Comune di Trani

Regione Puglia

OPERE DI CHIUSURA DEFINITIVA DEL I E DEL II LOTTO DI DISCARICA E IMPIANTI CONNESSI IN LOCALITÀ "PURO VECCHIO" TRANI (BAT)

PROGETTO DEFINITIVO

COMMITTENTE:

AMIU S.p.A.

Sede legale e amministrativa alla Strada Provinciale 168

Località Puro Vecchio 76125 Trani (BT)

Codice Fiscale e Partita IVA 04939590727

PEC: amiutranispa@pec.it

PROGETTO:

Studio Romanazzi-Boscia e Associati s.r.l.

via Amendola 172/c, 70100 Bari - tel.: 080.548.21.87 - Fax: 080.5[illegible]

Prof. Ing. Eligio ROMANAZZI

Dott. Ing. Giovanni F. BOSCIA

Dott. Ing. Sebanino GIOTTA

Dott. Ing. Fabio PACCAPELO

Ing. Federico Cangialosi

Ing. Gianluca Intini

Dott. geol. Vito Specchio

ALLEGATO	2. STUDI E INDAGINI 2.2 GEOLOGIA E GEOTECNICA	SCALA: ---
R.2.2.5	VERIFICA STABILITÀ GLOBALE DEL VERSANTE RELAZIONE	DATA: GIUGNO 2022

AGGIORNAMENTO	DATA	DESCRIZIONE
1	10/2022	Riscontro al Verbale di Verifica Preventiva Intermedio del 30/09/2022

SOMMARIO

1 Premessa 2
2 Verifica della stabilità globale del pendio 3
2.1 Problematiche della modellazione 3
2.1.1 Definizione caratteristiche meccaniche RSU 3
2.1.2 Peso dell'unità di volume 8
2.1.3 Caratterizzazione RSU del sito in esame 9
2.2 Verifica complessiva della stabilità della scarpata 11
2.2.1 Azione sismica 12
2.2.2 Generalità sui metodi di calcolo utilizzati 17
2.3 Individuazione delle sezioni di verifica 28
2.4 Risultati delle analisi 30

1 PREMESSA

I lotti I e II, della discarica sita in località "Puro Vecchio", risultano formati da abbancamenti di RSU, di differente età, che alternano zone in cui le scarpate risultano ad elevata altezza e pendenza e altre, invece, in cui non si prefigura il medesimo rischio. L'accumulo di percolato e le eccessive piogge hanno nel tempo peggiorato le condizioni d'essere dei pendii rendendo necessari gli interventi di regimazione e contenimento che stabilizzassero momentaneamente l'area in attesa degli interventi di chiusura definitiva.

La presente relazione tecnica è stata redatta al fine di fornire le necessarie indicazioni in merito alle fasi di studio dei versanti della discarica, sita in località "Puro vecchio" – Trani (BAT), rappresentando le problematiche riscontrate, le modalità e le tipologie di verifiche realizzate.

Gli studi condotti e rappresentati appartengono al gruppo di analisi utili al dimensionamento e la verifica del pacchetto di chiusura di una discarica che in particolare si compone di 4 fasi propedeutiche, quali:

1. Verifica della stabilità globale del pendio;
2. Individuazione e dimensionamento del geocomposito di copertura;
3. Dimensionamento e verifica dell'ancoraggio del geocomposito;
4. Verifica di stabilità del capping di copertura.

Nella presente relazione verranno descritte tutte le considerazioni e quant'altro realizzato in merito alle sole verifiche di stabilità globali del pendio.

2 VERIFICA DELLA STABILITÀ GLOBALE DEL PENDIO

Come si evince dagli elaborati di progetto, l'abbancamento di RSU ha determinato la formazione di più scarpate caratterizzate da un'altezza media, nei punti più alti, di circa 30 m, una pendenza media di circa 28° e una lunghezza media complessiva di circa 70 m, in direzione sud-est, e di circa 90 m in direzione sud-ovest. Le verifiche di stabilità di seguito riportate riguardano:

- Verifica della stabilità della scarpata costituita da rifiuti.

Per lo scopo sarà utilizzato il metodo LEM (Metodo dell'Equilibrio Limite), adottando le caratteristiche dei materiali di seguito riportati sia per le condizioni ante-operam che post-operam.

2.1 PROBLEMATICHE DELLA MODELLAZIONE

La stabilità globale di una discarica dipende da molteplici fattori:

- le caratteristiche meccaniche e il peso dei rifiuti;
- l'inclinazione delle pareti laterali;
- i livelli di percolato e i movimenti all'interno della discarica (presenza o meno di sistemi di rimozione);
- la presenza di acqua.

Nei successivi paragrafi verrà affrontata la caratterizzazione meccanica dei rifiuti e la definizione del loro peso di volume, parametri necessari per la valutazione della stabilità di un versante.

Per quanto concerne la presenza di acqua e livelli di percolato, dalla analisi speditive condotte durante i sopralluoghi ne è stata riscontrata la presenza esclusivamente negli strati di RSU posti in profondità. Le predette condizioni, i cui effetti sono descritti in relazione R.2.2.6., fanno sì che l'azione del percolato e dell'acqua sia incidente solo al piede dei pendii. Per tal motivo, la verifica di stabilità globale è stata condotta non considerando la presenza di fluidi, a cui è stata dedicata una relazione specifica.

2.1.1 Definizione caratteristiche meccaniche RSU

I rifiuti solidi urbani (RSU) possono assumere una struttura multifase composta da una parte solida, una liquida ed una gassosa e per tal motivo associabile a quella delle terre. Tuttavia, esistono delle differenze evidenti tra i due materiali, in particolare si distinguono per la differente fase solida.

I componenti che costituiscono la fase solida degli RSU possono essere compresi in tre classi (Grisolia et al. 1995, Grisolia e Napoleoni,1996):

1. Materiali inerti stabili (terre, ceramica, metalli, legno, etc.);
2. Materiali molto deformabili (plastica, carta, tessili, etc.);
3. Materiali organici biodegradabili (scarti alimentari, vegetali, etc.).

I tre tipi di materiali contribuiscono in maniera differente alla resistenza al taglio complessiva., ed in particolare: i materiali inerti stabili hanno un comportamento meccanico assimilabile a quello di un materiale granulare d medie-grandi dimensioni; i materiali molto deformabili tendono a modificare le proprietà meccaniche del rifiuto al variare dei carichi applicati e del tempo, inducendo un comportamento meccanico fortemente anisotropo (una classe particolare di questi materiali è la plastica, la quale complica il modello

meccanico del rifiuto, essendo quest'ultima capace di incapsulare gas e liquidi); i materiali organici biodegradabili causano, anche in tempi brevi, notevoli trasformazioni fisico-chimiche nei rifiuti.

Per quanto concerne il contributo dato dalla parte liquida e gassosa, quest'ultimo influisce rendendo il modello maggiormente complesso. In particolare, la presenza di fluidi favorisce l'accelerazione dei processi di degradazione e decadimento delle sostanze e dei materiali che compongono l'RSU. I fenomeni di degradazione e decadimento sono inoltre favoriti da ulteriori fattori, tra questi si segnalano:

- il modo in cui le condizioni aerobiche iniziali cambiano in condizioni anaerobiche all'interno del cumulo di rifiuti;
- L'evoluzione delle trasformazioni in condizioni anaerobiche, associate alla produzione di fluidi e al passaggio ad una fase cosiddetta "metanigeous";
- Le modalità di migrazione ed estrazione del gas.

Visto quanto detto, la problematica risulta essere l'attribuzione dei parametri meccanici da assegnare al rifiuto solido urbano.

Il comportamento meccanico dei rifiuti sotto carico è fortemente condizionato dalle grandi deformazioni che il materiale subisce, tanto che non è praticamente riconoscibile un dominio di plasticizzazione del materiale. Per cui, le stesse ipotesi che sono alla base dei metodi di verifica dell'equilibrio limite vengono meno. Questo comportamento è del resto confermato dalla evidenza sperimentale, riportata nella pubblicazione del Professor Grisolia (Grisolia et al. 1992), a seguito di prove triassiali (CD) eseguite su 3 campioni di RSU ricostituiti in laboratorio e consolidati applicando 3 pressioni di cella (σc) rispettivamente pari a: σ3 = 50 kPa, σ3 = 100 kPa, σ3 = 300 kPa, di cui si riporta il grafico.

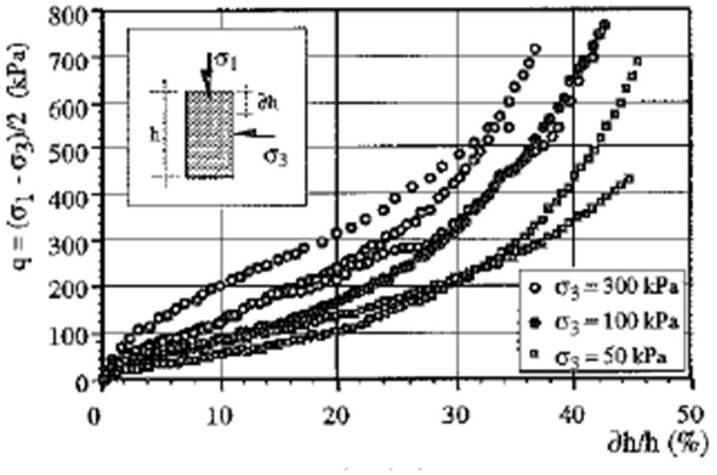


Fig. 1 – *Prove triassiali CD su campioni di RSU ricostituiti in laboratorio*

Dai risultati ottenuti è possibile osservare che in presenza di elevate sollecitazioni deviatoriche e di grosse deformazioni, in nessuno dei campioni testati non si raggiunge il cedimento connesso alle condizioni generali di plastificazione del materiale. È privo d'interesse, dunque, esprimere la resistenza a taglio del materiale con dei parametri che derivano dalla definizione del modello rigido-plastico, abitualmente adottato nella meccanica delle terre.

Nonostante tutto quanto sopra, normalmente viene richiesto che il progetto di una discarica venga sostenuto da verifiche di stabilità. Per ottemperare a tale esigenza non si può che ricorrere ai metodi dell'equilibrio limite, attribuendo ai rifiuti parametri di resistenza al taglio "fittizi", scelti in funzione del livello di deformazione che si intende tollerare.

La letteratura fornisce dei valori di c' e di φ' per i rifiuti, secondo delle prove fatte in laboratorio o in situ, dimostrando una grande incertezza e variabilità di valori, come osservabile in tabella:

Referenze	Parametri di resistenza a taglio		Metodo	Commenti
	c' (kPa)	*φ'* (°)		
Landva e Clark, 1986	19	42	Taglio diretto	Rifiuto vecchio
	16	38	Taglio diretto	Rifiuto vecchio
	16	33	Taglio diretto	Rifiuto vecchio
	23	24	Taglio diretto	Rifiuto triturato fresco
	10	33,6	Taglio diretto	Scarti di legno e miscele di rifiuto
Cowland et al., 1993	10	25	Retro-analisi	Trincea profonda scavata tra i rifiuti. Suggerito dagli autori
Del Greco e Oggieri, 1993	15,7	21	Taglio diretto	Test su rifiuti imballati. Balle di rifiuti a bassa densità
	23,5	22	Taglio diretto	Test su rifiuti imballati. Balle di rifiuti a densità più elevata
Golder Associates, 1993	0	41	Taglio diretto	Progetto di test specifici
Jessberger, 1994	7	38	Non dichiarato	Riporta Gay e Kaiser (1981)
	10	15	Retro-analisi	Riporta Spillmann (1980)
	10	17	Retro-analisi	Riporta Spillmann (1980)
	0	30	Stimato	Da osservazioni dirette
	7	42	Taglio semplice	Riporta Gay e Kaiser (1981). Rifiuto MSW vecchio di 9 mesi.
	28	26,5	Taglio semplice	Rifiuto MSW fresco. Riporta Gay e Kaiser (1981)
Fasset et al., 1994	10	23	Valore consigliato	Suggerito dagli autori
Kölsch, 1995	15	15	Valore consigliato	Suggerito dagli autori
	18	22	Valore consigliato	Suggerito dagli autori
Gabr e Valero, 1995	17	34	test CU	RSU degradato di 15-30 anni
Caceido et al., 2002	14	45	test CD	Rifiuto non triturato, vecchio di 1 anno
Vilar e Carvalho, 2004	20	22	test CD	RSU degradato di 15 anni
Reddy et al., 2009b	38	16	test CU	RSU fresco triturato
Bray et al., 2009	15	36	Taglio diretto	Valori medi suggeriti dagli autori
Reddy et al., 2011	18	11	test CU	Rifiuto fresco
Manassero et al., 2011	-	39	Test triassiale	Valori medi suggeriti dagli autori

***Tab. 1** – Angoli di attrito (ϕ') e coesione (c') in funzione delle deformazioni*

Nel 1995, Grisolia et al, definirono i parametri meccanici del rifiuto realizzando delle prove triassiali a carico controllato in modo tale da ottenere prefissati valori di deformazione assiale (δh/h%). Fissando la percentuale

di deformazione è stato quindi possibile determinare l'angolo di attrito (φ') e coesione (c'), definiti apparenti. Risultati simili furono ottenuti anche in altre ricerche (Jessberger and Kockel, 1993; Cowland et al. 1993).

