

REGIONE  
BASILICATA



Provincia MATERA



COMUNE DI ALIANO (MT)



**PROGETTO DEFINITIVO RELATIVO ALLA REALIZZAZIONE DI UN  
IMPIANTO EOLICO COSTITUITO DA 6 AEROGENERATORI E  
DALLE RELATIVE OPERE DI CONNESSIONE ALLA R.T.N.**

RELAZIONE DI CALCOLO OPERE STRADALI

ELABORATO

**A.11.2**

PROPONENTE:



**SKI 04 s.r.l.**

via Caradosso n.9  
Milano 20123  
P.Iva 11479190966

CONSULENZA:

PROGETTO E SIA:



**ATECH srl**

Via Caduti di Nassirya, 55  
70124- Bari (BA)  
pec: atechsrl@legalmail.it  
Ing. Alessandro Antezza

Il DIRETTORE TECNICO

Ing. Orazio Tricarico



**SOLARITES s.r.l.**

piazza V. Emanuele II n.14  
Ceva (CN) 12073

0	GIUGNO 2022	B.C.C	A.A. - O.T.	A.A. - O.T.	Progetto Definitivo
EM./REV.	DATA	REDATTO	VERIFICATO	APPROVATO	DESCRIZIONE



## SOMMARIO

<b>1.</b>	<b>PREMESSA.....</b>	<b>2</b>
<b>2.</b>	<b>INQUADRAMENTO TERRITORIALE .....</b>	<b>3</b>
<b>3.</b>	<b>DESCRIZIONE SINTETICA DEGLI INTERVENTI .....</b>	<b>5</b>
	3.1. GABBIONI METALLICI RIEMPITI IN PIETREME .....	5
	3.2. TERRE RINFORZATE .....	7
	3.3. NORMATIVE ADOTTATE .....	13
<b>4.</b>	<b>CALCOLO GEOTECNICO E STRUTTURALE DEI GABBIONI .....</b>	<b>14</b>
	4.1. PARETI DI CONTENIMENTO TERRAPIENO ARGINI .....	14
	4.2. SPINTE DEI TERRENI.....	14
	4.3. AZIONI SISMICHE – ANALISI PSEUDOSTATICA.....	16
	4.4. VERIFICA AL RIBALTAMENTO .....	18
	4.5. VERIFICA ALLO SCORRIMENTO SUL PIANO DI POSA DELLA FONDAZIONE .....	21
	4.6. VERIFICA AL CARICO LIMITE DEL COMPLESSO FONDAZIONE-TERRENO.....	23
	4.7. VERIFICA ALLA STABILITÀ GLOBALE DEL COMPLESSO PENDIO - MURO.....	26
	4.8. VERIFICA STRUTTURALE.....	29
	4.9. VERIFICHE PER IL PROGETTO IN ESAME.....	32
	4.9.1. Risultati verifica sui gabbioni.....	33
<b>5.</b>	<b>CALCOLO E VERIFICA DELLE TERRE RINFORZATE.....</b>	<b>53</b>
	5.1. Normativa e approccio di calcolo .....	53
	5.2. Inserimento ambientale .....	53
	5.3. Modello geotecnico di comodo adottato.....	53
	5.3.1. Parametri geomeccanici adottati - controripa .....	54
	5.4. Teoria di calcolo .....	54
	5.5. Scelta del rinforzo .....	55
	5.6. Modelli e relativi risultati di calcolo .....	56
	5.7. Opere collaterali .....	58
	5.8. Risultati delle verifiche .....	59
	5.8.1. Terra rinforzata di altezza $H=2,50$ m.....	59
	5.8.2. Terra rinforzata di altezza $H=3,70$ m (terre rinforzate arginali) .....	61
<b>6.</b>	<b>VERIFICA DELL'EROSIONE .....</b>	<b>64</b>
	6.1. Metodologia di calcolo utilizzata.....	64
	6.1.1. Coefficiente di curvatura .....	65
	6.1.2. Tensioni resistenti e loro verifica .....	66
	6.2. Risultati delle verifiche .....	67

## 1. PREMESSA

La presente **relazione tecnica strutturale** si riferisce a tutti i manufatti quali **gabbionate metalliche, terre armate e opere di difesa spondale** previste nel progetto della viabilità di accesso ad un **parco eolico di potenza complessiva pari a 39,6 MW da realizzarsi nel Comune di Aliano e relative opere di connessione alla RTN (Provincia di Matera, in Regione Basilicata). La viabilità di accesso al parco eolico, oggetto di adeguamento ed ampliamento, rientra nei comuni di Gallicchio e Missanello (PZ).**

In particolare, il progetto è costituito da:

- n° 6 aerogeneratori della potenza di 6,6 MW (denominati "WTG 1-6") e delle rispettive piazzole di collegamento;
- tracciato dei cavidotti di collegamento (tra gli aerogeneratori e la cabina di raccolta MT e tra la cabina MT e la sottostazione elettrica di trasformazione utente MT-AT);
- **ampliamento ed adeguamento definitivo della viabilità di accesso al parco, che interessa i comuni di Gallicchio, Missanello ed Aliano;**
- nuova Stazione Elettrica Utente 36/30 Kv;
- collegamento in antenna a 36 kV su una Stazione Elettrica (SE) di trasformazione RTN a 380/150/36 Kv "Aliano"

La società proponente è la **SKI 04 S.r.l.**, con sede legale in via via Caradosso n.9, Milano 20123 (ITA), P.Iva 11479190966.

Le opere da realizzarsi per l'adeguamento stradale risultano le seguenti:

- Gabbioni metallici riempiti in pietrame;
- Terre rinforzate;
- Opere di difesa degli argini.

Tale relazione, oltre ad una breve rappresentazione delle opere previste, descrive le normative adottate, l'analisi dei carichi, le caratteristiche dei materiali impiegati e le metodologie adottate per il calcolo e la modellazione strutturale.



## 2. INQUADRAMENTO TERRITORIALE

Il parco eolico ricade nel territorio comunale di Aliano, in provincia di Matera, in Regione Basilicata.

Il sito di intervento è situato a circa 2,5 km del centro abitato di Aliano posto ad est, mentre ad ovest, dista circa 4 km da centro abitato del comune di Gallicchio, a sud/ovest, dista circa 3,5 km dal centro abitato di Missanello, a nord distati rispettivamente circa 8,5 e 10 km dal centro abitato di Guardia Perticara e Gorgoglione.

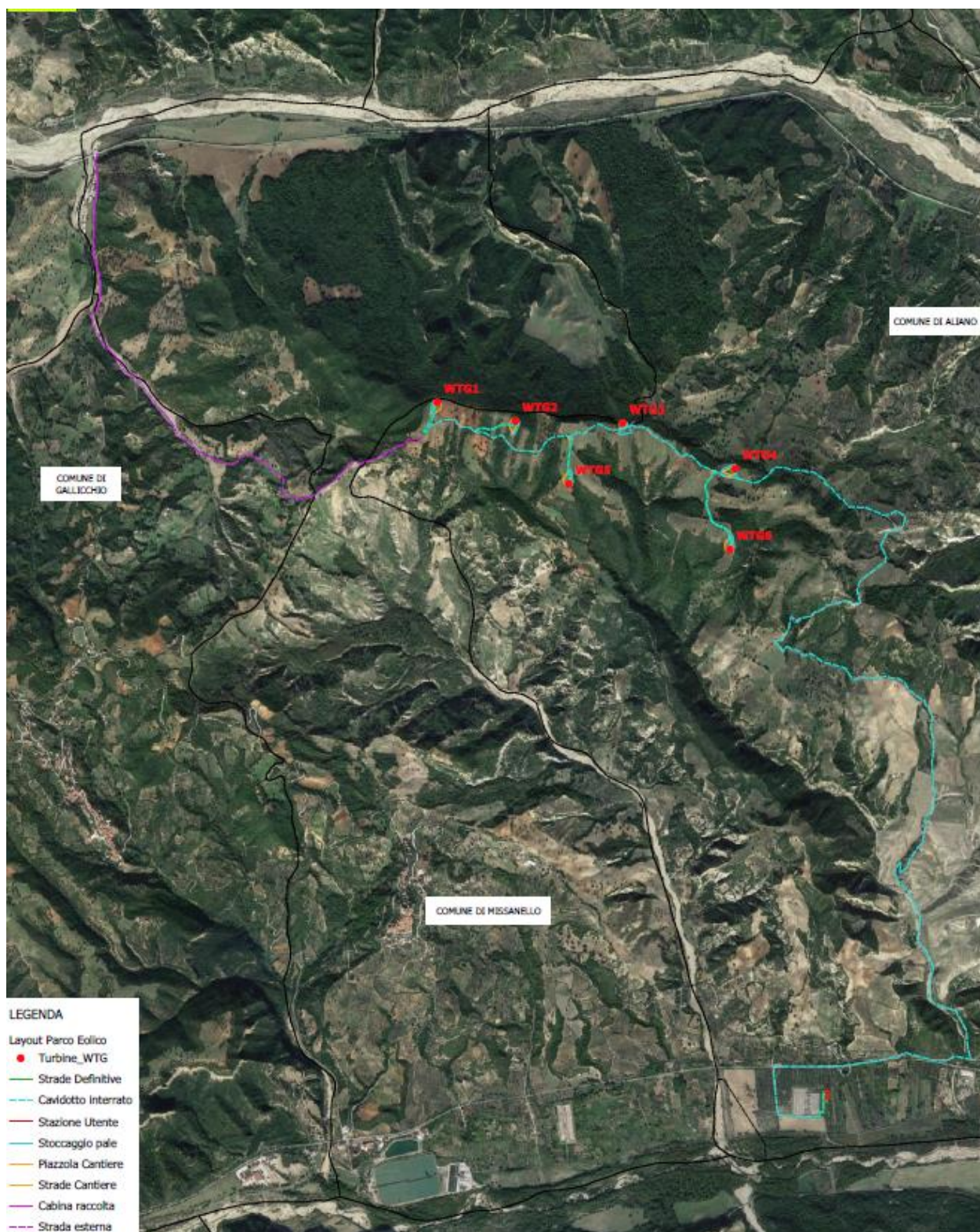
È raggiungibile a nord, direttamente dalla strada Saurina, da imboccare percorrendo la SS598.

Tuttavia tale percorso non è idoneo a consentire l'accesso di mezzi pesanti pertanto nel presente progetto è stato previsto l'adeguamento, mediante la **realizzazione di una nuova viabilità**.

Considerata la peculiarità del territorio, durante la fase di progettazione si è ritenuto importante apportare un indubbio vantaggio al territorio interessato dall'intervento attraverso l'adeguamento della viabilità esistente, non limitandosi ad una viabilità provvisoria necessaria alla sola fase di cantiere del parco eolico, ma **rendendola definitivamente più accessibile, sicura ed a servizio della cittadinanza**.

La scelta è stata condotta dopo una valutazione di alternativa di percorso (si rimanda al SIA per i dettagli) che ha portato alla soluzione di progetto, che consiste in una prima parte di strada da adeguare (6 km), adiacente un letto di fiume (affluente del Torrente Sauro), ed una parte terminale che risulta completamente da realizzare, con partenza dalla deviazione della strada Saurina in località Castiglione ed arrivo alla Strada Comunale Santa Lucia, costeggiando l'affluente del Sauro ed attraversandolo; la strada prevista è di tipo F composta da due corsie da 2,75 m, due banchine da 0,5 m e guard rail laterali di tipo H3 in legno.

Nella immagine seguente è indicato il tracciato della strada di progetto.



**Figura 2-1: Area di sito: dettaglio layout di progetto su ortofoto**



### **3. DESCRIZIONE SINTETICA DEGLI INTERVENTI**

Di seguito vengono brevemente descritte le caratteristiche strutturali delle opere oggetto della presente relazione di calcolo strutturale.

#### **3.1. GABBIONI METALLICI RIEMPITI IN PIETRAMME**

I gabbioni sono costituiti da strutture in filo metallico di spessore  $> 2,7$  mm, legati fra loro lungo tutti gli spigoli, in modo da formare un'opera continua e monolitica.

L'operazione di legatura deve essere effettuata prima del riempimento, in modo che le scatole, non deformate dal pietrame, abbiano facce piane e spigoli rettilinei, che combaciano perfettamente e che rendano pertanto efficaci le legature. Le legature possono essere fatte a mano o meccanicamente.

E' fondamentale che il filo di legatura abbia le stesse caratteristiche del filo che compone il manufatto (forte zincatura, rivestimento in lega eutettica Zn-Al-Ce-La, rivestimento in lega eutettica Zn-Al-Ce-La più plasticatura), perchè deve averne gli stessi requisiti di durata, pena una riduzione anche significativa della vita dell'opera per cedimento delle legature.

Per il riempimento dei gabbioni sono utilizzabili tutti i materiali lapidei e non lapidei purché il loro peso e le loro caratteristiche soddisfino le esigenze statiche, funzionali e di durata dell'opera. Il materiale più comunemente usato è costituito da ciottoli o da pietrame di cava. Sono da preferire i materiali di maggiore peso specifico (basalto, granito, calcare compatto, trachite), soprattutto se è predominante il comportamento a gravità della struttura o se la stessa è immersa o soggetta alla forza viva dell'acqua.

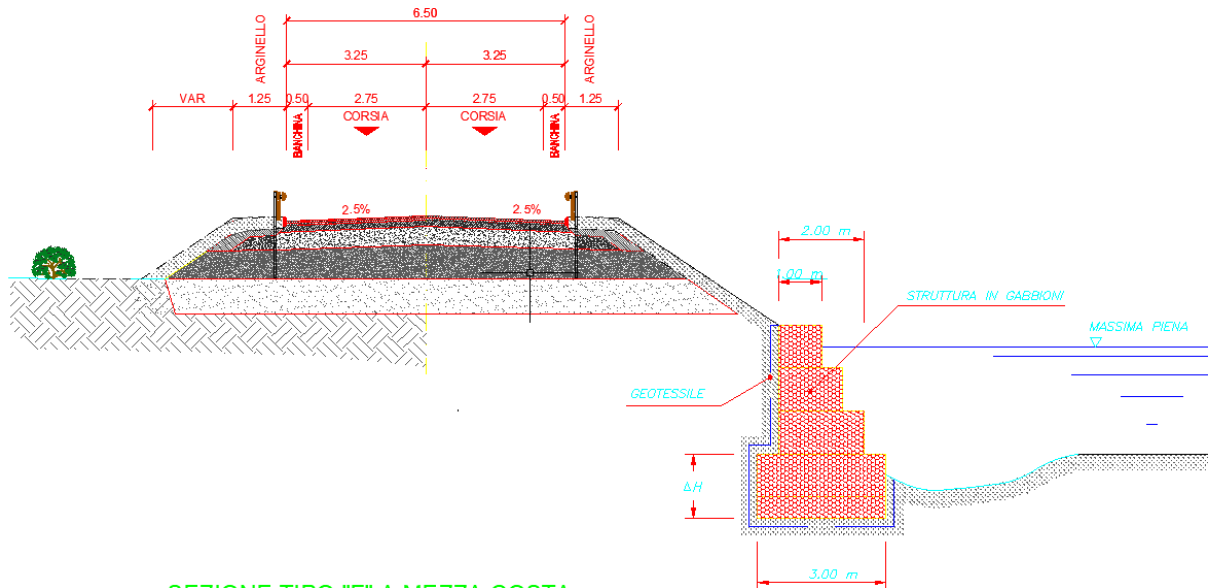
Ai fini di una lunga durata dell'opera, inoltre, il pietrame deve essere non gelivo, non friabile, non dilavabile e di buona durezza. La pezzatura più adatta del pietrame è quella variabile tra 1 e 1,5-2 volte la dimensione minima della maglia della rete, quindi la più piccola possibile ma tale da evitare fuoriuscite del materiale di riempimento dal manufatto. L'impiego di pietrame di piccola pezzatura (1-1,5 D) permette un migliore e più economico assestamento del riempimento, nonché una migliore distribuzione dei carichi agenti ed una maggiore adattabilità alle deformazioni della struttura.

Nel progetto in esame sono state impiegate le tipologie indicate nelle immagini seguenti:

**SEZIONE TIPO "F" IN RILEVATO**

STRUTTURA CON FONDAZIONE PROFONDA

SCALA: 1:100

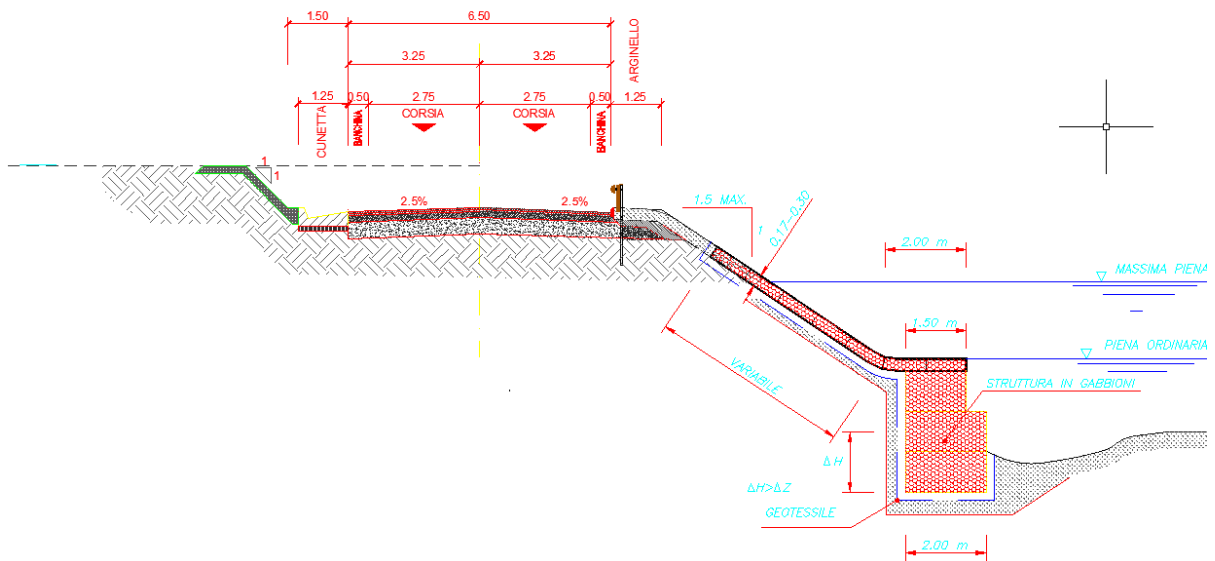


SEZIONE TIPO "F" A MEZZA COSTA

**SEZIONE TIPO "F" A MEZZA COSTA**

SCALA: 1:100

OPERE DI DIFESA IN MATERASSI METALLICI E GABBIONI A FONDAZIONE DIRETTA



**Figura 3-1: Sezioni tipo con gabbionate di protezione al piede**

Elaborato: **Relazione di calcolo opere stradali**



### 3.2. TERRE RINFORZATE

Le terre rinforzate sono costituite da un rilevato strutturale in terra, costituito da un terreno di buona qualità (granulare e ben selezionato), di elevato potere drenante ed elevato angolo di attrito interno, che dovrà mantenere inalterate le sue caratteristiche nel tempo.

Il campo granulometrico ottimale è rappresentato da un range di valori variabile da 0,02 mm fino a 6 mm (percentuale passante 100%), anche se sono ammesse granulometrie maggiori (fino a 200 mm) qualora si introduca un opportuno fattore parziale di sicurezza nei confronti di possibili danneggiamenti del rinforzo o del suo rivestimento protettivo. In queste ipotesi è possibile mediamente ottenere, dopo compattazione, valori di angolo di attrito del rilevato strutturale non inferiori a 35°.

L'impiego di materiale avente elevate percentuali di ciottolame di dimensioni superiori ai 100 mm (10%-15% al massimo) è comunque in generale sconsigliato, anche perché rischia di rendere più laboriose le operazioni di compattazione. L'impiego di materiale granulare selezionato delle caratteristiche sopracitate garantisce inoltre la costanza delle proprietà di ancoraggio del rinforzo anche nel caso di variazioni del contenuto di umidità del terreno. L'elemento determinante per la valutazione della resistenza e del potere di ancoraggio del rinforzo resta comunque sempre l'angolo di attrito interno, per il quale si consiglia di non scendere al di sotto di valori minimi di 28°-30°.

I terreni sopra specificati rappresentano la condizione ideale di impiego. In realtà anche suoli cosiddetti "marginali" risultano idonei con specifici accorgimenti: qualora, per esempio, il materiale reperibile in sito venga ritenuto solo parzialmente idoneo se ne può valutare la possibilità di impiego dopo averlo miscelato con altro di diversa provenienza (sabbie, ghiaie, stabilizzanti chimici, etc.).

Per il rinforzo del rilevato verrà utilizzata una **geogriglia monoassiale**, costituita da nastri estrusi di poliestere altamente orientati.

Impiegando la tecnologia laser, la qualità delle giunzioni tra strisce è controllata con precisione durante il processo di produzione.

Le strisce longitudinali sono di colore nero e contengono una quantità minima del 2% di carbon black, le strisce trasversali sono trasparenti e sono trattate per resistere alla degradazione ai raggi U.V.





La geogriglia rinforza in maniera ottimale i terreni grazie alla sua innovativa struttura ed al suo alto coefficiente d'interazione griglia/terreno; possiede la resistenza, le prestazioni e la durata del poliestere supportata dall'esperienza ottenuta negli ultimi decenni. L'orientamento del polimero nei nastri estrusi conferisce alla geogriglia un ottimo rapporto prestazionale tra tensione e deformazione, garantendo basse deformazioni sia in fase costruttiva, sia in fase post-costruttiva.

La struttura monolitica altamente orientata dei nastri conferisce lunga durata al materiale, riducendo i danni meccanici durante la posa. La geogriglia deve essere ricoperta entro quattro settimane dall'installazione.

Le proprietà meccaniche che deve avere la geogriglia sono di seguito indicate:

Caratteristiche tecniche	Un ità	Dati	Norme
Polimero		PET	
Resistenza a trazione <sup>1</sup>	kN/ m	44 (-4)	EN ISO 10319
Resistenza al 2% di allungamento <sup>2</sup>	kN/ m	17	EN ISO 10319
Resistenza al 5% di allungamento <sup>2</sup>	kN/ m	33	EN ISO 10319
Allungamento a rottura <sup>2</sup>	%	6	EN ISO 10319
Apertura della maglia A x B <sup>3</sup>	m m	111 x 41	

<sup>1</sup> 95% del livello di confidenza = valore medio + tolleranza

<sup>2</sup> valore medio

<sup>3</sup> A = apertura della maglia in direzione longitudinale; B = apertura della maglia in direzione trasversale

Allo scopo di garantire una resistenza all'erosione dovuta al passaggio delle portate di piena, il rilevato in terre rinforzate sarà dotato di uno strato di protezione da realizzarsi con una **geostuoia tridimensionale**, da impiegare quindi per prevenire in modo permanente i fenomeni erosivi.

La geostuoia viene realizzata con monofilamenti di poliammide 6 termosaldati nei punti di contatto; è caratterizzata da un volume di vuoti superiore al 95%, ciò garantisce un'elevata capacità di interazione terreno-materiale, determinando un'immediata stabilizzazione dei pendii afflitti da fenomeni erosivi e favorendo l'attecchimento della vegetazione.



