

**E 78 GROSSETO - FANO
TRATTO SELCI - LAMA (E 45) - S.STEFANO DI GAIFA
Adeguamento a 2 corsie del tratto Mercatello sul Metauro Ovest -
Mercatello sul Metauro Est (Lotto 4°)**

PROGETTO DEFINITIVO

AN 245

ANAS - DIREZIONE PROGETTAZIONE E REALIZZAZIONE LAVORI

<p>COORDINATORE PER LA SICUREZZA IN FASE DI PROGETTAZIONE</p> <p><i>Ing. Giuseppe Resta</i></p> <p>Ordine Ingegneri Provincia di Roma n. 20629</p>	<p>I PROGETTISTI SPECIALISTICI</p> <p><i>Ing. Ambrogio Signorelli</i> Ordine Ingegneri Provincia di Roma n. A35111 Categorie a-b-c</p> <p><i>Ing. Morena Panfili</i> Ordine Ingegneri Provincia di Perugia n. A2657</p> <p><i>Ing. David Crenca</i> Ordine Ingegneri Provincia di Frosinone n. A1762</p> <p><i>Ing. Giuseppe Resta</i> Ordine Ingegneri Provincia di Roma n. 20629</p>	<p>PROGETTAZIONE ATI: (Mandataria)</p> <p>GPI INGEGNERIA GESTIONE PROGETTI INGEGNERIA srl</p> <p> cooprogetti</p> <p> engeko</p> <p> Studio di Architettura e Ingegneria Moderna</p> <p>IL PROGETTISTA E RESPONSABILE DELL'INTEGRAZIONE DELLE PRESTAZIONI SPECIALISTICHE. (DPR207/10 ART 15 COMMA 12):</p> <p><i>Dott. Ing. GIORGIO GUIDUCCI</i> Ordine Ingegneri Provincia di Roma n. 14035</p>
<p>IL GEOLOGO</p> <p><i>Dott. Geol. Salvatore Marino</i></p> <p>Ordine dei geologi della Regione Lazio n. 1069</p>		
<p>VISTO: IL RESP. DEL PROCEDIMENTO</p> <p><i>Ing. Vincenzo Catone</i></p>		
<p>VISTO: IL RESP. DEL PROGETTO</p> <p><i>Arch. Pianif. Marco Colazza</i></p>		

**STUDI ED INDAGINI
GEOLOGIA GEOTECNICA
Geotecnica**

Interventi di stabilizzazione – Relazione di calcolo

CODICE PROGETTO		NOME FILE			REVISIONE	SCALA	
PROGETTO	LIV.PROG	ANNO	TOOGE00GETRE03A.				
D T A N 2 4 5	D	2 2	T 0 0 G E 0 0 G E T R E 0 3			A	-
D							
C							
B							
A	Emissione		Ottobre '22	Belà	Signorelli	Guiducci	
REV.	DESCRIZIONE		DATA	REDATTO	VERIFICATO	APPROVATO	

INDICE

1. PREMESSA.....	2
2. DOCUMENTAZIONE DI RIFERIMENTO	3
2.1. NORMATIVA E RACCOMANDAZIONI TECNICHE	3
3. INQUADRAMENTO GEOTECNICO	4
3.1. SINTESI PARAMETRI CARATTERISTICI.....	4
4. METODI DI CALCOLO	5
4.1. ANALISI DELLE CONDIZIONI DI ATTIVAZIONE DEI MECCANISMI DI INSTABILITÀ (ANTE OPERAM) ..	5
4.1.1. Modello di riferimento e condizioni idrauliche	5
4.1.2. Condizioni di stabilità ante operam.....	5
4.2. ANALISI DELLE CONDIZIONI DI STABILITÀ IN PRESENZA DEGLI INTERVENTI (POST OPERAM).....	6
5. INTERVENTO DI STABILIZZAZIONE FRANA COMPLESSA CO2	11
5.1. MODELLI GEOLOGICO E GEOTECNICO	11
5.1.1. Lineamenti geomorfologici dell'area	11
5.1.2. Caratterizzazione geotecnica	11
5.2. INTERVENTI DI PROGETTO PREVISTI	12
5.2.1. Analisi delle condizioni di attivazione dei meccanismi di instabilità (ante operam) ..	12
5.2.2. Analisi delle condizioni di stabilità in presenza degli interventi (post operam).....	15
5.3. SCENARIO DI RIFERIMENTO PER LA PROGETTAZIONE DELLE OPERE DI LINEA	16

1. PREMESSA

La presente relazione geotecnica di calcolo è parte integrante del Progetto Definitivo “S.G.C. E78 GROSSETO - FANO – Tratto Selci Lama (E/45) - S. Stefano di Gaifa – Adeguamento a 2 corsie del tratto Mercatello sul Metauro Ovest - Mercatello sul Metauro Est (Lotto 4°)” che si sviluppa interamente all’interno del territorio comunale di Mercatello sul Metauro (PU).

Nella presente relazione, al fine di ridurre e/o eliminare le interferenze con il progetto, viene esaminato e sviluppato il dimensionamento degli interventi di stabilizzazione per ognuno dei dissesti individuati lungo il tracciato stradale.

Il tracciato in esame attraversa tre aree in cui sono state individuate problematiche gravitative: una di queste (denominata CO2) è presente all’interno del PAI, mentre le altre due (denominate CO1 e CR1) risultano di piccola entità, ma presentano comunque un impatto progettuale in quanto localizzate in corrispondenza rispettivamente di due imbocchi delle gallerie.

In corrispondenza delle aree di dissesto individuate lungo il tracciato sono previsti opportuni interventi di stabilizzazione, di seguito brevemente descritti.

Barriera paramassi

In corrispondenza dell’imbocco ovest della galleria naturale Mercatello 1, a monte della paratia di imbocco, si prevede l’installazione di una barriera paramassi che ha la funzione di trattenere eventuale materiale instabile, soprattutto nelle fasi di lavoro.

Geostuoia antiersiva e rete metallica con chiodatura di ancoraggio

In corrispondenza dell’imbocco est della galleria naturale Mercatello 2, a monte della paratia di imbocco, si prevede la stesa di una geostuoia antiersiva e rete metallica in aderenza con chiodatura di ancoraggio. Prima dell’installazione della rete, l’area sarà oggetto di un intervento di pulizia del versante e disgaggio di eventuali blocchi isolati.