Osservando i grafici in figura 2, riportati i risultati ottenuti da Grisolia et al, è possibile notare come quest'ultimi risultino in perfetto accordo con il modello comportamentale complesso dei rifiuti, proposto dallo stesso Grisolia in uno studio precedente (Grisolia et al. 1992) (rif.Fig.1).

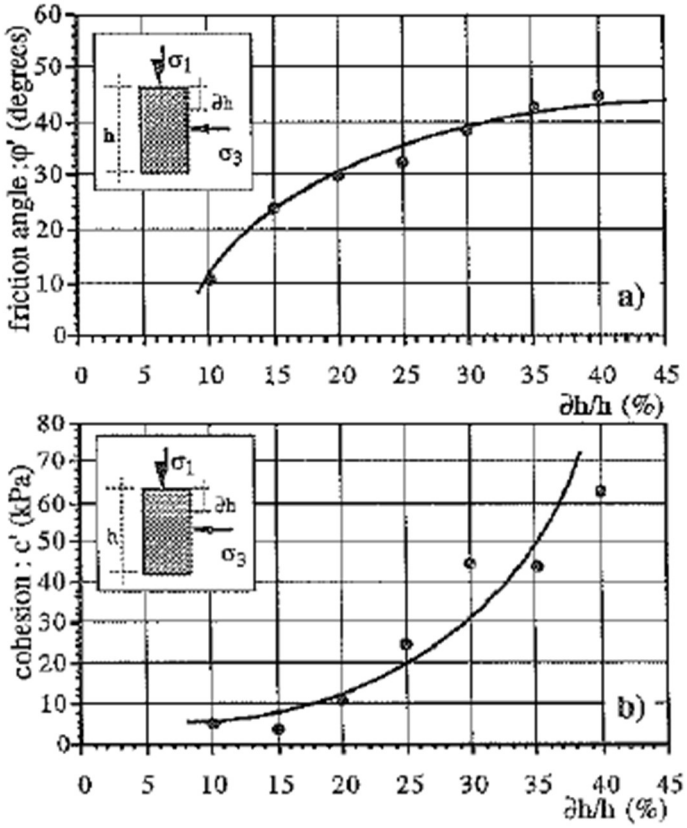


***Fig. 2** – Angoli di attrito (ϕ') e coesione (c') in funzione delle deformazioni*

Sulla scorta dei risultati ottenuti da una capillare analisi di dati bibliografici e prove e visti i risultati ottenuti dagli studi del Professor Grisolia, un team di ricercatori dell'Università della Sapienza è giunta a determinare degli abachi utili all'identificazione dei parametri meccanici da associare al rifiuto, riferendosi ad una deformazione percentuale pari al 10%. Il lavoro di ricerca è attualmente in corso, pertanto, non vi è una pubblicazione ufficiale.

Ai fini dell'interpretazione e della scelta delle proprietà meccaniche risulta necessario definire la composizione merceologica dell'RSU associandole a valutazioni in situ. Da notare infatti, che gli abachi sono costruiti considerando le tre classi di componenti della fase solida degli RSU come precedentemente indicato (Grisolia et al. 1995, Grisolia e Napoleoni,1996).

Noti questi aspetti è possibili classificare le proprietà meccaniche del rifiuto utilizzando i seguenti diagrammi incrociando le rette relative al dato percentuale di partenza.

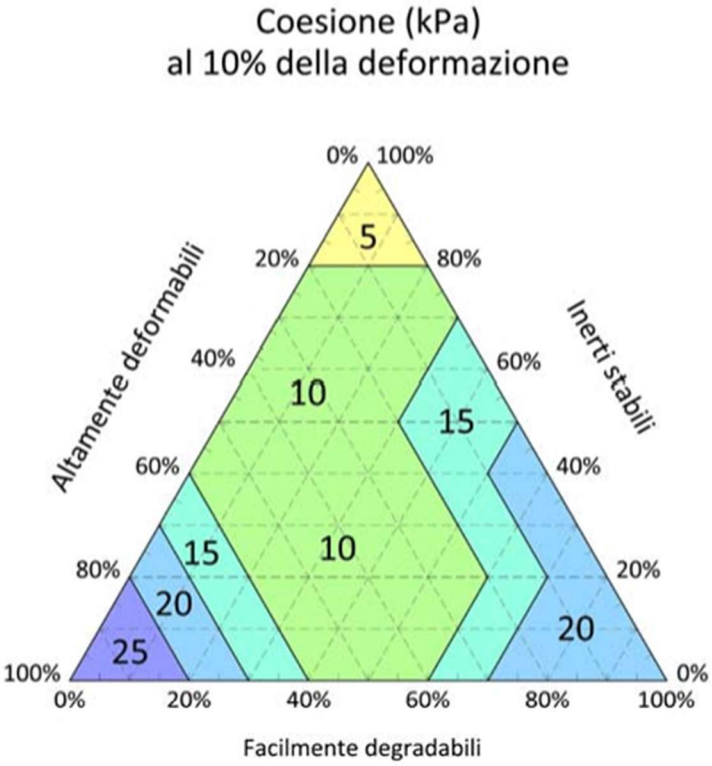


Fig. 3 – *Diagramma per la valutazione della coesione (c')*

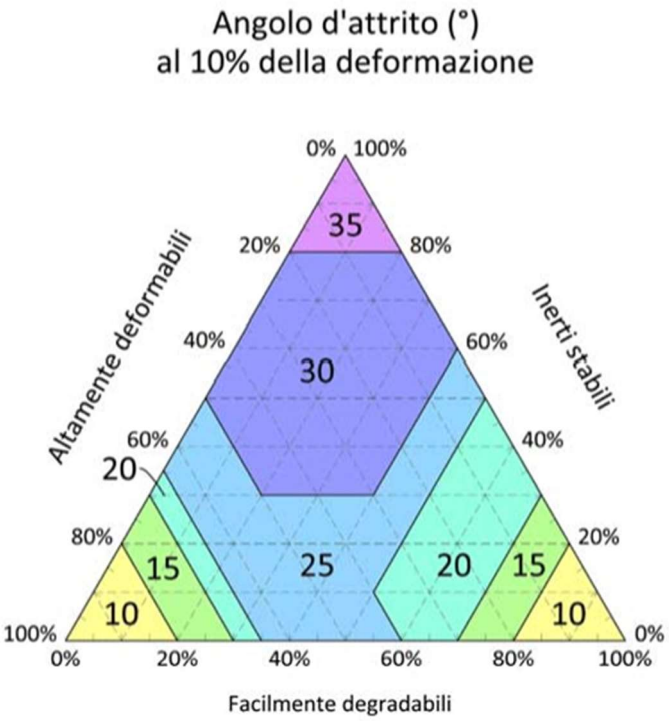


Fig. 4 – *Diagramma per la valutazione dell'angolo di attrito (ϕ')*

2.1.2 Peso dell'unità di volume

Il **peso dell'unità di volume medio dei rifiuti solidi urbani dipende da molteplici fattori quali:**

- **Composizione dei rifiuti,**
- **Spessore degli strati stoccati;**
- **Grado di compattazione e modalità di gestione;**
- **Presenza della copertura giornaliera;**
- **Decomposizione biologica dei rifiuti organici;**
- **Profondità**

Diversi sono stati gli autori che hanno condotto studi su rifiuti determinando il peso di volume e i valori registrati variano notevolmente.

Una valutazione del peso dell'unità di volume può esser fatta tenendo conto dei valori dell'unità di peso umida. Il suo valore fluttua, generalmente, tra i seguenti intervalli (Olivier, 2003):

- Per un rifiuto non compattato (immediatamente dopo deposito in sito): da 2 a 6 kN/m3;
- Per un rifiuto fresco compattato (non sovraccaricato): da 6 a 9 kN/m3;
- Per un rifiuto mediamente sovraccaricato: da 8 a 10 kN/m3;
- Per un rifiuto fortemente sovraccaricato: da 9 a 13 kN/m3.

Ulteriori valori di peso di volume umido per RSU freschi o per RSU stagionati in situ, sono presentati in Tab.2.

Autore	Valori dell'unità di peso umida (kN/m^3)	Commenti
Oweis e Khera, 1990	4,9 – 11,0	RSU *in situ*
Arigala et al., 1995	8,0	RSU *in situ*
Beaven e Powrie, 1995	3,2 – 7,5	RSU fresco
Zornberg et al., 1999	10,0 – 15,0	RSU *in situ* (8 e 50 m)
Gourc et al., 2001	7,0	RSU *in situ* (in superficie)
Olivier, 2003	6,0 – 13,0	RSU *in situ*
Jain et al., 2005	7,0	RSU *in situ* (22 m)
Wang et al., 2006	6,8 – 7,3	RSU fresco e compattato
Jun et al., 2007	11,0	RSU fresco e compattato
Olivier e Gourc, 2007	10,3	RSU fresco
Zhan et al., 2008	3,0 – 12,0	RSU *in situ*

***Tab. 2** – Valori di peso di volume umido per RSU freschi o per RSU stagionati in situ (adattata da Staub, 2010)*

Sono stati registrati anche valori di 15.8 kN/m3 per rifiuti misti urbani ed industriali (Henkle, 1985) fino a 17 kN/m3 in rifiuti molto compattati e sovraccaricati.

Una ulteriore valutazione dei pesi di volume degli RSU in fase progettuale sulla base dell'energia di compattazione prevista o ipotizzata in fase di coltivazione della discarica può essere completata facendo riferimento alla formula iperbolica proposta da Zekkos et al. (2005) e ripresa da Manassero et al. (2011):

$$\gamma = \gamma i + \frac{z}{a + bz}$$

in cui γi = peso di volume dei rifiuti in prossimità della superficie del deposito (kN/m3); z = profondità dal piano campagna (m); a, b = parametri di calibrazione (m4/kN e m3/kN).

Valori dell'energia di compattazione (kJ) e del volume del terreno di copertura riferito al volume di RSU (%)	γ_i (kN/m^3)	a (m^4/kN)	b (m^3/kN)
Ridotti (< di 40 kJ e 10%)	5	2	0,1
Medi (≈ 100 kJ e 20%)	10	3	0,2
Ridotti (> di 200 kJ e 30%)	15,5	6	0,9

***Tab. 3 –** Pesi di volume presenti in letteratura*

Uno dei principali e positivi effetti della compattazione superficiale è quello di fornire al rifiuto una densità simile a quella che avrebbe solamente a certe profondità. Tuttavia, a causa dei costi necessari per una misurazione di questo parametro su siti a vera grandezza, ci sono pochi dati disponibili in letteratura.

2.1.3 Caratterizzazione RSU del sito in esame

Sulla scorta delle osservazioni teoriche proposte nei paragrafi 2.1.1 e 2.1.2, si riporta di seguito la caratterizzazione completa dell'RSU del sito in esame.

ANTE OPERAM – CARATTERISTICHE GEOTECNICHE MATERIALI			
Materiale	φ'	c' (kpa)	γ (kN/m3)
RSU	25°	15.00	12.22

***Tab. 4 –** Caratteristiche dei materiali adottate nelle analisi di stabilità (ante-operam)*

La valutazione dei parametri meccanici, angolo di attrito (φ') e coesione (c'), e stata realizzata utilizzando gli abachi proposti dalla Sapienza (rif. Figg. 3 – 4). Precedentemente è stata condotta un'analisi di composizione merceologica del rifiuto mediante indagine speditiva basata sull'osservazione. **Le risultanze hanno mostrato una elevata presenza di rifiuti altamente deformabili, assimilabile al 60 % del contenuto complessivo, minori invece le percentuali di rifiuti inerti stabili e rifiuti facilmente degradabili per le quali è stato rispettivamente una percentuale pari a 20.**

***Fig. 5 –** Rifiuti inerti stabili (sx); Rifiuti altamente deformabili (dx)*

Di seguito si riportano gli abachi utilizzati.

