 3379 del 5 Novembre 2004 “Disposizioni urgenti di Protezione civile”.
- Ordinanza n° 3431 del 3 Maggio 2005.
- Ordinanza n° 3452 del 1 Agosto 2005.
- Ordinanza n° 3467 del 13 Ottobre 2005.
- D.M. del 14/09/2005 “Norme tecniche per le costruzioni”.
- D.M. del 14/01/2008 “Norme tecniche per le costruzioni”.
- Circolare n. 617 del 02/02/2009 Istruzioni per le applicazione delle “Nuove norme tecniche per le costruzioni” di cui al D.M. 14 gennaio 2008.
- DM 15/11/2011 – “Modifica delle norme tecniche delle costruzioni in materia di utilizzo degli acciaio B450A

- UNI EN 206-1, 2016, “Calcestruzzo - Parte 1: Specificazione, prestazione, produzione e conformità”.
- UNI 11104, 2016, Calcestruzzo - Specificazione, prestazione, produzione e conformità. Istruzioni complementari per l'applicazione della EN 206-1.
- DM 17 gennaio 2018 – Aggiornamento delle Norme Tecniche per le costruzioni

2.2 Eurocodici

- Eurocodice 0 – criteri generali di progettazione strutturale
- Eurocodice 1 – Azioni sulle strutture
- Eurocodice 2 – Progettazione delle strutture in calcestruzzo
- Eurocodice 3 - Progettazione delle strutture in acciaio
- Eurocodice 4 – Progettazione delle strutture composte acciaio-calcestruzzo
- Eurocodice 5 – Progettazione delle strutture in legno
- Eurocodice 6 – Progettazione delle strutture in muratura
- Eurocodice 7 - Progettazione geotecnica.
- Eurocodice 8 – Progettazione delle strutture per la resistenza sismica
- Eurocodice 9 – Progettazione delle strutture in alluminio

2.3 Normativa regionale

- D.G.R. della regione Lazio n. 387 del 22.05.2009 “Nuova classificazione sismica della regione Lazio”.
- D.G.R. della regione Lazio n. 835 del 03.11.2009 “Rettifica all’ allegato 1 della D.G.R. 387/09”.
- Regolamento regionale per lo snellimento e la semplificazione delle procedure per l'esercizio delle funzioni regionali in materia di prevenzione del rischio sismico e di repressione delle violazioni della normativa sismica. Abrogazione del Regolamento regionale 7 febbraio 2012, n. 2 (Snellimento delle procedure per l'esercizio delle funzioni regionali in materia di prevenzione del rischio sismico) e successive modifiche” n. 14 del 13.07.2016.

3 CARATTERISTICHE DEI MATERIALI

3.1 Calcestruzzo

3.1.1 Diagramma tensione-deformazione del conglomerato cementizio

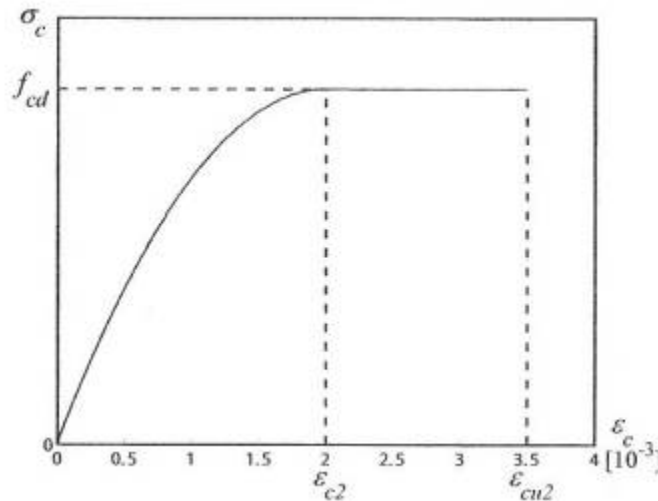


Figura 3.1 Diagramma di calcolo tensione-deformazione parabolarettangolo del conglomerato cementizio a molto bassa e bassa e media resistenza

Per il conglomerato cementizio è stato adottato il diagramma parabolarettangolo, rappresentato nella figura 3.1, è definito da un arco di parabola di secondo grado passante per l'origine, avente asse parallelo a quello delle tensioni, e da un segmento di retta parallelo all'asse delle deformazioni tangente alla parabola nel punto di sommità. Il vertice della parabola ha ascissa $e_{c2} = 0.20\%$, l'estremità del segmento ha ascissa $e_{cu2} = 0.35\%$. L'ordinata massima del diagramma è pari a f_{cd} .

3.1.2 Proprietà meccaniche

Calcestruzzo classe C 25/30

- Resistenza caratteristica cubica a compressione $R_{ck} = 30 \text{ N/mm}^2$
- Resistenza caratteristica cilindrica a compressione $f_{ck} = 0,83 \cdot R_{ck} = 24,90 \text{ N/mm}^2$
- Resistenza di calcolo a compressione $f_{cd} = \alpha_{cc} f_{ck} / \gamma_c = 0,85 \cdot f_{ck} / 1,5 = 14,11 \text{ N/mm}^2$
- Resistenza media a trazione $f_{ctm} = 0,30 \cdot (f_{ck})^{(2/3)} = 2,56 \text{ N/mm}^2$
- Resistenza caratteristica a trazione frattile 5% $f_{ctk} = 0,7 \cdot f_{ctm} = 1,79 \text{ N/mm}^2$

- Resistenza media a trazione per flessione $f_{cfm} = 1.2 \cdot f_{ctm} = 3.07 \text{ N/mm}^2$
- Modulo di elasticità normale $E_{cm} = 22000 \cdot ((f_{ck} + 8) / 10)^{0.3} = 31450 \text{ N/mm}^2$
- Peso di volume $\gamma_c = 25 \text{ kN/m}^3$

3.1.3 Classi di esposizione

La durabilità di una struttura di calcestruzzo dipende dall'interazione tra le caratteristiche del materiale con cui la struttura è costruita e le azioni di tipo chimico – fisico, legate alle condizioni dell'ambiente in cui essa si trova e alle quali è soggetta nell'arco della sua vita utile. Tali azioni, non prese in conto nell'analisi strutturale, comportano un'opportuna scelta del tipo di calcestruzzo, adeguate disposizioni costruttive delle armature e un'esecuzione curata.

Nelle norme EN206-1 e UNI 11104 sono indicate, in base alle condizioni prevalenti della struttura, le classi di esposizione ambientale con le caratteristiche minime che deve avere il calcestruzzo.

Per le strutture di progetto si utilizzano classi di esposizione ambientale XC2.

3.1.4 Copriferri delle armature

Il copriferro è la distanza tra la superficie più esterna dell'armatura (incluse staffe e collegamenti) e la superficie del calcestruzzo più vicina. Un copriferro minimo c_{min} deve essere assicurato per garantire:

- la corretta trasmissione delle forze di aderenza
- la protezione dell'acciaio contro la corrosione (durabilità)
- un'adeguata resistenza al fuoco

Il copriferro c_{min} che soddisfa sia i requisiti relativi all'aderenza che alla durabilità vale:

$$c_{min} = \max [c_{min,b}; (c_{min,dur} - \Delta c_{dur,add}); 10 \text{ mm}]$$

dove,

- $c_{min,b}$, è il copriferro minimo dovuto al requisito di aderenza ($b = \text{"bond"}$) con $c_{min,b} \geq \varphi$ dell'armatura;
- $c_{min,dur}$, è il copriferro minimo dovuto alle condizioni ambientali ($dur = \text{"durability"}$);
- $\Delta c_{dur,add}$, è la riduzione del copriferro minimo per la durabilità in presenza di protezioni aggiuntive (ad es. tavole di laterizio, intonaco, vernici protettive ecc).

I requisiti di copriferro per la durabilità non risultano mai critici per le travi e i pilastri interni, protetti da intonaco di spessore 10 mm, e per le armature superiori delle travi e dei balconi, protette dall'ambiente esterno dalla presenza del sottofondo e del pavimento (i balconi, anche dalla guaina impermeabile). La condizione più severa in tutti questi casi è pertanto il rispetto delle condizioni di aderenza.

Il copriferro nominale c_{nom} , da considerare nel progetto delle armature e riportare nei disegni esecutivi, è somma:

- del copriferro minimo c_{min} ,
- della tolleranza di posizionamento delle armature Δc , assunta pari a 8 - 10 mm.

Per il testo unico deve essere $c_{nom} \geq 20$ mm. Pertanto:

$$c_{nom} = c_{min} + \Delta c = \max [c_{min} + (8 - 10) \text{ mm}; 20 \text{ mm}]$$

Per i getti del piano interrato (plinti e muri) in cui un lato è contro terra, dunque non ispezionabile si deve assumere $c_{nom} \geq 40$ mm.

Per i manufatti interrati di progetto è previsto un copriferro nominale pari a 40 mm.

Per gli edifici di progetto è previsto un copriferro nominale pari a 30 mm.

3.2 Acciaio per calcestruzzo

3.2.1 Diagramma tensione-deformazione dell'acciaio

E' stato adottato, quale diagramma di calcolo tensione-deformazione, il diagramma rappresentato nella figura 2, riferito alla tensione di snervamento di calcolo f_{yd} , di un acciaio ordinario. Esso si ottiene a partire dal diagramma caratteristico, secondo le modalità indicate nella figura, in cui:

- $\varepsilon_{ud} = 0.9 \cdot \varepsilon_{uk}$, deformazione ultima di progetto;
- $f_{yd} = f_{yk} / g_s$, tensione di snervamento di progetto.

Il diagramma caratteristico è determinato dai seguenti parametri:

f_{yk} , tensione caratteristica di snervamento;

k , rapporto tra la tensione caratteristica di picco e la tensione caratteristica di snervamento;

E_s , modulo elastico dell'acciaio;

ε_{uk} , deformazione in corrispondenza del picco di tensione.

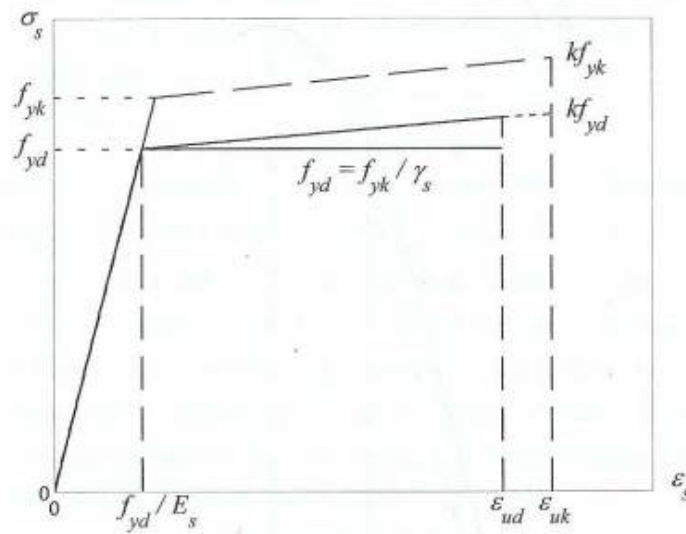


Figura 3.2 Diagrammi di calcolo tensione/deformazione per l'acciaio e diagramma caratteristico

3.2.2 Proprietà meccaniche per l'acciaio da c.a.

Acciaio in barre tonde ad aderenza migliorata tipo FeB 450 C laminato a caldo controllato in stabilimento:

- Tensione caratteristica di snervamento $f_{yk} \geq 450 \text{ N/mm}^2$
- Tensione caratteristica di rottura $f_{tk} \geq 540 \text{ N/mm}^2$
- Modulo elastico (secondo EC2) $E_s = 200 \text{ kN/mm}^2$
- Rapporto tra resistenza e tensione di snervamento $1,13 \leq (f_t/f_y)_k \leq 1,35$
- Coefficiente di sicurezza parziale $\gamma_s = 1.15$
- Tensione di Snervamento di calcolo $f_{yd} = 391 \text{ MPa}$
- Deformazione di snervamento di calcolo $\varepsilon_{yd} = 1.96 \%$
- Deformazione limite allo SLU $\varepsilon_{ld} = 0.9 \varepsilon_{yk}$ $\varepsilon_{yd} = 63\%$

Nel caso si presenti la necessità di interrompere i getti (in funzione delle dimensioni dei vari elementi costruttivi e/o di eventuali necessità di cantiere) si dovranno predisporre armature di attesa con le lunghezze di sovrapposizione non inferiori a 40 diametri.

4 INQUADRAMENTO GEOLOGICO TECNICO

Di seguito si riporta la caratterizzazione geologico-tecnica e sismica dei suoli di riferimento per le necessarie verifiche progettuali:

Da fondo alveo a circa 8 m di profondità: Alluvioni sabbiose

- *Peso di volume* (γ_{sat}): 17 kN/m³
- *Coesione drenata* (c'): 0 kPa
- *Angolo di attrito efficace* (ϕ'): 31°
- *Modulo edometrico* (E_{ed}): 15 MPa

Da circa 8 m ad almeno 20 m di profondità: Alluvioni limo argillose

- *Peso di volume* (γ_{sat}): 17 kN/m³
- *Coesione drenata* (c'): 6 kPa
- *Angolo di attrito efficace* (ϕ'): 35°
- *Modulo edometrico* (E_{ed}): 4 MPa

La zona di intervento è caratterizzata inoltre dalla presenza di una falda idrica superficiale con livello piezometrico coincidente con quello lacustre.

