REGIONE LIGURIA

#ItaliaSicura
Presidenza del Consiglio dei Ministri

COMUNE DI GENOVA

# PIANO STRALCIO PER LE AREE METROPOLITANE E LE AREE URBANE CON ALTO LIVELLO DI POPOLAZIONE ESPOSTA AL RISCHIO DI ALLUVIONI

Presidenza del Consiglio dei Ministri

PRESIDENZA DEL CONSIGLIO DEI MINISTRI
COMMISSARIO STRAORDINARIO
delegato per l'attuazione degli interventi inseriti nell'A.d.P. del 16.09.2010 e ss.ii.
(ex art. 10 del D.L. n. 91 del 24.06.2014)

Commissario straordinario
**Dott. Giovanni TOTI**

RESPONSABILE UNICO PROCEDIMENTO
**Ing. Stefano PINASCO**

RESPONSABILE STRUTTURA COMMISSARIALE
**Ing. Luca BERRUTI**

DIRETTORE DEI LAVORI
**Ing. Mario CANGIANO**

PROGETTO ESECUTIVO E DIREZIONE LAVORI

CAPOGRUPPO MANDATARIA:

ROCKSOIL S.p.A.

CONSULENZA E ASSISTENZA TECNICA
nel campo della GEOINGEGNERIA

MANDANTI:

art ambiente risorse territorio

HYDRODATA INGEGNERIA DELLE RISORSE IDRICHE

**Ing. Mario CANGIANO**
**Ing. Paolo GALLO**
**Ing. Francesco DE SANCTIS**
**Dott.ssa Francesca GIOMI**

GRUPPO DI IMPRESE:

COSTRUIRE PER GENOVA

ReseArch · AD Engineering · manelli · AMEC · AICOM

Direttore Tecnico
Ing. Gianni Orlati

PROGETTO COSTRUTTIVO

CAPOGRUPPO MANDATARIA: HYpro srl
MANDANTE: TUNNEL CONSULT
MANDANTE: Progetti e opere

Progettista responsabile integrazioni prestazioni specialistiche
Ing. Vincenzo Secreti

Progettazione scavo meccanizzato
Ing. Moreno Pescara

Progettazione gallerie naturali
Ing. Vincenzo Secreti

Progettazione opere marittime
Ing. Elio Ciralli

Gruppo di progettazione

| | |
|---|---|
| Gallerie naturali, imbocchi e opere di sostegno | Ing. Francesco Conte |
| Strutture | Ing. Antonello Mastropierro |
| Scavo meccanizzato | Ing. Mario Coppola |
| Opere marittime | Ing. Giancarlo Inserra |
| Gestione T&R da scavo | Geol. Carla Leonetti |
| Aspetti ambientali | Ing. Valentina Bonifati |
| Cantierizzazione | Ing. Raffaele Ciardullo |
| Monitoraggio geotecnico | Geol. Giovanni De Fazio |
| Geologia | Geol. Alessandro Grispino |
| Indagini | Geol. Davide Fabbricatore |
| Computi e stime | Ing. Francesco Trovati |

Geologo
Dott. Giuseppe Cerchiaro

ORDINE DEI GEOLOGI REGIONE CALABRIA
DOTT. GEOLOGO GIUSEPPE CERCHIARO
ALBO N° 528

Intervento/Opera

## SECONDO LOTTO DEI LAVORI RELATIVI ALLA REALIZZAZIONE DELLA GALLERIA SCOLMATRICE DEL TORRENTE BISAGNO IN COMUNE DI GENOVA

MIGLIORIA TECNICA OFFERTA IN FASE DI GARA

N° Progr.

Codice elaborato
BIS2M - C - CAN06 - RE01 - 2

Oggetto della tavola

## CANTIERIZZAZIONE
## AREA DI SISTEMAZIONE TEMPORANEA TRS IN VIA ADAMOLI
## SISTEMAZIONE ABBANCAMENTO
## Relazione tecnica e di calcolo

Scala

Data
30/10/2020

| Revisione | Data | Oggetto revisione | Redatto | Verificato | Approvato |
|---|---|---|---|---|---|
| | | | | | |
| | | | | | |
| | | | | | |
| 2 | 23/12/20 | Revisione interna | PAGLIUSO | SECRETI | SECRETI |
| 1 | 30/10/20 | PRIMA EMISSIONE | PAGLIUSO | SECRETI | SECRETI |

I DISEGNI E LE INFORMAZIONI IN ESSI CONTENUTE SONO PROPRIETA' ESCLUSIVA DELLA STRUTTURA COMMISSARIALE E NON POSSONO ESSERE MODIFICATI, RIPRODOTTI, RESI PUBBLICI O UTILIZZATI PER USI DIFFERENTI DA QUELLI PER CUI SONO STATI REDATTI, SALVO AUTORIZZAZIONE SCRITTA.

INDICE

**1 PREMESSA ..... 2**

*1.1 INQUADRAMENTO AREA ..... 2*

*1.2 NORMATIVA DI RIFERIMENTO ..... 3*

**2 RICHIAMI TEORICI ..... 4**

*2.1 CENNI SULLE OPERE IN TERRA RINFORZATA ..... 4*

*2.2 VERIFICHE INTERNE ..... 5*

2.2.1 Verifica di resistenza del rinforzo ..... 5

2.2.2 Verifica a sfilamento del rinforzo (pullout) ..... 6

2.2.3 Verifica a scivolamento del rinforzo (direct sliding) ..... 7

*2.3 VERIFICHE ESTERNE ..... 7*

*2.4 SOFTWARE DI CALCOLO – SLOPE STABILITY ..... 8*

2.4.1 Metodo dei conci ..... 8

2.4.2 Metodo di Morgenstern & Price ..... 9

**3 DIMENSIONAMENTO OPERE IN TERRA RINFORZATA ..... 11**

*3.1 PREMESSA ..... 11*

*3.2 OPERA IN TERRA RINFORZATA (h = 4.50 m) ..... 11*

3.2.1 Generalità ..... 11

3.2.2 Analisi dei carichi ..... 12

3.2.3 Caratteristiche dei rinforzi ..... 12

*3.3 OPERA IN TERRA RINFORZATA (h= 4.90 m) ..... 13*

3.3.1 Generalità ..... 13

3.3.2 Analisi dei carichi ..... 13

3.3.3 Caratteristiche dei rinforzi ..... 13

**4 RISULTATI DI CALCOLO ..... 15**

*4.1 OPERA IN TERRA RINFORZATA (h= 4.50 m) ..... 15*

4.1.1 Risultati verifiche interne ..... 15

4.1.2 Risultati verifiche esterne ..... 16

*4.2 OPERA IN TERRA RINFORZATA (h= 4.90 m) ..... 17*

4.2.1 Risultati verifiche interne ..... 17

4.2.2 Risultati verifiche esterne ..... 18

*4.3 VERIFICHE DI STABILITA' GLOBALE ..... 19*

# 1 PREMESSA

La presente relazione è stata redatta al fine di descrivere il dimensionamento delle opere in terra rinforzata previste per l'abbancamento dello smarino proveniente dalle operazioni di scavo nella cava di Via Adamoli. Tale soluzione progettuale si pone tra le migliorie proposte dal RTI rispetto al PE di gara al fine di ottimizzare e rimodulare le modalità organizzative di cantiere superando le criticità emerse sul territorio. Nei paragrafi successivi saranno approfonditamente descritte le scelte progettuali adottate nonché le procedure di verifica impiegate ed i rispettivi risultati.