Quando sul pendio si è creata una vegetazione stabile la geostuoia funge da supporto e rinforzo permanente per l'apparato radicale delle piante, realizzando un sistema integrato per il controllo dell'erosione.

È un sistema leggero e flessibile, impiegato da più di vent'anni in alternativa ai rivestimenti antierosione pesanti come il cemento armato, l'asfalto, scogliere e gabbionate.

E' stato ideato per aiutare gli agenti naturali a sviluppare una coltre vegetale stabile e rinforzata, sulle scarpate, argini e sponde fluviali, dighe, canali, coperture di discariche ed aree sensibili ai fenomeni erosivi.

Le caratteristiche e proprietà meccaniche che dovrà possedere la geostuoia tridimensionale sono indicate nella tabella seguente:

**Caratteristiche generali:**

	Unità di misura	Valore medio	Norma di riferimento
Polimero	-	PA6	-
Densità del polimero	kg/m <sup>3</sup>	1140	-
Colore	-	nero	-
Massa nell'unità di area	g/m <sup>2</sup>	260	EN ISO 9864
Spessore nominale	mm	10	-
Fattore di ritenzione del substrato	m/m <sup>2</sup>	1810	Lunghezza totale del filamento per unità di area

**Proprietà meccaniche:**

	Unità di misura	Valore medio	Norma di riferimento
Resistenza alla trazione longitudinale MD	kN/m	2,0	EN 10319
Resistenza alla trazione trasversale CMD	kN/m	1,4	EN 10319

**Altre proprietà:**

Resistenza alla temperatura	da - 40°C a + 80 °C nessuna riduzione della flessibilità o della resistenza
Infiammabilità	classe B2 (DIN 4102) – bassa infiammabilità e bassa produzione di fumi
Invecchiamento	buona resistenza agli agenti atmosferici e alle radiazioni UV
Resistenza chimica	resistente a tutte le sostanze chimiche nelle concentrazioni in cui sono normalmente presenti nei terreni e nelle acque di superficie
Tossicità	nessuna; approvato per l'impiego in bacini a contatto con acqua potabile; è un materiale inerte e non nocivo per l'ambiente
Resistenza ai roditori	non ha nessun valore nutritivo; la struttura a filamenti della stuoia risulta sgradevole ai roditori e agli animali terricoli



### Dimensioni e pesi\*

Tipo	Materiale				
	Spessore	Peso	Larghezza**	Lunghezza	Area
	mm	g/m <sup>2</sup>	m	m	m <sup>2</sup>
7010/1	10	260	1,00	150	150

\* Valori indicativi

Per il muro a faccia singola è stato previsto altresì un sistema di drenaggio consistente nell'aggiunta di un telo geocomposito drenante (costituito da due filtri esterni in non tessuto termosaldato a filo continuo in poliestere/poliammide con interposta una struttura drenante tridimensionale ad elevato indice di vuoto realizzata in monofilamenti di poliammide) e una tubazione di drenaggio costituita da un DN110 microfessurato in PEAD, per le soluzioni non a contatto diretto con il livello dell'alveo del corso d'acqua.

Le caratteristiche del geocomposito sono:

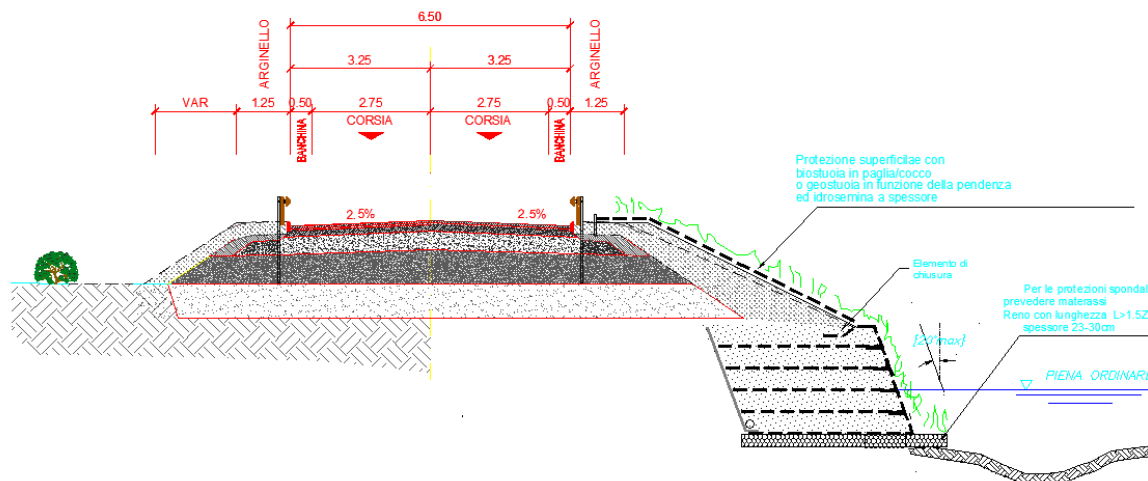
	Unità	Valore medio	Norma
Polimero (nucleo / filtri)	-	PA / PET-PA	-
Massa per unità di area	g/m <sup>2</sup>	950	EN ISO 9864
Spessore	mm	22	EN ISO 9863-1
Resistenza a trazione longitudinale/trasversale	kN/m	15,6	EN ISO 10319
Allungamento a rottura longitudinale/trasversale	%	33	EN ISO 10319
Resistenza al punzonamento statico	kN	1,6	EN ISO 12236
Resistenza alla perforazione dinamica	mm	12	EN ISO 13433
Permeabilità all'acqua, V <sub>I150</sub>	mm/s	160	EN ISO 11058
Apertura caratteristica O <sub>90</sub>	µm	160	EN ISO 12956

Nel progetto in esame sono state impiegate le tipologie indicate nelle immagini seguenti:

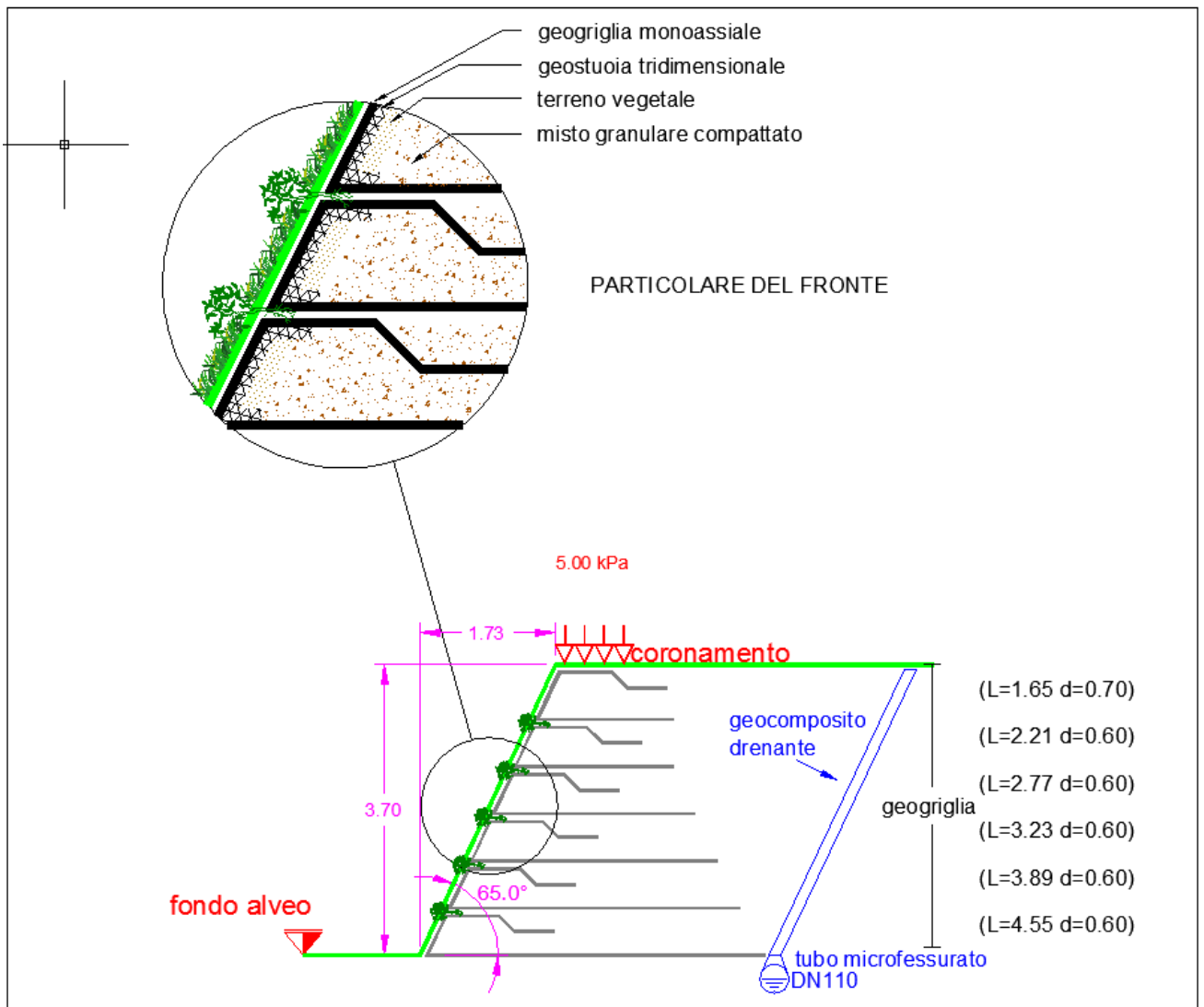
**SEZIONE TIPO "F" IN RILEVATO**

CON TERRE RINFORZATE

SCALA : 1:100



**Figura 3-2: Sezioni tipo con terre rinforzate di protezione al piede**



**Figura 3.3 TIPOLOGIA A FACCIA SINGOLA**



### **3.3. NORMATIVE ADOTTATE**

#### **D.M. LL. PP. 11-03-88**

*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 ed il collaudo delle opere di sostegno delle terre e delle opere di fondazione.*

*Circolare Ministeriale del 24-07-88, n. 30483/STC.*

#### **Legge 02-02-74 n. 64, art. 1 - D.M. 11-03-88.**

*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 ed il collaudo delle opere di sostegno delle terre e delle opere di fondazione.*

#### **Norme Tecniche per le Costruzioni - D.M. 14-01-08.**

*Sicurezza (cap.2), Azioni sulle costruzioni (cap.3), Progettazione geotecnica (cap.6), Progettazione per azioni sismiche (cap.7), Costruzioni esistenti (cap.8), Riferimenti tecnici (cap.12),*

#### **Norme Tecniche per le Costruzioni - D.M. 14-01-08.**

*Costruzioni in calcestruzzo (par.4.1), Costruzioni in legno (par.4.4), Costruzioni in muratura (par.4.5), Progettazione geotecnica (cap.6), Progettazione per azioni sismiche (cap.7), Costruzioni esistenti (cap.8), Riferimenti tecnici (cap.12), EC3.*

#### **Norme Tecniche per le Costruzioni - D.M. 17-01-18.**



## **4. CALCOLO GEOTECNICO E STRUTTURALE DEI GABBIONI**

### **4.1. PARETI DI CONTENIMENTO TERRAPIENO ARGINI**

Il progetto è stato articolato nelle seguenti fasi:

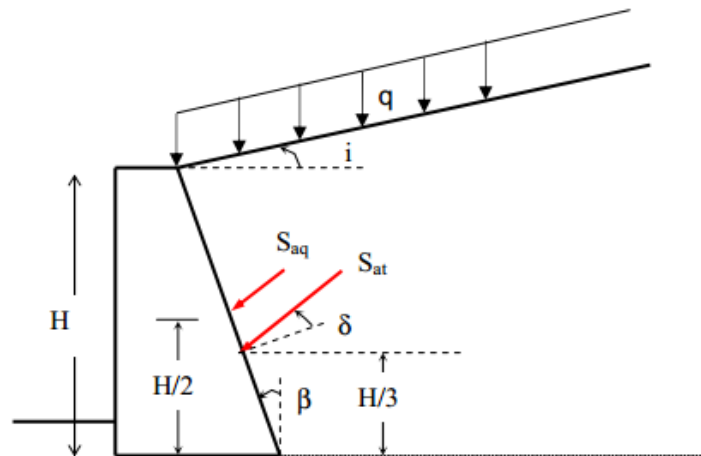
- 1) Scelta della tipologia del muro con gabbioni metallici;
- 2) Predimensionamento;
- 3) Individuazione dei parametri geotecnici e scelta dei materiali da costruzione;
- 4) Calcolo delle spinte (valutazione del cinematismo, presenza di sisma, di pressioni neutre,...);
- 5) Verifiche geotecniche (a ribaltamento, a scorrimento sul piano di posa, al carico limite del complesso terreno-fondazione, di stabilità globale o di stabilità del pendio);
- 6) Verifiche strutturali;
- 7) Definizione particolari costruttivi.

### **4.2. SPINTE DEI TERRENI**

Per il calcolo della spinta dei terreni viene utilizzata la teoria di Coulomb generalizzata.

La spinta attiva si sviluppa quando il muro è libero di spostarsi verso valle rispetto al terrapieno di spinta. Quando il movimento è tale da mobilitare appieno la resistenza del terreno si raggiunge la minima spinta attiva agente sul muro che è spesso assunta come spinta di progetto (bastano movimenti anche ridotti, specialmente nel caso di terrapieno con coesione nulla, per mobilitare la minima spinta attiva).

La spinta passiva, invece, si sviluppa quando il muro tende a muoversi verso il terrapieno. Quando il movimento è tale da mobilitare appieno la resistenza del terreno, si raggiunge la massima spinta passiva sul muro.



La spinta attiva del terreno  $S_{at}$  in assenza di pressioni neutre è data dalla seguente espressione:

$$S_{at} = \frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot k_a \cdot H^2$$

dove:

$\gamma$  = peso dell'unità di volume del terreno spingente;

H = altezza del terrapieno;

$K_a$  = coefficiente di spinta attiva

$$K_a = \frac{\cos^2(\varphi' - \beta)}{\cos^2 \beta \cdot \cos(\beta + \delta) \cdot \left[ 1 + \sqrt{\frac{\sin(\varphi' + \delta) \cdot \sin(\varphi' - i)}{\cos(\beta + \delta) \cdot \cos(i - \beta)}} \right]^2} \quad \text{per } i \leq \varphi'$$

$$K_a = \frac{\cos^2(\varphi' - \beta)}{\cos^2 \beta \cdot \cos(\beta + \delta)} \quad \text{per } i > \varphi'$$

$\varphi'$  = angolo di resistenza al taglio del terreno spingente;

$\beta$  = angolo formato dalla verticale con il paramento interno del muro (valori positivi per angoli in senso antiorario);

$\delta$  = angolo di attrito terrapieno-muro;

$i$  = angolo di inclinazione del terrapieno spingente rispetto all'orizzontale

Elaborato: **Relazione di calcolo opere stradali**





Il diagramma delle pressioni attive esercitate dal terrapieno sul muro ha un andamento triangolare per cui la spinta (forza risultante), applicata nel baricentro del diagramma triangolare delle pressioni, dista  $H/3$  dalla base; essa è inclinata dell'angolo  $\delta$  rispetto alla normale al paramento interno del muro.

In presenza di sovraccarico  $q$  uniformemente ripartito sul terrapieno, la spinta attiva dovuta al sovraccarico è data da:

$$S_{pq} = q \cdot \frac{\cos \beta}{\cos(i - \beta)} \cdot k_p \cdot H$$

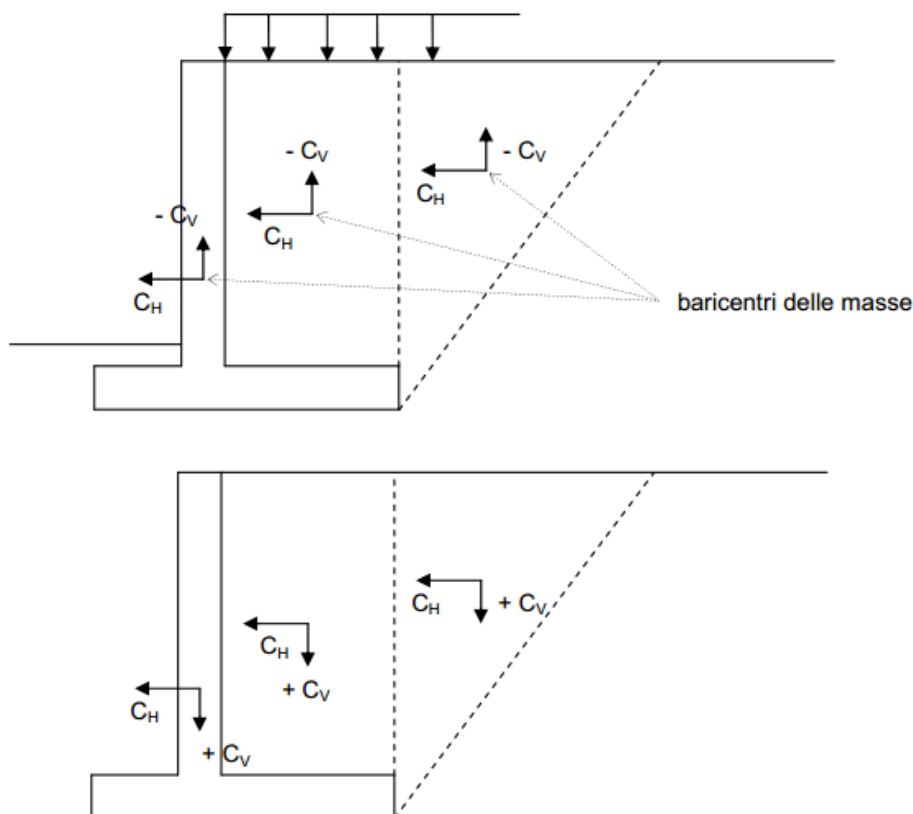
#### 4.3. AZIONI SISMICHE – ANALISI PSEUDOSTATICA

In presenza di azioni sismiche occorre verificare la sicurezza del muro di sostegno con metodi di analisi consolidati della dinamica strutturale e dei terreni che includano il comportamento non lineare del terreno, gli effetti inerziali, gli effetti idrodinamici in presenza d'acqua e che siano comprovati dall'esperienza.

Le norme vigenti consentono di utilizzare, come metodo di analisi sismica, il cosiddetto metodo pseudo-statico. Il modello di base per l'analisi pseudo-statica è costituito dall'opera di sostegno e dalla sua fondazione, dal cuneo di spinta che si suppone in stato di equilibrio limite attivo (l'opera di sostegno deve essere libera di ruotare o spostarsi o essere flessibile in modo da mobilitare le condizioni di equilibrio attivo), dai sovraccarichi agenti sul cuneo suddetto e, ove presente, dal terreno a valle dell'opera, da supporre in stato di equilibrio limite passivo.

Nell'analisi pseudo-statica, l'azione sismica è rappresentata da un insieme di forze statiche orizzontali e verticali date da prodotto delle forze di gravità  $W$  per dei coefficienti sismici (orizzontale  $CH$  e verticale  $CV$ ). Il calcolo di tali coefficienti è illustrato di seguito.

La componente verticale dell'azione sismica deve essere considerata agente verso l'alto o verso il basso, in modo da produrre gli effetti più sfavorevoli.



L'intensità delle forze sismiche equivalenti (in altre parole i valori dei coefficienti sismici) dipendono dalla pericolosità sismica del sito ove l'opera di sostegno sarà costruita.

Le accelerazioni pseudo-statiche (rappresentate in pratica dai coefficienti sismici, come si vedrà nel paragrafo 3.1) sono anche consistentemente minori dell'accelerazione orizzontale massima attesa al sito. Le accelerazioni applicate al cuneo di spinta sono le stesse di quelle applicate al manufatto.

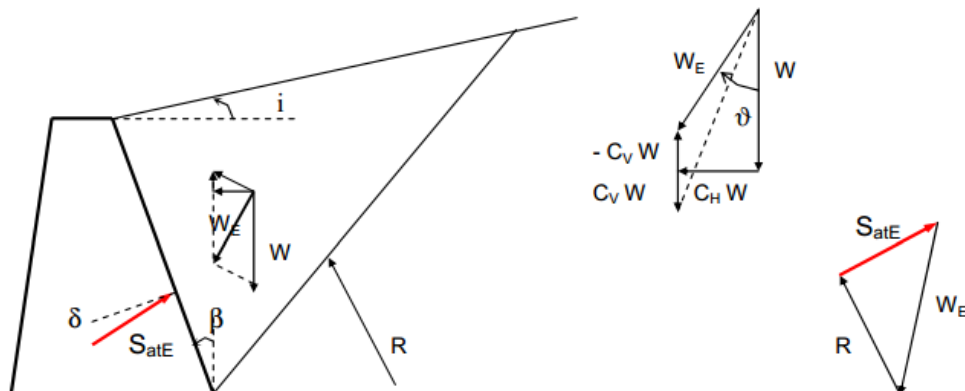
In condizioni sismiche la spinta attiva esercitata dal terrapieno ed agente sull'opera di sostegno in assenza di pressioni neutre è data dalla seguente espressione analoga a quella valida nelle condizioni statiche:

$$S_{atE} = \frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot (1 \pm C_v) \cdot k_{aE} \cdot H^2$$

dove:

KaE = coefficiente di spinta attiva in condizioni sismiche.

La spinta  $S_{atE}$  si ricava dall'equilibrio delle forze in gioco come è messo in evidenza nella figura seguente.



Il coefficiente di spinta attiva in condizioni dinamiche può essere calcolato mediante la formula di Mononobe-Okabe, la cui trattazione si tralascia in questa sede.

Le forze di inerzia dinamiche riducono la spinta passiva rispetto al valore statico.

Le formule di Mononobe-Okabe sono una estensione delle formule viste nel metodo di Coulomb relative al caso statico (in condizioni statiche infatti risulta  $C_V = C_H = \vartheta = 0$  e le espressioni risolutive di Mononobe-Okabe si riducono a quelle di Coulomb).

In modo analogo si calcola la spinta attiva in condizione sismiche dovuta al sovraccarico.

#### 4.4. VERIFICA AL RIBALTAMENTO

La verifica di stabilità al ribaltamento rispetto all'estremo A di fondazione di valle è necessaria per stabilire se c'è pericolo che il muro, pensato come corpo rigido, possa ribaltare e per stabilire il grado di sicurezza nei riguardi di questo stato limite. Non prevedendo la mobilitazione della resistenza del terreno di fondazione, lo stato limite del ribaltamento viene classificato come uno stato limite di equilibrio di corpo rigido.





A favore di sicurezza nel calcolo del momento stabilizzante viene trascurato il contributo della spinta passiva dell'eventuale terreno di valle di altezza D.

Ora, le NTC (D.M. 14/01/2008) prevede per le verifiche di sicurezza, effettuate con la metodologia agli Stati Limite Ultimi, che sia verificata la seguente disequaglianza

$$E_d \leq R_d$$

dove  $E_d$  è il valore di progetto dell'azione o dell'effetto dell'azione e  $R_d$  è il valore di progetto della resistenza del sistema geotecnico. Nel calcolo di  $E_d$  e  $R_d$  è necessario moltiplicare le azioni di progetto per i coefficienti parziali  $\gamma_F$  e dividere i parametri di resistenza dei materiali per i coefficienti parziali  $\gamma_M$ , secondo le combinazioni fornite dalla norma per i muri di sostegno (Approccio 1 o Approccio 2).

