

ALPIGEO

SOCIETA' COOPERATIVA DI GEOLOGIA APPLICATA
Piazza Salandra 33/a – Parma (PR)
tel. 3513152999
info@alpigeoconsulting.com
Iscrizione presso l'Albo Cooperative: A178313
C.F. e P.I. 02417840341



LAVORI DI CONSOLIDAMENTO DELLA SCARPATA DI MONTE SULLA SP 513R AL KM 39+900 IN COMUNE DI VETTO CUP: C87H24000210001



Finanziato
dall'Unione europea
NextGenerationEU



Presidenza del Consiglio dei Ministri



PROVINCIA
DI REGGIO EMILIA

IL COMMISSARIO STRAORDINARIO ALLA RICOSTRUZIONE

NEI TERRITORI DELLE REGIONI EMILIA-ROMAGNA, TOSCANA E MARCHE

COMMITTENTE
PROVINCIA DI REGGIO EMILIA
SERVIZIO INFRASTRUTTURE, MOBILITA' SOSTENIBILE PATRIMONIO

PDE_REL_04 – RELAZIONE DI CALCOLO RIVESTIMENTO ANTI-EROSIVO



Dott. Geol. Nicolò Doglioni



Ing. Marco Armellin

REV	DATA	DESCRIZIONE	INCARICO
	20/02/2025	PDE_REL_04	CIG: B4F461CC39 CUP: C87H24000210001

INDICE

1	INTRODUZIONE	3
1.1	SCOPO DELLA RELAZIONE	3
1.2	INQUADRAMENTO DEGLI INTERVENTI	3
1.3	NORMATIVE E STANDARD DI RIFERIMENTO	4
2	METODO D'INDAGINE	5
3	CARATTERISTICHE geotecniche DEL SITO	5
4	Approccio progettuale	6
4.1	IPOTESI	7
4.2	METODI DELL'EQUILIBRIO LIMITE E METODI IBRIDI	9
5	Analisi del pendio	12
5.1	IPOTESI PRINCIPALI	12
5.2	APPROCCIO 1	16
5.3	APPROCCIO 2	18
5.4	RISULTATI DELLA PRE-ANALISI	19
5.5	RISULTATI DELLE ANALISI DI STABILITÀ	19
6	Funzioni caratteristiche	20
6.1	CHE COS'È UNA CURVA CARATTERISTICA	21
6.2	COME VENGONO RICAVATE LE CURVE CARATTERISTICHE	24
6.3	COME VENGONO UTILIZZATE LE CURVE CARATTERISTICHE	27
7	Progettazione dei chiodi	27

7.1	LUNGHEZZA DEGLI ANCORAGGI – APPROCCIO PROGETTUALE	28
7.2	VERIFICA DELLA SEZIONE DI ACCIAIO	30
7.3	CONNESSIONE CON LA PIASTRA DI RIPARTIZIONE	30
8	Definizione delle caratteristiche meccaniche	30
8.1	PARAMETRI GEOTECNICI DEL TERRENO	30
8.2	CARATTERISTICHE MECCANICHE DELLA RETE	31
9	Risultati delle verifiche	32
9.1	VERIFICA PSEUDO-STATICA (SISMICA)	32
10	Bibliografia	35

1 INTRODUZIONE

1.1 Scopo della relazione

La presente relazione è stata scritta per conto della provincia di Reggio Emilia a supporto del progetto di “consolidamento della scarpata di monte sulla sp 513R nel comune di Vetto”.

Il settore di pendio interessato da queste opere si inserisce nel contesto più ampio del versante instabile a monte della SP513R in località Cantoniera che ha visto vari stralci d'intervento nel tempo.

Questo elaborato ha lo scopo di dimensionare gli interventi di rafforzamento corticale anti erosivi sulla base delle indagini eseguite in loco e descritte nella relazione illustrativa e in quella geologica.

Verranno qui riportati i dati salienti ai fini della definizione del dissesto e del calcolo.

1.2 Inquadramento degli interventi

Gli interventi anti erosivi su pendii acclivi possono essere con rete chiodata, o rafforzamenti corticali, sono costituiti da reti metalliche accoppiate con geogriglie o geostuoie associate ad un reticolo di ancoraggi. Essi hanno lo scopo di migliorare la stabilità superficiale del pendio per mezzo dei chiodi e di trattenere gli accumuli detritici che si formano nel tempo per mezzo delle reti e stuoie anti erosive.

L'intervento in oggetto consiste nell'installazione di un reticolo di barre B450C di diametro minimo 24 mm e lunghezza 3 m, disposte a maglia 3 X 3 m, associate ad una rete a doppia torsione 10X8 cm, filo elementare da 3 mm accoppiato con geostuoia tridimensionale e rinforzato e funi metalliche di diametro non inferiore a 10 mm. I fori di perforazione dovranno avere diametro pari o superiore a 42 mm. La connessione fra funi e ancoraggi potrà essere garantita da golfari passacavo o da piastre di ripartizione con cavi stretti fra terreno e piastra.

La verifica delle reti chiodate include:

1. La resistenza degli ancoraggi e della rete a fronte dei carichi di progetto;
2. Le deformazioni del rivestimento che consentono di controllare il livello delle sollecitazioni e intervenire per eventuali manutenzioni.

Dal punto di vista geotecnico il rafforzamento corticale anti erosivo viene considerato un intervento passivo, poiché genera forze dal momento in cui il dissesto manifesta qualche movimento.

La progettazione delle reti chiodate deve necessariamente tenere conto di modelli di calcolo semplificati poiché è possibile solo approssimare la topografia, la variazione geotecnica laterale, la condizione di vincolo delle reti, e le proprietà delle reti stesse.

1.3 Normative e standard di riferimento

Quadro normativo

- Decreto 17 Gennaio 2018. Ministero Delle Infrastrutture e dei Trasporti. Aggiornamento delle «Norme Tecniche per le Costruzioni» (NTC18);
- Circolare esplicativa del C.S.LL.PP. n° 7/2019
- Direttiva 89/106/CEE del Consiglio della Comunità Europea del 21/12/1988 concernente i prodotti da Costruzione (Direttiva Prodotti da Costruzione - CPD);
- DM 11 marzo 1988 “Norme tecniche riguardanti le indagini sui terreni e sulle rocce, la stabilità dei pendii naturali e delle scarpate, i criteri generali e le prescrizioni per la progettazione, l'esecuzione e il collaudo delle opere di sostegno delle terre e delle opere di fondazione”
- Ordinanza del Presidente del Consiglio dei Ministri n. 3274 del 20.03.2003, “Primi elementi in materia di criteri generali per la classificazione sismica del territorio nazionale e di normative tecniche per la costruzione in zona sismica”;
- Ordinanza del Presidente del Consiglio dei Ministri n. 3431 del 03.05.2005 “Ulteriori modifiche ed integrazioni all'ordinanza del Presidente del Consiglio dei Ministri n. 3274 del 20 marzo 2003, recante «Primi elementi in materia di criteri generali per la classificazione sismica del territorio nazionale e di normative tecniche per le costruzioni in zona sismica»”.
- Ordinanza del Presidente del Consiglio dei ministri n. 3519 del 28.04.2006 “Criteri generali per l'individuazione delle zone sismiche e per la formazione e l'aggiornamento degli elenchi delle medesime zone”
- Deliberazione della Giunta Regionale n. 244 del 09 marzo 2021 “Aggiornamento dell'elenco delle zone sismiche del Veneto. D.P.R. 6 giugno 2001, n. 380, articolo 83, comma 3; D. Lgs 31 marzo 1998, n. 112, articoli 93 e 94. D.G.R./CR n. 1 del 19/01/2021”
- D.Lgs. 3 aprile 2006 n. 152 - Norme in materia ambientale

Standard di progetto

- UNI 11211 -1 e UNI 11211:4 – Opere di difesa dalla caduta massi.
- ISO 17746:2016 - Steel wire rope net panels and rolls — Definitions and specifications .
- ISO 17745:2016 - Steel wire ring net panels — Definitions and specifications.
- CIRIA– Rock netting systems – design, installation and whole-life management, 2018 draft reference manual.

Standard esecutivi

- EAD 340059-00-0106 – Rockfall protection kits
- BS 5930 Code of Practice for Site Investigations.
- ISRM (International Society for Rock Mechanics and Rock Engineering) - The ISRM Suggested Methods for Rock Characterization, Testing and Monitoring: 2007-2014
- ISRM (International Society for Rock Mechanics and Rock Engineering) - The Complete ISRM Suggested Methods for Rock Characterization, Testing and Monitoring: 1974-2006
- ISO STANDARD 14688-1 First edition 2002-08-15 Geotechnical investigation and testing — Identification and classification of soil — Part 1: Identification and description
- BS EN ISO 14689-1:2003 Geotechnical investigation and testing — Identification and classification of rock — Part 1: Identification and description.

2 METODO D'INDAGINE

Le analisi per individuare e definire il tipo di intervento idoneo sono state sviluppate mediante:

- Sopralluogo per verificare le caratteristiche del sito e lo stato generale dei versanti, anche mediante ricognizione da drone;
- Rilievo geologico volto a definire la natura dei terreni, la tipologia di dissesto e la sua estensione attuale e potenziale ed infine, i parametri geotecnici indispensabili per il calcolo;
- Individuazione degli interventi possibili;
- Dimensionamento e verifica del rafforzamento corticale anti erosivo;

3 CARATTERISTICHE GEOTECNICHE DEL SITO

Come meglio descritto nella relazione geologica, il versante è composto da terreni alluvionali poggianti sul substrato roccioso marnoso.

I terreni di copertura possono essere descritti come sabbie e ghiaie con ciottoli arrotondati in matrice limosa debolmente argillosa di colore marroncino chiaro e sono interpretati come depositi alluvionali.

Per le coperture possiamo dedurre i seguenti parametri geotecnici:

	Depositi di copertura
Grado di addensamento	Discreto
Peso per unità di volume	20.00 kN/m ³

Angolo di resistenza al taglio	29° - 32°
Coesione	4 ÷ 7 kPa

si definiscono i seguenti parametri caratteristici di progetto:

Materiale	Peso di volume γ (kN/m ³)	Coesione (kPa)	Angolo di attrito (°)
Depositi di copertura	20.0	4.0	29

Tabella 3 - Parametri caratteristici ottenuti dall'indagine



Figura 1: panoramica del terreno da stabilizzare

4 APPROCCIO PROGETTUALE

La progettazione di interventi di consolidamento e/o stabilizzazione di pendii potenzialmente instabili è un problema multi-scala complesso, poiché coinvolge la *scala locale* del volume elementare rappresentativo del suolo (REV), la *macro scala* della struttura e la *mega scala* dell'intero pendio, come è schematicamente mostrato nella Figura 2 con riferimento al caso di pali che stabilizzano il pendio. I codici numerici usuali sono spesso basati su metodi agli elementi finiti o alle differenze finite. Sebbene questi siano molto efficienti da un punto di vista numerico e includano relazioni costitutive avanzate per terreni sciolti e ammassi rocciosi, non possono trattare una varietà di scale così ampia.

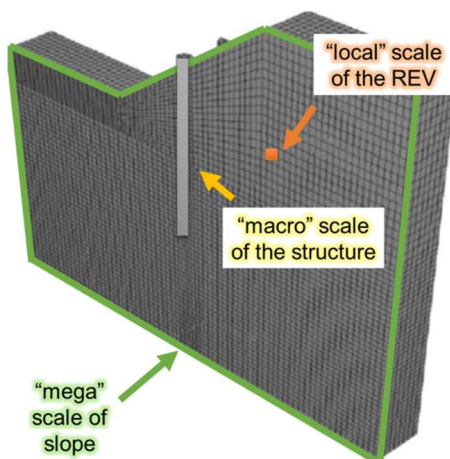


Figura 2: Problema multi-scala.