## 1.1 INQUADRAMENTO AREA

La cava situata in Via Adamoli è stata individuata, nell'ambito delle soluzioni proposte dal RTI al fine di annullare totalmente gli impatti e le interferenze con l'area urbana, come area per l'abbancamento e lo stoccaggio temporaneo dello smarino proveniente dalle operazioni di scavo con TBM e da quello in tradizionale del tratto a monte. L'utilizzo della cava, collocata a soli 2 km dal cantiere "ex Canile", consentirà di ridurre drasticamente le criticità connesse con gli accessi del suddetto cantiere, limitando il trasporto via terra in ingresso ed in uscita.

La cava consentirà il deposito di 360000 $m^3$ così suddiviso:

- Nella prima fase di realizzazione dello scavo della galleria di servizio in tradizionale e del camerone di montaggio della TBM consentirà il deposito e la lavorazione dell'inerte prodotto per il riutilizzo come calcestruzzo per un quantitativo pari a 41950 $m^3$;
- Nella seconda fase, in cui entreranno in funzione gli impianti di betonaggio e di lavaggio, frantumazione e vagliatura dello smarino, la cava consentirà il deposito del materiale da destinare al ripascimento delle spiagge Sturla e Foce Bisagno;

L'inerte destinato al ripascimento sarà trasportato allo sbocco a mare attraverso un nastro trasportatore installato all'interno della galleria scolmatrice, una volta ultimato lo scavo di quest'ultima, senza produrre alcun tipo di interferenza con la viabilità ordinaria.

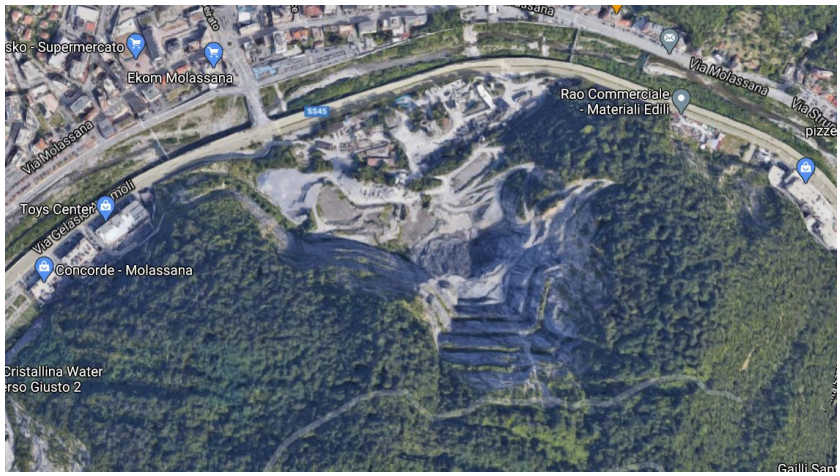



Figura 1.1 – Vista dall'alto della cava in esame

## 1.2 NORMATIVA DI RIFERIMENTO

Per lo svolgimento delle analisi si è fatto riferimento alla seguenti norme:

- Norme tecniche per le costruzioni (D.M. 14 Gennaio 2008);
- Circolare LL.PP. n°617 del 02/02/2009 - "Istruzioni per l'applicazione delle Norme tecniche per le costruzioni di cui al D.M. 14 Gennaio 2008";

# 2 RICHIAMI TEORICI

## 2.1 CENNI SULLE OPERE IN TERRA RINFORZATA

Le opere di sostegno in terra rinforzata combinano la resistenza di due differenti materiali, il terreno ed il geosintetico di rinforzo, in modo da migliorare sinergicamente le caratteristiche globali dell'insieme. La presenza del geosintetico di rinforzo conferisce al terreno le caratteristiche di resistenza a trazione di cui è naturalmente sprovvisto.

Generalmente, gli elementi che costituiscono un'opera in terra rinforzata sono:

- Rilevato strutturale
- Rinforzo
- Paramento

Si riporta di seguito uno schema illustrativo:

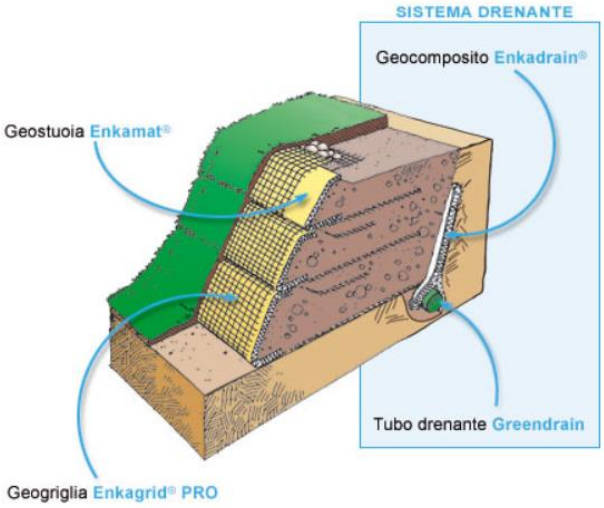



Figura 2.1 – Schema illustrativo tipo di una terra rinforzata

La realizzazione di un opera in terra rinforzata consta delle seguenti fasi:

1. **Preparazione del piano di fondazione**: è importante che sia predisposto adeguatamente per il carico previsto al fine di evitare eccessivi assestamenti del manufatto e possibili deformazioni della geometria dell'opera;
2. **Montaggio del sistema**: una volta posizionati ed allineati i casseri metallici, collegandoli tra loro, si procede col posizionamento delle geogriglie adagiandole sul piano di fondazione;
3. **Stesa e compattazione del materiale di riempimento**: il materiale di riempimento previsto viene steso sulle geogriglie e successivamente compattato fino ad ottenere una costipazione non inferiore al 95%;
4. **Risvolto della geogriglia:** completato il riempimento, viene risvoltata la porzione di geogriglia precedentemente lasciata esterna al cassero;

5. **Ripetizione delle precedenti operazioni di montaggio fino al raggiungimento della quota di progetto**

Le opere in terra rinforzata, in ottemperanza alle prescrizioni normative di riferimento, sono catalogate come opere di sostegno. Nello specifico, rientrano nella definizione di "strutture miste" (par. 6.5 NTC '08). Il corretto dimensionamento di un opera in terra rinforzata passa per l'esecuzione di verifiche di natura interna ed esterna. Suddette verifiche sono riportate nei paragrafi successivi.