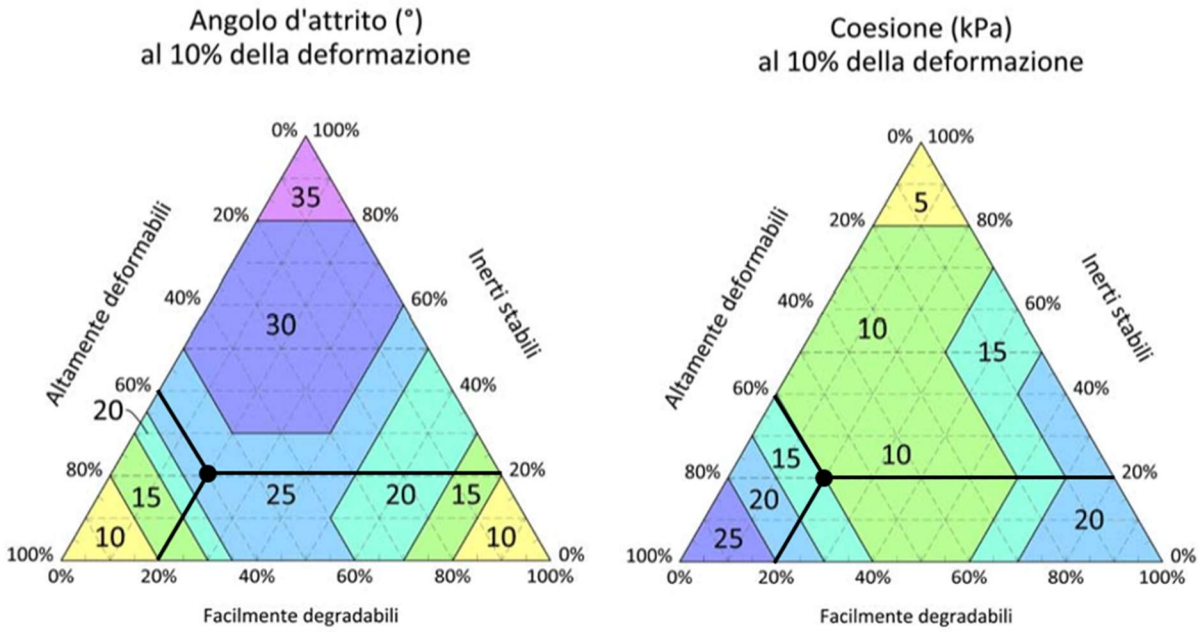


Fig. 6 – *Diagramma dell'angolo di attrito (ϕ') e della coesione (c') degli RSU di situ*

Per quanto concerne la valutazione del peso dell'unità di volume, quest'ultima è stata definita facendo riferimento alla formula iperbolica proposta di Manassero et al. (2011), considerando un livello medio di compattazione (100 kJ – 20%) e ripetendo l'analisi a profondità diverse spengendosi sino a 30 m, in considerazione dell'altezza dei versanti da stabilizzare.

z	γi	a	b	compattazione 20%	γfin (kN/m3)	γfin media (kN/m3)

1	10	3	0.2		10.31	
3	10	3	0.2		10.83	
6	10	3	0.2		11.43	
9	10	3	0.2		11.88	
12	10	3	0.2		12.22	
15	10	3	0.2	media	12.50	12.22
18	10	3	0.2		12.73	
21	10	3	0.2		12.92	
24	10	3	0.2		13.08	
27	10	3	0.2		13.21	
30	10	3	0.2		13.33	

Tab. 5 – *Valutazione del peso per unità di volume degli RSU di situ*

2.2 VERIFICA COMPLESSIVA DELLA STABILITÀ DELLA SCARPATA

Per la verifica di stabilità complessiva della scarpata presente nell'Area di intervento n. 1, si è provveduto ad effettuare una analisi così come previsto all'All.1 p.to 2.7 del D.Lgs. 13/01/03 n.36 e con riferimento alle NTC Norme Tecniche sulle Costruzioni del 2018.

Il programma di calcolo utilizzato è **SSAP2010 Versione 5.0**, software che mette a disposizione degli utenti un set di strumenti originali per effettuare in modo approfondito verifiche di stabilità utilizzando soli metodi di calcolo rigorosi basati sull'Equilibrio Limite e Innovativi Motori di generazione e ricerca delle superfici con minore Fattore di Sicurezza (Fs). Consente di analizzare sia superfici di rottura circolari che di forma generica, in presenza di falda, sisma e terreno pluristratificato. Il software prevede anche l'inserimento di opere d'intervento come muri, tiranti, pali, terre rinforzate e sistemazioni a gradoni.

La verifica è stata realizzata sia nella situazione ante-operam, considerando il pendio allo stato attuale, sia nella condizione post operam, quest'ultima realizzata applicando un carico verticale distribuito lungo tutto il pendio di 16 kPa necessario per simulare la presenza dello strato di terreno vegetale. Si precisa che per quest'ultima verifica non è stato considerata l'azione del materiale geocomposito in quanto migliorativa. Inoltre, per entrambe le verifiche sono stati mantenute, per gli RSU, le medesime caratteristiche meccaniche.

Per quanto riguarda i materiali della copertura, si rammenta che le analisi sono state realizzate in assenza di falda, per le quali sono state realizzate apposite analisi ed una relazione (R.2.2.7), perciò le caratteristiche meccaniche efficaci risultano uguali a quelle totali. Di seguito si riportano i parametri meccanici utilizzati:

CARATTERISTICHE GEOTECNICHE MATERIALI			
Materiale	φ'	c' (kpa)	γ (kN/m3)
RSU	25°	10 - 15	12.22

Tab. 6 – *Caratteristiche dei materiali adottate nelle analisi di stabilità (ante-operam)*

Ai sensi di quanto disposto al D.M. 17.01.2018, la verifica di stabilità è stata effettuata, analogamente a quanto previsto nel § 6.8, secondo la Combinazione 2 (A2+M2+R2) dell'Approccio 1, tenendo conto dei coefficienti parziali riportati nelle Tabelle 6.2.I e 6.2.II per le azioni e i parametri geotecnici e nella Tab. 6.8.I per le resistenze globali (tabb. 7 – 8).

CARICHI	EFFETTO	Coefficiente Parziale γ_F (o γ_E)	EQU	(A1) STR	(A2) GEO
Permanenti	Favorevole	γ_{G1}	0,9	1,0	1,0
	Sfavorevole		1,1	1,3	1,0
Permanenti non strutturali (1)	Favorevole	γ_{G2}	0,0	0,0	0,0
	Sfavorevole		1,5	1,5	1,3
Variabili	Favorevole	γ_{Qi}	0,0	0,0	0,0
	Sfavorevole		1,5	1,5	1,3

***Tab. 7 –** Coefficienti parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni*

PARAMETRO	GRANDEZZA ALLA QUALE APPLICARE IL COEFFICIENTE PARZIALE	COEFFICIENTE PARZIALE γ_M	(M1)	(M2)
Tangente dell'angolo di resistenza al taglio	$\tan \varphi'_k$	$\gamma_{\varphi'}$	1,0	1,25
Coesione efficace	c'_k	$\gamma_{c'}$	1,0	1,25
Resistenza non drenata	c_{uk}	γ_{cu}	1,0	1,4
Peso dell'unità di volume	γ	γ_γ	1,0	1,0

***Tab. 8 –** Coefficienti parziali per i parametri geotecnici del terreno*

2.2.1 Azione sismica

L'area in esame, è localizzata nel territorio del Comune di Trani in Località "Puro Vecchio"; le coordinate del sito (WGS84) sono:

Longitudine 16°36'06,15''

Latitudine 41°25'45,41''

La figura seguente, riporta l'andamento dei valori di accelerazione sismica del territorio entro cui si situa la cava e delle aree limitrofe, con probabilità di eccedenza del 10% in 50 anni.

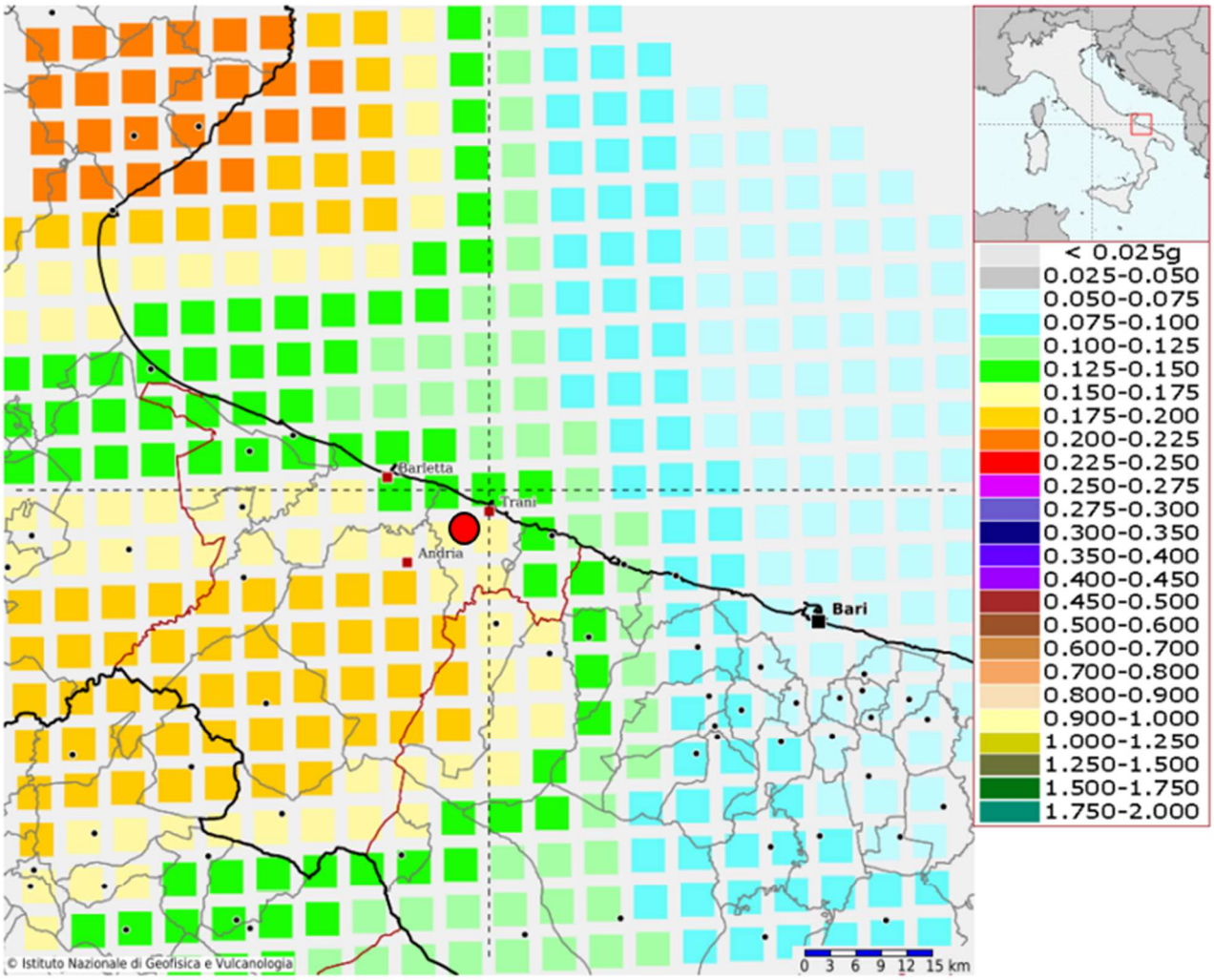
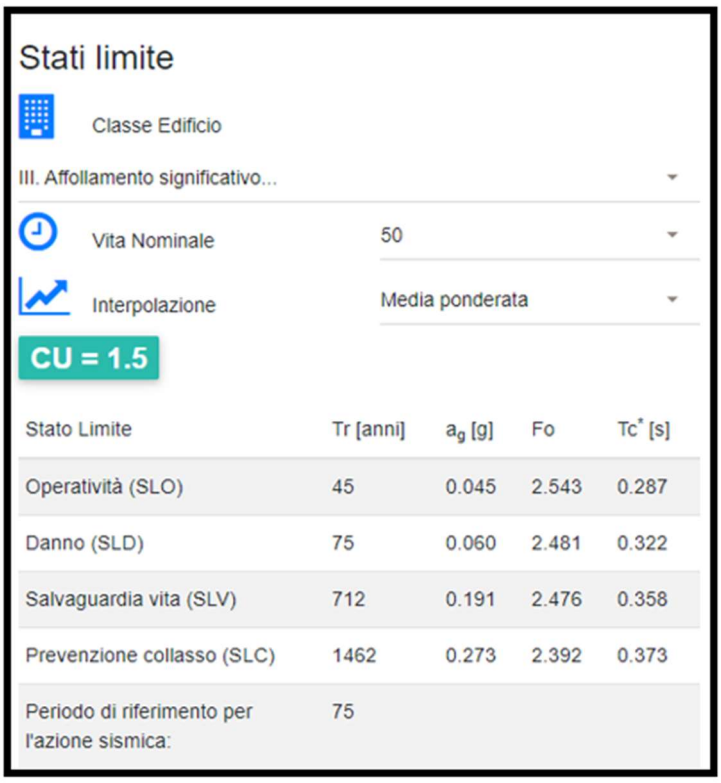


Fig. 7 – *Mappa andamento valori di accelerazione sismica del territorio*

Il calcolo dei parametri di pericolosità sismica viene eseguito in base alle Norme Tecniche del 2018 utilizzando il programma disponibile sul sito *GeoSTRU.*

L'immagine seguente, esprime i valori dei parametri a_g, F_o, T'_C per i periodi di ritorno T_R di riferimento in base alle Norme Tecniche di cui al D.M. 17.01.2018.