Trincea drenante

Tra le progressive 2+850 e 3+150 si prevede la realizzazione di un sistema di drenaggio, mediante trincee profonde, per la riduzione dei valori delle pressioni interstiziali con conseguente incremento della resistenza a taglio al fine di garantire adeguati margini di sicurezza in termini di stabilità dei depositi di frana. Oltre a tale intervento, si prevede la realizzazione di un canale di raccolta delle acque di ruscellamento provenienti dal versante a monte.

2. DOCUMENTAZIONE DI RIFERIMENTO

2.1. **NORMATIVA E RACCOMANDAZIONI TECNICHE**

- [1] **Decreto Ministero Infrastrutture 17 gennaio 2018:** Aggiornamento delle “Nuove norme tecniche per le costruzioni”
- [2] **Circolare n.7 del 21 gennaio 2019 del C.S.LL.PP. Ministero Infrastrutture e Trasporti:** Istruzioni per l’applicazione dell’Aggiornamento delle “Nuove norme tecniche per le costruzioni”
- [3] **AGI - Associazione Geotecnica Italiana (2005)** “Aspetti geotecnici della progettazione in zona sismica”

3. INQUADRAMENTO GEOTECNICO

Nel seguito si riporta la definizione del modello geotecnico di sottosuolo. Al fine del dimensionamento delle opere si possono individuare quattro unità geotecniche:

UG1 – DEPOSITI DI FRANA

L'UG1 è costituita da un corpo di frana (FR), posizionato tra le progressive 2+850,00 e 3+150,00 e caratterizzato da un fenomeno gravitativo attivo. Tale unità risulta principalmente caratterizzata da argille limose con inclusi calcarei.

UG2 – COLTRI DETRITICHE E DEPOSITI ALLUVIONALI

L'UG2 è costituita da terreni detritici (DVC) e depositi alluvionali (AMA) caratterizzati da uno scheletro di clasti eterometrici di arenarie, calcareniti e marne, in abbondante matrice costituita da percentuali variabili di sabbia, limo e argilla.

UG3a – FORMAZIONE MARNOSO ARENACEA ALTERATA

L'UG3a comprende i materiali della coltre alterata del substrato roccioso (UG3b). Tale unità risulta costituita da arenaria marnosa e marna argillosa con un grado di alterazione da debole a elevato e una frequenza delle fratture da molto a mediamente ravvicinata ($RQD \leq 50\%$).

UG3b – FORMAZIONE MARNOSO ARENACEA

L'UG3b è costituita da una sequenza ordinata di strati pelitici ed arenacei (FMA2, FMA4, FMA9) con la generale prevalenza della componente marnosa ($P/A = 3/1$). Il grado di alterazione risulta essere debole o assente e con frequenza delle fratture distanziata o molto distanziata ($RQD \geq 75\%$). La porzione superficiale risulta alterata.

3.1. SINTESI PARAMETRI CARATTERISTICI

Per ciascuna unità geotecnica precedentemente descritta si riportano i valori caratteristici dei parametri di resistenza e deformabilità.

Tabella 3-1 Sintesi parametri caratteristici

Unità geotecnica	Descrizione	γ_n (kN/m ³)	c' (kPa)	φ' (°)	c_u (kPa)	E (MPa)
UG1	Depositi di frana	18 ÷ 19	0 ^(*)	25 ÷ 27 ^(*)	-	5 ÷ 10
UG2	Coltri detritiche e depositi alluvionali	19 ÷ 20	20 ÷ 40	24 ÷ 28	90 ÷ 120	10 ÷ 50
UG3a	Form. marnoso arenacea alterata	26	30 ÷ 50	32 ÷ 40	-	900 ÷ 1700
UG3b	Form. marnoso arenacea	26	50 ÷ 200	40 ÷ 45	-	1700 ÷ 4000

(*) Parametro in condizioni residue

4. METODI DI CALCOLO

Nel presente capitolo viene descritta la metodologia di calcolo utilizzata per il dimensionamento degli interventi di stabilizzazione.

4.1. ANALISI DELLE CONDIZIONI DI ATTIVAZIONE DEI MECCANISMI DI INSTABILITÀ (ANTE OPERAM)

4.1.1. MODELLO DI RIFERIMENTO E CONDIZIONI IDRAULICHE

Le condizioni di stabilità di un pendio sono in genere espresse mediante il rapporto tra la resistenza al taglio disponibile $\tau_f = c' + \sigma' \tan \varphi'$ e lo sforzo di taglio τ_m agente sulla superficie di scorrimento.

$$\text{Condizioni di stabilità} \Rightarrow FS = \tau_f / \tau_m$$

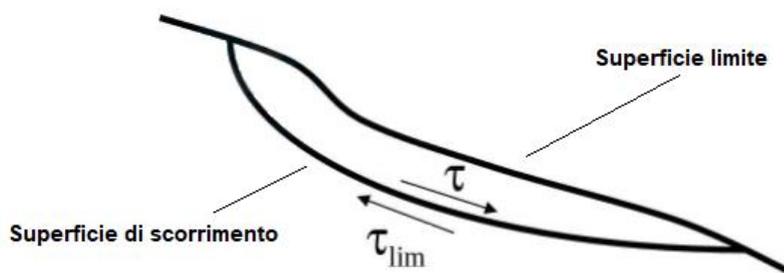


Figura 4.1 Schema pendio

Un miglioramento delle condizioni di stabilità di un pendio può essere ottenuto da un incremento della resistenza al taglio τ_f o dalla riduzione dello sforzo di taglio τ_m .

Un incremento della resistenza si può ottenere quindi tramite un incremento delle tensioni efficaci, normali alla superficie di scorrimento, ad esempio tramite una riduzione delle pressioni interstiziali. Se il problema dell'instabilità di un pendio è dipendente interamente, o anche in parte, dalla presenza di pressioni neutre, un intervento possibile per migliorarne le condizioni di sicurezza è la realizzazione di un sistema di drenaggio. In particolare, un sistema di drenaggio a gravità produce l'annullamento delle pressioni interstiziali all'interfaccia tra il sistema e il terreno, modificando così l'equilibrio della distribuzione delle pressioni interstiziali, il che innesca un moto di filtrazione che termina solo al raggiungimento delle condizioni stazionarie, e quindi delle nuove condizioni al contorno.