## 2.2 VERIFICHE INTERNE

Le verifiche interne sono atte ad analizzare i potenziali meccanismi di collasso che coinvolgono parzialmente od integralmente l'interazione fra il rilevato strutturale e gli elementi di rinforzo. La finalità è quella di determinare le caratteristiche dei rinforzi, in termini di spaziatura, lunghezza di ancoraggio e di resistenza richiesta, affinché il complesso terreno-rinforzo risulti stabile.

Le verifiche interne da eseguire sono di seguito elencate:

- Verifica di resistenza del rinforzo;
- Verifica a sfilamento del rinforzo (pullout);
- Verifica a scivolamento del rinforzo (direct sliding);

### *2.2.1 Verifica di resistenza del rinforzo*

Nell'ipotesi che l'intera spinta sia equilibrata dai rinforzi, si ipotizza un numero di rinforzi nel rispetto della seguente condizione:

$$\frac{S_v}{n} \leq T_{all}$$

dove $S_v$ è la spaziatura verticale dei rinforzi, $n$ è il numero dei rinforzi e $T_{all}$ è la resistenza ammissibile del rinforzo. Quest'ultimo parametro, in accordo all'approccio di calcolo adottato dal GRI (Geosynthetic Research Institute), viene determinato attraverso la seguente espressione:

$$T_{all} = \frac{T_{ult}}{RF_D\ RF_{ID}\ RF_{CR}}$$

in cui $T_{ult}$ (kN/m) è la resistenza nominale del rinforzo, $RF_D$ è un coefficiente riduttivo che tiene conto della durabilità del materiale, $RF_{ID}$ è un coefficiente riduttivo che tiene conto del danno in fase di installazione e $RF_{CR}$ è un coefficiente riduttivo che tiene conto del creep.

La spinta agente sull'i-esimo rinforzo a profondità $z_i$ è calcolata come:

$$T_{zi} = \gamma k_a z_i S_v$$

dove $\gamma$ è il peso per unità di volume del terreno. La spinta agente ha una distribuzione lineare con la profondità pertanto, gli sforzi agenti sui rinforzi posti alla base del rilevato strutturale risulteranno maggiori.

Per ciascun rinforzo si dovrà verificare che:

$$\frac{T_{allow}}{T_{zi}} \geq FS_{rottura}$$

### 2.2.2 *Verifica a sfilamento del rinforzo (pullout)*

Affinché si verifichi l'attivazione della resistenza ammissibile del rinforzo per stabilizzare l'opera è necessario che il rinforzo sia in grado di interagire con il terreno e potergli trasferire la resistenza a trazione richiesta. In funzione della lunghezza di ancoraggio del rinforzo, per effetto della spinta generata dalle sollecitazioni a monte del tratto rinforzato, si sviluppa nel rinforzo una reazione opposta al movimento verso l'esterno del sistema, detta resistenza allo sfilamento.

Tale resistenza, per rinforzi a fogli, si valuta come:

$$T_{pullout} = 2 * [L_e f_b tan\varphi']\bar{\sigma}'_v$$

dove $L_e$ è la lunghezza di ancoraggio del rinforzo all'interno della parte stabile del pendio, $\bar{\sigma}'_v$ sono le tensioni medie normali applicate (kPa) applicate sulla parte di rinforzo ancorato nella zona resistente alla quota $z_i$ ed $f_b$ è il coefficiente di pullout. Quest'ultimo parametro è definito come segue:

$$f_b = \alpha_s \left(\frac{tan\delta}{tan\varphi}\right) + \left(\frac{\alpha_b B}{S}\right) * \left(\frac{\sigma'_b}{\sigma'_n}\right) * \frac{1}{2 * tan\varphi}$$

dove

$\alpha_s$: frazione solida della superficie della geogriglia;

$\alpha_b$: quota parte della larghezza della geogriglia capace di mobilitare resistenza passiva;

$S$: distanza tra gli elementi trasversali capaci di mobilitare resistenza passiva;

$B$: spessore degli elementi trasversali;

$\sigma'_b$: pressione limite passiva lungo la direzione di sfilamento;

$\delta$: angolo di attrito tra la parte solida della geogriglia e terreno;

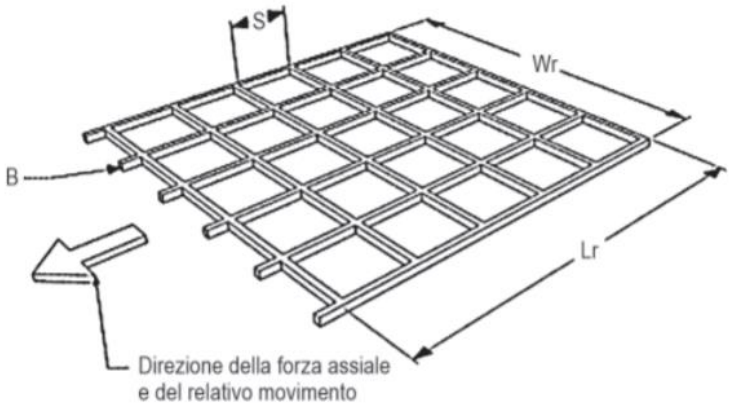



Figura 2.2 – Rappresentazione schematica della geometria di una geogriglia

Per geogriglia a maglia chiusa si assume:

$$f_b = \frac{tan\delta}{tan\varphi}$$

Per ciascun rinforzo dovrà essere verificato che:

$$\frac{T_{pullout}}{T_{zi}} \geq FS_{pullout}$$

### 2.2.3 *Verifica a scivolamento del rinforzo (direct sliding)*

La verifica allo scorrimento è atta a valutare il possibile innesco di moti traslativi della struttura rinforzata in corrispondenza di ciascun piano su cui è installato il rinforzo. La resistenza che si genera all'interfaccia e che si oppone al moto traslativo della struttura, è pari a:

$$T_{ds} = \tau_{ds} L$$

dove $\tau_{ds}$ è la resistenza a taglio al contatto terreno-rinforzo e può essere valutata come:

$$\tau_{ds} = \bar{\sigma}'_v f_{ds} tan\varphi'$$

Il coefficiente di scorrimento $f_{ds}$ tiene conto dei fenomeni di interazione terreno-rinforzo, pertanto la sua espressione è espressione del tipo di rinforzo adottato.

$$f_{ds} = 1 - \alpha_s (1 - \frac{tan\delta}{tan\varphi})$$

Dove $\delta$ è l'angolo di attrito tra la parte solida della geogriglia ed il terreno mentre $\alpha_s$ è la frazione solida della superficie della geogriglia.
Per ciascun rinforzo dovrà essere verificato che:

$$\frac{T_{ds}}{T_{zi}} \geq FS_{ds}$$

## 2.3 VERIFICHE ESTERNE

In accordo alle prescrizioni normative di riferimento, le verifiche di stabilità esterne sono quelle tipiche previste per determinare la stabilità delle tradizionali opere di sostegno a gravità. Le verifiche esterne da eseguire sono di seguito elencate:

- Verifica di stabilità del complesso opera-terreno;
- Verifica di scorrimento sul piano di posa;
- Verifica a ribaltamento;
- Verifica a collasso per carico limite dell'insieme terreno-fondazione;