I terreni interessati dalla opere di progetto risultano classificabili nella categoria “D” riferita al piano campagna.

Per quello che concerne le condizioni topografiche possono essere riferite alla categoria “T1”.

5 AZIONE SISMICA

Le azioni sismiche di progetto, in base alle quali valutare il rispetto dei diversi stati limite considerati, si definiscono a partire dalla “pericolosità sismica di base” del sito di costruzione, definita in termini di accelerazione orizzontale massima attesa a_g in condizioni di campo libero su sito di riferimento rigido con superficie topografica orizzontale, nonché di ordinate dello spettro di risposta elastico in accelerazione ad essa corrispondente $S_e(T)$.

Nei confronti delle azioni sismiche gli stati limite, sia di esercizio che ultimi, sono:

Stati limite di esercizio

- Stato Limite di Operatività (**SLO**);
- Stato Limite di Danno (**SLD**);

Stati limite ultimi

- Stato Limite di salvaguardia della Vita (**SLV**);
- Stato Limite di prevenzione del Collasso (**SLC**).

Ad ogni stato limite corrisponde una probabilità di superamento P_{VR} .

Per le opere di progetto il rispetto dei vari stati limite si considera conseguito qualora siano soddisfatte le verifiche relative ai soli **SLD** e **SLV**.

6 ANALISI DEI CARICHI

6.1 Carico permanente Strutturale G1

Il peso proprio dell'elemento strutturale è calcolato come prodotto fra il volume dell'elemento stesso per il peso specifico del materiale di cui è costituito:

$$p_{pr} = \gamma_m \cdot s \cdot A$$

con,

γ_m , peso specifico del materiale costituente l'elemento strutturale;

A, area trasversale dell'elemento strutturale;

s, spessore dell'elemento.

6.2 Spinta del terreno sui manufatti interrati G1 (permanente strutturale)

La spinta del terreno è definita dall'integrale della seguente distribuzione di pressione sulla parete, in presenza di falda (Q_f , quota della falda) :

per profondità $z < Q_f$:

$$\sigma_h(z) = K_o \cdot \gamma_{nat} \cdot z$$

per profondità $z > Q_f$:

$$\sigma_h(z) = K_o \left[\gamma_{nat} \cdot Q_f + \gamma' \cdot (z - Q_f) \right] + \gamma_w \cdot (z - Q_f)$$

Dove,

- z , profondità dal p.c.;
- γ_{nat} , peso dell'unità di volume del terreno;
- $\gamma' = \gamma_{sat} - \gamma_w$;
- γ_{sat} , peso saturo dell'unità di volume del terreno;
- γ_w , peso specifico dell'acqua;
- $K_o = (1 - \sin(\phi_d)) \cdot OCR^n$
 - OCR , grado di sovraconsolidazione, pari a 1;
 - $n = 0.54 \cdot 10^{\frac{-I_p}{281}}$, con I_p indice di plasticità per terreni a grana fina;
 - ϕ_d , angolo di resistenza a taglio che caratterizza il terreno, in dipendenza dei coefficienti parziali $\gamma_{\phi M1} = 1$ e $\gamma_{\phi M2} = 1.25$ indicati in normativa, determinabile con la seguente espressione:

$$\phi_{dM1} = \arctg\left(\frac{\tan(\phi_k)}{\gamma_{\phi M1}}\right),$$

$$\phi_{dM2} = \arctg\left(\frac{\tan(\phi_k)}{\gamma_{\phi M2}}\right)$$

con

- φ_k , valore caratteristico dell'angolo di resistenza a taglio del terreno;
- $\gamma_{\varphi M1}$, coefficiente di riduzione, pari a 1 per la condizione statica M1.
- $\gamma_{\varphi M2}$, coefficiente di riduzione, pari a 1.25 per la condizione statica M2.

6.3 Spinta statica dell'acqua di invaso G1 (permanente strutturale)

La spinta statica dell'acqua d'invaso nella vasca è espressa con l'integrale della seguente distribuzione di pressione sulla parete:

$$p_w(z') = \gamma_w \cdot z'$$

γ_w , peso specifico dell'acqua;

z' , profondità dal livello d'invaso.

6.4 Carico permanente Non strutturale G2

Il carico permanente (p_{per}) è dato dal peso degli elementi non strutturali, che può essere modellato come una forza concentrata o un carico distribuito.

6.5 Azioni Variabili Q

Il carico accidentale può essere di tipo puntuale (forza concentrata) (F_{acc}) oppure distribuito (q_{acc}).

6.5.1 Sovraccarichi

I sovraccarichi, o carichi imposti, comprendono i carichi legati alla destinazione d'uso dell'opera.

6.5.1.1 Incremento di spinta del terreno dovuta al sovraccarico in regime di spinta attiva

Un carico q_{acc} , uniformemente distribuito sul piano campagna induce delle pressioni costanti pari:

$$\Delta\sigma_h(z) = K_0 \cdot q_{acc}$$

Integrando la tensione riportata alla formula precedente lungo tutta la parete (H_p) del manufatto si ottiene la spinta totale dovuta al sovraccarico:

$$\Delta S_q = K_0 \cdot q_{acc} \cdot H_p$$

6.5.2 Carico del vento

L'azione del vento viene calcolata secondo quanto riportato al capitolo 3.3 delle NTC2018.

6.5.3 Carico della neve

Il carico provocato dalla neve sulle coperture è valutato secondo quanto riportato al capitolo 3.4 delle NTC2018.

6.5.4 Azione della temperatura

L'azioni indotte dalla temperatura deve essere calcolato così come indicato nel capitolo 3.5 delle NTC2018.

6.6 Azioni sismiche sui manufatti

6.6.1 Azioni sismiche di massa

Calcolo dei pesi sismici

I carichi sismici vengono valutati come indicato nel DM 2018, ovvero

$$W = G_k + \Sigma(\psi_{2i} * Q_{ki})$$

Ψ_{2i} è il coefficiente di destinazione d'uso associato all'azione variabile Q_i .

I valori delle sollecitazioni sismiche sono combinati linearmente (in somma e in differenza) con quelli conseguenti ai carichi statici per ottenere le sollecitazioni complessive, in condizione di sisma nelle direzioni di calcolo prescelte.

6.6.2 Incremento dinamico di spinta del terreno

Per valutare l'incremento di spinta del terreno per effetto del sisma su un muro o parete contro terra che non subisce spostamenti tali da riuscire a mobilitare la resistenza sia attiva che passiva del terreno stesso, si utilizza la teoria di Woods (1973), che fornisce l'incremento di spinta e di momento alla base del muro per effetto del sisma in base alle seguenti espressioni:

$$\Delta P_E = k_h \cdot \gamma^* \cdot H^2 \cdot F_p ; \Delta M_E = k_h \cdot \gamma^* \cdot H^3 \cdot F_m$$

Dove F_p e F_m sono dei coefficienti funzioni del rapporto L/H (k_h è il coefficiente di spinta sismica orizzontale secondo il D.M. 2018, γ^* è il peso per unità di volume del terreno, L è la distanza

orizzontale per la quale si estende il terreno a tergo del muro “backfill”, H è l’altezza del muro) e del coefficiente di Poisson \mathbf{n} . Per valori di \mathbf{n} tra 0.3 - 0.4 e rapporti di $L/H \geq 4$, situazioni in cui ricadono le strutture di progetto, il valore di $F_p \approx 1.0$ e $F_m \approx 0.5$. Le precedenti relazioni si possono riscrivere nel modo seguente:

$$\Delta P_E = k_h \cdot \gamma^* \cdot H^2 ; \Delta M_E = 0.5 \cdot k_h \cdot \gamma^* \cdot H^3$$

Tali equazioni indicano che l’incremento della spinta del terreno indotto dal sisma si può tradurre come una pressione costante su tutta la parete con intensità pari a:

$$p_E = k_h \cdot \gamma^* \cdot H$$

Riassumendo l’incremento dinamico di spinta del terreno; nel caso struttura rigida, con parete verticale e terrapieno orizzontale, si ottiene integrando la distribuzione uniforme di pressione p_E .

6.6.3 Incremento dinamico della spinta dell’acqua di invaso

L’incremento dinamico di spinta dell’acqua d’invaso presente all’interno della vasca, è determinabile integrando la seguente distribuzione di pressione:

$$q(z') = \frac{7}{8} \cdot k_h \cdot \gamma_w \cdot \sqrt{H_w \cdot z'}$$

dove,

k_h è il coefficiente di spinta sismica orizzontale secondo il D.M. 2018

H_w è l’altezza massima dell’invaso.

7 DESCRIZIONE DEI METODI DELLE VERIFICHE

7.1 Metodo di verifica allo S.L.U. delle fondazioni dei manufatti

La verifica allo S.L.U. delle fondazioni è stata condotta secondo quanto riportato nelle NTC2018, ed è stata eseguita con il programma di calcolo FONDAZIONI C.A. della Geostru

7.2 Metodo di verifica della paratia di pali

La verifica della paratia di pali è stata eseguita con il programma di calcolo SPW della Geostru, secondo quanto previsto nelle NTC2018. Il modello di calcolo utilizzato è riportato negli allegati alla presente relazione.

7.3 Metodo di verifica della scogliera a massi ciclopici

La verifica della scogliera a massi ciclopici è stata eseguita con il programma di calcolo MacStars W della Maccaferri secondo quanto previsto nelle NTC2018. Il modello di calcolo utilizzato è riportato negli allegati alla presente relazione.

8 OPERE DI PROGETTO

8.1 Passerella pedonale

Descrizione

La passerella pedonale sarà ubicata in corrispondenza del ponte esistente da demolire, rispettando un franco minimo non inferiore a 0.5 volte l'altezza cinetica della corrente e comunque non inferiore a 1.00 m tra la quota idrometrica relativa alla piena di progetto valutata con un tempo di ritorno di 200 anni e la quota di intradosso del ponte..

L'impalcato sarà di tipo prefabbricato in legno di lunghezza 25.00 m e larghezza utile di 1.50 m.

Le spalle saranno realizzate in calcestruzzo armato, fondate su una platea di spessore 50 cm di dimensioni 1.50 m x 2.50 m, su micropali Ø300 iniettati con armature tubolari in acciaio de 219.1mm e spessore 12,5 mm, di lunghezza 15.00 m.

Detti micropali saranno disposti su n. 2 file da 3 pali ciascuna, per un totale di 6 micropali. La prima fila, con asse a 45 cm dal bordo della platea, e l'altra disposta simmetricamente; il primo palo viene posto a 45 cm dal bordo, il palo centrale in mezzeria, il terzo a 45 cm dall'altro bordo, simmetricamente rispetto al primo.

Sulla platea sono realizzati n. 1 setto e due pilastri, il primo di spessore pari a 50 cm e lunghezza 2.00 m, i pilastri di dimensioni 30 cm x 30 cm, ed altezza pari a 2.00 m. Al disopra del setto e dei pilastri è posta una soletta di c.a. di spessore 30 cm e dimensioni 1.50 m x 2.00 m.

Parametri di input delle analisi:

- Vita nominale : 50 anni;
- Classe d'uso : II;
- latitudine: 42,159232; longitudine: 12,222148
- Coefficiente di struttura: $q = 1$;
- Categoria suolo D;
- Zona sismica, con relativi valori sismici:
 - Salvaguardia della vita (SLV):
 - T_r : 475 [anni]
 - a_g : 0,072 g
 - F_o : 2,866
 - T_{c^*} : 0,332;
 - $S_{dh} = 0.37$ (amplificazione sismica orizzontale);
 - $S_{dv} = 0.19$ (amplificazione sismica verticale)

Verifica a carico limite

La verifica è eseguita secondo quanto prescritto nel paragrafo 7.1 della presente relazione.

Per il sistema geotecnico fondazione-terreno, si ha:

Analisi dei carichi agenti:

- $P_{proprio_Passerella} = 82$ kN Peso proprio passerella
- $P_{perm_Passerella} = 105$ kN Carico permanente portato della passerella
- $P_{accid_Passerella} = 180$ kN Carico accidentale per folla compatta della passerella
- $P_{proprio_Spalla} = 147$ kN Peso proprio Spalla
- $E_{sisma\ vert_Passerella} = 55$ kN Azione sismica verticale delle masse inerziali della passerella
- $E_{sisma\ vert_Spalla} = 27$ kN Azione sismica verticale delle masse inerziali della Spalla

Sforzo normale sul piano di imposta in condizioni di SLU e SLV:

$$N_{totSLU} = \left[1.3xP_{proprio_Passerella} + 1.5xP_{perm_Passerella} + 1.5xP_{accid_Passerella} \right]^{1/2} + 1.3xP_{proprio_Spalla} = 455 \text{ kN}$$

$$N_{totSLV} = \left[P_{proprio_Passerella} + P_{perm_Passerella} + P_{accid_Passerella} + E_{sismavert_Passerella} \right]^{1/2} + P_{proprio_Spalla} + E_{sismavert_Spalla} = 383 \text{ kN}$$

Lo sforzo normale sul singolo micropalo è pari a :

$$N_{paloSLU} = N_{totSLU} / 6 = 76 \text{ kN}$$

$$N_{paloSLV} = N_{totSLV} / 6 = 64 \text{ kN}$$

Carico limite assiale del micropalo:

La resistenza del palo singolo R_d può essere determinata mediante diverse procedure:

- a. a partire dai risultati di prove di carico statiche su pali di prova;
- b. attraverso l'uso di formulazioni teoriche e/o empiriche, opportunamente validate da esperienze condotte in situazioni analoghe;
- c. a partire da osservazione del comportamento dei pali durante la battitura (per pali battuti)

Con riferimento alla procedura che prevede l'impiego di metodi di calcolo analitici, il calcolo delle resistenze unitarie disponibili lungo la superficie laterale ed alla base del palo è eseguito con le formule statiche di seguito riportate.

