



NOTE TECNICHE

MACCAFERRI

NOTA TECNICA 1: OSSERVAZIONI SUL METODO AGLI SPOSTAMENTI IMPLEMENTATO IN MACSTARS W E SULLA SUA APPLICAZIONE PRATICA

1 - LIMITI DEL METODO RIGIDO

L'analisi di stabilità di pendii condotta sotto le ipotesi di Equilibrio Limite tratta eventuali rinforzi come forze concentrate, localizzate lungo la superficie considerata, in corrispondenza dell'intersezione fra i rinforzi e la superficie stessa. Il modulo di queste forze viene assunto pari al minimo fra il carico di rottura del rinforzo e quello ancorato, ognuno ridotto attraverso un opportuno coefficiente di sicurezza dipendente dalla normativa di riferimento.

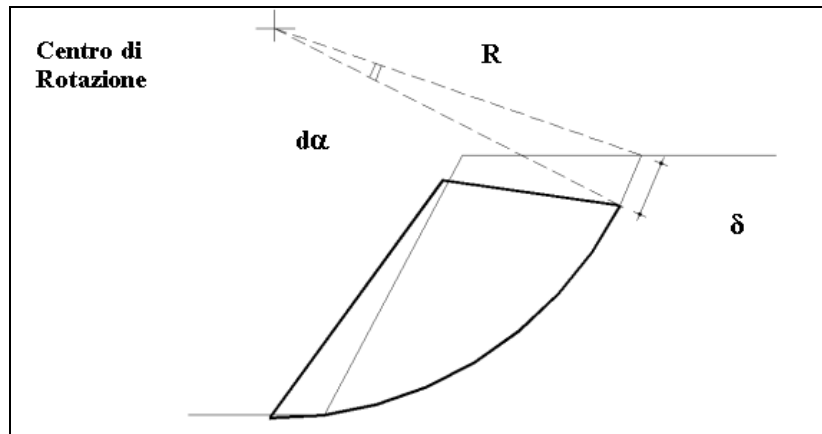
L'ipotesi implicita celata da questo approccio è che i rinforzi presenti nell'ammasso di cui si studia la stabilità lavorino sempre in modo sincrono, qualunque sia la loro configurazione geometrica e le relative caratteristiche elastiche. Tale ipotesi, sicuramente comoda poiché semplifica notevolmente le procedure di calcolo, è dal punto di vista matematico grossolana e soprattutto non cautelativa. Assumere infatti che tutti i rinforzi presenti lungo la superficie di analisi lavorino in modo sincrono significa assumere la configurazione che massimizza il contributo proveniente dai rinforzi. Un approccio più rigoroso evidenzia che la differente rigidità dei rinforzi induce una distribuzione degli sforzi non uniforme, interessando dapprima gli elementi più rigidi e successivamente quelli più cedevoli.

In letteratura tecnica è disponibile un metodo di calcolo, denominato "Metodo degli Spostamenti", capace di cogliere, anche in condizioni di equilibrio rigido, le differenti prestazioni dei rinforzi dovute a differenti rigidità.

2 - DESCRIZIONE DEL METODO AGLI SPOSTAMENTI

Il metodo degli spostamenti non è quindi un metodo di calcolo per la valutazione della stabilità di pendii; si tratta di una procedura per la definizione del *pattern* di forze (da considerare lungo la superficie di scivolamento) che simula la presenza di rinforzi. L'analisi di stabilità è quindi condotta in condizioni di equilibrio rigido per cui anche le formulazioni classiche (Bishop, Janbu, etc.) rimangono invariate. Un limite del metodo degli spostamenti è dato dal fatto che esso richiede che la superficie di analisi siano di forma circolare.

Per la valutazione delle forze con cui simulare la presenza di rinforzi durante l'analisi di stabilità si procede come segue:



Modellazione dello spostamento lungo la superficie critica

Definita la superficie per la quale si vuol valutare il Fattore di sicurezza, si ipotizza una rotazione rigida $d\alpha$ della porzione di pendio individuata dalla superficie stessa e dal profilo esterno della scarpata.

Tale rotazione produce in ogni punto della superficie di scivolamento uno spostamento δ legato alla rotazione stessa ed alle caratteristiche geometriche della superficie dalla relazione elementare

$$\delta = R \cdot d\alpha$$

essendo R il raggio della superficie di scivolamento e $d\alpha$ l'angolo di rotazione. Ipotizzando piccoli gli spostamenti, lecito nel caso dello studio della stabilità dei pendii, si può assumere che lo spostamento δ sia rettilineo.

Inoltre, ipotizzato che tale spostamento coincida con lo stiramento dei rinforzi intercettati dalla superficie di analisi in direzione tangenziale alla superficie stessa, si assume che la sola componente orizzontale δ_x di tale stiramento induca lo sviluppo di forze.

Noto δ è possibile calcolare quindi la componente efficace al fine della determinazione degli sforzi nei rinforzi mediante la relazione:

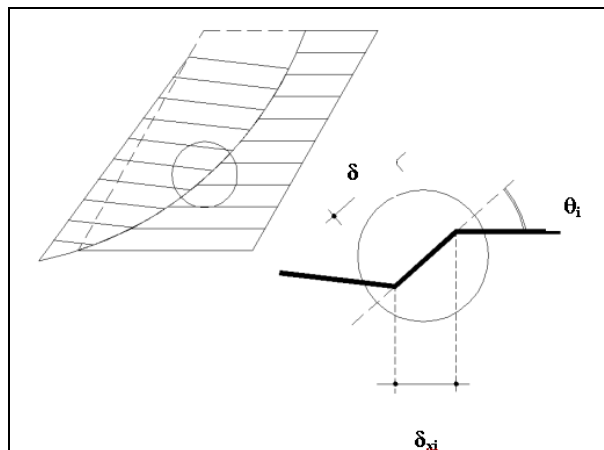
$$\delta_{xi} = \delta \cdot \cos \theta_i$$

essendo θ_i l'angolo fra l'*i*-esimo rinforzo e la tangente alla curva di scivolamento in corrispondenza dell'intersezione con il rinforzo.

Determinato δ_{xi} per tutti i rinforzi intercettati dalla superficie di analisi, nota la rigidità all'estensione dei vari rinforzi, è possibile allora determinare le forze f_i derivanti dal cinematisma ipotizzato mediante la semplice relazione:

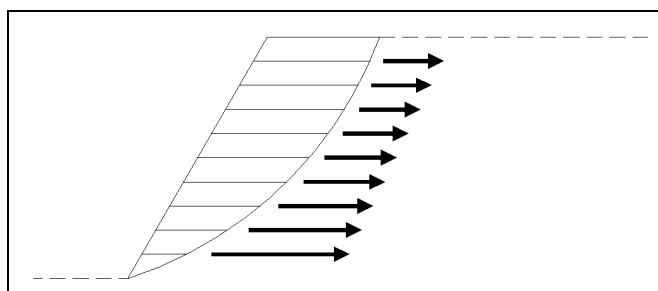
$$f_i = K_i \cdot \delta_{xi}$$

essendo K_i la rigidità all'estensione dell'*i*-esimo rinforzo.



Modellazione della deformazione nei rinforzi

La relazione sopra riportata sottintende un comportamento elastico indefinito del materiale costituente i rinforzi. Nella pratica ogni materiale (rinforzo) ha una soglia di carico oltre la quale sopraggiunge la rottura ed inoltre, prima di raggiungere la crisi per rottura, si può raggiungere quella per pullout (sfilamento per perdita di ancoraggio).

Simulazione dei rinforzi con le relative forze F_i

In pratica ogni rinforzo viene simulato mediante una forza di intensità pari al minimo tra quella di pullout e quella generata dallo spostamento δ . Quando la forza indotta dallo spostamento risulta superiore o uguale a quella di rottura del rinforzo si ha che:

- se il rinforzo è poco ancorato allora il cinematismo ne provoca lo sfilamento e quindi il rinforzo sarà simulato con il proprio carico di pullout;
- se il rinforzo è bene ancorato allora il cinematismo porta alla rottura il rinforzo e quindi sarà simulato, non essendo più efficace, con una forza nulla.

In realtà quanto sopra descritto è corretto per i rinforzi a comportamento elasto-fragile. Nell'implementazione del metodo degli spostamenti è stato inserito anche un controllo per tenere conto di una escursione plastica oltre la soglia di resistenza del rinforzo. Il comportamento di tipo elasto-fragile o di tipo elasto-plastico è una proprietà intrinseca del rinforzo e pertanto l'informazione risiede nel dBase generale dei rinforzi.

3 - INFLUENZA DEGLI SPOSTAMENTI SUL FATTORE DI SICUREZZA

L'analisi di stabilità eseguita simulando i rinforzi secondo il modello proposto dal "Metodo degli Spostamenti" conduce a risultati sensibilmente diversi da quelli forniti dall'approccio tradizionale.

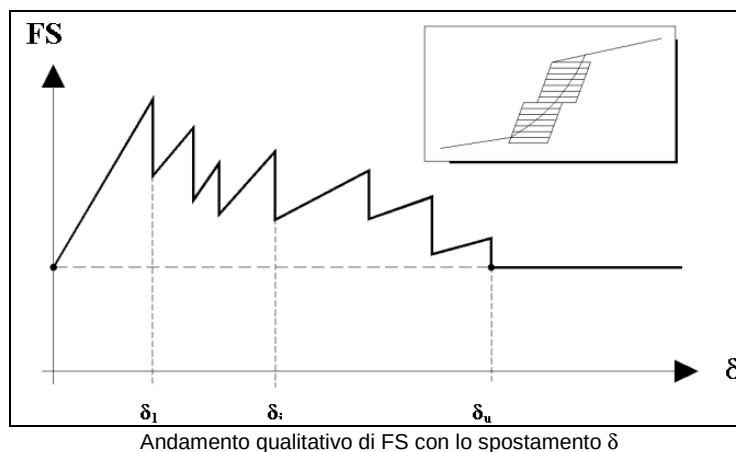
Vediamo di porre a confronto l'analisi di stabilità condotta nell'ambito del metodo degli spostamenti con quella condotta con approccio tradizionale.

Mentre il metodo tradizionale conduce ad un Fattore di Sicurezza (FS) dipendente dalla geometria in esame e dai parametri geotecnici, con il metodo degli spostamenti si perviene ad un valore di FS dipendente anche dal valore di spostamento assegnato (δ). Di conseguenza, per un'assegnata geometria ogni superficie di analisi possiede un unico FS secondo la formulazione tradizionale (metodo rigido) ed infiniti valori FS secondo la formulazione del metodo degli spostamenti.

Per quanto concerne il legame fra FS e lo spostamento δ questo è piuttosto complesso e fortemente dipendente da elementi quali la geometria del pendio, i parametri geotecnici dei terreni e quelli di interazione rinforzo-terreno, dalla distribuzione dei rinforzi, dalle caratteristiche deformative dei rinforzi, etc. Vi sono però alcuni elementi salienti, comuni a qualunque geometria. Considerato un pendio rinforzato ed una generica superficie di scivolamento che interessi un certo numero di rinforzi, la curva $FS=FS(\delta)$ ha un andamento qualitativo come quello schematizzato nella figura di seguito riportata.

Per $\delta=0$ il valore di FS coincide con quello valutabile con approccio rigido tradizionale per il medesimo pendio in assenza di rinforzi. Per ogni configurazione di analisi esiste sempre un valore peculiare di spostamento (δ_u) corrispondente allo spostamento che induce rotture di tutti i rinforzi presenti, oltre il quale il valore di FS è costante pari a quello corrispondente a $\delta=0$.

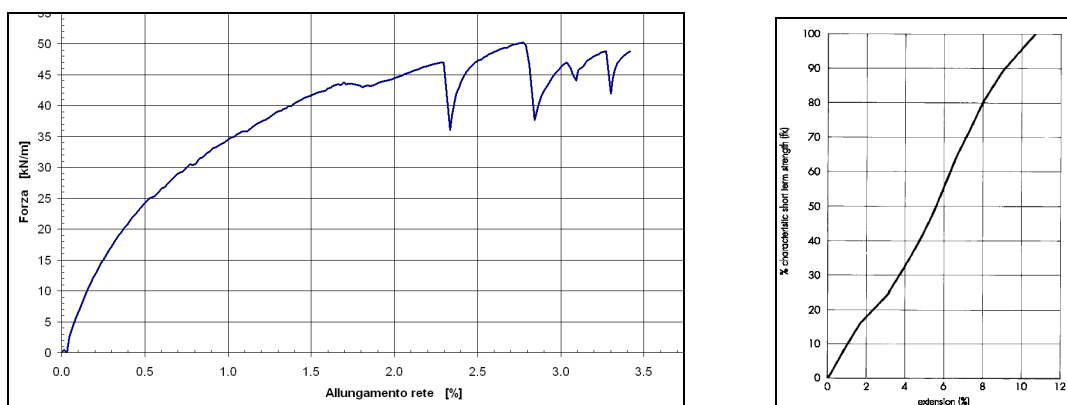
Per valori di δ compresi nell'intervallo $0-\delta_u$ l'andamento della funzione $FS(\delta)$ potrà avere varie forme ma saranno comunque presenti punti particolari (discontinuità) in corrispondenza dei valori di δ che inducono rotture nei vari rinforzi.



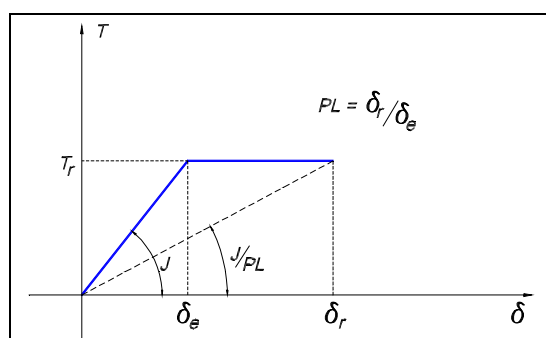
4 - CARATTERISTICHE DEL METODO AGLI SPOSTAMENTI DI MACSTARS W

4.1 DATI AGGIUNTIVI DI INPUT SUI RINFORZI

L'analisi di stabilità di un pendio rinforzato con il metodo degli spostamenti richiede, a differenza dell'approccio tradizionale, qualche dato di input aggiuntivo. Più precisamente, sono richieste le caratteristiche elastiche dei rinforzi, i parametri relativi al modello di interazione terreno-rinforzi, e l'entità dello spostamento con il quale valutare il *pattern* di forze con cui simulare i rinforzi. Tali grandezze, ad esclusione del valore di spostamento, sono in realtà proprietà intrinseche dei rinforzi e come tali sono state inserite nel database generale dei rinforzi.



Comportamento a rottura di un rinforzo elasto-plastico (Terramesh) ed elasto-fragile (geogriglia)



Maccaferri - Green Terramesh - 65° - 8/2.7P - 0.58			
Carico di rottura Nominale.....	[kN/m].....	:	50.11
Rapporto di Scorrimento plastico.....		:	2.00
Coefficiente di Scorrimento elastico.....	[m³/kN].....	:	1.10e-04
Rigidezza estensionale.....	[kN/m].....	:	500.00

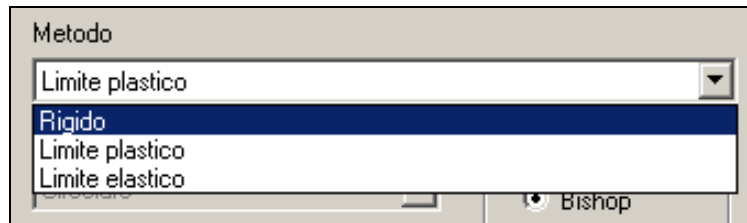
Caratteristiche elasto-plastiche del Terramesh

4.2 LIMITE ELASTICO E LIMITE PLASTICO

Lo spostamento è invece variabile e risulta dipendere sia dalla geometria delle superfici di analisi che dalle condizioni di verifica fissate dal progettista.

La variabilità del parametro "Spostamento" ha indotto ad implementare due opzioni distinte (oltre ovviamente al metodo rigido):

- Metodo con deformazione al limite ELASTICO
- Metodo con deformazione al limite PLASTICO

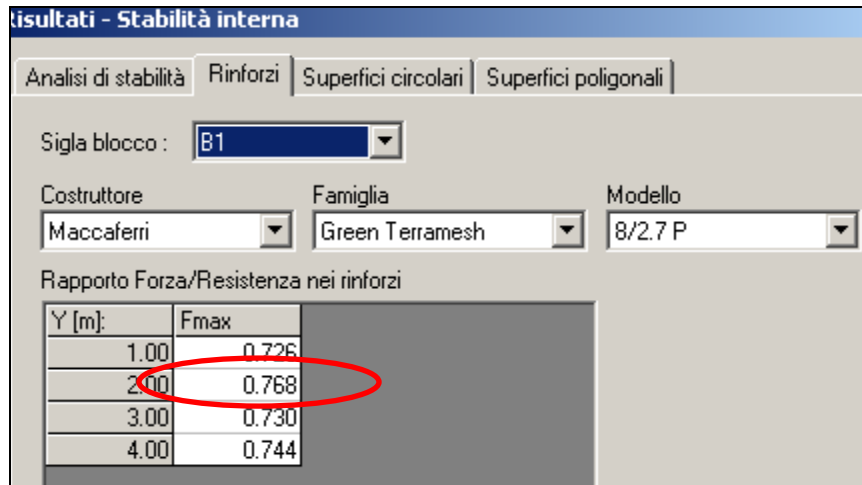


Opzioni disponibili nel calcolo

LIMITE ELASTICO

Per ogni superficie analizzata si utilizza il metodo dello spostamento imposto, aumentando lo spostamento da 0 **al valore massimo che non comporti la plasticizzazione di alcun rinforzo**: in altre parole l'incremento di spostamento si ferma non appena uno dei rinforzi raggiunge il proprio limite elastico, dopo il quale si avrebbe o la rottura del rinforzo (se di tipo elastico) o la sua plasticizzazione (se di tipo elasto-plastico).

Per ciascuna superficie si seleziona il massimo coefficiente di sicurezza raggiunto; tra tutte le superfici analizzate si seleziona quella che fornisce il minimo coefficiente di sicurezza.



Finestra risultati del metodo al limite elastico: in evidenza il rinforzo che sta erogando la sua massima resistenza elastica

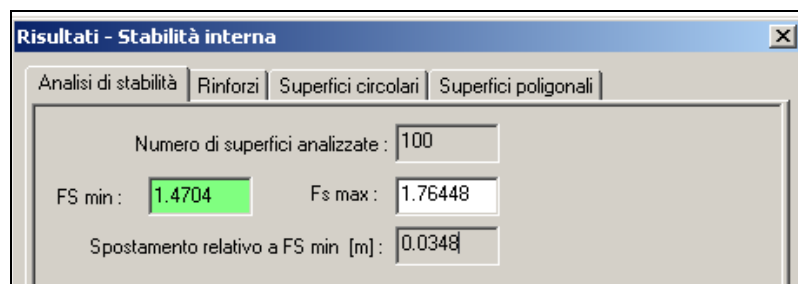
LIMITE PLASTICO

Per ogni superficie analizzata si utilizza il metodo dello spostamento imposto, aumentando lo spostamento da 0 fino **al valore massimo che non comporti la rottura di alcun rinforzo ma ne permette la plasticizzazione**.

Per ciascuna superficie si seleziona il massimo coefficiente di sicurezza raggiunto; tra tutte le superfici analizzate si seleziona quella che fornisce il minimo coefficiente di sicurezza.

Al termine della procedura di calcolo vengono forniti:

- L'FS del pendio rinforzato pari al minimo delle funzioni FS (δ) esaminate;
- il valore del massimo coefficiente di sicurezza delle superfici graficate;
- lo spostamento corrispondente all'FS minimo;
- gli sforzi nei rinforzi per la superficie con FSmax;
- gli sforzi nei rinforzi per la superficie con FS=valore assegnato dall'utente (in questo caso pari a 1.3);
- gli sforzi nei rinforzi per la superficie con FS=1.00 (in questo caso le forze sono pari a 0 in quanto per spostamento nullo la struttura risulta comunque avere FS>1)



Risultati - Stabilità interna

Analisi di stabilità Rinforzi Superfici circolari Superfici poligonali

Sigla blocco : **B1**

Costruttore: **Maccaferri** Famiglia: **Green Terramesh** Modello: **8/2.7 P**

Rapporto Forza/Resistenza nei rinforzi

Y (m):	Fmax	F _s =1.300	F _s =1.
1.00	0.768	0.393	0.000
2.00	0.768	0.393	0.000
3.00	0.768	0.373	0.000
4.00	0.768	0.367	0.000

Finestre risultati del metodo al limite Plastico

E' evidente che il valore di FS calcolato al limite elastico non sarà mai superiore a quello ottenuto con il limite plastico: si avrà la coincidenza dei 2 valori solo nel caso che tutti i rinforzi della struttura siano di tipo elastico.

Il metodo con Limite Plastico, molto più oneroso dal punto di vista del calcolo rispetto a quello con Limite Elastico, consente di ottenere molte più informazioni circa la stabilità del pendio ed inoltre fornisce indicazioni circa lo stato di sollecitazione nei rinforzi, sia quello in esercizio che quello necessario a garantire un prefissato grado di sicurezza al pendio rinforzato. In input infatti il programma richiede di specificare, oltre ai dati generali per l'analisi di stabilità, il valore del Fattore di sicurezza (FS) per il quale si vuole conoscere lo stato di sollecitazione.

4.3 METODO DELLO SPOSTAMENTO IMPOSTO

Una volta ottenuta la superficie critica (al limite elastico o a quello plastico) sarà possibile effettuare analisi dettagliate sul comportamento della struttura: selezionando infatti la superficie per la quale il coefficiente di sicurezza è minimo ed assegnando tali coordinate nella verifica con Superficie Assegnata sarà possibile, variando il valore dello spostamento imposto, ottenere sia il coefficiente di sicurezza associato ad ogni spostamento che il comportamento tenso-deformativo nei rinforzi.

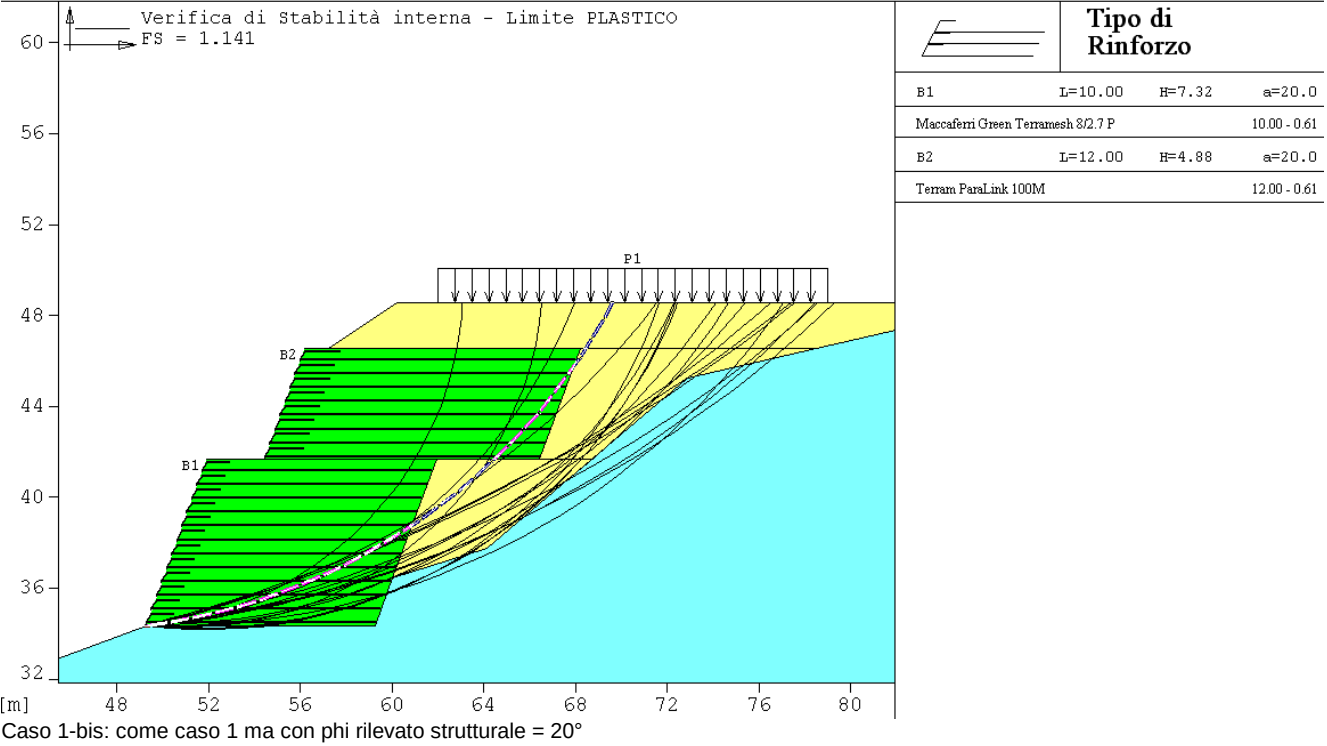
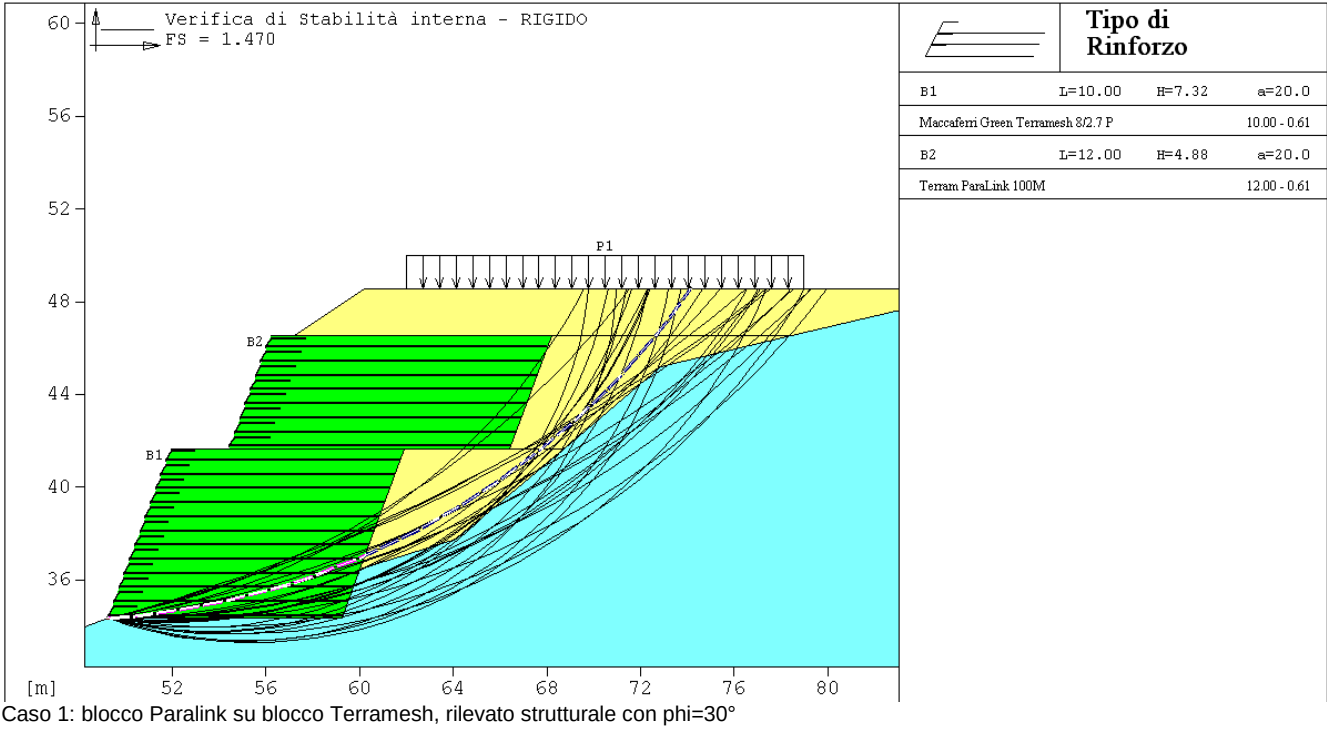
5 - DIFFERENZE TRA GLI FS CALCOLATI CON I 2 METODI