## 2.4 SOFTWARE DI CALCOLO – SLOPE STABILITY

SLOPE è un software per l'analisi della stabilità dei pendii in terreni sciolti o rocciosi con i metodi tradizionali della geotecnica (Equilibrio limite). Il metodo dell'equilibrio limite consiste nello studiare l'equilibrio della massa di terreno, assunto con comportamento rigido perfettamente plastico, compresa tra il piano campagna e la potenziale superficie di scorrimento di forma qualsiasi (linea retta, arco di cerchio, spirale logaritmica, ecc.). Da tale equilibrio vengono calcolate le tensioni da taglio mobilitate (τ). Suddetto metodo è finalizzato alla determinazione del coefficiente di sicurezza FS inteso come il rapporto fra la resistenza al taglio disponibile (τf), valutata secondo il criterio di rottura di Coulomb, e lo sforzo di taglio mobilitato. Tale coefficiente fornisce un'indicazione sulla stabilità del pendio in esame e viene assunto costante lungo tutta la superficie di scorrimento (effettiva o potenziale).
Tra i metodi dell'equilibrio limite, alcuni considerano l'equilibrio globale del corpo rigido (Culman), mentre altri, a causa della non omogeneità, dividono il corpo in conci considerando l'equilibrio di ciascun concio (Fellenius, Bishop, Janbu ecc.).

### *2.4.1 Metodo dei conci*

La massa interessata dallo scivolamento viene suddivisa in un numero conveniente di conci (Figura 2-1). Se il numero dei conci è pari a **n**, il problema presenta le seguenti incognite:

- **n**: valori delle forze normali Ni agenti sulla base di ciascun concio;
- **n**: valori delle forze di taglio alla base del concio Ti;
- **(n-1)**: forze normali Ei agenti sull'interfaccia dei conci;
- **(n-1)**: forze tangenziali Xi agenti sull'interfaccia dei conci;
- **n**: valori della coordinata "a" che individua il punto di applicazione delle Ei;
- **(n-1)**: valori della coordinata che individua il punto di applicazione delle Xi;
- **1**: incognita costituita dal fattore di sicurezza FS;

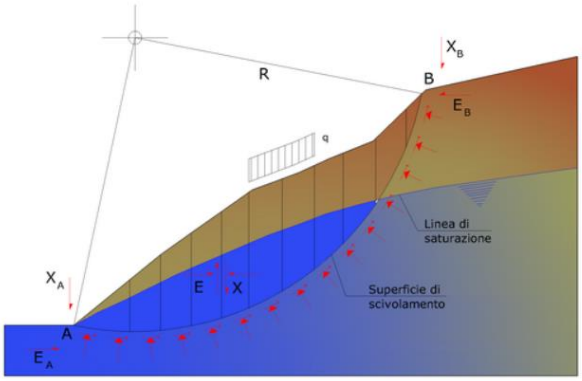



Figura 2.3 – Rappresentazione di una sezione di calcolo tipo in un pendio.

Nel complesso le incognite risultano essere pari a **(6n – 2)**.

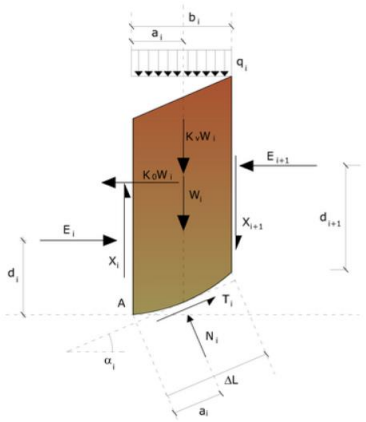



Figura 2.4 – Azioni sull'i-esimo concio

Le equazioni a disposizione sono:

- Equazioni di equilibrio dei momenti: **n**;
- Equazioni di equilibrio alla traslazione verticale: **n**;
- Equazioni di equilibrio alla traslazione orizzontale: **n**;
- Equazioni relative al criterio di rottura: **n**;

Il numero totale di equazioni è pari a: **4n**

Il problema risulta, pertanto, staticamente indeterminato ed il grado di indeterminazione è pari a:

$$i = (6n-2) - (4n) = 2n-2$$

Il grado di indeterminazione si riduce ulteriormente a **(n-2)** in seguito all'assunzione che Ni sia applicato nel punto medio della striscia i-esima; ciò equivale ad ipotizzare che le tensioni normali totali siano uniformemente distribuite (Figura 2-4).

La differenza sostanziale tra i vari metodi per l'analisi di stabilità dei pendii, reperibili in letteratura, consiste proprio nelle semplificazioni adottate al fine di superare il problema dell'indeterminatezza statica.

### *2.4.2 Metodo di Morgenstern & Price*

Si definisce una relazione tra le componenti delle forze di interfaccia del tipo:

$$X_i = \lambda\, f(x)\, E_i$$

dove λ è un fattore di scala mentre f(x) è una funzione scalare arbitraria.

La particolarità del metodo è che la massa di terreno in esame viene suddivisa in strisce infinitesime alle quali vengono imposte le equazioni di equilibrio alla traslazione orizzontale, alla traslazione verticale e di rottura sulla base delle strisce stesse. Si perviene ad una prima equazione differenziale che lega le forze d'interfaccia incognite Ei, Xi, il coefficiente di sicurezza FS, il peso della striscia infinitesima dWi e la risultante delle pressioni neutra alla base dUi (Figura 2-5).

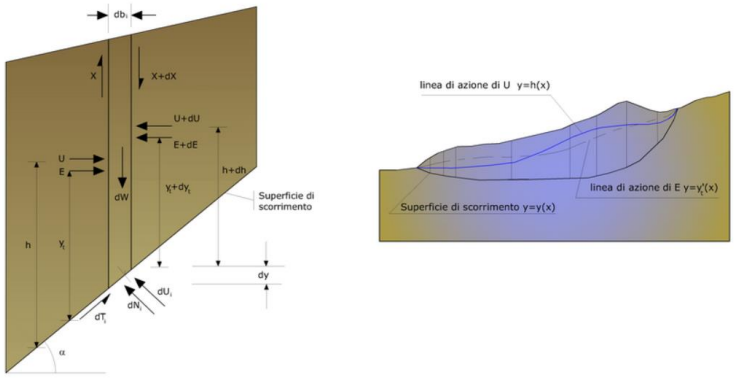



Figura 2.5 – Azioni sull'i-esimo concio secondo le ipotesi del metodo e rappresentazione d'insieme dell'ammasso

Si ottiene la cosiddetta "equazione delle forze":

$$c'sec^2\frac{\alpha}{F_s}+tg\varphi'\left(\frac{dW}{dx}-\frac{dX}{dx}-tg\alpha\frac{dE}{dx}-sec\alpha\frac{dU}{dx}\right)=\frac{dE}{dx}-tg\alpha\left(\frac{dX}{dx}-\frac{dW}{dx}\right)$$

Una seconda equazione, detta "equazione dei momenti", viene ottenuta imponendo la condizione di equilibrio alla rotazione rispetto alla mezzeria della base:

$$X=\frac{d(E_\gamma)}{dx}-\gamma\frac{dE}{dx}$$

Le due equazioni vengono estese per integrazione a tutta la massa interessata dallo scivolamento.