Secondo quanto indicato nel D.M. 17/01/2018, il valore caratteristico della resistenza è dato dalla seguente espressione, tramite l'applicazione dei coefficienti riportati nella tabella 6.4.IV del testo unico del 2018 :

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

La resistenza di progetto deve essere valutata a partire dal valore caratteristico della resistenza totale di progetto $R_{c,k}$ o dai valori caratteristici delle resistenze alla base $R_{b,k}$ e laterale $R_{l,k}$, attraverso l'applicazione delle seguenti relazioni:

$$R_{c,d} = R_{b,k} / \gamma_b + R_{s,k} / \gamma_s$$

I valori dei coefficienti parziali sono riportati nella Tabella 6.4.II del D.M. 2018.

A vantaggio di sicurezza si trascura la resistenza alla punta.

Detta σ_h la tensione normale orizzontale agente alla generica profondità z , si ha:

$$s = a + \sigma_h \mu$$

nella quale a è un termine di tipo coesivo (adesione) e μ il coefficiente di attrito tra palo e terreno.

ST049 R004 0

In condizioni drenate, si assume $a = 0$ e $\sigma'_h = k \sigma'_{vz}$, dove σ'_{vz} è la tensione litostatica verticale efficace alla profondità z . Si ha quindi:

$$s = k \cdot \mu \cdot \sigma'_{vz}$$

Il coefficiente k è un coefficiente empirico, dipendente dalla tecnica esecutiva del palo e dalle proprietà del terreno. Il coefficiente di attrito μ dipende dalla scabrezza dell'interfaccia palo – terreno ed ha come limite superiore il valore $\tan \phi'$ per pali gettati in opera.

In condizioni non drenate, si assume che l'adesione sia pari ad un'aliquota α della coesione non drenata, e che μ sia nullo. Si ha quindi:

$$s = \alpha \cdot c_u$$

Quindi si ha:

Numero verticali di indagine: 1

Coeff. Sic. Resistenza Laterale: 1,15 da applicare al carico limite caratteristico secondo l'approccio 2 (6.4.3.1.1 NTC)

Condizione di calcolo: DRENATA

CARATTERISTICHE DEL PALO

Lunghezza del palo: 1500 cm

Diametro sezione palo: 30 cm

In funzione della stratigrafia riportata nei paragrafi precedenti si ottiene :

$$R_{c,d} = R_{s,k} / \gamma_s = 254 \text{ kN} / 1.15 = 221 \text{ kN}$$

In allegato si riportano i tabulati di calcolo.

La verifica è soddisfatta, in quanto risulta:

$$N_{paloSLU} = N_{totSLU} / 6 = 76 \text{ kN} < 221 \text{ kN} = R_{c,d} = R_{s,k} / \gamma_s$$

8.2 Rampa per l'accesso alla passerella pedonale

Descrizione

Per l'accesso alla passerella pedonale si prevede la realizzazione di rampe con pendenza pari all'8%, nel rispetto dell'abbattimento delle barriere architettoniche.

Ogni rampa sarà fondata su una platea in c.a. su n.16 micropali Ø300, iniettati con armature tubolari in acciaio de 219.1mm e spessore 12,5 mm, di lunghezza 15.00 m. La platea gettata in opera presenta uno spessore pari a 40 cm. Dei setti di spessore 30 cm ed altezza variabile svolgeranno la funzione di appoggio per le singole rampe. Per ogni spalla è prevista la realizzazione di n.3 rampe, al fine di ridurre l'ingombro dell'opera. La lunghezza massima della singola rampa è pari a 10 m, spessore 1.50 m e con pianerottoli da 1.50 m.

Parametri di input delle analisi:

- Vita nominale : 50 anni;
- Classe d'uso : II;
- latitudine: 42,159232; longitudine: 12,222148
- Coefficiente di struttura: $q = 1$;
- Categoria suolo D;
- Zona sismica, con relativi valori sismici:
 - Salvaguardia della vita (SLV):
 - Tr: 475 [anni]
 - ag: 0,072 g
 - Fo: 2,866
 - Tc*: 0,332;
 - $S_{dh} = 0.37$ (amplificazione sismica orizzontale);
 - $S_{dv} = 0.19$ (amplificazione sismica verticale)

Verifica a carico limite

La verifica è eseguita secondo quanto prescritto nel paragrafo 7.1 della presente relazione.

Per il sistema geotecnico fondazione-terreno, si ha:

Analisi dei carichi agenti:

$P_{proprio_Rampa} = 1030$ kN Peso proprio Rampa

$P_{perm_Rampa} = 50$ kN Carico permanente portato dalla Rampa

$P_{accid_Rampa} = 235$ kN Carico accidentale per folla compatta della Rampa

$E_{sisma\ vert_Rampa} = 225$ kN Azione sismica verticale delle masse inerziali della Rampa

Sforzo normale sul piano di imposta in condizioni di SLU e SLV:

ST049 R004 0

$$N_{totSLU} = 1.3xP_{proprio_Rampa} + 1.5xP_{perm_Rampa} + 1.5xP_{accid_Rampa} = 1760 \text{ kN}$$

$$N_{totSLV} = P_{proprio_Rampa} + P_{perm_Rampa} + P_{accid_Rampa} + E_{sismavert_Rampa} = 1550 \text{ kN}$$

Lo sforzo normale sul singolo micropalo è pari a :

$$N_{paloSLU} = N_{totSLU} / 16 = 110 \text{ kN}$$

$$N_{paloSLV} = N_{totSLV} / 16 = 95 \text{ kN}$$

Carico limite assiale del micropalo:

La resistenza del palo singolo R_d può essere determinata mediante diverse procedure:

- d. a partire dai risultati di prove di carico statiche su pali di prova;
- e. attraverso l'uso di formulazioni teoriche e/o empiriche, opportunamente validate da esperienze condotte in situazioni analoghe;
- f. a partire da osservazione del comportamento dei pali durante la battitura (per pali battuti)

Con riferimento alla procedura che prevede l'impiego di metodi di calcolo analitici, il calcolo delle resistenze unitarie disponibili lungo la superficie laterale ed alla base del palo è eseguito con le formule statiche di seguito riportate.

Secondo quanto indicato nel D.M. 17/01/2018, il valore caratteristico della resistenza è dato dalla seguente espressione, tramite l'applicazione dei coefficienti riportati nella tabella 6.4.IV del testo unico del 2018 :

$$R_{c,k} = \min \left\{ \frac{(R_{c,cal})_{media}}{\xi_3}, \frac{(R_{c,cal})_{min}}{\xi_4} \right\}$$

La resistenza di progetto deve essere valutata a partire dal valore caratteristico della resistenza totale di progetto $R_{c,k}$ o dai valori caratteristici delle resistenze alla base $R_{b,k}$ e laterale $R_{l,k}$, attraverso l'applicazione delle seguenti relazioni:

$$R_{c,d} = R_{b,k} / \gamma_b + R_{s,k} / \gamma_s$$

I valori dei coefficienti parziali sono riportati nella Tabella 6.4.II del D.M. 2018.

A vantaggio di sicurezza si trascura la resistenza alla punta.

Detta σ'_h la tensione normale orizzontale agente alla generica profondità z , si ha:

$$s = a + \sigma'_h \mu$$

nella quale a è un termine di tipo coesivo (adesione) e μ il coefficiente di attrito tra palo e terreno.

In condizioni drenate, si assume $a = 0$ e $\sigma'_h = k \sigma'_{vz}$, dove σ'_{vz} è la tensione litostatica verticale efficace alla profondità z . Si ha quindi:

$$s = k \cdot \mu \cdot \sigma'_{vz}$$

Il coefficiente k è un coefficiente empirico, dipendente dalla tecnica esecutiva del palo e dalle proprietà del terreno. Il coefficiente di attrito μ dipende dalla scabrezza dell'interfaccia palo – terreno ed ha come limite superiore il valore $\tan \phi'$ per pali gettati in opera.

In condizioni non drenate, si assume che l'adesione sia pari ad un'aliquota α della coesione non drenata, e che μ sia nullo. Si ha quindi:

$$s = \alpha \cdot c_u$$

Numero verticali di indagine: 1

Coeff. Sic. Resistenza Laterale: 1,15 da applicare al carico limite caratteristico secondo l'approccio 2 (6.4.3.1.1 NTC)

Condizione di calcolo: DRENATA

CARATTERISTICHE DEL PALO

Lunghezza del palo: 1500 cm

Diametro sezione palo: 30 cm

In funzione della stratigrafia riportata nei paragrafi precedenti si ottiene :

$$R_{c,d} = R_{s,k} / \gamma_s = 254 \text{ kN} / 1.15 = 221 \text{ kN}$$

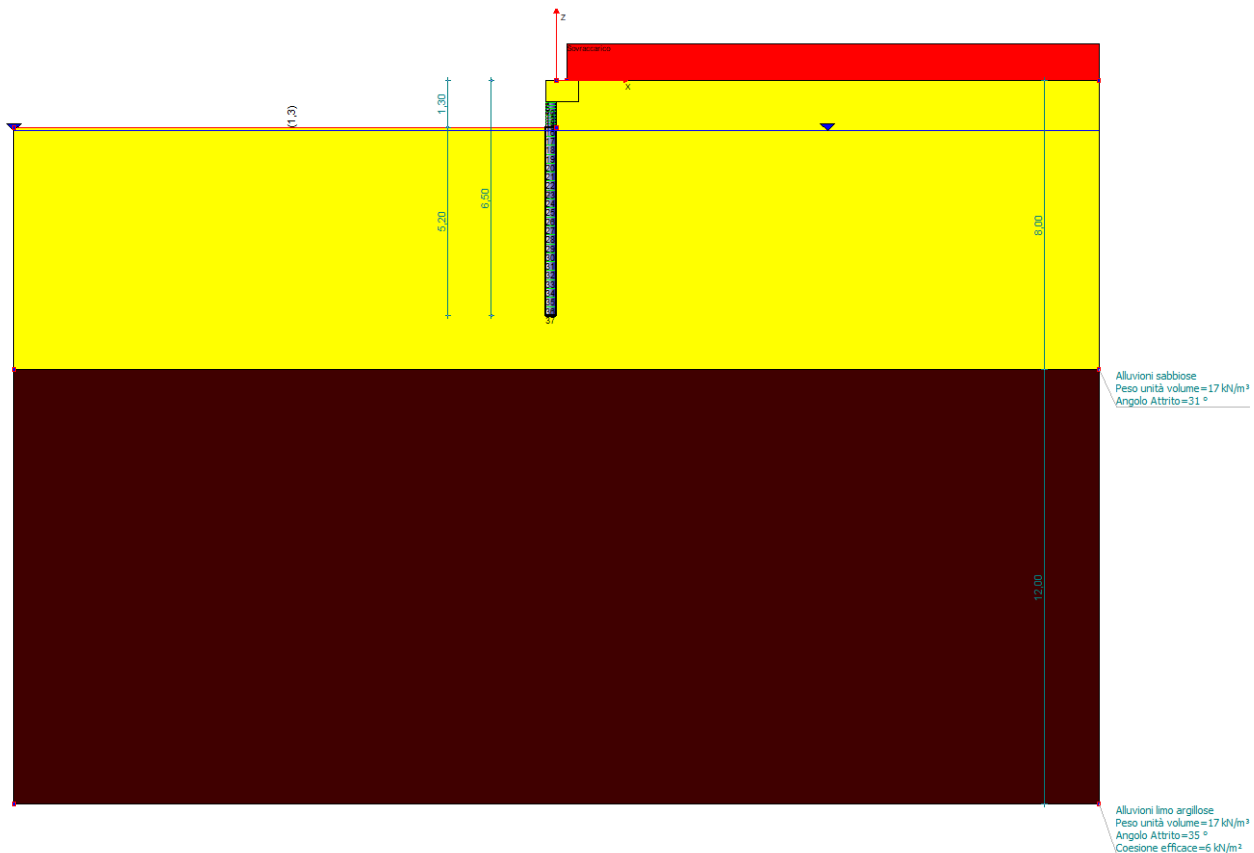
In allegato si riportano i tabulati di calcolo.

La verifica è soddisfatta, in quanto risulta:

$$N_{paloSLU} = N_{totSLU} / 16 = 110 \text{ kN} < 221 \text{ kN} = R_{c,d} = R_{s,k} / \gamma_s$$

8.3 Paratia di micropali

Di seguito viene riportato il calcolo per la verifica dei micropali $\varnothing 300$ di sostegno degli scavi armati con profilato tubolare di larghezza 21.3 cm e spessore 12.5 mm e di lunghezza 9 m.