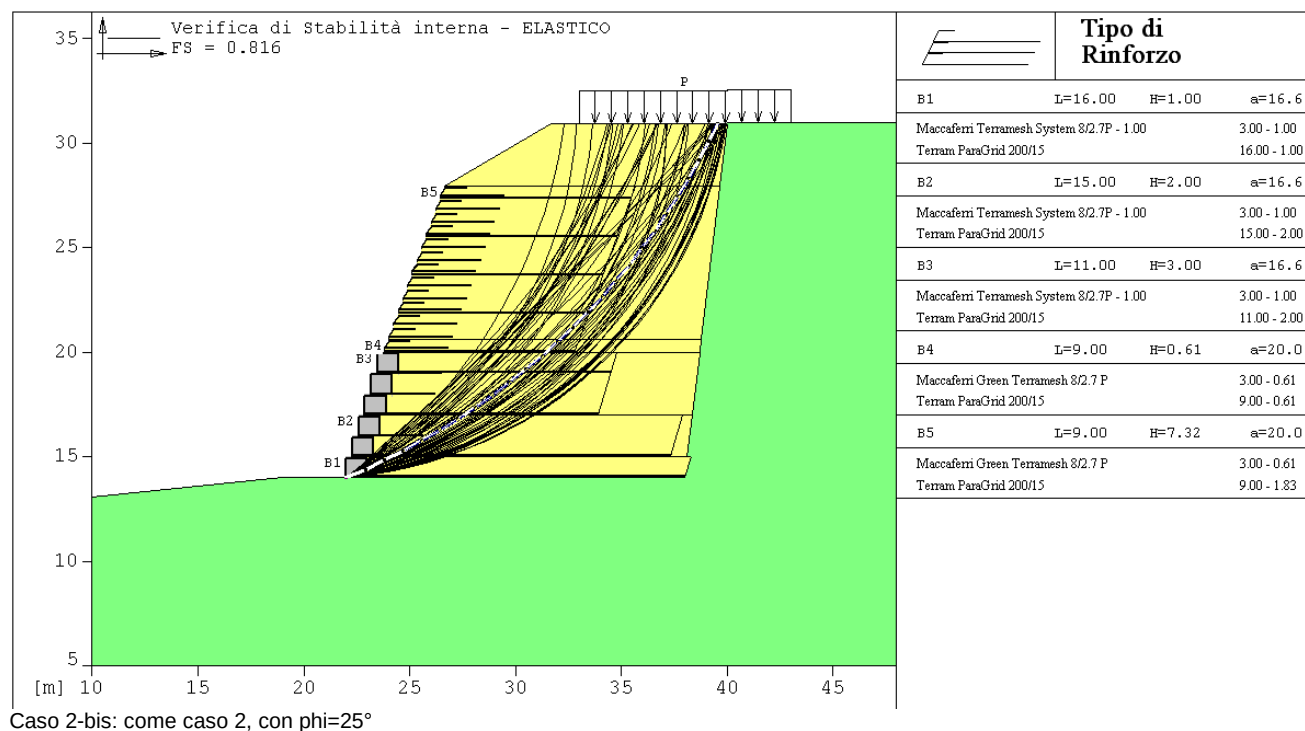
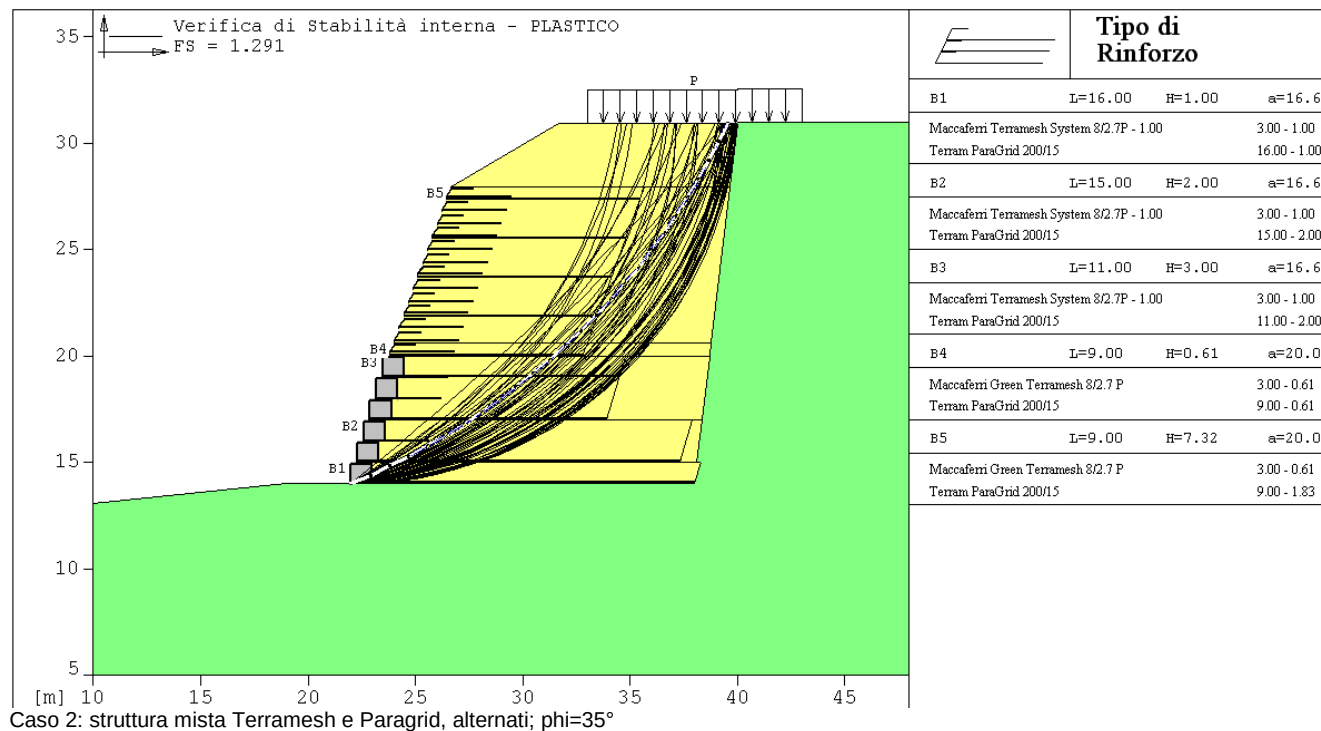
Dal punto di vista quantitativo è sensibile la differenza fra il valore di FS valutabile con approccio tradizionale (rigido) ed il valore massimo di FS(δ) nell'intervallo 0- δ_c valutato nell'ambito del metodo degli spostamenti.

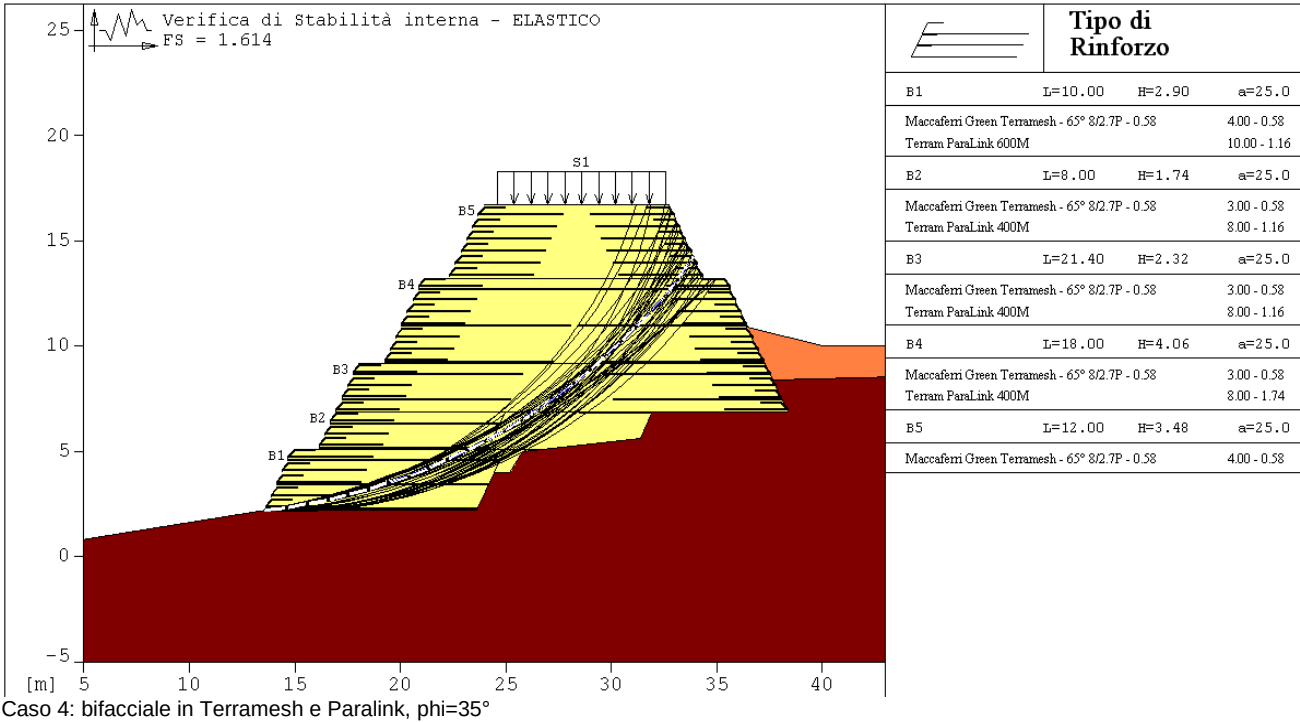
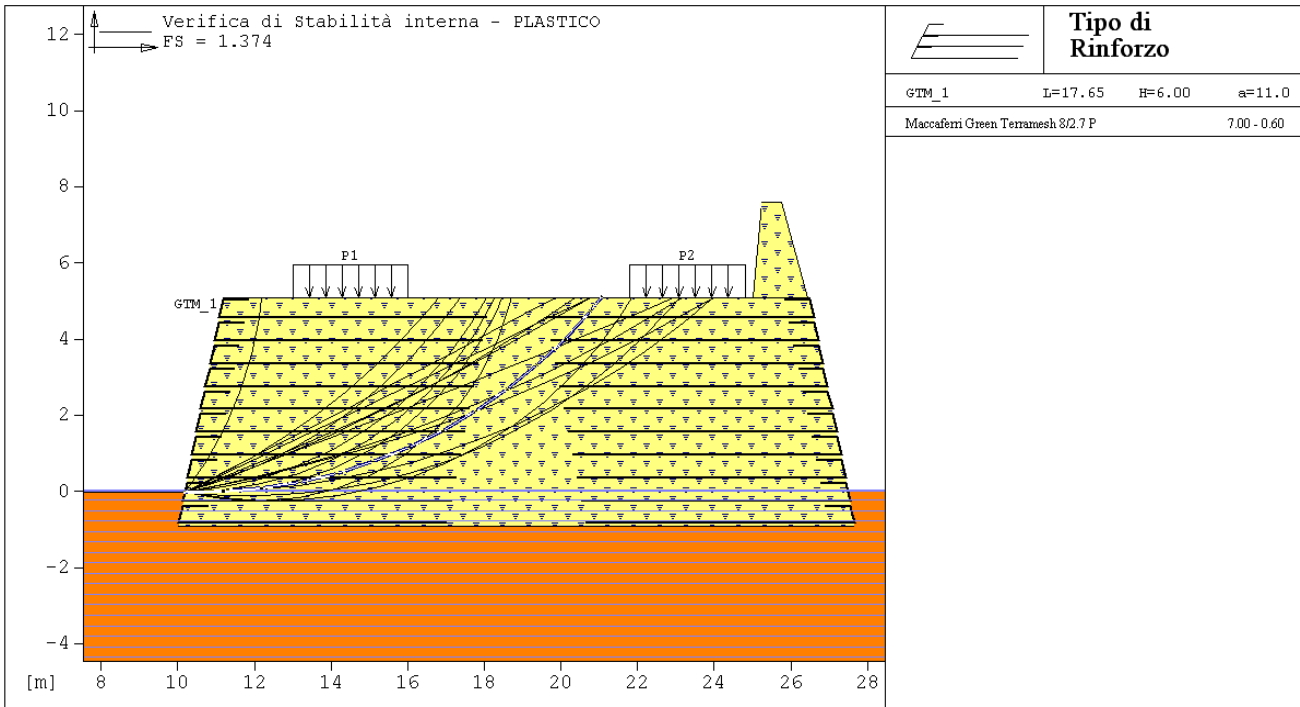
In particolare il valore di FS valutato con il metodo tradizionale risulta sempre superiore poiché, assumendo erroneamente che i rinforzi lavorino in modo sincrono, include nelle equazioni risolutive per il calcolo di FS risorse di resistenza in realtà non disponibili.

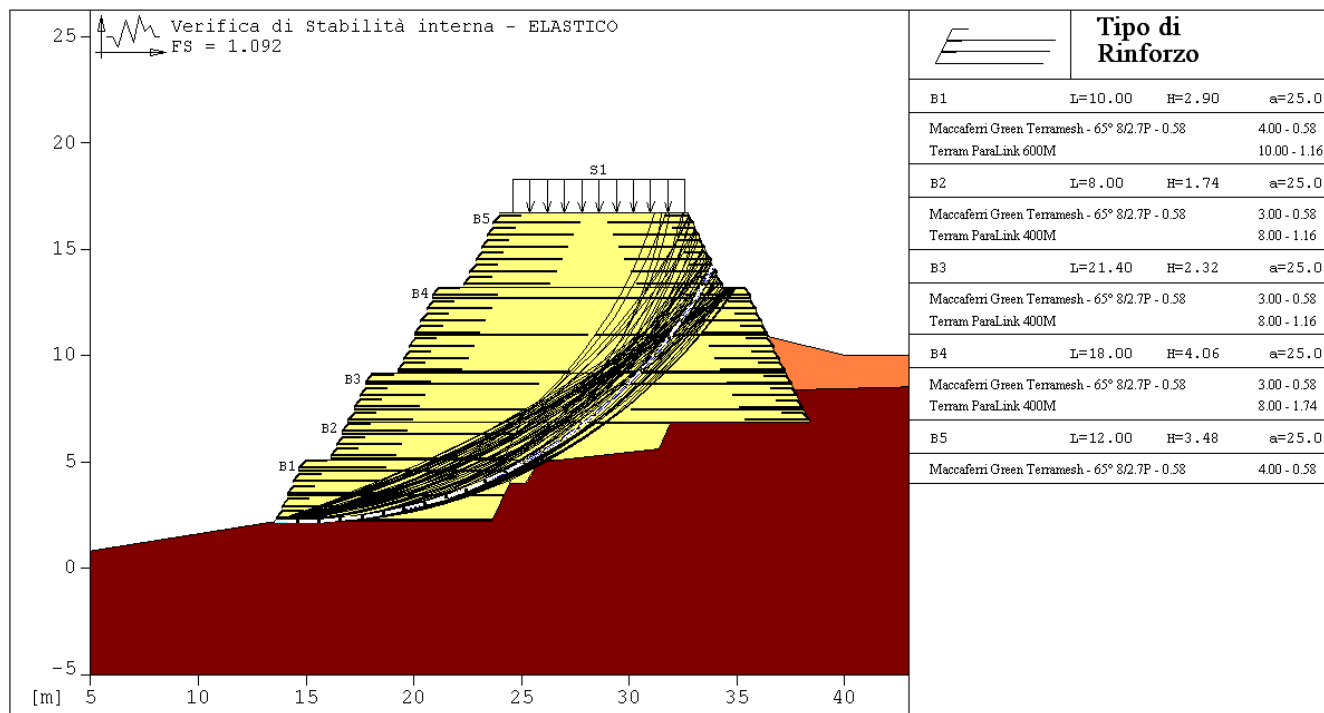
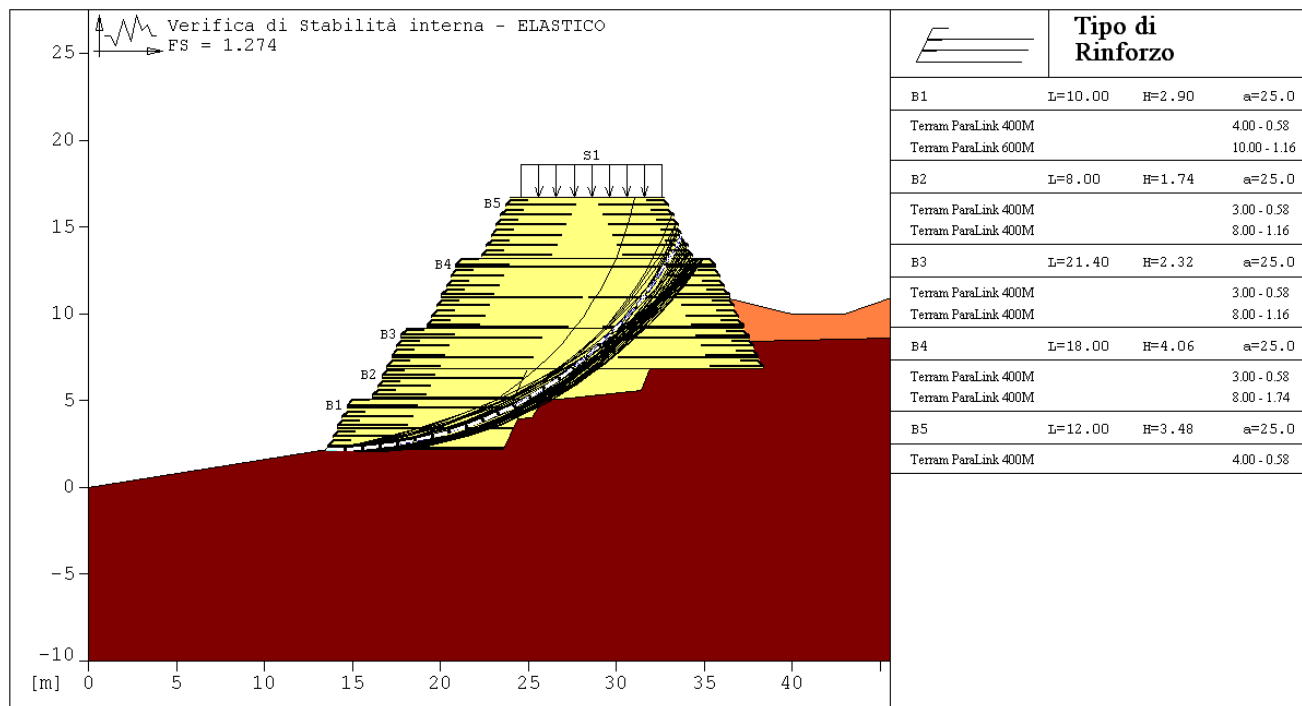
Nella tabella successiva vengono riportati i valori di FS ottenuti con le varie metodologie di calcolo su varie strutture.

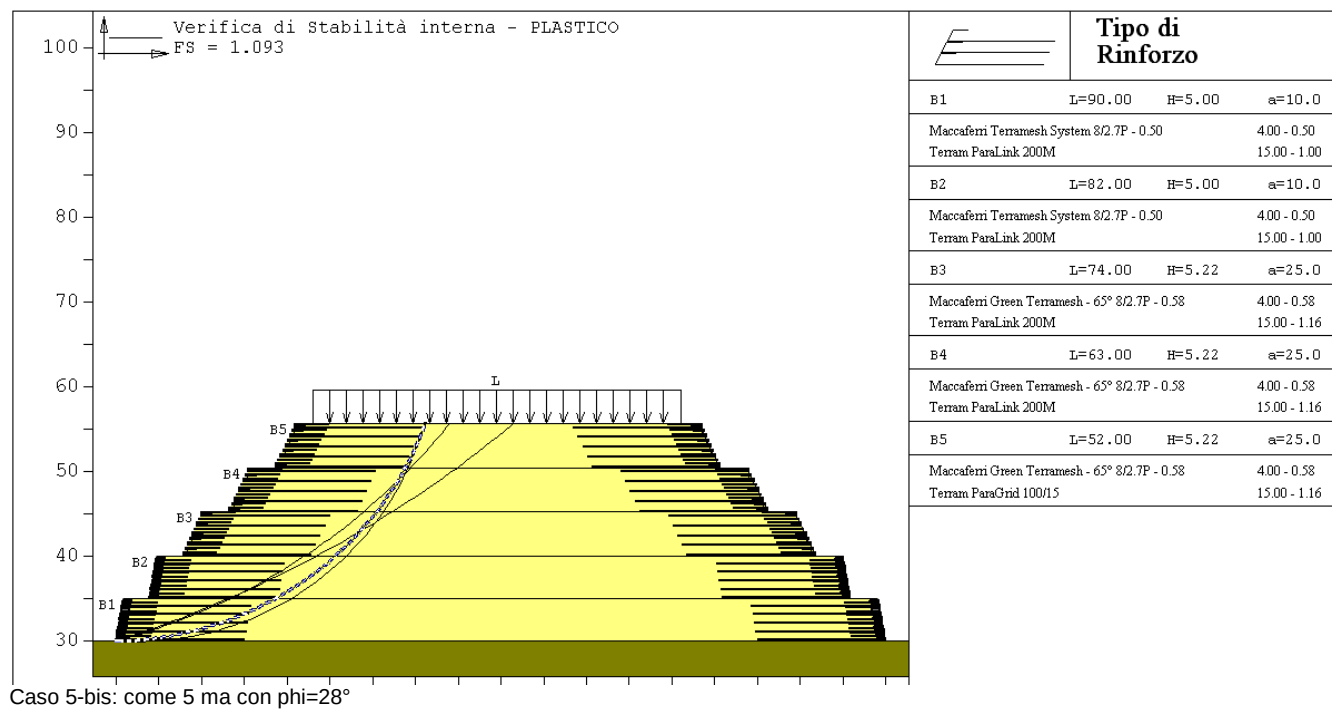
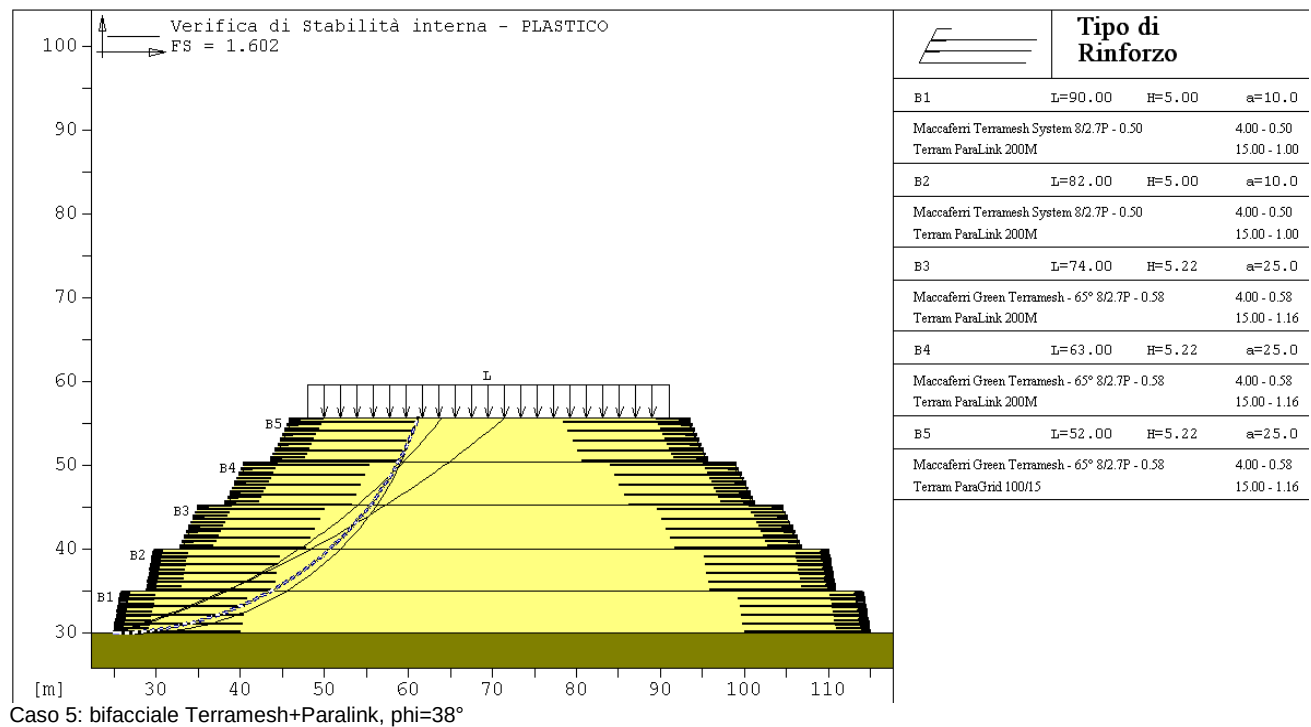
CASO	FS RIGIDO	FS ELASTICO	Δ %	FS PLASTICO	Δ %	NOTE
1	1.470	1.459	-0.75	1.470	0.00	Blocco Paralink sopra blocco Terramesh, rilevato strutturale $\phi=30^\circ$
1 bis	1.184	1.078	-8.95	1.141	-3.63	Come 1 ma con $\phi=20^\circ$
2	1.314	1.256	-4.41	1.291	-1.75	Struttura mista: Terramesh+Paragrid $\phi=35^\circ$
2 bis	0.870	0.816	-6.21	0.852	-2.07	Come 2 ma con $\phi=25^\circ$
3	1.399	1.347	-3.72	1.374	-1.79	Bifacciale con solo Terramesh
4	2.379	1.614	-32.16	2.069	-13.03	Bifacciale: Terramesh e Paralink, $\phi=35^\circ$
4 bis	1.350	1.092	-19.11	1.268	-6.07	Come 4, ma con $\phi=25^\circ$
4 ter	1.350	1.274	-5.63	1.274	-5.63	Come 4-bis, ma solo con Paralink
5	1.629	1.602	-1.66	1.602	-1.66	Bifacciale Terramesh+Paralink, $\phi=38^\circ$
5 bis	1.106	1.093	-1.18	1.093	-1.18	Come 5, $\phi=28^\circ$
6	1.045	1.005	-3.83	1.024	-2.01	Bifacciale solo Terramesh, $\phi=28^\circ$
6 bis	1.677	1.580	-5.78	1.637	-2.39	Come 6 ma $\phi=38^\circ$
7	1.929	1.581	-18.04	1.800	-6.69	Terramesh+Paralink
7 bis	1.431	1.369	-4.33	1.431	0.00	Come 7 ma solo Terramesh