Il metodo di calcolo soddisfa tutte le equazioni di equilibrio ed è applicabile a superfici di qualsiasi forma, ma implica necessariamente l'uso di un calcolatore.

# 3 DIMENSIONAMENTO OPERE IN TERRA RINFORZATA

## 3.1 PREMESSA

L'intervento prevede la rimodellazione morfologica della cava situata in via Adamoli mediante l'abbancamento del materiale proveniente dalle attività di scavo con TBM ed in tradizionale mediante opere in terra rinforzata. I calcoli sono stati condotti con riferimento alla sezione trasversale B, individuata come sezione rappresentativa, unicamente in condizioni statiche. Le terre rinforzate, distribuite su quattro livelli differenti, sono caratterizzate da banche di larghezza pari a 3.50 m ed altezza pari a 4.50 m ad eccezione della terra rinforzata prevista in sommità, di altezza maggiore e pari a 4.90 m. L'inclinazione del paramento è pari a 72° per tutte le terre rinforzate previste.

Il progetto delle opere in terra rinforzata è stato eseguito con il software di calcolo Slope, a marchio GEOSTRU.

## 3.2 OPERA IN TERRA RINFORZATA (H = 4.50 M)

### *3.2.1 Generalità*

In primo luogo è stata definita la geometria dell'opera in terra rinforzata. L'opera è caratterizzata da altezza pari a 4.50 m, da banca di larghezza pari a 3.50 m e da un inclinazione del paramento pari a 72°.

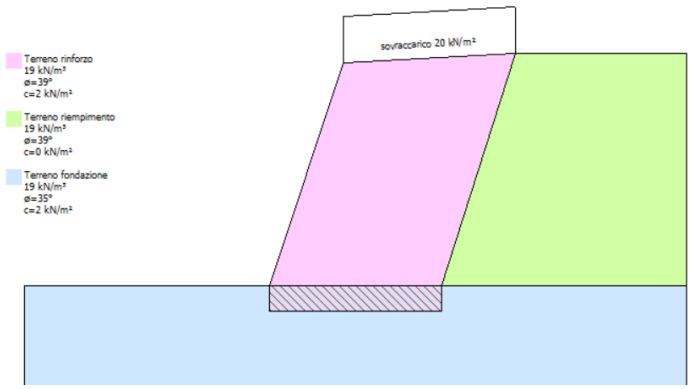



Figura 3.2 – Modello di calcolo

Il software prevede l'assegnazione di tre materiali differenti, così articolati:

- Materiale di riporto: consiste nel materiale di riempimento previsto;
- Materiale di riempimento: consiste nel materiale a tergo dell'opera;
- Materiale della fondazione: consiste nel terreno di fondazione;

I valori assegnati per ogni tipo di terreno sono di seguito riportati:

| Terreno | γ (kN/m³) | $\gamma_{sat}$ (kN/m³) | c' (kPa) | φ' (°) |
|---|---|---|---|---|
| Rinforzo | 19 | 19 | 0 | 40 |
| Fondazione | 19 | 19 | 0 | 35 |
| Riempimento | 19 | 19 | 0 | 40 |

Tabella 3.1 – Caratteristiche geotecniche dei terreni

Il coefficiente di pullout ($f_b$) è assunto pari a 1.

### 3.2.2 *Analisi dei carichi*

In testa all'opera in terra rinforzata è stato considerato un sovraccarico variabile di intensità pari a 20 kN/m$^2$ al fine di schematizzare l'eventuale transito di mezzi pesanti.

### 3.2.3 *Caratteristiche dei rinforzi*

La scelta progettuale è ricaduta su un'unica tipologia di rinforzo tipo TeMa, di cui si allega scheda tecnica, a spaziatura verticale costante pari a 0.50 m.

| Tipologia rinforzi | $T_{ult}$ (kN/m) | $T_{allow}$ (kN/m) |
|---|---|---|
| Xgrid PET PVC 40/30 IT | 40 | 23.55 |

Tabella 3.2 – Valori di resistenza della tipologia di rinforzo prevista

| Rinforzo | $z_i$ (m) | Geogriglia | $L_f$ (m) | $L_{rip}$ (m) | $L_{tot}$ (m) |
|---|---|---|---|---|---|
| 1 | 0.50 | Xgrid PET PVC 40/30 IT | 0.50 | 1.50 | 3.50 |
| 2 | 1.00 | Xgrid PET PVC 40/30 IT | 0.50 | 1.50 | 3.50 |
| 3 | 1.50 | Xgrid PET PVC 40/30 IT | 0.50 | 1.50 | 3.50 |
| 4 | 2.00 | Xgrid PET PVC 40/30 IT | 0.50 | 1.50 | 3.50 |
| 5 | 2.50 | Xgrid PET PVC 40/30 IT | 0.50 | 1.50 | 3.50 |
| 6 | 3.00 | Xgrid PET PVC 40/30 IT | 0.50 | 1.50 | 3.50 |
| 7 | 3.50 | Xgrid PET PVC 40/30 IT | 0.50 | 1.50 | 3.50 |
| 8 | 4.00 | Xgrid PET PVC 40/30 IT | 0.50 | 1.50 | 3.50 |
| 9 | 4.50 | Xgrid PET PVC 40/30 IT | 0.50 | 1.50 | 3.50 |

Tabella 3.3 – Caratteristiche geometriche dei rinforzi previsti

dove:

$z_i$: profondità a partire dalla testa dell'opera;

$L_f$: lunghezza facciata;

$L_{rip}$: lunghezza ripiegatura del rinforzo;

$L_{tot}$: lunghezza totale del rinforzo;

Il suddetto valore della lunghezza di ripiegatura è stato assunto, a vantaggio di sicurezza, al fine di evitare eventuali danneggiamenti dovuti a estrusioni del rinforzo per effetto delle sollecitazioni che si sviluppano al fronte del manufatto.