Stati limite

Classe Edificio

III. Affollamento significativo...

Vita Nominale 50

Interpolazione Media ponderata

CU = 1.5

Stato Limite	Tr [anni]	a_g [g]	Fo	Tc* [s]
Operatività (SLO)	45	0.045	2.543	0.287
Danno (SLD)	75	0.060	2.481	0.322
Salvaguardia vita (SLV)	712	0.191	2.476	0.358
Prevenzione collasso (SLC)	1462	0.273	2.392	0.373
Periodo di riferimento per l'azione sismica:	75			

Fig. 8 – *Parametri sismici di situ in funzione degli stati limite, della classe di edificio e della vita nominale*

La vita nominale di un'opera strutturale V_N è intesa come il numero di anni nel quale l'opera, purchè soggetta alla manutenzione ordinaria, deve potere essere usata per lo scopo per la quale è destinata. Nelle NTC-18 è riportata nella Tab. 2.4.I (tab. 9). Nel caso specifico si adotta un tipo di costruzione 2 con $V_N \geq 50$ anni.

	TIPI DI COSTRUZIONE	Vita Nominale V_N (in anni)
1	Opere provvisorie – Opere provvisionali - Strutture in fase costruttiva[1]	≤ 10
2	Opere ordinarie, ponti, opere infrastrutturali e dighe di dimensioni contenute o di importanza normale	≥ 50
3	Grandi opere, ponti, opere infrastrutturali e dighe di grandi dimensioni o di importanza strategica	≥ 100

Tab. 9 – *Vita nominale per diversi tipi di opere*

In presenza di azioni sismiche, con riferimento alle conseguenze di una interruzione di operatività o di un eventuale collasso, le costruzioni sono suddivise in classi d'uso C_U così definite:

Classe I: Costruzioni con presenza solo occasionale di persone, edifici agricoli.

Classe II: Costruzioni il cui uso preveda normali affollamenti, senza contenuti pericolosi per l'ambiente e senza funzioni pubbliche e sociali essenziali. Industrie con attività non pericolose per l'ambiente. Ponti, opere infrastrutturali, reti viarie non ricadenti in Classe d'uso III o in Classe d'uso IV, reti ferroviarie la cui interruzione non provochi situazioni di emergenza. Dighe il cui collasso non provochi conseguenze rilevanti.

Classe III: Costruzioni il cui uso preveda affollamenti significativi. Industrie con attività pericolose per l'ambiente. Reti viarie extraurbane non ricadenti in Classe d'uso IV. Ponti e reti ferroviarie la

cui interruzione provochi situazioni di emergenza. Dighe rilevanti per le conseguenze di un loro eventuale collasso.

Classe IV: Costruzioni con funzioni pubbliche o strategiche importanti, anche con riferimento alla gestione della protezione civile in caso di calamità. Industrie con attività particolarmente pericolose per l'ambiente. Reti viarie di tipo A o B, di cui al D.M. 5 novembre 2001, n. 6792, "Norme funzionali e geometriche per la costruzione delle strade", e di tipo C quando appartenenti ad itinerari di collegamento tra capoluoghi di provincia non altresì serviti da strade di tipo A o B. Ponti e reti ferroviarie di importanza critica per il mantenimento delle vie di comunicazione, particolarmente dopo un evento sismico. Dighe connesse al funzionamento di acquedotti e a impianti di produzione di energia elettrica.

Nel caso specifico si è scelto di adottare la **classe III** intesa come industria con attività pericolose ma con affollamento non significativo.

Le azioni sismiche su ciascuna costruzione vengono valutate in relazione ad un periodo di riferimento V_R che si ricava, per ciascun tipo di costruzione, moltiplicandone la vita nominale V_N per il coefficiente di uso C_U.

$V_R = V_N \times C_U$

Il valore del coefficiente di uso C_U è definito al variare della classe d'uso come mostrato in tabella 2.4.II delle NTC18 (tab. 10).

CLASSE D'USO	I	II	III	IV
COEFFICIENTE C_U	0,7	1,0	1,5	2,0

Tab. 10 – *Valori del coefficiente d'uso*

Quindi $V_R = V_N \times C_U = 50 \times 1,5 = 75$

Le azioni sismiche di progetto, in base alle quali valutare il rispetto dei diversi stati limite considerati, si definiscono a partire dalla "pericolosità sismica di base" del sito. La pericolosità sismica è, come noto, definita in termini di accelerazione orizzontale massima attesa ag in condizioni di campo libero su sito di riferimento rigido con superficie topografica orizzontale (di categoria A), nonché di ordinate dello spettro di risposta elastico in accelerazione ad essa corrispondente Se(T), con riferimento a prefissate probabilità di eccedenza P_{VR} (vedasi tabella seguente), nel periodo di riferimento V_R.

Stati Limite		**P_{V_R} : Probabilità di superamento nel periodo di riferimento V_R**
Stati limite di esercizio	SLO	81%
	SLD	63%
Stati limite ultimi	SLV	10%
	SLC	5%

Tab. 11 – *Probabilità di superamento al variare dello stato limite*

Le forme spettrali sono definite, per ciascuna delle probabilità di superamento nel periodo di riferimento PVR, a partire dai valori dei seguenti parametri su sito di riferimento rigido orizzontale (tabella seguente):

ag = accelerazione orizzontale massima al sito

Fo = valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale;

Tc* = periodo del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale.

La categoria di sottosuolo individutata sulla scorta dei dati bibliografici esistenti e delle indagini in situ è la A, le cui caratteristiche sono riportate nella tabella seguente:

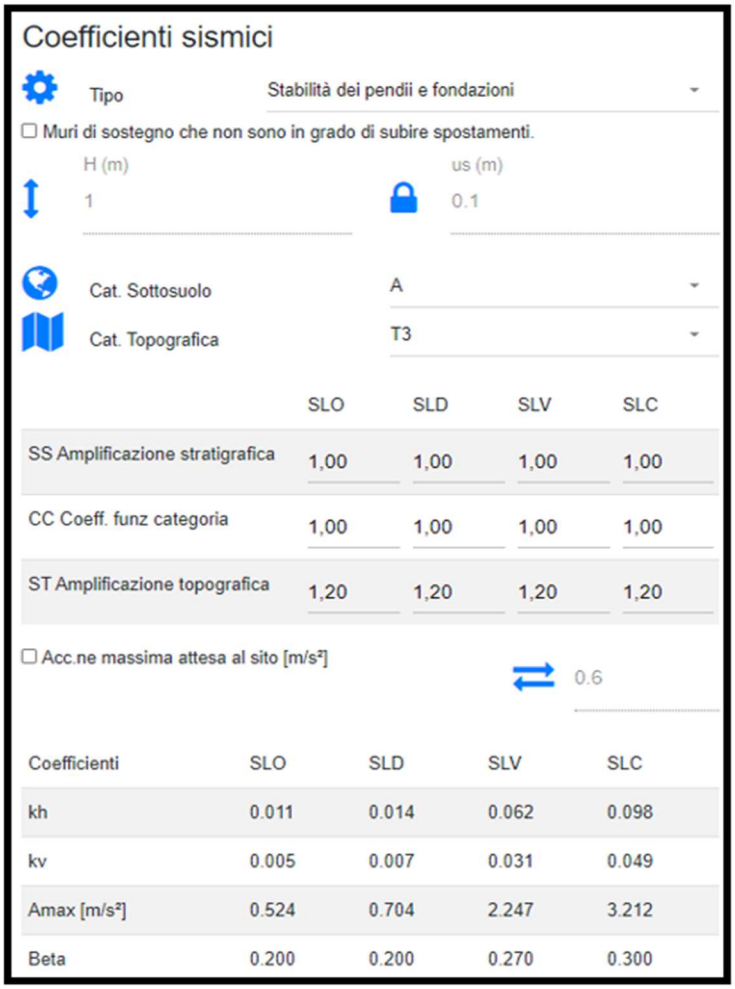
Categoria	Descrizione
A	*Ammassi rocciosi affioranti o terreni molto rigidi* caratterizzati da valori di $V_{s,30}$ superiori a 800 m/s, eventualmente comprendenti in superficie uno strato di alterazione, con spessore massimo pari a 3 m.
B	*Rocce tenere e depositi di terreni a grana grossa molto addensati o terreni a grana fina molto consistenti* con spessori superiori a 30 m, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di $V_{s,30}$ compresi tra 360 m/s e 800 m/s (ovvero $N_{SPT,30} > 50$ nei terreni a grana grossa e $c_{u,30} > 250$ kPa nei terreni a grana fina).
C	*Depositi di terreni a grana grossa mediamente addensati o terreni a grana fina mediamente consistenti* con spessori superiori a 30 m, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di $V_{s,30}$ compresi tra 180 m/s e 360 m/s (ovvero $15 < N_{SPT,30} < 50$ nei terreni a grana grossa e $70 < c_{u,30} < 250$ kPa nei terreni a grana fina).
D	*Depositi di terreni a grana grossa scarsamente addensati o di terreni a grana fina scarsamente consistenti,* con spessori superiori a 30 m, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di $V_{s,30}$ inferiori a 180 m/s (ovvero $N_{SPT,30} < 15$ nei terreni a grana grossa e $c_{u,30} < 70$ kPa nei terreni a grana fina).
E	*Terreni dei sottosuoli di tipo C o D per spessore non superiore a 20 m,* posti sul substrato di riferimento (con $V_s > 800$ m/s).

Tab. 12 – *Categorie di sottosuolo*

Nelle verifiche dello stato limite ultimo le componenti orizzontale e verticale dell'azione sismica possono esprimersi come Fh = kh x W e Fv = kv x W, con kh e kv rispettivamente pari ai coefficienti sismici orizzontale e verticale:

$$k_h = \beta_s \times (a_{max}/g) \qquad k_v = 0{,}5 \times k_h$$

Di seguito si riportano i risultati ottenuti:



Coefficienti sismici

Tipo: Stabilità dei pendii e fondazioni

☐ Muri di sostegno che non sono in grado di subire spostamenti.

H (m): 1 — us (m): 0.1

Cat. Sottosuolo: A

Cat. Topografica: T3

	SLO	SLD	SLV	SLC
SS Amplificazione stratigrafica	1,00	1,00	1,00	1,00
CC Coeff. funz categoria	1,00	1,00	1,00	1,00
ST Amplificazione topografica	1,20	1,20	1,20	1,20

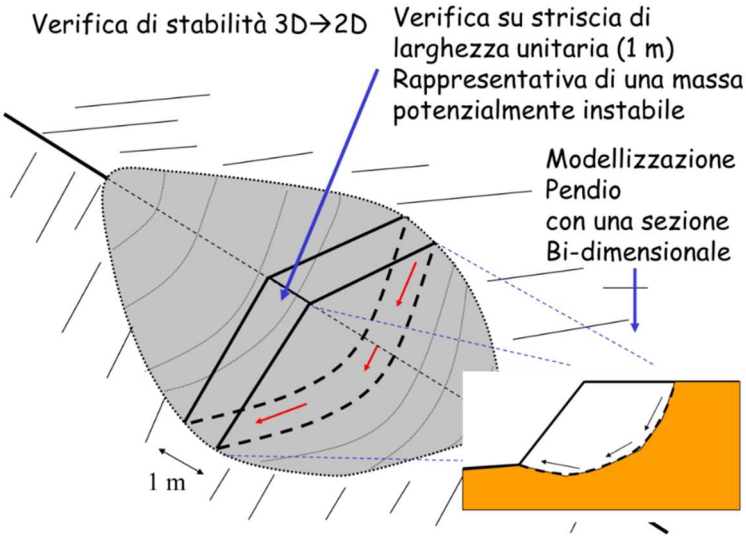
☐ Acc.ne massima attesa al sito [m/s²] 0.6

Coefficienti	SLO	SLD	SLV	SLC
kh	0.011	0.014	0.062	0.098
kv	0.005	0.007	0.031	0.049
Amax [m/s²]	0.524	0.704	2.247	3.212
Beta	0.200	0.200	0.270	0.300

Fig. 9 – *Coefficienti sismici ottenuti dalle analisi*

2.2.2 Generalità sui metodi di calcolo utilizzati

In questo capitolo viene data una sintetica presentazione dei modelli utilizzati nelle verifiche di stabilità effettuate con il codice SSAP.



Il grado di stabilità di un pendio, in condizioni statiche o dinamiche (per azioni sismiche), nei confronti di movimenti gravitativi, viene valutato attraverso la determinazione del cosiddetto "**FATTORE O COEFFICIENTE DI SICUREZZA**" indicato con il simbolo **Fs**.

I metodi di calcolo di **Fs** impiegati si basano sulle tecniche di verifica dette *LIMIT EQUILIBRIUM METHOD* (Duncan 1996; Krahn 2003). Nei metodi LEM il calcolo di FS viene effettuato su una specifica superficie di scivolamento definita entro un pendio. Dato che le porzioni potenzialmente instabili sono definibili in uno

spazio 3D il calcolo viene sviluppato sopra una striscia rappresentativa di larghezza unitaria, quindi bi-dimensionale (2D) della superficie di potenziale scivolamento.