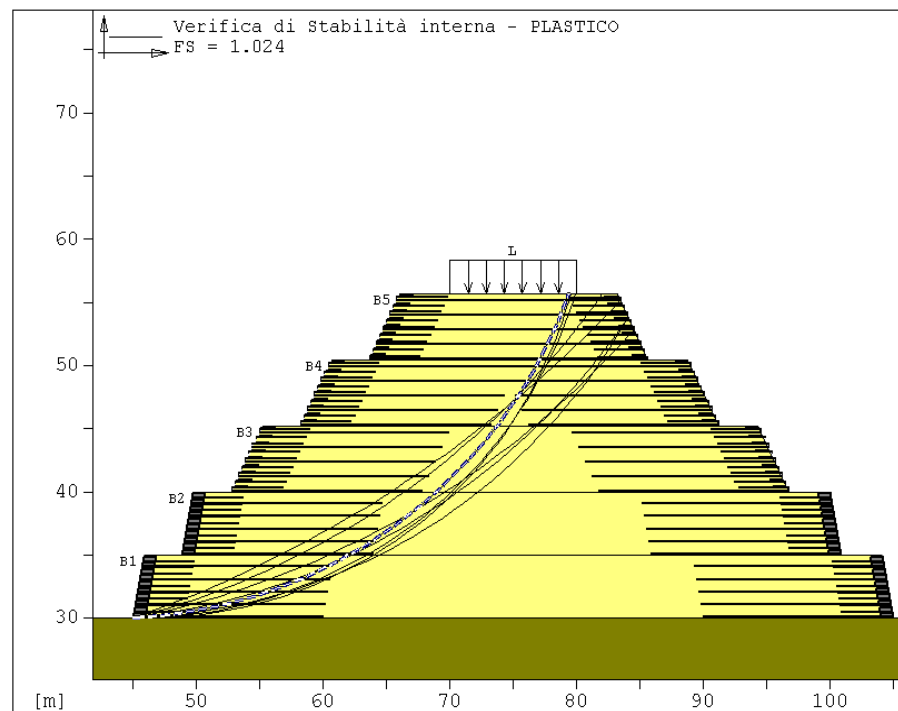




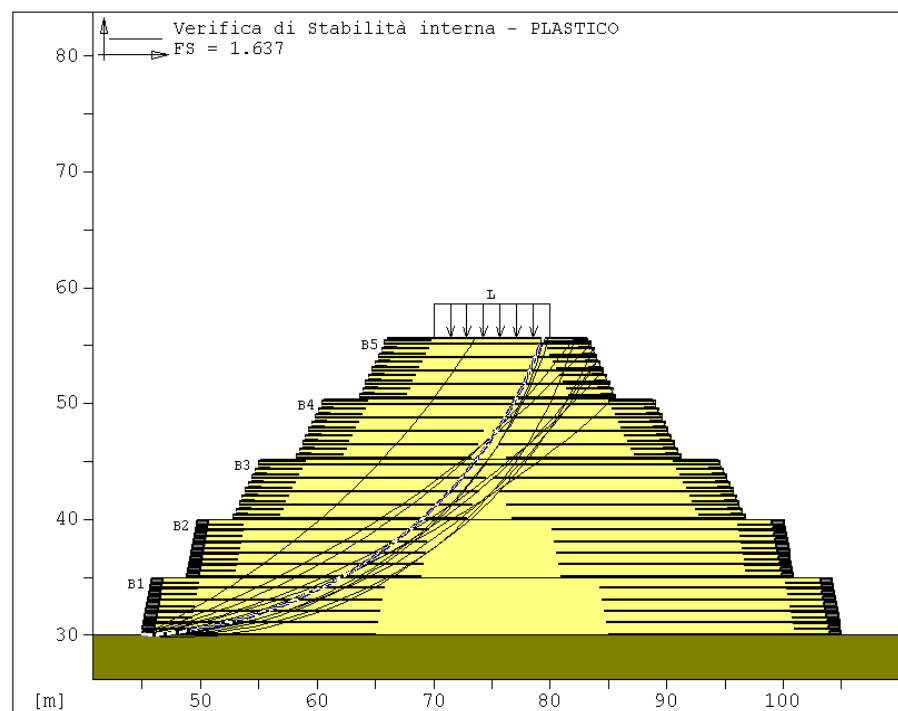


Caso 4-bis: come 4 ma con $\phi=25^\circ$ Caso 4-ter: come 4-bis ($\phi=25^\circ$) ma solo Paralink

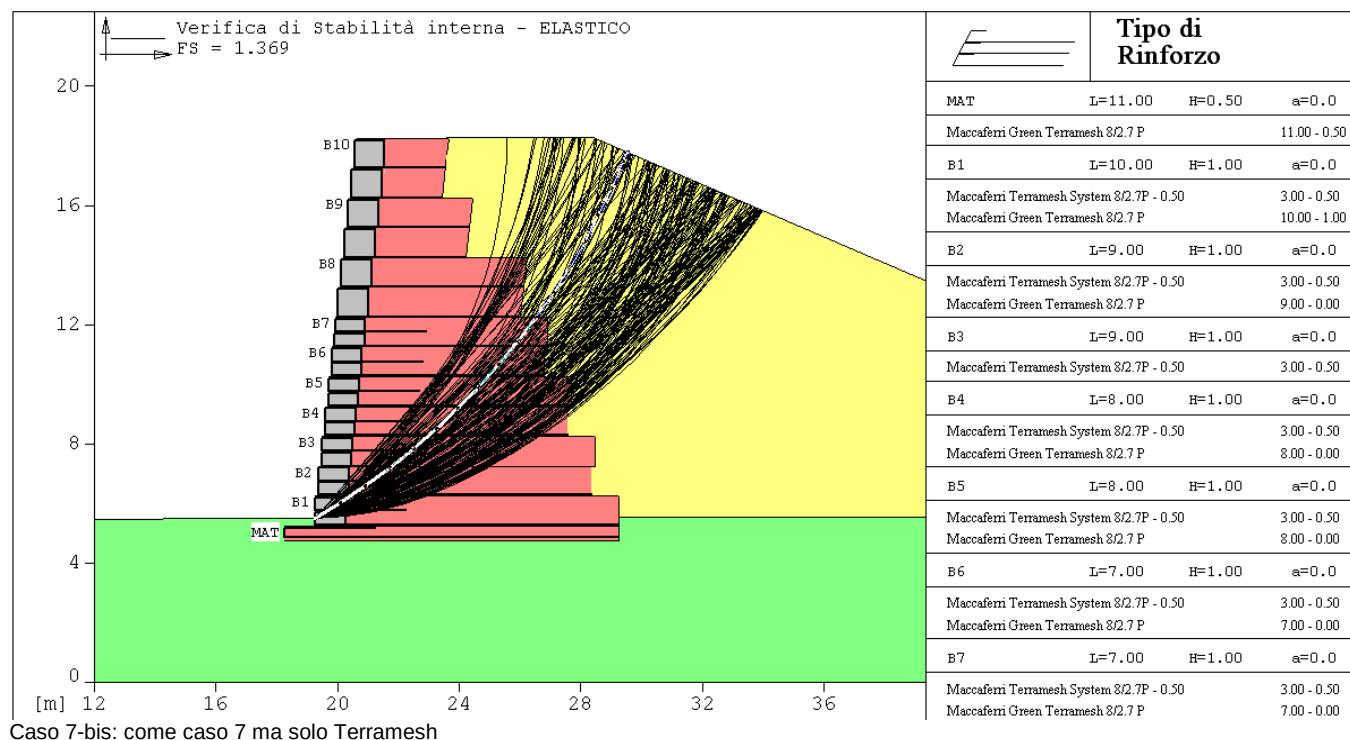
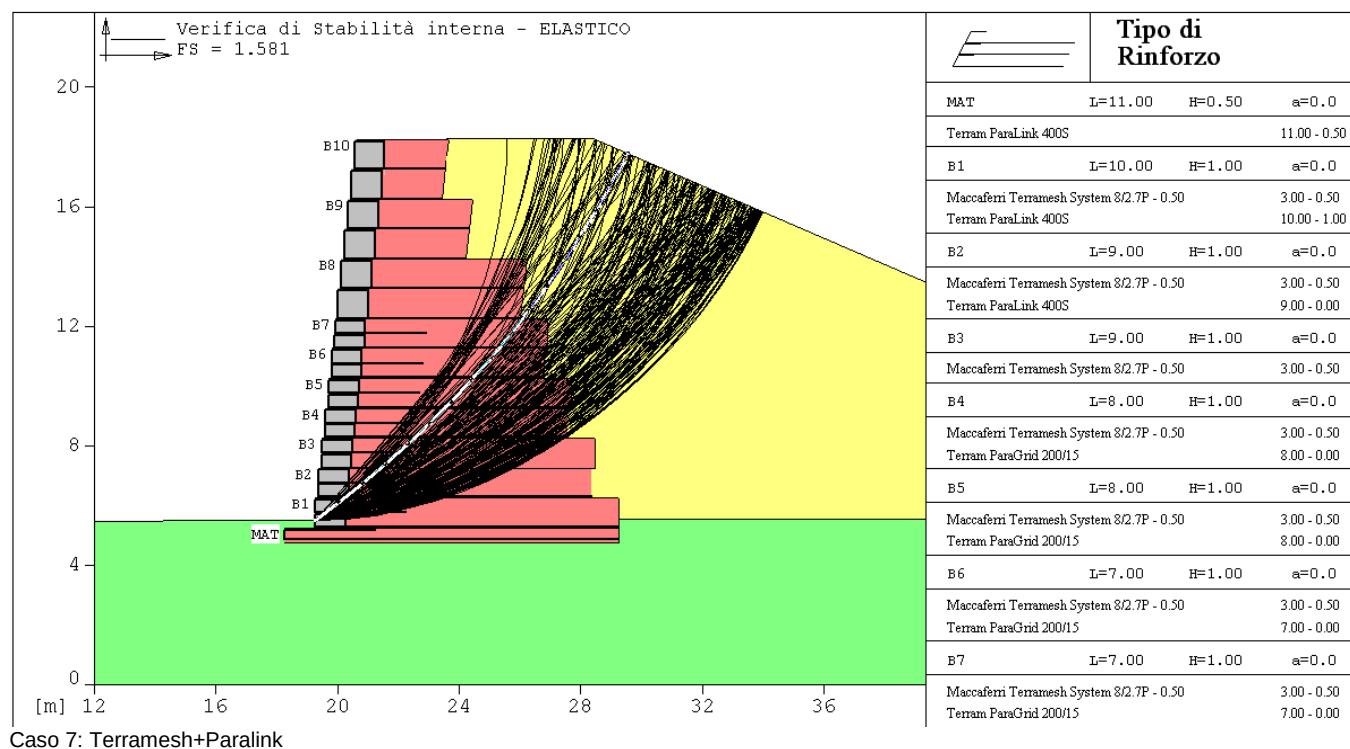


Caso 6: bifacciale solo Terramesh, $\phi=28^\circ$

Tipo di Rinforzo			
B1	L=60.00	H=5.00	a=10.0
Maccaferri Terramesh System 8/2.7P - 0.50			
Maccaferri Green Terramesh 8/2.7 P			
			4.00 - 0.50
			15.00 - 1.00
B2	L=52.00	H=5.00	a=10.0
Maccaferri Terramesh System 8/2.7P - 0.50			
Maccaferri Green Terramesh 8/2.7 P			
			4.00 - 0.50
			15.00 - 1.00
B3	L=44.00	H=5.22	a=25.0
Maccaferri Green Terramesh - 65° 8/2.7P - 0.58			
Maccaferri Green Terramesh 8/2.7 P			
			4.00 - 0.58
			15.00 - 1.16
B4	L=33.00	H=5.22	a=25.0
Maccaferri Green Terramesh - 65° 8/2.7P - 0.58			
Maccaferri Green Terramesh 8/2.7 P			
			4.00 - 0.58
			15.00 - 1.16
B5	L=22.00	H=5.22	a=25.0
Maccaferri Green Terramesh - 65° 8/2.7P - 0.58			
Maccaferri Green Terramesh 8/2.7 P			
			4.00 - 0.58
			15.00 - 1.16

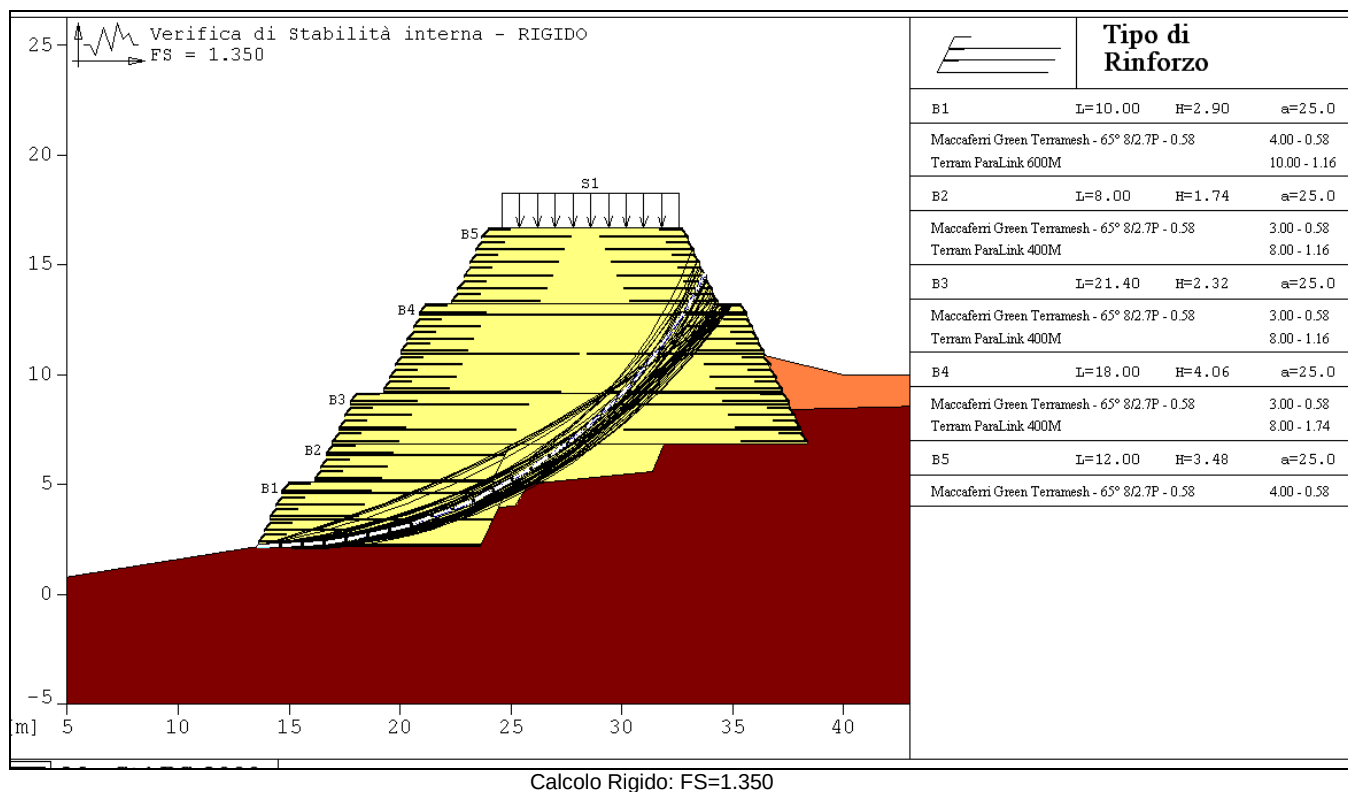
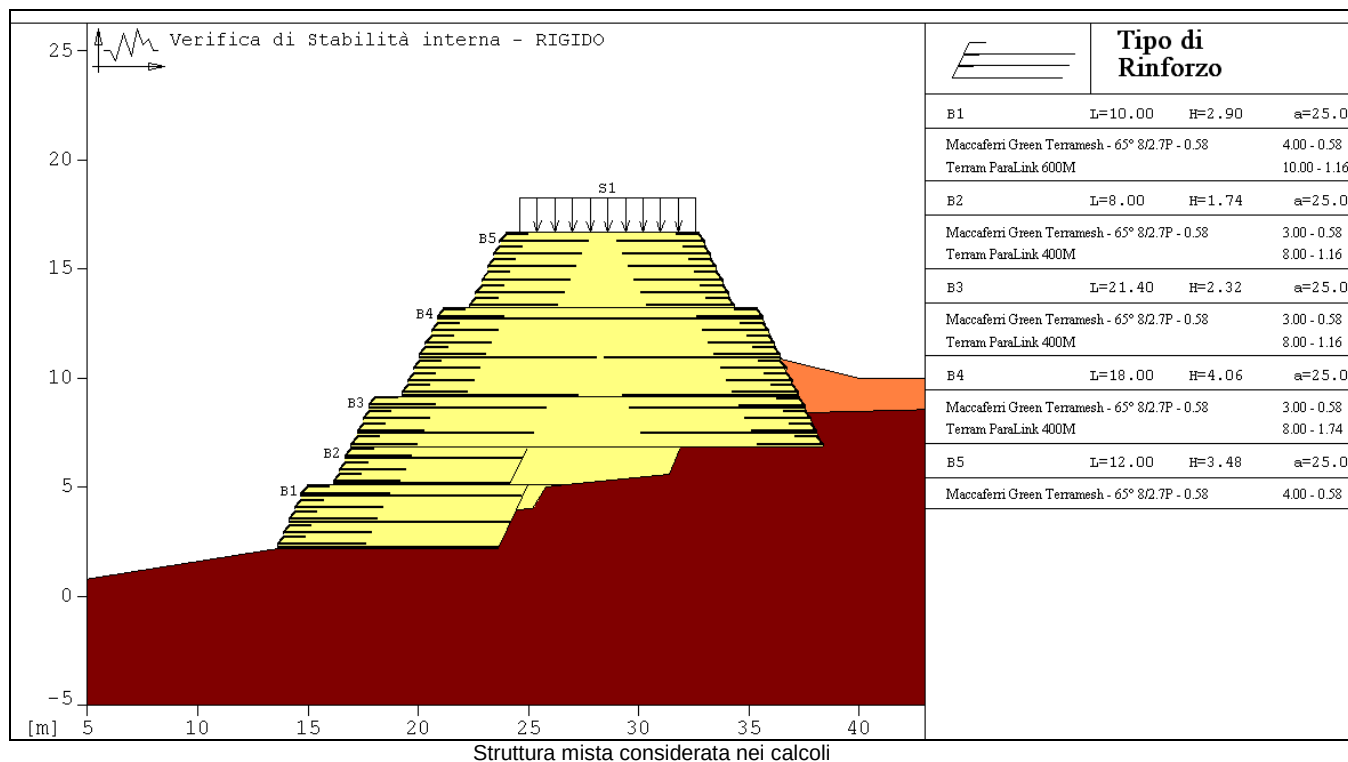
Caso 6-bis: come 6 ma con $\phi=38^\circ$

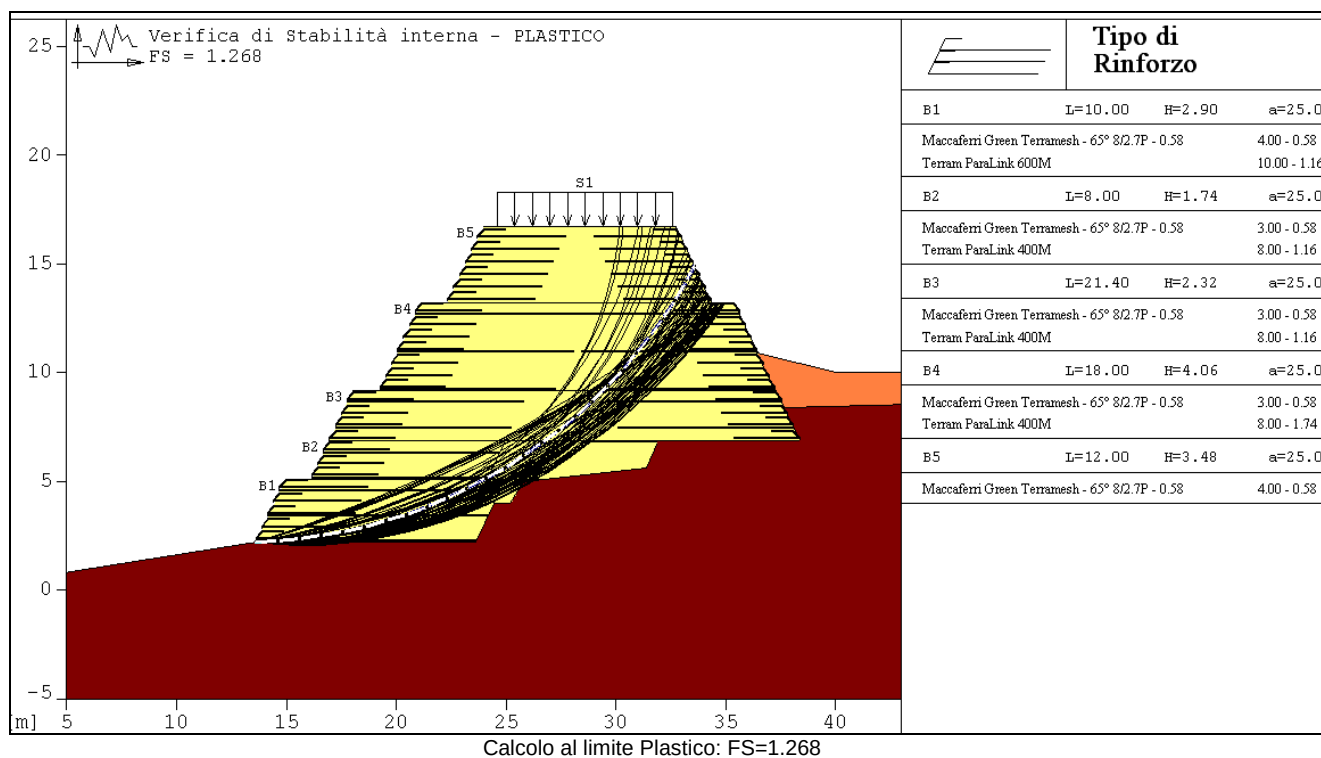
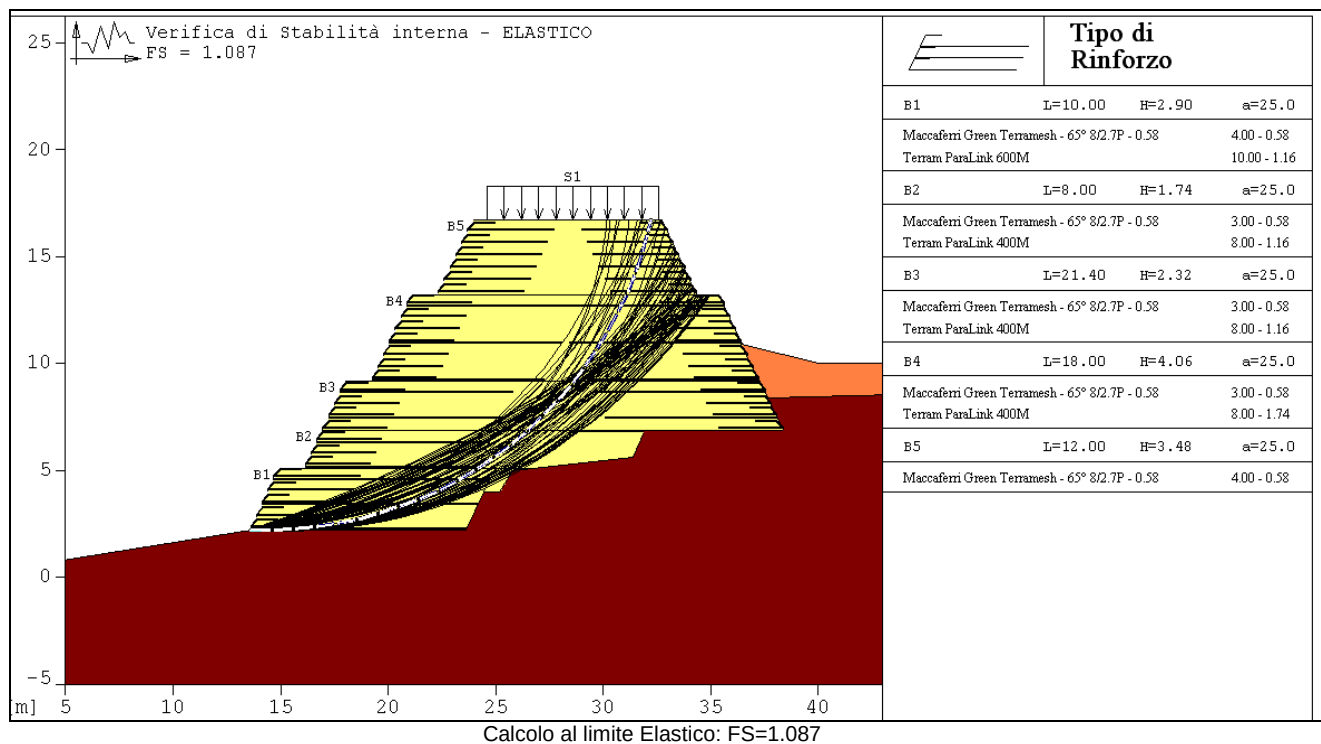
Tipo di Rinforzo			
B1	L=60.00	H=5.00	a=10.0
Maccaferri Terramesh System 8/2.7P - 0.50			
Maccaferri Green Terramesh 8/2.7 P			
			4.00 - 0.50
			20.00 - 1.00
B2	L=52.00	H=5.00	a=10.0
Maccaferri Terramesh System 8/2.7P - 0.50			
Maccaferri Green Terramesh 8/2.7 P			
			4.00 - 0.50
			20.00 - 1.00
B3	L=44.00	H=5.22	a=25.0
Maccaferri Green Terramesh - 65° 8/2.7P - 0.58			
Maccaferri Green Terramesh 8/2.7 P			
			4.00 - 0.58
			20.00 - 1.16
B4	L=33.00	H=5.22	a=25.0
Maccaferri Green Terramesh - 65° 8/2.7P - 0.58			
Maccaferri Green Terramesh 8/2.7 P			
			4.00 - 0.58
			15.00 - 1.16
B5	L=22.00	H=5.22	a=25.0
Maccaferri Green Terramesh - 65° 8/2.7P - 0.58			
Maccaferri Green Terramesh 8/2.7 P			
			4.00 - 0.58
			15.00 - 1.16