4.1.2. CONDIZIONI DI STABILITÀ ANTE OPERAM

La condizione di innesco dei meccanismi di instabilità del versante è stata analizzata poiché essa rappresenta lo scenario di riferimento per il dimensionamento degli interventi di stabilizzazione. In accordo con il § 6.3.4 [1], le analisi sono state condotte adottando i valori caratteristici delle azioni, dei parametri di resistenza e della resistenza globale del sistema.

Nel caso di un movimento di versante classificato come attivo, è possibile eseguire un'analisi a ritroso (*back analysis*) per ricercare le condizioni che inducano l'attivazione del meccanismo osservato. In particolare, fissata la geometria di riferimento del problema e assumendo nullo il contributo della coesione (frana attiva o frana quiescente che ha subito spostamenti tali da

raggiungere le condizioni di resistenza residue) è possibile risalire ai parametri che producono il raggiungimento delle condizioni di incipiente scorrimento del pendio (FS = 1).

4.2. ANALISI DELLE CONDIZIONI DI STABILITÀ IN PRESENZA DEGLI INTERVENTI (POST OPERAM)

La progettazione del sistema di drenaggio è stata eseguita seguendo il metodo proposto da Desideri *et al.* (1997). In tale metodo si assume lo schema di un pendio indefinito, sede di un moto di filtrazione stazionaria con flusso monodimensionale parallelo al piano campagna (Figura 4.2). In base a tale schema, il coefficiente di sicurezza valutato su un generico piano b , parallelo al piano campagna e posto alla profondità z , risulta:

$$FS = \frac{\tau_f}{\tau_\beta} = \frac{c' + (\sigma_\beta - u_0) \tan \varphi'}{\tau_\beta} \quad (1)$$

Nell' Eq. (1), τ_f è la resistenza al taglio disponibile sul piano b , espressa tramite il criterio di resistenza secondo Mohr-Coulomb, $\tau_\beta = \gamma \cdot z \cdot \sin \beta \cdot \cos \beta$, $\sigma_\beta = \gamma \cdot z \cdot \cos^2 \beta$, $u_0 = \gamma_w \cdot z_w \cdot \cos^2 \beta$ sono rispettivamente la tensione tangenziale, la tensione normale e la pressione interstiziale agenti sul piano b .

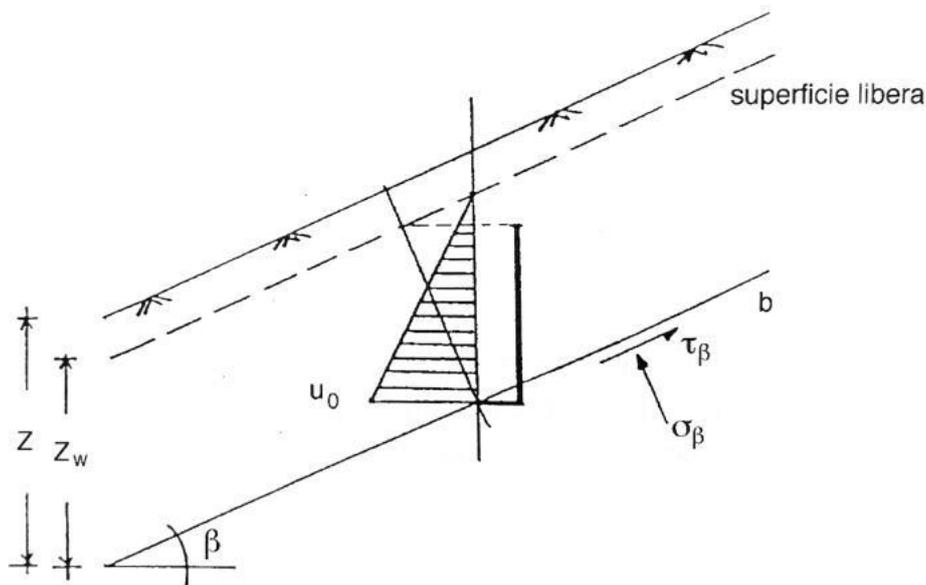


Figura 4.2 Schema di pendio indefinito

Con riferimento all'Eq. (1), se la pressione interstiziale viene ridotta a un valore $u < u_0$ lungo tutti i punti del piano b , l'incremento del coefficiente di sicurezza risulta:

$$\Delta FS = \frac{-\Delta u \cdot \tan \varphi'}{\gamma z \cdot \sin \beta \cdot \cos \beta} \quad (2)$$

che assume il valore massimo quando la pressione interstiziale viene annullata ($u = 0$, $\Delta u_{max} = -u_0$):

$$\Delta FS_{max} = \frac{u_0 \cdot \tan \varphi'}{\gamma z \cdot \sin \beta \cdot \cos \beta} \quad (3)$$

Per valutare l'efficacia del sistema di drenaggio si definisce efficienza idraulica locale E il rapporto:

$$E = \frac{-\Delta u}{u_0} = \frac{u_0 - u}{u_0} = 1 - \frac{u}{u_0} \quad (4)$$

dove $-\Delta u$ è la riduzione della pressione interstiziale indotta in un punto del dominio di filtrazione dal sistema di drenaggio e $-\Delta u_{max} = u_0$ è la massima riduzione ottenibile nell'ipotesi di annullare la pressione interstiziale nello stesso punto.

A seguito dell'esecuzione del drenaggio, si instaura nel terreno una fase transitoria in cui la pressione interstiziale si riduce nel tempo fino al raggiungimento delle condizioni di regime. Di conseguenza, anche l'efficienza idraulica risulta funzione del tempo:

$$E(t) = \frac{u_0 - u(t)}{u_0} \quad (5)$$

Poiché l'efficienza idraulica varia all'interno del volume di terreno interessato dal processo di drenaggio, è possibile valutare un valore medio dell'efficienza associato ad un'assegnata superficie b :

$$\bar{E}(t) = \frac{\int_b (u_0 - u(t)) ds}{\int_b u_0 ds} \quad (6)$$

Con riferimento alla variazione del coefficiente di sicurezza in un pendio indefinito (Eq. 3), nel caso di una variazione costante della pressione interstiziale sul piano b , l'efficienza idraulica media coincide con il rapporto tra l'incremento del coefficiente di sicurezza raggiunto e quello massimo conseguibile:

$$\bar{E}(t) = E(t) = \frac{u_0 - u(t)}{u_0} = \frac{\Delta FS(t)}{\Delta FS_{max}} \quad (7)$$

Si può dimostrare che la precedente equazione è valida anche in casi più complessi del semplice pendio indefinito (Desideri *et al.*, 1997).