GEOMETRIA SEZIONE

Sezione	Circolare Tubolare
Calcestruzzo	C20/25
Acciaio	B450C
Nome	CIRC 0.3/TB 300X12.5/I=0.3
Diametro	0,3 m
Disposizione	Singola fila
Interasse Iy	0,3 m
Armatura: Profilato	
Base/Diametro	219 mm
Altezza	0 mm
Spessore[Sa]	12,5 mm
Spessore[Sw]	0 mm

Dati generali FEM

Massimo spostamento lineare terreno	1,5 cm
Fattore tolleranza spostamento	0,03 cm
Tipo analisi	Lineare
Massimo numero di iterazioni	10
Fattore riduzione molla fondo scavo	1
Profondità infissione iniziale	5 m
Incremento profondità infissione	0,2 m
Numero di elementi	36
Numero nodo di fondo scavo	16

Stratigrafia

Fase: 1

Nr.	Peso specifico [kN/m ³]	Peso specifico saturo [kN/m ³]	Coesione [kN/m ²]	Angolo attrito [°]	O.C.R.	Modulo edometrico [kN/m ²]	Attrito terra muro monte [°]	Attrito terra muro valle [°]	Spessore [m]	Inclinazione [°]	Descrizione
1	17,0	18,0	0,0	31,0	0,0	15000,0	12,0	12,0	8,0	0,0	Alluvioni sabbiose
2	17,0	18,0	6,0	35,0	0,0	4000,0	12,0	12,0	12,0	0,0	Alluvioni limo argillose

Analisi Paratia Metodo calcolo: FEM

Profondità massima di infissione

5,2 [m]

Fase: 1 Analisi geotecnica Fase: 1 - Combinazione: 1

Altezza scavo

1,3 [m]

Tipo:

S.L.U. [STR]

Nome:

A1+M1+R1

Coefficienti sismici:

Kh = 0,1051, Kv =

0,0525

Coefficienti parziali azioni

Nr.	Azioni	Fattori combinazione
1	Peso proprio	1
2	Spinta terreno	1,3
3	Spinta falda	1,5
4	Spinta sismica x	1,5
5	Spinta sismica y	1
6	Sovraccarico	1

Coefficienti parziali terreno

Nr.	Parametro	Coefficienti parziali
1	Tangente angolo resistenza taglio	1
2	Coazione efficace	1
3	Resistenza non drenata	1
4	Peso unità volume	1
5	Angolo di attrito terra parete	1

Coefficienti resistenze capacità portante verticale

Nr.	Capacità portante	Coefficienti resistenze
1	Punta	1
2	Laterale compressione	1
3	Totale	1
4	Laterale trazione	1
5	Orizzontale	1

Profondità di infissione	5,20 [m]
Pressione massima terreno	31,48 [kPa]
Momento massimo	31,97 [kNm/m]
Taglio massimo	28,34 [KN/m]

Sollecitazioni

Z [m]	Pressioni totali terreno [kPa]	Sforzo normale [kN/m]	Momento [kNm/m]	Taglio [kN/m]	Spostamento [cm]	Modulo reazione [kN/m ³]
0,09	20,22	13,74	-0,09	-2,38	0,4231	--
0,17	20,63	14,24	-0,30	-4,35	0,4088	--
0,26	21,05	15,74	-0,70	-5,88	0,3945	--
0,35	21,47	16,24	-1,22	-8,16	0,3802	--
0,43	21,89	16,74	-1,92	-10,07	0,3660	--
0,52	22,31	17,24	-2,78	-12,04	0,3517	--
0,61	22,73	18,74	-3,83	-13,92	0,3375	--
0,69	23,14	19,24	-5,02	-16,05	0,3234	--
0,78	23,56	19,74	-6,40	-17,89	0,3093	--
0,87	23,98	20,25	-7,95	-20,13	0,2953	--
0,95	24,40	20,75	-9,68	-22,27	0,2814	--
1,04	24,82	22,25	-11,61	-24,25	0,2676	--
1,13	25,23	22,75	-13,72	-26,40	0,2540	--
1,21	25,65	23,25	-16,01	-28,34	0,2405	--
1,30	26,07	23,75	-18,47	-26,20	0,2273	20044,57
1,55	--	26,18	-24,96	-16,72	0,1909	20044,57
1,80	-31,48	28,61	-29,10	-8,94	0,1571	20044,57
2,04	-25,31	30,04	-31,31	-2,67	0,1263	20044,57
2,29	-19,80	32,47	-31,97	2,24	0,0988	20044,57

2,54	-14,96	34,90	-31,42	5,94	0,0747	20044,57
2,79	-10,79	50,33	-29,95	8,60	0,0538	20044,57
3,03	-7,25	51,76	-27,82	10,40	0,0362	20044,57
3,28	-4,29	53,19	-25,24	11,46	0,0214	20044,57
3,53	-1,87	54,62	-22,40	11,92	0,0093	20044,57
3,78	0,07	56,05	-19,45	11,91	-0,0004	20044,57
4,02	1,61	57,48	-16,50	11,51	-0,0080	20044,57
4,27	2,79	58,91	-13,65	10,82	-0,0139	20044,57
4,52	3,69	60,34	-10,97	9,91	-0,0184	20044,57
4,77	4,35	61,77	-8,52	8,83	-0,0217	20044,57
5,01	4,83	63,20	-6,34	7,64	-0,0241	20044,57
5,26	5,17	64,63	-4,44	6,36	-0,0258	20044,57
5,51	5,42	66,07	-2,87	5,02	-0,0270	20044,57
5,76	5,61	67,50	-1,63	3,63	-0,0280	20044,57
6,00	5,76	68,93	-0,73	2,20	-0,0287	20044,57
6,25	5,89	70,36	-0,18	0,75	-0,0294	20044,57

Fase: 1 - Combinazione: 2**Altezza scavo**

Tipo:

Nome:

Coefficienti sismici:

0,0525

Coefficienti parziali azioni

1,3 [m]

S.L.U. [GEO]

A2+M2+R1

Kh = 0,1051, Kv =

Nr.	Azioni	Fattori combinazione
1	Peso proprio	1
2	Spinta terreno	1,3
3	Spinta falda	1,3
4	Spinta sismica x	1,3
5	Spinta sismica y	1
6	Sovraccarico	1

Coefficienti parziali terreno

Nr.	Parametro	Coefficienti parziali
1	Tangente angolo resistenza taglio	1,25
2	Coesione efficace	1,25
3	Resistenza non drenata	1,4
4	Peso unità volume	1
5	Angolo di attrito terra parete	1

Coefficientsi resistenze capacità portante verticale

Nr.	Capacità portante	Coefficienti resistenze
1	Punta	1
2	Laterale compressione	1
3	Totale	1
4	Laterale trazione	1
5	Orizzontale	1

Profondità di infissione	5,20 [m]
Pressione massima terreno	32,69 [kPa]
Momento massimo	39,79 [kNm/m]
Taglio massimo	32,74 [KN/m]

Sollecitazioni

Z [m]	Pressioni totali terreno [kPa]	Sforzo normale [kN/m]	Momento [kNm/m]	Taglio [kN/m]	Spostamento [cm]	Modulo reazione [kN/m ³]
0,09	22,91	13,74	-0,08	-3,31	0,7665	--
0,17	23,47	15,24	-0,35	-4,83	0,7441	--
0,26	24,03	15,74	-0,81	-6,61	0,7216	--
0,35	24,59	16,24	-1,38	-8,97	0,6992	--
0,43	25,16	16,74	-2,17	-11,50	0,6768	--
0,52	25,72	18,24	-3,16	-13,94	0,6545	--
0,61	26,28	18,74	-4,35	-15,98	0,6321	--
0,69	26,84	19,24	-5,72	-18,27	0,6098	--
0,78	27,40	20,74	-7,29	-20,80	0,5877	--
0,87	27,96	21,25	-9,10	-22,77	0,5655	--
0,95	28,52	21,75	-11,09	-25,47	0,5436	--
1,04	29,08	22,25	-13,30	-28,07	0,5217	--
1,13	29,65	23,75	-15,73	-30,49	0,5001	--
1,21	30,21	24,25	-18,37	-32,74	0,4786	--
1,30	30,77	24,75	-21,21	-31,31	0,4574	9548,08
1,55	--	27,18	-28,96	-21,86	0,3984	9548,08
1,80	-32,69	29,61	-34,38	-13,76	0,3424	9548,08
2,04	-27,69	32,04	-37,79	-6,91	0,2900	9548,08
2,29	-23,06	33,47	-39,50	-1,19	0,2415	9548,08
2,54	-18,84	35,90	-39,79	3,48	0,1973	9548,08
2,79	-15,01	55,33	-38,93	7,21	0,1572	9548,08
3,03	-11,57	56,76	-37,14	10,09	0,1212	9548,08
3,28	-8,51	58,19	-34,64	12,20	0,0891	9548,08
3,53	-5,80	59,62	-31,62	13,63	0,0607	9548,08
3,78	-3,40	61,05	-28,25	14,48	0,0356	9548,08
4,02	-1,29	62,48	-24,66	14,80	0,0135	9548,08
4,27	0,57	63,91	-21,00	14,65	-0,0060	9548,08
4,52	2,22	65,34	-17,37	14,10	-0,0233	9548,08

4,77	3,70	66,77	-13,88	13,19	-0,0387	9548,08
5,01	5,03	68,20	-10,61	11,94	-0,0527	9548,08
5,26	6,25	69,63	-7,66	10,39	-0,0655	9548,08
5,51	7,40	71,07	-5,08	8,56	-0,0775	9548,08
5,76	8,50	72,50	-2,96	6,45	-0,0890	9548,08
6,00	9,56	73,93	-1,37	4,08	-0,1002	9548,08
6,25	10,61	75,36	-0,36	1,44	-0,1111	9548,08

Verifica a sifonamento:

Gradiente idraulico critico:	0.95
Gradiente idraulico in condizioni di esercizio:	0.01
Coefficiente di sicurezza:	98.41

La verifica è soddisfatta

Risultati analisi strutturale**Fase: 1 Risultati analisi strutturale**

Fase: 1 - Combinazione: 1

Z [m]	Nome sezione	N [kN]	M [kNm]	T [kN]	Nr.Barre Diametro	Nu [kN]	Mu [kNm]	Cond. Verifica Flessione	Ver. Flessione
0,09	CIRC 0.3/TB 300X12. 5/I=0.3	4,12	-0,03	-0,714		4296,04	-28,81	1042,23	Verificata
0,17	CIRC 0.3/TB 300X12. 5/I=0.3	4,27	-0,09	-1,304		3887,95	-80,83	910,10	Verificata
0,26	CIRC 0.3/TB 300X12. 5/I=0.3	4,72	-0,21	-1,764		3323,56	-147,45	703,82	Verificata
0,35	CIRC 0.3/TB 300X12. 5/I=0.3	4,87	-0,36	-2,449		2764,84	-207,11	567,46	Verificata
0,43	CIRC 0.3/TB 300X12. 5/I=0.3	5,02	-0,58	-3,020		2230,08	-256,16	444,01	Verificata
0,52	CIRC 0.3/TB 300X12. 5/I=0.3	5,17	-0,83	-3,613		1792,79	-289,34	346,57	Verificata

ST049 R004 0

0,61	CIRC 0.3/TB 300X12. 5/I=0.3	5,62	-1,15	-4,177		1496,57	-305,51	266,15	Verificat a
0,69	CIRC 0.3/TB 300X12. 5/I=0.3	5,77	-1,50	-4,816		1220,37	-318,04	211,38	Verificat a
0,78	CIRC 0.3/TB 300X12. 5/I=0.3	5,92	-1,92	-5,366		1009,94	-327,59	170,50	Verificat a
0,87	CIRC 0.3/TB 300X12. 5/I=0.3	6,07	-2,39	-6,040		841,22	-330,40	138,50	Verificat a
0,95	CIRC 0.3/TB 300X12. 5/I=0.3	6,22	-2,91	-6,681		712,04	-332,35	114,41	Verificat a
1,04	CIRC 0.3/TB 300X12. 5/I=0.3	6,67	-3,48	-7,275		638,98	-333,45	95,74	Verificat a
1,13	CIRC 0.3/TB 300X12. 5/I=0.3	6,82	-4,11	-7,919		555,12	-334,71	81,35	Verificat a
1,21	CIRC 0.3/TB 300X12. 5/I=0.3	6,97	-4,80	-8,502		487,51	-335,73	69,90	Verificat a
1,30	CIRC 0.3/TB 300X12. 5/I=0.3	7,12	-5,54	-7,859		432,69	-336,56	60,73	Verificat a
1,55	CIRC 0.3/TB 300X12. 5/I=0.3	7,85	-7,49	-5,015		354,24	-337,74	45,11	Verificat a
1,80	CIRC 0.3/TB 300X12. 5/I=0.3	8,58	-8,73	-2,681		332,31	-337,98	38,72	Verificat a
2,04	CIRC 0.3/TB 300X12.	9,01	-9,39	-0,801		324,15	-337,86	35,97	Verificat a