I coefficienti parziali  $\gamma_F$  per la verifica al ribaltamento valgono:

azioni permanenti (G)	Favorevoli (peso del manufatto, peso dell'eventuale terreno di riporto agente sopra la mensola di fondazione di monte, sovraccarico permanente agente sul terrapieno).	$\gamma_G$	0,9
	Sfavorevoli (spinta attiva del terrapieno, spinta attiva prodotta dal sovraccarico permanente).		1,1
azioni variabili (q)	Favorevoli (peso del sovraccarico variabile agente sul terrapieno)	$\gamma_q$	0,0
	Sfavorevoli (spinta attiva prodotta dal sovraccarico variabile)		1,5

Nelle combinazioni di carico in cui si prevede l'azione sismica (combinazione sismica) i coefficienti parziali sulle azioni si assumono unitari (salvo che per le azioni variabili favorevoli per le quali si assume sempre il valore zero).

I coefficienti parziali  $\gamma_M$  sono quelli del gruppo M2:

PARAMETRO	GRANDEZZA ALLA QUALE APPLICARE IL COEFFICIENTE PARZIALE	(M1)	(M2)
<i>Tangente dell'angolo di resistenza al taglio</i>	$\tan \phi'_k$	1,0	1,25
<i>Coesione efficace</i>	$c'_k$	1,0	1,25

Per la verifica al ribaltamento la grandezza  $E_d$  è rappresentata dal momento ribaltante  $M_{rib}$ , mentre  $R_d$  è rappresentata dal momento stabilizzante  $M_{stab}$ . Come già precisato, il momento

*Elaborato: **Relazione di calcolo opere stradali***



ribaltante e il momento stabilizzante si calcolano tenendo conto dei coefficienti parziali sulle azioni e sui parametri di resistenza dei terreni.

Perché la verifica sia soddisfatta occorre dunque che sia  $E_d \leq R_d$  ossia  $M_{rib} \leq M_{stab}$  o, che è lo stesso, che il coefficiente di sicurezza al ribaltamento, definito dal rapporto tra momento stabilizzante e momento ribaltante, non sia inferiore all'unità:

$$\eta_{rib} = \frac{M_{stab}}{M_{rib}} \geq 1$$

#### 4.5. VERIFICA ALLO SCORRIMENTO SUL PIANO DI POSA DELLA FONDAZIONE

Con riferimento alla figura riportata in precedenza, le forze agenti parallelamente al piano di posa della fondazione (componenti orizzontali delle spinte e della forza d'inerzia) tendono a far scorrere il muro sullo stesso piano di posa. A tali azioni si oppone la risultante delle tensioni tangenziali limite sullo stesso piano.

La verifica allo scorrimento individua qual'è il coefficiente di sicurezza nei riguardi di tale stato limite. Quando è presente lo strato di magrone per la posa della fondazione del muro di sostegno, la verifica alla traslazione viene effettuata sia in corrispondenza della superficie di separazione muro-magrone che in corrispondenza della superficie di separazione magrone-terreno.

La somma delle componenti parallele al piano di posa vale:

$$R_H = S_{atH} + S_{aqH} + \Delta S_{aH} + F_{inH}$$

La somma delle componenti ortogonali al piano di posa vale:

$$R_V = S_{atV} + S_{aqV} + \Delta S_{aV} + (W_M + W_T + W_q) \cdot (1 \pm C_V)$$

In presenza di sisma il peso del manufatto, del terreno di riporto e del sovraccarico permanente agente sopra la mensola di fondazione di monte viene moltiplicato per il fattore  $(1 \pm C_V)$ , essendo  $F_{inV} = \pm C_V W$  la componente verticale delle forze d'inerzia agente verso il basso o verso l'alto in modo da produrre gli effetti più sfavorevoli (analogamente a quanto visto per la verifica al ribaltamento, se il sovraccarico è variabile l'utente può stabilire se considerare il suo contributo o meno).

A favore di sicurezza, nel calcolo di  $R_H$  si trascura il contributo della spinta passiva



dell'eventuale terreno di valle di altezza D. La normativa consente di computare un'aliquota massima del 50% di detta spinta passiva.

La risultante delle tensioni tangenziali limite sul piano di posa della fondazione vale:

$$T_{\text{lim}} = \int_0^B \tau_{\text{lim}} \cdot dx = \int_0^B (\sigma - u) \cdot \tan \delta \cdot dx \quad \text{per contatti che esplicano solo resistenza per attrito}$$

$$T_{\text{lim}} = \int_0^B \tau_{\text{lim}} \cdot dx = \int_0^B [c_a + (\sigma - u) \cdot \tan \delta] \cdot dx \quad \text{per contatti che esplicano anche resistenza per adesione}$$

dove:

B = larghezza della fondazione;

$\sigma$  = tensione normale al contatto fondazione-terreno;

u = pressione neutra al contatto fondazione-terreno;

$\delta$  = angolo di attrito fondazione-terreno;

ca = adesione fondazione-terreno (in genere si assume nulla).

In assenza di pressioni neutre ed essendo  $\delta$  e ca costanti in tutti i punti della superficie di contatto fondazione-terreno, si ha, per contatti che esplicano solo resistenza per attrito:

$$T_{\text{lim}} = \tan \delta \cdot \int_0^B \sigma \cdot dx = \tan \delta \cdot N_x = \tan \delta \cdot R_v$$

mentre per contatti che esplicano resistenza anche per adesione si ha:

$$T_{\text{lim}} = c_a \cdot B + \tan \delta \cdot R_v$$

Con le NTC, come già visto per la verifica al ribaltamento, per la verifica allo scorrimento occorre che sia

$$E_d \leq R_d$$

dove  $E_d$  è il valore di progetto dell'azione o dell'effetto dell'azione e  $R_d$  è il valore di progetto della resistenza del sistema geotecnico. Nel calcolo di  $E_d$  e  $R_d$  è necessario moltiplicare le azioni di progetto per i coefficienti parziali  $\gamma_F$  e dividere i parametri di resistenza dei materiali per i coefficienti parziali  $\gamma_M$ , secondo le combinazioni fornite dalla norma per i muri di sostegno.

Elaborato: **Relazione di calcolo opere stradali**



L'utente può scegliere se utilizzare l'Approccio 1 o l'Approccio 2.

Per la verifica allo scorrimento  $E_d$  è rappresentata da  $R_H$  mentre  $R_d$  è rappresentata da  $T_{lim}$ . Perché la verifica allo scorrimento sia soddisfatta occorre dunque che sia  $E_d \leq R_d$  ossia  $R_H \leq T_{lim}$  o, che è lo stesso, che il coefficiente di sicurezza allo scorrimento, definito dal rapporto tra  $T_{lim}$  e  $R_H$ , non sia inferiore all'unità:

$$\eta_{scorr} = \frac{T_{lim}}{R_H} \geq 1$$

#### 4.6. VERIFICA AL CARICO LIMITE DEL COMPLESSO FONDAZIONE-TERRENO

Preliminarmente occorre verificare se la sezione di contatto tra fondazione e terreno risulti parzializzata<sup>1</sup> o meno; la parzializzazione si accetterà solo sotto carichi accidentali (sisma e/o sovraccarichi saltuari), mentre non si accetterà sotto i soli carichi permanenti.

L'eccentricità "e" del carico in fondazione (che in genere è anche inclinato) rispetto al baricentro G della sezione di fondazione a contatto con il terreno è data da:

$$e = -\left(\frac{B}{2} - u\right)$$

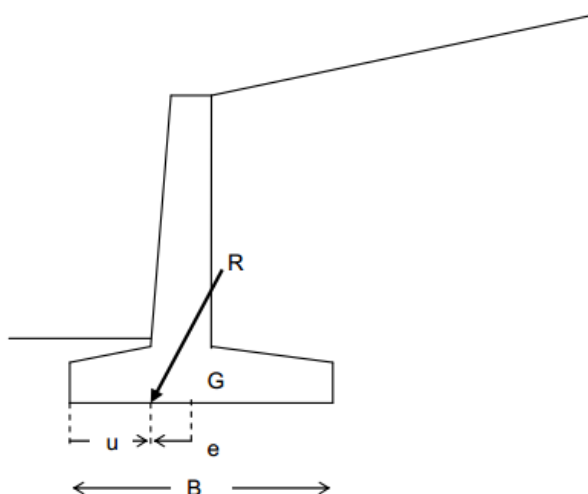
$$u = \left(\frac{M_{stab} - M_{rib}}{R_V}\right)$$

Valori negativi di e (condizione più frequente) indicano che il carico è applicato a sinistra rispetto al baricentro G. La grandezza u è la distanza dal punto di applicazione del carico rispetto al lembo maggiormente compresso della sezione (valori negativi di u indicano che il carico è esterno alla sezione di fondazione).

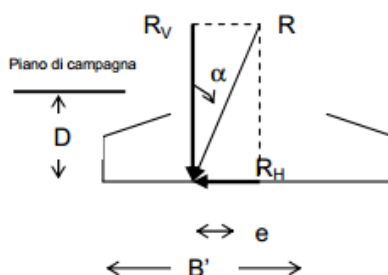
---

<sup>1</sup> La parzializzazione, come noto, si verifica quando la risultante R dei carichi in fondazione è esterna al nocciolo centrale d'inerzia della sezione di base della fondazione stessa





Accertata che la verifica alla parzializzazione della base della fondazione sia soddisfatta si procede alla verifica al carico limite del complesso fondazione-terreno.



Oltre al valore di e ed u, sono note le componenti  $R_V$ ,  $R_H$  (e quindi anche l'angolo  $\alpha$ ) della risultante R delle azioni che pervengono in fondazione.

Nel calcolo del carico limite  $q_{lim}$  del complesso fondazione-terreno, per tenere conto dell'eccentricità del carico si fa riferimento alla larghezza di fondazione  $B'$  ridotta data da:

$$B' = B - 2e$$

in modo che il carico, eccentrico su B, risulti centrato su  $B'$ .

Per tenere conto dell'influenza dell'inclinazione del carico si introducono nell'espressione per il calcolo del carico limite opportuni coefficienti correttivi, detti fattori di inclinazione del carico, funzione dell'angolo  $\alpha$  di inclinazione del carico rispetto alla verticale:



$$\xi_c = \xi_q = \left(1 - \frac{\alpha}{90}\right)^2 \quad (\text{Meyerhof-Vesic, 1975})$$

$$\xi_\gamma = \left(1 - \frac{\alpha}{\phi'_2}\right)^2 \quad (\text{Meyerhof-Vesic, 1975})$$

dove l'angolo  $\alpha$  è espresso in gradi sessagesimali ( $^\circ$ ) e  $\phi'_2$  è l'angolo di resistenza al taglio del terreno di fondazione. Per  $\phi'_2 = 0$  il coefficiente  $\xi_\gamma$  è nullo.

Il carico limite per unità di superficie  $q_{lim}$  si calcola con la seguente espressione (Prandtl-Caquot-Terzaghi) valida per fondazioni nastriformi in cui si trascura l'attrito sul piano di posa, l'attrito sulle superfici laterali della fondazione e la resistenza del terreno posto al di sopra del piano di posa della fondazione:

$$q_{lim} = \xi_c \cdot c'_2 \cdot N_c + \xi_q \cdot \gamma_1 \cdot D \cdot N_q + \frac{1}{2} \xi_\gamma \cdot \gamma_2 \cdot B' \cdot N_\gamma$$

dove:

$c'_2$  = coesione drenata del terreno di fondazione;

$N_c, N_q, N_\gamma$  = fattori del carico limite (funzioni dell'angolo  $\phi'_2$ );

$D$  = profondità del piano di posa della fondazione rispetto al piano di campagna;

$\gamma_1, \gamma_2$  = pesi dell'unità di volume del terreno posto al di sopra e al di sotto del piano di posa della fondazione.

Per il calcolo dei fattori del carico limite si utilizzano le seguenti espressioni:

$$N_q = e^{\pi \cdot \text{tg} \phi'_2} \cdot \text{tg}^2 \left( 45^\circ + \frac{\phi'_2}{2} \right) \quad (\text{Prandtl, 1921})$$

$$N_c = \frac{N_q - 1}{\text{tg} \phi'_2} \quad (\text{Prandtl, 1921})$$

$$N_\gamma = 2 \cdot (N_q + 1) \cdot \text{tg} \phi'_2 \quad (\text{Vesic, 1970})$$

Il carico limite complessivo  $Q_{lim}$  è dato da:

$$Q_{lim} = q_{lim} \cdot B'$$



Con la verifica agli SLU (D.M. 14/01/2008) occorre che sia

$$Ed \leq Rd$$

dove Ed è il valore di progetto dell'azione o dell'effetto dell'azione e Rd è il valore di progetto della resistenza del sistema geotecnico. Nella scelta dei coefficienti parziali, come per la verifica allo scorrimento, si può procedere con l'Approccio 1-combinazione 2 o con l'Approccio 2.

Per la verifica al carico limite Ed è rappresentata la componente verticale RV del carico in fondazione, mentre Rd è rappresentata dal carico limite Qlim.

Perché la verifica sia soddisfatta occorre dunque che sia  $Ed \leq Rd$  ossia  $RV \leq Q_{lim}$  o, che è lo stesso, che il coefficiente di sicurezza al carico limite, definito dal rapporto tra Qlim e RV, non sia inferiore all'unità:

$$\eta_{Q_{lim}} = \frac{Q_{lim}}{R_v} \geq 1$$

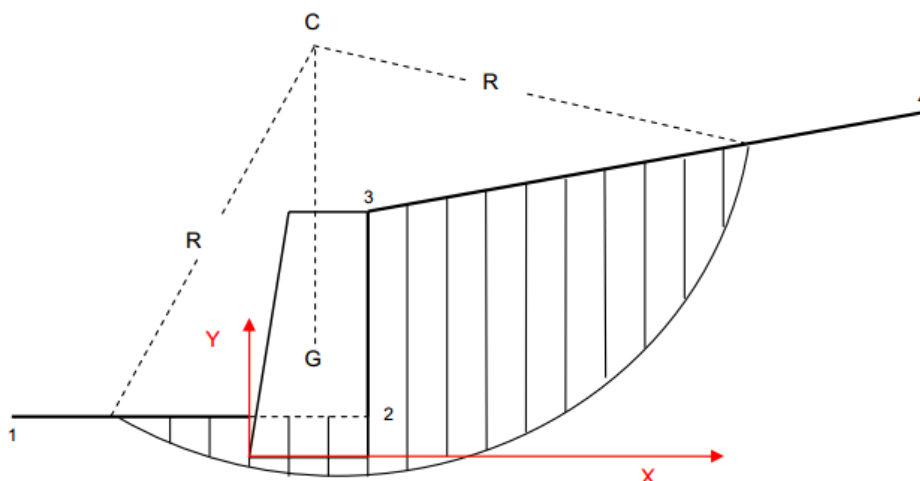
#### 4.7. VERIFICA ALLA STABILITÀ GLOBALE DEL COMPLESSO PENDIO - MURO

La verifica di stabilità globale del complesso pendio-muro viene effettuata con il metodo di Bishop adottando cerchi di rottura dei quali si determinano preventivamente le coordinate del centro e il raggio imponendo certe condizioni.

Le condizioni che si impongono per determinare i cerchi di rottura sono le seguenti:

- cerchi aventi il centro sulla verticale baricentrica del muro;
- cerchi passanti per un punto posto nelle immediate vicinanze dello spigolo basso della fondazione lato monte del muro;
- ordinata dei centri dei cerchi variabile in un certo intervallo;
- numero di cerchi analizzati pari a 10.

Come noto il metodo di Bishop (attualmente il metodo più diffuso e utilizzato per la verifica di stabilità dei pendii) considera il pendio diviso in N conci o strisce.



Il coefficiente di sicurezza  $\eta$  alla stabilità globale per pendio omogeneo, per fissato cerchio di rottura, è espresso dalla seguente equazione globale dei momenti:

$$\eta = \frac{M_{resist}}{M_{instab}} = \frac{c' \cdot L \cdot R + R \cdot \tan \phi' \cdot \sum_{i=1}^N (N_i - u_{bi} \cdot \Delta l_i)}{R \cdot \sum_{i=1}^N W_i^* \cdot \sin \alpha_i + \sum_{i=1}^N Fsh_i \cdot B_i} \quad (1)$$

dove:

$c'$  = coesione drenata del terreno costituente il pendio;

$\phi'$  = angolo di resistenza al taglio del terreno costituente il pendio;

$L$  = lunghezza dell'arco di cerchio di scivolamento avente raggio  $R$  (sommatoria dei termini  $\Delta l_i = \Delta x_i / \cos \alpha_i$  che sono le lunghezze delle basi dei conci);

$\Delta x_i$  = larghezza lungo  $x$  del concio generico;

$N$  = numero di conci in cui si divide il pendio;

$\alpha_i$  = l'angolo, minore di  $90^\circ$ , che l'orizzontale forma con la base del concio (positivo se antiorario);

$N_i$  = forze normali di reazione del terreno alla base di ogni concio (risultante delle tensioni normali);

$T_i$  = forze tangenziali di reazione del terreno alla base di ogni concio (risultante delle tensioni tangenziali);

Elaborato: **Relazione di calcolo opere stradali**



$u_{bi}$  = pressione neutra alla base di ogni concio (in assenza di acqua in quiete o in moto di filtrazione la pressione neutra è nulla);

$W_{ti}$  = forza peso del concio;

$W_{qi}$  =  $q_i \Delta x_i$  = forza risultante dovuta al sovraccarico applicato sul concio;

$$W_i = \begin{cases} W_{ti} + W_{qi} & \text{se } q_i \text{ è permanente} \\ W_{ti} & \text{se } q_i \text{ è variabile} \end{cases}$$

$F_{shi}$  =  $C_H W_i$  è la forza sismica orizzontale relativa al singolo concio;

$F_{svi}$  =  $\pm C_v W_i$  è la forza sismica verticale relativa al singolo concio;

$B_i$  = braccio della forza  $F_{shi}$  rispetto a C;

$W^*_i$  =  $W_i \pm F_{svi} = W_{ti} + W_{qi} \pm F_{svi}$

Si può osservare che  $\eta$  viene definito come rapporto fra il momento  $M_{resist}$  delle forze resistenti (o stabilizzanti) lungo la superficie di scivolamento fissata e il momento  $M_{instab}$  delle forze agenti o instabilizzanti (forze peso, forze sismiche, sovraccarico, ...) rispetto al centro di C.

Nel metodo di Bishop si suppone che la risultante delle forze agenti sulle facce laterali dei conci sia orizzontale. Con tale ipotesi, le forze  $N_i$  si ottengono agevolmente dall'equazione di equilibrio in direzione verticale del concio:

$$N_i = \frac{W^*_i - \frac{(c' - u_{bi} \cdot \tan \varphi') \cdot \Delta l_i \cdot \sin \alpha_i}{\eta}}{\cos \alpha_i + \frac{\sin \alpha_i \cdot \tan \varphi'}{\eta}} \quad (2)$$

Combinando la (1) e la (2) si può calcolare il coefficiente di sicurezza; come si vede, però, il coefficiente di sicurezza non si può esplicitare ( $\eta$  compare sia a primo che a secondo membro dell'equazione (1) in cui si sostituisce la (2)).

Bisogna quindi risolvere le due equazione per tentativi: si fissa un primo valore del coefficiente di sicurezza  $\eta_1$  che sostituito nell'equazione (2) permette di ricavare  $N_i$  e quindi con la (1) si ottiene un coefficiente  $\eta_2$ ; se  $\eta_2$  è uguale o molto prossimo a  $\eta_1$  il valore fissato per il coefficiente



di sicurezza è quello cercato; diversamente il valore  $\eta_2$  si sostituisce nella (2) permettendo di ottenere il valore  $\eta_3$  e così via. Il procedimento, che converge abbastanza rapidamente, viene reiterato finché  $\eta_k = \eta_{k-1}$  a meno della precisione fissata.

Nella verifica, il terreno oggetto di verifica di stabilità globale (definito dai cerchi di scivolamento e dal profilo 1-2-3-4 del pendio) è stato mediamente diviso in 20 strisce o conci. Per i parametri di resistenza del pendio ( $c'$  e  $\phi'$ ) si considerano quelli del terreno di fondazione, mentre come peso del terreno si considera quello del terreno spingente. Il peso del muro di sostegno non partecipa al calcolo di  $\eta$  avendo braccio nullo rispetto al centro di rotazione.

Con la verifica agli SLU (D.M. 14/01/2008) occorre che sia

$$Ed \leq Rd$$

dove  $Ed$  è il valore di progetto dell'azione o dell'effetto dell'azione e  $Rd$  è il valore di progetto della resistenza del sistema geotecnico. Viene utilizzato l'approccio 1-combinazione 2. Per la verifica di stabilità globale occorre che il coefficiente di sicurezza sia non inferiore a 1,1:

$$\eta_{\text{Pendio}} \geq 1,1$$

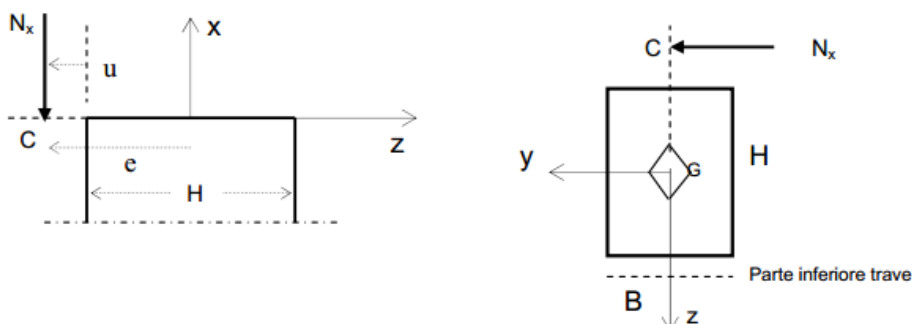
#### 4.8. VERIFICA STRUTTURALE

Nel caso di muri con sezione a gradoni le verifiche strutturali vengono condotte per tutte le sezioni di separazione tra i vari gradoni.

Nella generica sezione vengono calcolate le caratteristiche di sollecitazione  $N_x$ ,  $T_z$  e  $M_y$ . Per le verifiche strutturali di resistenza a pressoflessione e taglio si tiene conto del fatto che si tratta di materiale resistente a trazione (può quindi accadere che la sezione si trovi parzializzata).