Operativamente, il massimo incremento del coefficiente di sicurezza ΔFS_{max} può essere ottenuto valutando FS_{max} in un'analisi di stabilità eseguita assumendo che le pressioni interstiziali siano ovunque nulle lungo la superficie di scorrimento.

Gli Autori, pertanto, considerano il caso di pendii costituiti da un terreno omogeneo (o con modeste variazioni di φ' lungo la superficie di scorrimento) e forniscono una stima dell'incremento del coefficiente di sicurezza e delle sue variazioni nel tempo:

$$\Delta FS(t) = \bar{E}(t) \cdot \Delta FS_{max} \quad (8)$$

ottenuta dallo studio della soluzione del problema idraulico connesso con l'installazione di un sistema di drenaggio e dell'evoluzione temporale dell'efficienza idraulica media lungo la superficie di scorrimento.

PROGETTAZIONE ATI:

L'efficienza di un sistema di trincee drenanti è valutata con riferimento allo schema riportato nella Figura 4.3.

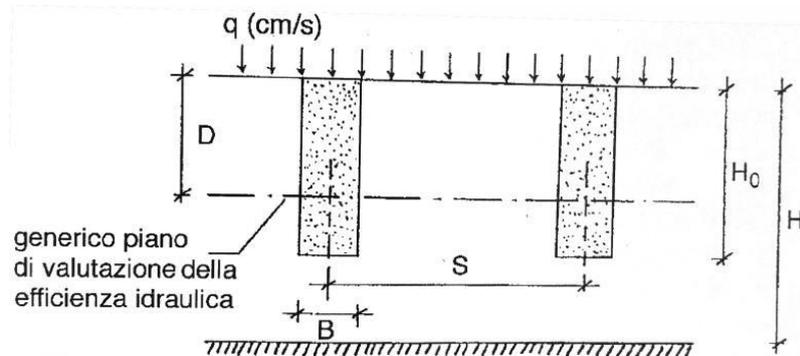


Figura 4.3 Schema geometrico trincee drenanti (Desideri *et al.*, 1997)

Gli elementi drenanti, disposti secondo le linee di massima pendenza, sono caratterizzati da una larghezza B e una profondità H_0 , sono paralleli e hanno uno sviluppo longitudinale molto maggiore dell'interasse S tale da giustificare un'analisi in condizioni di flusso bidimensionale. Il piano campagna è orizzontale e le condizioni idrauliche iniziali sono idrostatiche con superficie libera coincidente con il piano campagna. Gli Autori mostrano che tale condizione rappresenta un'ipotesi cautelativa per la valutazione dell'efficienza del sistema di drenaggio. Sebbene in un pendio indefinito le condizioni idrauliche non siano idrostatiche poiché le altezze piezometriche risentono del moto di filtrazione in direzione monte-valle, Hutchinson (1977) ha mostrato che le soluzioni in termini di efficienza idraulica risultano coincidenti.

Lo strato di terreno, sede del processo di drenaggio, è omogeneo e isotropo ed è limitato inferiormente da una formazione impermeabile posta a una profondità $H = nH_0$.

La soluzione del problema è riportata in termini di diagrammi in funzione di opportuni parametri adimensionali. Specificamente, la Figura 4.4 mostra i valori a regime ($t = \infty$) dell'efficienza media in funzione dell'interasse delle trincee (S/H_0), valutata su due piani di riferimento (metà altezza del sistema di drenaggio, $D/H_0 = 0,5$ e alla base, $D/H_0 = 1$), assumendo che il sistema di drenaggio sia esteso fino alla formazione impermeabile di base ($n = H/H_0 = 1$).

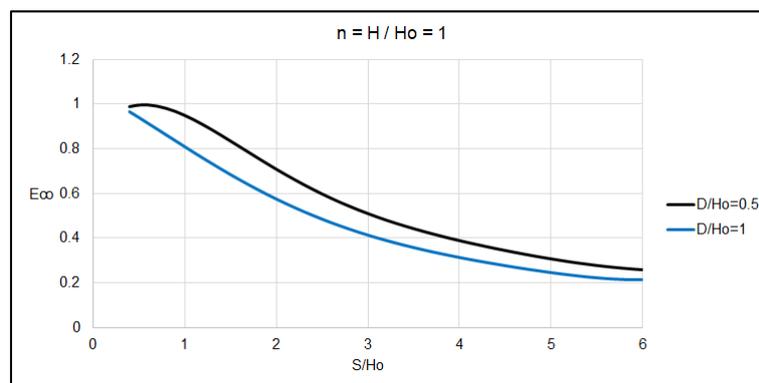


Figura 4.4 Efficienza idraulica a regime di un sistema di trincee drenanti (Desideri *et al.*, 1997)

L'evoluzione nel tempo dell'efficienza idraulica, e quindi del coefficiente di sicurezza del pendio, è descritta da un fattore tempo T adimensionale definito come:

PROGETTAZIONE ATI:

$$T = \frac{k}{\gamma_w H_0^2} \cdot \frac{E'}{2(1 + \nu')(1 - 2\nu')} \cdot t \quad (9)$$

in cui γ_w è il peso dell'unità di volume dell'acqua, k , E' e ν' sono rispettivamente il coefficiente di permeabilità, il modulo di Young e il coefficiente di Poisson del terreno.

La stima dei tempi necessari affinché il sistema di drenaggio espliciti la sua funzione è mostrata nella Figura 4.5. In essa, in funzione degli stessi parametri adimensionali, sono rappresentati i valori del fattore tempo T_{50} e T_{90} necessari a raggiungere un'efficienza idraulica rispettivamente pari al 50% e al 90% di quella finale E_∞ .