ST049 R004 0

	5/I=0.3								
2,29	CIRC 0.3/TB 300X12. 5/I=0.3	9,74	-9,59	0,671		343,18	-337,91	35,23	Verificat a
2,54	CIRC 0.3/TB 300X12. 5/I=0.3	10,47	-9,43	1,781		374,83	-337,43	35,80	Verificat a
2,79	CIRC 0.3/TB 300X12. 5/I=0.3	15,10	-8,98	2,581		562,35	-334,60	37,24	Verificat a
3,03	CIRC 0.3/TB 300X12. 5/I=0.3	15,53	-8,34	3,119		620,99	-333,72	39,99	Verificat a
3,28	CIRC 0.3/TB 300X12. 5/I=0.3	15,96	-7,57	3,438		700,72	-332,52	43,91	Verificat a
3,53	CIRC 0.3/TB 300X12. 5/I=0.3	16,39	-6,72	3,577		806,81	-330,92	49,24	Verificat a
3,78	CIRC 0.3/TB 300X12. 5/I=0.3	16,82	-5,84	3,572		947,51	-328,80	56,35	Verificat a
4,02	CIRC 0.3/TB 300X12. 5/I=0.3	17,24	-4,95	3,453		1123,16	-322,46	65,13	Verificat a
4,27	CIRC 0.3/TB 300X12. 5/I=0.3	17,67	-4,10	3,245		1347,46	-312,28	76,24	Verificat a
4,52	CIRC 0.3/TB 300X12. 5/I=0.3	18,10	-3,29	2,972		1643,24	-298,86	90,77	Verificat a
4,77	CIRC 0.3/TB 300X12. 5/I=0.3	18,53	-2,56	2,649		1989,32	-274,43	107,34	Verificat a
5,01	CIRC 0.3/TB	18,96	-1,90	2,291		2415,34	-242,11	127,38	Verificat a

ST049 R004 0

	300X12. 5/I=0.3								
5,26	CIRC 0.3/TB 300X12. 5/I=0.3	19,39	-1,33	1,907		2861,57	-196,78	147,58	Verificat a
5,51	CIRC 0.3/TB 300X12. 5/I=0.3	19,82	-0,86	1,505		3343,70	-145,30	168,71	Verificat a
5,76	CIRC 0.3/TB 300X12. 5/I=0.3	20,25	-0,49	1,088		3802,25	-91,75	187,78	Verificat a
6,00	CIRC 0.3/TB 300X12. 5/I=0.3	20,68	-0,22	0,661		4174,97	-44,24	201,90	Verificat a
6,25	CIRC 0.3/TB 300X12. 5/I=0.3	21,11	-0,06	0,224		4430,84	-11,62	209,92	Verificat a

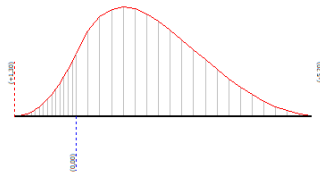
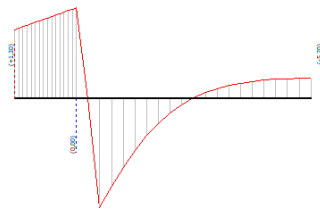
Z [m]	Def.Max calcestruz zo	Def.Max acciaio	Asse neutro [cm]	Passo staffe [cm]	Resistenz a taglio kN	Misura sicurezza taglio OK<=1	Verifica a taglio	Angolo inclinazio ne punti [°]
0,09	--	--	--	--	1419,22	1986,71	Verificata	--
0,17	--	--	--	--	1419,22	1088,55	Verificata	--
0,26	--	--	--	--	1419,22	804,56	Verificata	--
0,35	--	--	--	--	1419,22	579,57	Verificata	--
0,43	--	--	--	--	1419,22	469,90	Verificata	--
0,52	--	--	--	--	1419,22	392,80	Verificata	--
0,61	--	--	--	--	1419,22	339,75	Verificata	--
0,69	--	--	--	--	1419,22	294,68	Verificata	--
0,78	--	--	--	--	1419,22	264,46	Verificata	--
0,87	--	--	--	--	1419,22	234,95	Verificata	--
0,95	--	--	--	--	1419,22	212,43	Verificata	--
1,04	--	--	--	--	1419,22	195,08	Verificata	--
1,13	--	--	--	--	1419,22	179,22	Verificata	--
1,21	--	--	--	--	1419,22	166,93	Verificata	--
1,30	--	--	--	--	1419,22	180,58	Verificata	--
1,55	--	--	--	--	1419,22	282,98	Verificata	--
1,80	--	--	--	--	1419,22	529,34	Verificata	--
2,04	--	--	--	--	1419,22	1772,73	Verificata	--

ST049 R004 0

2,29	--	--	--	--	1419,22	2116,02	Verificata	--
2,54	--	--	--	--	1419,22	796,67	Verificata	--
2,79	--	--	--	--	1419,22	549,78	Verificata	--
3,03	--	--	--	--	1419,22	454,99	Verificata	--
3,28	--	--	--	--	1419,22	412,78	Verificata	--
3,53	--	--	--	--	1419,22	396,73	Verificata	--
3,78	--	--	--	--	1419,22	397,33	Verificata	--
4,02	--	--	--	--	1419,22	411,06	Verificata	--
4,27	--	--	--	--	1419,22	437,33	Verificata	--
4,52	--	--	--	--	1419,22	477,59	Verificata	--
4,77	--	--	--	--	1419,22	535,80	Verificata	--
5,01	--	--	--	--	1419,22	619,53	Verificata	--
5,26	--	--	--	--	1419,22	744,23	Verificata	--
5,51	--	--	--	--	1419,22	943,26	Verificata	--
5,76	--	--	--	--	1419,22	1304,01	Verificata	--
6,00	--	--	--	--	1419,22	2146,58	Verificata	--
6,25	--	--	--	--	1419,22	6349,00	Verificata	--

S(1) Pr=4826 (Pa)

Z=5,26 M=4,145 (kNm/m)



Diagrammi sollecitazioni...
Fasi costruttive
Fase costruttiva 1
A1+M1+R1
A2+M2+R1

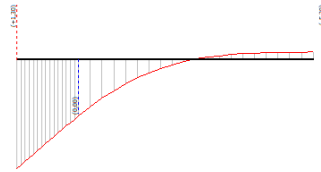
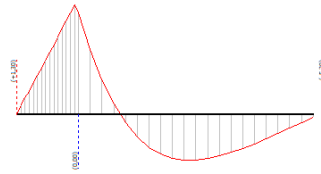
Valori massimi

Pressione	31,48	kN/m ²
Momento	31,97	kNm/m
Taglio	28,34	kN/m
Spostamento	0,44	cm

Valori correnti

Z	2,79	m
Pressione	-10,78272	kN/m ²
Momento	-25,971	kNm/m
Taglio	8,605	kN/m
Spostamento	0,054	cm

Z=2,79 Sx=0,05 cm



Chiudi

Visualizza

Font

5

8.4 Verifica di sostegno dell'argine in massi ciclopici

8.4.1 Ipotesi di calcolo e codice utilizzato

L'esame delle condizioni di stabilità dei rilevati viene condotto utilizzando gli usuali metodi dell'equilibrio limite. La valutazione dei fattori di sicurezza alla stabilità (FS) viene condotta mediante il programma di calcolo " MacStars W" cui la ricerca delle superfici critiche viene svolta attraverso la generazione automatica di un elevato numero di superfici di potenziale scivolamento. In particolare in questa sede si fa riferimento al metodo di BISHOP modificato che prevede l'utilizzo di superfici di scorrimento circolari. Il contributo dei rinforzi viene introdotto nel calcolo solo se essi intersecano la superficie di scivolamento. La resistenza a trazione nei rinforzi può mobilizzarsi per l'aderenza tra il rinforzo stesso ed i materiali (terreno o altri rinforzi) che si trovano sopra e/o sotto. Tale contributo viene simulato con una forza stabilizzante diretta verso l'interno del rilevato applicata nel punto di contatto tra superficie di scorrimento e rinforzo stesso. Il modulo di tale forza è determinata scegliendo il minore tra il valore della resistenza a rottura del rinforzo ed il valore della resistenza allo sfilamento del rinforzo nel tratto di ancoraggio o nel tratto interno alla porzione di terreno instabile. Per tenere conto dell'effetto dei rinforzi è stato implementato un modello di comportamento rigido. Nel modello rigido si ipotizza che un qualsiasi rinforzo, che attraversi la superficie di potenziale scorrimento analizzata, fornisca la forza di rottura del rinforzo penalizzata del relativo coefficiente di sicurezza, indipendentemente dai valori di rigidità dei rinforzi stessi. Per ciascun rinforzo devono essere verificate le seguenti condizioni: deve essere garantito un ancoraggio minimo; deve essere garantito lo sfilamento nella zona di ancoraggio; deve essere garantito lo sfilamento all'interno della porzione di terreno instabile. Nel primo caso una lunghezza di ancoraggio inferiore al minimo stabilito comporta l'annullamento completo della trazione nel rinforzo. Nel secondo e terzo caso la trazione nel rinforzo viene limitata al minore dei due valori di sfilamento.

8.4.2 Risultati del calcolo

Il calcolo è stato condotto rispettivamente in condizioni di presenza ed assenza di falda.

Di seguito vengono riportati i risultati ottenuti considerando la presenza di falda:

CARATTERISTICHE GEOTECNICHE DEI TERRENI

Terreno : FOND Descrizione : terreno di fondazione

Classe coesione.....: Coeff. Parziale - Coesione efficace

Coesione.....[kN/m²].....: 5.00

Classe d'attrito.....: Coeff. Parziale - tangente dell'angolo di resistenza a taglio

Angolo d'attrito.....[°].....: 30.00

Rapporto di pressione interstiziale (Ru).....: 0.00

Classe di peso.....: Coeff. Parziale - Peso dell'unità di volume - sfavorevole

Peso specifico sopra falda.....[kN/m³].....: 17.00

Peso specifico in falda.....[kN/m³].....: 18.00

Modulo elastico.....[kN/m²].....: 0.00

Coefficiente di Poisson.....: 0.30

Terreno : PIETRA Descrizione : Terreno costituente l'argine

Classe coesione.....: Coeff. Parziale - Coesione efficace

Coesione.....[kN/m²].....: 0.00

Classe d'attrito.....: Coeff. Parziale - tangente dell'angolo di resistenza a taglio

Angolo d'attrito.....[°].....: 50.00

Rapporto di pressione interstiziale (Ru).....: 0.00

Classe di peso.....: Coeff. Parziale - Peso dell'unità di volume - sfavorevole

Peso specifico sopra falda.....[kN/m³].....: 22.00

Peso specifico in falda.....[kN/m³].....: 22.00

Modulo elastico.....[kN/m²].....: 0.00

Coefficiente di Poisson.....: 0.30

Terreno : RIP Descrizione : Terreno di riporto

Classe coesione.....: Coeff. Parziale - Coesione efficace

Coesione.....[kN/m²].....: 5.00

Classe d'attrito.....: Coeff. Parziale - tangente dell'angolo di resistenza a taglio

ST049 R004 0

Angolo d'attrito.....[°].....:	25.00
Rapporto di pressione interstiziale (Ru).....:	0.00
Classe di peso.....: Coeff. Parziale - Peso dell'unità di volume - sfavorevole	
Peso specifico sopra falda.....[kN/m³].....:	16.00
Peso specifico in falda.....[kN/m³].....:	18.00
Modulo elastico.....[kN/m²].....:	0.00
Coefficiente di Poisson.....:	0.30

PROFILI STRATIGRAFICI**Strato: TF**

Descrizione:

Terreno : FOND

X	Y	X	Y	X	Y	X	Y
[m]	[m]	[m]	[m]	[m]	[m]	[m]	[m]
0.00	0.00	10.00	0.00	20.00	0.00		

Strato: TT

Descrizione:

Terreno : RIP

X	Y	X	Y	X	Y	X	Y
[m]	[m]	[m]	[m]	[m]	[m]	[m]	[m]
0.00	0.00	0.01	2.50	7.40	2.50	9.05	3.50
9.90	3.50	10.00	0.00				

PROFILI FALDE FREATICHE**Falda: FL**

Descrizione:

X	Y	Y	P	X	Y	Y	P
[m]	[m]	[m]	[kN/m²]	[m]	[m]	[m]	[kN/m²]
0.00	0.00			10.00	2.71		
20.00	2.71						

MURI IN MASSI CICLOPICI

Muro : GG

Coordinate Origine.....[m].....: Ascissa.....= 16.50 Ordinata.....= -0.01

Rotazione muro..... [°].....= 0.00

Materiale riempimento gabbioni.....: PIETRA

Terreno di riempimento a tergo.....: RIP

Terreno di copertura.....: RIP

Terreno di fondazione.....: FOND

Strato	Lunghezza [m]	Altezza [m]	Distanza [m]	Pu [kN/m ³]
1	6.50	1.00	0.00	72.59
2	3.00	0.50	3.50	105.95
3	2.50	0.50	4.00	105.95
4	2.00	0.50	4.50	105.95
5	1.50	0.50	5.00	105.95
6	1.00	0.50	5.50	105.95

Parametri per il calcolo della capacità portante con Brinch Hansen, Vesic o Meyerhof