Nella applicazione del metodo dell'equilibrio limite tale superficie separa la parte di pendio stabile da quella potenzialmente instabile. La parte stabile inferiore rimane indeformata e non subisce rotture. Si suppone che la massa superiore, fino al momento della rottura, non subisca deformazioni. Collassi e deformazioni sono posteriori allo sviluppo di una superficie di rottura. Vien quindi assunto un comportamento a rottura rigido perfettamente plastico: non si deforma fino a quando non arriva a rottura. Tuttavia il valore di Fs (e quindi il suo grado di stabilità o propensione al movimento) si riferisce alle condizioni precedenti al fenomeno di rottura.

Per ogni superficie di potenziale scivolamento si può quindi derivare lo sforzo di taglio totale mobilitato τ_m (domanda) e la resistenza al taglio disponibile τ_f (capacità) e quindi è possibile definire **Fs** come:

$$Fs = \frac{\tau_f}{\tau_m} \qquad (2.1)$$

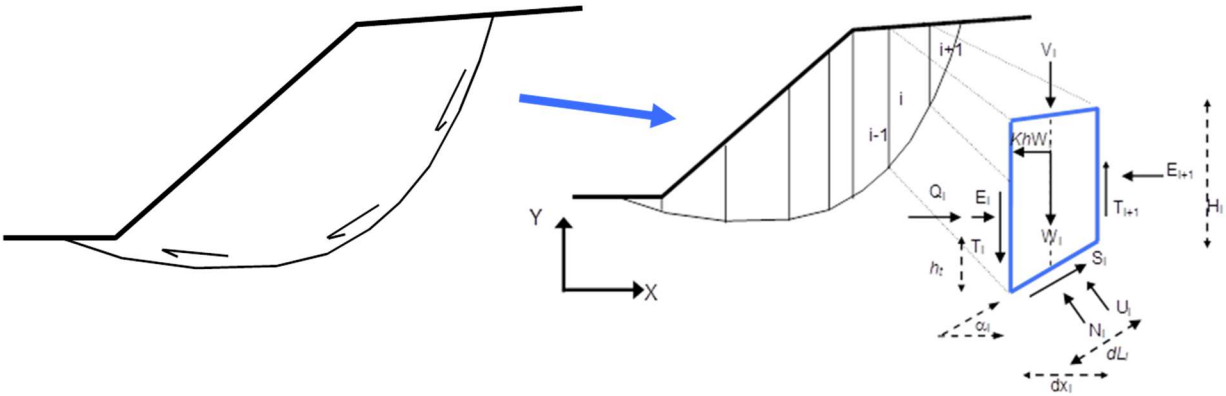
Usando ad esempio il **criterio di rottura *Mohr-Coulomb***: **Fs** è il fattore per cui occorre dividere i parametri della resistenza al Taglio del terreno lungo i vari tratti della superficie, per provocare la rottura del pendio lungo tutta la superficie considerata e nel medesimo tempo, ovvero:

$$\tau_f = \frac{c'}{Fs} + \frac{\sigma' \tan \varphi'}{Fs} \qquad (2.2)$$

Che avverrà qualora sia verificata la condizione di eguaglianza tra sforzi mobilitati e disponibili, ovvero tra domanda e capacità.

Se FS >1.0 siamo in condizioni di stabilità, mentre per Fs<1.0 siamo in condizioni instabili dovuti a un generalizzato deficit di resistenza. Un altro assunto fondamentale dei metodi LEM è che nel caso di variabilità delle caratteristiche di resistenza al taglio lungo la superfice di scivolamento, sebbene Fs possa essere in realtà localmente variabile, si assume che Fs sia costante lungo tutta la superficie di potenziale scivolamento assunta. Ovvero abbiamo dovunque la medesima frazione di resistenza al taglio mobilitata rispetto a quella massima mobilitabile.

Fs deve essere valutato entro un preciso riferimento spaziale. È perciò necessario considerare una potenziale superficie di scorrimento nella massa del pendio e valutare tutte le forze (e momenti) agenti (ovvero che inducono lo scivolamento) e resistenti (che si oppongono allo scivolamento) su detta superficie. In pratica, essendo infinite le superfici di scivolamento possibili, **Fs** viene valutato per ognuna delle superfici di un campione rappresentativo, generate con un certo criterio entro il volume del pendio assunto. In tal modo il "***FATTORE DI SICUREZZA***" del pendio sarà quello che compete alla superficie di scorrimento con **Fs** più basso. Tale superficie è detta anche "***SUPERFICIE CRITICA***". Una superficie di scivolamento assunta divide in due parti distinte il pendio (vedi figura successiva). Superiormente abbiamo una massa potenzialmente instabile supposta rigida e inferiormente una massa rigida stabile. L'equazione 2.1 permette di determinare la stabilità del pendio nei confronti della superficie considerata precedentemente.



Le forze agenti sono le componenti tangenziali del peso proprio della massa e degli eventuali sovraccarichi superficiali agenti sulla superficie di scivolamento, mentre le forze resistenti sono le resistenze al taglio mobilitate nei vari punti di detta superficie che dipendono dagli sforzi normali applicati e dalla resistenza al taglio locale del suolo. Sistemi di forze interne e esterne (es. opere di rinforzo) influiscono nella stabilità globale del pendio e devono essere considerate opportunamente; cosa che viene effettuata in tutti i metodi di calcolo rigorosi che verranno trattati più avanti. Per procedere con il calcolo di **Fs** la massa potenzialmente instabile viene suddivisa in "Fette" detti Conci delimitate da superficie verticali. Su ogni concio vengono valutate singolarmente le forze agenti e resistenti. L'insieme delle forze agenti sul concio singolo e presentato in figura precedente. Queste forze sono **W**=Peso del concio, **S**=Forza di taglio mobilitata sulla base del concio, **N**=Forza peso normale alla base del concio, **U**=Forza esercitata dal carico idraulico agente sulla base, **T**=Forza verticale interconcio, **E**=Forza orizzontale interconcio .

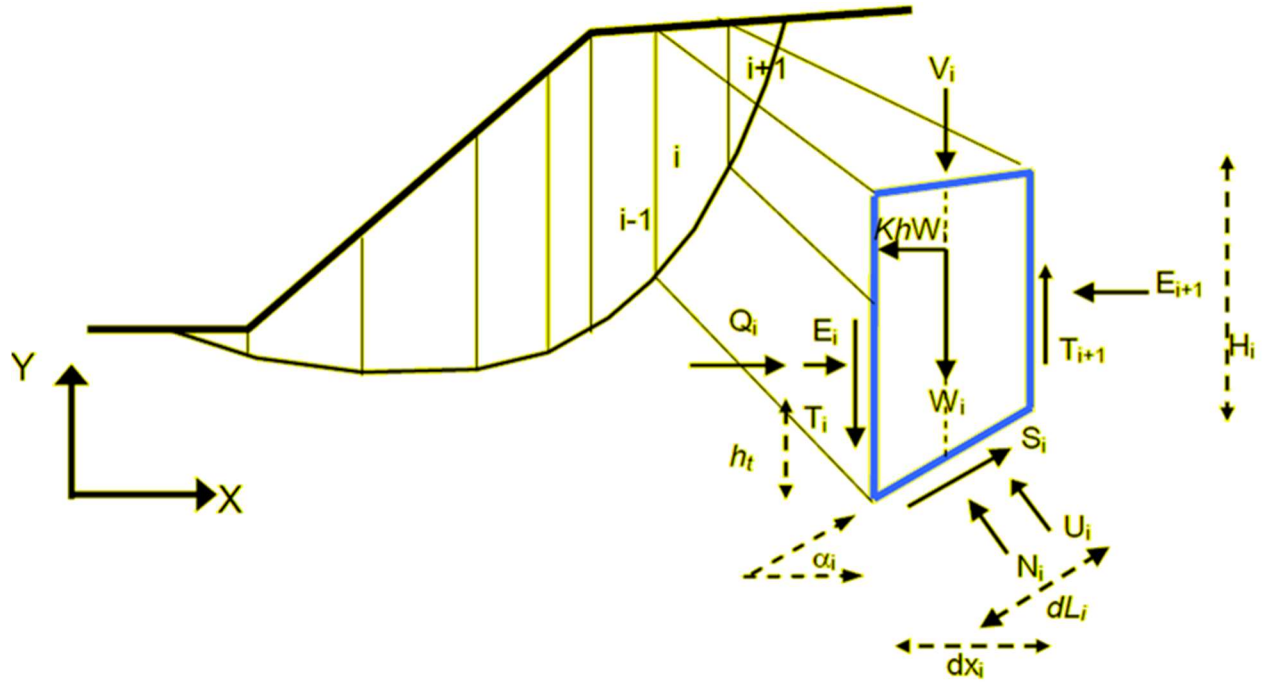
Fs può essere determinato mediante un sistema di equazioni per l'equilibrio dei corpi rigidi, ovvero: l'equilibrio alla traslazione nelle direzioni verticali e orizzontali e l'equilibrio alla rotazione rispetto a un punto:

$$\begin{cases} \sum V_i = 0 \\ \sum H_i = 0 \\ \sum M_i = 0 \end{cases}$$

In pratica in ogni equazione del sistema, la somma delle forze verticali, orizzontali e dei momenti devono garantire una somma 0.

Quando tutti i parametri di interesse sono noti si passa al calcolo di **Fs**. L'algoritmo di calcolo può implementare uno dei diversi metodi esistenti nell'ambito dei modelli LEM dove I procedimenti di calcolo avvengono in modo iterativo. I vari metodi, BISHOP (1955), MORGESTERN & PRICE (1965), SPENCER (1967), JANBU (1973) sono tutti riconducibili al "***General equilibrium method***" di FREDLUND et al. (1981), abbreviato con GLE. Questi metodi si diversificano per il tipo delle assunzioni e semplificazioni fatte per ridurre il numero delle incognite nel problema, tuttavia come mostrato in numerosi studi comparativi FREDLUND et al. (1981), Duncan (1996), la differenza percentuale dei valori di Fs calcolati generalmente non supera il 10%, che e perfettamente compatibile con il grado di incertezza insito in tale tipo di analisi.

Se osserviamo in dettaglio la figura successiva è possibile visualizzare il sistema di forze (espresse usando la seguente notazione: T (x) , E (x) ecc. che indicherà la espressione della Forza o della grandezza funzione della progressiva x rispetto al sistema di coordinate cartesiane (X,Y) assunto per il pendio) che agiscono in un concio *i*-esimo.



Si noti che per ogni concio sono definite le seguenti forze e grandezze:

i = indice numerico del concio

α_i = angolo di inclinazione della base del concio

dl = lunghezza della base del concio

dx = larghezza del concio

H = altezza verticale del concio

h_t = altezza punto di applicazione delle forze interconcio

c' = coesione del terreno sulla base del concio

φ ' = angolo di attrito del terreno sulla base del concio

W = forza peso agente sulla base del concio

Kh= Coefficiente sismico orizzontale

U= pressione interstiziale alla base del concio

T= forza tangenziale verticale interconcio

E= forza orizzontale interconcio

Q = risultante delle forze orizzontali esterne ad ogni concio (es azioni sismiche, o opere di sostegno)

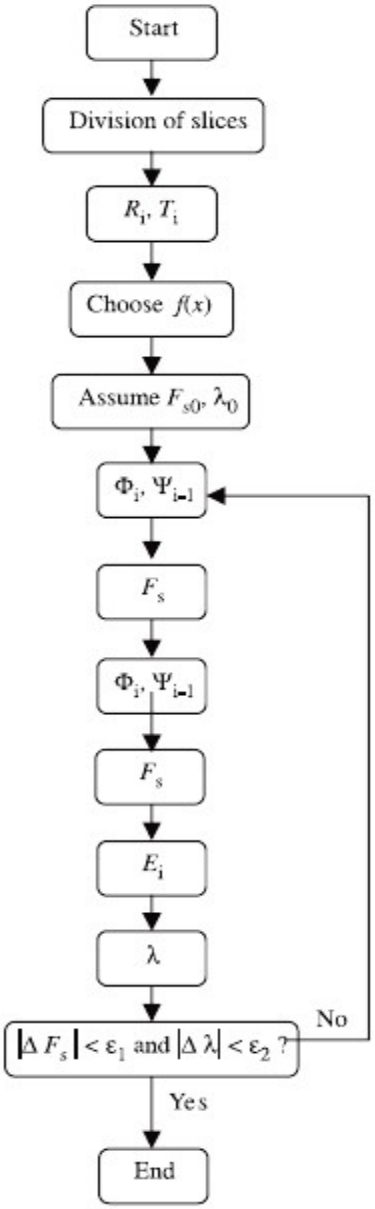
V= risultante delle forze verticali esterne ad ogni concio (es azioni sismiche o sovraccarichi verticali o opere di sostegno)