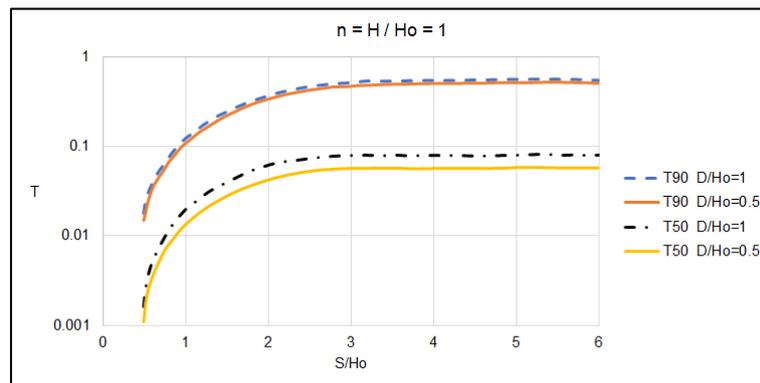


Figura 4.5 Valori del fattore tempo T_{50} e T_{90} in funzione dei parametri geometrici (Desideri *et al.*, 1997)

I risultati dello studio di Desideri *et al.* (1997) evidenziano le caratteristiche fondamentali del comportamento di un sistema di trincee drenanti che hanno importanti conseguenze nella loro progettazione:

- l'efficienza idraulica media si riduce sensibilmente all'aumentare del rapporto S/H_0 ;
- l'efficienza idraulica media su piani posti al di sotto delle trincee è sensibilmente minore di quella che si raggiunge nei piani che le attraversano;
- i tempi necessari affinché la funzionalità del sistema di drenaggio sia apprezzabile crescono con l'interasse tra i setti (rapporto S/H_0);
- i tempi necessari al raggiungimento delle condizioni stazionarie su piani posti al di sotto della base delle trincee sono molto maggiori di quelli relativi ai piani che le attraversano.

Di conseguenza, l'ottimizzazione di un sistema di setti drenanti richiede l'impiego di elementi caratterizzati da una profondità H_0 sufficiente a raggiungere zone nelle quali si intende ridurre la pressione interstiziale, mentre il valore dell'interasse può essere fissato in relazione al valore finale dell'efficienza che si intende ottenere e ai tempi necessari per un efficace funzionamento del sistema.

Per il dimensionamento del sistema di drenaggio mediante pali secanti drenanti, l'applicazione del metodo proposto da Desideri *et al.* (1997) si articola nelle seguenti fasi:

- stima del coefficiente di sicurezza in assenza dell'intervento di drenaggio FS_0 ;

- stima del massimo valore del coefficiente di sicurezza, calcolato assumendo nulla la pressione interstiziale lungo la superficie di scorrimento FS_{max} ;
- calcolo del massimo incremento ottenibile del coefficiente di sicurezza ΔFS_{max} ;
- dimensionamento della geometria dell'intervento di drenaggio: larghezza base trincea B , altezza trincea H_0 , interasse S ;
- stima del valore a regime dell'efficienza \bar{E}_{∞} ottenibile in base alla geometria del sistema di drenaggio mediante il diagramma di Figura 4.4;
- calcolo dell'effettivo incremento del coefficiente di sicurezza in condizioni stazionarie ΔFS_{∞} ;
- calcolo del coefficiente di sicurezza in condizioni stazionarie FS_{∞} ;
- stima del tempo necessario al raggiungimento del 90% dell'efficienza a regime, note le caratteristiche del terreno (permeabilità k , modulo di Young E' , coefficiente di Poisson ν'), mediante il diagramma di Figura 4.5.

5. INTERVENTO DI STABILIZZAZIONE FRANA COMPLESSA CO2

5.1. MODELLI GEOLOGICO E GEOTECNICO

5.1.1. LINEAMENTI GEOMORFOLOGICI DELL'AREA

Nell'area compresa tra le progressive 2+850,00 e 3+150,00 il tracciato intercetta un fenomeno gravitativo attivo, presente nelle cartografie PAI e categorizzato come colamento quiescente con livello di pericolosità P2 (media) e rischio R1 (moderato).

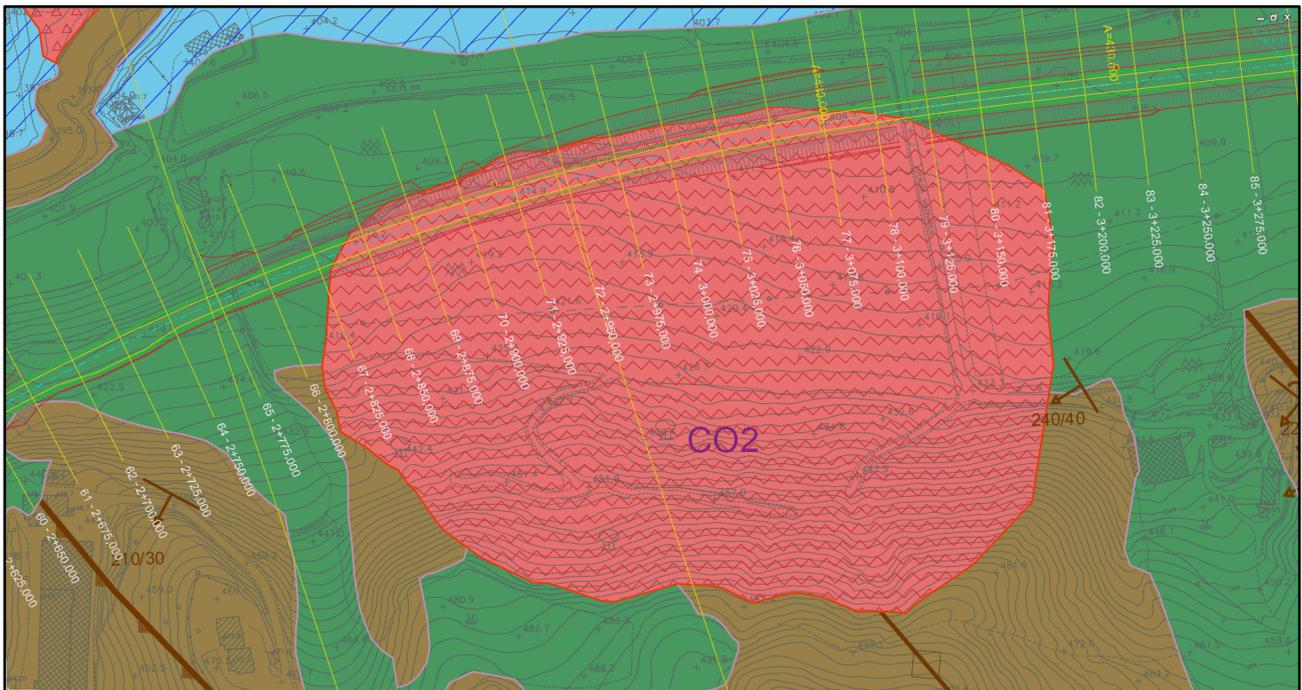


Figura 5.1 Stralcio planimetrico della carta geomorfologica (frana complessa CO2)