A seconda della posizione del centro di sollecitazione si possono verificare tre casi:

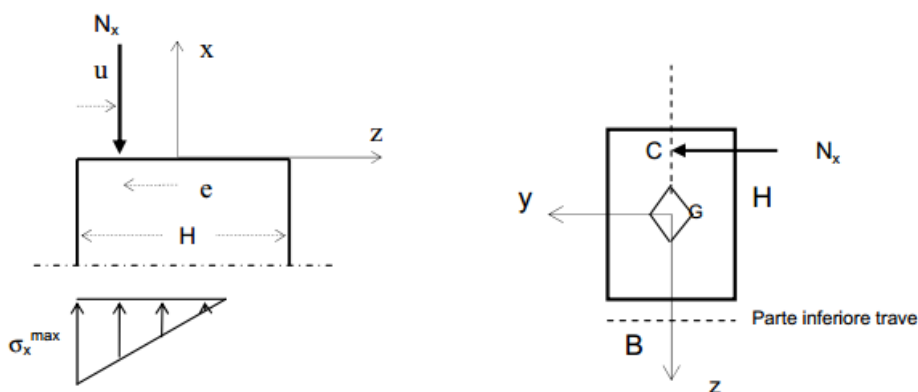
1) il centro di sollecitazione  $C$  non è interno alla sezione ( $e \geq H/2$ ): la verifica strutturale non è soddisfatta (sezione soggetta tutta a tensioni di trazione):



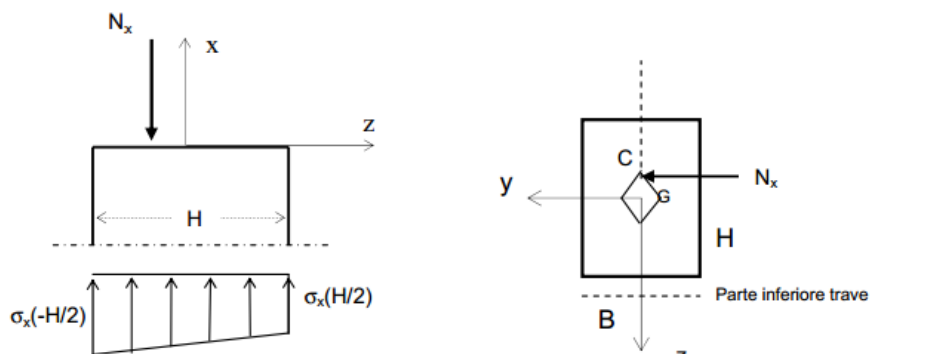
2) il centro di sollecitazione è interno alla sezione ma esterno al suo nocciolo centrale d'inerzia ( $H/6 < e < H/2$ ): la sezione è parzializzata con valore massimo della tensione di compressione dato da:

$$\sigma_x^{\max} = \frac{2 \cdot N_x}{3 \cdot u \cdot B}$$

dove  $u$  è la distanza del centro di sollecitazione rispetto al lembo maggiormente compresso della sezione. Per i muri in calcestruzzo semplice o debolmente armato le norme vigenti impongono che la parzializzazione della sezione non superi la metà della sezione stessa: questa prescrizione impone che risulti  $e \leq H/3$ .



3) il centro di sollecitazione è interno al nocciolo centrale d'inerzia della sezione ( $e \leq H/6$ ): la sezione è interamente reagente ossia è soggetta in tutti i punti a tensioni di compressione. Il massimo e il minimo valore della tensione di compressione ai lembi della sezione ( $z = \pm H/2$ ) sono date da (formula di Navier):



$$\sigma_x\left(-\frac{H}{2}\right) = \frac{N_x}{B \cdot H} \cdot \left(1 - \frac{6 \cdot e}{H}\right)$$

$$\sigma_x\left(\frac{H}{2}\right) = \frac{N_x}{B \cdot H} \cdot \left(1 + \frac{6 \cdot e}{H}\right)$$

$$\sigma_x^{\max} = \max\left[\sigma_x\left(-\frac{H}{2}\right), \sigma_x\left(\frac{H}{2}\right)\right]$$

dove il valore dell'eccentricità  $e$  va inserito con segno positivo o negativo a seconda se  $C$  cade, rispettivamente, nel semiasse positivo di  $z$  o in quello negativo.

Per la verifica a taglio occorre calcolare la massima tensione tangenziale nella sezione.

Essa viene calcolata con la formula di Jouraski

$$\tau_{xz}^{\max} = \frac{3}{2} \cdot \frac{T_z}{B \cdot H}$$

Calcolate le tensioni massime di compressione e di taglio, per la verifica di resistenza occorre che esse non siano superiori ai valori delle tensioni ammissibili (o alle resistenze di progetto) per il materiale di che trattasi (input del problema). A tal proposito, se si procede con le NTC devono fissarsi:

a) per i muri di sostegno in muratura o pietrame:

- la resistenza di progetto della muratura  $f_d = f_k / \gamma_M$  per le verifiche a presso flessione ( $f_k$  è il valore caratteristico e  $\gamma_M$  è il coefficiente parziale da applicare alla resistenza caratteristica);

- la resistenza di progetto della muratura  $f_{vd} = f_{vk} / \gamma_M$  per le verifiche a taglio;

b) per i muri in calcestruzzo:

- il valore della resistenza caratteristica a compressione  $R_{ck}$  da cui si ottengono, con le formule riportate in normativa, le tensioni massime ammissibili a compressione e a taglio.

Per i muri realizzati con pietrame a secco sistemato in gabbioni metallici, come il caso in esame, con verifiche alle tensioni ammissibili vengono utilizzate le seguenti formule sperimentali

Elaborato: **Relazione di calcolo opere stradali**





dimensionali che consentono di calcolare i valori delle tensioni ammissibili:

$$\sigma_{amm} = 5 \frac{\rho_g}{1000} - 3 \quad (\text{kg/cm}^2)$$

$$\tau_{amm} = \sigma \cdot \tan \varphi_g + c_g \quad (\text{kg/cm}^2)$$

$$\varphi_g = 25 \cdot \frac{\rho_g}{1000} - 10^\circ \quad (^\circ)$$

$$c_g = 0,03 \cdot P - 0,05 \quad (\text{kg/cm}^2)$$

dove:

$\sigma$  = tensione normale media nella sezione ove si effettua la verifica;

$P$  = peso della rete metallica per unità di volume del gabbione espresso in kg/m<sup>3</sup> (10-20 kg/m<sup>3</sup>);

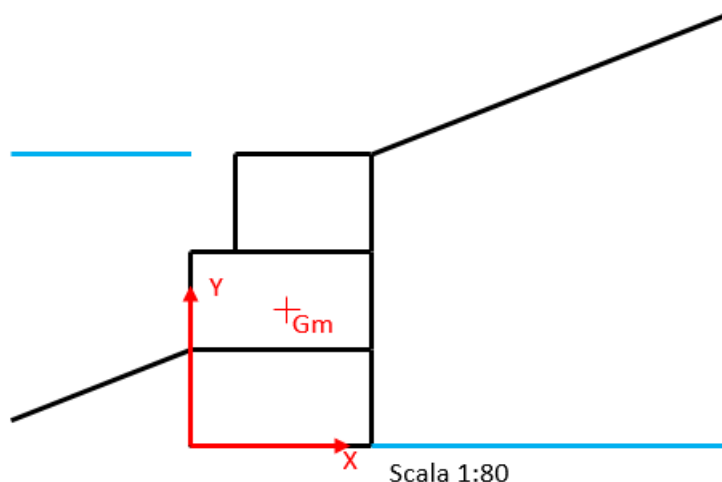
$\rho_g$  = peso dell'unità di volume del pietrame posto in gabbioni espresso in kg/m<sup>3</sup>

#### 4.9. VERIFICHE PER IL PROGETTO IN ESAME

Sulla base delle indicazioni riportate in precedenza, sono state effettuate le verifiche per il progetto in esame, impiegando il software *MURI.AZ.11.0.2*.

#### 4.9.1. Risultati verifica sui gabbioni

Per i gabbioni i risultati della verifica sono di seguito riportati.



La verifica seguente è stata condotta in condizioni drenate (terreni a grana fine con verifica a lungo termine o con applicazione lenta dei carichi); la verifica è stata condotta anche in condizioni non drenate (terreni a grana fine saturi con verifiche a breve e lungo termine): anche in questo caso tutte le verifiche sono state soddisfatte.

#### UNITA' DI MISURA

##### Sistema Tecnico

##### Calcoli generali e geotecnici

Lunghezze (coordinate, distanze, dimensioni, ...): m

Aree sezioni: mq

Volumi: mc

Momenti di inerzia sezioni: m<sup>4</sup>

Forze concentrate, Resistenza del palo alla punta e laterale, Sforzo normale, Taglio: kg

Momenti (stabilizzante, instabilizzante, flettente, coppie esterne - per metro lineare di muro): kg\*m

Sovraccarico uniformemente ripartito (per metro lineare di muro): kg/m

Coesione terreno, adesione terreno-muro: kg/mq

Tensioni nel terreno (verticale, attiva, passiva, ecc) e pressioni neutre: kg/mq

Carico limite unitario: kg/cmq

Pesi unità di volume: kg/mc

Coefficienti di reazione del terreno o di Winkler: kg/cmc

Tempi: secondi (s)

Velocità: m/s

Accelerazioni: m/s<sup>2</sup>

Latitudine, Longitudine: gradi sessadecimali

##### Calcoli strutturali

Dimensioni, copriferro, interferro: cm

Elaborato: **Relazione di calcolo opere stradali**



Diametri tondini, staffe e spirali: mm

Aree sezioni: cmq

Volumi: cmc

Momenti statici sezioni: cmc

Momenti di inerzia sezioni: cm<sup>4</sup>

Tensioni/pressioni, Moduli elastici, resistenze materiali: kg/cmq

## **NORMATIVA DI RIFERIMENTO**

### **D.M. 17/01/2018**

Le verifiche di tipo geotecnico (ribaltamento, scorrimento, carico limite, stabilità globale, sfilamento tiranti)

e strutturali vengono svolte con il metodo agli Stati Limite Ultimi (S.L.U.)

### **Coefficienti parziali o di sicurezza sulle azioni (A)**

#### gruppo EQU

azioni permanenti aventi effetto favorevole alla sicurezza,  $g_{Gi}=0,9$

azioni permanenti aventi effetto sfavorevole alla sicurezza,  $g_{Gs}=1,1$

azioni variabili aventi effetto favorevole alla sicurezza,  $g_{Qi}=0$

azioni variabili aventi effetto sfavorevole alla sicurezza,  $g_{Qs}=1,5$

#### gruppo A1

azioni permanenti aventi effetto favorevole alla sicurezza,  $g_{Gi}=1$

azioni permanenti aventi effetto sfavorevole alla sicurezza,  $g_{Gs}=1,3$

azioni variabili aventi effetto favorevole alla sicurezza,  $g_{Qi}=0$

azioni variabili aventi effetto sfavorevole alla sicurezza,  $g_{Qs}=1,5$

#### gruppo A2

azioni permanenti aventi effetto favorevole alla sicurezza,  $g_{Gi}=1$

azioni permanenti aventi effetto sfavorevole alla sicurezza,  $g_{Gs}=1$

azioni variabili aventi effetto favorevole alla sicurezza,  $g_{Qi}=0$

azioni variabili aventi effetto sfavorevole alla sicurezza,  $g_{Qs}=1,3$

#### gruppo A0

azioni permanenti aventi effetto favorevole alla sicurezza,  $g_{Gi}=1$

azioni permanenti aventi effetto sfavorevole alla sicurezza,  $g_{Gs}=1$

azioni variabili aventi effetto favorevole alla sicurezza,  $g_{Qi}=0$

azioni variabili aventi effetto sfavorevole alla sicurezza,  $g_{Qs}=1$

### **Coefficienti parziali o di sicurezza per i parametri geotecnici dei terreni (M)**

#### gruppo M1

tangente dell'angolo di resistenza al taglio,  $g_{f'}=1$

coesione efficace,  $g_{c'}=1$

coesione non drenata,  $g_{cu}=1$

peso dell'unità di volume,  $g_{g}=1$

#### gruppo M2

tangente dell'angolo di resistenza al taglio,  $g_{f'}=1,25$

coesione efficace,  $g_{c'}=1,25$

coesione non drenata,  $g_{cu}=1,4$

peso dell'unità di volume,  $g_{g}=1$

### **Coefficienti parziali o di sicurezza sulle resistenze globali dei sistemi geotecnici (R)**

Elaborato: **Relazione di calcolo opere stradali**



### gruppo R2

Pendio:

coeff. sicurezza alla stabilità globale del complesso opera-terreno,  $g_{Pendii}=1,1$

### gruppo R3

Opera di sostegno:

coeff. sicurezza al ribaltamento,  $g_{Rib}=1,15$

coeff. sicurezza allo scorrimento,  $g_{Scorr}=1,1$

coeff. sicurezza al carico limite del complesso fondazione-terreno,  $g_{Qlim}=1,4$

coeff. sicurezza resistenza del terreno a valle  $g_{Sp}=1,4$

Pali di fondazione:

coeff. sicurezza resistenza alla base,  $g_b=1,35$  (pali trivellati)

coeff. sicurezza resistenza laterale in compressione,  $g_s=1,15$

coeff. sicurezza resistenza laterale in trazione,  $g_{st}=1,25$

coeff. sicurezza resistenza a carichi trasversali,  $g_T=1,3$

Tiranti di ancoraggio:

coeff. sicurezza allo sfilamento,  $g_{Tir}=1,1$

La verifica di stabilità globale del complesso opera di sostegno-terreno viene condotta secondo l'Approccio 1 - Combinazione 2 (A2+M2+R2)

Le rimanenti verifiche SLU di tipo geotecnico e strutturale sono condotte in base all'Approccio 2 (A1+M1+R3)

### **Combinazioni sismiche**

I carichi, sia permanenti che variabili, non vengono amplificati (A0)

I parametri geotecnici, per tutte le verifiche SLU geotecniche e strutturali, non si riducono (M1)

I coeff. di sicurezza (R3) per le verifiche sull'opera di sostegno assumono i seguenti valori:

coeff. sicurezza al ribaltamento,  $g_{Rib}=1$

coeff. sicurezza allo scorrimento,  $g_{Scorr}=1$

coeff. sicurezza al carico limite del complesso fondazione-terreno,  $g_{Qlim}=1,2$

coeff. sicurezza resistenza del terreno a valle,  $g_{Sp}=1,2$

coeff. sicurezza alla stabilità globale del complesso opera-terreno,  $g_{Pendii}=1,2$

coeff. sicurezza allo sfilamento dei tiranti,  $g_{Tir}=1,1$

### **SISTEMI DI RIFERIMENTO**

#### **Sistema di riferimento assoluto XYZ**

Origine sull'estremo inferiore della fondazione di valle, asse X orizzontale verso monte, asse Y verticale verso

l'alto, asse Z ortogonale al piano del disegno e uscente

#### **Sistema di riferimento locale z per il terreno**

Asse z verticale verso il basso con origine nella retta orizzontale passante per il punto di intersezione del profilo terreno di monte con il muro

### **CONDIZIONI DI ROTTURA E FALDA**

Condizioni di rottura drenate - Presenza di falda in moto di filtrazione permanente

Elaborato: **Relazione di calcolo opere stradali**



## **DATI COSTRUZIONE**

Vita nominale di progetto dell'opera,  $V_n=100$  anni

Classe d'uso della costruzione = Classe II

Coefficiente d'uso = 1

## **TIPOLOGIA E SEZIONE MURO**

**Muro a gravità in muratura con sezione a gradonature**

## **GEOMETRIA MURO E PROFILI TERRENI**

### **Sezione muro**

N° grad.	B (m)	H (m)	R (m)
1	2	1	
2	2	1	0
3	1,5	1	0,5

### **Terreni circostanti**

inclinazione terrapieno di monte rispetto all'orizzontale,  $i_m=20^\circ$

inclinazione terreno di valle rispetto all'orizzontale,  $i_v=-20^\circ$

affondamento piano di posa fondazione,  $D=1$  m

affondamento terreno di monte rispetto al coronamento muro,  $H_a=0$  m

angolo di rotazione del piano di posa della fondaz. rispetto all'orizzontale,  $\alpha=0^\circ$

spessore del magrone,  $S_m=0,2$  m

### **Posizione falda**

posizione del pelo libero della falda a monte,  $z_{wm}=3$  m

posizione del pelo libero della falda a valle,  $z_{wv}=0$  m

## **GEOMETRIA STRATIGRAFIA**

Terreno omogeneo (unico strato)

## **DATI GEOTECNICI TERRENI**

peso dell'unità di volume dell'acqua,  $g_w=1000$  kg/mc

### **Strato n° 1-**

peso dell'unità di volume,  $g=2000$  kg/mc

peso dell'unità di volume saturo,  $g_{sat}=2200$  kg/mc

angolo di resistenza al taglio denato,  $F_i=30^\circ$

coesione drenata,  $c'=500$  kg/mq

angolo di attrito terreno-muro,  $\delta=30^\circ$

grado di sovraconsolidazione,  $OCR=1$

comportamento a breve termine: drenato

## **DATI MURO E CONTATTO OPERA-TERRENO**

peso dell'unità di volume del muro,  $g_m=2200$  kg/mc

peso dell'unità di volume del magrone =  $2000$  kg/mc

Elaborato: **Relazione di calcolo opere stradali**



angolo di attrito muro-magrone o muro-terreno,  $\delta_1=30^\circ$   
 adesione al contatto muro-magrone o muro-terreno,  $ad_1=0$  kg/mq  
 angolo di attrito magrone-terreno di fondazione,  $\delta_2=30^\circ$   
 adesione al contatto magrone-terreno di fondazione,  $ad_2=0$  kg/mq

## **COEFFICIENTI DI REAZIONE VERTICALE E ORIZZONTALI DEI TERRENI O DI WINKLER**

### **Coefficiente di reazione verticale**

terreno di fondazione,  $k_v=2$  kg/cm

## **DATI MATERIALI STRUTTURALI MURO**

resistenza caratteristica a compressione,  $f_k=10$  kg/cmq

resistenza caratteristica a taglio in assenza di tensioni normali,  $f_{vk0}=5$  kg/cmq

coefficiente parziale di sicurezza,  $\gamma_M=2,5$

resistenza di progetto a compressione,  $f_d=f_k/\gamma_M=4$  kg/cmq

## **FORME DI CARICO**

$F_{av}/S_{fav}$  = a favore o a sfavore di sicurezza (per forme di carico di tipo permanente)

$Y_0$  = coefficiente di combinazione "raro" (per forme di carico di tipo variabile)

$Y_1$  = coefficiente di combinazione "frequente" (per forme di carico di tipo variabile)

$Y_2$  = coefficiente di combinazione "quasi permanente" (per forme di carico di tipo variabile)

Nome	Tipologia	$F_{av}/S_{fav}$	$Y_0$	$Y_1$	$Y_2$
1	permanente	favorevole			

## **SOVRACCARICHI UNIFORMI SUL TERRAPIENO DI MONTE**

Forma di carico	$q$ (kg/m)
1	250

## **SOVRACCARICHI UNIFORMI SUL TERRAPIENO DI VALLE**

nessun sovraccarico uniforme presente

## **CARICHI CONCENTRATI APPLICATI SUL MURO**

nessun carico concentrato presente

## **AZIONE SISMICA**

Localizzazione sito di costruzione: Longitudine( $^\circ$ )=16,2317; Latitudine( $^\circ$ )=40,3139

Nodi della maglia elementare del reticolo sismico che contiene il sito di costruzione

Nodo	ID	Dist (km)
1	35228	7,3
2	35229	4,4

Elaborato: **Relazione di calcolo opere stradali**



3	35451	1,9
4	35450	6,2

Categoria di sottosuolo = C

Categoria topografica = T2

Accelerazione di gravità,  $g=9,81 \text{ m/s}^2$

### **COMBINAZIONI DI CARICO SLU**

#### Combinazioni Fondamentali SLU-F (assenza di sisma)

Azioni permanenti G:

- peso proprio elementi strutturali (muro)
- peso proprio terreno
- peso proprio elementi non strutturali
- sovraccarichi permanenti nel terrapieno di monte e/o di valle
- carichi concentrati permanenti sul muro
- spinte del terreno

Azioni variabili Q:

- sovraccarico saltuario nel terrapieno di monte e/o di valle (es. derivante da traffico veicolare)
- spinta dovuta al sovraccarico saltuario
- carichi concentrati saltuari sul muro

#### Combinazioni Sismiche SLU-S

Azione sismica E

Azioni permanenti G

Azioni variabili Q (con coeff. riduttivo di combinazione Y0, Y1, Y2)

*Nome      Forme di carico e coefficienti di combinazione*

COMB. 1 (SLU- F)	E	1
	0	1
COMB. 2 (SLU- S)	E	1
	1	1

### **COMBINAZIONI DI CARICO SLE**

*Nome      Forme di carico e coefficienti di combinazione*

COMB. 1 SLE	Tipologia Permanent e	E	1
		0	1
COMB. 2 SLE	Tipologia Sismica	E 1	1 1

*Elaborato: **Relazione di calcolo opere stradali***



## **VERIFICHE AGLI S.L.E.**

### **Verifiche agli spostamenti**

valore massimo ammissibile della tangente dell'angolo di rotazione del piano di posa della  
fondazione = 0,005 (beta\_max=0,29°)  
spostamento permanente ammissibile per effetto del sisma = 2 cm

## **IMPOSTAZIONI DI CALCOLO**

Condizioni di spinta "attiva"

Non si tiene conto della spinta passiva a valle (a favore di sicurezza)

## **OUTPUT DEL PROBLEMA**

### **PARAMETRI SISMICI PER IL SITO DI COSTRUZIONE**

Nel caso di sito non coincidente con uno dei nodi del reticolo sismico, i parametri sismici sono ottenuti  
per interpolazione con quelli dei quattro nodi della maglia elementare che contiene il sito

Tr (anni)	ag (m/s <sup>2</sup> )	ag/g	Fo	Tc* (s)
30	0,413	0,042	2,398	0,28
50	0,515	0,052	2,436	0,32
72	0,588	0,06	2,519	0,337
101	0,675	0,069	2,53	0,35
140	0,763	0,078	2,56	0,367
201	0,879	0,09	2,546	0,39
475	1,208	0,123	2,568	0,439
975	1,545	0,158	2,619	0,458
2475	2,06	0,21	2,679	0,498

Periodo di riferimento, Vr=100 anni

coeff. di amplificazione topografica, St=1,2

Verifiche agli SLU (Stato Limite di salvaguardia della Vita - SLV)

percentuale di superamento nel periodo di riferimento, Pvr=10%

Tempo di ritorno, Tr=949 anni

accelerazione orizzontale max attesa al sito di rifer. ridido ed orizz, ag=1,531 m/s<sup>2</sup>

parametro Fo=2,618

coeff. di amplificazione stratigrafica, Ss=1,4549

accelerazione orizzontale max attesa al sito, amax=2,673 m/s<sup>2</sup>

coeff. di riduzione dell'accelerazione max attesa al sito per il muro, Beta\_m=0,38

coeff. di riduzione dell'accelerazione max attesa al sito per il pendio, Beta\_s=0,38

Coefficiente sismico orizzontale, Ch=10,355%

Coefficiente sismico verticale, Cv=5,177%

Coeff. sismico orizzontale per la verifica di stabilità globale, Ch\_p=10,355%

Coeff. sismico verticale per la verifica di stabilità globale, Cv\_p=5,177%

Verifiche agli SLE (Stato Limite di Danno - SLD)

Elaborato: **Relazione di calcolo opere stradali**





percentuale di superamento nel periodo di riferimento,  $P_{vr}=63\%$   
Tempo di ritorno,  $T_r=101$  anni  
accelerazione orizzontale max attesa al sito di rifer. ridido ed orizz,  $a_g=0,675$  m/s<sup>2</sup>  
parametro,  $F_o=2,53$   
coeff. di amplificazione stratigrafica,  $S_s=1,5$   
accelerazione orizzontale max attesa al sito,  $a_{max}=1,215$  m/s<sup>2</sup>  
coeff. di riduzione dell'accelerazione max attesa al sito per il muro,  $Beta_m=0,47$   
coeff. di riduzione dell'accelerazione max attesa al sito per il pendio,  $Beta_s=0,47$   
Coefficiente sismico orizzontale,  $Ch=5,822\%$   
Coefficiente sismico verticale,  $Cv=2,911\%$