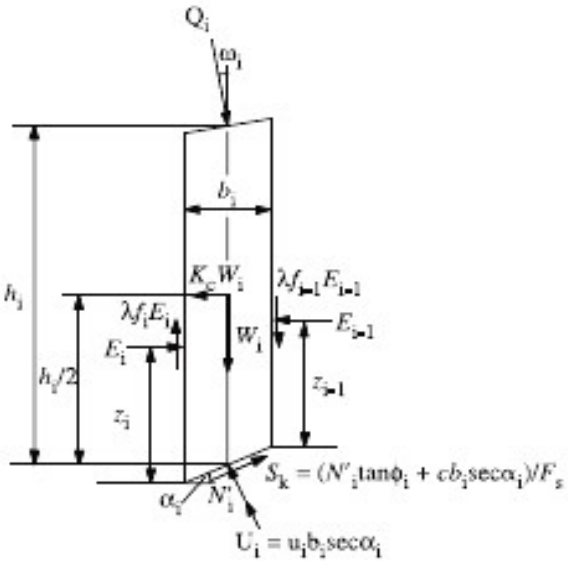
Le varie procedure di calcolo nell'ambito del metodo dell'equilibrio limite si diversificano proprio per il tipo di assunzioni finalizzate ad eliminare alcune incognite nel sistema di equazioni che permette di ottenere **Fs**. Tale sistema di due equazioni non lineari è piuttosto complesso e deve essere risolto sempre in modo iterativo, risultando le incognite (**Fs** e λ) espresse in forma implicita (ovvero in entrambi i membri delle equazioni). λ è una variabile ausiliaria che è utilizzata nella relazione funzionale delle forze interconcio ***T(x)***,

E(x), inizialmente incognite (Zhu et al., 2005). Utilizzando la notazione dell'algoritmo di Zhu et al. (2005) si ha che Fs e λ sono legati da:

$$\begin{cases} Fs = \dfrac{f(N_{(x)}, U_{(x)}, \alpha_{(x)}, T_{(x)}, V_{(X)}, dx_{(x),} Q_{(x)}, Fs)}{f(\alpha_{(x)}, W_{(x)}, V_{(X)}, dx_{(x),} T_{(x)}, \lambda)} \\ \\ \lambda = \dfrac{f(dx_{(x)}, E_{(x)}, \alpha_{(x)}, W_{(x)}, V_{(X)}, Q_{(x)})}{f(dx_{(x),} T_{(x)}, \lambda)} \end{cases}$$

Il sistema viene risolto iterativamente, assumendo un valore di tentativo iniziale, sia per **Fs** che per λ, nel membro di destra di ogni equazione del sistema e ripetendo i calcoli fino a convergenza quando la differenza tra i due **Fs** e λ calcolati in iterazioni successive diventa minore di un certo valore assunto (generalmente 0.001). L'algoritmo proposta da Zhu et al. 2005) è illustrato nella figura successiva.





Nell'equazione precedente, **Fs** esprime il rapporto tra forze resistenti e agenti nei confronti della potenziale direzione di scivolamento, ma al contempo la formulazione secondo Zhu et al. (2005) consente di tenere conto contemporaneamente dell'equilibrio delle forze e dei momenti in tutti i conci. Per ottenere questo nell'equazione sono inoltre espresse tutte le componenti delle forze di interazione tra i conci.

Le forze ***T(x)*** di interazione verticali interconcio sono inizialmente incognite. Però **nelle procedure di calcolo rigorose (quelle usate da SSAP) esse non vengono trascurate, come nel caso di procedure semplificate (es.*: Fellenius, Bishop, Janbu semplificato*)**. Per la risoluzione della equazione vengono quindi fatte alcune assunzioni utili alla risoluzione numerica.

I vari metodi di calcolo di **Fs,** implementati nella notazione unificata della equazione precedente, si diversificano per le assunzioni relative alle forze di interazione tra i conci e in particolare per la espressione della ***T(x)*** in funzione delle forze di interazioni orizzontali e della geometria della superficie di scivolamento o dei parametri geomeccanici e idraulici associati alle superfici verticali interconcio. Vengono inoltre fatte alcune assunzioni aggiuntive sulla posizione del punto di applicazione (thrust line) e in alcuni casi sulla funzione di interazione interconcio ***f(x)*** (variabile tra 0.0 e 1.25) che esprime la direzione di applicazione della risultante locale tra ***T(x)***e ***E(x).***

A partire dalla versione 4.0 nel programma SSAP viene utilizzata l'algoritmo iterativo di calcolo di Fs proposta da Zhu (2005). Tale algoritmo, originariamente sviluppato per il metodo di calcolo Morgenstern & Price (1965), è stato però ulteriormente sviluppato con una ulteriore generalizzazione del metodo consentendo di usare l'algoritmo di Zhu et al. (2005) con tutti i vari metodi di calcolo rigorosi del LEM adottati più diffusamente nelle verifiche di stabilità. Tali metodi adottati a partire dal SSAP 4.0 indicati in tabella seguente.

In tutti i casi il valore di FS e λ viene ricavato mediante un procedimento numerico iterativo mediante un algoritmo particolare ottimizzato dall'autore di SSAP.

In **SSAP** sono state implementate le strategie computazionali proposte da Zhu et al (2003) per eliminare i problemi di convergenza che notoriamente affliggono i vari metodi e in particolare il metodo di calcolo JANBU RIGOROSO (Janbu,1973). I problemi di convergenza numerica che affliggono talvolta i calcoli sviluppati del metodo LEM sono affrontati in una sezione successiva di questo manuale. La gestione di questi problemi è uno dei punti cardine di SSAP 4.0**.**

Nella tabella 2.1 vi sono tre gruppi di metodi di calcolo che si diversificano per la tipologia delle assunzioni relative alla espressione della ***T(x)*** inizialmente incognita.

Il **gruppo 1** (*Spencer e Sarma I*) non fa uso della funzione interconcio ***f(x),*** ma ***T(x)*** è espressione diretta della costante λ di ***E(x)*** e di parametri medi di resistenza al taglio sulla verticale del concio.

Nel **gruppo 2** (*Sarma II, Morgestern & Price, Chen & Morgestern, Borselli*) invece ***T(x)*** è sempre espressione sia di λ che di ***f(x)*** e di ***E(x)***. I metodi Chen & Morgestern(1983) e Borselli (2016) sono generalizzazioni del metodo di Morgestern & Price(1965).

Mentre nel **gruppo 3** (metodo *Janbu rigoroso*) è direttamente dipendente da ***E(x)*** e dalla sua derivata prima rispetto a x, oltre che da altri fattori. Il metodo **Janbu rigoroso** non necessita né di λ né di ***f(x)*** perché nella sua formulazione originale è garantito in modo automatico l'equilibrio di tutte le forze e di tutti i momenti.

Gruppo	Modello di calcolo adottato per la risoluzione di FS	Relazione funzionale che esprime T(x)
1	Spencer (1967,73)	$T(x) = \lambda E(x)$
1	Sarma I (1973)	$T(x) = \frac{\lambda}{Fs}\left\{\bar{c}' H(x) + \left[(E(x) - Pw(x)) \tan \bar{\varphi}'\right]\right\}$
2	Morgestern & Price (1965)	$T(x) = \lambda f(x) E(x)$
2I	Chen -Morgestern (1983)	$T(x) = \left[\lambda f(x) + f_0(x)\right] E(x)$
2	Borselli(2016)[1]	$T(x) = \lambda\left[f(x) + f_1(x)\right] E(x)$
2	Sarma II (1979)	$T(x) = \frac{\lambda}{Fs} f(x)\left\{\bar{c}' H(x) + \left[(E(x) - Pw(x)) \tan \bar{\varphi}'\right]\right\}$
3	Janbu Rigoroso (1973)[2]	$T(x) = E(x) \tan \alpha_t + h_t \frac{dE(x)}{dx} - h_Q \frac{dQ}{dx} + 0.5 K_c H \frac{dW}{dx}$

Tabella: relazione funzionale che esprime T(x) per i vari modelli di calcolo implementati in SSAP

È necessario a questo punto spendere qualche parola circa la diversa affidabilità e stabilità numerica di ciascuno dei metodi presenti nella tabella 2.1 ciò secondo quanto è direttamente ricavabile dalla letteratura scientifica degli ultimi 40 anni, ma anche dalla esperienza personale dell'autore.

Tutti e 7 i metodi di calcolo presentati sono forniti per dare un quadro esaustivo dei metodi rigorosi presenti nella letteratura tecnico scientifica a livello internazionale. Tuttavia essi possono essere raggruppati in tre gruppi principali, ma in questo caso **sulla base della loro affidabilità e stabilità numerica**. I nuovi gruppi che possono essere considerati sono 3:

Insieme 1 (Spencer, Morgestern & Price, Chen e Morgestern, Borselli) caratterizzati da elevata affidabilità e stabilità numerica in ogni caso includendo complesse stratigrafie e presenza di opere di rinforzo.

Insieme 2 (Sarma I e Sarma II) caratterizzati da buona affidabilità e stabilità numerica. Tuttavia questa si può ridurre in caso di forti variazioni di caratteristiche geo-meccaniche (Coesione: c' o Cu) tra strati entro il pendio.

Insieme 3 (Janbu): caratterizzato da buona affidabilità e stabilità numerica. Tuttavia questa si può ridurre in caso di superfici con elevato rapporto profondità- lunghezza **(d/L)** (Janbu 1973). Ciò è dovuto a potenziali

problemi numerici legati a la derivazione numerica che occorre fare negli ultimi 3 termini del secondo membro della equazione del metodo di Janbu rigoroso (Janbu 1973, Zhu et al. 2003) per il calcolo della **T(x)**. Comunque e' importante dire che a partire dalla versione 4.9.2 si sono realizzati importanti passi vanti producendo un importante incremento della stabilità numerica del metodo di calcolo Janbu rigoroso ce e' ora comparabile ai metodi del insieme 1.

In linea di massima sono sempre **da preferire i modelli di calcolo dell'Insieme 1**. Mentre i modelli di calcolo degli Insiemi 2 e 3 possono essere sempre utilizzati, tuttavia si consiglia di eseguire a scopo comparativo calcoli e verifiche con alcuni dei modelli dell'Insieme 1.

Metodo di SPENCER

Il metodo è basato sull'assunzione:

Le forze d'interfaccia lungo le superfici di divisione dei singoli conci sono orientate parallelamente fra loro ed inclinate rispetto all'orizzontale di un angolo θ. Tutti i momenti sono nulli $M_i = 0$ $i=1.....n$.

Sostanzialmente il metodo soddisfa tutte le equazioni della statica ed equivale al metodo di Morgenstern e Price quando la funzione f(x) = 1.

Imponendo l'equilibrio dei momenti rispetto al centro dell'arco descritto dalla superficie di scivolamento si ha:

$$\sum Q_i R \cos(\alpha - \theta) = 0$$

dove:

$$Q_i = \frac{\frac{c}{F_s}(W\cos\alpha - \gamma_w hl\sec\alpha)\frac{tg\alpha}{F_s} - Wsen\alpha}{\cos(\alpha-\theta)\left[\frac{F_s + tg\varphi tg(\alpha-\theta)}{F_s}\right]}$$

forza d'interazione fra i conci;

R = raggio dell'arco di cerchio;

θ = angolo d'inclinazione della forza Q_i rispetto all'orizzontale.

Imponendo l'equilibrio delle forze orizzontali e verticali si ha rispettivamente:

$$\sum(Q_i\cos\theta) = 0 \quad \sum(Q_i sen\theta) = 0$$

Con l'assunzione delle forze Q_i parallele fra loro, si può anche scrivere:

$$\sum Q_i = 0$$

Il metodo propone di calcolare due coefficienti di sicurezza: il primo (F_{sm}) ottenibile dalla 1), legato all'equilibrio dei momenti; il secondo (F_{sf}) dalla 2) legato all'equilibrio delle forze. In pratica si procede risolvendo la 1) e la 2) per un dato intervallo di valori dell'angolo θ, considerando come valore unico del coefficiente di sicurezza quello per cui si abbia $F_{sm} = F_{sf}$.

Metodo di SARMA (1973)

Il metodo di Sarma è un semplice, ma accurato metodo per l'analisi di stabilità dei pendii, che permette di determinare l'accelerazione sismica orizzontale richiesta affinché l'ammasso di terreno, delimitato dalla superficie di scivolamento e dal profilo topografico, raggiunga lo stato di equilibrio limite (accelerazione

critica K_c) e, nello stesso tempo, consente di ricavare l'usuale fattore di sicurezza ottenuto come per gli altri metodi più comuni della geotecnica.

Si tratta di un metodo basato sul principio dell'equilibrio limite e delle strisce, pertanto viene considerato l'equilibrio di una potenziale massa di terreno in scivolamento suddivisa in n strisce verticali di spessore sufficientemente piccolo da ritenere ammissibile l'assunzione che lo sforzo normale N_i agisce nel punto medio della base della striscia.