Affondamento fondazione.....[m] : 0.00

Inclinazione pendio a valle.....[°] : 0.00

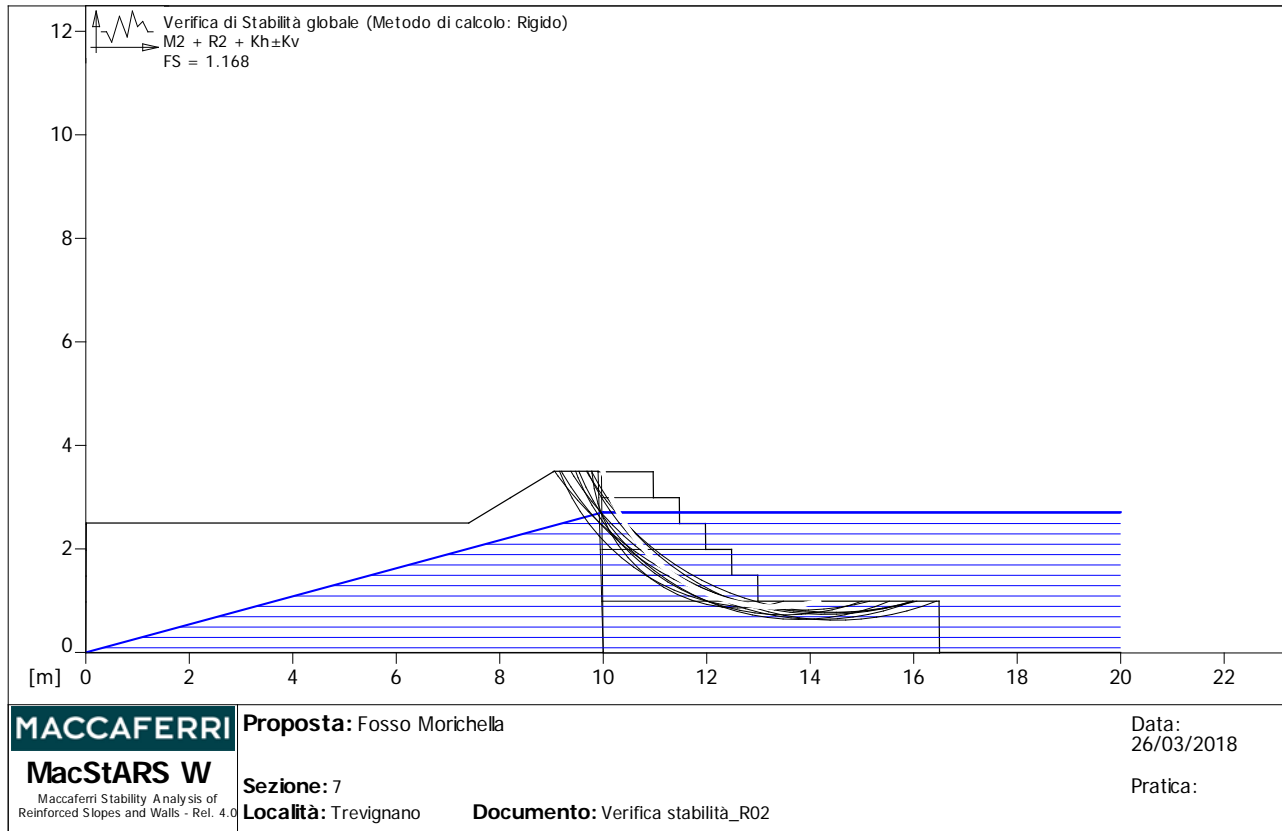
CARICHI

Sisma :

Classe : Sisma

Accelerazione [m/s²] : Orizzontale...= 0.49 Verticale.....= 0.25

VERIFICHE



Verifica di stabilità globale :

Combinazione di carico : M2 + R2 + Kh±Kv

Calcolo delle forze nei rinforzi col metodo rigido

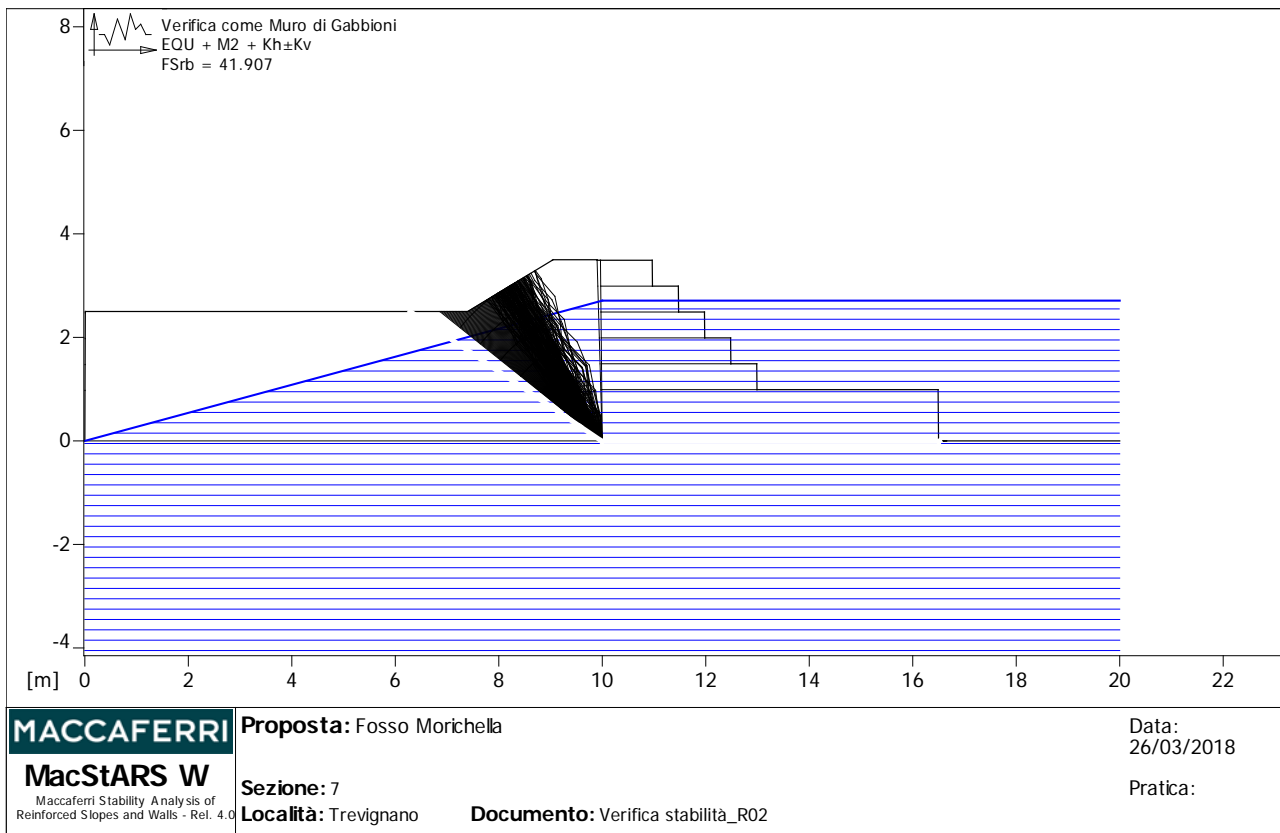
Ricerca delle superfici critiche col metodo di Bishop

Coefficiente di sicurezza minimo calcolato.....: 1.168

Intervallo di ricerca delle superfici

Segmento di partenza, ascisse [m]		Segmento di arrivo, ascisse [m]	
Primo punto	Secondo punto	Primo punto	Secondo punto
0.00	10.00	12.50	20.00
Numero punti avvio superfici sul segmento di partenza.....:		100	
Numero totale superfici di prova.....:		1000	
Lunghezza segmenti delle superfici..... [m].....:		0.30	
Angolo limite orario..... [°].....:		0.00	
Angolo limite antiorario..... [°].....:		0.00	

Fattore	Classe
1.00	Sisma
1.25	Coeff. Parziale - tangente dell'angolo di resistenza a taglio
1.25	Coeff. Parziale - Coesione efficace
1.00	Coeff. Parziale - Peso dell'unità di volume - sfavorevole
1.00	Fs Rottura Rinforzi
1.00	Fs Sfilamento Rinforzi
1.10	Coeff. Parziale R - Stabilità



Verifica come muro di sostegno :

Combinazione di carico : EQU + M2 + Kh±Kv

Stabilità verificata sul blocco : GG

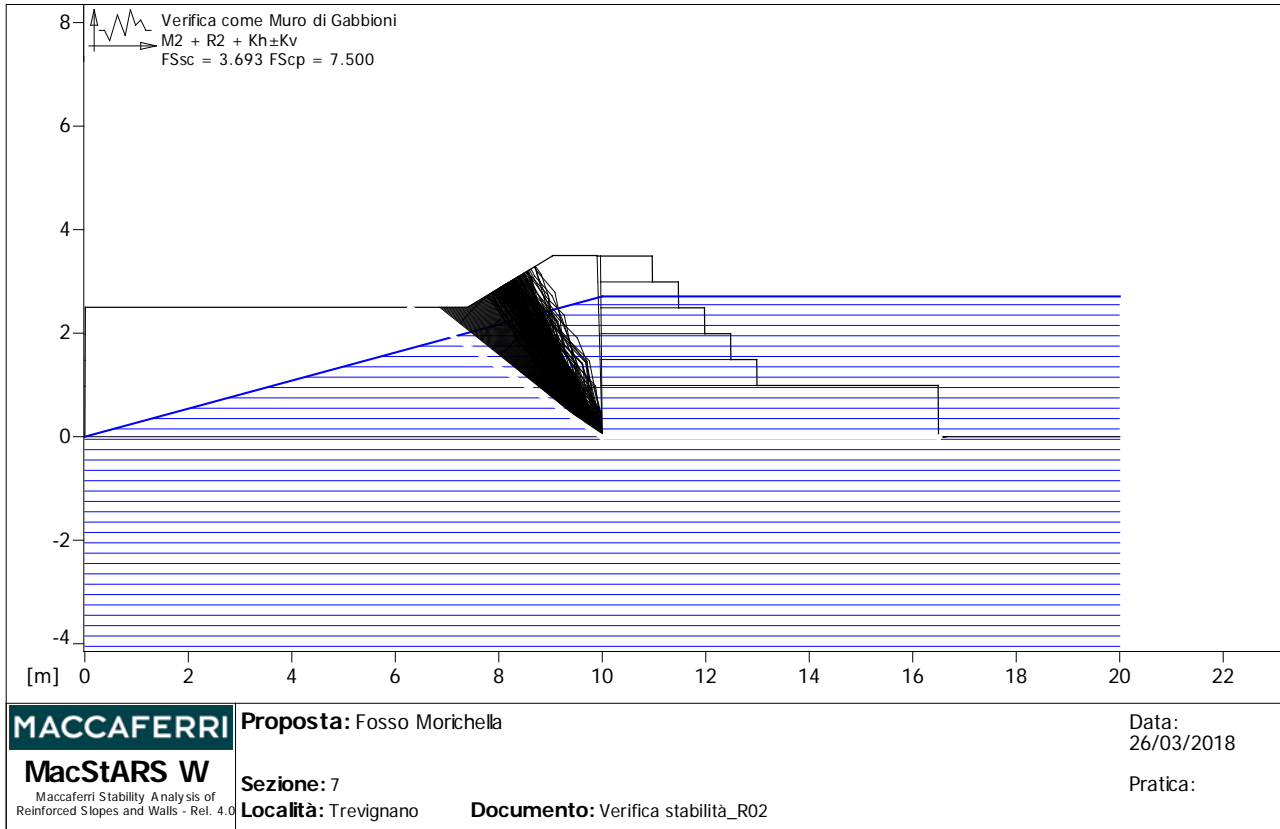
Momento Stabilizzante.....[kN*m/m].....: 642.74

Momento Instabilizzante.....[kN*m/m].....: 15.34

Classe momento.....: Coeff. parziale R - Ribaltamento

Coefficiente di sicurezza al ribaltamento.....: 41.907

Fattore	Classe
1.00	Sisma
1.25	Coeff. Parziale - tangente dell'angolo di resistenza a taglio
1.25	Coeff. Parziale - Coesione efficace
1.00	Coeff. Parziale - Peso dell'unità di volume - sfavorevole
1.00	Coeff. parziale R - Ribaltamento



Verifica come muro di sostegno :