6 – ESEMPIO PRATICO DI UTILIZZO DEL METODO AGLI SPOSTAMENTI

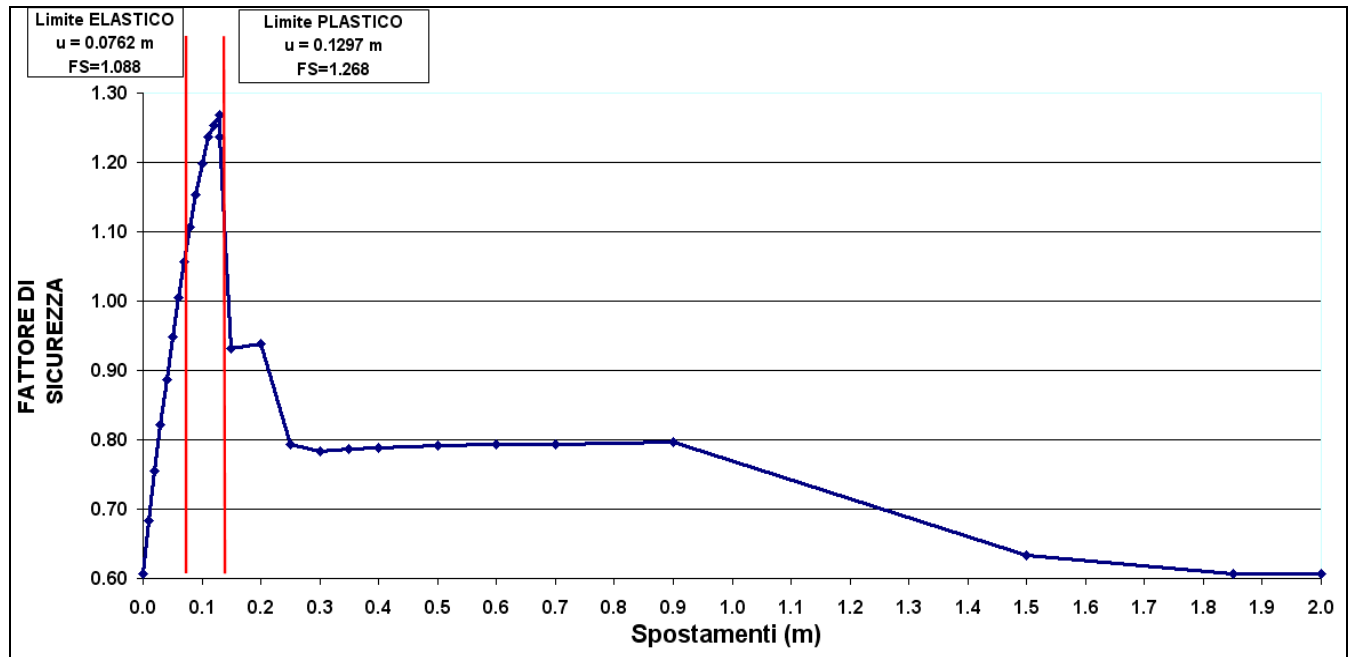
Per meglio chiarire quanto scritto in precedenza, viene riportato nel seguito il calcolo di una struttura costituita da rinforzi diversi (elastici: Paralink ed elasto-plastici: Terramesh) in cui si è effettuato il confronto tra i risultati del metodo rigido e quelli del metodo agli spostamenti (al limite elastico ed a quello plastico); inoltre sulla superficie critica ottenuta dal metodo al Limite Plastico (stabilità interna del blocco B1) sono state svolte le analisi tenso-deformative variando lo spostamento imposto.





I risultati del calcolo sono riassunti nella tabella seguente:

FS RIGIDO	FS ELASTICO	Differenza %	FS PLASTICO	Differenza %
1.350	1.087	-19.48	1.268	-6.07



Andamento di FS al variare dello spostamento imposto

METODO	SPOSTAMENTO (m)	FS	Stato tensionale dei rinforzi								
			Blocco B1			Blocco B4			Blocco B5		
			Y=1.16	Y=2.32	Y=0	Y=1.74	Y=3.48	Y=3.48	Y=0	Y=0.58	Y=1.16
RIGIDO	-	1.350	0.561	0.252	0.247	0.561	0.138	0.154	0.768	0.768	0.768
ELASTICO	0.0762	1.088	0.381	0.302	0.04	0.327	0.222	0.197	0.768	0.619	0.477
PLASTICO	0.1297	1.268	0.476	0.361	0.044	0.449	0.222	0.215	0.768	0.768	0.689
IMPOSTO	0.00	0.607	0	0	0	0	0	0	0	0	0
IMPOSTO	0.01	0.684	0.080	0.074	0.014	0.065	0.058	0.056	0.158	0.134	0.110
IMPOSTO	0.02	0.755	0.142	0.131	0.023	0.119	0.105	0.098	0.285	0.233	0.186
IMPOSTO	0.03	0.822	0.195	0.177	0.028	0.165	0.146	0.131	0.393	0.317	0.249
IMPOSTO	0.04	0.887	0.242	0.215	0.032	0.206	0.181	0.156	0.487	0.393	0.305
IMPOSTO	0.05	0.949	0.284	0.246	0.035	0.244	0.213	0.172	0.573	0.461	0.355
IMPOSTO	0.06	1.005	0.323	0.271	0.037	0.278	0.222	0.184	0.653	0.523	0.405
IMPOSTO	0.07	1.057	0.359	0.291	0.038	0.309	0.222	0.193	0.724	0.583	0.449
IMPOSTO	0.08	1.106	0.393	0.309	0.040	0.338	0.222	0.199	0.768	0.639	0.493
IMPOSTO	0.09	1.153	0.425	0.323	0.041	0.364	0.222	0.204	0.768	0.693	0.535
IMPOSTO	0.10	1.199	0.455	0.335	0.042	0.388	0.222	0.207	0.768	0.744	0.575
IMPOSTO	0.11	1.236	0.476	0.345	0.043	0.410	0.222	0.211	0.768	0.768	0.615
IMPOSTO	0.12	1.253	0.476	0.354	0.044	0.431	0.222	0.213	0.768	0.768	0.653
IMPOSTO	0.1297	1.268	0.476	0.361	0.044	0.449	0.222	0.215	0.768	0.768	0.689
IMPOSTO	0.13	1.237	0.476	0.361	0.044	0.450	0.222	0.215	ROTTO	0.768	0.689
IMPOSTO	0.15	0.932	ROTTO	0.373	0.045	0.482	0.222	0.219	ROTTO	0.768	0.760
IMPOSTO	0.20	0.939	ROTTO	0.394	0.047	0.540	0.222	0.225	ROTTO	ROTTO	0.768
IMPOSTO	0.25	0.793	ROTTO	0.406	0.048	ROTTO	ROTTO	0.228	ROTTO	ROTTO	0.768
IMPOSTO	0.30	0.783	ROTTO	0.414	0.049	ROTTO	ROTTO	0.230	ROTTO	ROTTO	ROTTO
IMPOSTO	0.35	0.786	ROTTO	0.420	0.050	ROTTO	ROTTO	0.232	ROTTO	ROTTO	ROTTO
IMPOSTO	0.40	0.788	ROTTO	0.424	0.050	ROTTO	ROTTO	0.233	ROTTO	ROTTO	ROTTO
IMPOSTO	0.50	0.791	ROTTO	0.430	0.051	ROTTO	ROTTO	0.235	ROTTO	ROTTO	ROTTO
IMPOSTO	0.60	0.793	ROTTO	0.435	0.051	ROTTO	ROTTO	0.236	ROTTO	ROTTO	ROTTO
IMPOSTO	0.70	0.794	ROTTO	0.438	0.052	ROTTO	ROTTO	0.236	ROTTO	ROTTO	ROTTO
IMPOSTO	0.90	0.796	ROTTO	0.441	0.052	ROTTO	ROTTO	0.237	ROTTO	ROTTO	ROTTO
IMPOSTO	1.50	0.634	ROTTO	ROTTO	ROTTO	ROTTO	ROTTO	0.239	ROTTO	ROTTO	ROTTO
IMPOSTO	1.85	0.607	ROTTO	ROTTO	ROTTO	ROTTO	ROTTO	ROTTO	ROTTO	ROTTO	ROTTO

Analisi tenso-deformativa nei rinforzi lungo la superficie critica

Le conclusioni che si possono trarre dal precedente calcolo sono le seguenti:

- il metodo rigido (FS=1.350) fornisce valori più alti del metodo agli spostamenti in quanto, assumendo erroneamente che i rinforzi lavorino in modo sincrono, fornisce per il calcolo di FS risorse di resistenza in realtà non disponibili;
- Con il limite elastico si ha un valore molto inferiore (FS=1.087) a quello del metodo rigido poiché il calcolo viene arrestato in corrispondenza dello spostamento a cui corrisponde il raggiungimento da parte di un singolo rinforzo della sua resistenza elastica massima.
- Con il limite plastico si ha FS=1.268 abbastanza vicino al valore ottenuto col metodo rigido, dato che i Terramesh continuano ad erogare resistenza al crescere dello spostamento
- MACSTARS W esegue correttamente l'analisi con le deformazioni imposte crescenti, permettendo di ottenere la curva FS- δ
- Per spostamenti imposti pari a 0 il programma fornisce il valore di FS del pendio senza rinforzi (FS=0.607)
- Per spostamenti imposti molto grandi (>1.85) a cui corrisponde la rottura/sfilamento di TUTTI i rinforzi il programma restituisce nuovamente il valore di FS corrispondente alla situazione in assenza di rinforzi (FS=0.607)

7 - CONSIDERAZIONI CRITICHE SUL METODO AGLI SPOSTAMENTI

Nonostante la simulazione dei rinforzi mediante il Metodo degli spostamenti costituisca, per l'analisi di stabilità di pendii rinforzati, un notevole miglioramento dello strumento di progettazione, permangono comunque parecchi limiti che è bene evidenziare.

- L'applicazione del metodo degli spostamenti richiede, come tipologie di curve per l'analisi di stabilità, archi di circonferenza. **Quindi, laddove particolari condizioni geotecniche e di interazione fra i geosintetici di rinforzo ed il terreno possano innescare potenziali superfici di collasso irregolari, non risulta possibile cogliere il fenomeno.**
- Il Fattore di Sicurezza relativo alla stabilità del pendio scaturisce da equazioni di equilibrio rigido ovvero senza tenere conto in alcun modo delle caratteristiche deformative dei terreni che lo costituiscono. **Tale ipotesi, in presenza di stratificazioni articolate, può risultare piuttosto semplicistica.**
- **Non si tiene conto inoltre della compatibilità delle deformazioni dei rinforzi con quella dei terreni:** qualunque sia lo spostamento assegnato (o deformazione per i rinforzi) il contributo alla stabilità del pendio offerto dal terreno è sempre il medesimo.

NOTA TECNICA 2: PARAMETRI GEOTECNICI

CONDIZIONI DRENATE E NON-DRENATE

In terreni saturi i cambiamenti di volume possono avvenire solo se l'acqua può fuoriuscire dai pori.

La velocità alla quale l'acqua è drenata, dipende dal gradiente della pressione interstiziale e specialmente dalla permeabilità del terreno, che a sua volta è correlato alla granulometria e specialmente al diametro delle particelle più fini.

- Se un terreno drena velocemente, il drenaggio avverrà durante la costruzione e la pressione interstiziale è sempre in equilibrio con la falda: condizioni DRENATE
- Se il terreno drena lentamente, il drenaggio/consolidamento potrà avvenire in un tempo maggiore del tempo di costruzione: condizioni NON DRENATE

Il principio delle tensioni efficaci è fondamentale per la progettazione. Il comportamento di ogni tipo di terreno è governato dalla tensione efficace σ' data da :

$$\sigma' = \sigma - u$$

dove:

σ = tensione normale totale

u = tensione neutra

La pressione totale σ dipende dal peso specifico del terreno e dall'eventuale presenza di acqua (fessurazioni riempite con acqua piovana).

La resistenza di un terreno dipende dalla sua resistenza alle tensioni di taglio, che a sua volta dipende dall'attrito tra le particelle di terreno ed è proporzionale alla forza normale tra esse:

$$\tau_f = \sigma' \tan \phi'$$

dove:

τ_f = tensione di taglio a rottura

σ' = tensione normale efficace

ϕ' = angolo di attrito interno effettivo

In certe condizioni, i terreni argillosi manifestano una resistenza coesiva a taglio c , che è definita, in termini di tensioni efficaci, come coesione apparente c' , per cui si ha (criterio di Mohr-Coulomb)

$$\tau_f = c' + \sigma' \tan \phi'$$

In condizioni NON DRENATE un'argilla satura è caratterizzata da una resistenza a taglio pari alla sua coesione non drenata C_u per cui

$$\tau_f = C_u$$

Alla rottura (simboli con pedice f), con un certo contenuto in acqua w_f , la tensione normale efficace è σ'_f e τ_f è la resistenza a taglio. Il terreno avrà differenti valori di resistenza a taglio a seconda del

- contenuto in acqua
- livello di tensioni efficaci

Le principali differenze tra condizioni drenate e non drenate e le loro implicazioni sulla progettazione, verranno esposti qui di seguito.

Condizioni drenate

Durante la costruzione, il contenuto in acqua di un terreno varia per effetto del drenaggio (qualora la sua permeabilità sia sufficientemente elevata per consentirlo). Se ciò avviene, le pressioni interstiziali sono in equilibrio ed i calcoli sono eseguiti in termini di tensioni efficaci.

Si tratta in questo caso di calcoli drenati od analisi alle tensioni efficaci.

Condizioni non drenate

Avviene qualora l'acqua non possa essere drenata durante la costruzione, per cui il contenuto in acqua rimane invariato. Le pressioni interstiziali non sono in equilibrio e non possono essere calcolate facilmente.

I calcoli sono eseguiti in termini di tensioni totali e sono definiti drenati od analisi alle tensioni totali.

RESISTENZA DEL TERRENO

In termini generali, la resistenza del terreno è la massima tensione tangenziale che il terreno può sopportare in sicurezza ed essa dipende da :

- Tensioni efficaci
- Contenuto in acqua
- Deformazione ammissibile

I tre termini correlati alla resistenza del terreno con i quali occorre avere familiarità sono:

RESISTENZA DI PICCO

E' la massima resistenza a taglio, che avviene solo con piccole deformazioni (spesso intorno all'1%) e quindi con piccoli spostamenti (intorno a 1 mm in genere). In tali condizioni le pressioni interstiziali ed il volume sono variabili.

RESISTENZA A VOLUME COSTANTE (chiamata anche resistenza ultima)

E' la resistenza del terreno quando venga sottoposto a deformazione con tensione tangenziale, volume e pressione interstiziale costante. La resistenza a volume costante viene raggiunta a deformazioni medie (circa 10%) e dopo medi spostamenti (circa 10 mm).

RESISTENZA RESIDUA

E' la minima resistenza che può avere un terreno.

Nelle argille con i grani a forma piatta la resistenza residua può ridursi alla metà circa della resistenza a volume costante ed è raggiunta solo dopo grandi deformazioni. In altri casi in cui i grani del terreno siano più rotondeggianti od angolari, la resistenza residua coincide con la resistenza a volume costante.

SCELTA DELLA RESISTENZA CARATTERISTICA IN UN PROGETTO:

Occorre innanzitutto stabilire se il calcolo debba essere eseguito in condizioni NON DRENATE in termini di tensioni totali (usando la resistenza non drenata) o se debba essere eseguito in condizioni DRENATE, usando i parametri delle tensioni efficaci.

Occorre inoltre determinare quale valore di resistenza (di picco, a volume costante o residua) sia la più appropriata per un certo progetto. La selezione dei parametri progettuali dipende da vari fattori:

- condizioni di drenaggio del terreno
- se la struttura è permanente o temporanea
- fattore di sicurezza che si vuole adottare (analisi del rischio)

Normalmente la progettazione dovrebbe essere eseguita in condizioni DRENATE, assumendo nel calcolo le peggiori condizioni di pressione interstiziale. Normalmente questo metodo è a favore di sicurezza rispetto all'analisi in condizioni non drenate.

Nel caso di analisi NON DRENATE, il progettista dovrà essere certo che nessun drenaggio significativo avverrà nella struttura nel corso della sua vita di progetto; inoltre, attenzione deve essere posta allo sviluppo di fessure verticali che potrebbero riempirsi d'acqua. Il calcolo deve essere verificato con una spinta idrostatica a tergo del muro a meno che non si dimostri che ciò sia impossibile.

DATI PER IL PROGETTO: TAVOLE UTILI

Qualora i dati geotecnici non siano completi, è possibile fare riferimento a quanto riportato in letteratura tecnica

MATERIALE	γ SECCO (KN/m ³)		γ SATURO (KN/m ³)	
	Sciolti	Addensato	Sciolti	Addensato
A- GRANULARE				
Ghiaia	16	18	20	21
Ghiaia e sabbia	19	21	21.5	23
Sabbia grossa	16.5	18.5	20	21.5
Sabbia	18	21	20.5	22.5
Sabbia fine o limosa	17	19	20	21.5
Pietrame	15	17.5	16.5	19
Loppa d'altoforno	12	15	18	20
Ceneri	6.5	10	13	15
B-COESIVO				
Torba (variabile)	12		12	
Argilla organica	15		15	
Argilla molto molle	17		17	
Argilla molle	18		18	
Argilla compatta	19		19	
Argilla dura	20		20	
Argilla molto dura	21		21	

Tav. 1: Peso specifico dei suoli (dalla BS 8002:1994)

Ricordiamo che il peso specifico secco γ_{sec} e quello saturo γ_{sat} sono correlati da:

$$\gamma_{sat} = \gamma_{sec} + n \gamma_w$$

essendo n la porosità del terreno espressa in %

La consistenza di un'argilla può essere determinata sulla base della scala seguente, basata sul valore della coesione non drenata c_u come in tabella seguente (da BS 5930)

ARGILLE	c_u (kN/m ²)
Molto molle	< 20
Molle	20 – 40
Compatta	40 – 75
Dura	75 – 150
Molto dura	> 150

Tav. 2: Consistenza delle argille

La densità relativa di una sabbia od una ghiaia può essere determinata sulla base di Standard Penetration Test (SPT), come riportato nella tabella seguente (da BS 1377)

SABBIE E GHIAIE	SPT (colpi per 300 mm)
Molto sciolta	0 – 4
Sciolta	4 - 10
Media	10 - 30
Densa	30 – 50
Molto densa	> 50

Tav. 2: Densità di sabbie e ghiaie in funzione dell'SPT

INDICE DI PLASTICITA'	Φ' CRITICO (°)
15	30
30	25
50	20
80	15

Tav. 3 Angolo di attrito di terreni argillosi ed indice di plasticità (BS 8002)

Tav. 4 Angolo di attrito di ghiaie e sabbie silicee (dalla BS 8002: 1994)

La resistenza di terreni non coesivi può essere determinata indirettamente mediante test di penetrazione statico o dinamico. Nel caso di sabbie/ghiaie silicee (per sabbie calcaree i valori risultano essere leggermente sovrastimati), i valori dell'angolo di attrito (di picco e critico) possono essere stimati mediante le relazioni seguenti.

Il valore di picco dell'angolo di attrito è stimato mediante:

$$\Phi'_{max} = 30 + A+B+C$$

Il valore dell'angolo di attrito critico è dato da

$$\Phi'_{crit} = 30 + A + B$$

I valori di

A= angolarità delle particelle

B= distribuzione granulometrica

C= risultati del test di penetrazione

sono riportati nella tabella seguente:

Valori dell'angolo di attrito di sabbie/ghiaie silicee

ANGOLARITA' (1)	A (°)
Arrotondati	0
Medi	2
Angolari	4

DISTRIBUZIONE GRANULOMETRICA (2)	B (°)
Uniforme	0
Mediamente graduata	2
Molto graduata	4

PENETRATION TEST (colpi per 300 mm di infissione) (3)	C (°)
< 10	0
20	2
40	6
60	9

NOTE:

1) L'angolarità si determina da un esame visivo

2) La distribuzione granulometrica può essere determinata mediante il coefficiente di uniformità $CU = D_{60}/D_{10}$ dove D_{10} e D_{60} sono le dimensioni delle particelle tali che, nel campione, il 10% del materiale è più fino di D_{10} e il 60% è più fino di D_{60} e si ha:

Distribuzione Granulometrica	CU
Uniforme	<2
Mediamente graduata	2-6
Molto graduata	>6

2) N' si ottiene dallo standard penetration test

Tav. 4 Angolo di attrito di ghiaie e sabbie silicee (dalla BS 8002: 1994)

STRATO	Φ (°)
Calcare fine	35
Marna Argillosa	28
Marna Sabbiosa	33
Arenaria	42
Siltite	35
Argillite	28

Tav.5: Angolo di attrito delle rocce (dalla BS 8002: 1994)

NOTE: La presenza di un'orientazione dominante nei giunti e/o fenditure in una direzione prossima a quella di un possibile piano di scivolamento può comportare una riduzione dei succitati valori, specialmente se le discontinuità sono riempite con materiali più deboli

NOTA TECNICA 3: METODI DELL'EQUILIBRIO LIMITE GLOBALE - OSSERVAZIONI IN MERITO AI METODI DI BISHOP E JANBU

1. Introduzione

Per l'analisi di stabilità dei pendii esistono diversi metodi di calcolo, ognuno dei quali fornisce un'equazione finale che permette di determinare il coefficiente di sicurezza. Ogni metodo assume una serie di ipotesi semplificative così da poter rendere risolvibile il sistema di equazioni.

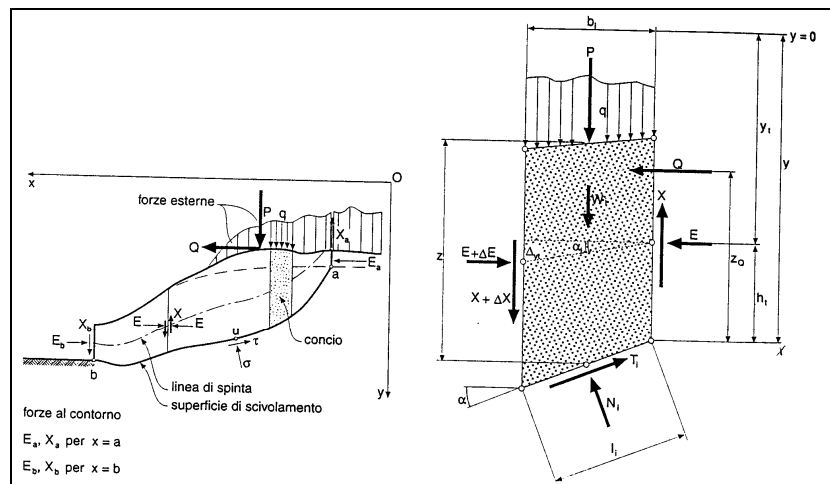
Alcuni di questi metodi sono stati risolti con metodo iterativo, vale a dire creando una procedura di calcolo che facilita la loro implementazione su macchina. Tra questi ci interessa maggiormente approfondire i metodi implementati dal programma di calcolo MACSTARS W, che sono il metodo di Bishop (1955) e il metodo di Janbu (1954) o le loro semplificazioni.

Entrambi i metodi sono basati sul concetto dell'**equilibrio limite globale** ed hanno in comune le seguenti assunzioni:

- ◆ Poiché spesso le superfici di rottura al contorno sono delle superfici di scivolamento ben definite, l'analisi di stabilità è effettuata considerando l'equilibrio della massa di terreno individuata da tale superficie sottoposta alle forze al contorno
- ◆ La resistenza al taglio necessaria all'equilibrio e agente lungo la superficie di scivolamento (ipotizzata o reale) è calcolata solo attraverso le equazioni della statica. Il coefficiente di sicurezza è inteso come il fattore per il quale possono essere divisi i parametri di resistenza per portare il pendio alle condizioni di equilibrio limite (rottura), ed è implicitamente assunto costante lungo tutta la superficie di scivolamento
- ◆ L'analisi è effettuata in condizioni di deformazioni piane
- ◆ Poiché il pendio può non essere omogeneo è usuale il ricorso a metodi che suddividono la massa interessata dallo scivolamento in un numero conveniente di conci

La verifica si conduce esaminando un certo numero di possibili superfici di scivolamento per ricercare quella che rappresenta il rapporto minimo tra la resistenza a rottura disponibile e quella effettivamente mobilitata; il valore di questo rapporto costituisce il coefficiente di sicurezza del pendio. Scelta quindi una superficie di rottura si suddivide in conci la parte instabile, si studia l'equilibrio della singola striscia e poi si passa alla stabilità globale.

Dato l'elevato numero di incognite, ogni metodo assume delle ipotesi semplificative che rendono risolvibile il sistema e sono proprio tali ipotesi che differenziano un metodo dall'altro. Qui di seguito sono riportate schematicamente le azioni agenti su di un singolo concio:



Per ogni concio sono disponibili per la risoluzione del sistema le tre equazioni della statica (equilibrio traslazione verticale, orizzontale ed equilibrio dei momenti), quindi per n conci si avranno $3n$ equazioni linearmente indipendenti.

2. Metodo di Bishop (1955)

Questo metodo assume le seguenti semplificazioni:

- superficie di rottura circolare
- le azioni agenti all'interfaccia dei conci hanno risultante orizzontale ($X_i + X_{i+1} = 0$)

Utilizzando tali ipotesi è possibile ottenere un numero d'incognite uguali al numero d'equazioni ($3n$ equazioni in $3n$ incognite).

Risolviendo il sistema si ottiene un coefficiente di sicurezza dato dal rapporto tra la risultante dei momenti stabilizzanti e la risultante dei momenti destabilizzanti, nella forma:

$$FS = \frac{\sum M_{stab}}{\sum M_{destab}}$$

3. Metodo di Bishop semplificato (utilizzato da MACSTARS W)

Questo metodo assume le seguenti semplificazioni:

- superficie di rottura circolare
- le azioni agenti all'interfaccia dei conci hanno risultante orizzontale ($X_i + X_{i+1} = 0$)
- sono nulle le forze agenti parallelamente alla superficie laterale del concio

Il sistema sarà, così, di $2n$ equazioni in $2n$ incognite. Le equazioni considerate sono quelle dell'equilibrio alla traslazione verticale e dei momenti, ne segue che non è garantito l'equilibrio complessivo alla traslazione orizzontale.