5.1.2. CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA

Per il dimensionamento delle trincee drenanti si è fatto riferimento ai seguenti parametri geotecnici:

UG1 – Depositi di frana

Peso dell'unità di volume	$\gamma = 19 \text{ kN/m}^3$
Coesione efficace	$c' = 0 \text{ kPa}$
Angolo di resistenza a taglio	$\phi' = 27^\circ$
Modulo di Young	$E = 5 \text{ MPa}$
Coeff. di Poisson	$\nu = 0,30$
Permeabilità	$k = 10\text{E-}06 \text{ m/s}$

PROGETTAZIONE ATI:

5.2. INTERVENTI DI PROGETTO PREVISTI

Per garantire le condizioni di stabilità della porzione del corpo di frana nell'intorno delle opere di linea, si prevede la posa in opera di un sistema drenante costituito da trincee profonde, le cui caratteristiche principali sono di seguito elencate:

Larghezza base trincea	$B = 0.8 \text{ m}$
Altezza trincea	$H_0 = 8 \text{ m}$
Interasse	$S = 20 \text{ m}$

Gli studi geologici indicano che l'altezza della trincea necessaria a garantire la variazione della pressione interstiziale sulla superficie di scorrimento del corpo di frana può essere ragionevolmente assunta coincidente con la superficie di contatto tra la coltre superficiale rimaneggiata e il substrato marnoso arenaceo. Le indagini geognostiche (sondaggio S10) hanno evidenziato che, nell'area in esame, tale superficie di contatto si trova ad una profondità compresa tra 0,50 m e 7,50 m. Di conseguenza, in fase di esecuzione, si dovrà assicurare che i pali drenanti siano opportunamente intestati nel substrato marnoso-arenaceo. Per i dettagli costruttivi del sistema di drenaggio si rimanda all'elaborato grafico (*codice elaborato T00GE00GETDI03*).

5.2.1. ANALISI DELLE CONDIZIONI DI ATTIVAZIONE DEI MECCANISMI DI INSTABILITÀ (*ANTE OPERAM*)

L'analisi delle condizioni di attivazione dei meccanismi di instabilità del versante è stata svolta con riferimento alla sezione "GEO_SEZ08" (*codice elaborato T00GE01GEOSG01*).

5.2.1.1. Verifica di stabilità *ante operam*

Nel caso di un movimento di versante classificato come attivo, è possibile eseguire un'analisi a ritroso (*back analysis*) per ricercare le condizioni che inducano l'attivazione del meccanismo osservato. In particolare, fissata la geometria di riferimento del problema e assumendo nullo il contributo della coesione (frana attiva o frana quiescente che ha subito spostamenti tali da raggiungere le condizioni di resistenza residue) è possibile risalire ai parametri (in questo caso angolo di resistenza a taglio e posizione della superficie libera della falda) che producono il raggiungimento delle condizioni di incipiente scorrimento del pendio ($FS = 1$).

Di seguito si riporta uno schema del modello geotecnico utilizzato e i risultati ottenuti dall'analisi a ritroso in termini di angolo di resistenza a taglio e posizione della superficie libera della falda.