### **AREE, PESI E BRACCI (rispetto all'origine del sist. di riferimento)**

#### Muro

area = 5,5 mq  
peso = 12.100,00 kg/m  
ascissa baricentro muro = 1,07 m  
ordinata baricentro muro = 1,41 m

### **PARAMETRI MOTO DI FILTRAZIONE PERMANENTE**

Perdita di carico,  $\Delta H=-3$  m  
Cadente critica,  $i_c=1,2$   
Lunghezza percorso di filtrazione,  $L_f=3$  m  
Cadente di efflusso,  $i_e=-1$

## **VERIFICHE AGLI STATI LIMITE ULTIMI**

### **COMB. 1 (SLU-F)**

#### **VERIFICA AL RIBALTAMENTO (rispetto all'estremo di fondazione di valle)**

Trattasi di SLU di tipo geotecnico (A1+M1+R3)

#### Azioni di progetto

carico distribuito terrapieno di monte,  $q_{1d}=250$  kg/m  
carico distribuito terrapieno di valle,  $q_{2d}=0$  kg/m

#### Parametri geotecnici di progetto

strato 1 -

angolo di resistenza al taglio drenato,  $F_{i_d}=30^\circ$   
coesione drenata,  $c'_d=500$  kg/mq  
angolo di attrito muro-terreno,  $\Delta_d=30^\circ$

#### Coefficienti di spinta di ogni strato

strato 1 -

coefficiente di spinta attiva,  $K_a=0,423579$   
coefficiente di spinta a riposo,  $K_o=0,67101$   
coefficiente di spinta passiva,  $K_p=91,830816$   
angolo sismico,  $Teta=0^\circ$

Elaborato: **Relazione di calcolo opere stradali**



Spinta dovuta al terrapieno e all'acqua (se presente),  $St=2.030,38$  kg/m  
componente orizzontale,  $Sth=1.758,36$  kg/m  
braccio componente orizzontale,  $YSt=0,67$  m  
componente verticale,  $Stv=1.015,19$  kg/m  
braccio componente verticale,  $XSt=2$  m

Spinta dovuta al sovraccarico sul terrapieno,  $Sq=338,07$  kg/m  
componente orizzontale,  $Sqh=292,78$  kg/m  
braccio componente orizzontale,  $YSq=1,5$  m  
componente verticale,  $Sqv=169,04$  kg/m  
braccio componente verticale,  $XSq=2$  m

Spinta complessiva,  $StT=2.368,46$  kg/m

Sottospinta,  $Sw=0,00$  kg/m  
braccio sottospinta verticale,  $XSw=0$  m

Forza d'inerzia,  $Fi=0,00$  kg/m  
braccio forza d'inerzia,  $YFin=1,41$  m

Momento ribaltante,  $Mrib=1.970,34$  kg\*m/m

Momento stabilizzante,  $Mstab=15.902,57$  kg\*m/m

Coeff. di sicurezza = 8,07

Verifica soddisfatta

### **VERIFICA ALLO SCORRIMENTO (piano di posa)**

Trattasi di SLU di tipo geotecnico

#### **Approccio 2 (A1+M1+R3)**

##### Azioni di progetto

carico distribuito terrapieno di monte,  $q1d=250$  kg/m

carico distribuito terrapieno di valle,  $q2d=0$  kg/m

##### Parametri geotecnici di progetto

strato 1 -

angolo di resistenza al taglio drenato,  $Fi\_d=30^\circ$

coesione drenata,  $c'\_d=500$  kg/mq

angolo di attrito muro-terreno,  $\Delta\_d=30^\circ$

##### Coefficienti di spinta di ogni strato

strato 1 -

coefficiente di spinta attiva,  $Ka=0,423579$

coefficiente di spinta a riposo,  $Ko=0,67101$

coefficiente di spinta passiva,  $Kp=91,830816$

angolo sismico,  $Teta=0^\circ$

Spinta dovuta al terrapieno e all'acqua (se presente),  $St=2.030,38$  kg/m

componente orizzontale,  $Sth=1.758,36$  kg/m

braccio componente orizzontale,  $YSt=0,67$  m

componente verticale,  $Stv=1.015,19$  kg/m

braccio componente verticale,  $XSt=2$  m

Spinta dovuta al sovraccarico sul terrapieno,  $Sq=338,07$  kg/m

componente orizzontale,  $Sqh=292,78$  kg/m

braccio componente orizzontale,  $YSq=1,5$  m

Elaborato: **Relazione di calcolo opere stradali**



componente verticale,  $S_{qv}=169,04$  kg/m  
braccio componente verticale,  $X_{Sq}=2$  m  
Spinta complessiva,  $StT=2.368,46$  kg/m  
Sottospinta,  $Sw=0,00$  kg/m  
braccio sottospinta verticale,  $X_{Sw}=0$  m  
Forza d'inerzia,  $Fi=0,00$  kg/m  
braccio forza d'inerzia,  $Y_{Fin}=1,41$  m  
Resistenza lungo la superficie di scorrimento,  $Tlim=7.669,65$  kg/m  
Componente della risultante delle forze parallela alla superficie di scorrimento,  $Rt=2.578,65$  kg/m  
Coeff. di sicurezza superf. separazione muro-magrone o muro-terreno = 2,97  
Verifica soddisfatta  
Resistenza lungo la superficie di scorrimento magrone-terreno,  $Tlim=7.762,03$  kg/m  
coeff. di sicurezza sup. separazione magrone-terreno = 3,01  
Verifica soddisfatta

### **VERIFICA AL CARICO LIMITE TERRENO-FONDAZIONE SUPERFICIALE**

Trattasi di SLU di tipo geotecnico

#### **Approccio 2 (A1+M1+R3)**

##### Azioni di progetto

carico distribuito terrapieno di monte,  $q_{1d}=250$  kg/m

carico distribuito terrapieno di valle,  $q_{2d}=0$  kg/m

##### Parametri geotecnici di progetto

strato 1 -

angolo di resistenza al taglio drenato,  $Fi\_d=30^\circ$

coesione drenata,  $c'\_d=500$  kg/mq

angolo di attrito muro-terreno,  $\Delta\_d=30^\circ$

##### Coefficienti di spinta di ogni strato

strato 1 -

coefficiente di spinta attiva,  $Ka=0,423579$

coefficiente di spinta a riposo,  $Ko=0,67101$

coefficiente di spinta passiva,  $Kp=91,830816$

angolo sismico,  $Teta=0^\circ$

Spinta dovuta al terrapieno e all'acqua (se presente),  $St=2.030,38$  kg/m

componente orizzontale,  $Sth=1.758,36$  kg/m

braccio componente orizzontale,  $YSt=0,67$  m

componente verticale,  $Stv=1.015,19$  kg/m

braccio componente verticale,  $XSt=2$  m

Spinta dovuta al sovraccarico sul terrapieno,  $Sq=338,07$  kg/m

componente orizzontale,  $Sqh=292,78$  kg/m

braccio componente orizzontale,  $YSq=1,5$  m

componente verticale,  $Sqv=169,04$  kg/m

braccio componente verticale,  $XSq=2$  m

Spinta complessiva,  $StT=2.368,46$  kg/m

Sottospinta,  $Sw=0,00$  kg/m

braccio sottospinta verticale,  $XSw=0$  m

Elaborato: **Relazione di calcolo opere stradali**



Forza d'inerzia,  $F_i=0,00$  kg/m

braccio forza d'inerzia,  $Y_{Fin}=1,41$  m

peso dell'unità di volume del terreno superficiale,  $g_1=2000$  kg/mc

peso dell'unità di volume del terreno di fondazione,  $g_2=1200$  kg/mc

Risultante dei carichi in fondazione,  $R=17.410,80$  kg/m

componente normale al piano posa fondazione,  $R_n=17.218,78$  kg/m

componente tangenziale al piano posa fondazione,  $R_t=2.578,65$  kg/m

angolo di inclinazione di R rispetto alla normale al piano di posa fondaz. =  $8,52^\circ$

momento ribaltante,  $M_{rib}=1.970,34$  kg\*m/m

momento stabilizzante,  $M_{stab}=19.170,96$  kg\*m/m

eccentricità di R,  $E_c=0$  m

$B/6 = 0,33$  m

base del muro non parzializzata

larghezza ridotta della fondazione,  $B'=B-2*|E_c|=2$  m

Fattori del carico limite

$N_c=30,14$

$N_q=18,4$

$N_g=22,4$

Fattori di inclinazione del carico

$i_c=0,82$

$i_q=0,82$

$i_g=0,51$

Fattori di inclinazione del piano di posa della fondazione

$\alpha_c=1$

$\alpha_q=1$

$\alpha_g=1$

Fattori di inclinazione del piano di campagna di valle

$g_c=0,34$

$g_q=0,38$

$g_g=0,4$

Carico limite unitario,  $q_{lim}=2,13$  kg/cmq

Carico limite,  $Q_{lim}=42.542,42$  kg/m

Sottospinta,  $S_w=0,00$  kg/m

Carico di esercizio,  $Q_{es}=R_n-g_{Gi}*S_w=17.218,78$  kg/m

Coeff. di sicurezza =  $2,47$

Verifica soddisfatta

## **VERIFICA DI STABILITA' GLOBALE**

Trattasi di SLU di tipo geotecnico (A2+M2+R2)

Azioni di progetto

carico distribuito terrapieno di monte,  $q_{1d}=250$  kg/m

carico distribuito terrapieno di valle,  $q_{2d}=0$  kg/m

Parametri geotecnici di progetto

strato 1 -

angolo di resistenza al taglio drenato,  $F_{i_d}=24,79^\circ$

Elaborato: **Relazione di calcolo opere stradali**



coesione drenata,  $c'_d=400 \text{ kg/mq}$

angolo di attrito muro-terreno,  $\Delta_d=24,79^\circ$

n° di cerchi analizzati = 10

Wt: forza peso del concio

Wq: forza risultante dovuta al sovraccarico applicato sul concio

alfa: angolo, minore di  $90^\circ$ , che l'orizzontale forma con la base del concio (positivo se antiorario)

u: pressione neutra alla base di ogni concio

DX: larghezza lungo X del concio

Fsh: forza sismica orizzontale relativa al concio

B: braccio della forza Fsh rispetto a C (centro del cerchio di rottura)

Fsv: forza sismica verticale relativa al concio

N: forza normale di reazione del terreno alla base del concio (risultante delle tensioni normali)

T: forza tangenziale di reazione del terreno alla base del concio (risultante delle tensioni tangenziali)

**Cerchio critico:  $X_c=1,07 \text{ m}$   $Y_c=10,8 \text{ m}$   $R_c=10,95 \text{ m}$**

concio	Wt	Wq	alfa (°)	u	DX	Fsh	B	Fsv	N	T
				2783,0						
1	427,24	0	-14,79	9	0,49	0	10,5	0	977,82	0
				2901,2						
2	732,44	0	-12,14	2	0,49	0	10,47	0	1026,6	0
				2995,5						
3	1011,81	0	-9,51	3	0,49	0	10,43	0	1064,8	0
				3066,6						
4	1266,03	0	-6,9	6	0,49	0	10,38	0	1281,6	52,52
				2740,2						
5	1639,26	0	-4,29	4	0,5	0	10,23	0	1658,9	200,44
				2016,2						
6	2092,87	0	-1,67	5	0,5	0	9,99	0	2106,2	426,67
				1269,3						
7	2521,3	0	0,95	6	0,5	0	9,74	0	14557	4001,12
8	2924,57	0	3,57	499,61	0,5	0	9,48	0	2877	853,06
9	3389,08	133,03	6,28	79,71	0,53	0	9,29	0	3425,4	1072,05
10	3511,04	133,03	9,09	7,83	0,53	0	9,16	0	3513,1	1108,08
11	3611,19	133,03	11,93	0	0,53	0	9,01	0	3587,9	1131,3
12	3682,74	133,03	14,79	0	0,53	0	8,85	0	3643,3	1148,32
13	3723,76	133,03	17,69	0	0,53	0	8,68	0	3678,2	1160,02
14	3732,89	133,03	20,64	0	0,53	0	8,49	0	3691,8	1166,24
15	3708,34	133,03	23,65	0	0,53	0	8,28	0	3682,6	1166,66
16	3647,86	133,03	26,73	0	0,53	0	8,06	0	3648,7	1160,78
17	3548,6	133,03	29,89	0	0,53	0	7,82	0	3586,7	1147,86
18	3406,89	133,03	33,16	0	0,53	0	7,56	0	3492,3	1126,84
19	3217,98	133,03	36,56	0	0,53	0	7,28	0	3359	1096,14
20	2975,53	133,03	40,12	0	0,53	0	6,97	0	3177,2	1053,51
21	2670,88	133,03	43,87	0	0,53	0	6,64	0	2932,3	995,47
22	2291,7	133,03	47,88	0	0,53	0	6,27	0	2601,4	916,58
23	1819,31	133,03	52,23	0	0,53	0	5,86	0	2145,1	807,58
24	1223	133,03	57,06	0	0,53	0	5,4	0	1488,8	651,18

Elaborato: **Relazione di calcolo opere stradali**



25      444,5      133,03      62,66      0      0,53      0      4,92      0      465,58      409,4

lunghezza dell'arco di cerchio di scivolamento,  $L=15,63$  m

$M_{resist} = 414.610,25$  kg\*m

$M_{instab} = 250.198,29$  kg\*m

Coff. sicurezza del pendio (metodo di Bishop) = 1,657

Verifica soddisfatta

### **VERIFICHE STRUTTURALI MURO (metodo agli SLU) (A1+M1)**

#### **Sez. 1-1 (altezza terrapieno per la sezione in esame = 2 m largh. sez B = 2 m)**

Spinta dovuta al terrapieno,  $St=563,57$  kg

Spinta dovuta al sovraccarico sul terrapieno,  $Sq=225,38$  kg

Spinta complessiva,  $StT=788,95$  kg

Forza d'inerzia,  $Fi=0,00$  kg

componente orizz. della risultante delle forze che si scaricano sulla sezione = 683,25 kg

componente vertic. della risultante delle forze che si scaricano sulla sezione = 8.094,47 kg

momento ribaltante = 520,56 kg\*m

momento stabilizzante = 9.313,95 kg\*m

eccentricità dello sforzo normale,  $e = 0,09$  m ( $u = 1,09$  m)

sforzo normale,  $Nx=-10.522,82$  kg

taglio,  $Tz=-888,23$  kg

momento flettente,  $My=-1.181,16$  kg\*m

sezione non parzializzata ( $B/6 = 0,33$  m)

tensione normale lembo esterno sezione = 0,39 kg/cmq

tensione normale lembo interno sezione = 0,66 kg/cmq

tensione normale media = 0,53 kg/cmq

tensione tangenziale max = 0,07 kg/cmq

resistenza di progetto a taglio,  $fvd=2,08$  kg/cmq

Verifiche a presso-flessione e taglio soddisfatte

#### **Sez. 2-2 (altezza terrapieno per la sezione in esame = 1 m largh. sez B = 1,5 m)**

Spinta dovuta al terrapieno,  $St=-56,34$  kg

Spinta dovuta al sovraccarico sul terrapieno,  $Sq=112,69$  kg

Spinta complessiva,  $StT=56,35$  kg

Forza d'inerzia,  $Fi=0,00$  kg

componente orizz. della risultante delle forze che si scaricano sulla sezione = 48,80 kg

componente vertic. della risultante delle forze che si scaricano sulla sezione = 3.328,18 kg

momento ribaltante = 32,53 kg\*m

momento stabilizzante = 2.517,26 kg\*m

eccentricità dello sforzo normale,  $e = 0$  m ( $u = 0,75$  m)

sforzo normale,  $Nx=-4.326,63$  kg

taglio,  $Tz=-63,44$  kg

momento flettente,  $My=19,27$  kg\*m

sezione non parzializzata ( $B/6 = 0,25$  m)

tensione normale lembo esterno sezione = 0,29 kg/cmq

tensione normale lembo interno sezione = 0,28 kg/cmq

tensione normale media = 0,29 kg/cmq

Elaborato: **Relazione di calcolo opere stradali**

tensione tangenziale max = 0,01 kg/cmq  
resistenza di progetto a taglio,  $f_{vd}=2,05$  kg/cmq  
Verifiche a presso-flessione e taglio soddisfatte

## COMB. 2 (SLU-S)

### VERIFICA AL RIBALTAMENTO (rispetto all'estremo di fondazione di valle)

Trattasi di SLU di tipo geotecnico (A0+M1+R3)

#### Azioni di progetto

carico distribuito terrapieno di monte,  $q_{1d}=250$  kg/m

carico distribuito terrapieno di valle,  $q_{2d}=0$  kg/m

#### Parametri geotecnici di progetto

strato 1 -

angolo di resistenza al taglio drenato,  $F_{i,d}=30^\circ$

coesione drenata,  $c'_{d}=500$  kg/mq

angolo di attrito muro-terreno,  $\Delta_{d}=30^\circ$

#### Coefficienti di spinta di ogni strato

strato 1 -

coefficiente di spinta attiva,  $K_a=0,912851$

coefficiente di spinta a riposo,  $K_o=0,912851$

coefficiente di spinta passiva,  $K_p=81,266413$

angolo sismico,  $Teta=8,4^\circ$

Spinta dovuta al terrapieno e all'acqua (se presente),  $St=5.075,89$  kg/m

componente orizzontale,  $S_{th}=4.395,85$  kg/m

braccio componente orizzontale,  $Y_{St}=0,77$  m

componente verticale,  $S_{tv}=2.537,94$  kg/m

braccio componente verticale,  $X_{St}=2$  m

Spinta dovuta al sovraccarico sul terrapieno,  $S_q=690,86$  kg/m

componente orizzontale,  $S_{qh}=598,30$  kg/m

braccio componente orizzontale,  $Y_{Sq}=1,5$  m

componente verticale,  $S_{qv}=345,43$  kg/m

braccio componente verticale,  $X_{Sq}=2$  m

Spinta complessiva,  $StT=5.766,74$  kg/m

Sottospinta,  $S_w=0,00$  kg/m

braccio sottospinta verticale,  $X_{Sw}=0$  m

Forza d'inerzia,  $F_i=1.879,35$  kg/m

braccio forza d'inerzia,  $Y_{Fin}=1,41$  m

Momento ribaltante,  $M_{rib}=6.946,18$  kg\*m/m

Momento stabilizzante,  $M_{stab}=18.022,58$  kg\*m/m

Coeff. di sicurezza = 2,59

Verifica soddisfatta

condizione di sisma verticale più gravosa: dall'alto verso il basso (Cv negativo)

### VERIFICA ALLO SCORRIMENTO (piano di posa)

Trattasi di SLU di tipo geotecnico

Elaborato: **Relazione di calcolo opere stradali**

**Approccio 2 (A0+M1+R3)**Azioni di progettocarico distribuito terrapieno di monte,  $q_{1d}=250$  kg/mcarico distribuito terrapieno di valle,  $q_{2d}=0$  kg/mParametri geotecnici di progetto

strato 1 -

angolo di resistenza al taglio drenato,  $F_{i,d}=30^\circ$ coesione drenata,  $c'_{d}=500$  kg/mqangolo di attrito muro-terreno,  $\Delta_{d}=30^\circ$ Coefficienti di spinta di ogni strato

strato 1 -

coefficiente di spinta attiva,  $K_a=0,643528$ coefficiente di spinta a riposo,  $K_o=0,67101$ coefficiente di spinta passiva,  $K_p=84,790749$ angolo sismico,  $Teta=5,623^\circ$ Spinta dovuta al terrapieno e all'acqua (se presente),  $St=3.252,88$  kg/mcomponente orizzontale,  $S_{th}=2.817,07$  kg/mbraccio componente orizzontale,  $Y_{St}=0,72$  mcomponente verticale,  $S_{tv}=1.626,44$  kg/mbraccio componente verticale,  $X_{St}=2$  mSpinta dovuta al sovraccarico sul terrapieno,  $Sq=487,03$  kg/mcomponente orizzontale,  $S_{qh}=421,78$  kg/mbraccio componente orizzontale,  $Y_{Sq}=1,5$  mcomponente verticale,  $S_{qv}=243,51$  kg/mbraccio componente verticale,  $X_{Sq}=2$  mSpinta complessiva,  $StT=3.739,91$  kg/mSottospinta,  $Sw=0,00$  kg/mbraccio sottospinta verticale,  $X_{Sw}=0$  mForza d'inerzia,  $F_i=1.252,90$  kg/mbraccio forza d'inerzia,  $Y_{Fin}=1,41$  mResistenza lungo la superficie di scorrimento,  $T_{lim}=7.703,87$  kg/mComponente della risultante delle forze parallela alla superficie di scorrimento,  $R_t=4.491,76$  kg/m

Coeff. di sicurezza superf. separazione muro-magrone o muro-terreno = 1,72

Verifica soddisfatta

Resistenza lungo la superficie di scorrimento magrone-terreno,  $T_{lim}=7.796,25$  kg/m

coeff. di sicurezza sup. separazione magrone-terreno = 1,74

Verifica soddisfatta

condizione di sisma verticale più gravosa: dall'alto verso il basso (Cv negativo)

**VERIFICA AL CARICO LIMITE TERRENO-FONDAZIONE SUPERFICIALE**

Trattasi di SLU di tipo geotecnico

**Approccio 2 (A0+M1+R3)**Azioni di progettocarico distribuito terrapieno di monte,  $q_{1d}=250$  kg/mcarico distribuito terrapieno di valle,  $q_{2d}=0$  kg/mElaborato: **Relazione di calcolo opere stradali**



Parametri geotecnici di progetto

strato 1 -

angolo di resistenza al taglio drenato,  $F_{i\_d}=30^\circ$ coesione drenata,  $c'_{\_d}=500$  kg/mqangolo di attrito muro-terreno,  $\Delta_{\_d}=30^\circ$ Coefficienti di spinta di ogni strato

strato 1 -

coefficiente di spinta attiva,  $K_a=0,612323$ coefficiente di spinta a riposo,  $K_o=0,67101$ coefficiente di spinta passiva,  $K_p=85,484318$ angolo sismico,  $Teta=5,623^\circ$ Spinta dovuta al terrapieno e all'acqua (se presente),  $St=3.593,67$  kg/mcomponente orizzontale,  $S_{th}=3.112,21$  kg/mbraccio componente orizzontale,  $Y_{St}=0,75$  mcomponente verticale,  $S_{tv}=1.796,83$  kg/mbraccio componente verticale,  $X_{St}=2$  mSpinta dovuta al sovraccarico sul terrapieno,  $Sq=514,02$  kg/mcomponente orizzontale,  $S_{qh}=445,15$  kg/mbraccio componente orizzontale,  $Y_{Sq}=1,5$  mcomponente verticale,  $S_{qv}=257,01$  kg/mbraccio componente verticale,  $X_{Sq}=2$  mSpinta complessiva,  $StT=4.107,68$  kg/mSottospinta,  $Sw=0,00$  kg/mbraccio sottospinta verticale,  $X_{Sw}=0$  mForza d'inerzia,  $F_i=1.252,90$  kg/mbraccio forza d'inerzia,  $Y_{Fin}=1,41$  mpeso dell'unità di volume del terreno superficiale,  $g_1=2000$  kg/mcpeso dell'unità di volume del terreno di fondazione,  $g_2=1200$  kg/mcRisultante dei carichi in fondazione,  $R=15.543,35$  kg/mcomponente normale al piano posa fondazione,  $R_n=14.780,29$  kg/mcomponente tangenziale al piano posa fondazione,  $R_t=4.810,26$  kg/mangolo di inclinazione di R rispetto alla normale al piano di posa fondaz. =  $18,03^\circ$ momento ribaltante,  $M_{rib}=4.760,98$  kg\*m/mmomento stabilizzante,  $M_{stab}=17.701,85$  kg\*m/meccentricità di R,  $E_c=-0,12$  m $B/6 = 0,33$  m

base del muro non parzializzata

larghezza ridotta della fondazione,  $B'=B-2*|E_c|=1,75$  m

Fattori del carico limite

 $N_c=30,14$  $N_q=18,4$  $N_g=22,4$ 

Fattori di inclinazione del carico

 $i_c=0,64$  $i_q=0,64$ Elaborato: **Relazione di calcolo opere stradali**



$i_g=0,16$

Fattori di inclinazione del piano di posa della fondazione

$\alpha_c=1$

$\alpha_q=1$

$\alpha_g=1$

Fattori di inclinazione del piano di campagna di valle

$g_c=0,34$

$g_q=0,38$

$g_g=0,4$

Carico limite unitario,  $q_{lim}=1,38$  kg/cmq

Carico limite,  $Q_{lim}=24.136,05$  kg/m

Sottospinta,  $S_w=0,00$  kg/m

Carico di esercizio,  $Q_{es}=R_n-gG_i*S_w=14.780,29$  kg/m

Coeff. di sicurezza = 1,63

Verifica soddisfatta

condizione di sisma verticale più gravosa: dal basso verso l'alto (Cv positivo)