Combinazione di carico : M2 + R2 + Kh±Kv

Stabilità verificata sul blocco : GG

Forza Stabilizzante [kN/m] : 100.17

Forza Instabilizzante [kN/m] : 27.13

Classe scorrimento : Coeff. parziale R - Scorrimento

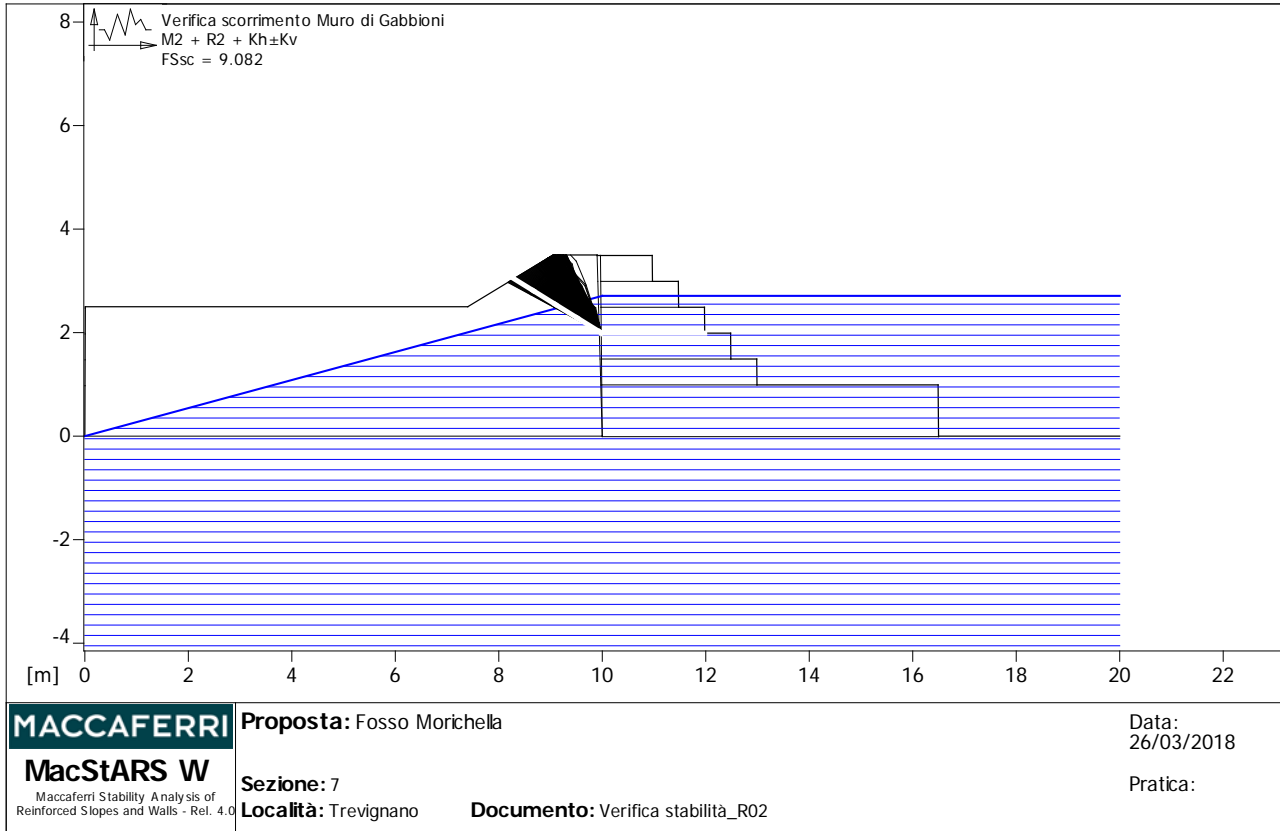
Coefficiente di sicurezza allo scorrimento : 3.693

Pressione ultima calcolata con metodo dell'equilibrio limite.

ST049 R004 0

Pressione ultima.....	[kN/m ²]	: 171.81
Pressione media agente.....	[kN/m ²]	: 22.91
Classe pressione.....	: Coeff. parziale R - Capacità portante	
Coefficiente di sicurezza sulla capacità portante.....		: 7.500
Fondazione equivalente.....	[m]	: 6.50
Eccentricità forza normale.....	[m]	: 0.00
Braccio momento.....	[m]	: 0.57
Forza normale.....	[kN]	: 147.40
Pressione estremo di valle.....	[kN/m ²]	: 22.68
Pressione estremo di monte.....	[kN/m ²]	: 22.68

Fattore	Classe
1.00	Sisma
1.25	Coeff. Parziale - tangente dell'angolo di resistenza a taglio
1.25	Coeff. Parziale - Coesione efficace
1.00	Coeff. Parziale - Peso dell'unità di volume - sfavorevole
1.00	Coeff. parziale R - Scorrimento
1.00	Coeff. parziale R - Capacità portante



Verifica di resistenza interna :

Combinazione di carico : M2 + R2 + Kh±Kv

Stabilità verificata sul blocco : GG

Forza Stabilizzante [kN/m]: 34.39

Forza Instabilizzante [kN/m]: 3.79

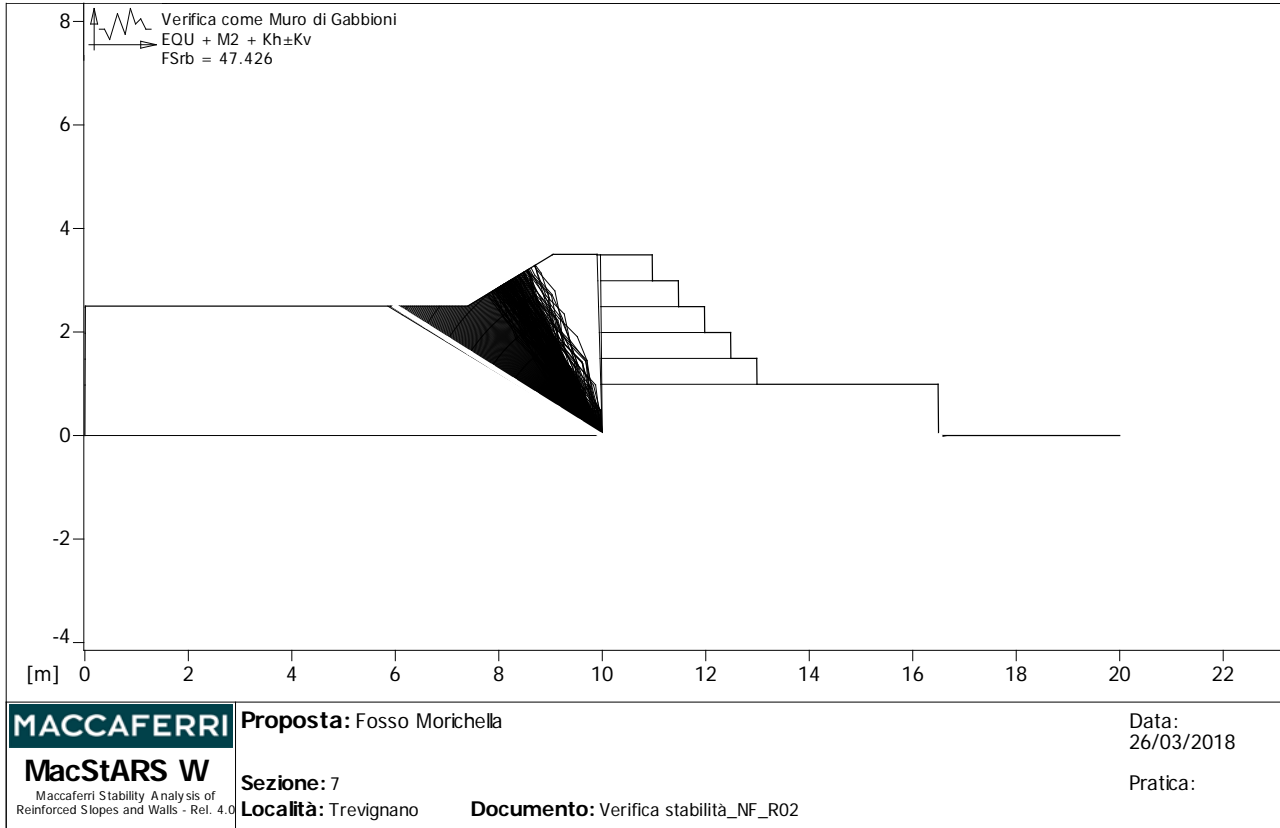
Classe scorrimento: Coeff. parziale R - Scorrimento

Coefficiente di sicurezza allo scorrimento: 9.082

Fattore	Classe
1.00	Sisma
1.25	Coeff. Parziale - tangente dell'angolo di resistenza a taglio
1.25	Coeff. Parziale - Coesione efficace
1.00	Coeff. Parziale - Peso dell'unità di volume - sfavorevole
1.00	Coeff. parziale R - Scorrimento

Le verifiche risultano soddisfatte. Si riportano di seguito le analoghe verifiche svolte in assenza di falda:

VERIFICHE



Verifica come muro di sostegno :

Combinazione di carico : EQU + M2 + Kh±Kv

Stabilità verificata sul blocco : GG

Momento Stabilizzante.....[kN*m/m].....: 1073.70

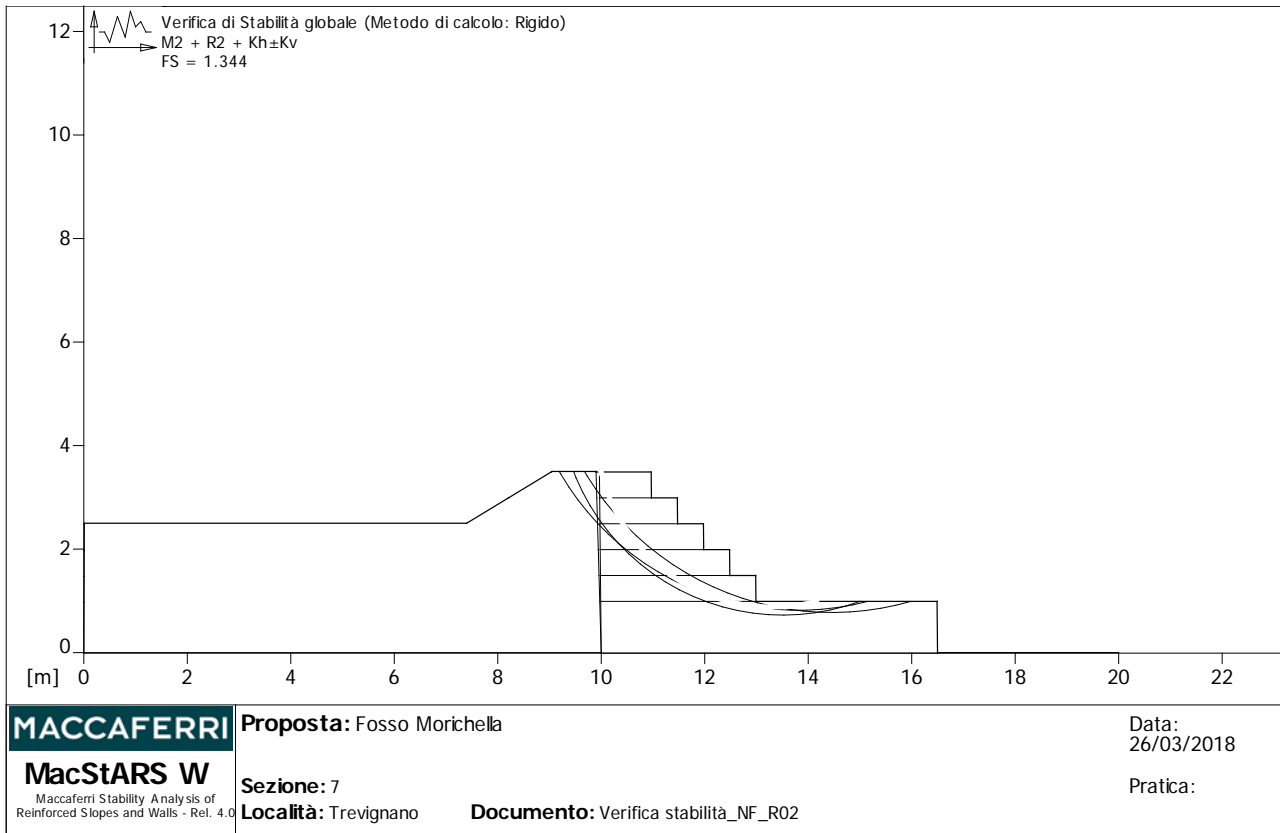
Momento Instabilizzante.....[kN*m/m].....: 22.64

Classe momento.....: Coeff. parziale R - Ribaltamento

Coefficiente di sicurezza al ribaltamento.....: 47.426

Fattore	Classe
1.00	Sisma
1.25	Coeff. Parziale - tangente dell'angolo di resistenza a taglio
1.25	Coeff. Parziale - Coesione efficace
1.00	Coeff. Parziale - Peso dell'unità di volume - sfavorevole

1.00 Coeff. parziale R - Ribaltamento



Verifica di stabilità globale :