Nei paragrafi successivi viene descritta la procedura di progettazione alternativa impiegata, basata su un approccio di sotto-strutturazione con specifico riferimento ai consolidamenti di strati superficiali potenzialmente instabili di materiale granulare mediante reti metalliche e chiodature. Il comportamento di ciascun componente del sistema (cioè i singoli meccanismi di collasso del pendio, il sistema di stabilizzazione, l'interazione locale tra terreno e rete, ecc.) viene studiato separatamente adottando specifiche relazioni costitutive; il comportamento globale su mega scala si ottiene dunque una volta raggiunto l'equilibrio e la compatibilità tra tutti i componenti.

4.1 Ipotesi

Con riferimento allo schema semplificato per il consolidamento dello strato superficiale instabile di un pendio mostrato nella Figura 2a, l'approccio di sotto-strutturazione consente di studiare la stabilità della massa del suolo superficiale separatamente dagli altri componenti strutturali. La massa di terreno è soggetta al peso proprio W , alla forza di taglio T mobilitata lungo la sua superficie di scorrimento e alla pressione stabilizzante di contatto q che si verifica tra la rete e la superficie del pendio (Figura 2b). Occorre comunque sottolineare che agli ancoraggi non viene imposta alcuna azione di pretensionamento iniziale (in quanto attraverso l'utilizzo di qualsiasi rete metallica flessibile non è possibile applicare un precarico o una pressione attiva al pendio e dunque l'intervento viene trattato come un sistema passivo), e la pressione di contatto q viene mobilitata esclusivamente a seguito della deformazione locale U_N del terreno. Di conseguenza, viene introdotta una relazione $q = q(U_N)$. Dal punto di vista strutturale, la rete metallica chiodata è dunque sottoposta ad un processo di carico controllato dalla deformazione, governato dalla componente normale U_N del profilo di

deformazione del terreno (Figure 2c e 2d). La deformabilità assiale degli ancoraggi è invece trascurata e i punti di ancoraggio della rete sono quindi considerati fissi.

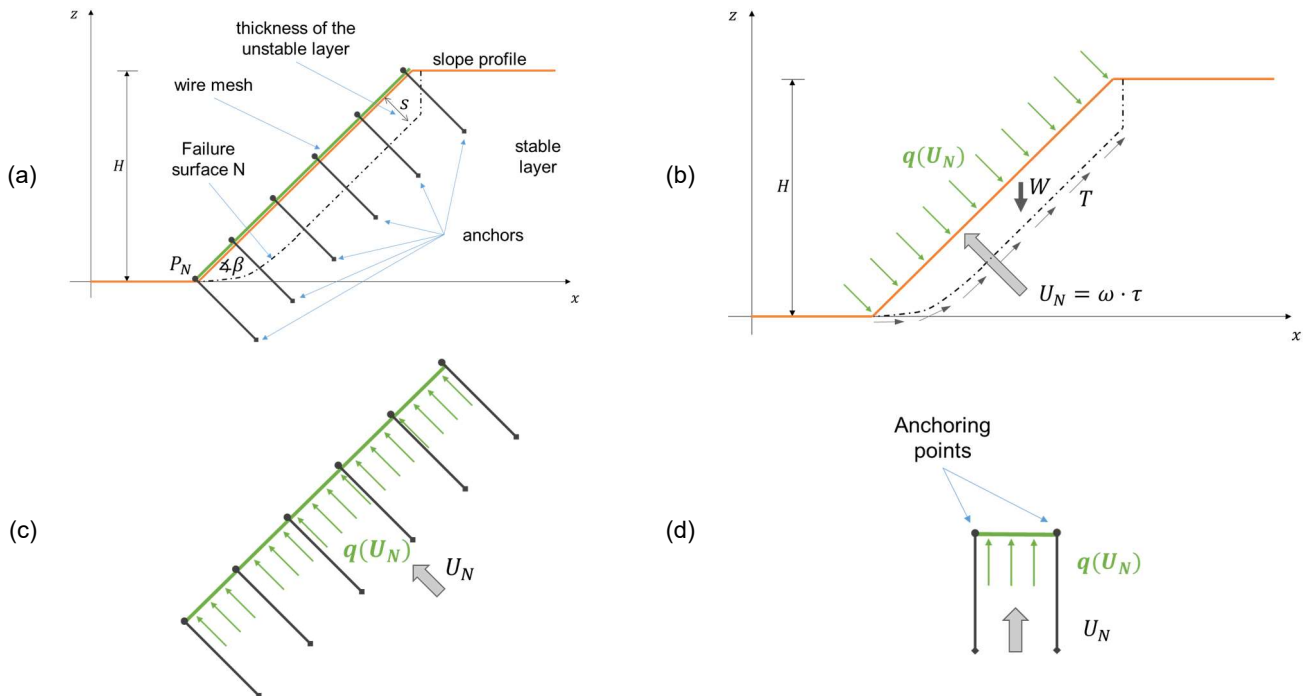


Figura 3: (a) Schema di un pendio instabile interessato da un intervento di consolidamento mediante reti metalliche chiodate; (b) analisi di stabilità dello strato instabile; (c) pressione di contatto all'interfaccia rete-terreno; (d) studio della rete all'interno della maglia degli ancoraggi.

Un ruolo chiave nell'approccio adottato è rappresentato dalla definizione esplicita della relazione $q = q(U_N)$, denominata di seguito come "curva caratteristica" del sistema. La curva caratteristica (la cui derivazione sarà di seguito descritta) è di importanza fondamentale in quanto questa rappresenta una legge costitutiva "generalizzata" per ogni campo della rete (ovvero l'area sottesa tra gli ancoraggi) e per il terreno sottostante (cioè alla "macro" scala della struttura), riproducendo il comportamento di questo sistema dalla sua condizione di lavoro fino al suo collasso. La curva caratteristica, come in tutti i problemi di interazione terreno-struttura, dipende strettamente sia dalla deformabilità che dalla resistenza del terreno e della rete metallica. Infatti, solo una descrizione appropriata di questa interazione consente un'accurata valutazione quantitativa dell'azione stabilizzante e, quindi, la definizione di soluzioni progettuali sicure e affidabili. Ciò è particolarmente importante quando si esaminano strutture significativamente deformabili, come lo sono tutte le reti metalliche. In questo caso, infatti, il valore di picco della curva caratteristica, che rappresenta la massima pressione stabilizzante q che può essere fornita dalla rete, dipende strettamente dalla rigidità della rete e dalla

deformabilità del terreno. Di conseguenza, il collasso del sistema è in gran parte influenzato anche dai valori di deformabilità. I consueti metodi di progettazione spesso adottati si basano generalmente su approcci semplificati allo stato limite ultimo e ignorano la rigidità relativa tra terreno e rete. Ciò può quindi comportare un'analisi imprecisa e potenzialmente non sicura.

Infine, come illustrato nei paragrafi seguenti, il vantaggio di introdurre una curva caratteristica è anche quello di consentire una valutazione affidabile delle prestazioni del sistema di stabilizzazione, mettendo in relazione il livello di sicurezza desiderato per la stabilità dello strato superficiale con la corrispondente condizione di utilizzo della rete.

4.2 Metodi dell'equilibrio limite e Metodi ibridi

I metodi convenzionali di equilibrio limite (LEM) solitamente studiano la stabilità di una massa di terreno lungo una superficie di scorrimento F adottando la seguente equazione:

$$E_k^F = \frac{R_k^F}{F_S} + A_{k,lim}^F \quad (1a)$$

esprimendo l'equilibrio tra l'azione agente (E), generalmente data dal peso della massa instabile del terreno, la resistenza mobilitata dal terreno (R) e il valore limite dell'azione stabilizzante (A) fornita dall'intervento di consolidamento. Nell'equazione (1a), tutti e tre i termini sono calcolati con riferimento a uno specifico meccanismo di rottura (apice F), adottando i valori caratteristici dei parametri meccanici (pedice k) e introducendo un fattore di sicurezza F_S come fattore di riduzione della resistenza del terreno. In alternativa, una volta introdotti i fattori di sicurezza parziale a seconda degli standard di progettazione adottati, la stessa equazione potrebbe anche essere scritta con riferimento ai valori di progetto delle grandezze citate. Viene quindi formulata la seguente disequazione:

$$E_d^F < R_d^F + A_{d,lim}^F \quad (1b)$$

In entrambi i casi, il contributo dell'intervento di stabilizzazione è considerato solo alla sua condizione limite, coincidente con il valore di picco (nel caso di sistemi "fragili") o con il valore asintotico ultimo (per i sistemi "duttili"), senza modellare esplicitamente l'interazione terreno-rete. Nessuna relazione diretta può quindi essere esplicitata tra il livello di sicurezza del pendio, le condizioni di lavoro della rete e le deformazioni del terreno.

Al contrario, a partire dall'approccio di sotto-strutturazione schematicamente descritto nel paragrafo precedente, verrà adottato un innovativo metodo di analisi basato su un approccio "ibrido" (si veda ad esempio Galli et al., 2017, per una descrizione dettagliata di tali approcci progettuali multilivello, con particolare riferimento ai pali per la stabilizzazione di pendii). Il concetto chiave è che l'equilibrio del terreno

viene ancora analizzato per mezzo del normale LEM, ma l'azione stabilizzante fornita dall'intervento strutturale passivo è espressa in funzione della relativa deformazione terreno-struttura. In altre parole, i metodi ibridi combinano un approccio allo stato limite ultimo (ULS) per quanto riguarda la resistenza del terreno per analizzare la stabilità del pendio, con un approccio allo stato limite di servizio (SLS) relativamente all'interazione terreno-struttura. Questo approccio è coerente con il concetto degli *interventi di prevenzione*, ovvero di progettare strutture volte a prevenire l'insorgere di un fenomeno gravitativo, ma consentendo piccole deformazioni prima del collasso del terreno, sufficienti ad attivare l'interazione terreno-rete.

Da un punto di vista computazionale, si evidenzia che, analogamente ai metodi di equilibrio limite (LEM), l'equilibrio della massa di terreno potenzialmente instabile sarà studiato con riferimento a uno schema di piccola deformazione, cioè trascurando i movimenti del pendio e scrivendo le equazioni di equilibrio globale rispetto allo stato iniziale del terreno non deformato. Al contrario, l'interazione locale terreno-rete che dà origine alla curva $q = q(U_N)$, sarà necessariamente studiata adottando uno schema di grande deformazione, al fine di analizzare correttamente il comportamento membranale della rete, come verrà discusso nel capitolo 4.

L'equazione formale può quindi essere scritta nella forma generale come segue:

$$E_k^F = \frac{R_k^F}{F_S} + A_k^F(\mathbf{U}), \quad (2)$$

estendendo la validità dell'equazione (1a) ai metodi ibridi, attraverso la definizione di una funzione "caratteristica" del sistema $A = A(\mathbf{U})$, esprimendo lo sviluppo dell'azione stabilizzante globale A (in questo caso, l'integrale delle pressioni di contatto mobilitate tra il profilo del pendio e la rete) con il campo di deformazione $\mathbf{U}$ del pendio. Come già sottolineato, i concetti chiave derivanti dall'introduzione di tale funzione caratteristica sono che:

- (a) l'influenza della rigidità relativa terreno-rete sulla forza stabilizzante (che influisce anche sul suo valore di picco) può essere esplicitamente considerata,
- (b) il fattore di sicurezza della stabilità dello strato superficiale del pendio in presenza del sistema di stabilizzazione diventa una funzione del modello di deformazione del terreno, e
- (c) le condizioni di lavoro della rete per il livello di sicurezza desiderato dello strato superficiale instabile possono essere valutate esplicitamente.