Il coefficiente di sicurezza risulta essere sempre del tipo:

$$FS = \frac{\sum M_{stab}}{\sum M_{destab}}$$

4. Metodo di Janbu (1973)

Il metodo elaborato da Janbu è più generale del precedente poiché applicabile a superfici di rottura non circolari (logaritmiche, spirali, spezzate, ecc....) ed assume le seguenti ipotesi semplificative:

- Si suppone nota la linea di azione delle forze E che si scambiano i conci
- La risultante N agisce nel punto in cui la retta di azione di $(W+P+qb)$ intercetta la base del concio

Ciò significa che si considerano incognite le forze E , ma note i loro punti di applicazione, le direzioni e i bracci d'azione. In questo modo si ottengono $3n$ incognite. Risolvendo il sistema si determina il coefficiente di sicurezza che è dato dal rapporto tra la risultante delle forze stabilizzanti e quelle destabilizzanti, nella forma:

$$FS = \Sigma F_{stab} / \Sigma F_{destab}$$

5. Metodo di Janbu semplificato (utilizzato da MACSTARS W)

In questo caso valgono ancora le semplificazioni suddette, inoltre

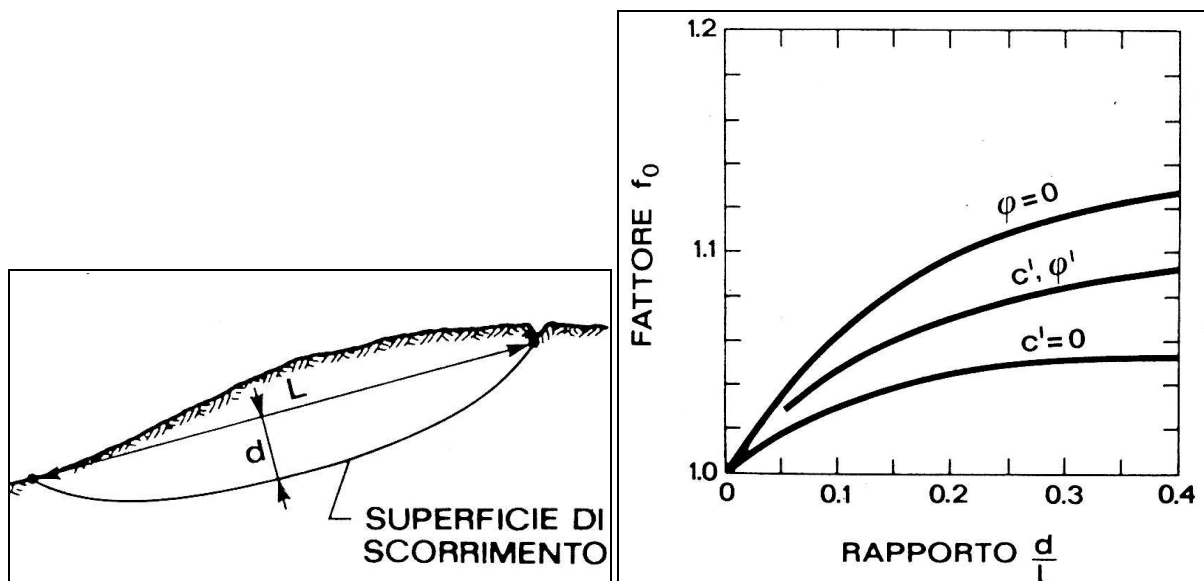
- Si suppone l'equilibrio delle forze agenti sulla superficie laterale dei conci ($X_i + X_{i+1} = 0$; $E_i + E_{i+1} = 0$)

Si ottiene sempre un coefficiente di sicurezza nella forma:

$$FS = \Sigma F_{stab} / \Sigma F_{destab}$$

In questo caso non risulta garantito l'equilibrio globale dei momenti.

Per tenere in conto le forze di interazione verticali (tangenziali) tra i conci, occorre applicare al precedente coefficiente di sicurezza FS un fattore correttivo f_0 che dipende dalla geometria del problema e dal tipo di terreno



Per cui finalmente si avrà il coefficiente di sicurezza corretto F :

$$F = f_0 * FS$$

NOTA BENE

Il coefficiente di sicurezza calcolato da MACSTARS W è quello senza alcuna correzione, per cui è compito dell'utente apportare la correzione a valle del calcolo utilizzando le precedenti figure.

E' da tenere presente che tale correzione f_0 non è trascurabile, dato che permette di incrementare il fattore di sicurezza ottenuto dal calcolo (FS) del 5-10%.

6. Conclusioni

Si è visto che i metodi rigorosi di Bishop e Janbu rispettano le tre equazioni della statica e quindi entrambi risultano essere più che attendibili. Inoltre:

- il metodo di Bishop è applicabile solo con superfici di rottura circolari, risultando essere leggermente più preciso del metodo di Janbu; quest'ultimo però può essere utilizzato anche per superfici non circolari quindi simulando una quantità di superfici di scivolamento molto superiore.
- Analizzando, invece, quanto detto per i metodi semplificati, ferma restando la differenza per le superfici di scorrimento adottate, nel metodo di Bishop semplificato risulta garantito l'equilibrio globale dei momenti ma non quello alla traslazione orizzontale, viceversa avviene per Janbu semplificato. Anche in questo caso il metodo di Janbu risulta essere meno preciso però più versatile in quanto studia diversi tipi di superfici di rottura.

Qui di seguito si riporta una tabella che compara i coefficienti di sicurezza dei diversi metodi (Fredlund and Krahn, 1977); il paragone può essere fatto assumendo come risultato di riferimento quello del metodo di Mongenstern e Price (1965), che risulta essere il metodo più accurato (sebbene di difficile risoluzione matematica).

TABLE 2. Comparison of factors of safety for example problem

Case no.	Example problem*	Ordinary method	Simplified Bishop method	Spencer's method			Janbu's simplified method	Janbu's rigorous method**	Morgenstern-Price method $f(x) = \text{constant}$	
				F	θ	λ			F	λ
1	Simple 2:1 slope, 40 ft (12 m) high, $\phi' = 20^\circ$, $c' = 600$ psf (29 kPa)	1.928	2.080	2.073	14.81	0.237	2.041	2.008	2.076	0.254
2	Same as 1 with a thin, weak layer with $\phi' = 10^\circ$, $c' = 0$	1.288	1.377	1.373	10.49	0.185	1.448	1.432	1.378	0.159
3	Same as 1 except with $r_u = 0.25$	1.607	1.766	1.761	14.33	0.255	1.735	1.708	1.765	0.244
4	Same as 2 except with $r_u = 0.25$ for both materials	1.029	1.124	1.118	7.93	0.139	1.191	1.162	1.124	0.116
5	Same as 1 except with a piezometric line	1.693	1.834	1.830	13.87	0.247	1.827	1.776	1.833	0.234
6	Same as 2 except with a piezometric line for both materials	1.171	1.248	1.245	6.88	0.121	1.333	1.298	1.250	0.097

*Width of slice is 0.5 ft (0.3 m) and the tolerance on the nonlinear solutions is 0.001.
 **The line of thrust is assumed at 0.333.

Si fa presente che tali valori si riferiscono alla stabilità di pendio (senza rinforzi) e quindi tali valori numerici, e relative differenze tra i vari metodi, potrebbero risultare diversi nel caso di strutture in terra rinforzata.

Bibliografia

Lancellotta, R. (1987), Geotecnica, Zanichelli. Bologna

Bishop, W.A. (1955), The use of the slip circle in the stability analysis of slopes, "Geotechnique" V. 5, N.1

Janbu, N. (1973) Slope stability computations. The Embankment Dam Engineering Casagrande Volume. John Wiley e Sons, pp 47-86

NOTA TECNICA 4: METODO DI RICERCA DEL MINIMO COEFFICIENTE DI SICUREZZA

La presente nota vuole evidenziare alcune peculiarità del metodo adottato dal programma Macstars2000 per la ricerca del coefficiente di sicurezza minimo relativo alla stabilità di una scarpata.

Le considerazioni che seguono vengono sviluppate con riferimento all'opzione più generale, ovvero quella di Stabilità Globale. In ogni caso, il concetto di base, e cioè l'imprecisione relativa al fattore di sicurezza calcolato, rimane valido qualunque sia il tipo di analisi condotta.

Ricordiamo che tra i parametri richiesti dal Macstars2000 per eseguire un'analisi di Stabilità Globale vi sono:

- Range di avvio delle superfici;
- Range di arrivo delle superfici;
- Numero complessivo delle superfici da analizzare;
- Numero complessivo di punti da considerare come punti di avvio per le potenziali superfici di scivolamento.

La figura 1 chiarisce meglio il significato dei parametri sopra indicati.

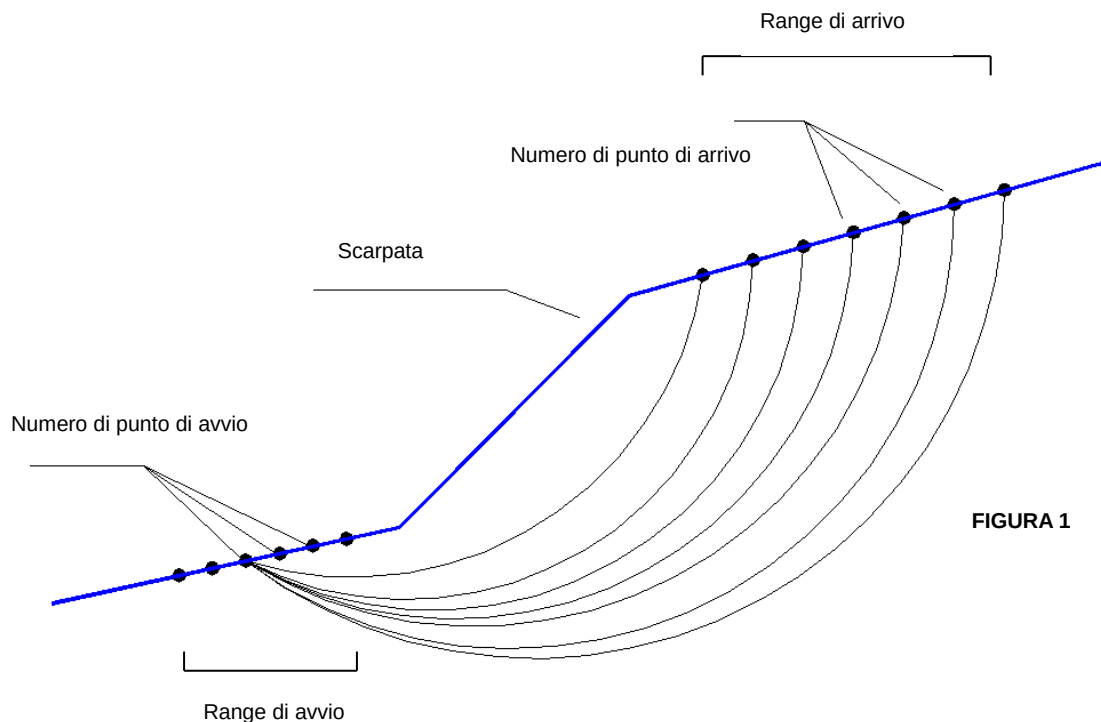


FIGURA 1

In realtà, il programma considera anche sul segmento di arrivo un numero finito di punti ai quali far giungere le superfici di scivolamento. Tale numero è calcolato automaticamente, arrotondando per eccesso il numero ottenuto dividendo il numero totale di superfici assegnate per il numero dei punti di avvio.

Terminata l'Analisi di Stabilità, il software restituisce il valore minimo di FS valutato fra tutte le superfici considerate.

Se si conducono ripetutamente Analisi di Stabilità modificando anche solo uno dei parametri di ingresso, si ottengono valori di FS generalmente diversi. Tale circostanza spesso genera dubbi sulla qualità del solutore. In realtà è una circostanza inevitabile, peculiare del problema, e non indicativa della qualità del solutore. Si ricorda, inoltre, che molti problemi di ingegneria vengono affrontati attraverso metodi numerici i cui risultati dipendono dalla modellazione, ovvero dai parametri di ingresso. È affidato all'ingegnere il controllo dei risultati ottenuti e, all'occorrenza, la modifica della modellazione, cioè dei dati di ingresso, per individuare la soluzione più gravosa.

Si riportano di seguito alcune considerazioni per una migliore comprensione degli aspetti analitici che comportano tali oscillazioni del risultato, e qualche accorgimento/suggerimento da utilizzare nella pratica.

Dal punto di vista matematico, il fattore di sicurezza FS relativo alla stabilità di un pendio è una funzione di più variabili: caratteristiche geotecniche dei terreni presenti, carichi, geometria della scarpata, peculiarità delle superfici di scivolamento, etc. Di tale funzione però non è nota la legge di definizione e neppure quella delle sue derivate. Non risulta quindi possibile calcolare il minimo della funzione FS attraverso il metodo matematico fornito dall'Analisi: soluzione del sistema omogeneo delle derivate parziali e studio dell' hessiano delle derivate seconde.

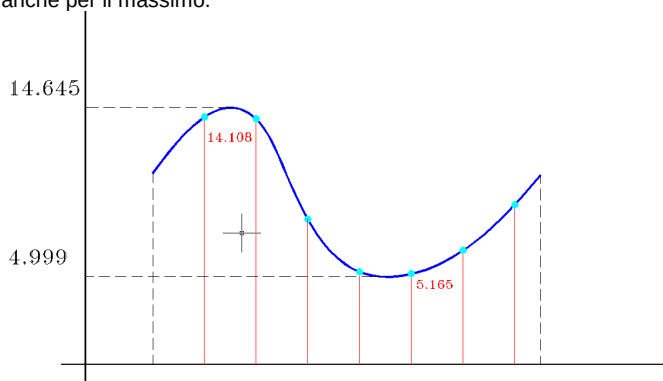
Allorché sia assegnata una n -upla di valori per le variabili della funzione FS, non è possibile determinare il suo valore in modo diretto. Per la determinazione di FS è necessaria, attraverso un algoritmo piuttosto pesante, una serie di calcoli preliminari per poi giungere ad un'equazione risolutiva la cui soluzione costituisce FS.

Riconosciuta l'impossibilità di conoscere il minimo di una funzione siffatta, è tuttavia possibile un calcolo approssimato che fornisca una stima del minimo. Una possibile procedura è la seguente:

definito un intervallo di ricerca e un numero di punti del dominio da analizzare, si calcola il valore della funzione FS per questi punti, e si assume, come stima del minimo della funzione, il minimo di tale insieme. Si sottolinea che un minimo così calcolato è per definizione approssimato, ed il margine di approssimazione dipende dalle caratteristiche di regolarità della curva, e dal numero effettivo di punti considerati.

Per rendere più concreti i concetti sopra esposti si riportano di seguito alcuni grafici esplicativi, sviluppati, per semplicità, con riferimento ad una funzione di una sola variabile.

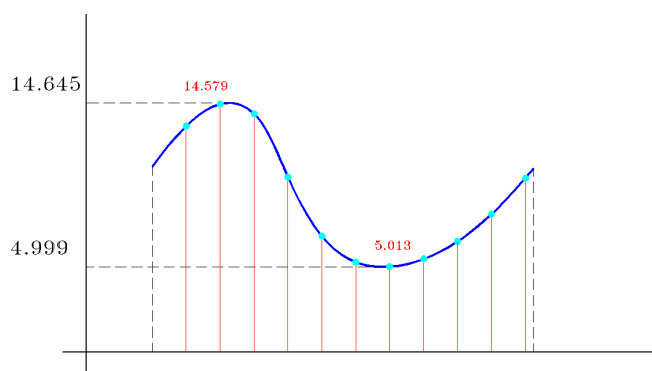
La figura 2 mostra una curva generica su un certo intervallo. Supponendo di calcolare il minimo della funzione con il metodo sopra descritto, potremo conoscere il valore della funzione solo in un numero finito di punti (nel caso in esempio, soltanto in sette punti). Il minimo individuato (5.165) è solo una stima dell'effettivo minimo (4.999). Le medesime considerazioni potrebbero essere effettuate anche per il massimo.



Minimo effettivo: 4.999
Minimo stimato : 5.165

FIGURA 2

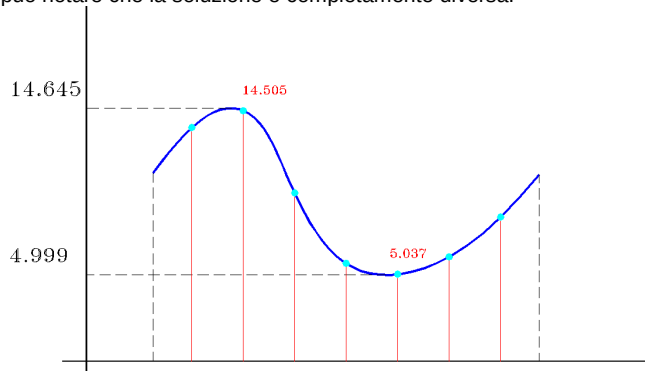
Il caso rappresentato in figura 3 mostra la stessa funzione analizzata con un maggior numero di punti ottenendo una differente stima del minimo, nel caso specifico più precisa.



Minimo effettivo: 4.999
Minimo stimato : 5.013

FIGURA 3

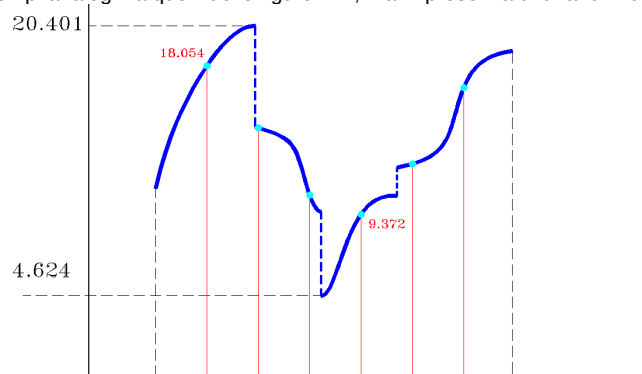
La precisione del risultato non dipende comunque soltanto dal numero di punti utilizzato per analizzare la curva. Il caso di figura 4 ripropone lo stesso caso di figura 2, ma con una diversa ubicazione, nel dominio della funzione, dei punti di analisi. Si può notare che la soluzione è completamente diversa.



Minimo effettivo: 4.999
Minimo stimato : 5.037

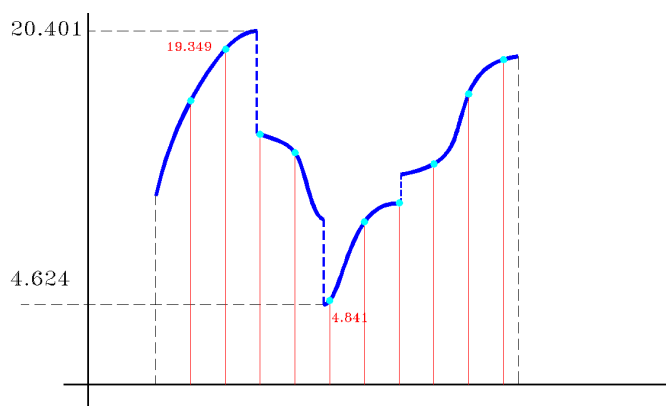
FIGURA 4

Dicevamo che il margine di approssimazione di un minimo così calcolato dipende, tra le altre cose, dalle caratteristiche di regolarità della curva. Questo metodo approssimato risente infatti notevolmente di eventuali discontinuità della curva. Si riportano di seguito tre esempi analoghi a quelli delle figure 2÷4, ma in presenza di una funzione discontinua.



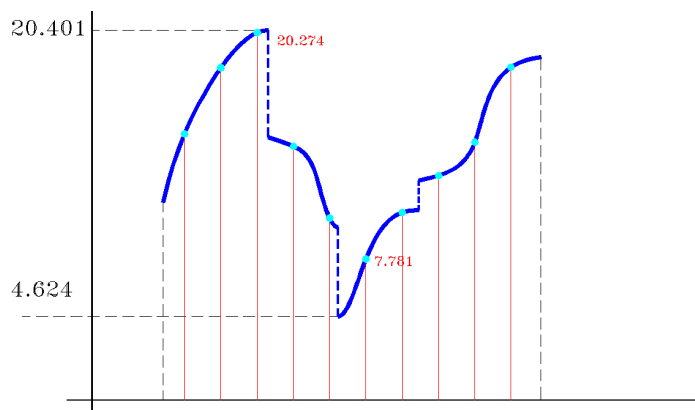
Minimo effettivo: 4.624
Minimo stimato : 9.372

FIGURA 5



Minimo effettivo: 4.624
Minimo stimato : 4.841

FIGURA 6



Minimo effettivo: 4.624
Minimo stimato : 7.781

FIGURA 7

Valgono le stesse considerazioni già effettuate per i casi di figg. 2÷4. L'unica differenza per i casi riportati nelle figg. 5÷7 è il maggior errore che può essere commesso nella stima del minimo. Tale circostanza ha una sua spiegazione logica. Mentre una poligonale passante per i punti noti di una funzione continua la approssima, tutto sommato, discretamente, la poligonale passante per i punti noti di una funzione discontinua mal si presta ad approssimarla. Pertanto, se il punto di minimo si trova prossimo ad un punto di discontinuità, il risultato che si ottiene ricercando il minimo attraverso una scansione discreta della funzione risente in modo sensibile dei parametri scelti per la scansione stessa.

Tornando al problema dell'Analisi di Stabilità, la funzione multi-variabile FS può essere, a seconda dei casi, piuttosto irregolare, presentando sia gradienti accentuati che discontinuità. In particolare, in presenza di terreni poco coesivi, la funzione FS risente in modo marcato dei parametri geometrici della scarpata e della superficie di potenziale scivolamento. La presenza di rinforzi accentua le oscillazioni, e quindi il gradiente, della funzione. Qualora per i rinforzi siano previste lunghezze minime di ancoraggio, ed è il caso del Macstars2000, la funzione FS diviene discontinua. Infatti tale circostanza si traduce, da un punto di vista analitico, in una perdita istantanea e non progressiva di forze agenti sull'ammasso "Scarpata".

Da un punto di vista pratico non vi è una procedura assoluta da seguire per ovviare al problema. Va utilizzato un approccio ingegneristico, fornendo parametri di ingresso ragionevoli, che già inquadrino la zona critica, oppure, laddove non si riesca a priori ad individuare la zona critica, eseguendo una fase preliminare di calcoli per individuare le aree critiche.

NOTA TECNICA 5: r_u – COEFFICIENTE DI PROPORZIONALITA' DELLA PRESSIONE NEUTRA

INTRODUZIONE

Questa nota tecnica ha lo scopo di fornire informazioni sul parametro r_u e sulla influenza che tale parametro può avere sui calcoli di stabilità.

RIFERIMENTI TEORICI

In un pendio a pendenza costante e costituito da terreno omogeneo, la pressione interstiziale può essere determinata identificando una superficie piezometrica.

R_u è il rapporto fra la pressione interstiziale in quel punto e la pressione di consolidamento nello stesso punto. Esiste una chiara relazione lineare tra il fattore di sicurezza (FS) di un pendio ed il valore della pressione interstiziale all'interno di un pendio omogeneo. Tutti i suoli sono, con intensità diversa, permeabili e l'acqua è libera di fluire attraverso i pori che connettono le particelle di terreno.

La pressione interstiziale è misurata relativamente alla pressione atmosferica ed il livello in cui la pressione neutrale è pari a quella atmosferica (cioè $u=0$), è definito come superficie freatica o livello della falda freatica.

Al di sotto della superficie freatica il terreno si considera completamente saturo, sebbene sia probabile che, per la presenza di piccoli volumi d'aria intrappolata nel terreno, il grado di saturazione del terreno possa essere di poco inferiore al 100%. I terreni a grana grossa sono parzialmente saturi anche immediatamente al di sopra della falda freatica, mentre i terreni a grana fine possono essere saturi anche per una notevole altezza sopra la falda per effetto della capillarità.

Il livello della falda può cambiare in funzione delle condizioni climatiche o per la presenza di un cantiere; falde sospese possono verificarsi localmente per la presenza di suoli a bassa permeabilità, condizioni di falde in pressione (artesiane) possono avvenire quando la pressione nella falda artesiane è governata non dalla falda locale ma da una falda più alta sita altrove.

Al di sotto della falda freatica l'acqua nei pori può essere ferma (e quindi la pressione dipende solo dalla profondità) oppure può essere filtrante attraverso il suolo per effetto di un gradiente idraulico (ed in tal caso la pressione dipende dalla posizione del punto).

Essendo noto che per suoli completamente saturi:

$$\sigma' = \sigma - u \quad (1)$$

dove

σ = tensione normale totale

u = tensione neutra

σ' = tensione normale efficace

Se consideriamo una massa di terreno a superficie orizzontale con livello della falda freatica coincidente con la superficie, la tensione totale verticale (cioè la tensione normale totale su un piano orizzontale) alla profondità z , sarà pari al peso della colonna di materiale sovrastante (terreno + acqua), cioè :

$$\sigma_v = \gamma_{\text{sat}} z \quad (2)$$

La tensione neutra alle varie profondità sarà idrostatica, dato che il vuoto interstiziale è un mezzo continuo, per cui

$$u = \gamma_w z \quad (3)$$

e l'equazione (1) diventa

$$\sigma'_v = \sigma_v - u \quad (4)$$

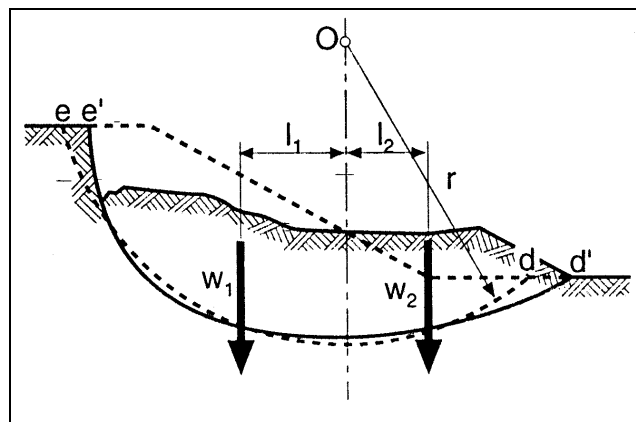
e sostituendo u e σ_v si ottiene

$$\sigma'_v = (\gamma_{\text{sat}} - \gamma_w) z = \gamma' z \quad (5)$$

dove γ' è il peso di volume del terreno immerso.

ANALISI DI STABILITA'

La rottura di un pendio di altezza limitata e formato prevalentemente da terreni coesivi, avviene generalmente lungo superfici con raggio di curvatura variabile da un minimo nella parte alta a un massimo nella parte mediana e con valore intermedio nella parte inferiore; questi tratti sono assimilabili a degli archi di ellisse.