### **VERIFICA DI STABILITA' GLOBALE**

Trattasi di SLU di tipo geotecnico (A0+M1+R2)

Azioni di progetto

carico distribuito terrapieno di monte,  $q_{1d}=250$  kg/m

carico distribuito terrapieno di valle,  $q_{2d}=0$  kg/m

Parametri geotecnici di progetto

strato 1 -

angolo di resistenza al taglio drenato,  $F_{i,d}=30^\circ$

coesione drenata,  $c'_d=500$  kg/mq

angolo di attrito muro-terreno,  $\Delta_d=30^\circ$

n° di cerchi analizzati = 10

condizione di sisma verticale più gravosa: dal basso verso l'alto

Wt: forza peso del concio

Wq: forza risultante dovuta al sovraccarico applicato sul concio

alfa: angolo, minore di  $90^\circ$ , che l'orizzontale forma con la base del concio (positivo se antiorario)

u: pressione neutra alla base di ogni concio

DX: larghezza lungo X del concio

Fsh: forza sismica orizzontale relativa al concio

B: braccio della forza Fsh rispetto a C (centro del cerchio di rottura)

Fsv: forza sismica verticale relativa al concio

N: forza normale di reazione del terreno alla base del concio (risultante delle tensioni normali)

T: forza tangenziale di reazione del terreno alla base del concio (risultante delle tensioni tangenziali)

**Cerchio critico:  $X_c=1,07$  m  $Y_c=10,8$  m  $R_c=10,95$  m**

concio	Wt	Wq	alfa (°)	u	DX	Fsh	B	Fsv	N	T
				2783,0						
1	427,24	0	-14,79	9	0,49	44,24	10,5	22,12	977,82	0
				2901,2						
2	732,44	0	-12,14	2	0,49	75,84	10,47	37,92	1026,6	0

Elaborato: **Relazione di calcolo opere stradali**



				2995,5							
3	1011,81	0	-9,51	3	0,49	104,77	10,43	52,38	1079,9	5,29	
				3066,6							
4	1266,03	0	-6,9	6	0,49	131,09	10,38	65,55	1352,3	90,88	
				2740,2							
5	1639,26	0	-4,29	4	0,5	169,74	10,23	84,87	1750,3	284,32	
				2016,2							
6	2092,87	0	-1,67	5	0,5	216,71	9,99	108,4	2218,9	576,52	
				1269,3							
7	2521,3	0	0,95	6	0,5	261,07	9,74	130,5	14670	5074,93	
8	2924,57	0	3,57	499,61	0,5	302,83	9,48	151,4	3012	1120,92	
9	3389,08	133,03	6,28	79,71	0,53	364,7	9,23	182,4	3572,6	1400,82	
10	3511,04	133,03	9,09	7,83	0,53	377,33	9,1	188,7	3650,6	1442,74	
11	3611,19	133,03	11,93	0	0,53	387,7	8,95	193,9	3714,8	1468,26	
12	3682,74	133,03	14,79	0	0,53	395,11	8,79	197,6	3758,6	1485,59	
13	3723,76	133,03	17,69	0	0,53	399,35	8,62	199,7	3780,6	1495,82	
14	3732,89	133,03	20,64	0	0,53	400,3	8,43	200,2	3780,3	1498,77	
15	3708,34	133,03	23,65	0	0,53	397,76	8,22	198,9	3756,3	1494,08	
16	3647,86	133,03	26,73	0	0,53	391,49	8	195,8	3706,5	1481,11	
17	3548,6	133,03	29,89	0	0,53	381,22	7,76	190,6	3627,7	1458,95	
18	3406,89	133,03	33,16	0	0,53	366,54	7,5	183,3	3515,5	1426,26	
19	3217,98	133,03	36,56	0	0,53	346,98	7,22	173,5	3363,6	1381,1	
20	2975,53	133,03	40,12	0	0,53	321,88	6,91	160,9	3162,4	1320,67	
21	2670,88	133,03	43,87	0	0,53	290,33	6,58	145,2	2897,9	1240,71	
22	2291,7	133,03	47,88	0	0,53	251,07	6,21	125,5	2547,4	1134,58	
23	1819,31	133,03	52,23	0	0,53	202,16	5,8	101,1	2073,2	991,11	
24	1223	133,03	57,06	0	0,53	140,41	5,34	70,21	1403,9	789,74	
25	444,5	133,03	62,66	0	0,53	59,8	4,84	29,9	382,38	486,05	

lunghezza dell'arco di cerchio di scivolamento,  $L=15,63$  m

$M_{resist} = 525.295,41$  kg\*m

$M_{instab} = 319.146,82$  kg\*m

Coff. sicurezza del pendio (metodo di Bishop) = 1,646

Verifica soddisfatta

### **VERIFICHE STRUTTURALI MURO (metodo agli SLU) (A0+M1)**

**Sez. 1-1 (altezza terrapieno per la sezione in esame = 2 m largh. sez B = 2 m)**

Spinta dovuta al terrapieno,  $St=1.156,06$  kg

Spinta dovuta al sovraccarico sul terrapieno,  $Sq=342,68$  kg

Spinta complessiva,  $StT=1.498,73$  kg

Forza d'inerzia,  $Fi=797,30$  kg

componente orizz. della risultante delle forze che si scaricano sulla sezione = 2.095,24 kg

componente vertic. della risultante delle forze che si scaricano sulla sezione = 8.449,37 kg

momento ribaltante = 1.704,57 kg\*m

momento stabilizzante = 10.023,73 kg\*m

eccentricità dello sforzo normale,  $e = -0,02$  m ( $u = 0,98$  m)

Elaborato: **Relazione di calcolo opere stradali**

sforzo normale,  $N_x = -8.449,37$  kg  
taglio,  $T_z = -2.095,24$  kg  
momento flettente,  $M_y = 130,20$  kg\*m  
sezione non parzializzata ( $B/6 = 0,33$  m)  
tensione normale lembo esterno sezione =  $0,44$  kg/cmq  
tensione normale lembo interno sezione =  $0,4$  kg/cmq  
tensione normale media =  $0,42$  kg/cmq  
tensione tangenziale max =  $0,16$  kg/cmq  
resistenza di progetto a taglio,  $f_{vd} = 2,07$  kg/cmq  
Verifiche a presso-flessione e taglio soddisfatte

**Sez. 2-2 (altezza terrapieno per la sezione in esame = 1 m largh. sez B = 1,5 m)**

Spinta dovuta al terrapieno,  $S_t = 6,49$  kg  
Spinta dovuta al sovraccarico sul terrapieno,  $S_q = 171,34$  kg  
Spinta complessiva,  $S_{tT} = 177,83$  kg  
Forza d'inerzia,  $F_i = 341,70$  kg  
componente orizz. della risultante delle forze che si scaricano sulla sezione =  $495,71$  kg  
componente vertic. della risultante delle forze che si scaricano sulla sezione =  $3.388,92$  kg  
momento ribaltante =  $246,92$  kg\*m  
momento stabilizzante =  $2.608,37$  kg\*m  
eccentricità dello sforzo normale,  $e = -0,05$  m ( $u = 0,7$  m)  
sforzo normale,  $N_x = -3.388,92$  kg  
taglio,  $T_z = -495,71$  kg  
momento flettente,  $M_y = 180,23$  kg\*m  
sezione non parzializzata ( $B/6 = 0,25$  m)  
tensione normale lembo esterno sezione =  $0,27$  kg/cmq  
tensione normale lembo interno sezione =  $0,18$  kg/cmq  
tensione normale media =  $0,23$  kg/cmq  
tensione tangenziale max =  $0,05$  kg/cmq  
resistenza di progetto a taglio,  $f_{vd} = 2,04$  kg/cmq  
Verifiche a presso-flessione e taglio soddisfatte

**VERIFICHE AGLI STATI LIMITE DI ESERCIZIO****Combinaz. COMB. 1 SLE-Permanente****VERIFICA ALLA ROTAZIONE DEL PIANO DI POSA FONDAZIONE**

Risultante dei carichi in fondazione,  $R = 13.441,65$  kg  
componente orizzontale dei carichi in fondazione,  $R_h = 2.051,14$  kg  
componente verticale dei carichi in fondazione,  $R_v = 13.284,23$  kg  
angolo di inclinazione di R rispetto alla verticale =  $8,78^\circ$   
eccentricità di R,  $E_c = 0,03$  m  
limite del nocciolo centrale d'inerzia della base di fondaz.  $B/6 = 0,33$  m  
pressione di contatto all'estremo di fondazione di valle,  $p_1 = 6.053,8$  kg/mq  
pressione di contatto all'estremo di fondazione di monte,  $p_2 = 7.230,5$  kg/mq  
cedimento all'estremo di fondazione di valle,  $w_1 = 0,3$  cm

*Elaborato: Relazione di calcolo opere stradali*



cedimento all'estremo di fondazione di monte,  $w_2=0,36$  cm  
tangente dell'angolo di rotaz. della base della fondaz. =  $-0,000294$  ( $\beta=-0,017^\circ$ )  
Verifica alla rotazione del p.p. fondazione soddisfatta

### **Combinaz. COMB. 2 SLE-Sismica**

#### **VERIFICA ALLO SPOSTAMENTO PERMANENTE INDOTTO DAL SISMA**

accelerazione orizz. max attesa al sito allo SLD,  $a_{max}=1,215$  m/s<sup>2</sup>

accelerazione critica,  $a_c > a_{max}$

rapporto  $a_c/a_{max} > 1$

velocità orizz. max attesa al sito,  $V_{max}=0,101$  m/s

spostamento permanente indotto dal sisma = 0 cm

Verifica allo spostamento permanente soddisfatta

### **COMPUTO METRICO MATERIALI (da esecutivi)**

<b><u>MURO</u></b>	per ml di muro	complessivo
		5,50
muratura	5,50 mc	mc
<b><u>MAGRONE DI CLS</u></b>	per ml di muro	complessivo
magron		0,44
e	0,44 mc	mc



## 5. CALCOLO E VERIFICA DELLE TERRE RINFORZATE

Nel presente capitolo è riportato il calcolo e la verifica delle terre rinforzate impiegate nel presente progetto.

### 5.1. Normativa e approccio di calcolo

Le verifiche eseguite si basano sul D.M. 17/01/2018 Norme Tecniche per le Costruzioni e successive integrazioni e per la parte inerente i rinforzi il BS8006 (normativa inglese riconosciuta tra le più affidabili a livello mondiale) ed il certificato BBA n°03/R133.

In base alle indicazioni ricevute si è considerata una vita utile superiore a 100 anni. Sulla base delle N.T.C. si è adottato l'Approccio 1 utilizzando i seguenti coefficienti parziali " $\gamma$ ":

Tipo di Verifica	Stabilità globale Appr. 1 comb. 2 A2+M2+R2	Struttura e Traslazione Appr. 1 comb. 1 A1+M1+R1	Struttura e Traslazione Appr. 1 comb. 2 A2+M2+R2	BS 8006	Coefficienti di riduzione adottati
FS sui valori di resistenza al taglio dei terreni ( $\gamma_R$ )	1.25	1.0	1.25		1.25
FS al pullout della geogriglia ( $\gamma_{Ra,p}$ )				1.3	1.30
FS ai carichi strutturali ( $\gamma_{G1}$ ) in campo statico *	1.0	1.3	1.3		1.30
FS ai carichi strutturali ( $\gamma_{G1}$ ) in campo sismico *	1.0	1.0	1.0		1.00
FS ai carichi esterni ( $\gamma_{Q1}$ ) in campo statico *	1.3	1.5	1.3		1.50
FS ai carichi esterni ( $\gamma_{Q1}$ ) in campo sismico *	1.0	1.0	1.0		1.00
FS allo scivolamento diretto della terra rinforzata ( $\gamma_R$ )		1.0	1.0		1.00
FS stabilità globale ( $\gamma_R$ )	1.1				1.10

\* sono state eseguite le verifiche sia per la condizione statica che sismica; poiché la condizione più gravosa è stata rilevata in presenza di sisma, solo quest'ultima viene descritta in dettaglio. Laddove risulta significativa anche la verifica statica, viene riportata la relativa verifica.

### 5.2. Inserimento ambientale

La tecnica delle terre rinforzate, ormai ampiamente diffusa da alcuni decenni, rientra tra le tecniche riconosciute della AIPIN (Associazione Italiana Per l'Ingegneria Naturalistica) come opera di ingegneria naturalistica a tutti gli effetti. Tale riconoscimento è strettamente legato alla possibilità di creare un paramento vegetato che favorisce lo sviluppo della vegetazione.

### 5.3. Modello geotecnico di comodo adottato

I calcoli di stabilità interna delle strutture sono stati eseguiti sulla base di parametri geomeccanici di seguito riportati, adeguatamente ridotti secondo le indicazioni riportate nelle Norme Tecniche per le Costruzioni.

Elaborato: **Relazione di calcolo opere stradali**

### **5.3.1. Parametri geomeccanici adottati - controripa**

Parametri di progetto del terreno di riempimento delle opere in terra rinforzata

Peso di volume $\gamma_k$	17 kN/m <sup>3</sup>
Angolo di attrito interno $\phi'_k$	28°
Coesione $c'_k$	12 kPa

Parametri di progetto del terreno a tergo delle opere in terra rinforzata

Peso di volume $\gamma_k$	17 kN/m <sup>3</sup>
Angolo di attrito interno $\phi'_k$	28°
Coesione $c'_k$	12 kPa

Parametri di progetto del terreno di fondazione delle opere in terra rinforzata

Peso di volume $\gamma_k$	18 kN/m <sup>3</sup>
Angolo di attrito interno $\phi'_k$	30°
Coesione $c'_k$	0 kPa

Sismicità (dati ipotizzati)

Stato Limite Considerato SLV

Categoria di sottosuolo B

Categoria topografica T1

Classe d'uso II  $c_u=1$

Vita Nominale  $V_N \geq 100$  anni

$K_h = 0.019$

$K_v = 0.009$

Falda considerata con un franco di 1 m rispetto all'altezza massima

### **5.4. Teoria di calcolo**

Per ciascuna delle singole opere in terra rinforzata sono state eseguite le seguenti verifiche di stabilità:

- ❖ verifica di stabilità interna (Tieback);
- ❖ verifica di stabilità composta (Compound);
- ❖ verifica a rottura del rinforzo;
- ❖ verifica a sfilamento del rinforzo;
- ❖ verifica alla traslazione;
- ❖ verifica alla stabilità globale.

I risultati delle singole verifiche sono riportati di seguito.

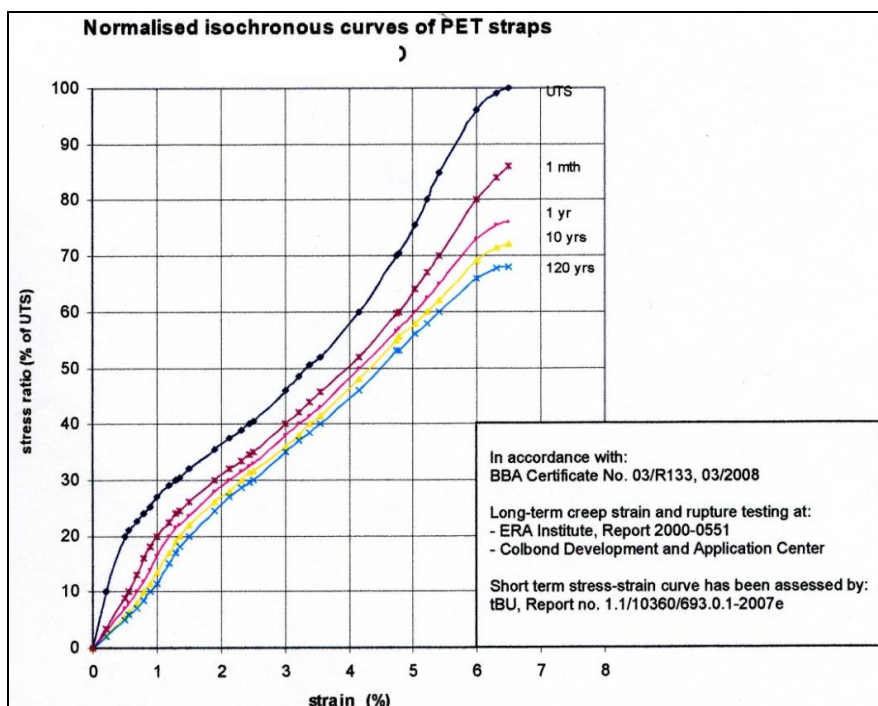


## 5.5. Scelta del rinforzo

In considerazione dell'importanza dell'opera e delle nuove normative vigenti, il rinforzo della terra rinforzata è stato dimensionato per una vita utile superiore a 50 anni. Inoltre occorre prevedere una deformazione ridotta della struttura sia in fase costruttiva al fine di mantenere una buona compatibilità terreno-rinforzo e sia in fase post-costruttiva al fine di rientrare entro il limite di servizio. Per tali ragioni si impongono le seguenti condizioni:

- Durata dell'opera > 50 anni
- Deformazione complessiva  $\leq 6\%$
- Deformazione post-costruttiva < 1%

Sulla base di tali premesse, per la realizzazione delle opere si prevede l'utilizzo della geogriglia monoassiale a bassa deformazione, costituita da nastri estrusi di poliestere altamente orientati, saldati nei nodi con tecnologia laser e trattati in modo specifico per proteggerli dalla degradazione agli U.V.



Curve isocrone della geogriglia monoassiale

Le verifiche di stabilità sono state eseguite mediante il programma di calcolo realizzato dal Prof. Leshchinsky, su incarico della COLBOND Geosynthetics, per l'utilizzo specifico della geogriglia in

Elaborato: **Relazione di calcolo opere stradali**



opere di terra rinforzata. In particolare per quanto concerne i fattori di riduzione specifici della geogriglia questi sono stati ricavati dal certificato BBA n°03/133.

I dimensionamenti risultano condizionati dall'adozione dei fattori di sicurezza riportati nella tabella seguente.

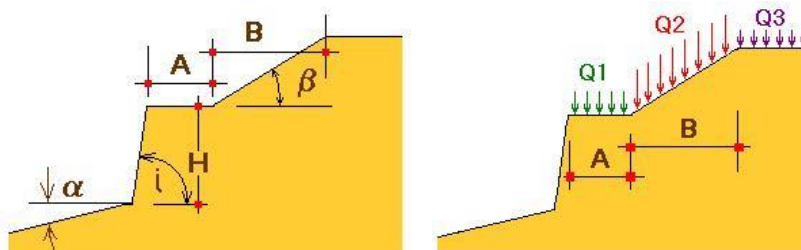
Modello geogriglia monoassiale a bassa deformazione polimero:	PET	
resistenza ultima a trazione UTS:	40	kN/m
resistenza a trazione al 2 % di deformazione:	17	kN/m
resistenza a trazione al 5 % di deformazione:	33	kN/m
deformazione apparente per tipologia del rinforzo	0	%
deformazione finale del rinforzo sotto un carico pari al 60% di UTS per 120 anni	≤ 6	%
interazione terreno-geogriglia per le verifiche alla traslazione	≥ 0.87	
interazione terreno-geogriglia per le verifiche allo sfilamento	≥ 0.80	
coefficiente di riduzione per danneggiamento meccanico	1.05	
coefficiente di riduzione per durata dell'opera a 120 anni	1.10	
coefficiente di riduzione per resistenza chimica (4.1<pH<9)	1.00	
coefficiente di riduzione per creep a 120 anni	1.47	
resistenza effettiva di progetto:	≥23,90	kN/m

### 5.6. Modelli e relativi risultati di calcolo

Con riferimento al progetto in esame, le verifiche sono state eseguite per le sezioni così definite:

- 1) terra rinforzata di altezza  $H=3,70$  m (condizione più gravosa tra quelle previste);
- 2) terra rinforzata di altezza  $H=2,50$  m (prevista per altezze inferiori adiacenti all'alveo).

Per la definizione delle sezioni di seguito descritte ci si è basati sui vincoli geometrici e di carico riportati nello schema di figura seguente.