Le equazioni da prendere in considerazione sono:

- L'equazione di equilibrio alla traslazione orizzontale del singolo concio;
- L'equazione di equilibrio alla traslazione verticale del singolo concio;
- L'equazione di equilibrio dei momenti.

Condizioni di equilibrio alla traslazione orizzontale e verticale:

$$N_i \cos \alpha_i + T_i \sin \alpha_i = W_i - \Delta X_i$$
$$T_i \cos \alpha_i - N_i \sin \alpha_i = KW_i + \Delta E_i$$

Viene, inoltre, assunto che in assenza di forze esterne sulla superficie libera dell'ammasso si ha:

$$\Sigma \Delta E_i = 0$$
$$\Sigma \Delta X_i = 0$$

dove E_ie $X_i$rappresentano, rispettivamente, le forze orizzontale e verticale sulla faccia i-esima del concio generico *i*.

L'equazione di equilibrio dei momenti viene scritta scegliendo come punto di riferimento il baricentro dell'intero ammasso; sicché, dopo aver eseguito una serie di posizioni e trasformazioni trigonometriche ed algebriche, nel metodo di Sarma la soluzione del problema passa attraverso la risoluzione di due equazioni:

$$*\sum \Delta X_i \cdot tg\left(\psi_i' - \alpha_i\right) + \sum \Delta E_i = \sum \Delta_i - K \cdot \sum W_i$$

$$**\sum \Delta X_i \cdot \left[\left(y_{mi} - y_G\right) \cdot tg\left(\psi_i' - \alpha'\right) + \left(x_i' - x_G\right)\right] = \sum W_i \cdot \left(x_{mi} - x_G\right) + \sum \Delta_i \cdot \left(y_{mi} - y_G\right)$$

Ma l'approccio risolutivo, in questo caso, è completamente capovolto: il problema infatti impone di trovare un valore di *K* (accelerazione sismica) corrispondente ad un determinato fattore di sicurezza; ed in particolare, trovare il valore dell'accelerazione *K* corrispondente al fattore di sicurezza F = 1 , ossia l'accelerazione critica.

Si ha pertanto:

- K = $K_c$accelerazione critica se F = 1
- F = $F_s$fattore di sicurezza in condizioni statiche se K = 0

La seconda parte del problema del Metodo di Sarma è quella di trovare una distribuzione di forze interne *Xi*ed *Ei* tale da verificare l'equilibrio del concio e quello globale dell'intero ammasso, senza violazione del criterio di rottura.

È stato trovato che una soluzione accettabile del problema si può ottenere assumendo la seguente distribuzione per le forze *Xi*:

$$\Delta X_i = \lambda \cdot \Delta Q_i = \lambda \cdot \left(Q_{i+1} - Q_i\right)$$

dove *Qi* è una funzione nota, in cui vengono presi in considerazione i parametri geotecnici medi sulla i-esima faccia del concio *i*, e *λ* rappresenta un'incognita.

La soluzione completa del problema si ottiene pertanto, dopo alcune iterazioni, con i valori di *Kc*, *λ* e *F*, che permettono di ottenere anche la distribuzione delle forze di interstriscia.

Metodo di MORGENSTERN e PRICE

Si stabilisce una relazione tra le componenti delle forze di interfaccia del tipo X = λf(x)E, dove λ è un fattore di scala e f(x), funzione della posizione di E e di X, definisce una relazione tra la variazione della forza X e della forza E all'interno della massa scivolante. La funzione f(x) è scelta arbitrariamente (costante, sinusoide, semisinusoide, trapezia, spezzata…) e influenza poco il risultato, ma va verificato che i valori ricavati per le incognite siano fisicamente accettabili.

La particolarità del metodo è che la massa viene suddivisa in strisce infinitesime alle quali vengono imposte le equazioni di equilibrio alla traslazione orizzontale e verticale e di rottura sulla base delle strisce stesse. Si perviene ad una prima equazione differenziale che lega le forze d'interfaccia incognite E, X, il coefficiente di sicurezza Fs, il peso della striscia infinitesima dW e la risultante delle pressioni neutra alla base dU.

Si ottiene la cosiddetta "equazione delle forze":

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

$$=\frac{dE}{dx}-tg\alpha\left(\frac{dX}{dx}-\frac{dW}{dx}\right)$$

Una seconda equazione, detta "equazione dei momenti", viene scritta imponendo lacondizione di equilibrio alla rotazione rispetto alla mezzeria della base:

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

queste due equazioni vengono estese per integrazione a tutta la massa interessatadallo scivolamento.

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

VALUTAZIONE DELL'AZIONE SISMICA

L'analisi di stabilità viene fatta eventualmente anche in condizioni dinamiche (cioè in presenza di sisma) mediante il metodo pseudostatico e i coefficienti amplificatori delle azioni sismiche (coefficiente sismico). Questa modalità è conforme alle nuove normative sismiche nazionali in vigore. Secondo le Nuove norme tecniche: DECRETO 17 gennaio 2018 "Aggiornamento Norme tecniche per le costruzioni" (GU n. 42 del 20-03-2018- Suppl. Ordinario).

In questo caso una forza sismica orizzontale viene applicata al baricentro di ogni concio e pari a h i K W dove Kh è il coefficiente sismico orizzontale che è corrispondente ad una frazione del valore della accelerazione orizzontale efficace indotta dal sisma generalmente Kh = f (ag) che dipende dalle

caratteristiche sismiche dell'area cioè dalla accelerazione massima orizzontale ag (espressa in frazione di g ovvero in frazione di 9.81 m/s2che è la accelerazione di gravità) assunta per ciascuna sito del del territorio nazionale (si vedano la documentazione ufficiale per i valori di progetto da assumere nelle analisi di stabilità mediante il modello pseudostatico, vedasi appendice F di questo manuale) e dai coefficienti correttivi Sa e St che dipendono rispettivamente dalla caratterizzazione litologica e sismica locale e dalla categoria topografica del sito nonché dal coefficiente βa .che dipende pure dalle caratteristiche dei terreni in sito, ovvero:

$$K_h = \beta_a S_a S_t a_g$$

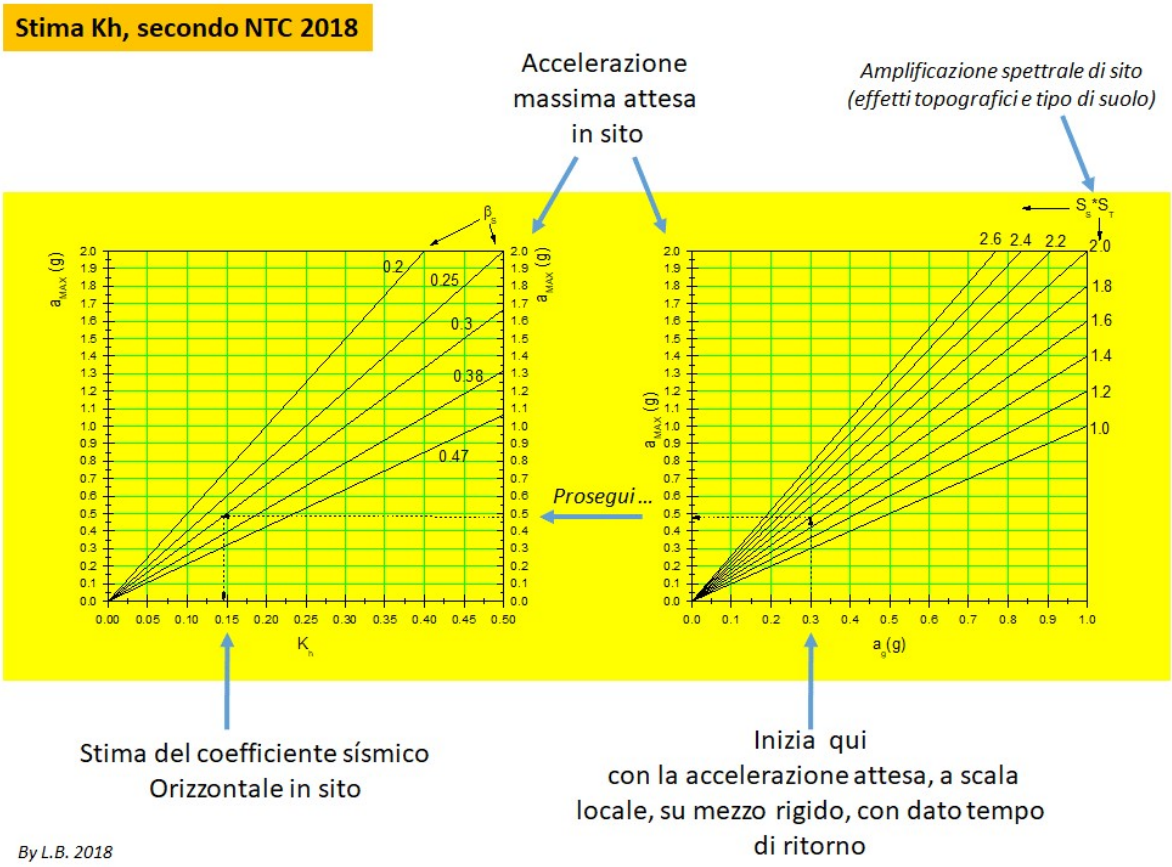
Una determinazione approssimata di K_h può essere visualizzata con il nomogramma in figura seguente. Dal nomogramma si può vedere come In generale possiamo avere un ampio spettro di amplificazione (o riduzione) delle accelerazioni attese in sito e indotte dagli effetti topografici locali e dalla classe di terreni indentificati dalla NTC2018. Questo si riflette nell'estremo campo di variazione del valore di Kh in funzione del valore assunto di:

$$K_h = 0.2 \div 1.2 a_g$$

Il **coefficiente sismico verticale** è invece assunto conformemente alla normativa sismica vigente pari alla metà del coefficiente sismico orizzontale, ovvero:

$$K_v = \pm 0.5 K_h$$

Il coefficiente sismico verticale può assumere anche valori negativi e in generale con valori di *Kv* negativi si ottiene, talvolta, un Fs leggermente diverso rispetto al *Kv* con segno positivo. L'utente può comunque selezionare se effettuare il calcolo con valori Positivi di Kv oppure con valori negativi.



L'applicazione del coefficiente sismico, rispetto alle condizioni statiche, riduce il valore del fattore di sicurezza.

2.3 INDIVIDUAZIONE DELLE SEZIONI DI VERIFICA

Per eseguire una efficace posa in opera dei geocompositi costituenti il capping di copertura è necessario provvedere, in via preliminare, ad una riconfigurazione generale del terreno. Nel caso specifico, all'ordinaria riprofilatura di scarpate e zone sub-orizzontali necessaria all'applicazione dei geocompositi, si aggiunge anche la criticità della gestione del fronte franoso, la cui presenza richiede operazioni di alleggerimento dei carichi e di risagomatura delle pendenze per favorire la stabilità e l'allontanamento delle acque di ruscellamento.

Sulla base di tali condizioni, al fine di determinare la stabilità globale del fronte franoso, considerato quanto stabilito nei paragrafi 6.3.2 e 6.3.3 delle NTC18, sono state individuate due sezioni "critiche" rispettivamente lungo il fronte posizionato a sud-est (Sez. 1), al cui piede si trova la vasca di accumulo acque piovane esistente, ed il fronte posizionato a sud-ovest (Sez. 2), prospicente la vasca di raccolta del percolato.

Attualmente, per i fronti indicati, le principali cause predisponenti fenomeni franosi, risultano essere governate da fattori, quali:

- Fattore Morfologico (elevata acclività dei fronti);
- Fattore Geologico (degradazione e alterazione, caratteristiche dei materiali);
- Fattore Idrogeologico (distribuzione idrica sotterranea e superficiale).

La scelta delle sezioni è una diretta conseguenza di tali fattori. A seguire le immagini delle sezioni individuate e della planimetria complessiva della discarica.