L'equazione (2) introduce concettualmente una relazione tra il livello di sicurezza (generalmente espresso come F_S) e il campo di deformazione del terreno (Figure 4). A partire dal valore iniziale pre-intervento del fattore di sicurezza F_{S0} , il progettista può mettere esplicitamente in relazione il valore di progetto scelto del fattore di sicurezza F_{Sa} con la corrispondente deformazione del terreno e con le condizioni di lavoro della

rete. Nella figura 3 vengono ad esempio tracciati due casi di un sistema duttile (i) e un sistema fragile (ii), mostrando le valutazioni corrispondenti delle deformazioni del terreno $U_{d(i)}$ e $U_{d(ii)}$. In quest'ottica, i metodi ibridi rappresentano anche una metodologia efficiente per confrontare rapidamente possibili soluzioni progettuali alternative adottando un criterio coerente e sicuro basato sulle prestazioni.

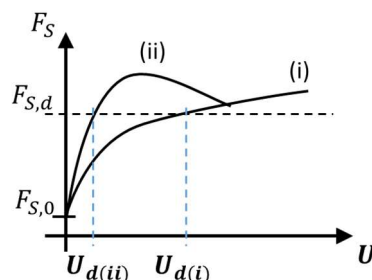


Figure 4. Correlazione tra il fattore di sicurezza del pendio F_S e le deformazioni del terreno per sistemi duttile (i) e fragile (ii).

I metodi ibridi non possono tuttavia essere utilizzati per prevedere il comportamento a lungo termine del sistema (ad esempio lo spostamento previsto in sito a seguito dell'installazione della rete), poiché non considerano alcuna legge di evoluzione temporale del sistema (l'equazione (2) è infatti interdipendente dal tempo). Occorre inoltre osservare che, teoricamente, si verifica un fenomeno gravitativo ogni volta che $F_{S,0} < 1$, e il terreno, come in tutti i sistemi di prevenzione passiva, continuerà a muoversi fino a quando non verrà raggiunta una nuova condizione di equilibrio (cioè $F_S = 1$). Tutte le condizioni progettuali caratterizzate da $F_{S,d} > 1$ non possono quindi essere idealmente raggiunte nella pratica, e i valori di deformazione U_d calcolati con metodi ibridi sono quindi intesi solo come misura delle prestazioni del sistema per un livello di sicurezza fisso del pendio.

In conclusione, i Metodi Ibridi, come è già stato brevemente citato, sono idonei alla progettazione di misure di **prevenzione**, concettualmente riferite ad una condizione precedente all'attivazione dell'instabilità indagata (e infatti nelle analisi di stabilità viene introdotto un adeguato fattore di sicurezza rispetto alla sua resistenza ultima). Si tratta di una differenza fondamentale rispetto alle misure di **protezione**, che sono volte a controllare l'evoluzione del fenomeno dopo l'insorgenza di un meccanismo di rottura globale. In questo caso, sarebbero necessari strumenti computazionali completamente diversi, basati su approcci di grande deformazione e in grado di considerare i relativi cambiamenti nella geometria del pendio (come è, ad esempio, per gli interventi di protezione dalle colate detritiche).

5 ANALISI DEL PENDIO

Con riferimento all'approccio di sotto-strutturazione brevemente descritto nel paragrafo 2.1, i principali presupposti e la geometria ideale adottata per le analisi di stabilità dello strato di terreno superficiale instabile sono illustrati nei paragrafi seguenti.

5.1 Ipotesi principali

Il profilo ideale del pendio adottato viene illustrato in Figura 5. In particolare, viene considerato un pendio di altezza totale H con un'inclinazione β , costituito da uno strato omogeneo di materiale granulare con spessore uniforme s , a copertura di un substrato stabile. Il modello permette inoltre di prendere in considerazione la presenza di una falda freatica ad una profondità uniforme lungo il pendio e, in funzione delle caratteristiche geotecniche dello strato instabile, anche la presenza di fratture di trazione in sommità al pendio

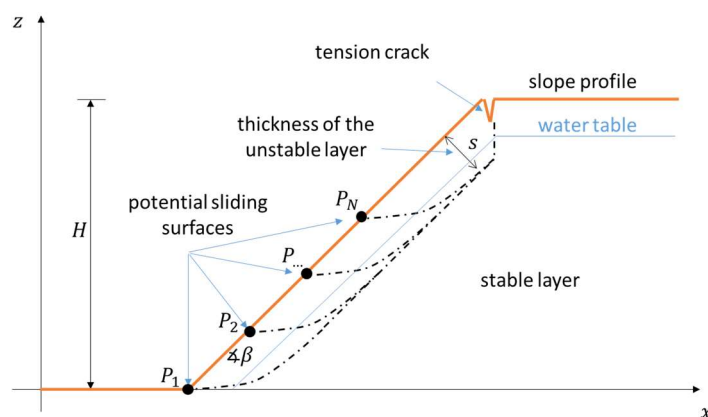


Figura 5. Sezione schematica del pendio considerato.

Nel modello di calcolo vengono considerati solo i meccanismi di rottura traslazionale dello strato instabile, a partire dalla sommità del pendio e che si estendono fino al loro punto emergente P lungo il pendio. In generale, vengono definite N superfici di scorrimento (identificate in modo univoco dai punti P_i con $i = 1..N$). In particolare, sono stati implementati due diversi approcci, il primo (v. par. 3.2) è idealmente più adatto per pendii ripidi, mentre il secondo (v. par. 3.3) per pendii più dolci. Entrambi gli approcci vengono eseguiti simultaneamente nell'analisi e le soluzioni, coerenti con i soliti approcci LEM, sono derivate confrontando tutti i meccanismi di rottura considerati e mostrando l'involuppo appropriato dei risultati.

Vale la pena notare che entrambi gli approcci si basano su approcci all'equilibrio limite e che essi differiscono solo relativamente alla procedura per la valutazione dell'azione stabilizzante fornita allo strato instabile dal piede del pendio. Maggiori dettagli vengono illustrati nei paragrafi 5.2 e 3.3.

I principali parametri che condizionano l'analisi di stabilità del pendio sono i seguenti:

- Altezza del pendio (H)
- Inclinazione del pendio (β)
- Spessore dello strato instabile (s)
- Profondità della falda (d_w)
- Peso per unità di volume del terreno costituente lo strato instabile, saturo (γ_{sat}) e naturale (γ)
- Angolo di attrito (ϕ)
- Coesione (c)
- Frattura di trazione (z)

L'effetto stabilizzante fornito dagli ancoraggi allo strato instabile superficiale, qui modellato come una semplice forza resistente aggiuntiva parallela alla superficie di scorrimento, richiederebbe in realtà la definizione di curve caratteristiche specifiche. Tuttavia, per semplicità e a causa del minor contributo di questo termine alla stabilità complessiva del pendio, il contributo fornito dagli ancoraggi viene valutato in modo indipendente adottando una procedura analitica semplificata, recentemente proposta da Di Laora et al. (2017) per pali impiegati nella stabilizzazione del pendio e basata su un approccio allo stato limite ultimo (ULS). Il contributo dei chiodi alla stabilità globale dell'intero pendio non viene quindi considerato attraverso questo approccio.

Nel metodo considerato, la forza resistente totale fornita da ogni singolo ancoraggio ad uno spostamento trasversale del terreno viene calcolata considerando i diversi possibili meccanismi di rottura che si possono attivare a livello locale dell'interazione terreno-ancoraggio. Sei diversi meccanismi di rottura sono generalmente possibili (modalità A, B, C, B1, BY e B2 della Figura 6), in funzione della geometria del problema (spessore dello strato instabile, lunghezza e diametro dell'ancoraggio) e dei parametri di resistenza sia del terreno che dell'ancoraggio. La condizione limite può essere raggiunta in caso si raggiunga la mobilitazione totale della pressione del terreno (modalità A, B o C) o quando la massima resistenza alla flessione viene mobilitata nell'ancoraggio, con l'attivazione di una o due cerniere plastiche (modalità B1, BY o B2), senza mobilitare la resistenza al taglio dell'ancoraggio lungo il piano di scivolamento. Da quanto sopra, è evidente

che il valore dell'azione stabilizzante non può in ogni caso essere assimilato a quello della resistenza al taglio della barra di acciaio che costituisce l'ancoraggio.

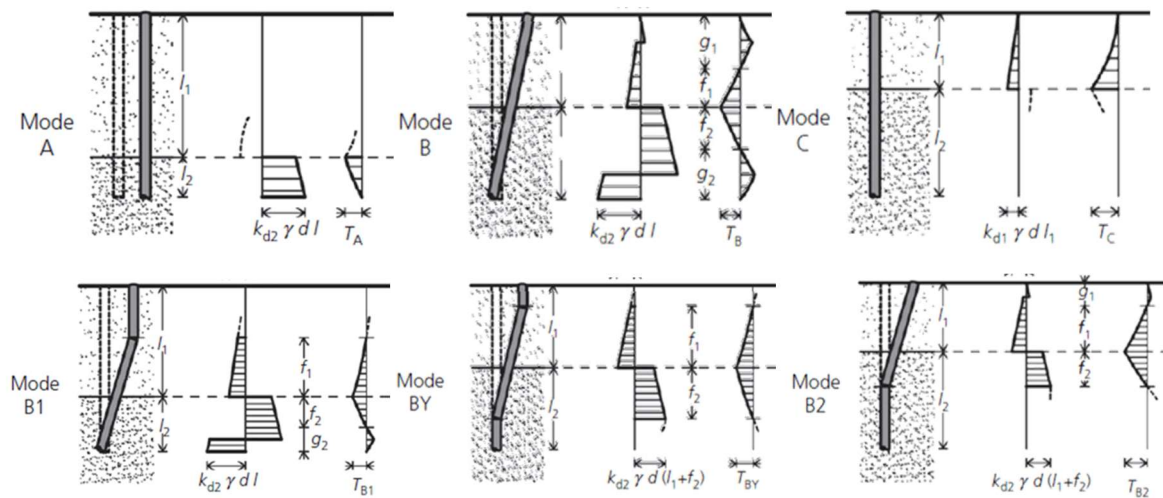


Figura 6. Meccanismi di rottura del sistema terreno-ancoraggio soggetto alla deformazione laterale del terreno (Di Laora et al., 2017).

Tutte le sei soluzioni sono riassunte nel grafico non dimensionale in Figura 7 (Di Laora et al., 2017), dove il valore adimensionale dell'azione stabilizzante t_d è tracciato rispetto ai valori crescenti della lunghezza adimensionale λ dell'ancoraggio. Il valore adimensionale t_d corrisponde a una forza T , fornita da un ancoraggio di diametro d , inserito e iniettato con malta cementizia in un perforo di diametro D (generalmente coincidente con il diametro ideale della sezione iniettata), in uno strato di terreno di peso unitario γ e spessore s . Il parametro λ esprime il rapporto tra la lunghezza dell'ancoraggio l_2 oltre il piano di scorrimento e lo spessore dello strato instabile $l_1 = s$.