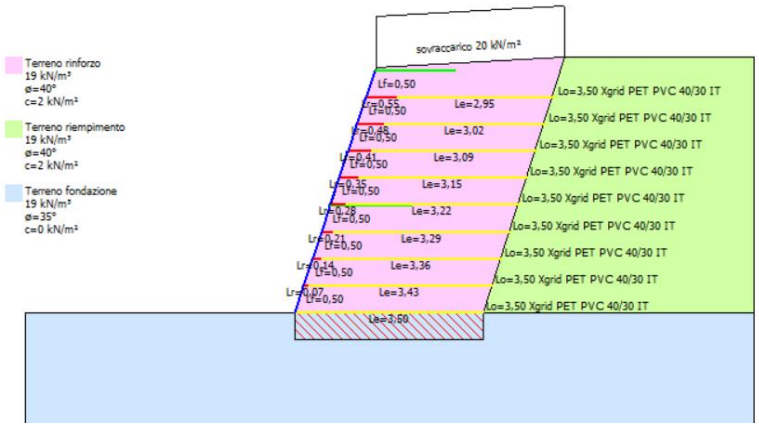



Figura 3.3 – Schematizzazione dell'opera in terra rinforzata di altezza pari a 4.50 m con indicazione degli elementi di rinforzo previsti

## 3.3 OPERA IN TERRA RINFORZATA (H= 4.90 M)

### *3.3.1 Generalità*

In primo luogo è stata definita la geometria dell'opera in terra rinforzata. L'opera è caratterizzata da altezza pari a 4.90 m, da banca di larghezza pari a 3.50 m e da un inclinazione del paramento pari a 72°.

### *3.3.2 Analisi dei carichi*

In testa all'opera in terra rinforzata è stato considerato un sovraccarico variabile di intensità pari a 20 kN/m$^2$ al fine di schematizzare l'eventuale transito di mezzi pesanti.

### *3.3.3 Caratteristiche dei rinforzi*

La scelta progettuale è ricaduta su diverse tipologie di rinforzo tipo TeMa, di cui si allega scheda tecnica, a spaziatura costante pari a 0.70 m. Alla base del rilevato sono stati collocati dei rinforzi caratterizzati da una resistenza a trazione maggiore

| Tipologia rinforzi | $T_{ult}$ (kN/m) | $T_{allow}$ (kN/m) |
|---|---|---|
| Xgrid PET PVC 40/30 IT | 40 | 23.55 |
| Xgrid PET PVC 60/30 IT | 60 | 35.33 |
| Xgrid PET PVC 80/30 IT | 80 | 47.11 |

Tabella 3.4 - Valori di resistenza della tipologia di rinforzo prevista

| Rinforzo | $z_i$ (m) | Geogriglia | $L_f$ (m) | $L_{rip}$ (m) | $L_{tot}$ (m) |
|---|---|---|---|---|---|
| 1 | 0.70 | Xgrid PET PVC 80/30 IT | 0.70 | 1.50 | 3.50 |
| 2 | 1.40 | Xgrid PET PVC 80/30 IT | 0.70 | 1.50 | 3.50 |

| | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|
| 3 | 2.10 | Xgrid PET PVC 60/30 IT | 0.70 | 1.50 | 3.50 |
| 4 | 2.80 | Xgrid PET PVC 60/30 IT | 0.70 | 1.50 | 3.50 |
| 5 | 3.50 | Xgrid PET PVC 40/30 IT | 0.70 | 1.50 | 3.50 |
| 6 | 4.20 | Xgrid PET PVC 40/30 IT | 0.70 | 1.50 | 3.50 |
| 7 | 4.90 | Xgrid PET PVC 40/30 IT | 0.70 | 1.50 | 3.50 |

Tabella 3.5 – Caratteristiche geometriche dei rinforzi previsti

dove:

$z_i$: profondità a partire dalla testa dell'opera;

$L_f$: lunghezza facciata;

$L_{rip}$: lunghezza ripiegatura del rinforzo;

$L_{tot}$: lunghezza totale del rinforzo;

Il suddetto valore della lunghezza di ripiegatura è stato assunto, a vantaggio di sicurezza, al fine di evitare eventuali danneggiamenti dovuti a estrusioni del rinforzo per effetto delle sollecitazioni che si sviluppano al fronte del manufatto.

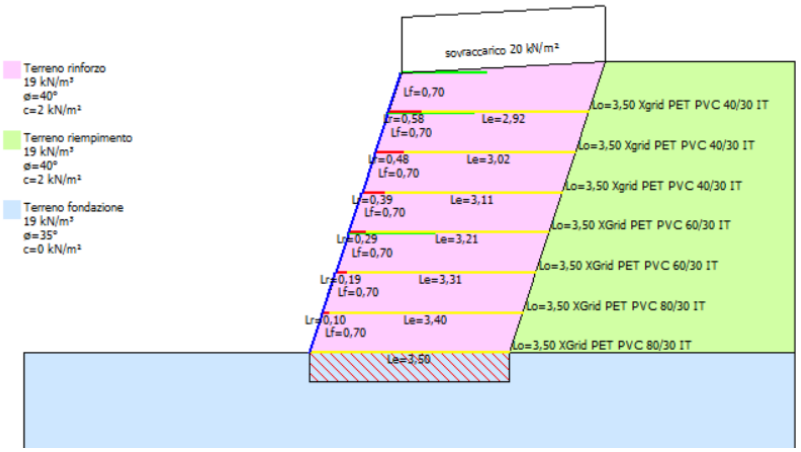



Figura 3.4 – Schematizzazione dell'opera in terra rinforzata di altezza pari a 4.90 m con indicazione degli elementi di rinforzo previsti

# 4 RISULTATI DI CALCOLO

Nel presente capitolo si riportano i risultati di calcolo delle verifiche interne ed esterne previste in accordo alle prescrizioni normative di riferimento.

## 4.1 OPERA IN TERRA RINFORZATA (H= 4.50 M)

### *4.1.1 Risultati verifiche interne*

Di seguito si riportano i risultati di calcolo afferenti le verifiche interne ed esterne previste secondo prescrizioni normative.

Verifica a rottura del rinforzo

| Rinforzo | $z_i$ (m) | Geogriglia | $T_{allow}$ (kN) | $T_{zi}$ (kN) |
|---|---|---|---|---|
| 1 | 0.5 | Xgrid PET PVC 40/30 IT | 23.55 | 12.90 |
| 2 | 1 | Xgrid PET PVC 40/30 IT | 23.55 | 11.60 |
| 3 | 1.5 | Xgrid PET PVC 40/30 IT | 23.55 | 10.32 |
| 4 | 2 | Xgrid PET PVC 40/30 IT | 23.55 | 9.05 |
| 5 | 2.5 | Xgrid PET PVC 40/30 IT | 23.55 | 7.79 |
| 6 | 3 | Xgrid PET PVC 40/30 IT | 23.55 | 6.52 |
| 7 | 3.5 | Xgrid PET PVC 40/30 IT | 23.55 | 5.21 |
| 8 | 4 | Xgrid PET PVC 40/30 IT | 23.55 | 3.80 |
| 9 | 4.5 | Xgrid PET PVC 40/30 IT | 23.55 | 2.25 |