*Elementi per la definizione dei modelli geometrici e dei relativi carichi*

### **Terra rinforzata di altezza H=3,70 m**

Altezza H	3.70 m
Inclinazione $i$ del fronte	65°
Inclinazione $\alpha$ del terreno a valle	0°
Inclinazione $\beta$ del tratto B	0°

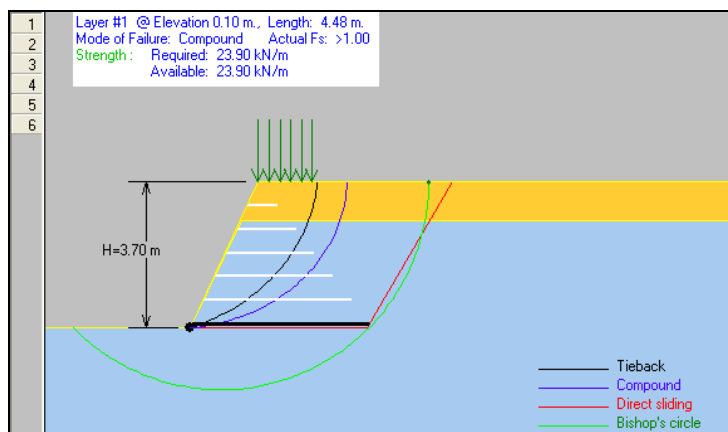
#### SOVRACCARICHI

Sovraccarico $Q_1$ sul tratto A	5 kPa	A	1.50 m
Sovraccarico $Q_2$ sul tratto B	0 kPa	B	0 m
Sovraccarico $Q_3$ a tergo del tratto B	0 kPa		lunghezza infinita

#### DISPOSIZIONE E CARATTERISTICHE DEI RINFORZI

Spaziatura degli strati D	0,60 cm (0,70 m l'ultimo strato)
Numero di strati	6
Tipo di rinforzo ( $n_1$ - $n_6$ )	geogriglia monoassiale a bassa deformazione (con i parametri su riportati)

Lunghezza d'ancoraggio variabile, pari alla larghezza del rilevato



*superfici critiche analizzate*

### **Terra rinforzata di altezza H=2,50 m**

Altezza H	2.50 m
Inclinazione $i$ del fronte	65°
Inclinazione $\alpha$ del terreno a valle	0°
Inclinazione $\beta$ del tratto B	0°

#### SOVRACCARICHI

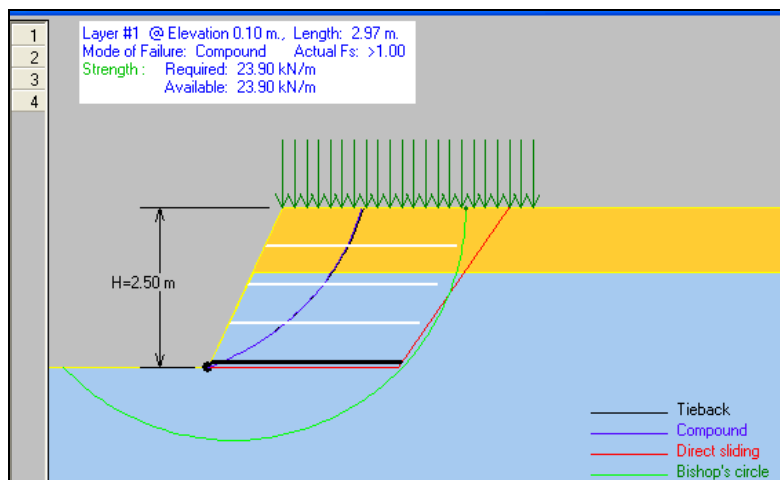
Sovraccarico $Q_1$ sul tratto A	20 kPa	A	4.00 m
Sovraccarico $Q_2$ sul tratto B	0 kPa	B	0 m
Sovraccarico $Q_3$ a tergo del tratto B	0 kPa		lunghezza infinita

#### DISPOSIZIONE E CARATTERISTICHE DEI RINFORZI

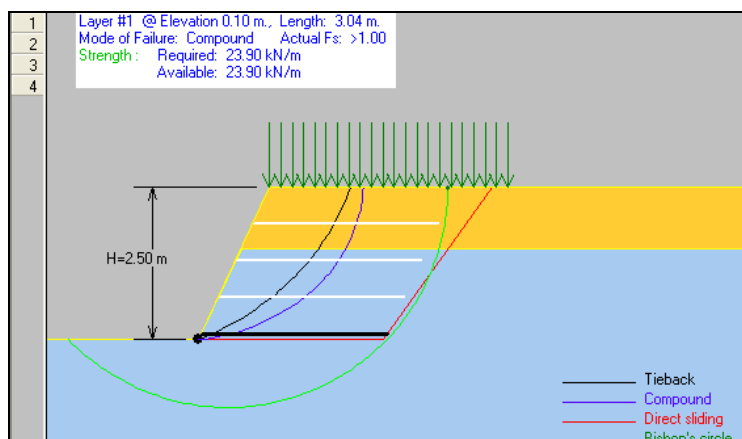
Spaziatura degli strati D	0.60 cm (0.70 m l'ultimo strato)
Numero di strati	4
Tipo di rinforzo ( $n_1$ - $n_4$ )	geogriglia monoassiale a bassa deformazione (con i parametri su riportati)

Elaborato: **Relazione di calcolo opere stradali**

Lunghezza d'ancoraggio variabile, pari alla larghezza del rilevato



*superfici critiche analizzate in campo sismico*



*superfici critiche analizzate in campo statico*

## 5.7. Opere collaterali

Per favorire un buon rinverdimento delle scarpate e contrastare i fenomeni erosivi, sul fronte sarà effettuata la posa di una geostuoia tridimensionale antierosione da 10 mm di spessore. In considerazione della durata dell'opera e delle condizioni meteo-climatiche, la geostuoia sarà costituita da poliammide, polimero contraddistinto da un buon comportamento a medio lungo termine al variare della temperatura e da proprietà autoestinguenta a contatto con la fiamma. In base poi alla natura organolettica dei terreni utilizzati si dovrà valutare sul fronte della terra rinforzata un eventuale strato di 10 cm di terreno vegetale. Al termine della costruzione ed in



stagione favorevole si procederà all'esecuzione di un'idrosemina a spessore del fronte.

## 5.8. Risultati delle verifiche

Sulla base delle indicazioni riportate in precedenza, sono state effettuate le verifiche per il progetto in esame.

### 5.8.1. Terra rinforzata di altezza $H=2,50$ m

PROJECT IDENTIFICATION:  
 Rilevato arginale terra rinforzata -  $H=2,50$  m

Design Philosophy and Program Developed by:  
 Dov Leshchinsky, Ph.D.  
 33 The Horseshoe  
 Newark, Delaware 19711, USA

#### GEOMETRY AND LOADING DATA

=====

##### GEOMETRY

Height of slope, H	2.50 [m]
Slope angle, i	65.00°
Horizontal length, A	4.00 [m]
Horizontal length, B	0.00 [m]
Backslope angle, beta	0.00°
Slope at bottom of wall, alpha	0.00°
Surcharge load over A, Q1	20.00 [kPa]
Surcharge load over backslope B, Q2	0.00 [kPa]
Surcharge load away from backslope, Q3	0.00 [kPa]

##### WATER

Phreatic surface is defined by coordinates in [m]:

Xw1 = 0.0	Yw1 = 0.0
Xw2 = 0.7	Yw2 = 1.5
Xw3 = 8.0	Yw3 = 1.5
Xw4 = 10.0	Yw4 = 1.5

##### SOIL DATA

##### REINFORCED SOIL:

Internal angle of friction, phi	28.00°
Cohesion, c	12.00 [kPa]
Moist unit weight, gamma	17.00 [kN/m <sup>3</sup> ]

##### BACKFILL SOIL:

Internal angle of friction, phi	28.00°
Cohesion, c	12.00 [kPa]
Moist unit weight, gamma	17.00 [kN/m <sup>3</sup> ]

##### FOUNDATION SOIL:

Internal angle of friction, phi	30.00°
Cohesion, c	0.00 [kPa]
Moist unit weight, gamma	18.00 [kN/m <sup>3</sup> ]

##### GENERAL DATA

Assumed angle of interwedge force (direct sliding analysis), delta	20.00°
Pullout interaction coefficient (reinforced soil), Ci	0.80
Pullout interaction coefficient (foundation soil), Ci	0.80
Direct sliding coefficient (along reinforced soil), Cds	0.87
Direct sliding coefficient (along foundation soil), Cds	0.87

Uniform length of all layers was specified.

Elaborato: **Relazione di calcolo opere stradali**



**SEISMIC PARAMETERS**

Horizontal seismic coefficient, Kh            0.02  
 Vertical seismic coefficient, Kv            0.01  
 Kh and Kv ARE NOT be applied to the reinforced mass and surcharge in direct sliding analysis.

**FOUNDATION EFFECTS**

Slip surfaces in tieback and compound analyses are allowed to penetrate the foundation soil.  
 Bishop's deepseated analysis was invoked and circles penetrate the foundation to a maximum depth of 12.00[m].

**GEOSYNTHETIC DESIGN PARAMETERS**

Geogrid Designation    T-ult    F-m21    F-m22    F-creep    F-n    F-m11    F-m12  
 [kN/m].  
                                  40.00    1.05    1.00    0.69    1.00    1.00    1.10

**GENERAL SAFETY FACTORS**

Factor of safety on soil weight, Ffs            1.00  
 Factor of safety on soil strength, Fms(friction)    1.25  
 Factor of safety on soil strength, Fms(cohesion)    1.25  
 Factor of safety on pullout resistance, Fp            1.30  
 Factor of safety on sliding across reinforced surface, Fs    3.20  
 Factor of safety on external load, Fq            1.00

**SUMMARY OF TIEBACK AND COMPOUND RESULTS**

#	Elevation [m]	Length [m]	Mode of Failure	Strength			Actual	Status
				Tr [kN/m]	T-ult [kN/m]	(design) T-ltds [kN/m]		
1	0.10	2.97	Compound	23.90	40.00	23.90	> 1.00	OK
2	0.70	2.97	Tieback	0.00	40.00	23.90	238961033781.70	OK
3	1.30	2.97	Tieback	0.00	40.00	23.90	238961033781.70	OK
4	1.90	2.97	Tieback	0.00	40.00	23.90	238961033781.70	OK

**DETAILED RESULTS OF TIEBACK AND COMPOUND ANALYSES**

#	Elevation [m]	Strength for:						Controlling Mode of Failure
		Total Length L [m]	Embedded Length to Resist surface, Pullout, Le [m]	Length to Slip T-compound [m]	Compound Stability (available) [kN/m]	Tieback (required) T-tieback [kN/m]		
1	0.10	1.83	1.64	0.19	23.90	0.31	Compound	
2	0.70	0.00	0.00	0.00	23.90	0.00	Tieback	
3	1.30	0.00	0.00	0.00	23.90	0.00	Tieback	
4	1.90	0.00	0.00	0.00	23.90	0.00	Tieback	

**RESULTS OF DIRECT SLIDING AND DEEPSEATED ANALYSES**

**DIRECT SLIDING**

Required length of bottom layer to produce the specified Fs sliding along reinforced surface = 3.20 is 2.97 m.  
 Maximum length based on compound and tieback analyses to insure Fn-ramification and Fp-pullout = 1.30, is 1.83 m.

**DEEPSEATED**

*Elaborato: Relazione di calcolo opere stradali*



Deepseated factor of safety,  $F_s$ -deepseated, based on Bishop's analysis, is 1.13.  
 The critical circle is forced to pass outside the reinforced zone defined by the bottom geosynthetic layer; its maximum potential depth is restricted to 12.00 m.  
 The critical circle is at:  $X_c = 0.39$ ,  $Y_c = 2.50$ , Radius = 3.63 meters.  
 In case the crest elevation is above H, Slope assumes a tension crack between the crest and H.  
 NOTES: (1) To obtain satisfactory  $F_s$ -deepseated, re-run Slope with a larger specified value of  $F_s$ -direct sliding. This will force deeper circles that should yield larger deepseated safety factor.

#### TIEBACK & COMPOUND

Tieback/compound slip surfaces are not restricted from penetrating the foundation soil.

### **5.8.2. Terra rinforzata di altezza $H=3,70$ m (terre rinforzate arginali)**

#### PROJECT IDENTIFICATION:

Rilevato arginale terra rinforzata -  $H=3,70$  m

Design Philosophy and Program Developed by:

Dov Leshchinsky, Ph.D.  
 33 The Horseshoe  
 Newark, Delaware 19711, USA

#### GEOMETRY AND LOADING DATA

=====

#### GEOMETRY

Height of slope, H	3.70 [m]	
Slope angle, $i$	65.00°	
Horizontal length, A	1.50 [m]	
Horizontal length, B	0.00 [m]	
Backslope angle, $\beta$	0.00°	
Slope at bottom of wall, $\alpha$	0.00°	
Surcharge load over A, Q1	5.00 [kPa]	
Surcharge load over backslope B, Q2	0.00 [kPa]	
Surcharge load away from backslope, Q3	0.00 [kPa]	

#### WATER

Phreatic surface is defined by coordinates in [m] :

Xw1 = 0.0	Yw1 = 0.0		
Xw2 = 1.3	Yw2 = 2.7		
Xw3 = 8.0	Yw3 = 2.7		
Xw4 = 10.0	Yw4 = 2.7		

#### SOIL DATA

##### REINFORCED SOIL:

Internal angle of friction, $\phi$	28.00°	
Cohesion, c	12.00 [kPa]	
Moist unit weight, $\gamma$	17.00 [kN/m <sup>3</sup> ]	

##### BACKFILL SOIL:

Internal angle of friction, $\phi$	28.00°	
Cohesion, c	12.00 [kPa]	
Moist unit weight, $\gamma$	17.00 [kN/m <sup>3</sup> ]	

##### FOUNDATION SOIL:

Internal angle of friction, $\phi$	30.00°	
Cohesion, c	0.00 [kPa]	
Moist unit weight, $\gamma$	18.00 [kN/m <sup>3</sup> ]	

#### GENERAL DATA

Assumed angle of interwedge force (direct sliding analysis), $\delta$	20.00°
Pullout interaction coefficient (reinforced soil), $C_i$	0.80
Pullout interaction coefficient (foundation soil), $C_i$	0.80

*Elaborato: Relazione di calcolo opere stradali*



Direct sliding coefficient (along reinforced soil), Cds 0.87  
 Direct sliding coefficient (along foundation soil), Cds 0.87  
 Minimum required length at each elevation was specified.

**SEISMIC PARAMETERS**

Horizontal seismic coefficient, Kh 0.02  
 Vertical seismic coefficient, Kv 0.01  
 Kh and Kv ARE NOT be applied to the reinforced mass and surcharge in direct sliding analysis.

**FOUNDATION EFFECTS**

Slip surfaces in tieback and compound analyses are allowed to penetrate the foundation soil.  
 Bishop's deepseated analysis was invoked and circles penetrate the foundation to a maximum depth of 12.00[m].

**GEOSYNTHETIC DESIGN PARAMETERS**

Geogrid Designation	T-ult	F-m21	F-m22	F-creep	F-n	F-m11	F-m12
[kN/m].							
	40.00	1.05	1.00	0.69	1.00	1.00	1.10

**GENERAL SAFETY FACTORS**

Factor of safety on soil weight, Ffs 1.00  
 Factor of safety on soil strength, Fms(friction) 1.25  
 Factor of safety on soil strength, Fms(cohesion) 1.25  
 Factor of safety on pullout resistance, Fp 1.30  
 Factor of safety on sliding across reinforced surface, Fs 2.40  
 Factor of safety on external load, Fq 1.00

**SUMMARY OF TIEBACK AND COMPOUND RESULTS**

#	Elevation [m]	Length [m]	Mode of Failure	Strength Required, Ultimate, Long-term			Actual	Status
				Tr [kN/m]	T-ult (design) [kN/m]	T-ltds Overall Fs [kN/m]		
1	0.10	4.48	Compound	23.90	40.00	23.90	> 1.00	OK
2	0.70	3.74	Tieback	0.00	40.00	23.90	238961033781.70	OK
3	1.30	2.99	Tieback	0.00	40.00	23.90	238961033781.70	OK
4	1.90	2.24	Tieback	0.00	40.00	23.90	238961033781.70	OK
5	2.50	1.49	Tieback	0.00	40.00	23.90	238961033781.70	OK
6	3.10	0.75	Tieback	0.00	40.00	23.90	238961033781.70	OK

**DETAILED RESULTS OF TIEBACK AND COMPOUND ANALYSES**

#	Elevation [m]	Total Length [m]	Embedded Length to Resist Pullout, Le [m]	Length to Slip surface, [m]	Strength for:		Tieback (required) T-tieback [kN/m]	Controlling Mode of Failure
					Compound Stability (available) T-compound [kN/m]	Compound Stability (required) [kN/m]		
1	0.10	2.26	1.66	0.60	23.90	5.32	Compound	
2	0.70	0.00	0.00	0.00	23.90	0.00	Tieback	
3	1.30	0.00	0.00	0.00	23.90	0.00	Tieback	
4	1.90	0.00	0.00	0.00	23.90	0.00	Tieback	
5	2.50	0.00	0.00	0.00	23.90	0.00	Tieback	
6	3.10	0.00	0.00	0.00	23.90	0.00	Tieback	

**RESULTS OF DIRECT SLIDING AND DEEPSEATED ANALYSES**



#### DIRECT SLIDING

Required length of bottom layer to produce the specified  $F_s$  sliding along reinforced surface = 2.40 is 4.48 m.  
Maximum length based on compound and tieback analyses to insure  
 $F_n$ -ramification and  $F_p$ -pullout = 1.30, is 2.26 m.

#### DEEPSEATED

Deepseated factor of safety,  $F_s$ -deepseated, based on Bishop's analysis, is 1.11.  
The critical circle is forced to pass outside the reinforced zone defined by the bottom geosynthetic layer; its maximum potential depth is restricted to 12.00 m.  
The critical circle is at:  $X_c = 0.78$ ,  $Y_c = 3.70$ , Radius = 5.26 meters.  
In case the crest elevation is above H, Slope assumes a tension crack between the crest and H.  
NOTES: (1) To obtain satisfactory  $F_s$ -deepseated, re-run Slope with a larger specified value of  $F_s$ -direct sliding. This will force deeper circles that should yield larger deepseated safety factor.

#### TIEBACK & COMPOUND

Tieback/compound slip surfaces are not restricted from penetrating the foundation soil.





## 6. VERIFICA DELL'EROSIONE

Per il progetto in esame è stata condotta anche la verifica dell'erosione dell'alveo, considerando il rivestimento previsto e nelle condizioni idrauliche più sfavorevoli.

### 6.1. Metodologia di calcolo utilizzata

Il calcolo della resistenza all'erosione nelle sezioni dell'alveo del Torrente affluente Sauro, è stato eseguito determinando gli sforzi tangenziali prodotti dalla corrente e controllando se il materiale che costituisce il letto e le sponde dell'alveo può resistere senza subire danni permanenti.

Con tale sistema è stato possibile verificare la resistenza delle sponde dell'alveo al passaggio della piena duecentennale e quindi se il piede del rilevato stradale sia in grado di resistere ai fenomeni di scalzamento generati dall'azione erosiva della corrente.

Il metodo utilizzato, che è quello maggiormente impiegato e noto in letteratura, è il "*metodo delle tensioni di trascinamento*" (*Metodo di Shields*).

Si può applicare a qualsiasi tipo di materiale, tuttavia è necessario che il materiale utilizzato abbia una resistenza agli sforzi tangenziali nota. I valori di resistenza agli sforzi tangenziali dei tipi più comuni di letto e di materiale da protezione sono disponibili in letteratura (sono noti i valori di resistenza agli sforzi tangenziali e la scabrezza dei materiali).

Ai fini della valutazione degli effetti antiersivi è necessario che lo sforzo tangenziale effettivo prodotto dalla corrente in ciascun punto della sezione sia minore dello sforzo tangenziale massimo agente sulla superficie del canale.

Il metodo delle tensioni di trascinamento asserisce che se lo sforzo tangenziale effettivo è maggiore dello sforzo tangenziale massimo tollerabile dalla superficie avviene un trasporto dinamico delle sostanze colloidali e successivamente del materiale più grossolano. L'erosione crea instabilità su un tratto di argine e successivamente progredisce interessando aree più estese.

Gli sforzi tangenziali effettivi vengono calcolati utilizzando i criteri idraulici convenzionali. Gli sforzi tangenziali massimi tollerabili dipendono dal tipo di protezione e dalla loro resistenza alla corrente.

La formula per calcolare la tensione tangenziale massima al fondo  $\tau_b$  fa riferimento al raggio idraulico, attraverso la seguente:



$$\tau_b = \gamma_w R$$

in cui  $\gamma_w$  è il peso specifico dell'acqua e  $R$  è il raggio idraulico.

Per i corsi d'acqua naturali ed i canali sufficientemente lunghi il raggio idraulico  $R$  risulta pressoché coincidente con il tirante d'acqua; la formula diviene quindi, per un punto posizionato sul fondo:

$$\tau_b = \gamma_w * y_i * i$$

nella quale  $y_i$  è il livello dell'acqua nel punto considerato e  $i$  è la pendenza dell'alveo.

Se il punto è situato su una sponda lungo un'asta fluviale planimetricamente rettilinea, la tensione tangenziale massima è ridotta di un coefficiente pari a  $k_2=0,75$ ; diversamente, se l'asta è in curva si ha un aumento della tensione tangenziale sulla sponda concava (esterna), di cui si tiene conto attraverso un coefficiente  $k_1$ , funzione del rapporto tra il raggio di curvatura e la larghezza del pelo libero dell'acqua.

Ne consegue che lo sforzo tangenziale effettivo agente su ogni punto della superficie del canale viene calcolato usando la seguente formula:

$$\tau_b = k_1 * k_2 * \gamma_w * y_i * i$$

dove  $k_1$  è il coefficiente di curvatura: parametro tabellato (cfr. Tabella seguente),  $k_2$  il coefficiente angolare: 1 per punti situati su superfici orizzontali, 0,75 per superfici inclinate,  $\gamma_w$  il peso specifico dell'acqua,  $y_i$  il livello dell'acqua nel punto considerato e  $i$  la pendenza dell'alveo.

Nel coefficiente  $k_1$  viene considerato un incremento di sforzo tangenziale sulla sponda esterna di un tratto in curva come conseguenza dell'accelerazione centrifuga. I valori del coefficiente  $k_1$  sono riportati nella letteratura e dipendono dalla curvatura e dalla larghezza del corso d'acqua:

Raggio di curvatura / Larghezza W.S.	$k_1$ (coefficiente di curvatura)
8.0	1.2
6.0	1.4
4.5	1.6
3.2	1.8
2.0	2.0

**Tabella 6.1: Valori del coefficiente di curvatura**

### **6.1.1. Coefficiente di curvatura**

Poiché il valore dello sforzo di taglio effettivo varia in funzione dell'altezza del livello dell'acqua,

*Elaborato: **Relazione di calcolo opere stradali***



nel punto di rilevamento  $y_i$  si calcolerà il valore per ciascun segmento della sezione nel suo punto più basso.

Il calcolo è stato effettuato con il software MACRA2 2015, creato per eseguire analisi di corsi d'acqua, nell'ipotesi di moto uniforme, nel caso in cui vengano impiegati rivestimenti protettivi.

Il software permette di controllare una generica sezione trasversale a portata costante, verificando se la scabrezza e le forze di trazione agenti su ciascun segmento di sezione dell'argine e del fondo del fiume sono maggiori degli sforzi tangenziali effettivi generati dalla corrente. Quando si verifica questa condizione ci troviamo in una situazione di stabilità. Le analisi del flusso possono essere eseguite ipotizzando contemporaneamente portate e pendenze differenti.

### **6.1.2. Tensioni resistenti e loro verifica**

Per quanto riguarda la resistenza al trascinamento si definisce tensione massima di trascinamento  $\tau_c$  la massima forza a partire dalla quale il materiale al fondo comincia a muoversi.

Per i materiali non coesivi la formula generalmente utilizzata è la seguente:

$$\tau_c = 80 d_{75}$$

dove  $d_{75}$  è il diametro del vaglio che consente il passaggio del 75% del materiale d'alveo (cm).

Affinché la verifica sia soddisfatta deve risultare, per un punto sul fondo:

$$\tau_b \leq \tau_c \quad (\text{al fondo})$$

A sua volta per il materiale non coesivo non situato su un fondo orizzontale, occorre tenere conto della riduzione della tensione massima di trascinamento (dovuta all'effetto della pendenza della sponda) mediante un coefficiente correttivo e la tensione così modificata va confrontata con la massima tensione agente:

$$\tau_b \leq \tau_s \quad (\text{sulla sponda})$$

dove

$$\tau_s = \tau_c \sqrt{1 - \frac{\sin^2 \vartheta}{\sin^2 \varphi}}$$



in cui  $\varphi$  è l'angolo di attrito interno del materiale (non coesivo) che costituisce la sponda e  $\vartheta$  è l'angolo di inclinazione della sponda sull'orizzontale.