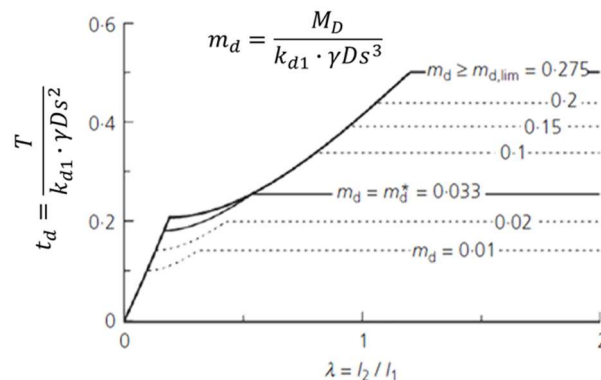


Figura 7. Valori dell'azione stabilizzante adimensionale t_d fornita dal singolo ancoraggio (Di Laora et al., 2017).

I valori di t_d sono comunque strettamente influenzati dall'attivazione delle cerniere plastiche nell'ancoraggio, e, di conseguenza, nel grafico vengono tracciate diverse curve, a seconda del valore della resistenza di flessione adimensionale m_d (funzione del momento flettente a snervamento M_D dell'ancoraggio; il valore del parametro k_{d1} è sempre impostato su 40). Si sottolinea che il valore M_D non corrisponde necessariamente alla resistenza ultima dell'ancoraggio a flessione M_Y , ma, attraverso il noto dominio dell'involuppo di interazione $M - N$ per la sezione dell'ancoraggio (di solito, una barra di acciaio), esso dipende dal valore N_D dell'azione di trazione N (vedi Figura 8) mobilitata nell'ancoraggio dalla pressione q sviluppata sulla rete all'interfaccia terreno-rete all'interno di ogni singola maglia degli ancoraggi. Di conseguenza, l'effettiva azione stabilizzante T fornita da ciascun ancoraggio lungo il piano di scorrimento può essere valutata solo mediante un'analisi combinata, tenendo conto sia della flessione che della risposta a trazione dell'ancoraggio. In altre parole, le condizioni di lavoro della rete influenzano anche il contributo resistente dell'ancoraggio allo scorrimento del terreno. Per ogni verifica, il programma risolverà questo problema determinando numericamente la coppia di valori (M_D, N_D) che si trovano sul limite del dominio di interazione $M - N$. Tale condizione rappresenta anche la verifica degli ancoraggi, almeno per la sezione in cui viene attivata una cerniera plastica, poiché è quindi previsto un valore massimo nel diagramma del momento flettente con un valore nullo di resistenza di taglio.

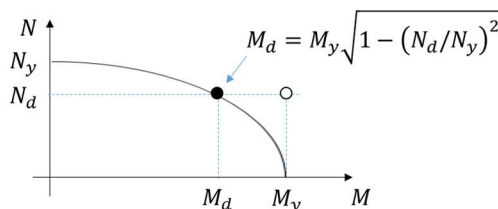


Figura 8. Diagramma di interazione M-N per una sezione di acciaio dell'ancoraggio.

Il valore risultante dell'azione stabilizzante T , nell'ipotesi che non sorga alcuna interazione significativa tra ancoraggi vicini (cioè ogni ancoraggio sia indipendente dagli altri), viene quindi semplicemente introdotto nell'analisi di stabilità del pendio come un'ulteriore resistenza coesiva equivalente, uniformemente distribuita sull'area di influenza di ciascun ancoraggio, che agisce lungo il piano di scorrimento dello strato instabile.

Un'ultima ipotesi assunta nelle analisi è l'introduzione di un secondo termine aggiuntivo alla "naturale" coesione del terreno, decrescente linearmente con lo spessore dello strato di terreno instabile "s" da un valore di 3 kPa in superficie a un valore di 0 kPa ad una profondità di 2,0 m. Questo termine tiene conto in modo semplificato dell'effetto di rinforzo locale del terreno indotto dalle radici della vegetazione, nonché

dell'aumento della resistenza del terreno dovuto alla parziale saturazione (Cazzuffi et al., 2014; Fredlund e Rahardjo, 1993).

Per quanto riguarda le analisi in condizioni sismiche, è stato adottato un semplice approccio pseudo-statico. Le azioni sismiche sono modellate come forze statiche equivalenti lungo le direzioni verticale e orizzontale, ed espresse come frazione del peso totale del terreno attraverso i coefficienti pseudostatici k_h e k_v (vedi ad esempio Figura 9b e Figura 11b).

Questo quadro concettuale di analisi è adottato per studiare la stabilità di un pendio e si basa sui due approcci presentati in dettaglio nei paragrafi seguenti. La procedura viene applicata per determinare il Fattore di Sicurezza sia allo stato attuale, ovvero una fase di "pre-intervento", sia per progettare l'intervento, ovvero un'analisi di stabilità idonea a verificare il prodotto applicato.

5.2 Approccio 1

In questo approccio l'analisi di stabilità viene eseguita approssimando le superfici di scorrimento illustrate nella Figura 5 mediante meccanismi di rottura a due blocchi lungo il pendio (Figura 9a). Ogni meccanismo di rottura è rappresentato da uno strato di spessore s e lunghezza L , che scivola lungo la superficie inclinata di contatto con il substrato secondo un campo di spostamento traslazionale U . Il piede del meccanismo di rottura è costituito da un cuneo, ovvero un blocco triangolare rigido (punti P' - P'' - Q), che si muove lungo il suo piano di scivolamento di una quantità U_T , corrispondente a una componente di spostamento U_N , normale rispetto al pendio, su una lunghezza L_a (tra i punti P' e P''). In presenza della rete metallica, questa lunghezza L_a rappresenta la lunghezza "attiva" del sistema di stabilizzazione, cioè la zona del pendio in cui la pressione di contatto stabilizzante viene mobilitata tra la rete e il pendio.

La superficie di interfaccia tra la massa in movimento e il cuneo al piede (segmento $P'Q$) è qui assunta come normale al pendio, mentre l'inclinazione del piano di scivolamento del cuneo (segmento $P''Q$) viene computata numericamente attraverso una procedura di ottimizzazione. La procedura consiste in due fasi separate (1-2), da risolvere per ogni meccanismo di rottura considerato, e da una procedura di ottimizzazione (3):

- (1) l'equilibrio del blocco superiore viene innanzitutto risolto (Figura 9b), introducendo un fattore di sicurezza F_s , e riducendo dunque la sua resistenza al taglio T_L lungo la superficie di scorrimento. La condizione al limite superiore è rappresentata in modo univoco dalla possibile spinta idrostatica U^* nelle fratture di trazione. Le condizioni al limite inferiore sono rappresentate dalle forze di interfaccia con il blocco triangolare attivo alla base, cioè le forze normali R'_N e tangenziali R'_T , e dalla spinta idrostatica $\tilde{U}$ lungo il segmento $P'Q$. A causa della compatibilità di spostamento tra il blocco superiore e il cuneo di base, in caso di attivazione di un meccanismo di rottura, una forza di scorrimento relativa U_N deve essere considerata lungo il segmento $P'Q$.

- (2) L'equilibrio del cuneo $P'-P''-Q$ viene quindi imposto (Figura 9, considerando nuovamente una condizione di instabilità lungo la sua superficie di scorrimento ($P''-Q$) tra le forze $T_{L,a}$ e N'_a , e introducendo la possibile spinta idrostatica $U_{w,a}$. È quindi possibile calcolare il valore corrispondente della pressione q sulla lunghezza attiva L_a .
- (3) Il valore ottenuto viene quindi massimizzato rispetto all'inclinazione β del segmento $P''-Q$, trovando così la superficie di scivolamento più probabile per il cuneo di base attivo e la corrispondente lunghezza attiva L_a .

La procedura numerica viene rappresentata in Figura 10.

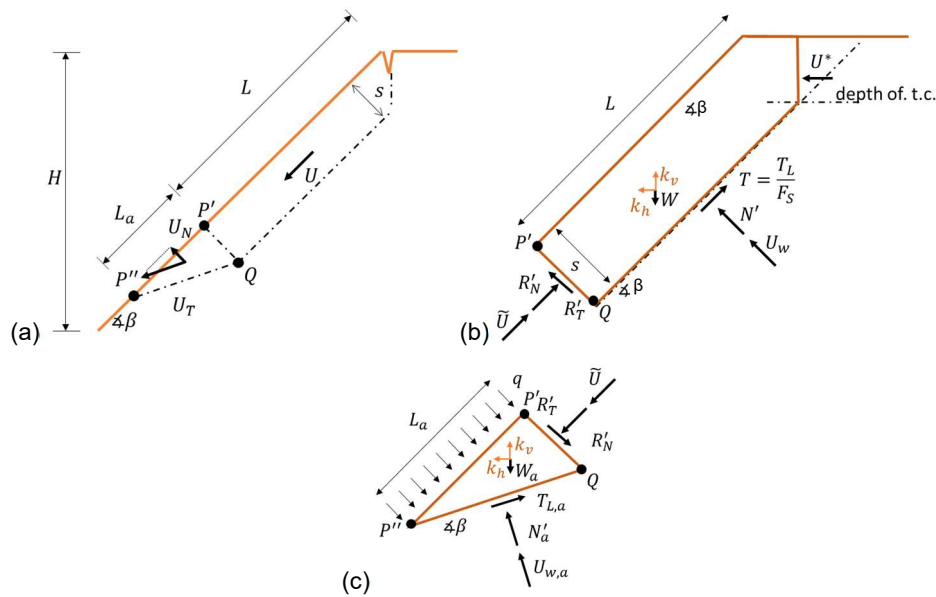


Figura 9. (a) Meccanismo di rottura semplificato a due blocchi adottato nell'approccio 1.

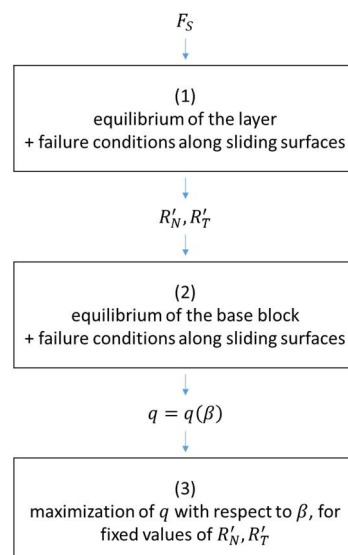


Figura 10. Diagramma di flusso della procedura di risoluzione per l'approccio 1.

Questo approccio può tuttavia essere ampiamente impreciso nel caso di pendii molto ripidi (Figura 11d), poiché il cuneo di base diventerebbe il termine dominante nelle equazioni, rendendo così privo di significato, il calcolo di un fattore di sicurezza di stabilità per uno strato di terreno di lunghezza molto limitata L . Al fine di prevenire tale condizione, viene introdotta una limitazione del valore accettabile del rapporto s/H .

Inoltre, la stima del coefficiente di spinta passiva K_p^* può essere elaborata solo per pendii con un'inclinazione β inferiore all'angolo di attrito del terreno ϕ' .

5.4 Risultati della pre-analisi

L'uso combinato di questi due approcci di analisi è adottato in una prima fase per valutare la stabilità dello strato superficiale di un pendio prima dell'intervento, ovvero senza alcun intervento di stabilizzazione (fase di "pre-analisi"). Come nel caso delle analisi di stabilità del pendio con la presenza della rete, vengono considerati entrambi gli approcci (Figura 9, Figura 11) al fine di valutare la condizione di stabilità del pendio prima di procedere alla seconda fase. Nella pre-analisi, la pressione stabilizzante "q" fornita dalla rete viene ovviamente considerata nulla. Questa procedura consente di valutare il fattore minimo di sicurezza (FS_0) della stabilità dello strato superficiale del pendio

In questa fase di pre-analisi, l'utente può eseguire analisi parametriche sia per indagare la sensibilità dei parametri di input sia per valutare la loro combinazione critica relativa ad un fattore di sicurezza FS_0 . La pre-analisi è importante per valutare la potenziale instabilità dello strato superficiale del terreno come prima fase delle successive analisi di stabilità (v. par. 5.5). Avere una valutazione preliminare della stabilità può anche agevolare l'utente nella scelta del prodotto più appropriato per l'intervento.