Nelle verifiche di stabilità spesso si introduce la semplificazione che la superficie di rottura si possa assimilare a un arco di cerchio.

Un metodo di verifica sufficientemente accurato per molte situazioni è quello di Bishop (vedi anche NT1) nel quale il coefficiente di sicurezza F può essere ricavato dalla seguente relazione:

NOTA TECNICA 6 - COEFFICIENTI DI SFILAMENTO E FATTORI PARZIALE DEL TERRAMESH ADOTTATI IN MACSTARS

La presente nota tecnica fa riferimento ai Certificati BBA per il Terramesh System (# 16/H247 Product Sheet 2) e per il Green Terramesh (# 16/H247 Product Sheet 3).

1 – COEFFICIENTI DI SFILAMENTO (a')

I coefficienti di sfilamento derivano dai risultati delle prove di pullout realizzate da Maccaferri su rinforzi in rete metallica doppia torsione presso il Bathrust, Clarabut Geotechnical Testing, Inc. (Canada 2001) e l'Ismes Geo (Italia 2002); le prove sono state effettuate in accordo con le procedure della EN ISO 12957-1 o della ASTM D 6706-01.

La massima forza di ancoraggio che il rinforzo è in grado di erogare F_{po} in terreni granulari privi di coesione è data dalla relazione:

$$F_{po} = 2 \sigma_v L B a' \tan \Phi'$$

F_{po} = Massima forza di ancoraggio

a' = Coefficiente di interazione tra il materiale strutturale ed il rinforzo

Φ' = Angolo di attrito interno del materiale strutturale

L = Lunghezza di ancoraggio del rinforzo nella zona resistente

B = Larghezza del rinforzo

σ_v = Pressione verticale agente sul rinforzo

Dai test succitati sono stati ricavati i seguenti valori dei coefficienti di sfilamento a' del Terramesh:

ARGILLA	LIMO	SABBIA	GHIAIA
0.3	0.5	0.65	0.9

Per maggiori dettagli vedasi la TN-DT-031.

2 – FATTORI PARZIALI E RESISTENZA A LUNGO TERMINE

Per la determinazione delle caratteristiche a lungo termine (LTDS) del rinforzo si fa riferimento all'Annex A della BS 8006-1:2010. I fattori parziali, che fanno riferimento alle varie cause che possono potenzialmente ridurre la resistenza del rinforzo, vengono accorpate in un fattore totale f_m ; inoltre, per tenere in conto eventuali effetti di creep (i.e. deformazione del rinforzo sotto carico costante), viene applicato alla resistenza di base (*base strength*) del rinforzo (T_B) un fattore di creep (f_{creep}) in modo da ottenere la resistenza del rinforzo a lungo termine T_D :

$$T_D = T_B / f_{creep} f_m$$

T_D è quindi la resistenza disponibile al termine della vita utile del rinforzo, per la quale si fa riferimento a 120 anni.

2.1 RESISTENZA DI BASE DEL RINFORZO, T_B

Il valore di T_B nel caso di rinforzi metallici è pari alla resistenza a trazione ultima e nel caso del Terramesh si fa riferimento alle procedure di prova descritte nel Par. 9.3 della UNI EN 10223-3:2013 che tengono in conto le caratteristiche geometriche delle reti doppia torsione; tale procedura di prova è parte integrante del sistema di controllo qualità alla base della marcatura CE del Terramesh (ETA-13/0295).

Il valore minimo di resistenza a trazione così determinato risulta pari a:

$$\begin{aligned} T_B &= 50.0 \text{ kN/m} & (8 \times 10 \text{ 2.7/3.7 mm}) \\ T_B &= 35.0 \text{ kN/m} & (8 \times 10 \text{ 2.2/3.2 mm}) \end{aligned}$$

2.2 FATTORE DI CREEP, f_{creep}

Il fenomeno di creep è l'aumento dell'allungamento di un materiale sottoposto ad un carico costante: per molti materiali polimerici la temperatura ambiente (tra 10° e 30°) coincide con la loro fase visco-elastica e per tale motivo il creep diventa particolarmente importante per la determinazione delle caratteristiche di resistenza a lungo termine dei materiali polimerici

Nel caso dell'acciaio, la cui fase visco-elastica comincia a temperature superiori ai 500°, il fenomeno di creep è insignificante e per tale motivo si assume

$$f_{creep} = 1.0$$

2.3 FATTORE PARZIALE DEL MATERIALE, f_m

Il fattore parziale del materiale f_m è ottenuto dal prodotto di una serie di sotto-fattori:

$$f_m = f_{m11} \times f_{m12} \times f_{m21} \times f_{m22}$$

dove

f_{m11} è un fattore riferito alla qualità del processo manifatturiero (ISO 9001, marcatura CE)

f_{m12} è un fattore riferito all'estrapolazione dei dati (durata delle prove pubblicate)
 f_{m21} è un fattore riferito al danneggiamento causato ai prodotti durante il processo dell'installazione
 f_{m22} è un fattore riferito agli effetti dell'ambiente sui rinforzi (luce, aria, agenti chimici).

Le considerazioni seguenti fanno riferimento al paragrafo 5.3.3 e all'appendice A della BS 8006-1:2010.

f_{m11} – Fattore parziale riferito alla produzione (Manufacture)

Questo fattore è una combinazione di:

- Esistenza o meno di uno standard per la produzione ed il controllo del materiale di base (f_{m111})
- Esistenza o meno di tolleranze dimensionali del particolare prodotto fabbricato (f_{m112})

f_{m111}

Le unità Terramesh sono prodotte in accordo con il regolamento 305/2011 (ex Direttiva Europea 89/106/CEE) e sono provvisti di marcatura CE in conformità con ETA-13/0295, dove la resistenza a trazione certificata è di 55 (± 5) kN/m per il Terramesh 8x10 2.7/3.7 mm e 40 (± 5) kN/m per il Terramesh 8x10 2.2/3.2 mm. Poiché, a favore di sicurezza, viene fatto riferimento alla resistenza minima del rinforzo (rispettivamente 50 kN/m e 35 kN/m), f_{m111} viene assunto pari ad 1.0

$$f_{m111} = 1.0$$

f_{m112}

Poiché la resistenza caratteristica dipende dalle tolleranze della sezione trasversale e quindi, nel caso del Terramesh, dalle tolleranze sul diametro di filo, deve essere applicato un fattore più grande dell'unità:

$$f_{m112} = 1.04$$

Avendo così

$$f_{m11} = f_{m111} \times f_{m112} = 1.0 \times 1.04 = 1.04$$

f_{m12} – Fattore parziale riferito all'estrapolazione (Extrapolation)

Questo fattore è dato dalla combinazione di:

- valutazione dei dati disponibili per dedurre una distribuzione statistica (f_{m121})
- estrapolazione della distribuzione statistica fino alla vita utile richiesta (f_{m122})

f_{m121}

È riferito alla valutazione di qualità, quantità e durata dei dati disponibili: f_{m121} rappresenta una misura dell'affidabilità di tali dati. Poiché nel caso del Terramesh sono a disposizione centinaia di valori ottenuti nel corso di più di 20 anni di prove, l'analisi statistica permette un valore di 1.0 per f_{m121} .

$$f_{m121} = 1.0$$

f_{m122}

Questo fattore riguarda l'estrapolazione dei dati disponibili su un periodo più lungo, pari alla vita utile della struttura. Poiché per il Terramesh l'estrapolazione a 120 anni è fatta partendo da una base ventennale di dati, e quindi su un solo log cycle, f_{m122} viene assunto pari a 1.0

$$f_{m122} = 1.0$$

$$f_{m12} = f_{m121} \times f_{m122} = 1.0$$

f_{m21} – Fattore parziale riferito all'installazione (Installation)

I fattori di danneggiamento comprendono:

- gli effetti a breve termine di un danneggiamento prima e durante l'installazione, f_{m211}
- gli effetti a lungo termine del danneggiamento, f_{m212}

f_{m211}

L'acciaio galvanizzato (rivestito con leghe in zinco-alluminio) normalmente non viene danneggiato durante il processo di installazione (effetto a breve termine) se il materiale strutturale rispetta gli standard comuni usati per le strutture in terra rinforzata. La protezione offerta dalla galvanizzazione è un processo chimico, che incide sul metallo stesso ed è diverso da un rivestimento o da un rivestimento epossidico: è un processo auto-cicatrizzante con alcune rientranze che creano un processo di autoriparazione elettrochimica; inoltre i fili sono ulteriormente rivestiti da materiale polimerico (PVC e PA6), estruso sul filo di acciaio galvanizzato.

Per effetto del doppio rivestimento, per i rinforzi Terramesh può essere adottato un valore di 1.0.

$$f_{m211} = 1.0$$

f_{m212}

Gli effetti a lungo termine possono essere innescati da danneggiamenti locali dei rinforzi ed eventualmente amplificati dall'aggressività ambientale. Numerosi tests per valutare il danneggiamento del Terramesh in differenti tipi di terreno

durante l'installazione sono stati effettuati in conformità con i relativi standard esistenti (ASTM D 5818 e Annex D of BS 8006).

Alla luce di tali test si è ottenuto un valore massimo di 1.22 che può essere adottato per il Terramesh quando per il riempimento strutturale si utilizza un terreno col peggior fuso granulometrico (pietrisco < 200 mm). Granulometrie oltre questi valori sono accettabili purché uno strato protettivo di materiale fine sia messo prima della stesa della rete per evitare danneggiamenti. Un riassunto dei risultati della prova è riportato nella tavola seguente:

Materiali di riempimento	Diametro massimo degli aggregati (mm)	# danneggiamenti (per m ²)	Fattori di sicurezza parziali f_{m212}
Limo e Argilla	< 0.06	0	1.00
Sabbia	< 2	0	1.00
Ghiaia sabbiosa	< 9.5	1	1.05
Ghiaia grossolana	< 38	2	1.15
Pietrisco	< 200	3	1.22

Per i 4 materiali di riempimento strutturali utilizzati in Macstars, i fattori parziali riferiti all'installazione sono riportati nella tabella seguente:

Materiali di riempimento	Fattori di sicurezza parziali f_{m21}
Argilla sabbiosa	$f_{m21} = f_{m211} \times f_{m212} = 1.00 \times 1.00 = \mathbf{1.00}$
Sabbia limosa	$f_{m21} = f_{m211} \times f_{m212} = 1.00 \times 1.00 = \mathbf{1.00}$
Sabbia	$f_{m21} = f_{m211} \times f_{m212} = 1.00 \times 1.00 = \mathbf{1.00}$
Ghiaia	$f_{m21} = f_{m211} \times f_{m212} = 1.00 \times 1.15 = \mathbf{1.15}$

f_{m22} Fattore parziale riferito alle condizioni ambientali (Environmental Factor)

Questo fattore parziale considera le eventuali degradazioni del rinforzo dovute all'ambiente del terreno, con particolare attenzione alle azioni di carattere chimico.

Innanzitutto va sottolineato che il rivestimento polimerico (PVC e PA6) dei rinforzi Terramesh non è praticamente soggetto a sforzi di trazione, essendo incomparabilmente più deformabile del filo in acciaio: per tale motivo il contributo del polimero alla resistenza a trazione non viene considerato. Per quanto riguarda la resistenza del rivestimento in ambienti ad alta acidità o alcalinità, sono stati effettuati dei test di corrosione immergendo campioni di filo in soluzioni tampone con vari valori di pH (da 1 a 13) e differenti durate (da 250 a 4000 ore) al fine di determinare la resistenza al pH del rivestimento dopo immersione in termini di:

- stabilità chimica dei fili rivestiti con materiali polimerico (PVC e PA6), ottenuta misurando la stabilità del valore del pH della soluzione tampone nel tempo
- valutazione del livello di infiltrazione della corrosione nel filo metallico all'intercapedine tra filo e guaina, misurando la lunghezza del tratto completamente corrosivo o, in alternativa, quella in cui si è avuta ossidazione superficiale all'intercapedine filo-guaina
- variazione delle caratteristiche meccaniche del rivestimento polimerico (PVC e PA6): resistenza a trazione ed allungamento a rottura.

I tests hanno evidenziato che il rivestimento polimerico (PVC e PA6) utilizzato nel Terramesh è chimicamente stabile in ambienti con $3 < \text{pH} < 13$: in tali condizioni si può assumere, a favore di sicurezza, un valore pari a 1.05 (per maggiori dettagli vedasi la TN-DT-004)

$$f_{m22} = 1.05 \quad (3 < \text{pH} < 13)$$

CONCLUSIONI

La tabella seguente riporta i fattori parziali adottati dal Macstars per una vita di progetto pari a 120 anni:

GREEN TERRAMESH e TERRAMESH SYSTEM – 120 ANNI			
Fattore	Significato	Valore	Note
F_{creep}	Creep	1.0	Acciaio insensibile al creep
f_{m111}	Controlli di qualità	1.0	Resistenza a trazione minima
f_{m112}	Tolleranze in produzione	1.04	Diametro filo 2.7 ± 0.06 mm
f_{m121}	Affidabilità dati disponibili	1.0	Centinaia di test di trazione eseguiti
f_{m122}	Affidabilità estrapolazione alla vita utile di progetto	1.0	Test trazione eseguiti da oltre 20 anni
f_{m211}	Installazione: effetti a breve termine	1.0	Nessun danneggiamento dell'acciaio
f_{m212}	Installazione: effetti a lungo termine	1.0 - 1.15	Rispettivamente per sabbie e ghiaie
f_{m22}	Degradazione chimica e biologica	1.05	Alta stabilità chimica del polimero
f_m		1.09 - 1.26	

In conclusione, la resistenza a lungo termine (LTDS) a 120 anni del **Terramesh 8x10 2.7/3.7** mm con rivestimento polimerico in accordo con l'Annex A della BS 8006-1:2010 e i certificati BBA 16/H247 Product Sheet 2 (Terramesh System) e 16/H247 Product Sheet 3 (Green Terramesh) risulta:

$$T_D = T_B/f_m = 50 / 1.09 = 45.79 \text{ kN/m}$$

LTDS (in argilla, limo, sabbia)

$$T_D = T_B/f_m = 50 / 1.26 = 39.82 \text{ kN/m}$$

LTDS (in ghiaia)

La resistenza a lungo termine (LTDS) a 120 anni del **Terramesh 8x10 2.2/3.2** mm con rivestimento polimerico in accordo con l'Annex A della BS 8006-1:2010 e il certificato BBA 16/H247 Product Sheet 3 (Green Terramesh) risulta:

$$T_D = T_B/f_m = 35 / 1.09 = 32.11 \text{ kN/m}$$

LTDS (in argilla, limo, sabbia)

$$T_D = T_B/f_m = 35 / 1.26 = 27.77 \text{ kN/m}$$

LTDS (in ghiaia)

NOTA TECNICA 7: ACCORGIMENTI DI UTILIZZO PER LE VERIFICHE DI STABILITÀ DI STRUTTURE IN TERRA RINFORZATA CON MACSTARS W

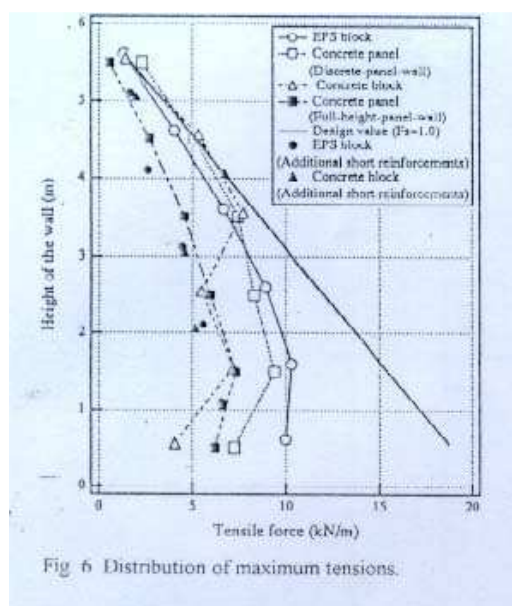
INTRODUZIONE

La presente nota ha lo scopo di suggerire alcuni accorgimenti pratici riguardanti le modalità di esecuzione di verifiche di stabilità con MACSTARS W per quanto concerne i seguenti aspetti:

- ☐ Modalità ottimali di verifica ai fini di scelta e distribuzione dei rinforzi ai fini della stabilità interna, esterna e globale
- ☐ Ricerca delle superfici critiche: quali tipi di superfici e quale numero di superfici di prova
- ☐ Modellazione del regime delle pressioni neutre
- ☐ Verifica dei cedimenti

MODALITÀ OTTIMALI DI VERIFICA AI FINI DI SCELTA E DISTRIBUZIONE DEI RINFORZI AI FINI DELLA STABILITÀ INTERNA

La verifica di stabilità interna è la prima verifica che deve essere svolta tenendo conto della effettiva distribuzione delle tensioni in una terra rinforzata e delle modalità costruttive e del tipo di struttura.

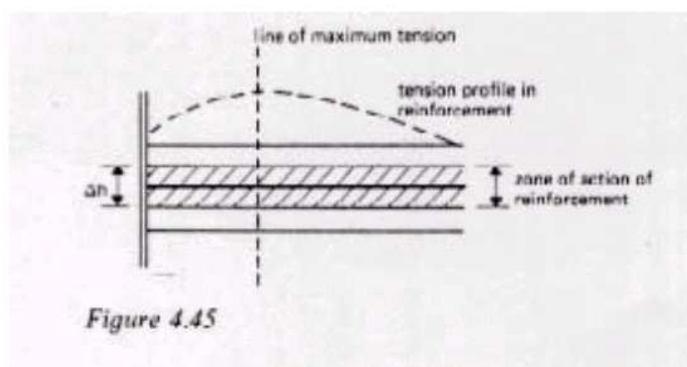


Variazione della tensione assiale dall'alto verso il basso

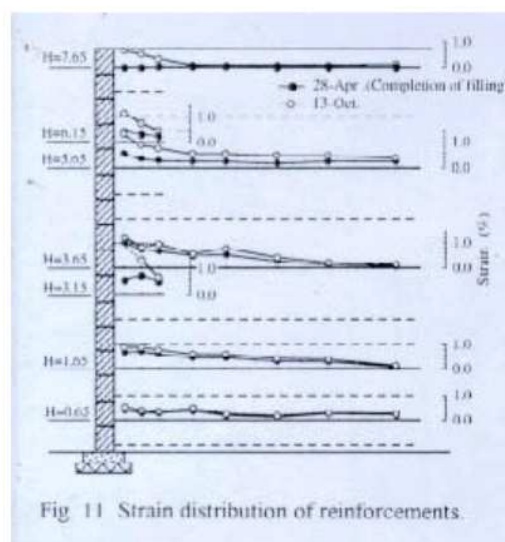
Per le opere a paramento ripido i test eseguiti in scala 1:1 ci mostrano come la tensioni assiali nei rinforzi aumentino dall'alto verso il basso per diminuire in corrispondenza del contatto opera terreno di fondazione; inoltre in un medesimo rinforzo la tensione assiale varia spostandosi dal paramento verso l'esterno, con un massimo (o più massimi) localizzato a distanze diverse a seconda della quota a cui si trova il rinforzo e della presenza di eventuali sovraccarichi; generalmente il luogo dei punti di massima tensione assiale nei rinforzi, in una struttura a paramento ripido, ha una forma simile ad una spirale logaritmica. Quanto sopra è dovuto due ragioni:

- 1- un aumento dall'alto verso il basso delle pressioni orizzontali nel terreno a partire da zero (in assenza di sovraccarichi)
- 2- la costruzione per strati della struttura che causa una deformazione dei rinforzi che nel tempo interessa rinforzi via più alti e che pertanto mobilitano resistenza solamente in relazione alle deformazioni prodotte da quanto è stato costruito al di sopra della loro quota. Per tanto in assenza di sovraccarichi a tetto della struttura le deformazioni orizzontali sono nulle e tendono ad aumentare verso il basso.

I metodi di analisi all'equilibrio limite in particolare se di tipo "rigido", non sono in grado di simulare in maniera attendibile lo stato tensionale nella struttura. Ci possono dire effettivamente in maniera approssimata qual'è la forza stabilizzante necessaria, ma non ci danno informazioni su come distribuirla a meno di effettuare le verifiche secondo determinati criteri.



Distribuzione della tensione assiale lungo un singolo rinforzo e sua zona di influenza

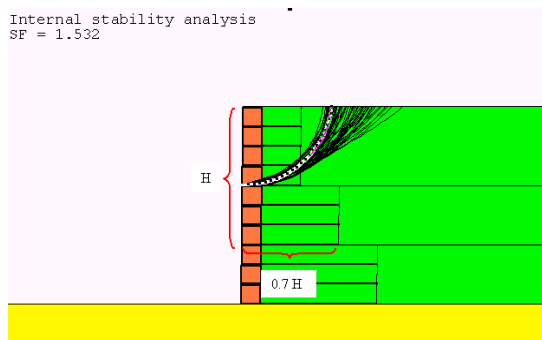


Variazione della dei rinforzi dall'alto verso il basso e lungo i rinforzi plottata con le curve a pallini neri (altezza muro 8.0 m, lunghezza rinforzi 6.50 m)

Un corretto approccio al dimensionamento delle opere in terra rinforzata, considerando le caratteristiche di MACSTARS W potrebbe essere il seguente:

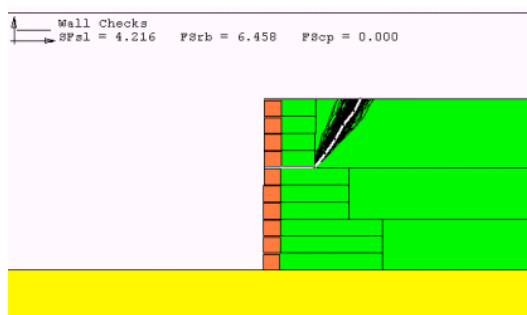
1-Suddivisione in blocchi

Definita l'altezza della terra rinforzata, operare una prima suddivisione in blocchi (il numero varierà in relazione all'altezza), attribuendo ad ognuno una lunghezza di ancoraggio pari a 0.7 l'altezza della scarpata al di sopra delle rispettive basi.

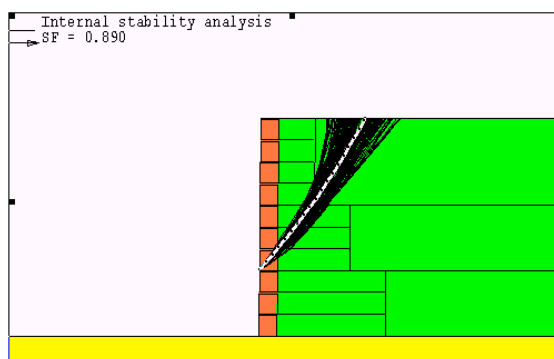


2-Verifica dei singoli blocchi ed ottimizzazione

Ogni singolo blocco viene verificato internamente ed esternamente (verifica come opera di sostegno)



Proseguendo le verifiche col blocco sottostante può accadere che sia necessario, aumentare la resistenza dei rinforzi, aggiungere rinforzi, aumentare l'altezza del blocco ed abbassare quello che sta sopra, allungare i rinforzi.



Prima di decidere cosa fare è bene verificare il tasso e la modalità di lavoro dei rinforzi attraverso la finestra "risultati" dove potrà stabilire se i rinforzi lavorano al 100 % o lavorano a sfilamento (è inutile aumentare la resistenza dei rinforzi se lavorano a sfilamento)

Risultati - Stabilità interna

Analisi di stabilità | Rinforzi | Superfici circolari | Superfici poligonali

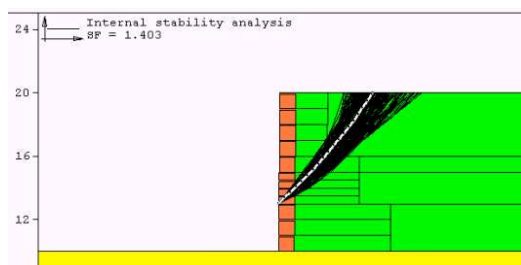
Sigla blocco: **B2**

Costruttore: **Maccaferri** Famiglia: **Terramesh System** Modello: **8/2.2P - 1.00**

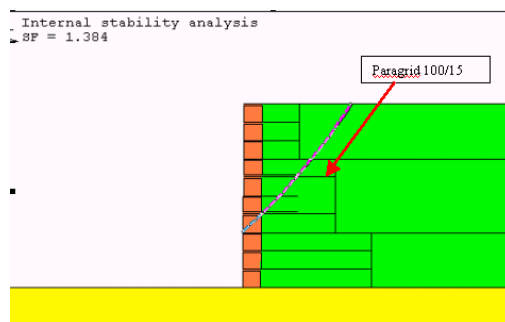
Rapporto Forza/Resistenza nei rinforzi

Y (m)	Fmax
1.00	0.693
2.00	0.693

Aumento il numero di rinforzi

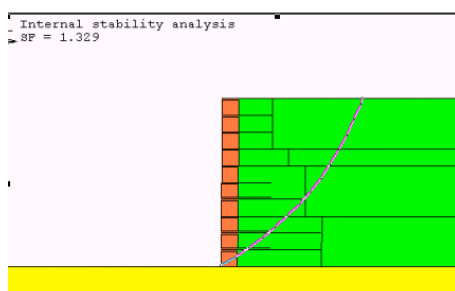


- aumento la resistenza dei rinforzi.

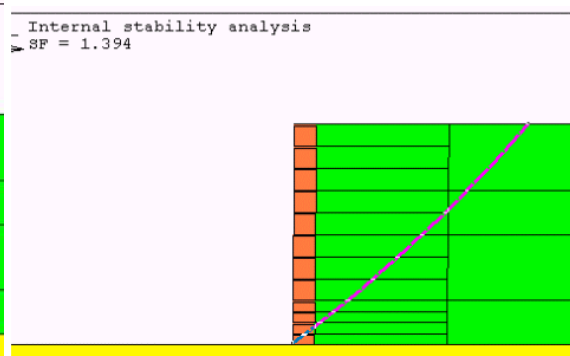
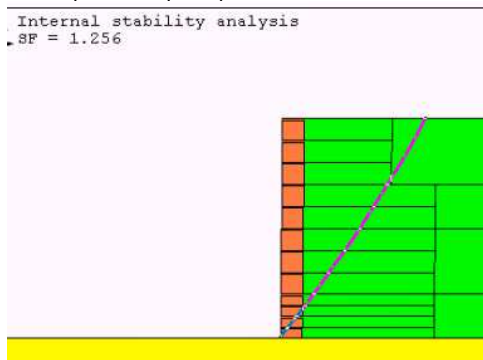


La scelta tra le diverse possibilità verrà effettuata sulla base della convenienza economica. Effettuando l'ottimizzazione dei rinforzi per lunghezza e resistenza, non solo si realizzano strutture più affidabili, ma si possono migliorare anche i costi ed essere più concorrenziali.