Tabella 3.6 – Risultati verifica a rottura del rinforzo




Figura 4.1 – Fattore di sicurezza a rottura

Verifica allo sfilamento del rinforzo

| Rinforzo | $z_i$ (m) | Geogriglia | $T_{pullout}$ (kN/m) | $T_{zi}$ (kN) | $L_e$ (m) |
|---|---|---|---|---|---|
| 1 | 0.5 | Xgrid PET PVC 40/30 IT | 165.02 | 12.90 | 3.50 |
| 2 | 1 | Xgrid PET PVC 40/30 IT | 150.20 | 11.60 | 3.43 |
| 3 | 1.5 | Xgrid PET PVC 40/30 IT | 135.60 | 10.32 | 3.36 |
| 4 | 2 | Xgrid PET PVC 40/30 IT | 121.26 | 9.05 | 3.29 |
| 5 | 2.5 | Xgrid PET PVC 40/30 IT | 107.28 | 7.79 | 3.22 |
| 6 | 3 | Xgrid PET PVC 40/30 IT | 93.78 | 6.52 | 3.15 |
| 7 | 3.5 | Xgrid PET PVC 40/30 IT | 80.96 | 5.21 | 3.09 |
| 8 | 4 | Xgrid PET PVC 40/30 IT | 69.23 | 3.80 | 3.02 |
| 9 | 4.5 | Xgrid PET PVC 40/30 IT | 59.18 | 2.25 | 2.95 |

Tabella 3.7 – Risultati verifica allo sfilamento del rinforzo




Figura 4.2 – Fattore di sicurezza allo sfilamento

### 4.1.2 *Risultati verifiche esterne*

Di seguito si riepilogano i risultati afferenti alle verifiche esterne per le combinazioni di carico considerate:

- **Combinazione 1 (A1+M1)**
  Coef. sicurezza ribaltamento: 8.03
  Coef. sicurezza scorrimento: 3.60
  Coef. sicurezza carico limite: 18.38

- **Combinazione 2 (A2+M2)**
  Coef. sicurezza ribaltamento: 7.61
  Coef. sicurezza scorrimento: 2.78
  Coef. sicurezza carico limite: 8.04

- **Combinazione 3 (EQU+M2)**
  Coef. sicurezza ribaltamento: 6.28
  Coef. sicurezza scorrimento: 2.27

Coef. sicurezza carico limite: 8.69

## 4.2 OPERA IN TERRA RINFORZATA (H= 4.90 M)

### *4.2.1 Risultati verifiche interne*

Di seguito si riportano i risultati di calcolo afferenti le verifiche interne ed esterne previste secondo prescrizioni normative.

Verifica a rottura del rinforzo

| Rinforzo | $z_i$ (m) | Geogriglia | $T_{allow}$ (kN) | $T_{zi}$ (kN) |
|---|---|---|---|---|
| 1 | 0.7 | Xgrid PET PVC 80/30 IT | 47.11 | 19.35 |
| 2 | 1.4 | Xgrid PET PVC 80/30 IT | 47.11 | 16.80 |
| 3 | 2.1 | Xgrid PET PVC 60/30 IT | 35.33 | 14.28 |
| 4 | 2.8 | Xgrid PET PVC 60/30 IT | 35.33 | 11.79 |
| 5 | 3.5 | Xgrid PET PVC 40/30 IT | 23.55 | 9.28 |
| 6 | 4.2 | Xgrid PET PVC 40/30 IT | 23.55 | 6.66 |
| 7 | 4.9 | Xgrid PET PVC 40/30 IT | 23.55 | 3.77 |

Tabella 3.8 – Risultati verifica a rottura del rinforzo

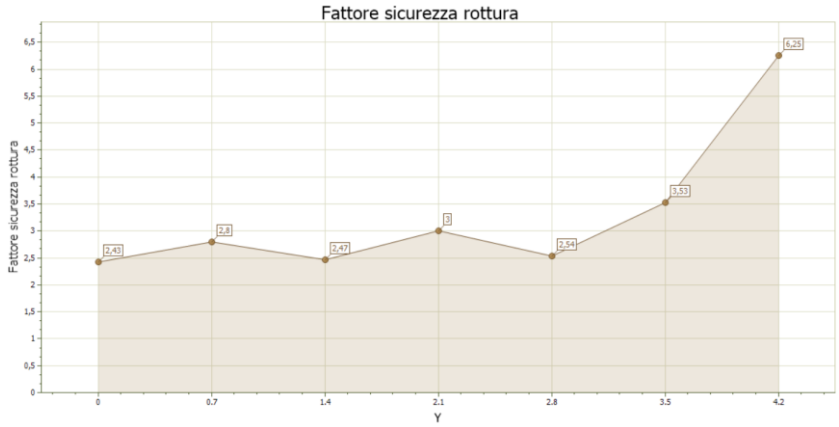



Figura 4.3 – Fattore di sicurezza a rottura

Verifica allo sfilamento del rinforzo

| Rinforzo | $z_i$ (m) | Geogriglia | $T_{pullout}$ (kN/m) | $T_{zi}$ (kN) | $L_e$ (m) |
|---|---|---|---|---|---|
| 1 | 0.7 | Xgrid PET PVC 80/30 IT | 175.66 | 19.35 | 3.50 |
| 2 | 1.4 | Xgrid PET PVC 80/30 IT | 154.82 | 16.80 | 3.40 |
| 3 | 2.1 | Xgrid PET PVC 60/30 IT | 134.35 | 14.28 | 3.31 |

| | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|
| 4 | 2.8 | Xgrid PET PVC 60/30 IT | 114.43 | 11.79 | 3.21 |
| 5 | 3.5 | Xgrid PET PVC 40/30 IT | 95.33 | 9.28 | 3.11 |
| 6 | 4.2 | Xgrid PET PVC 40/30 IT | 77.56 | 6.66 | 3.02 |
| 7 | 4.9 | Xgrid PET PVC 40/30 IT | 62.16 | 3.77 | 2.92 |

Tabella 3.9 – Risultati verifica allo sfilamento del rinforzo




Figura 4.4 – Fattore di sicurezza allo sfilamento

### 4.2.2 *Risultati verifiche esterne*

Di seguito si riepilogano i risultati afferenti alle verifiche esterne per le combinazioni di carico considerate:

- **Combinazione 1 (A1+M1)**
  Coef. sicurezza ribaltamento: 13.57
  Coef. sicurezza scorrimento: 5.42
  Coef. sicurezza carico limite: 16.91

- **Combinazione 2 (A2+M2)**
  Coef. sicurezza ribaltamento: 13.42
  Coef. sicurezza scorrimento: 4.31
  Coef. sicurezza carico limite: 7.46

- **Combinazione 3 (EQU+M2)**
  Coef. sicurezza ribaltamento: 11.05
  Coef. sicurezza scorrimento: 3.56
  Coef. sicurezza carico limite: 8.09

## 4.3 VERIFICHE DI STABILITA' GLOBALE

Le verifiche di stabilità globale del complesso terreno – opere sono state condotte con riferimento ad una superficie di scorrimento di forma circolare secondo il metodo di Morgenstern & Price. In ottemperanza alle prescrizioni normative di riferimento, l'approccio considerato nei calcoli è l'**A2+M2+R2.**

Il software impone l'inserimento ed il posizionamento di una maglia dei centri, nel caso seguente costituita da 10 righe e 10 colonne. Una volta inserita, il software procede con la ricerca della superficie di forma circolare a fattore di sicurezza minimo.