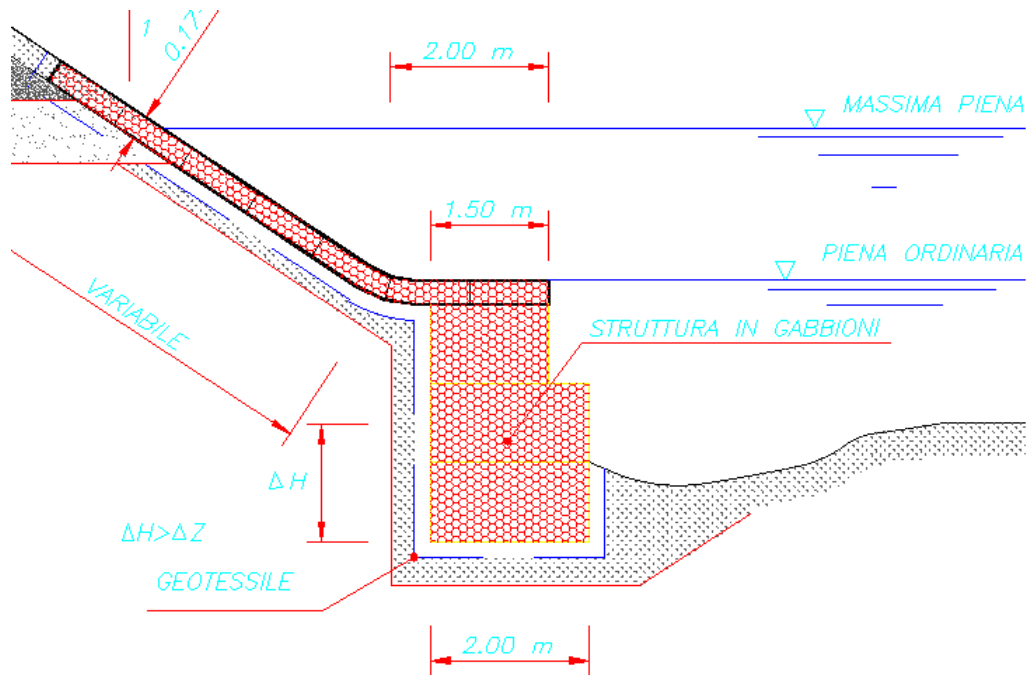
Per evitare che il termine sotto radice diventi negativo, occorre che il materiale che costituisce la sponda abbia un angolo di attrito interno superiore all'inclinazione della sponda.

## 6.2. Risultati delle verifiche

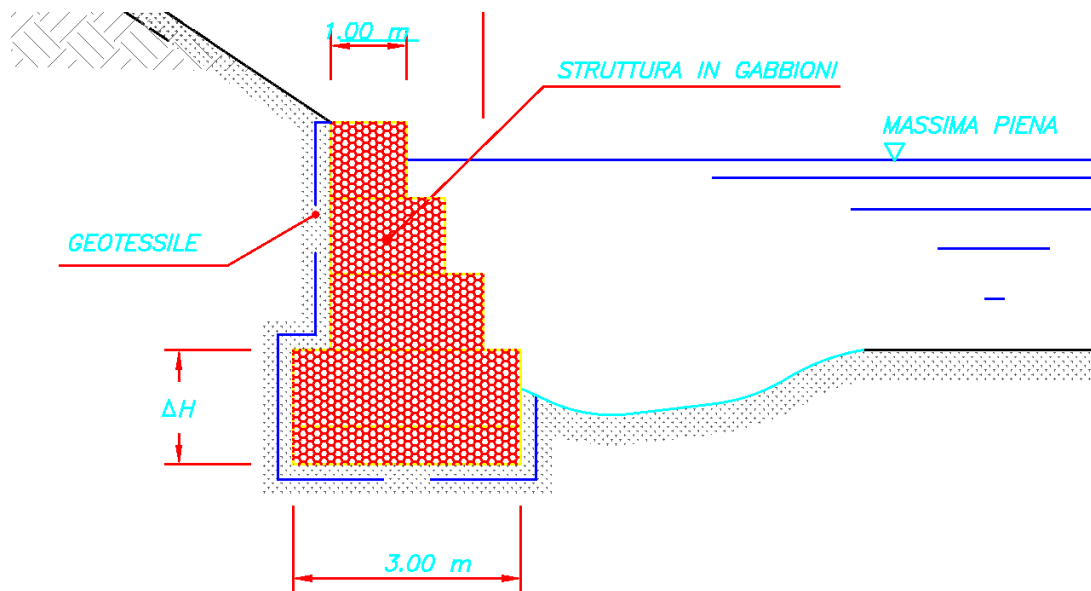
La verifica all'erosione è stata eseguita per le sezioni dell'alveo più gravose del Torrente affluente Sauro nello "stato di progetto", quindi sulla base delle **opere di rivestimento previste in progetto, costituite da Materassi Reno a protezione della sponda.**

Le informazioni relative alle caratteristiche dei materiali di progetto costituenti le sponde e l'alveo sono state ricavate dai dati indicativi presenti nel software, corrispondenti a quelli suggeriti in letteratura, mentre quelli del terreno non rivestito sono stati desunti dalla caratterizzazione geologica eseguita con le indagini in sito.

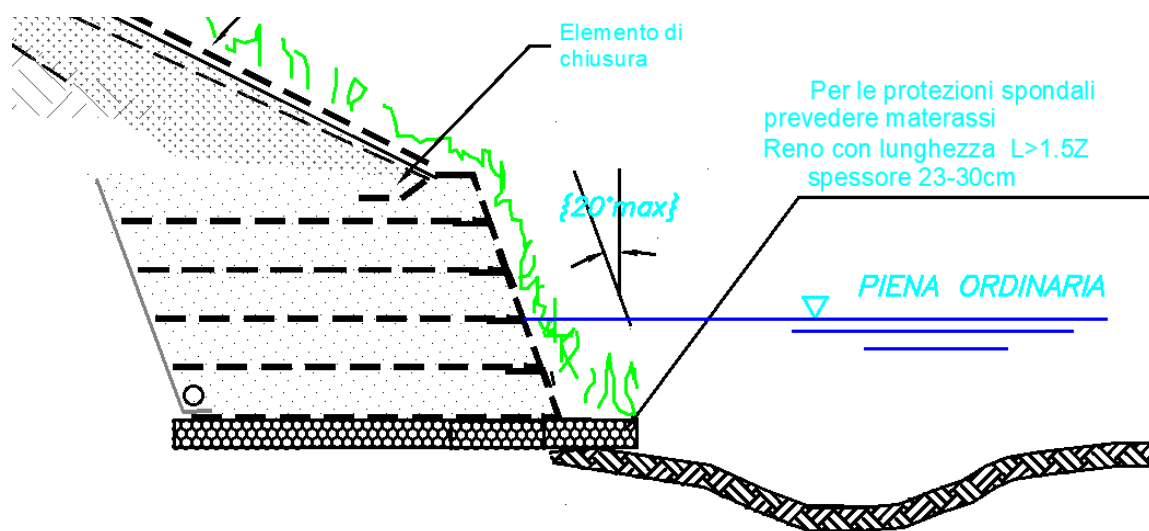
Sono state considerate le seguenti ipotesi di calcolo, desunte tra le sezioni di progetto nelle condizioni più sfavorevoli (cfr. immagini seguenti):



**Figura 6-1: Sistema di protezione spondale: gabbionate e materassi reno**



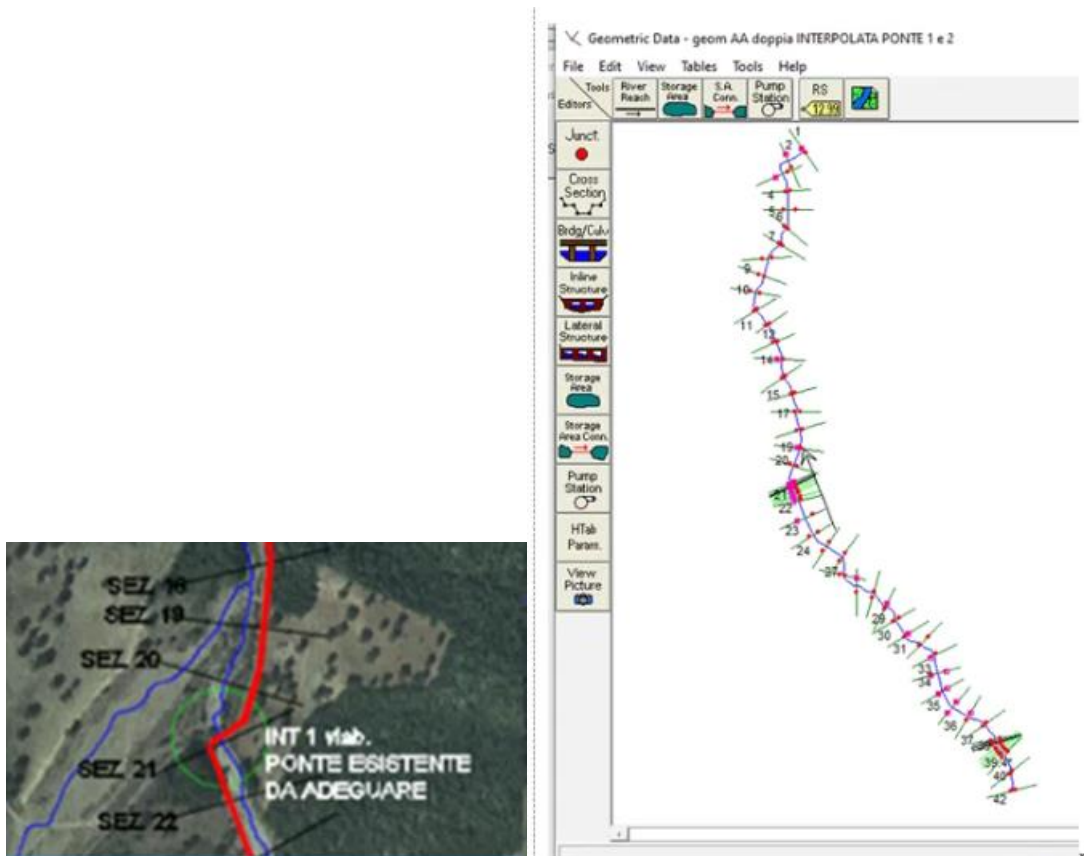
**Figura 6-2: Sistema di protezione spondale: gabbionate**



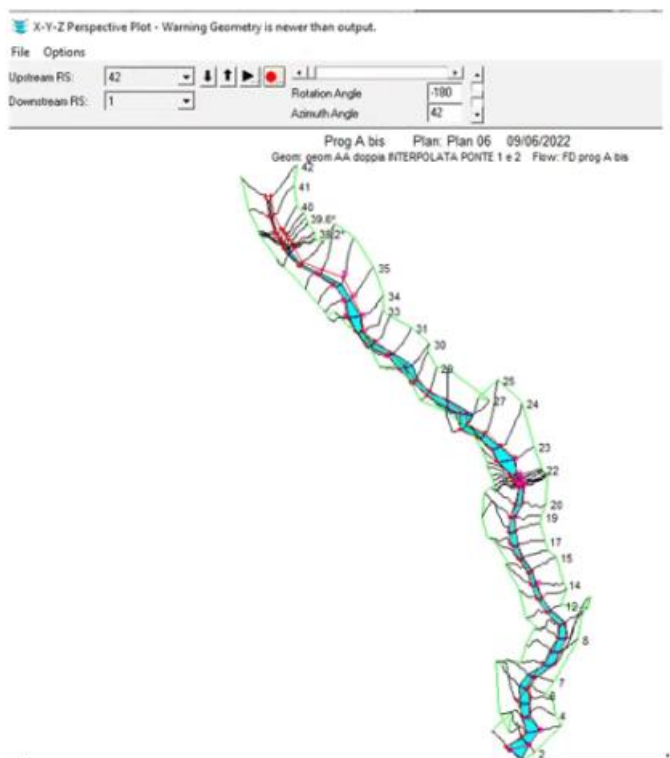
**Figura 6-3: Sistema di protezione spondale: terre rinforzate con protezione di antierosivo**

I calcoli sono stati condotti considerando la situazione più sfavorevole, consistente nel tratto del torrente affluente Sauro a monte del ponte da ricostruire, ove ha inizio l'intervento di realizzazione della nuova strada.

In particolare, dai risultati ottenuti nello Studio di Compatibilità Idrologica ed Idraulica, al quale si rimanda per i dettagli, sono stati desunti i seguenti dati:



**Figura 6-4: Ortofoto e schema geometrico dell'alveo**



**Figura 6-5: rappresentazione tridimensionale dell'alveo**

Nel seguito sono riportati i risultati della modellazione idraulica.





Profile Output Table - Standard Table 1

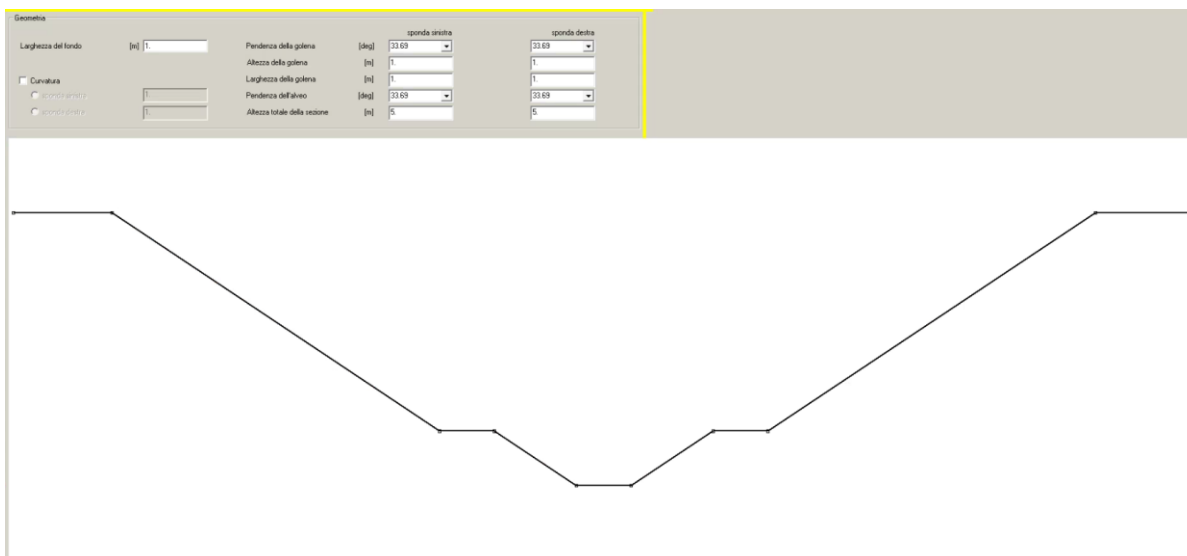
File Options Std. Tables Locations Help

Reach	River Sta	Profile	Q Total (m3/s)	Min Ch El (m)	W.S. Elev (m)	Cut W.S. (m)	E.G. Elev (m)	E.G. Slope (m/m)	Vel Chnl (m/s)	Flow Area (m2)	Top Width (m)	Froude # Chl
AA	42	PF 1	15.35	502.04	502.98	503.29	504.01	0.064005	4.50	3.41	7.33	2.11
AA	41	PF 1	15.35	497.26	498.24	498.57	499.29	0.061717	4.54	3.38	6.93	2.08
AA	40	PF 1	15.35	492.19	493.31	493.69	494.55	0.064215	4.94	3.10	5.58	2.12
AA	39.8°	PF 1	15.35	491.16	492.12	492.51	493.47	0.080415	5.14	2.99	6.17	2.36
AA	39.6°	PF 1	15.35	490.12	490.97	491.33	492.20	0.084363	4.91	3.13	7.32	2.40
AA	39.4°	PF 1	15.35	489.08	489.81	490.11	490.87	0.086311	4.56	3.36	9.04	2.39
AA	39.2°	PF 1	15.35	488.04	488.62	488.87	489.50	0.089083	4.17	3.68	11.70	2.37
AA	39.1			Bridge								
AA	39	PF 1	15.35	487.00	487.45	487.58	487.90	0.042664	2.96	5.18	15.84	1.65
AA	38	PF 1	19.65	484.14	484.92	485.05	485.41	0.027841	3.08	6.37	13.26	1.42
AA	37	PF 1	19.65	481.00	481.39	481.62	482.15	0.074948	3.86	5.09	16.00	2.18
AA	36	PF 1	19.65	478.00	478.30	478.36	478.56	0.031033	2.26	8.70	31.57	1.37
AA	35	PF 1	19.65	474.00	474.31	474.50	474.96	0.081452	3.57	5.50	20.71	2.21
AA	34	PF 1	19.65	470.00	470.24	470.32	470.50	0.043227	2.27	8.67	40.21	1.56
AA	33	PF 1	29.29	466.00	466.70	466.91	467.37	0.040030	3.63	8.06	17.27	1.70
AA	32	PF 1	29.29	462.66	463.17	463.30	463.62	0.061519	2.97	9.86	39.60	1.90
AA	31	PF 1	29.29	459.00	459.57	459.77	460.15	0.035715	3.40	8.81	20.86	1.60
AA	30	PF 1	29.29	455.71	456.15	456.26	456.52	0.066460	2.84	11.02	56.30	1.94
AA	29.5	PF 1	29.29	452.00	452.43	452.54	452.82	0.037943	2.88	10.60	33.37	1.57
AA	29	PF 1	34.58	448.13	448.98	449.20	449.72	0.043657	3.80	9.10	19.50	1.78
AA	28	PF 1	34.58	445.00	445.35	445.35	445.48	0.016603	1.57	22.31	90.02	0.99
AA	27	PF 1	34.58	442.49	443.13	443.24	443.51	0.045555	3.11	13.55	61.39	1.72
AA	26	PF 1	34.58	440.00	440.40	440.50	440.77	0.029919	2.70	12.82	34.65	1.42
AA	25	PF 1	34.58	437.65	438.34	438.42	438.67	0.025899	2.57	13.45	35.08	1.33
AA	24	PF 1	34.58	435.00	435.45	435.62	436.01	0.050730	3.32	10.42	30.68	1.82
AA	23	PF 1	34.58	433.00	433.32	433.35	433.52	0.021766	1.96	17.63	60.63	1.16
AA	22	PF 1	34.58	430.00	430.69	430.89	431.33	0.039199	3.55	9.74	21.31	1.68
AA	21.8°	PF 1	34.58	429.60	430.47	430.54	430.88	0.017903	2.82	12.26	21.04	1.18
AA	21.6°	PF 1	34.58	429.20	430.07	430.19	430.57	0.021652	3.13	11.04	18.63	1.30
AA	21.4°	PF 1	34.58	428.80	430.05	429.85	430.26	0.005759	2.03	17.00	20.21	0.71
AA	21.2°	PF 1	34.58	428.40	430.16	429.50	430.19	0.000606	0.84	50.91	81.94	0.24
AA	21.1			Culvert								

**Figura 6-6: Tabella con i risultati della modellazione idraulica**

La portata di calcolo assunta è pari a 34,58 m3/sec, con pendenza del 2% (condizione che si verifica intorno alla sezione 22 a monte del ponte da ricostruire).

Con tali dati è stata condotta la verifica all'erosione come di seguito indicato



**Figura 6-7: Sezione geometrica (software Macra1)**

Elaborato: **Relazione di calcolo opere stradali**


**Calcolo n. 1**

<b>Pendenza [%]</b>	2.00	<b>Numero di froude</b>	1.57
<b>Portata [m3/s]</b>	34.58	<b>Sezione [m2]</b>	7.37
<b>Livello [m]</b>	1.69	<b>Contorno bagnato [m]</b>	9.10
<b>Velocità media [m/s]</b>	4.69	<b>Raggio idraulico [m]</b>	0.81

**Risultati**

Tratto	Lunghezza [m]	V [m/s]	K	Vb [m/s]	Materiale	V	tau_max [N/m2]	tau_amm [N/m2]	GeoFil
1	7.21	2.05	1.00						
1.1	7.21			2.00	Gabbioni 1.00m	N	103.48	383.97	N
2	1.00	3.68	1.00						
2.1	1.00			2.00	Gabbioni 1.00m	N	135.80	500.00	N
3	1.80	4.67	1.00						
3.1	1.80			2.00	Gabbioni 1.00m	N	252.93	383.97	N
4	1.00	6.67	1.00						
4.1	1.00			2.00	Gabbioni 1.00m	N	331.92	500.00	N
5	1.80	4.67	1.00						
5.1	1.80			2.00	Gabbioni 1.00m	N	252.93	383.97	N
6	1.00	3.68	1.00						
6.1	1.00			2.00	Gabbioni 1.00m	N	135.80	500.00	N
7	7.21	2.05	1.00						
7.1	7.21			2.00	Gabbioni 1.00m	N	103.48	383.97	N

Tratto	Lunghezza [m]	V [m/s]	K	Vb [m/s]	Materiale	V	tau_max [N/m2]	tau_amm [N/m2]	GeoFil
1	7.21	2.11	1.00						
1.1	7.21			1.26	Materassi Reno 0.30m	N	95.45	258.03	N
2	1.00	3.79	1.00						
2.1	1.00			1.26	Materassi Reno 0.30m	N	125.26	336.00	N
3	1.80	4.92	1.00						
3.1	1.80			1.26	Materassi Reno 0.30m	N	244.89	258.03	N
4	1.00	7.10	1.00						
4.1	1.00			1.26	Materassi Reno 0.30m	N	321.38	336.00	N
5	1.80	4.92	1.00						
5.1	1.80			1.26	Materassi Reno 0.30m	N	244.89	258.03	N
6	1.00	3.79	1.00						
6.1	1.00			1.26	Materassi Reno 0.30m	N	125.26	336.00	N
7	7.21	2.11	1.00						
7.1	7.21			1.26	Materassi Reno 0.30m	N	95.45	258.03	N

Tratto	Lunghezza [m]	V [m/s]	K	Vb [m/s]	Materiale	V	tau_max [N/m2]	tau_amm [N/m2]	GeoFil
1	7.21	2.15	1.00						
1.1	7.21			0.96	Materassi Reno 0.15-0.17m	N	98.01	172.02	N
2	1.00	3.85	1.00						
2.1	1.00			0.96	Materassi Reno 0.15-0.17m	N	128.63	224.00	N
3	1.80	4.97	1.00						
3.1	1.80			1.26	Materassi Reno 0.30m+Macmat R6	N	247.46	291.82	N
4	1.00	6.58	1.00						
4.1	1.00			2.00	Gabbioni 1.00m	N	324.75	500.00	N
5	1.80	4.97	1.00						
5.1	1.80			1.26	Materassi Reno 0.30m+Macmat R6	N	247.46	291.82	N
6	1.00	3.85	1.00						
6.1	1.00			0.96	Materassi Reno 0.15-0.17m	N	128.63	224.00	N
7	7.21	2.15	1.00						
7.1	7.21			0.96	Materassi Reno 0.15-0.17m	N	98.01	172.02	N

 Elaborato: **Relazione di calcolo opere stradali**



Come si può notare dai risultati ottenuti, si è riscontrato in ogni caso una  $\tau_{max} < \tau_{amm}$ , pertanto **la verifica è risultata positiva per tutte le sezioni considerate nelle condizioni più sfavorevoli.**