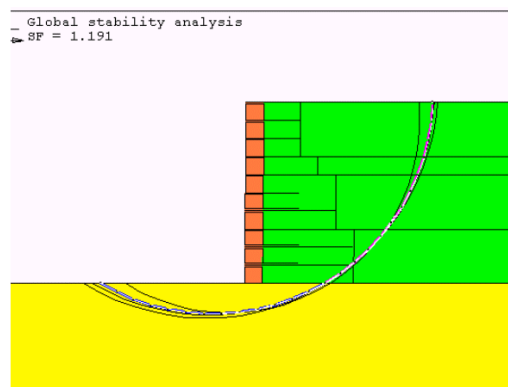
Terminata l'ottimizzazione la struttura si presenterà come nella figura successiva: lunghezze e resistenze dei rinforzi crescenti verso il basso; il rinforzo inferiore in realtà potrebbe venire accorciato e potrebbe essere meno resistente perché meno sollecitato degli altri, a meno che non vi siano problemi di stabilità globale.



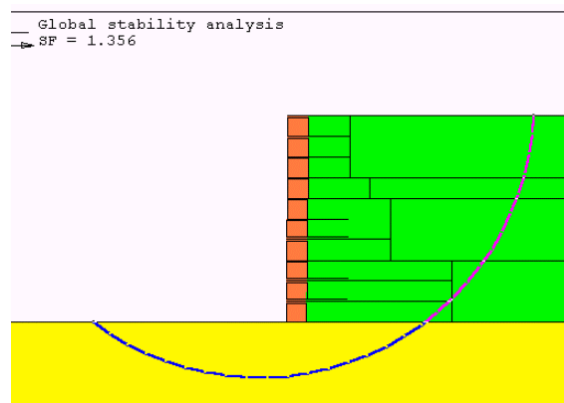
La stessa struttura potrebbe essere costruita in maniera diversa, ma ha senso avere rinforzi lunghi 7 m a tetto per garantire la stabilità di un cinematisma passante per il piede?



Al termine delle verifiche di stabilità interna si passa alla stabilità globale.



Nel caso non sia soddisfatta la verifica si procederà ad allungare, infittire o aumentare la resistenza dei rinforzi di base



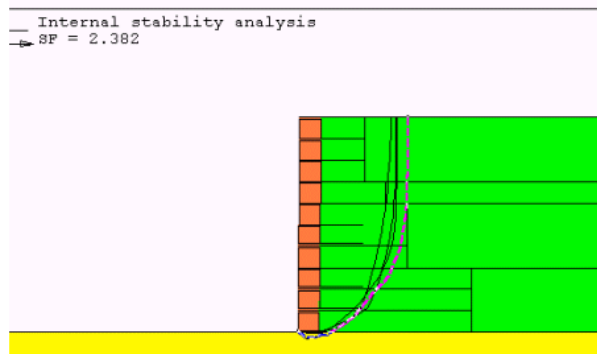
Verifica finale del pendio rispetto a rotture globali

GL'approccio proposto è sicuramente utile per le opere di sostegno a paramento ripido, mentre per i pendii rinforzati con inclinazione inferiore ai 45-50°, in particolare se il pendio è molto lungo, le condizioni di sollecitazioni dei rinforzi sono più uniformi ed è generalmente valida anche una lunghezza uniforme.

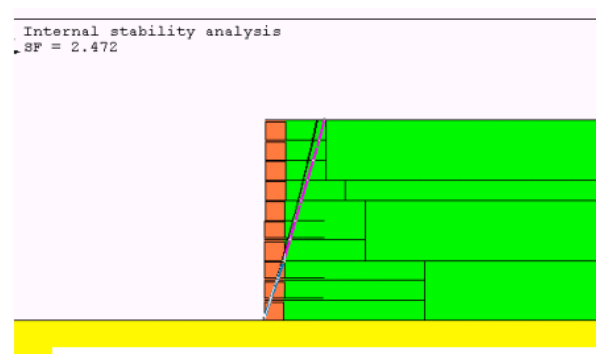
RICERCA DELLA SUPERFICIE DI ROTTURA CRITICA: INFLUENZA DEL NUMERO DI SUPERFICI E DELLA LORO FORMA

Il fattore di sicurezza può variare in maniera molto sensibile in relazione ai parametri che si utilizzano per la ricerca della superficie critica. È importante individuare la giusta combinazione tra tipo di superficie, dimensioni dei segmenti e numero di superfici. Lo studio parametrico dell'andamento del valore di F_s in relazione a tali grandezze caratteristiche, eseguito per il problema analizzato in precedenza, ci mostra alcuni aspetti caratteristici della ricerca della superficie critica:

- una lunghezza troppo piccola dei segmenti per superfici poligonali o troppo grande per superfici circolari fornisce valori poco plausibili di F_s ;
- le superfici circolari risentono meno del numero di superfici di tentativo, mentre quelle poligonali risentono di più;

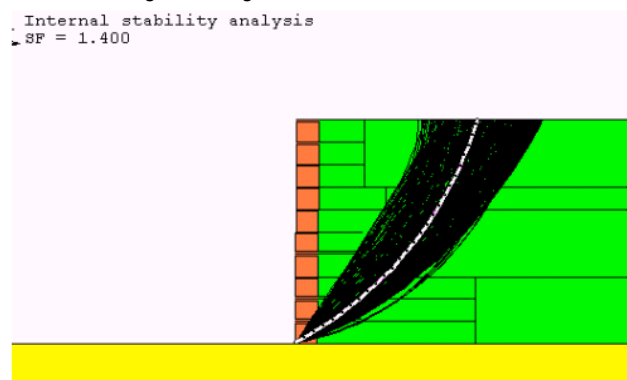


F_s massimo con superficie poligonale 2.382 $L=0.5$, $N^\circ=100$

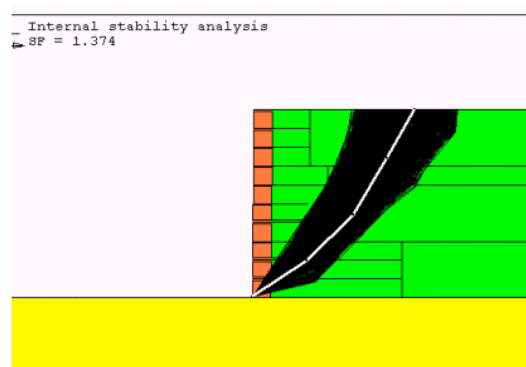


F_s massimo con superficie circolare 2.472 $L=3$, $N^\circ=100$

In generale una volta individuato tipo di superficie più critica per il problema in esame, analizzando ad esempio solo 500 superfici e facendo variare lunghezza segmenti e forma, se ne aumenta il numero e si perviene al valore più attendibile di F_s .

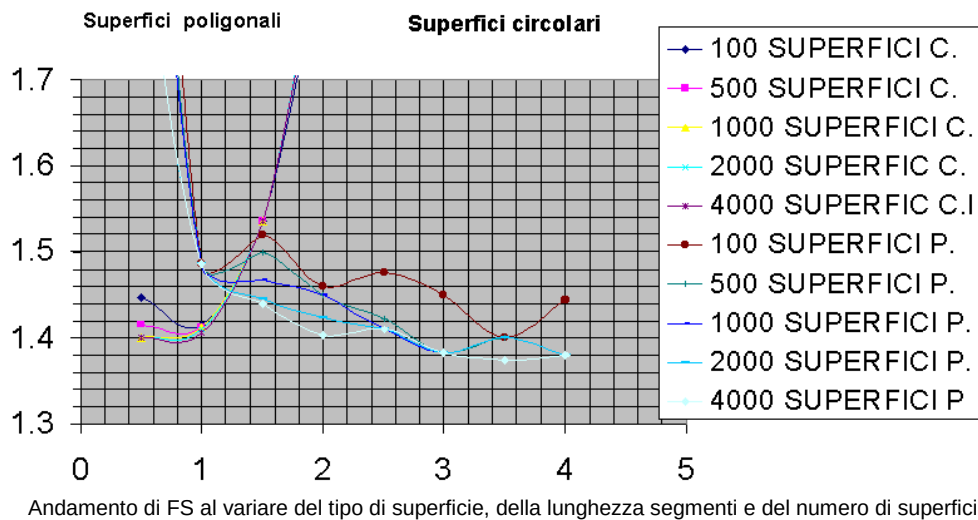


F_s minimo con superfici circolari 1.40, $L=0.5$ $N=4000$



F_s minimo con superficie poligonale 1.374, $L=3.5$ $N=4000$

In effetti la forma della superficie critica ed il numero di superfici di tentativo necessarie ad individuare il valore minimo (presunto) di F_s variano da caso a caso e possono essere fortemente influenzati dalla geometria del pendio, dalla presenza di un substrato stabile e dal pattern dei rinforzi (il fattore di sicurezza è una funzione multivariabile caratterizzata da spiccata discontinuità, vedi nota tecnica n°4) pertanto non esiste una regola ed è necessario ricorrere all'esperienza ed al buon senso nel fare ipotesi nella scelta dei dati di input: non è opportuno eseguire analisi con meno di 1000 superfici di tentativo, non si devono usare intervalli di ricerca (sia in uscita che in entrata) troppo ampi in rapporto al numero di superfici di tentativo, è necessario aumentare significativamente il numero di superfici quanto più il problema è complesso. Quest'ultima affermazione trova conferma, per un basso numero di superfici di tentativo, nelle forti oscillazioni che ha il fattore di sicurezza massimo di superfici poligonali al variare della lunghezza dei segmenti e nelle differenze tra curve di diverso numero di superfici di tentativo.



MODELLAZIONE DEL REGIME DELLE PRESSIONI NEUTRE

MACSTARS W consente di simulare tutte le condizioni di regime delle pressioni neutre. Nella finestra "Falde"

Configurazione falde

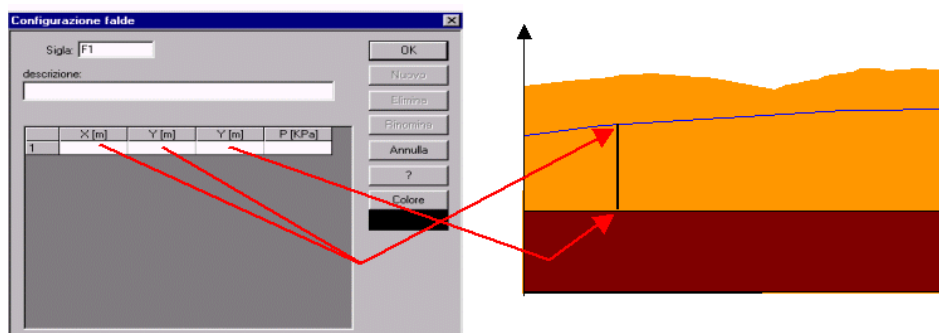
Sigla: F1

descrizione:

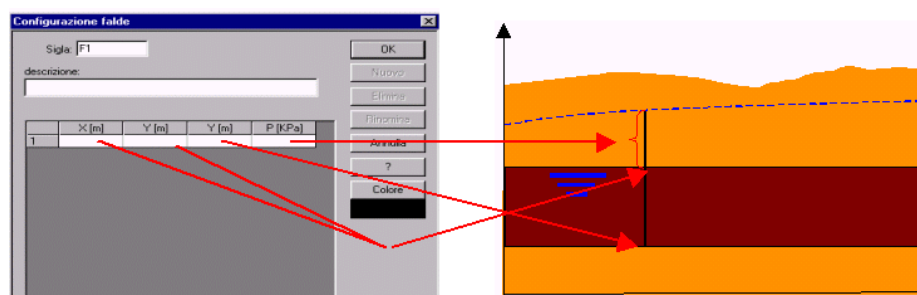
	X [m]	Y [m]	Y [m]	P [KPa]
1				

OK, Nuovo, Elimina, Rinomina, Annulla, ?

possiamo inserire le coordinate X e Y della poligonale che approssima il pelo libero della falda (sia statica che dinamica). Accanto ad ognuno dei punti è possibile inserire l'ordinata della base della falda (per falde sospese), se ciò non viene fatto, la base viene posta in corrispondenza di quella dello strato di terreno più profondo. Nel caso in cui sia necessario simulare una acquifero in pressione, si descrivono il tetto ed il letto dell'acquifero della falda con il sistema visto prima ed inoltre si associa ad ogni punto del tetto della falda un valore di pressione che si aggiunge a quello generato dall'altezza dell'acqua al di sopra del punto, in modo da ricostruire l'andamento della superficie piezometrica, che in un acquifero in pressione non coincide con quello del tetto dell'acquifero.



Acquifero a pelo libero sospeso



Acquifero artesian

NOTA TECNICA 8: CALCOLO DEI CEDIMENTI

Determinato il profilo della variazione dello stato tensionale indotto, il calcolo dei cedimenti si ottiene applicando le formule dell'elasticità ai singoli tratti nei terreni granulari ed applicando la teoria della consolidazione monodimensionale di Terzaghi nei terreni coesivi. Il calcolo del cedimento è esteso in profondità sino a quando la variazione tensionale verticale indotta dal carico ($\Delta\sigma_z$) è inferiore al 10% della tensione geostatica iniziale. Nel calcolo si distingue tra terreni incoerenti e terreni coerenti.

TERRENI GRANULARI: calcolo secondo la teoria dell'elasticità, valido per piccole deformazioni

Il calcolo del cedimento elementare relativo al tratto i-esimo (s_i) è dato dalla relazione:

$$s_i = [\Delta\sigma_z - \nu_i (\Delta\sigma_x + \Delta\sigma_y)] \cdot \Delta h_i / E_i$$

dove:

$\Delta\sigma_z, \Delta\sigma_x, \Delta\sigma_y$	= variazioni dello stato tensionale verticale (z) ed orizzontali (x, y) nel tratto i-esimo di terreno
ν_i	= coefficiente di Poisson nel tratto i-esimo di terreno
E_i	= modulo di deformabilità medio nel tratto i-esimo di terreno
Δh_i	= spessore del tratto i-esimo di terreno

I parametri di elasticità ν e E sono forniti direttamente dall'utente.

Table 2-6 Typical range of values for the static stress-strain modulus E_s for selected soils
Field values depend on stress history, water content, density, etc.

Soil	E_s	
	ksf	Mpa
Clay		
Very soft	50–250	2–15
Soft	100–500	5–25
Medium	300–1000	15–50
Hard	1000–2000	50–100
Sandy	500–5000	25–250
Glacial till		
Loose	200–3200	10–153
Dense	3000–15 000	144–720
Very dense	10 000–30 000	478–1440
Loess	300–1200	14–57
Sand		
Silty	150–450	7–21
Loose	200–500	10–24
Dense	1000–1700	48–81
Sand and gravel		
Loose	1000–3000	48–144
Dense	2000–4000	96–192
Shale	3000–300 000	144–14 400
Silt	40–400	2–20

Table 2-7 Typical range of values for Poisson's ratio μ

Type of soil	μ
Clay, saturated	0.4–0.5
Clay, unsaturated	0.1–0.3
Sandy clay	0.2–0.3
Silt	0.3–0.35
Sand (dense)	0.2–0.4
Coarse (void ratio = 0.4–0.7)	0.15
Fine-grained (void ratio = 0.4–0.7)	0.25
Rock	0.1–0.4 (depends somewhat on type of rock)
Loess	0.1–0.3
Ice	0.36
Concrete	0.15

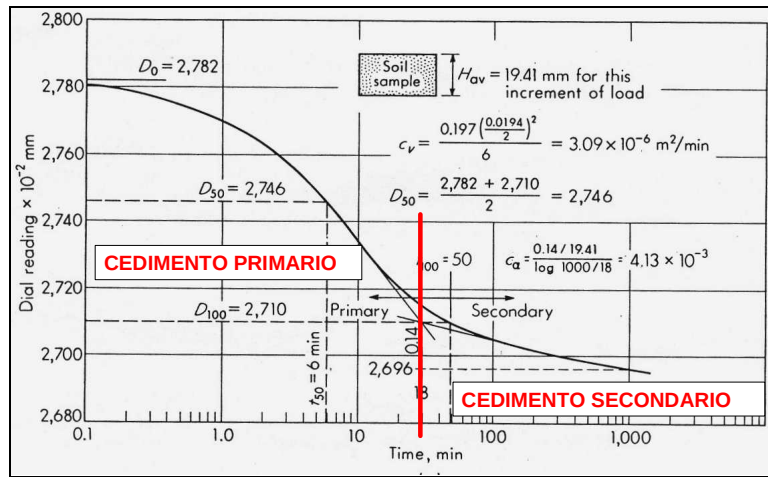
Valori tipici del modulo di deformazione assiale e del coefficiente di Poisson per vari tipi di terreni (da Bowles: Foundation Analysis and Design, 1982). Notare che quest'ultimo per le argille sature è uguale a 0.5.

CEDIMENTI DI CONSOLIDAZIONE

Sono i cedimenti che si verificano in condizioni di flusso di filtrazione in regime transitorio in seguito all'incremento delle tensioni totali in un terreno coesivo saturo. Il programma consente di **calcolare il cedimento primario ma non il secondario** (cedimento viscoso) **né quello istantaneo**.

Poiché i terreni hanno memoria della loro storia tensionale il medesimo terreno si comporterà in maniera diversa a seconda del livello di carico massimo a cui è stato soggetto in passato: tensione verticale efficace di preconsolidazione.

Con riferimento alla figura seguente (diagramma variazione indice dei vuoti/incremento di carico) un terreno che non ha sperimentato una tensione di consolidamento superiore alla tensione verticale efficace attuale (terreno normalconsolidato, NC) cederà seguendo il tratto T1. Un terreno che sia stato soggetto ad una tensione verticale efficace superiore a quella attuale (sovraconsolidato, OC), seguirà dapprima il tratto T2 tratto di ricomprensione, fino a raggiungere la tensione di preconsolidazione dopo di che procederà seguendo il tratto T1.



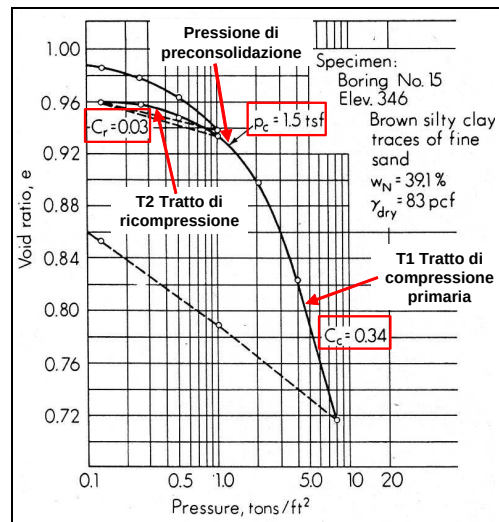
Curva variazione e-t per un determinato incremento di carico

Pertanto per poter stimare il valore del cedimento è necessario conoscere i parametri che caratterizzano i possibili percorsi di cedimento: G

C_c = rapporto di compressione primaria

C_R = rapporto di ricomprensione

σ'_c = tensione di preconsolidazione.



Questi parametri vengono ricavati dalle prove edometriche plottando i dati di cedimento per tutti gli incrementi di carico in un diagramma semilogaritmico. La relazione che lega i parametri è la seguente.

Terreni NC

$$S_{ed,i} = C_c \cdot \log_{10} \left(\frac{\sigma'_c}{\sigma'_o} \right) \cdot \Delta h_i$$

Terreni OC

$$\begin{aligned} \sigma'_f > \sigma'_c & \quad S_{ed,i} = [C_R \cdot \log_{10} \left(\frac{\sigma'_c}{\sigma'_o} \right) + C_c \cdot \log_{10} \left(\frac{\sigma'_f}{\sigma'_c} \right)] \cdot \Delta h_i \\ \sigma'_f < \sigma'_c & \quad S_{ed,i} = C_R \cdot \log_{10} \left(\frac{\sigma'_f}{\sigma'_o} \right) \cdot \Delta h_i \end{aligned}$$

Le formule riportate sopra (derivanti direttamente dalla teoria della consolidazione di Terzaghi), vengono adottate da MACSTARS W

Configurazione parametri deformativi

☒ Terreno coesivo ☐ Terreno incoerente

Rapporto di compressione primaria C_c

Rapporto di ricomprensione C_R

Parametro di Skempton A

Fattore di correzione alfa α

Tensione di preconsolidazione [KPa] σ'_c

Modulo Elastico [KPa]

Coeff. di Poisson

OK

apportando la correzione proposta da Skempton e Bjerrum:

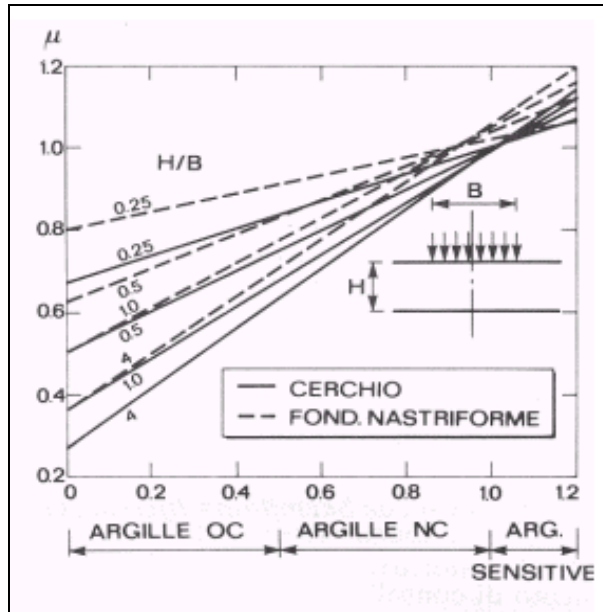
$S_{ed,i}$	= cedimento edometrico del tratto i-esimo di terreno
$\mu_i = A + \alpha (1-A)$	= fattore correttivo del tratto i-esimo di terreno
A	= parametro delle pressioni interstiziali di Skempton
α	= coefficiente adimensionale, funzione della geometria del problema

Per quanto riguarda i valori da assumere per A ed α si ha:

VALORI TIPICI DI A PER $S=100\%$ (BJERRUM, 1957)

Argille molto sensitive	> 1
Argille normalconsolidate	0.5 - 1
Argille sovraconsolidate	0.25 - 0.5
Argille fortemente sovraconsolidate	0 - 0.25

Il coefficiente α dipende dalla geometria del problema e dalle caratteristiche del terreno e può essere ottenuto a ritroso, conoscendo μ e A , dal diagramma seguente (Lancellotta: Geotecnica, 1987), in base alle caratteristiche della fondazione:



NOTA TECNICA 9: VALIDAZIONE DI MACSTARS W

Il programma MACSTARS W è stato sottoposto a numerosi confronti numerici sia con calcoli manuali che con altri softwares di analisi di stabilità dei pendii, allo scopo di verificare la correttezza dei suoi risultati.

Gli studi hanno visto il confronto tra i risultati del Macstars e:

- calcolo manuale
- software PANGEO-Pendii
- software SLOPE-W
- software TALREN

1 - CONFRONTO CON IL CALCOLO MANUALE UTILIZZANDO IL METODO JANBU

Il confronto è stato realizzato utilizzando il metodo di Janbu, prefissando la superficie di scivolamento e studiando, per semplicità, un caso di 2 concii [1].

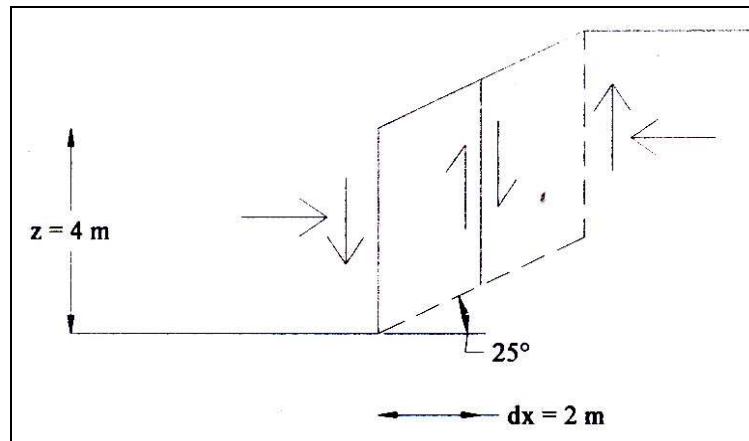


Fig. 1: Schema utilizzato nel calcolo manuale

I risultati, riportati nella tabella seguente sono pressoché coincidenti (scostamento massimo pari al 1.4%), tranne il caso 5 (scostamento pari al 13%), in cui entrano in gioco le diverse ipotesi di diffusione dei carichi all'interno del rilevato tra calcolo manuale (che riporta il carico applicato in sommità alla base del concio interessato) e MACSTARS W (che utilizza un semiangolo di circa 27° dalla direzione del carico).

CASO	SCHEMA DI CALCOLO	FS Macstars	FS Manuale	Differenza %
1	Naturale	1.341	1.34	0
2	Sovraccarico orizzontale uniforme sul pendio	3.918	3.917	0
3	Sovraccarico uniforme ortogonale al pendio	2.339	2.339	0
4	Carichi concentrati ortogonali al pendio nei punti medi dei concii	1.940	1.939	0
5	Carichi concentrati ad inclinazione 25° nei punti medi dei concii	1.150	0.994	+ 13.5
6	Carico concentrato ortogonale al pendio nel punto medio del primo concio	1.640	1.639	0
7	Falda in quiete	0.678	0.664	+ 2
8	Falda in moto	0.706	0.696	+ 1.4
9	Con rinforzo	1.971	1.971	0

Tab. 1: confronto con il calcolo manuale

2 - CONFRONTO CON IL PROGRAMMA DI CALCOLO PANGEO – PENDII

Pangeo-Pendii è un programma che consente di determinare il coefficiente di sicurezza lungo possibili superfici di rottura per definite sezioni di un pendio, utilizzando metodi all'equilibrio limite [1]

Il codice considera la presenza di terreni anisotropi omogenei e stratificati, coesivi e incoerenti, in presenza di falda freatica e di eventuali carichi esterni quali azioni sismiche superficiali e tiranti di ancoraggio.

Sono state effettuate verifiche con varie situazioni di falda in quiete e con filtrazione ed in varie condizioni di sovraccarico, utilizzando pendii omogenei infinitamente estesi e con inclinazione 25° in ghiaia, sabbia, limo e argilla, sia senza rinforzi che con forze applicate per simulare i rinforzi.