Il fattore di sicurezza è pari a **1.11>1.10** pertanto la verifica di stabilità globale del complesso terreno – opere risulta soddisfatta.

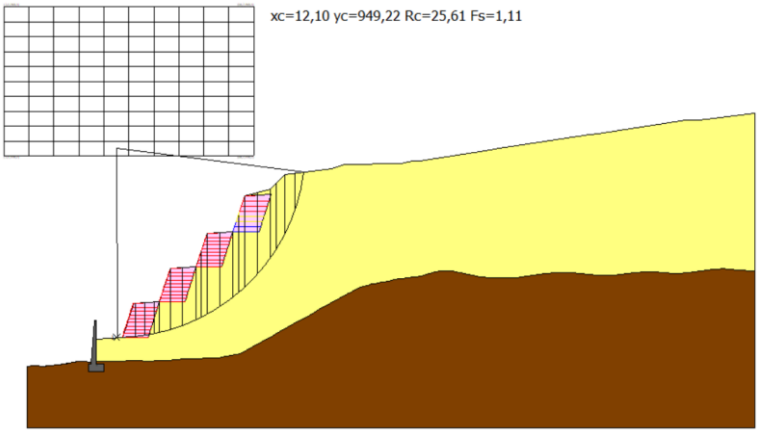



Figura 4.5 – Rappresentazione grafica dell'analisi di stabilità eseguita con indicazione della superficie di scorrimento circolare a fattore di sicurezza minimo

**Coefficienti parziali azioni**

| | |
|---|---|
| Sfavorevoli: Permanenti. variabili | 1.0 1.0 |
| Favorevoli: Permanenti. variabili | 1.0 1.0 |

**Coefficienti parziali per i parametri geotecnici del terreno**

| | |
|---|---|
| Tangente angolo di resistenza al taglio | 1.25 |
| Coesione efficace | 1.25 |
| Coesione non drenata | 1.4 |
| Riduzione parametri geotecnici terreno | Si |

**Risultati analisi pendio [NTC 2008 & Circ.]**

| | |
|---|---|
| Fs minimo individuato | 1.11 |
| Ascissa centro superficie | 12.10 m |
| Ordinata centro superficie | 949.22 m |

Raggio superficie 25.61 m

==========

**xc = 12.10 yc = 949.22 Rc = 25.61 Fs=1.11**
Lambda = 0.689

| Nr. | B (m) | Alfa (°) | Li (m) | Wi (kN) |
|---|---|---|---|---|
| 1 | 0.69 | 0.88 | 0.69 | 0.25 |
| 2 | 1.84 | 3.81 | 1.84 | 95.11 |
| 3 | 1.27 | 7.32 | 1.28 | 107.08 |
| 4 | 1.27 | 10.22 | 1.29 | 104.22 |
| 5 | 0.63 | 12.26 | 0.65 | 50.53 |
| 6 | 1.50 | 14.81 | 1.55 | 177.69 |
| 7 | 1.66 | 18.53 | 1.75 | 255.41 |
| 8 | 1.84 | 22.69 | 1.99 | 262.75 |
| 9 | 0.69 | 25.75 | 0.77 | 106.36 |
| 10 | 0.81 | 27.70 | 0.91 | 152.48 |
| 11 | 1.72 | 30.94 | 2.01 | 344.73 |
| 12 | 1.78 | 35.61 | 2.18 | 319.67 |
| 13 | 0.76 | 39.17 | 0.97 | 137.70 |
| 14 | 0.85 | 41.52 | 1.14 | 185.72 |
| 15 | 1.68 | 45.50 | 2.39 | 375.95 |
| 16 | 1.71 | 51.20 | 2.72 | 335.95 |
| 17 | 0.82 | 55.90 | 1.47 | 145.14 |
| 18 | 1.22 | 60.32 | 2.47 | 199.79 |
| 19 | 1.31 | 66.78 | 3.32 | 167.37 |
| 20 | 1.27 | 76.64 | 5.47 | 76.60 |

**Sforzi sui conci**

| Nr. | Xi (kN) | Ei (kN) | Xi-1 (kN) | Ei-1 (kN) | N'i (kN) | Ti (kN) | Ui (kN) |
|---|---|---|---|---|---|---|---|
| 1 | 2.26 | 3.28 | 0.00 | 0.00 | -1.96 | -0.18 | 0.00 |
| 2 | 82.25 | 119.40 | 2.26 | 3.28 | 24.37 | 17.43 | 0.00 |
| 3 | 131.03 | 190.20 | 82.25 | 119.40 | 66.84 | 42.36 | 0.00 |
| 4 | 170.09 | 246.89 | 131.03 | 190.20 | 74.19 | 46.83 | 0.00 |
| 5 | 187.29 | 271.86 | 170.09 | 246.89 | 37.87 | 23.89 | 0.00 |
| 6 | 233.98 | 339.64 | 187.29 | 271.86 | 143.96 | 89.50 | 0.00 |
| 7 | 282.26 | 409.71 | 233.98 | 339.64 | 218.66 | 135.08 | 0.00 |
| 8 | 313.87 | 455.60 | 282.26 | 409.71 | 230.95 | 142.86 | 0.00 |
| 9 | 322.67 | 468.37 | 313.87 | 455.60 | 93.42 | 57.74 | 0.00 |
| 10 | 330.70 | 480.02 | 322.67 | 468.37 | 133.32 | 82.13 | 0.00 |
| 11 | 333.14 | 483.57 | 330.70 | 480.02 | 295.41 | 181.97 | 0.00 |
| 12 | 318.35 | 462.11 | 333.14 | 483.57 | 259.42 | 160.4 | 0.00 |
| 13 | 307.55 | 446.42 | 318.35 | 462.11 | 105.22 | 65.18 | 0.00 |
| 14 | 288.18 | 418.32 | 307.55 | 446.42 | 134.92 | 83.43 | 0.00 |
| 15 | 233.43 | 338.84 | 288.18 | 418.32 | 245.17 | 152.06 | 0.00 |
| 16 | 167.61 | 243.30 | 233.43 | 338.84 | 177.30 | 111.4 | 0.00 |
| 17 | 134.32 | 194.97 | 167.61 | 243.30 | 60.01 | 38.5 | 0.00 |

| | | | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|
| 18 | 80.75 | 117.21 | 134.32 | 194.97 | 57.90 | 38.66 | 0.00 |
| 19 | 27.77 | 40.32 | 80.75 | 117.21 | 16.22 | 14.62 | 0.00 |
| 20 | 0.17 | 0.24 | 27.77 | 40.32 | -14.90 | -1.12 | 0.00 |

B: Larghezza del concio; Alfa: Angolo di inclinazione della base del concio; Li: Lunghezza della base del concio; Wi: Peso del concio; Ui: Forze derivanti dalle pressioni neutre; Ni: forze agenti normalmente alla direzione di scivolamento; Ti: forze agenti parallelamente alla superficie di scivolamento; Ei. Ei-1: Forze agenti normalmente alle facce del concio; Xi. Xi-1: Forze di tipo tagliante applicate sulle facce laterali.