5.5 Risultati delle analisi di stabilità

I risultati delle analisi di stabilità per un valore prescritto di fattore di sicurezza F_S sono generalmente espressi come un involucro dei valori della pressione mobilitata q lungo la lunghezza attiva L_a , per ciascun meccanismo di rottura considerato e per entrambi gli approcci di analisi di stabilità adottati. Se i valori di q sono tracciati rispetto alla quota z di ciascun meccanismo, la curva risultante (curva rossa nella Figura 12) rappresenta il profilo della distribuzione della pressione calcolata per un valore fisso del fattore di sicurezza F_S . Si sottolinea che questa curva non rappresenta la distribuzione della pressione attesa in condizioni di servizio per il sistema di stabilizzazione, ma solo l'involuppo dei possibili valori di pressione, corrispondenti al valore di F_S imposto.

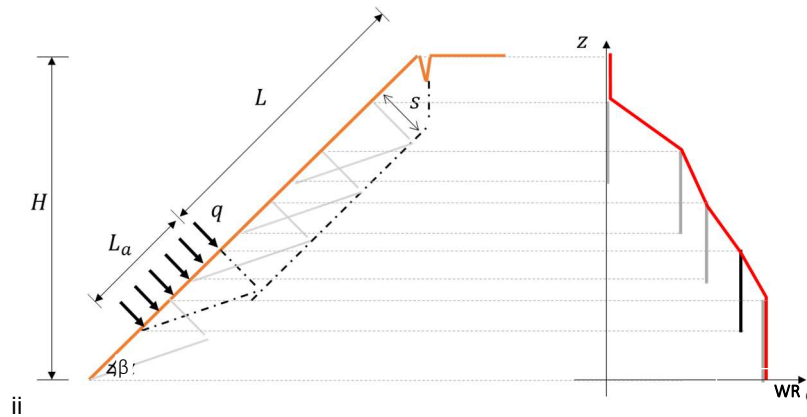


Figura 12. Involuppo della pressione di contatto richiesta lungo il pendio.

Come precedentemente sottolineato al paragrafo 5.1, l'output del programma fornisce anche i valori delle azioni di trazione agenti sugli ancoraggi, corrispondenti alla distribuzione calcolata della pressione q , avendo già verificato, a seguito dell'analisi combinata, la condizione di lavoro (M_D, N_D) nel dominio di interazione $M - N$ per le sezioni in cui sono attivate le cerniere plastiche. Questa pressione q rappresenta dunque il parametro significativo del tasso di lavoro per verificare facilmente il comportamento della rete. Questo parametro di output è espresso come percentuale (%) e indica il rapporto tra il carico di lavoro della rete e la sua massima capacità. La verifica della rete è ovviamente soddisfatta quando il tasso di lavoro non supera il 100%.

6 FUNZIONI CARATTERISTICHE

Seguendo la definizione dell'equazione (2), per ogni meccanismo di rottura considerato, la funzione caratteristica rappresenta la relazione tra la deformazione del terreno U e l'azione stabilizzante mobilitata all'interfaccia terreno-struttura:

$$A^F = A^F(U), \quad (4)$$

(il pedice "k" è qui omissso per brevità). In generale, la deformazione U è in realtà rappresentata dall'intero profilo del terreno, in modo che l'equazione (4) sia di natura vettoriale

Nel caso specifico delle reti metalliche chiodate e dei meccanismi di rottura lungo superfici di scorrimento, invece, l'azione stabilizzante è rappresentata dalla pressione distribuita q , mentre la deformazione corrisponde alla componente normale U_N (rispetto al profilo del pendio) dello spostamento totale U_T del blocco attivo $P'-P''-Q$, in modo che una funzione scalare

$$q = q(U_N), \quad (5)$$

chiamata "curva caratteristica", può essere facilmente adottata per descrivere l'intero problema di interazione.

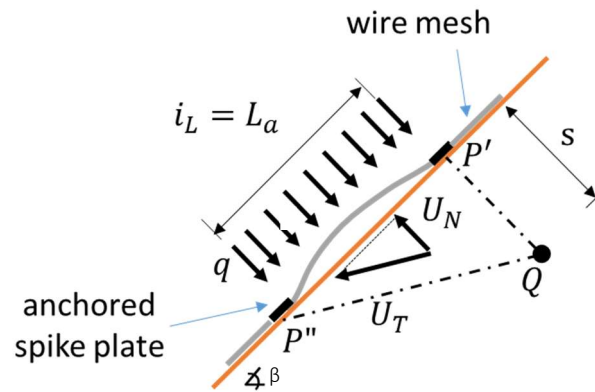


Figura 13. Sezione schematica della deformazione della rete all'interno della maglia degli ancoraggi, soggetta ad una deformazione del terreno U_N e che sviluppa una pressione stabilizzante media q sulla sua lunghezza attiva L_a .

In Figura 13 viene illustrato il caso ideale di un blocco attivo $P'-P''-Q$ che interagisce con la rete all'interno di una singola maglia di ancoraggi, con l'ipotesi che la lunghezza attiva L_a del meccanismo di rottura coincida con l'interasse tra i chiodi i_L con le relative piastre di ripartizione (uno specifico fattore di riduzione viene quindi introdotto sulla curva caratteristica per il caso $L_a < i_L$).

6.1 Che cos'è una curva caratteristica

Una curva caratteristica rappresenta concettualmente la relazione tra il valore medio della pressione di contatto q mobilitata tra il terreno e la rete su una "campata" della rete e il corrispondente movimento (normale al profilo del pendio) del terreno. Ovviamente, in ogni momento l'azione di trazione mobilitata in un ancoraggio può essere valutata semplicemente integrando la pressione q sull'area di influenza dell'ancoraggio (ovvero il quadrato dell'interasse degli ancoraggi i_L). L'intera curva dipende fondamentalmente dalle caratteristiche meccaniche sia del terreno che della rete utilizzata per contenere il terreno instabile.

Un pendio rinforzato con una rete di stabilizzazione superficiale può quindi essere schematicamente considerato come una serie di chiodi sollecitati dalla pressione q trasferita attraverso l'area di influenza pertinente della rete. Seguendo il suddetto approccio di sotto-strutturazione, un singolo ancoraggio (assunto come indipendente dagli altri, poiché nella pratica vengono generalmente adottati valori elevati dei rapporti spaziatura-diametro) può essere singolarmente indagato come un semplice elemento "macro" per analizzare le effettive sollecitazioni che agiscono sui suoi componenti, ovvero la rete, l'ancoraggio e il terreno. Uno schema di un modello 3D agli elementi finiti che rappresenta 1/4 di una campata della rete con il suo terreno

è presentato nella Figura 14a, dove viene considerato un volume di dimensioni $i_L \times i_L \times s$, assieme a una membrana che riproduce il comportamento della rete metallica e una piastra di ripartizione rigida.

Tale modello numerico è stato utilizzato per effettuare analisi 3D agli elementi finiti in campo elastoplastico, considerando uno schema computazionale di grande spostamento, al fine di acquisire con precisione il comportamento della membrana di ciascun prodotto in rete metallica, che è infatti in grado di fornire resistenza a trazione solo su spostamenti trasversali rilevanti (cioè fuori piano, normali al pendio). La simulazione viene eseguita fissando la posizione di tutti i nodi corrispondenti alla piastra di ripartizione e imponendo uno spostamento uniforme U_N al limite inferiore del volume del terreno. Per semplicità, solo un quarto del volume del terreno è stato riprodotto numericamente e, a causa della simmetria, vengono imposte condizioni al contorno lisce su tutti i limiti verticali, senza spostamento normale. Un esempio delle curve di spostamento del terreno osservati nell'intero volume del suolo è mostrato in Figura 14b, per una prova fino a uno spostamento di base imposto $U_N=20$ cm.

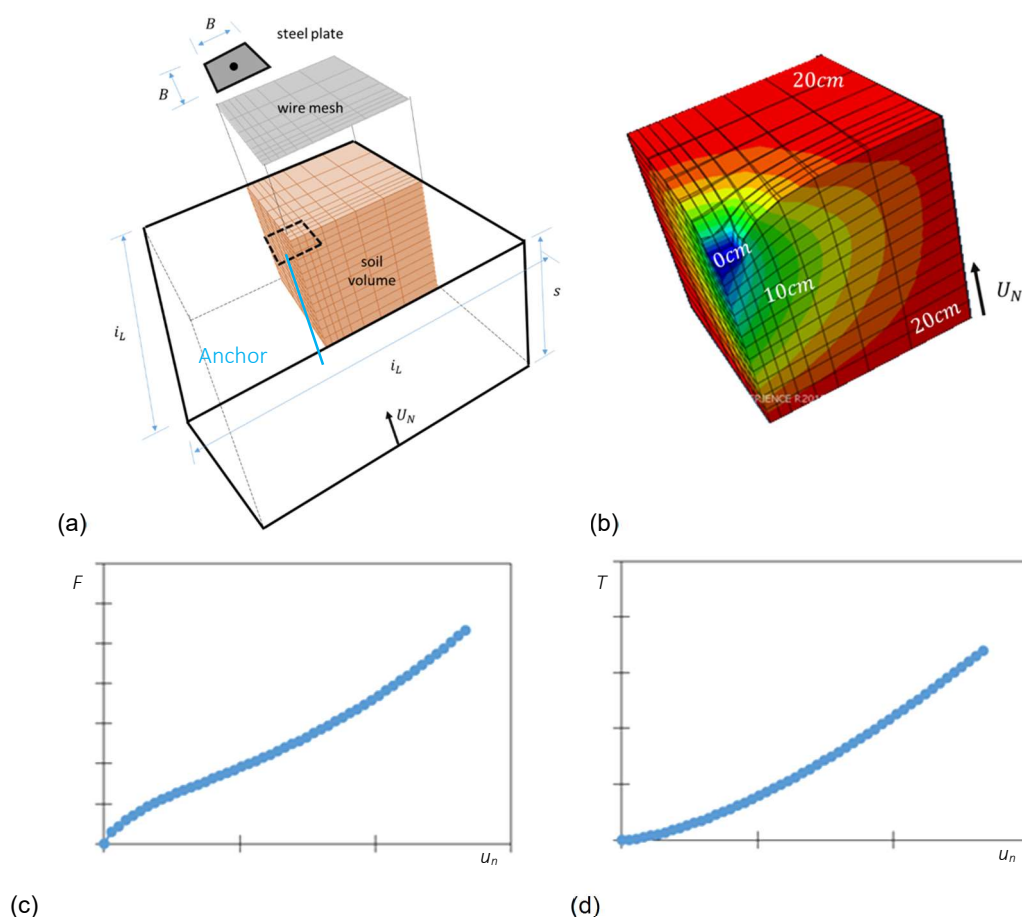


Figura 14. Simulazione numerica dell'elemento elementare: (a) modello numerico 3D; (b) curve di spostamento del profilo del terreno per una deformazione di base U_N ; (c) esempio di curva caratteristica; (d) evoluzione della massima azione di trazione agente sulla rete durante il processo di carico.