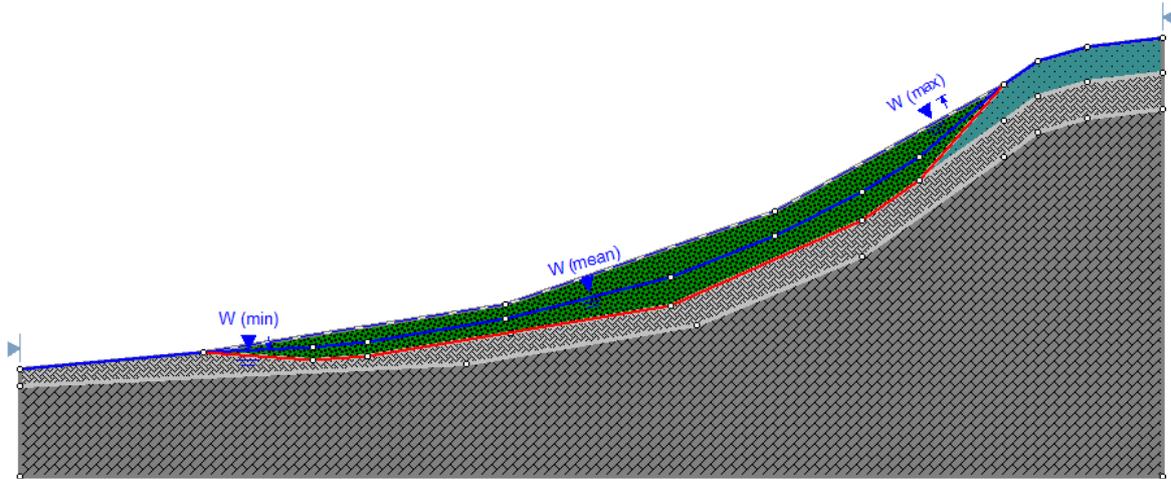
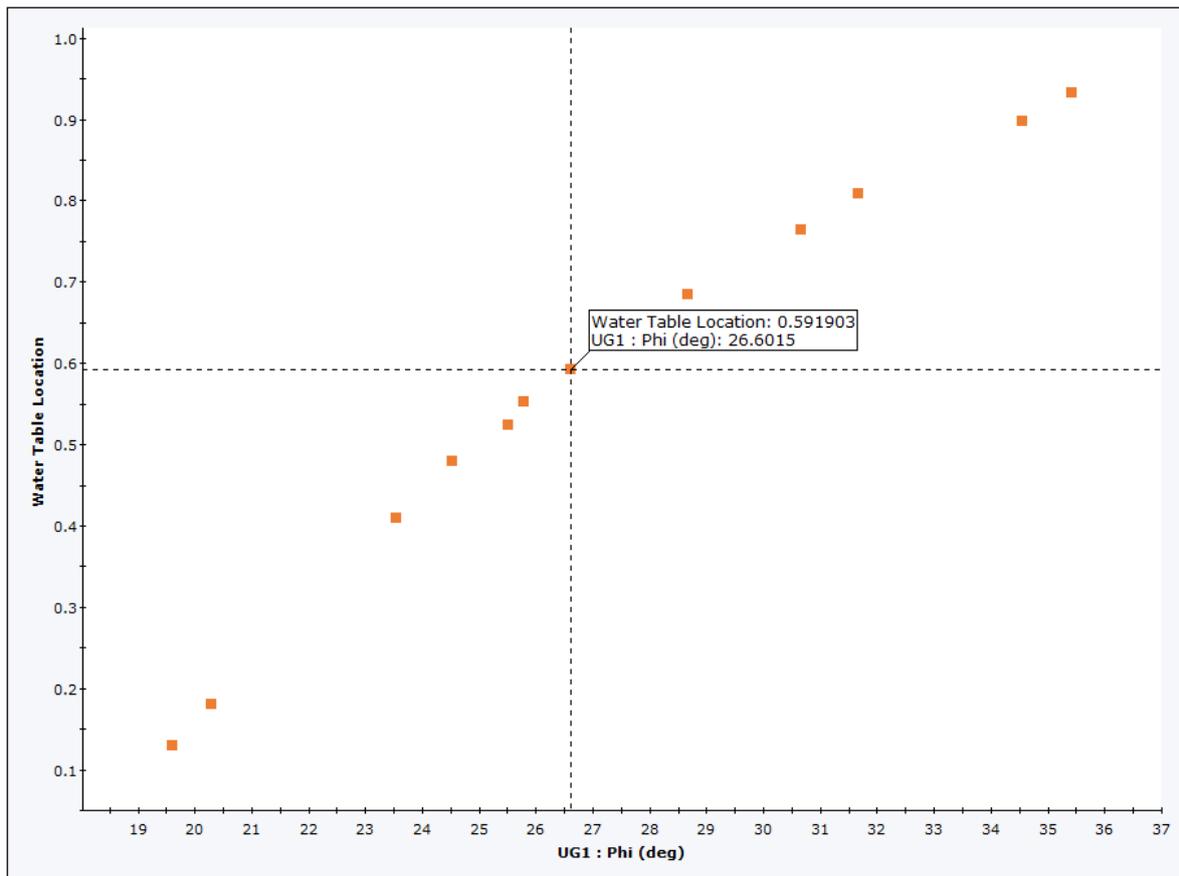


Figura 5.2 Schema del modello geotecnico utilizzato per la *back analysis*

Highlighted Data = Factor of Safety - bishop simplified Range ≥ 0.99 to ≤ 1.01 (12 points)



▲ Primary Data ■ Highlighted Data

Correlation Coefficient=0.985805, alpha=-0.772977, beta=0.0496651 (Highlighted Data Only)

PROGETTAZIONE ATI:

Nel precedente grafico sono evidenziate le coppie di punti angolo di resistenza a taglio e posizione della falda che producono un coefficiente di sicurezza FS pari a 1, dove 0 indica una posizione della falda alla base del deposito di frana e 1 indica una posizione della falda in corrispondenza del piano campagna. Confrontando i risultati dell'analisi con i risultati delle prove in sito e in laboratorio, si stima un valore dell'angolo di attrito in condizioni di incipiente scorrimento del pendio pari a $\varphi' = \varphi'_{res} = 25^\circ \div 27^\circ$ e una posizione della falda pari a $0,6H$, dove H rappresenta lo spessore medio del deposito di frana all'interno del modello numerico.

Tale condizione costituisce lo scenario di riferimento per il dimensionamento dell'intervento di stabilizzazione previsto per il caso in esame. Si considera, dunque:

Fattore di sicurezza iniziale FS_0 1,00

Analogamente, mediante un'analisi di stabilità in condizioni di pressione interstiziale nulla lungo la superficie di scorrimento si valuta il fattore di sicurezza massimo, da cui:

Fattore di sicurezza massimo ($u = 0$ kPa) FS_{max} 1,50

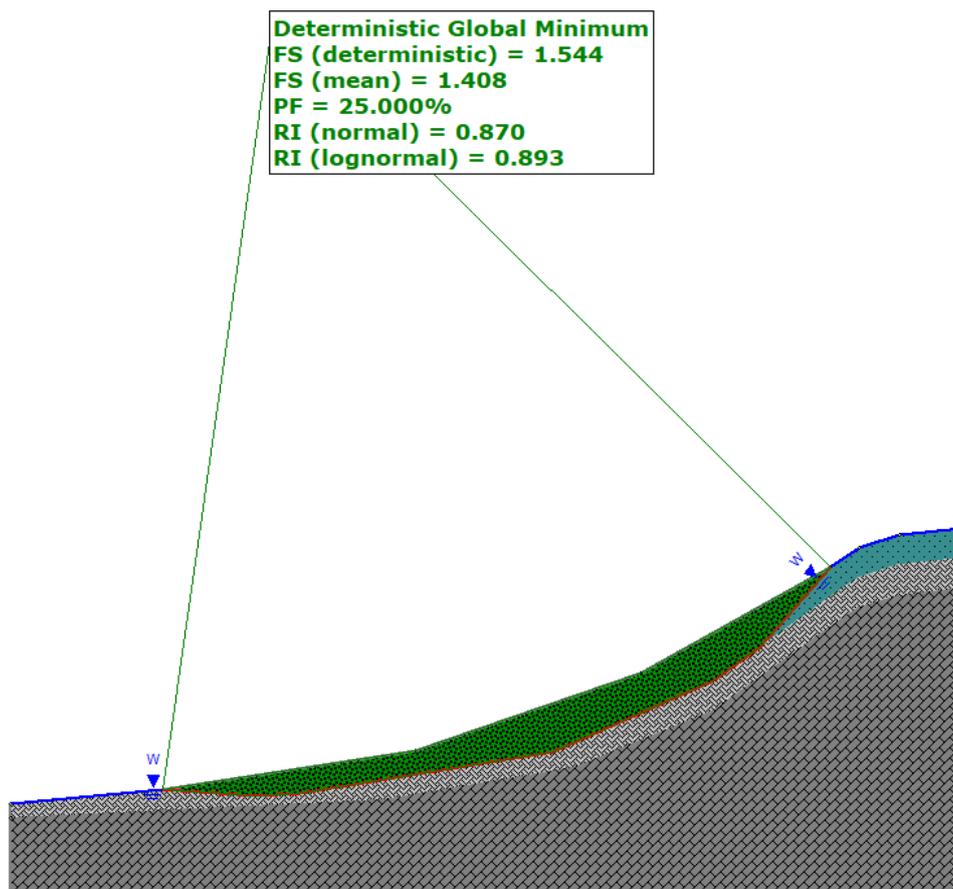


Figura 5.3 Analisi di stabilità in condizioni di pressione interstiziale nulla lungo la superficie di scivolamento

PROGETTAZIONE ATI:

5.2.2. ANALISI DELLE CONDIZIONI DI STABILITÀ IN PRESENZA DEGLI INTERVENTI (*POST OPERAM*)

5.2.2.1. Risultati dell'analisi di stabilità (*post operam*)

Valutazione del massimo incremento del coefficiente di sicurezza

Nel § 5.2.1 sono state analizzate le condizioni *ante operam* del pendio che determinano l'innescio dei meccanismi di instabilità. Nello specifico, quando la superficie libera della falda è prossima al valore di $0,6H$ il coefficiente di sicurezza iniziale, in assenza dell'intervento di drenaggio è pari a $FS_0 = 1,00$.

Il valore massimo del coefficiente di sicurezza FS_{max} è stato stimato nell'ipotesi di coesione nulla ($c' = 0$ kPa), imponendo che la pressione interstiziale sia nulla ($u = 0$ kPa) lungo la superficie di scorrimento. Si ottiene $FS_{max} = 1,50$.

Il massimo incremento ottenibile del coefficiente di sicurezza è quindi $\Delta FS_{max} = 0,50$.

Calcolo dell'efficienza media a regime

Sulla base delle caratteristiche dell'intervento descritte al § 5.1.2 e in accordo con le grandezze geometriche precedentemente introdotte, si assume:

$n = H/H_0$	1,00
B/H_0	0,10
D/H_0	1,00
Incremento massimo fattore di sicurezza ΔFS_{max}	0,50
Interasse S	20,0 m
Rapporto S/ H_0	2,50
Efficienza media a regime E_∞	0,48

Il valore dell'efficienza media a regime \bar{E}_∞ è stato stimato in funzione del rapporto S/H_0 mediante l'abaco di Figura 4.4.

In condizioni di regime, dunque, l'intervento previsto è in grado di garantire un'efficienza del 48% lungo un piano posto alla profondità della superficie di scorrimento ($D/H_0 = 1$).

Ai fini della stabilità del pendio, la valutazione dell'efficienza media a regime del sistema drenante è riferita al piano coincidente con la superficie di scorrimento. L'altezza della trincea ($H_0 > H_{sub}$) garantisce un'adeguata penetrazione degli elementi drenanti nel substrato stabile.

CALCOLO DEL COEFFICIENTE DI SICUREZZA E DEL FATTORE TEMPO AL 90%

Il fattore tempo al 90% rappresenta il tempo necessario all'opera per raggiungere un'efficienza del 90%.

Fattore tempo al 90% T_{90}	0,42
-------------------------------	------

PROGETTAZIONE ATI:

Tempo in giorni, al raggiungimento di un'efficienza del 90%	0,06 giorni
Efficienza media al 90% $E_{(t90)}$	0,44
Incremento fattore di sicurezza al 90% $\Delta FS_{(t90)}$	0,22
Fattore di sicurezza al 90% $FS_{(t90)}$	1,22

Il valore del fattore tempo al 90% T_{90} è stato stimato in funzione del rapporto S/H_0 mediante l'abaco di Figura 4.5.

In condizioni di regime, dunque, l'intervento previsto è in grado di garantire un margine di sicurezza pari a $FS_{\infty} = 1,22$. Il margine di sicurezza raggiunto in presenza dell'intervento risulta adeguato poiché è maggiore o uguale del valore tipicamente riportato in letteratura, $FS = 1,20$ (Cartier & Pouget, 1988), in corrispondenza del quale si considerano arrestati i movimenti di una frana a seguito di interventi di stabilizzazione.

5.3. SCENARIO DI RIFERIMENTO PER LA PROGETTAZIONE DELLE OPERE DI LINEA

Le opere di linea interagenti con il corpo di frana, inizialmente attivo nelle condizioni *ante operam*, sono state progettate con riferimento alle condizioni *post operam*, coincidenti con le condizioni di regime del sistema drenante. In particolare, richiamando la definizione di efficienza media a regime, si ha:

$$\bar{E}_{\infty} = \frac{u_0 - \bar{u}_{\infty}}{u_0} = 1 - \frac{\bar{u}_{\infty}}{u_0} \quad (10)$$

in cui $\bar{u}_{\infty} = \gamma_w \cdot z_w^{\infty} \cdot \cos^2 \beta$ è la pressione interstiziale media sulla superficie di scorrimento nelle condizioni di regime del sistema drenante (*post operam*, $FS_{\infty} = 1,22$) e $u_0 = \gamma_w \cdot z_w \cdot \cos^2 \beta$ è il valore nelle condizioni di incipiente scorrimento (*ante operam*, $FS_0 = 1,00$).

Combinando le due precedenti relazioni con l'Eq. 10 si ottiene la posizione media della superficie libera della falda (a partire dalla superficie di scorrimento) in condizioni di regime del sistema drenante:

$$z_w^{\infty} = (1 - \bar{E}_{\infty})z_w = (1 - 0,48) \cdot 0,6 \cdot 8,0 = 2,5 \text{ m}$$

La profondità di riferimento della superficie libera della falda, a partire dal piano campagna, per la progettazione delle opere di linea è quindi:

$$H - z_w^{\infty} = 8,0 - 2,5 = 5,50 \text{ m}$$