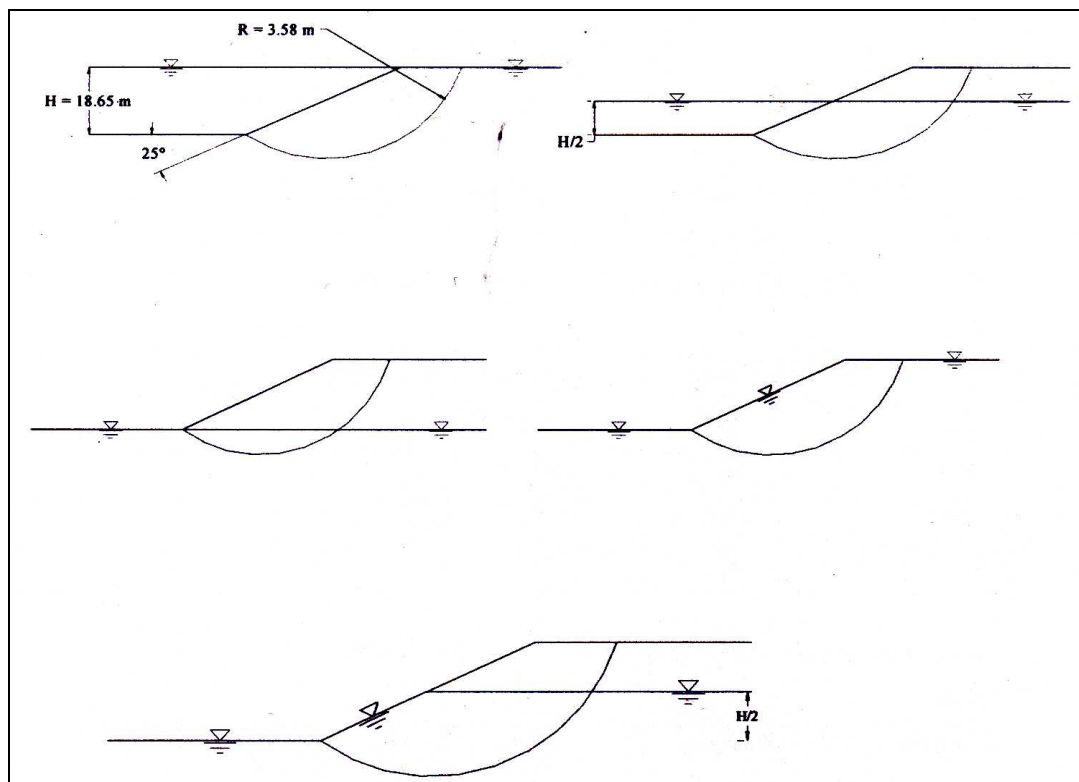


Fig. 2: Schemi utilizzati nel confronto con Pangeo-Pendii

Le verifiche sono state effettuate con i metodi di Bishop e Janbu con superficie assegnata e i risultati sono riportati nella tabella seguente relativamente ai casi con ghiaia e argilla:

Casi con falda (Bishop – Argilla)		FS Macstars	FS Pendii	Δ %
Pendio completamente sommerso – falda in quieta		2.237	2.226	+0.3
Pendio parzialmente sommerso – falda in quieta		1.703	1.678	+0.3
Pendio fuori falda – falda in quieta		1.912	1.902	+0.5
Pendio completamente in filtrazione		0.69	1.026	-48.7
Pendio parzialmente in filtrazione		0.977	1.145	-17
Casi con falda (Bishop – Ghiaia)		FS Macstars	Fs Pendii	Δ %
Pendio completamente sommerso – falda in quieta		2.942	2.93	+0.4
Pendio parzialmente sommerso – falda in quieta		2.306	2.286	+0.9
Pendio fuori falda – falda in quieta		2.549	2.542	+0.3
Pendio completamente in filtrazione		1.037	1.511	-45.7
Pendio parzialmente in filtrazione		1.608	1.876	-16.7
Casi con sovraccarico distribuito (Argilla – Janbu)		FS Macstars	Fs Pendii	Δ %
Q = 0		2.233	2.263	-1.3
Q = 100 kPa		1.897	1.768	+5.8
Q = 500 kPa		1.363	1.127	+17.3
Q = 1000 kPa		1.14	0.891	+21.8
Casi con sovraccarico distribuito (Ghiaia – Janbu)		Fs Macstars	Fs Pendii	Δ %
Q = 0		2.871	2.907	-1.3
Q = 100 kPa		2.442	2.34	+4.2
Q = 500 kPa		1.835	1.531	+16.6
Q = 1000 kPa		1.539	1.214	+21.1

Tab. 2: confronto con il programma Pangeo-Pendii

Gli scostamenti tra i due programmi risultano sensibili solo per pendio in filtrazione (fino al 50% quando la falda è parallela al profilo del pendio), in quanto le ipotesi di calcolo di Pangeo – Pendii non sono in grado di tenere in conto correttamente della componente orizzontale di una falda inclinata. Macstars, invece, considera correttamente le forze idrodinamiche come verificato dal confronto con il calcolo manuale (caso 8).

Per quanto riguarda invece le differenze dei risultati nel caso con carichi distribuiti, essa è dovuta al fatto che in Macstars i carichi distribuiti vengono riportati alla base dei conci interessati in sommità, senza alcuna diffusione laterale, mentre tale Pangeo-Pendii la considera. In ogni caso tale differenza risulta essere sostanziale solo in caso di presenza di carichi distribuiti molto superiori a quelli realmente presenti.

3 - CONFRONTO CON SLOPE/W E MACSTARS W

Slope/W è un programma di stabilità dei pendii realizzato dalla Geo-Slope International, ampiamente utilizzato in geotecnica per le verifiche di stabilità che prevede la possibilità di inserire elementi di rinforzo del tipo geosintetici.

Il confronto è stato realizzato su di una struttura mista costituita da tre bancate sovrapposte, ciascuna di altezza 5 m e composta da 7 elementi Terramesh a 3 geogriglie Paralink 200 M.



Fig. 3: schema utilizzato nel confronto con Slope/W

I risultati ottenuti sono messi a confronto nei grafici seguenti:

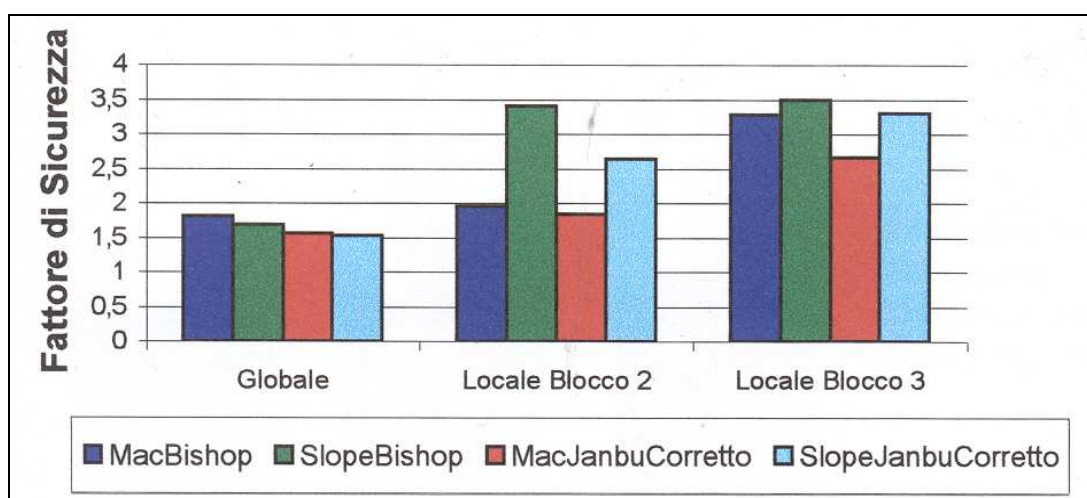


Fig. 4: confronto con il programma Slope/W. Coefficienti di sicurezza minimi ottenuti con i diversi metodi dell'equilibrio limite

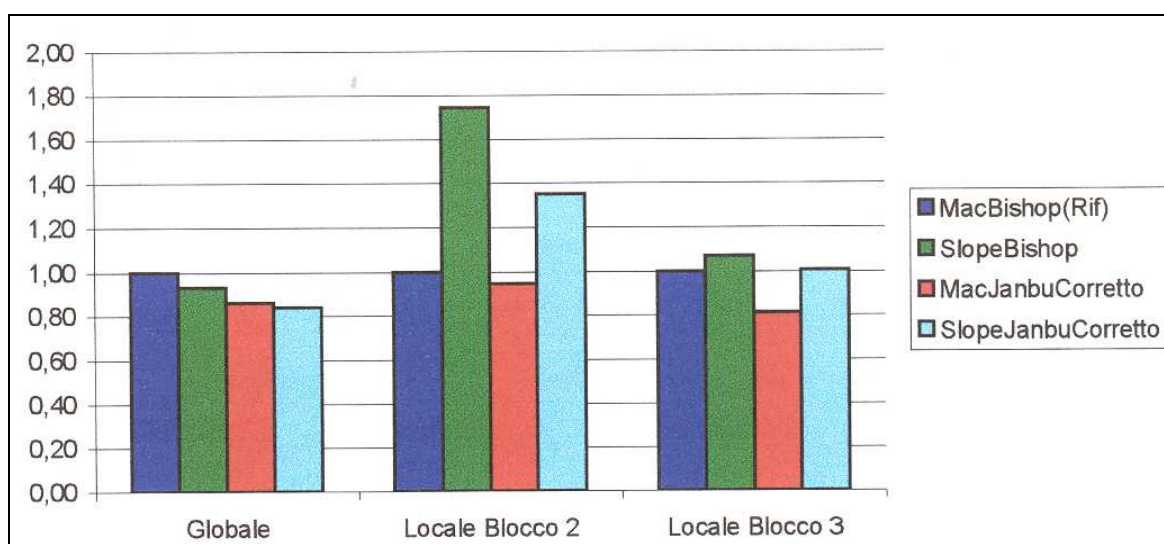


Fig. 5: confronto con il programma Slope/W. Spostamenti percentuali dei coefficienti di sicurezza rispetto al valore di riferimento di Macstars-Bishop

Dai grafici si vede che nelle verifiche globali i valori che si sono ottenuti dai due diversi programmi per i due metodi analizzati (Bishop e Janbu semplificati) portano a valori decisamente confrontabili.

Per quel che riguarda le verifiche locali si hanno scostamenti più importanti tra i due softwares, in particolare per la verifica locale sulla seconda bancata i due programmi danno valori molto differenti per il fatto che, trattando in maniera differente le forze d'interfaccia dovute ai rinforzi, se la superficie di scorrimento va ad intersecare la maggior parte di questi verso la fine del tratto di ancoraggio, la risposta dei software cambia. Ciò è dovuto al fatto che Macstars utilizza un approccio più conservativo dato che non viene considerato come contributo all'ancoraggio quello fornito dagli ultimi 0.15 m di rinforzo, per tenere conto delle possibili tolleranze che si hanno in cantiere sull'effettiva lunghezza dei rinforzi rispetto a quelle teoriche di progetto.

A riprova di ciò, si noti che gli scarti sulla terza bancata, dove è limitato il numero dei rinforzi intersecati, si attenua lo scarto tra i risultati.

4 - CONFRONTO CON IL SOFTWARE TALREN

Il software Talren, realizzato dalla Terrasol, permette il calcolo di strutture geotecniche con il metodo dell'equilibrio limite, secondo superfici circolari o non-circolari. I rinforzi che possono essere utilizzati dal programma sono: tiranti, pali, micropali e geosintetici. Il confronto tra i risultati di Talren e quelli di Macstars è stato realizzato su di una struttura mista costituita da Terramesh System e geogriglie Paralink 200M

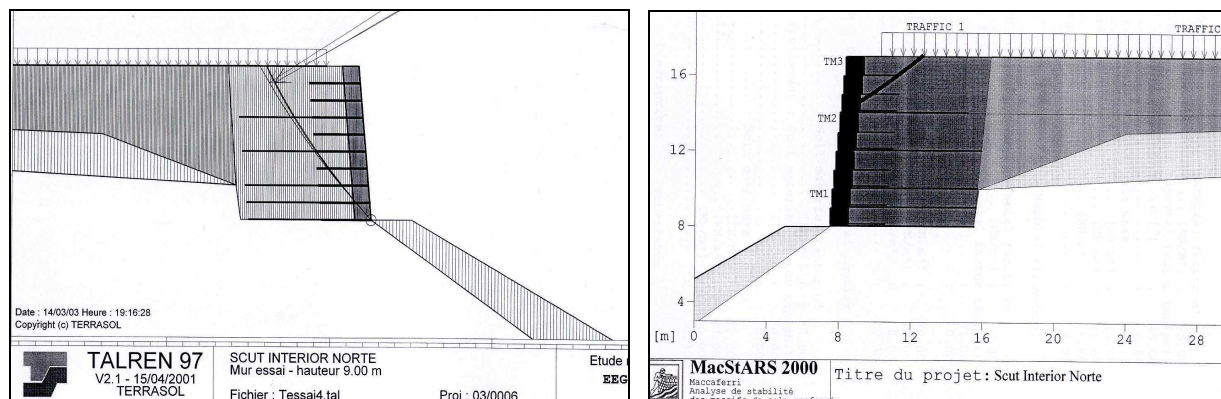


Fig. 6: schemi utilizzati nel confronto con Talren

ed ha portato ai seguenti risultati [3]:

Caso	Superficie critica – combinazione di carico	FS Macstars	FS Talren	Δ %
1	Stabilità interna (combinazione A); rottura circolare al piede	1.02	1.03	0
2	Stabilità interna (combinazione A); rottura circolare a 2/3 dal piede	1.24	1.24	0
3	Stabilità interna (combinazione B); rottura circolare al piede	1.27	1.24	+ 2
4	Stabilità interna (combinazione B); rottura circolare a 2/3 dal piede	1.75	1.68	+ 4
5	Stabilità generale (combinazione A);	1.21	1.21	0
6	Stabilità generale (combinazione B);	1.40	1.37	+ 2

Tab. 3: confronto con il programma Talren

Come si vede le differenze tra i risultati sono pressoché nulle.

5 - CONFRONTO CON LE FORMULE DI LETTERATURA

E' stato analizzato un esempio riportato in letteratura [4] di un pendio inclinato di 12° rispetto all'orizzontale, in condizioni sature e con la falda parallela al pendio, per verificare la congruità del calcolo di Macstars con le formule teoriche nel caso di falda inclinata, ottenendo gli stessi risultati numerici.

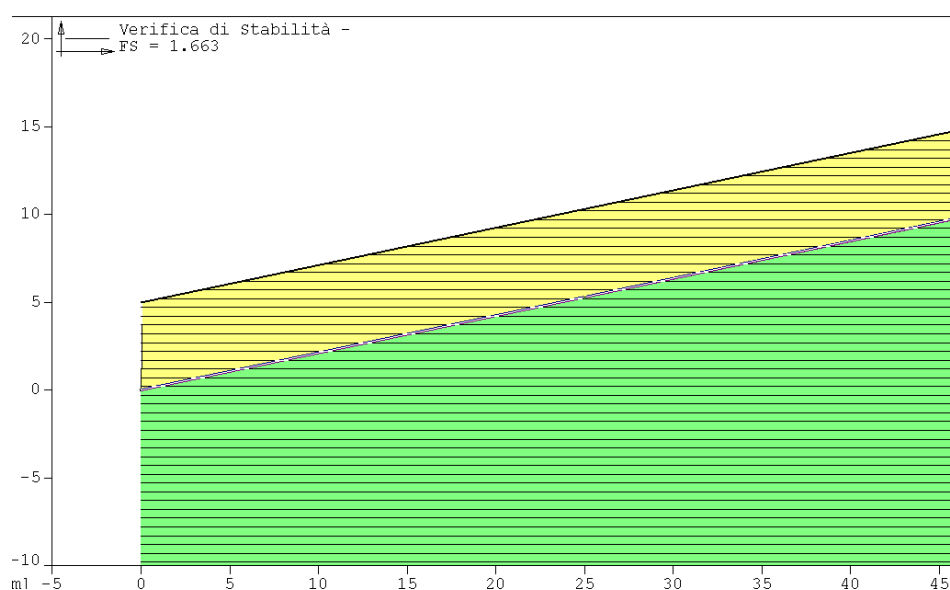


Fig. 7 Caso (a) con i valori di peak strength: FS=1.663 (FS teorico = 1.66)

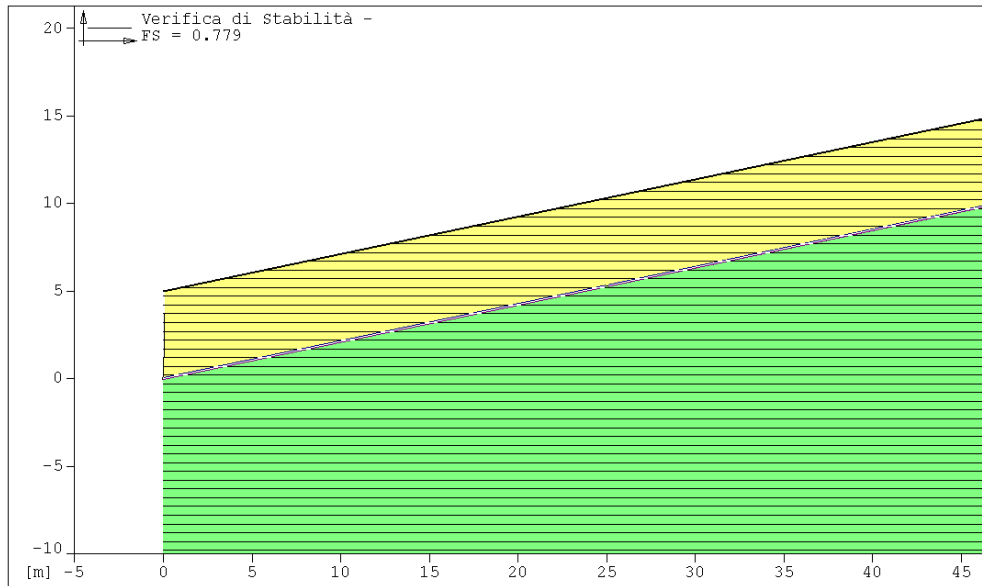


Fig. 8: Caso (b) con i valori di residual strength: $FS=0.779$ (FS teorico = 0.78)

CONCLUSIONI

I risultati che si sono ottenuti evidenziano un pieno accordo quantitativo e qualitativo sulle verifiche di stabilità del pendio condotte con Macstars rispetto agli altri softwares.

BIBLIOGRAFIA

- [1] GIVANNI I. 2001
Limiti dei metodi tradizionali nelle verifiche di stabilità di opere in terra rinforzata con geomateriali, Università degli Studi di Ferrara - Tesi di Laurea
- [2] COEN G. 2001
Analisi di strutture in terra rinforzata; Università degli Studi di Roma "La Sapienza" - Tesi di Laurea
- [3] EEG SIMECSOL 2003
Norinter – Soutements en remblai renforce, Rapporto non pubblicato
- [4] CRAIG R.F 1992.
Soil Mechanics ; Chapman & Hall, London.

Roma, 27/10/2011

TO WHOM IT MAY CONCERN

SUBJECT: Validation of Macstars W software

This is to declare that the comparative checks made with both hand calculations and other commercial softwares (Pangeo, Flac, Plaxis, Geoslope, Slope-W, Talren: see bibliography) have shown that the software Macstars-W developed by Officine Maccaferri S.p.A. for the design and check of reinforced soil structures is fully reliable and its numerical results are comparable with those of the above referred softwares.

Name: Prof. Eng. Quintilio Napoleoni

Designation: Assistant Professor in Geotechnical Engineering at the Engineering Faculty of the University of Rome "Sapienza"

(Office Stamp)



BIBLIOGRAFIA

- [1] GIOVANNI I. 2001 - Limiti dei metodi tradizionali nelle verifiche di stabilità di opere in terra rinforzata con geomateriali, Università degli Studi di Ferrara - Tesi di Laurea
- [2] COEN G. 2001 - Analisi di strutture in terra rinforzata; Università degli Studi di Roma "La Sapienza" - Tesi di Laurea
- [3] EEG SIMECSOL 2003 - Norinter – Soutements en remblai renforce; Rapporto non pubblicato
- [4] VICARI M., DURAN DA SILVA J. - Lessons learned from the numerical modelling of a retaining wall with non-uniform reinforcements, INFOGEO 2005, Belo Horizonte
- 5) NAPOLEONI Q. 2010 – Verifica di terre rinforzate con software all'equilibrio globale e agli elementi finiti. Rapporto non pubblicato

NOTA TECNICA 10: DATI GEOTECNICI CARATTERISTICI PER ELEMENTI IN GABBIONI**PESO SPECIFICO**

Per il riempimento del paramento in gabbioni degli elementi Terramesh System normalmente viene utilizzato pietrame non gelivo, non friabile, non dilavabile e di buona durezza, avente una pezzatura variabile tra 1 e 2 volte la dimensione della maglia.

Il peso specifico del gabbione dipende ovviamente sia dal peso specifico del pietrame (variabile dai 23 kN/m³ di un'arenaria ai 29 kN/m³ di un basalto) che dalla sua porosità (variabile tra il 30 ed il 40% in funzione della curva granulometria).

A meno di casi particolari si potrà assumere come valore di riferimento

$$\gamma = 17.5 \text{ kN/m}^3$$

ANGOLO DI ATTRITO

L'angolo di attrito del pietrame dipende da vari fattori, quali l'angolarità dei grani (ϕ cresce con l'angolarità), la distribuzione granulometrica (ϕ cresce con la disuniformità) e dal grado di addensamento (ϕ cresce con l'aumento di densità relativa), secondo quanto esposto con maggiori dettagli nella Nota Tecnica 2 "Parametri Geotecnici"

In via cautelativa si potrà assumere

$$\phi = 40^\circ$$

COESIONE

I tests condotti nel passato sui gabbioni hanno permesso di determinare la coesione efficace che la rete metallica conferisce all'insieme e che dipende dal contenuto di rete per unità di volume, per cui risulta indicativamente maggiore per gabbioni di 0.5 m (rispetto a quelli di 1 m), per gabbioni con diaframmi (caso del Terramesh System) o costituiti da rete più resistente (ad es. 8x10/2.7 anziché 6x8/2.2).

Alla luce di quanto esposto in precedenza e sulla base del fatto che Macstars considera per il Terramesh System (o gabbioni) il solo contributo dovuto alla rete di base (non considerando cioè l'ulteriore contributo dovuto al diaframma ed al coperchio) è possibile determinare il valore della coesione fittizia nel modo esposto nel seguito.

La coesione equivalente di un gabbione c_g è in generale espressa dalla relazione empirica

$$C_g = 0.03 P_u - 0.05 \quad [\text{kg/cm}^2]$$

Dove

P_u = peso della rete metallica in kg per m³ di gabbione

Nel caso di un Terramesh System il valore di P_u , escludendo dal computo l'elemento di base che viene già preso in conto da Macstars con la sua resistenza a trazione, è mediamente pari a 5.9 kg/m³ per cui si ottiene che

$$C_g = 0.03 \times 5.9 - 0.05 = 0.127 \text{ kg/cm}^2$$

In definitiva si potrà quindi assumere

$$c = 12.5 \text{ kN/m}^2$$

NOTA TECNICA 11: COME MACSTARS W CONSIDERA IL CONTRIBUTO DEL RISVOLTO

La lunghezza dell'elemento di rinforzo all'interno del blocco instabile del terreno è divisa nei segmenti e per ogni segmento il valore di ultimo di resistenza tangenziale (τ_u) è calcolato usando la seguente equazione:

$$\tau_u = f \sigma_v$$

Dove:

f = il coefficiente totale di attrito tra l'elemento di rinforzo ed i materiali superiori ed inferiori nel segmento considerato, che può essere rinforzo su rinforzo o rinforzo su terreno;

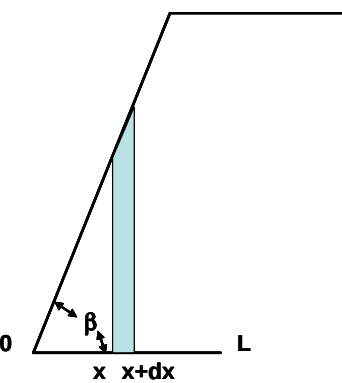
σ_v = sforzo verticale che agisce sul segmento considerato

L'integrazione di sforzo tangenziale ultimo fornisce il valore di sforzo ultimo interno di PULLOUT (estrazione). Nel caso in cui gli elementi di rinforzo vengano risvoltati a realizzare la facciata deve essere considerato anche il contributo sviluppato dal risvolto. Questo contributo (F_0) può essere calcolato come la somma di due contributi:

$$F_0 = F_1 + F_2$$

Dove F_1 è il contributo che genera la forza di estrazione sul risvolto (sviluppo orizzontale di 0.65 m.), mentre il F_2 è il contributo supplementare che prende in considerazione lo sforzo che si sviluppa sulla porzione che costituisce la facciata.

F_1 è calcolato usando una procedura simile a quella usata per l'estrazione esterna (integrando lo sforzo ultimo tangenziale da 0 a $L=0.65$), considerando l'attrito tra terreno-rinforzo o l'attrito tra rinforzo-rinforzo, in funzione di quale superficie del telo risvoltato si considera (superficie verso l'alto : rinforzo-rinforzo; superficie verso l'alto: terreno-rinforzo).



$$F_1 = \int_0^L \sigma_v(x) \cdot \mu \cdot \tan \phi \cdot dx + \int_0^L \sigma_v(x) \cdot \eta \cdot dx$$

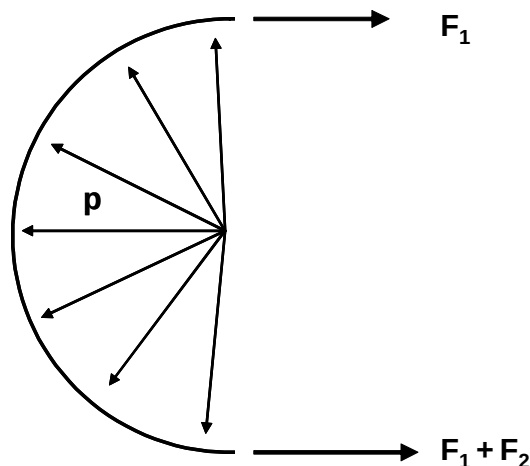
Where:

μ = fattore di interazione (pullout) tra suolo e rinforzo;

η = coefficiente attrito tra rinforzo e rinforzo;

$\sigma_v = \gamma \cdot x \cdot \tan \beta$ = sforzo verticale reale che agisce sul telo (i.e. dato solo dal contributo della colonna di terreno agente sulla porzione dx di rinforzo considerata;

F_2 è calcolata a favore di sicurezza assumendo che la facciata abbia un andamento semicircolare come da modello conservativo riportato sotto:



$$F_2 = \int_0^{\pi} p \cdot \mu \cdot \tan \phi \cdot R \cdot d\vartheta$$

Dove :

$p = F_1 / R$ = è la pressione del suolo sulla facciata, generata dalla forza di ancoraggio F_1 del telo che costituisce il risvolto orizzontale, è da notare che la pressione non corrisponde al valore della pressione verticale al livello Y considerato, ma è caratterizzata da un valore più basso (e più realistico).

$2 R$ = diametro della circonferenza teorica, che equivale alla spaziatura tra i rinforzi.