Le simulazioni numeriche sono state elaborate assumendo (i) che il terreno si comporti come un mezzo elastico perfettamente plastico, con un criterio di rottura di Mohr-Coulomb e una regola di flusso non associata, e (ii) che la rete metallica possa essere assimilata a una membrana elastica omogenea e isotropa.

I risultati delle simulazioni sono espressi in termini di curva carico-spostamento $F - U_N$ (Figura 14c), dove F rappresenta la forza di trazione che agisce sul chiodo, e di curva tensione-spostamento $T - U_N$ (Figura 14d), dove T rappresenta la massima azione di trazione sviluppata nella rete durante il processo di carico. Acquisire l'avvio di questo fenomeno (a seconda sia dei parametri meccanici della rete considerata che delle caratteristiche del terreno) è quindi di fondamentale importanza per definire la condizione di rottura sulla curva $F - U_N$, rappresentando la "curva caratteristica" richiesta. In Figura 15 vengono mostrati esempi di curve caratteristiche per differenti tipologie di reti metalliche.

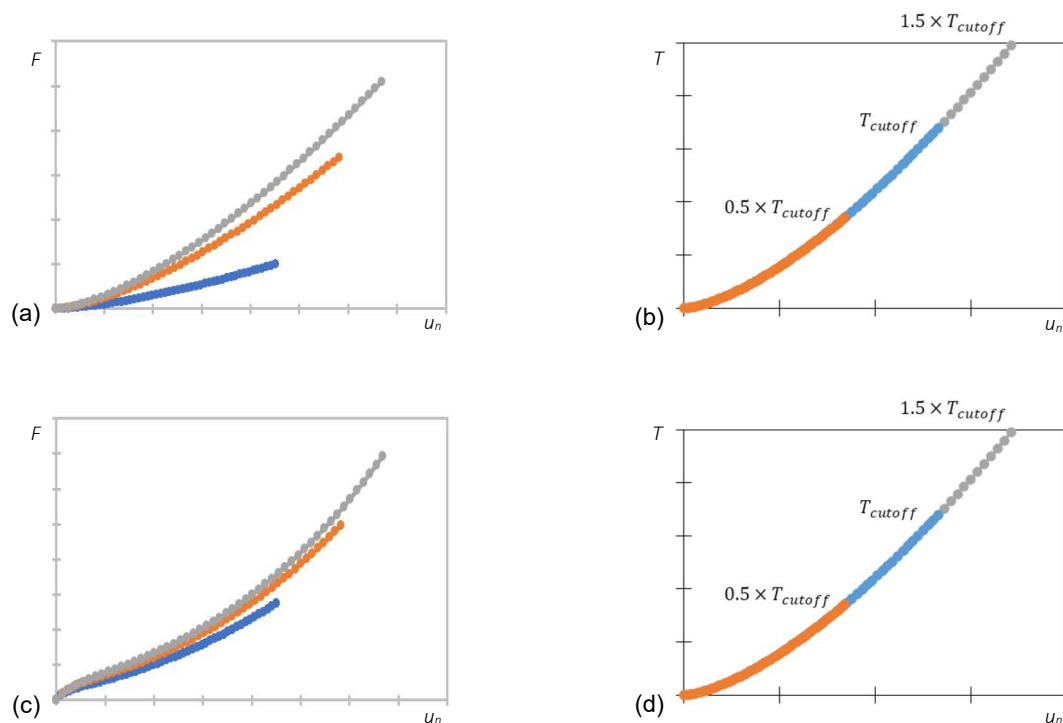


Figura 15. Esempi di curve $F - U_N$ e $T - U_N$ su reti metalliche con differenti valori di rigidità e resistenza (a, c) e su reti con la stessa rigidità e valori crescenti di resistenza (b, d).

I principali parametrici che condizionano il processo sono quindi definiti da:

- le caratteristiche meccaniche del terreno (peso unitario γ , angolo di attrito ϕ , coesione c , angolo di dilatanza ψ , modulo di Young E e il coefficiente di Poisson ν),
- la geometria del sistema (interasse tra gli ancoraggi i_L , dimensione media della piastra di ripartizione B , spessore della rete t),
- le caratteristiche meccaniche a trazione della rete (rigidità J , resistenza T_{cutoff}).

6.2 Come vengono ricavate le curve caratteristiche

Il modello numerico brevemente descritto nel paragrafo precedente è stato adottato per eseguire numerose simulazioni 3D agli elementi finiti, esplorando così l'influenza dei parametri sopra citati sulle curve caratteristiche. Da un punto di vista del fenomeno, il sistema mostrato in Figura 14a può essere assimilato ad un equivalente elemento reologico 1D, composto dalla piastra di ripartizione in acciaio e dalla rete metallica, che lavorano in parallelo sul terreno. Il comportamento di ciascuno di questi due componenti è estremamente non lineare. In particolare, si assume che la piastra di ripartizione in acciaio si comporti come una fondazione superficiale isolata rigida su un terreno, la cui curva carico-cedimento è caratterizzata da una progressiva riduzione della rigidità, fino al raggiungimento della sua capacità portante F_{lim} . La risposta della membrana, grazie alla sua elevata deformazione, è invece caratterizzata da un importante effetto di irrigidimento (Figura 16).

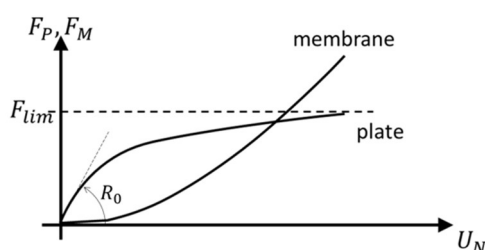


Figura 16. Comportamento ideale di una piastra di ripartizione in acciaio e della membrana (rete metallica) in prove di punzonamento.

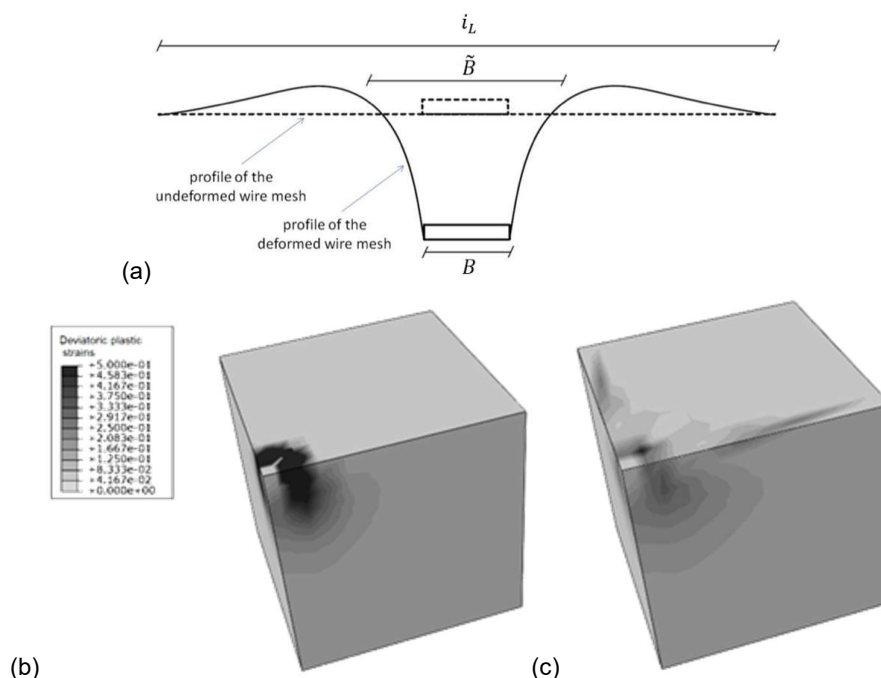


Figura 17. (a) Vista schematica dell'effetto di "distribuzione" delle sollecitazioni indotto dalla rete metallica. Confronto delle deformazioni plastiche: (b) test solo con la piastra e (c) test con la piastra e la rete.

La membrana, tuttavia, funziona in realtà ridistribuendo le sollecitazioni verticali su un'area più ampia $\tilde{B}$ rispetto alla dimensione media effettiva B della piastra di ripartizione (Figura 17a), aumentando così il confinamento locale e riducendo la concentrazione della deformazione nel terreno (Figura 17b e 16c). Il comportamento dei due elementi, ovvero la membrana e la piastra, viene quindi combinato, e questo effetto può essere modellato considerando un progressivo aumento della capacità portante della piastra F_{lim} indotto dalla membrana.

In accordo con la nota espressione proposta da Butterfield (1980), la curva carico-cedimenti di una fondazione isolata, soggetta ad un carico verticale può essere espressa come:

$$F_p = F_{lim} \cdot \left[1 - \exp\left(-\frac{R_0 \cdot U_N}{F_{lim}}\right) \right], \quad (6)$$

dove R_0 è la sua rigidità elastico-plastica iniziale e F_{lim} è la sua capacità portante. La capacità portante F_{lim} di una fondazione quadrata di dimensioni $\tilde{B}$ è solitamente calcolata per mezzo della formula di Brinch-Hansen (1970):

$$F_{lim} = \tilde{B}^2 \cdot \left(\frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot \tilde{B} \cdot N_\gamma \cdot s_\gamma + c \cdot N_c \cdot s_c \right), \quad (7)$$

dove:

- γ e c rappresentano rispettivamente il peso unitario e la coesione del terreno;
- N_γ e N_c rappresentano i fattori di capacità portante per fondazioni superficiali (che dipendono esclusivamente dall'angolo di attrito);
- s_γ e s_c rappresentano i fattori di forma per fondazioni quadrate.

Il suddetto effetto di "distribuzione" delle sollecitazioni indotto dalla rete metallica ha quindi un effetto diretto sulla dimensione $\tilde{B}$ della fondazione equivalente dell'equazione (7), definita come:

$$\tilde{B} = B + \Delta B(U_N), \quad (8)$$

dove la dimensione media effettiva B è progressivamente aumentata di una quantità $\Delta B(U_N)$. Quest'ultimo termine varia assieme al cedimento della piastra e dipende strettamente sia dal terreno che dalle proprietà meccaniche della rete. Vi è inoltre un secondo effetto indiretto sulla capacità portante F_{lim} , poiché l'incremento della dimensione equivalente $\tilde{B}$ rispetto all'interasse tra gli ancoraggi i_L trasforma progressivamente il sistema in un edometro "macro" ideale, la cui capacità portante F_{lim} tende all'infinito. Tale effetto viene modellato definendo i fattori di capacità portante dell'equazione (7) in funzione del rapporto $i_L/\tilde{B}$:

$$N_\gamma = N_\gamma(i_L/\tilde{B}) \text{ e } N_c = N_c(i_L/\tilde{B}). \quad (9)$$

A causa di tali comportamenti altamente combinati e non lineari, la descrizione numerica della risposta meccanica dell'intero sistema può essere ottenuta solo in maniera incrementale, come formalmente espresso dalla seguente equazione

$$\dot{F} = \dot{F}_P + \dot{F}_M + \dot{F}_{PM} = (K_P + K_M + K_{PM}) \cdot \dot{U}_N. \quad (10)$$

Nell'equazione (10) i termini contrassegnati con i punti stanno per gli incrementi, K_P e K_M rappresentano le rigidità locali tangenti alle curve rappresentate in Figura 16, e K_{PM} è la rigidità combinata, governata dai termini delle equazioni (9) e (10). La rigidità combinata, in particolare, dipende dalla relativa rigidità terreno-membrana $J/(E \cdot t)$, dall'interasse tra gli ancoraggi i_L , dalla dimensione media della piastra B , e la sua evoluzione è stata calibrata sulle analisi 3D agli elementi finiti sopra descritte, definendo le suddette funzioni $\Delta B(U_N)$, $N_\gamma(i_L/\tilde{B})$ e $N_c(i_L/\tilde{B})$.