Combinazione di carico : M2 + R2 + Kh±Kv

Calcolo delle forze nei rinforzi col metodo rigido

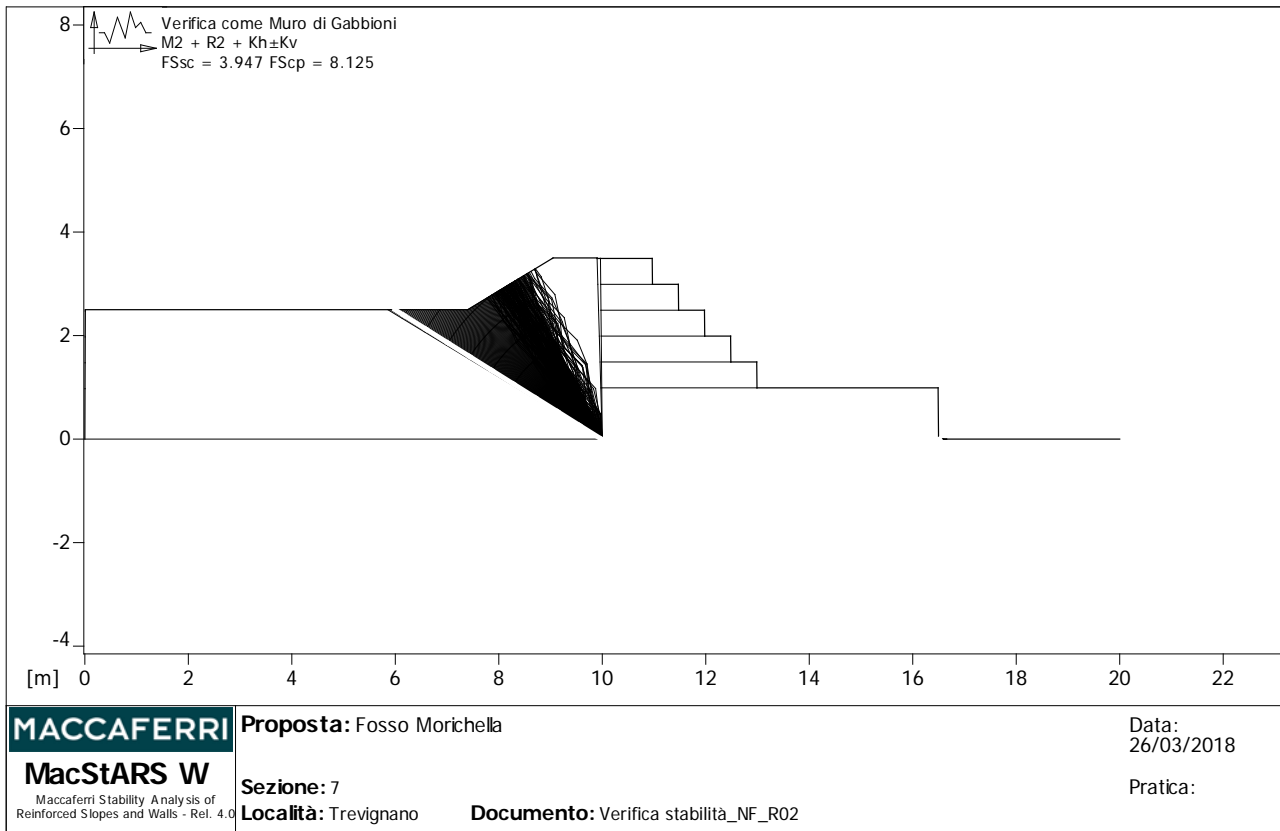
Ricerca delle superfici critiche col metodo di Bishop

Coefficiente di sicurezza minimo calcolato.....: 1.344

Intervallo di ricerca delle superfici

Segmento di partenza, ascisse [m]		Segmento di arrivo, ascisse [m]	
Primo punto	Secondo punto	Primo punto	Secondo punto
0.00	10.00	12.50	20.00
Numero punti avvio superfici sul segmento di partenza.....:		100	
Numero totale superfici di prova.....:		1000	
Lunghezza segmenti delle superfici..... [m].....:		0.30	
Angolo limite orario.....[°].....:		0.00	
Angolo limite antiorario.....[°].....:		0.00	

Fattore	Classe
1.00	Sisma
1.25	Coeff. Parziale - tangente dell'angolo di resistenza a taglio
1.25	Coeff. Parziale - Coesione efficace
1.00	Coeff. Parziale - Peso dell'unità di volume - sfavorevole
1.00	Fs Rottura Rinforzi
1.00	Fs Sfilamento Rinforzi
1.10	Coeff. Parziale R - Stabilità



Verifica come muro di sostegno :

Combinazione di carico : M2 + R2 + Kh±Kv

Stabilità verificata sul blocco : GG

Forza Stabilizzante[kN/m].....: 143.51

Forza Instabilizzante[kN/m].....: 36.36

Classe scorrimento: Coeff. parziale R - Scorrimento

ST049 R004 0

Coefficiente di sicurezza allo scorrimento.....: 3.947

Pressione ultima calcolata con metodo dell'equilibrio limite.

Pressione ultima.....[kN/m²].....: 321.14

Pressione media agente.....[kN/m²].....: 39.53

Classe pressione.....: Coeff. parziale R - Capacità portante

Coefficiente di sicurezza sulla capacità portante.....: 8.125

Fondazione equivalente.....[m].....: 6.50

Eccentricità forza normale.....[m].....: 0.00

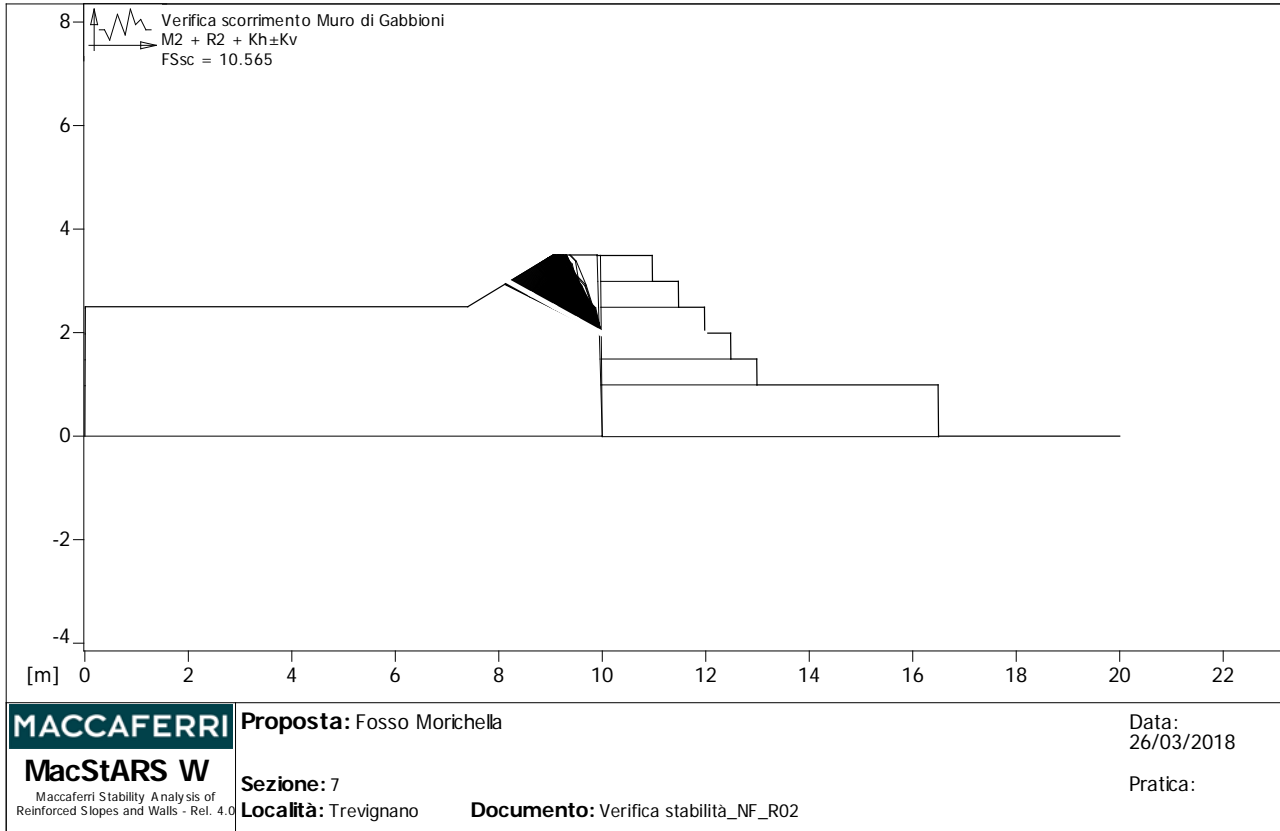
Braccio momento.....[m].....: 0.62

Forza normale.....[kN].....: 254.33

Pressione estremo di valle.....[kN/m²].....: 39.13

Pressione estremo di monte.....[kN/m²].....: 39.13

Fattore	Classe
1.00	Sisma
1.25	Coeff. Parziale - tangente dell'angolo di resistenza a taglio
1.25	Coeff. Parziale - Coesione efficace
1.00	Coeff. Parziale - Peso dell'unità di volume - sfavorevole
1.00	Coeff. parziale R - Scorrimento
1.00	Coeff. parziale R - Capacità portante



Verifica di resistenza interna :

Combinazione di carico : M2 + R2 + Kh±Kv

Stabilità verificata sul blocco : GG

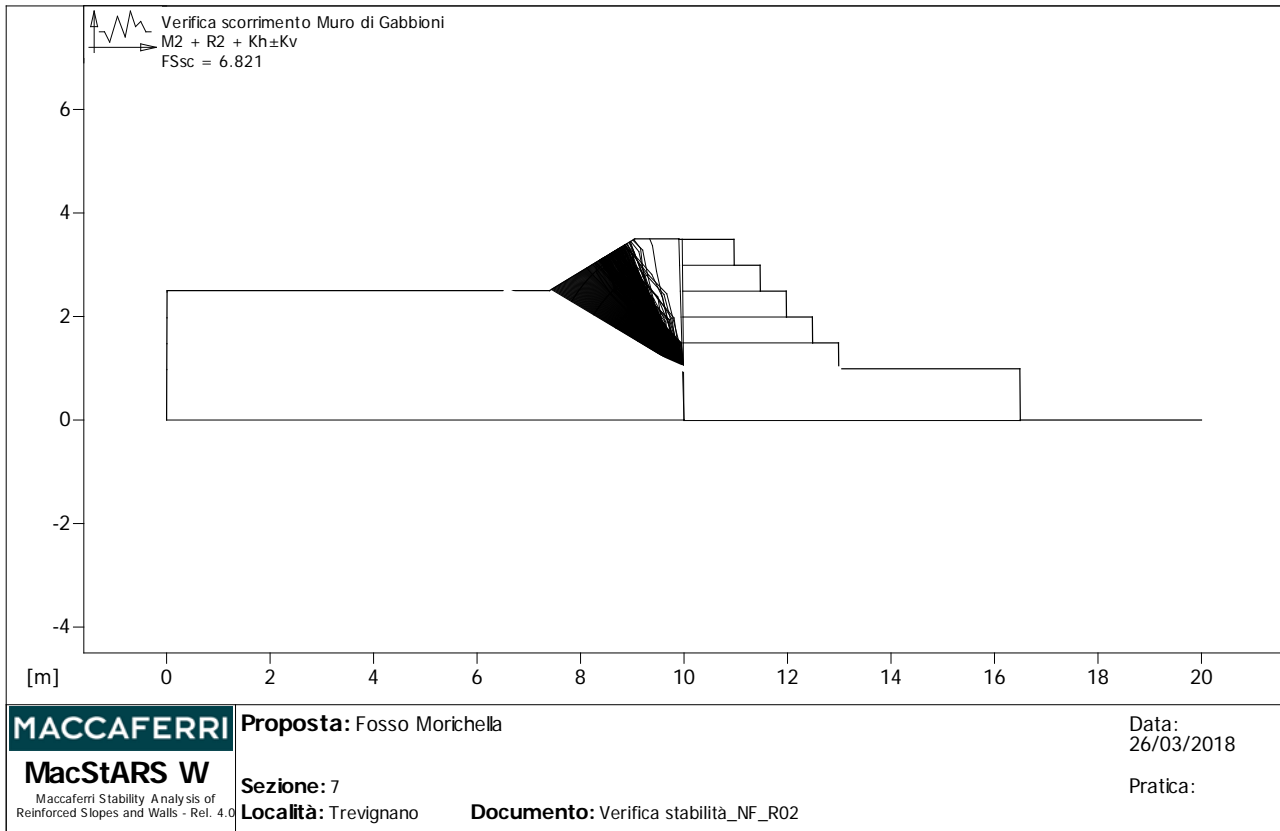
Forza Stabilizzante [kN/m] : 46.47

Forza Instabilizzante [kN/m] : 4.40

Classe scorrimento : Coeff. parziale R - Scorrimento

Coefficiente di sicurezza allo scorrimento : 10.565

Fattore	Classe
1.00	Sisma
1.25	Coeff. Parziale - tangente dell'angolo di resistenza a taglio
1.25	Coeff. Parziale - Coesione efficace
1.00	Coeff. Parziale - Peso dell'unità di volume - sfavorevole
1.00	Coeff. parziale R - Scorrimento



Verifica di resistenza interna :

Combinazione di carico : M2 + R2 + Kh±Kv

Stabilità verificata sul blocco : GG

Forza Stabilizzante [kN/m] : 105.15

Forza Instabilizzante [kN/m] : 15.42

Classe scorrimento : Coeff. parziale R - Scorrimento

Coefficiente di sicurezza allo scorrimento : 6.821

Fattore	Classe
1.00	Sisma
1.25	Coeff. Parziale - tangente dell'angolo di resistenza a taglio
1.25	Coeff. Parziale - Coesione efficace
1.00	Coeff. Parziale - Peso dell'unità di volume - sfavorevole
1.00	Coeff. parziale R - Scorrimento

Le verifiche sono soddisfatte

8.4.3 Conclusioni

Come risulta dai paragrafi precedenti le verifiche geotecniche relative all'argine del Fosso Morichella in progetto risultano soddisfatte.