Infine, come precedentemente descritto, si ricorda che le curve caratteristiche sono derivate assumendo un comportamento elastico lineare e isotropo della membrana, e la condizione di rottura viene raggiunta nella curva caratteristica quando la forza di trazione T nella membrana raggiunge il suo valore massimo T_{cutoff} . Una volta che l'equazione (10) è numericamente integrata per mezzo di una "subroutine" numerica esplicita ad hoc, la curva $F = F(U_N)$ è finalmente ottenuta. Tale curva viene poi normalizzata dalla reale area di influenza di ciascun ancoraggio, rappresentata dal prodotto $i_L \times i_L$, al fine di derivare la curva $q = q(U_N)$ da introdurre nel metodo ibrido per l'analisi della stabilità del pendio.

Come accennato in precedenza, questa procedura numerica è stata calibrata nel caso ideale in cui si verifichi la condizione $L_a \geq i_L$, cioè nel caso in cui lo spessore s dello strato instabile generi un meccanismo di rottura con una lunghezza attiva L_a uguale o maggiore all'interasse degli ancoraggi i_L (l'intera "campata" della rete è quindi influenzata dallo spostamento del terreno U_N , come mostrato in Figura 18a). Quando, al contrario, la lunghezza attiva L_a è inferiore all'interasse degli ancoraggi i_L (come accade per strati di terreno instabile con ridotto spessore; v. Figura 18b), solo una parte ridotta della "campata" della rete è influenzata dallo spostamento del terreno e l'efficienza del sistema è ridotta. Tale effetto geometrico viene modellato introducendo un fattore di correzione sulla curva caratteristica, riducendo il valore di q ogni volta che $L_a < i_L$.

L'espressione finale può quindi essere formalmente scritta come:

$$q(U_N) = F(U_N) \cdot \frac{\min(1, L_a/i_L)}{i_L \times i_L}. \quad (11)$$

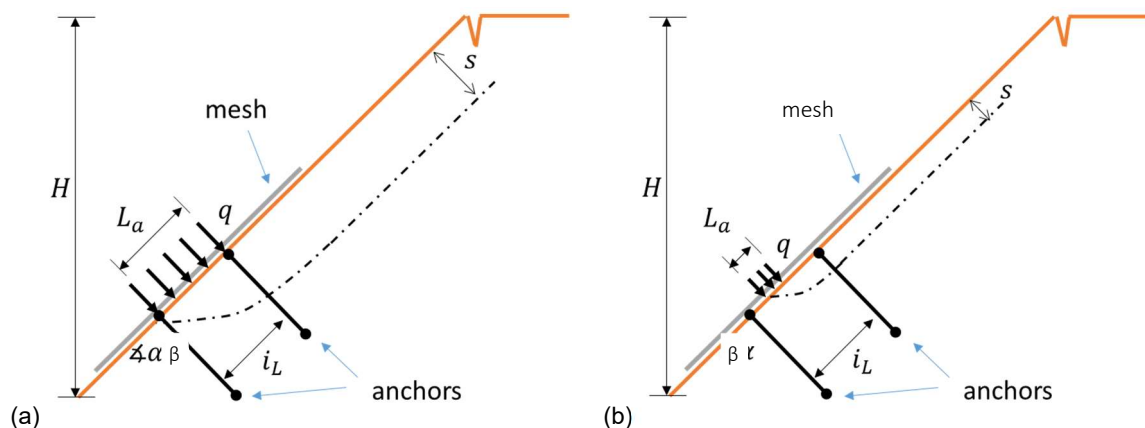


Figura 18. Effetto dello spessore s dello strato instabile superficiale sull'interazione terreno-rete: (a) caso di lunghezza attiva L_a coincidente con l'interasse degli ancoraggi i_L e (b) caso in cui $L_a < i_L$.

6.3 Come vengono utilizzate le curve caratteristiche

Le curve caratteristiche rappresentate dall'equazione (11), calcolate per ogni meccanismo di rottura adottato sul pendio, vengono poi impiegate per verificare le condizioni di lavoro della rete, ovvero se l'involuppo della distribuzione della pressione di contatto richiesta (mostrato in Figura 12) può essere sostenuto dalla rete. Viene quindi introdotto il tasso di lavoro della rete quale parametro significativo per verificare facilmente questo aspetto. Un esempio di calcolo è fornito nel paragrafo 9 per chiarire ulteriormente la sua applicazione.

7 PROGETTAZIONE DEI CHIODI

Le forze considerate nel dimensionamento dei chiodi sono quelle derivanti dall'analisi di stabilità dello strato superficiale instabile. Un'analisi delle forze agenti sugli ancoraggi per problematiche di stabilità globale deve essere eseguita con uno strumento appositamente concepito per questo scopo.

Il modello di riferimento per definire la lunghezza dell'ancoraggio e effettuare una verifica locale della sezione di acciaio è illustrato nella Figura 19.

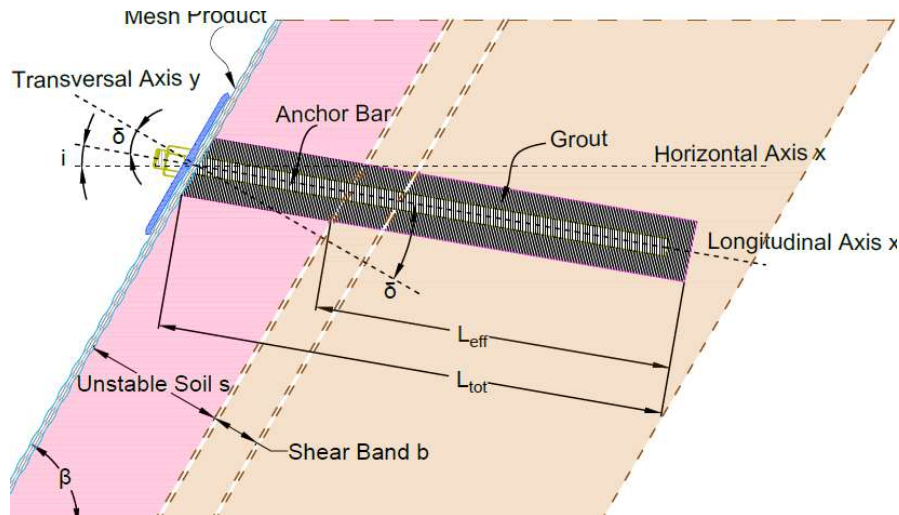


Figura 19. Schema dei parametri geometrici del chiodo.

Nella Figura 18 vengono mostrati i principali parametri geometrici dei chiodi, che vengono qui di seguito riassunti:

- s : spessore dello strato instabile
- b : spessore del substrato stabile soggetto a plasticizzazione per azione di taglio
- δ : angolo tra l'ancoraggio e la perpendicolare al pendio
- i : inclinazione tra l'ancoraggio e l'orizzontale.

Per dimensionare correttamente gli ancoraggi, è necessario conoscere i parametri geotecnici del terreno e in particolare la tensione di aderenza tra malta e terreno.

Come dettagliato nei paragrafi seguenti, vengono principalmente effettuate due analisi sugli ancoraggi. Da un lato viene calcolata la lunghezza dell'ancoraggio richiesta, dall'altro la sezione in acciaio viene poi verificata nel dominio M-N.

7.1 Lunghezza degli ancoraggi – approccio progettuale

Per determinare la lunghezza dell'ancoraggio, viene utilizzato l'approccio progettuale di Bustamante & Doix (1985). La lunghezza totale del chiodo sarà definita come segue:

$$L_{tot} = L_{s,inst} + L_{shea} + L_{anc} \quad (12)$$

dove:

- L_{tot} è la lunghezza totale del chiodo
- $L_{s,inst}$ è lo spessore dello strato instabile misurato lungo la direzione del chiodo

- L_{shear} è lo spessore della zona soggetta a plasticizzazione misurato lungo la direzione del chiodo
- L_{anc} è la lunghezza efficace del chiodo

mentre L_{inst} e L_{shear} sono quantità note, definite dalla geometria e dallo spessore dello strato instabile, mentre L_{anc} deve essere calcolata.

Di conseguenza, data la forza di trazione agente e definendo la tipologia e il diametro della barra di acciaio, è possibile verificare se la soluzione scelta è in grado di trasferire il carico applicato dalla rete al substrato stabile. La versione più generale dell'approccio Bustamante – Doix è solitamente espressa mediante la seguente equazione:

$$F_{act} \cdot \gamma_F = \pi \cdot d \cdot \alpha_d \cdot L_{anc} \cdot \frac{\tau_{bond}}{\gamma_b} \quad (13)$$

dove:

- F_{act} è la forza agente sul chiodo
- d è il diametro di perforazione
- L_{anc} è la lunghezza efficace del chiodo, da calcolare
- τ_{bond} è la tensione di aderenza tra malta e terreno
- α_d è il coefficiente di sbulbamento, ovvero il coefficiente di incremento del diametro di perforazione
- γ_f è il coefficiente di sicurezza parziale della forza agente sul chiodo
- γ_b è il fattore di sicurezza parziale della tensione di aderenza tra malta e terreno.

Coefficienti di sicurezza parziali vengono applicati alla forza agente F_{act} e alla tensione di aderenza tra malta e terreno τ_{bond} , in accordo all'Eurocodice e alle Norme Tecniche per le Costruzioni vigenti, per considerare i possibili errori nella definizione di tali parametri o variazioni dei valori. Utilizzando l'equazione (13) si può definire la lunghezza efficace del chiodo dell'unghia L_{anc} , come segue:

$$L_{anc} = \frac{F_{act,d} \cdot \cos(\delta)}{\pi \cdot d \cdot \alpha_d \cdot \tau_{bond,d}} \quad (14)$$

dove:

- $F_{act,d}$ è la forza di progetto agente sul chiodo
- δ è l'angolo tra l'ancoraggio e la perpendicolare al pendio
- $\tau_{bond,d}$ è la tensione di aderenza di progetto tra malta e terreno

La lunghezza totale del chiodo sarà poi definita mediante l'equazione (12).

7.2 Verifica della sezione di acciaio

La verifica di sicurezza del diagramma $M - N$ per le sezioni in cui vengono attivate le cerniere plastiche, è una parte interna dell'analisi combinata di stabilità, come già sottolineato (vedi par. 5.1). La soluzione fornita dal codice di calcolo rispetta quindi automaticamente questa condizione limite (non viene considerata alcuna forza di taglio, poiché in una cerniera plastica si può generalmente assumere un valore di picco del momento flettente).

Altre verifiche strutturali più dettagliate lungo l'ancoraggio, se necessario, richiederebbero in linea di principio la definizione della distribuzione delle azioni interne lungo l'intero asse di ancoraggio.

Vengo dunque effettuate sia le verifiche di trazione che di taglio. La verifica di taglio viene fornita sul piano di scorrimento dello strato instabile.

7.3 Connessione con la piastra di ripartizione

Le curve caratteristiche, come descritto nel paragrafo 4, considerano il valore “di cut-off”, ovvero il valore massimo, in base alla resistenza del prodotto considerato in fase di progettazione. La piastra è semplicemente assunta come un corpo rigido, con valori di rigidità e resistenza sufficientemente elevati per prevenirne la rottura. Ulteriori e più dettagliate verifiche potranno essere effettuate separatamente dall'Utente.

8 DEFINIZIONE DELLE CARATTERISTICHE MECCANICHE

L'analisi di stabilità fornita dall'approccio di calcolo descritto dipende principalmente dall'impiego delle curve caratteristiche come sistema di interazione terreno-rete (v. par. 4). In quest'ottica, i risultati ottenuti dipendono sia dalle caratteristiche meccaniche del terreno che dal prodotto selezionato.

8.1 Parametri geotecnici del terreno

I principali parametri del terreno, al di là del peso unitario, sono quelli generalmente definiti per un materiale elastico perfettamente plastico, con un criterio di rottura di Mohr-Coulomb e una regola di flusso non associata. Ciò implica in generale la calibrazione di cinque parametri costitutivi:

- Angolo di attrito ϕ'
- coesione c'
- angolo di dilatanza ψ
- modulo di Young E

- coefficiente di Poisson ν

L'angolo di dilatanza e il modulo Young del terreno sono calibrati secondo la definizione di due tipologie generali di materiali (granulari, ad esempio sabbia o limo; o coesivi, ad esempio limo fine o argilla) e due stati di compattazione (cioè sciolto/tenero o addensato/consistente). Ciò darà quindi luogo a una classificazione con quattro tipologie generali di combinazioni. Il coefficiente di Poisson del terreno è invece fissato, per semplicità, ad un valore pari a 0,3.

I valori del modulo di Young sono calcolati in accordo con la nota formula proposta da Janbu (1963):

$$E = K \cdot p_a \cdot \left(\frac{\sigma_h}{p_a} \right)^n \quad (15)$$

dove $p_a = 101,325 \text{ kPa}$ è la pressione atmosferica. Un valore rappresentativo della tensione orizzontale efficace σ_h viene calcolato ad una profondità di riferimento corrispondente alla dimensione media della piastra di ripartizione B , assumendo un coefficiente di spinta a riposo $K_0 = 1 - \sin \phi'$. Adottando la suddetta classificazione e in accordo con Janbu (1963), Lade e Nelson (1987) e Hoffman (2016), il valore del parametro n nell'equazione (15) può essere definito come illustrato nella seguente tabella:

	sabbia/limo	limo/argilla
sciolto/tenero (indice dei vuoti > 40%)	$n=0,8$	$n=0,9$
addensato/mediamente consistente (indice dei vuoti $\leq 40\%$)	$n=0,2$	$n=0,5$

mentre il coefficiente K può essere stimato pari a 100 volte il coefficiente di spinta passiva K_p per il terreno considerato.

Infine, si è ipotizzato che il valore dell'angolo di dilatanza sia una funzione dell'angolo di attrito e del grado di compattazione del terreno. In particolare, per i materiali addensati si assume che ψ vari tra $\phi'/5$ e $\phi'/2$ per valori crescenti dell'angolo di attrito del terreno, mentre per i materiali sciolti si assume che ψ vari tra $\phi'/10$ and $\phi'/4$.

8.2 Caratteristiche meccaniche della rete

I parametri meccanici relativi a ciascuna rete e che concorrono alla definizione della specifica curva caratteristica (che ovviamente è anche correlata alla specifica tipologia di terreno; v. par. 8.1 sono la resistenza e la rigidezza a trazione. Per una corretta e completa valutazione della curva caratteristica e quindi del comportamento complessivo, vengono considerate le sue proprietà meccaniche.

Sulla base di quanto illustrato in precedenza, i prodotti con una resistenza simile in entrambe le direzioni principali consentono valori di “cut-off”, ovvero valori massimi, molto più elevati rispetto a quei prodotti con un’ampia differenza di resistenza nelle due direzioni.

Allo stesso modo, la rigidità del prodotto influenza la creazione della curva caratteristica. A parità di deformazione, ovvero di spostamento del terreno, una rete con una rigidità elevata consente ovviamente di trasferire una pressione stabilizzante “q” maggiore. Nel calcolo, a favore di sicurezza, si assume un fattore di riduzione del valore di rigidità pari a 1,5.

9 RISULTATI DELLE VERIFICHE

9.1 Verifica pseudo-statica (sismica)

Qui di seguito i dati di input e le risultanze della verifica sismica effettuate in accordo alle NTC 2018.

Nome progetto	La Cantoniera Vetto
Nome della verifica	La Cantoniera - Vetto
Nome del cliente	Provincia Reggio Emilia
Proprietario del progetto	Nicolò Doglioni
Tipologia di ambiente	Low aggressive (C2)
Rivestimento	Coating requirement according to EN 10223-3:2013 (E) Zn95%/Al5% ClassA: Assumed working life of 50 years Zn90%/Al10% ClassA: Assumed working life of 120 Polymeric coating will improve the abrasion protection
Tipo di rete	Steelgrid HR 100

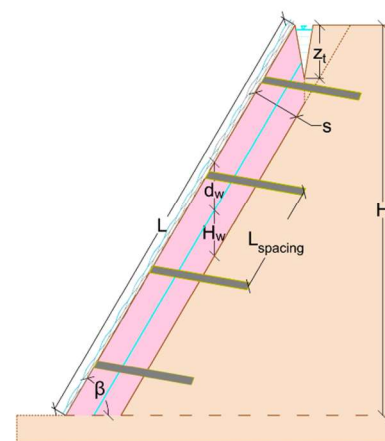
Geometria				
Descrizione	Simbolo	Valore	Unità di misura	
Altezza del pendio	H	46.0	m	
Angolo di inclinazione del pendio	β	50.0	deg	
Lunghezza del pendio	L	60.05	m	
Spessore dello strato instabile	s	0.6	m	
Frattura di trazione	z	-9.0	m	

Falda				
Descrizione	Simbolo	Valore	Unità di misura	
Profondità della falda	d_w	0.93	m	
Altezza del pelo libero della falda	H_w	0.0	m	

Fattori di sicurezza parziale per i parametri del terreno (γ_m)				
Descrizione	Simbolo	Valore	Unità di misura	
Fattore di sicurezza parziale per la coesione efficace	$\gamma_{c'}$	1.25	-	
Fattore di sicurezza parziale per l'angolo di attrito del terreno	$\gamma_{\tan\phi'}$	1.25	-	

Parametri geotecnici				
Descrizione	Simbolo	Valore	Unità di misura	
Angolo di attrito del terreno	ϕ	29.0	deg	
Coesione effettiva	c'	4.0	kPa	
Peso specifico	γ	20.0	kN/m ³	
Peso specifico saturo	γ_{sat}	21.0	kN/m ³	
Tipo di terreno	-	sand/silt		
Densità del terreno	-	loose/soft		

Coefficienti sismici				
Descrizione	Simbolo	Valore	Unità di misura	
Coefficiente sismico verticale	k_v	0.032	-	
Coefficiente sismico orizzontale	k_h	0.064	-	

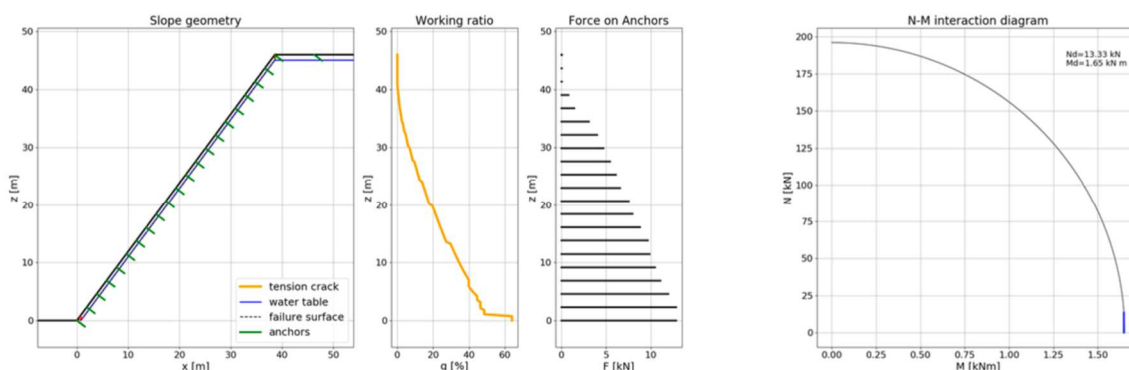


Risultato Pre-analisi

FS0	0.67
Profondità calcolata della frattura di trazione [m]	0.49

Analisi

Verifica rete	Verified
Fattore di sicurezza	1.1
Massimo tasso di lavoro della rete [%]	63.94
Max Nd [kN]	13.33
Md [kN m]	1.65
Nyd [kN]	196.04
Myd [kN m]	1.65
M-N check	Verified
Profondità calcolata della frattura di trazione [m]	0.49



Parametri degli ancoraggi

Descrizione	Simbolo	Valore	Unità di misura
Maglia dei chiodi	-	Quadrata	-
Spaziatura ancoraggi	l	3.0	m
Diametro esterno della barra	ϕ_e	32.0	mm
Diametro interno della barra	ϕ_i	20.0	mm
Diametro di perforazione	d	51.0	mm
Corona di corrosione	c	0.0	mm
Tensione limite di aderenza malta-terreno	T_b	0.2	MPa
Tensione allo snervamento dell'acciaio	f_{yy}	460.0	MPa
Fattore di sicurezza parziale per la tensione limite di aderenza	γ_b	1.8	-
Fattore di sicurezza parziale per la resistenza a sfilamento	γ_F	1.2	-
Fattore parziale su acciaio	γ_s	1.15	-
Area della sezione resistente	A_s	490.09	mm ²
Raggio - Spessore della barra	t	6.0	mm
Coefficiente di sbulbamento (Bustamante-Doix)	α	1.05	-

Analisi degli Ancoraggi

Lunghezza effettiva [m]	0.83
Lunghezza totale [m]	2.00
Verifica di Pull-out	Verified
Verifica a taglio	Verified

10 BIBLIOGRAFIA

- Butterfield R. 1980. A simple analysis of the load capacity of rigid footings on granular materials. Journée de Géotechnique, ENTPE, Lyon, France, 128–137.
- Cazzuffi D, Cardile G, Gioffrè D (2014). Geosynthetic engineering and vegetation growth in soil reinforcement applications. Transp Infrastruct Geotechnol 1:262–300.
- Di Laora, R., Maiorano, R.M.S., Aversa, S. (2017). Ultimate lateral load of slope-stabilising piles. Géotechnique Letters 7, 237–244.
- Fredlund, D.G., Rahardjo, H. (1993). Soil Mechanics for Unsaturated Soils. ISBN:9780471850083 |Online ISBN:9780470172759 |DOI:10.1002/9780470172759. Copyright © 1993 John Wiley & Sons, Inc.
- Galli, A., Maiorano, R.M.S., di Prisco, C., Aversa, S. (2017). Design of slope-stabilizing piles: From Ultimate Limit State approaches to displacement-based methods. Rivista Italiana di Geotecnica, 51(3), pp. 77-93.
- Hoffman, P. (2016). Contributions of Janbu and Lade as applied to Reinforced Soil. Proceedings of the 17th Nordic Geotechnical Meeting, 25th - 28th of May, Reykjavik.
- Janbu, N. (1963). Soil Compressibility as Determined by Oedometer and Triaxial Tests, European Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Wiesbaden, Germany, Vol. 1, pp. 19-25.
- Lade, P.V., and Nelson, R.B. (1987). Modelling the Elastic Behavior of Granular Materials, International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics, 11, 521-542
- Lancellotta R. (2012). Geotecnica. Ed. Zanichelli.