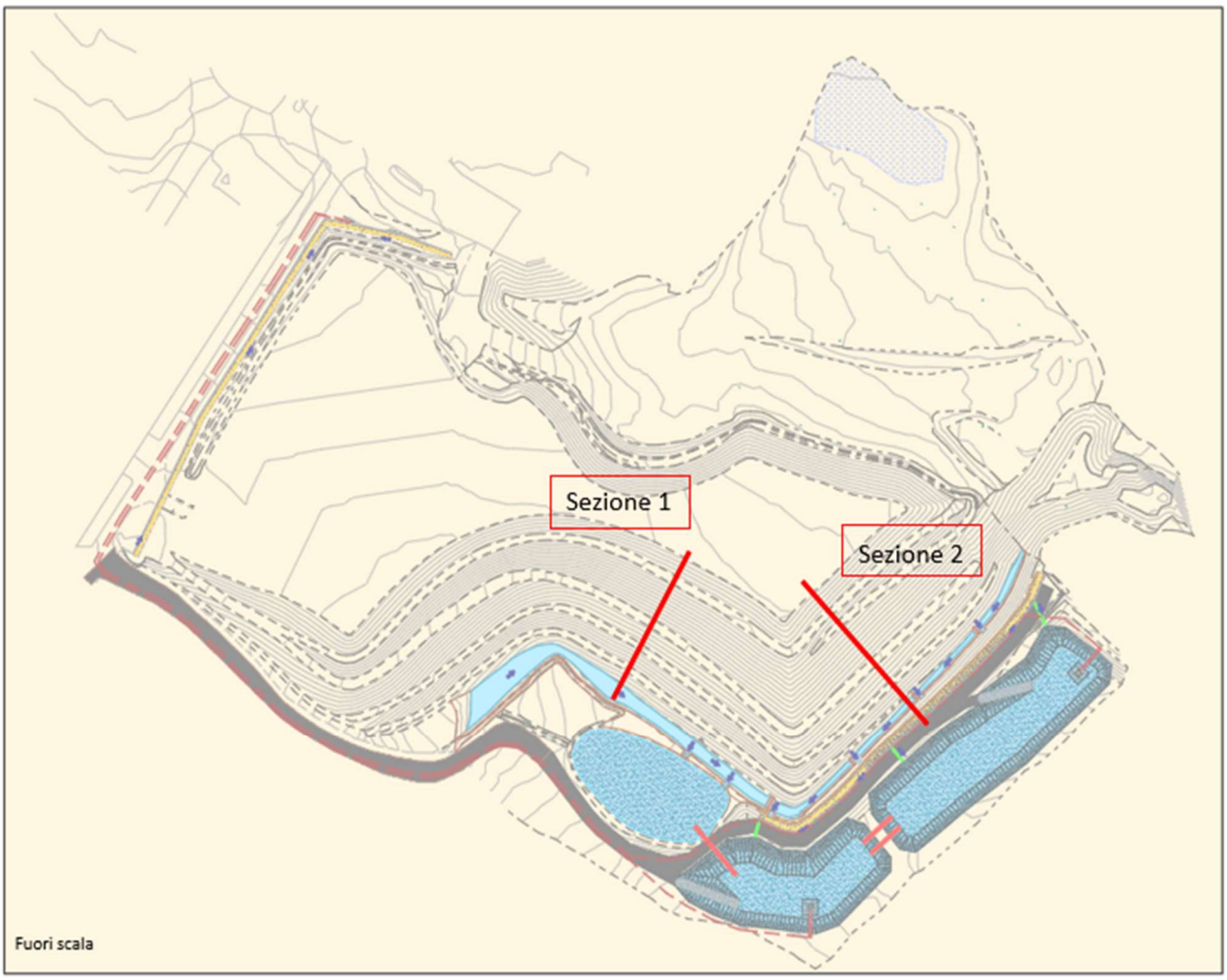


***Fig. 10**: Planimetria complessiva località "Puro Vecchio"*

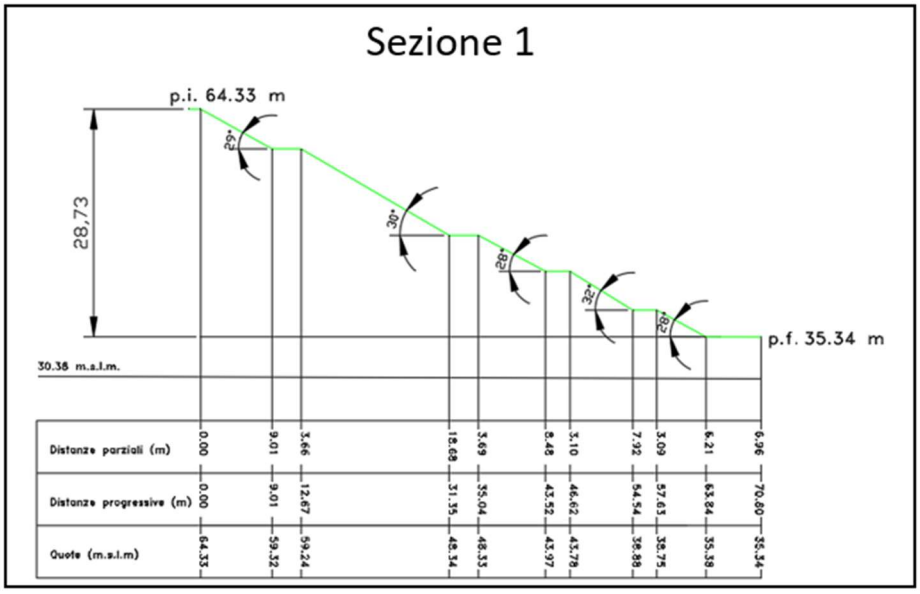


***Fig. 11**: Sezione scarpata posizionata a sud-est dell'ingresso*

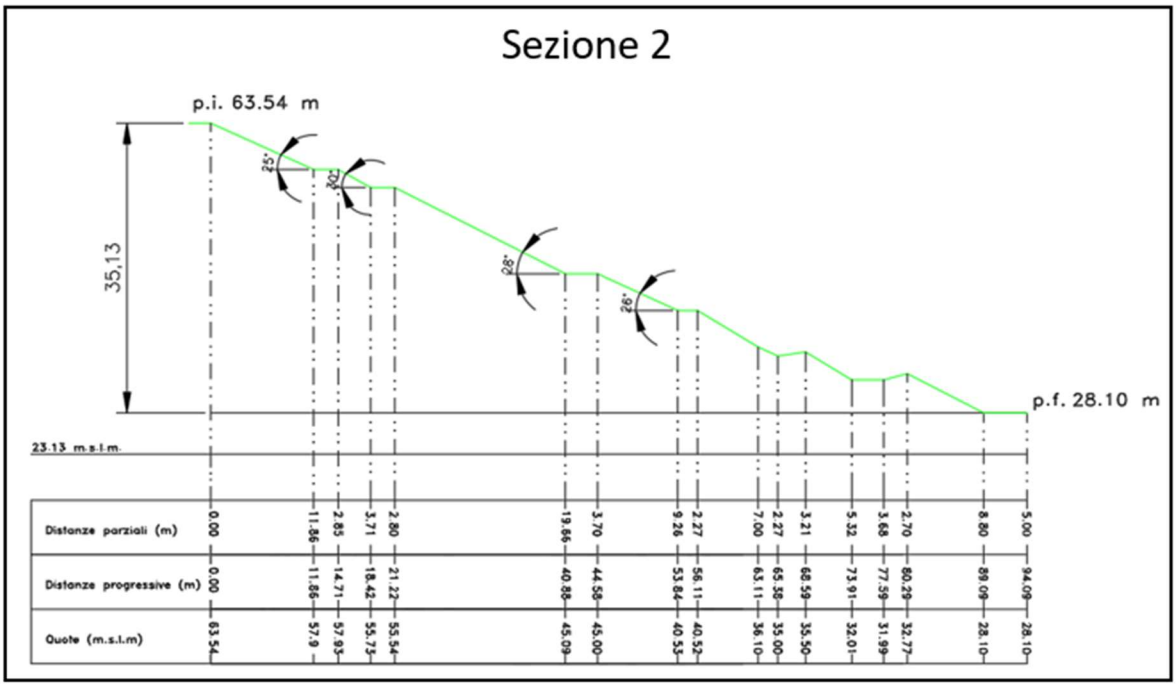


***Fig. 12**: Sezione scarpata posizionata a sud-ovest dell'ingresso*

2.4 RISULTATI DELLE ANALISI

Di seguito si riporta il confronto tra i grafici ottenuti al termine dalle analisi di stabilità nelle condizioni assunte a dimostrazione dell'efficacia dell'intervento proposto. I risultati proposti si riferiscono ai due pendii indagati (Sez. 1, Sez. 2) e riportano quanto ottenuto al variare della direzione del coefficiente di amplificazione sismica (kv-; kv+). Le analisi post-operam sono state realizzate assumendo per condizioni iniziali quelle critiche ottenute a valle delle verifiche ante-operam per entrambe le sezioni.

Per quanto concerne i tabulati di calcolo, ottenuti applicando il Metodo di MORGENSTERN e PRICE, si rimanda a quanto riportato in relazione R.2.2.6.

Il fattore minimo di sicurezza ottenuto al variare dei coefficienti di amplificazione sismica, valutate sia nelle condizioni ante-operam che post-operam, è superiore a 1,20. L'intervento di chiusura definitiva, così come proposto, garantisce la stabilità del pendio pur comprendendo lo strato di capping in terreno vegetale.

Di seguito si riportano i risultati del fattore di stabilità minino attenuti per ciascuna analisi ed i grafici rappresentati le mappe dei medesimi al livello locale.

ANTE - OPERAM		
Coeff. di amplificazione sismica (Kv)	**Sezione**	**Fattore di stabilità minimo (FSm)**
negativo	1	1.4803
positivo	1	1.4468
negativo	2	1.5021
positivo	2	1.4874

POST - OPERAM		
positivo	1	1.4301
positivo	2	1.4794

Tab. 13 – *Fattori di stabilità ottenuti nelle verifiche ante e post-operam*

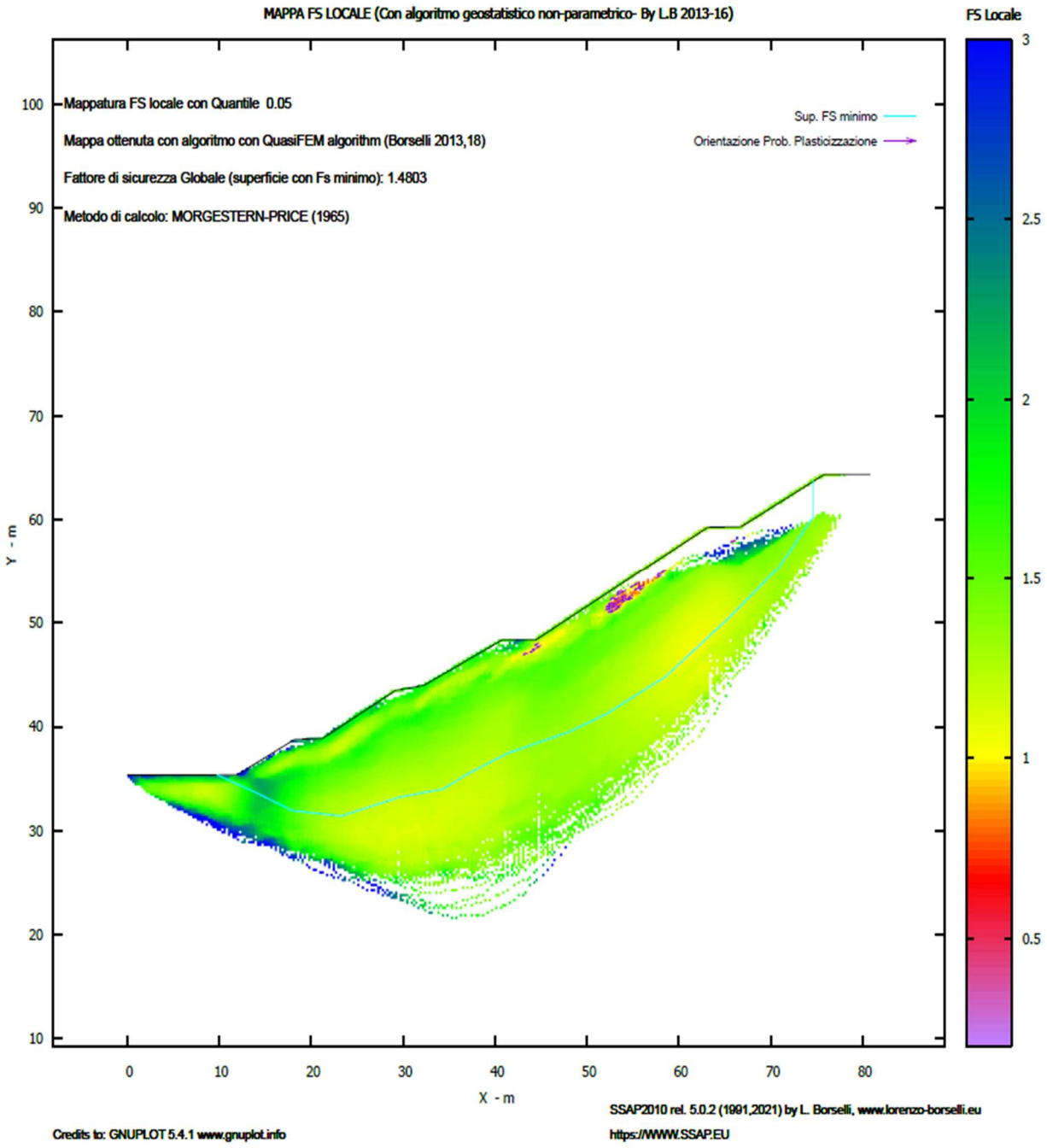


***Fig.12**: Mappa dei fattori di stabilità della sezione n. 1 con valori di Kv negativi; in azzurro è indicata la superficie di scorrimento critica alla quale afferisce il fattore di sicurezza globale riportato nell'immagine (FS = 1.4803). ANTE - OPERAM*

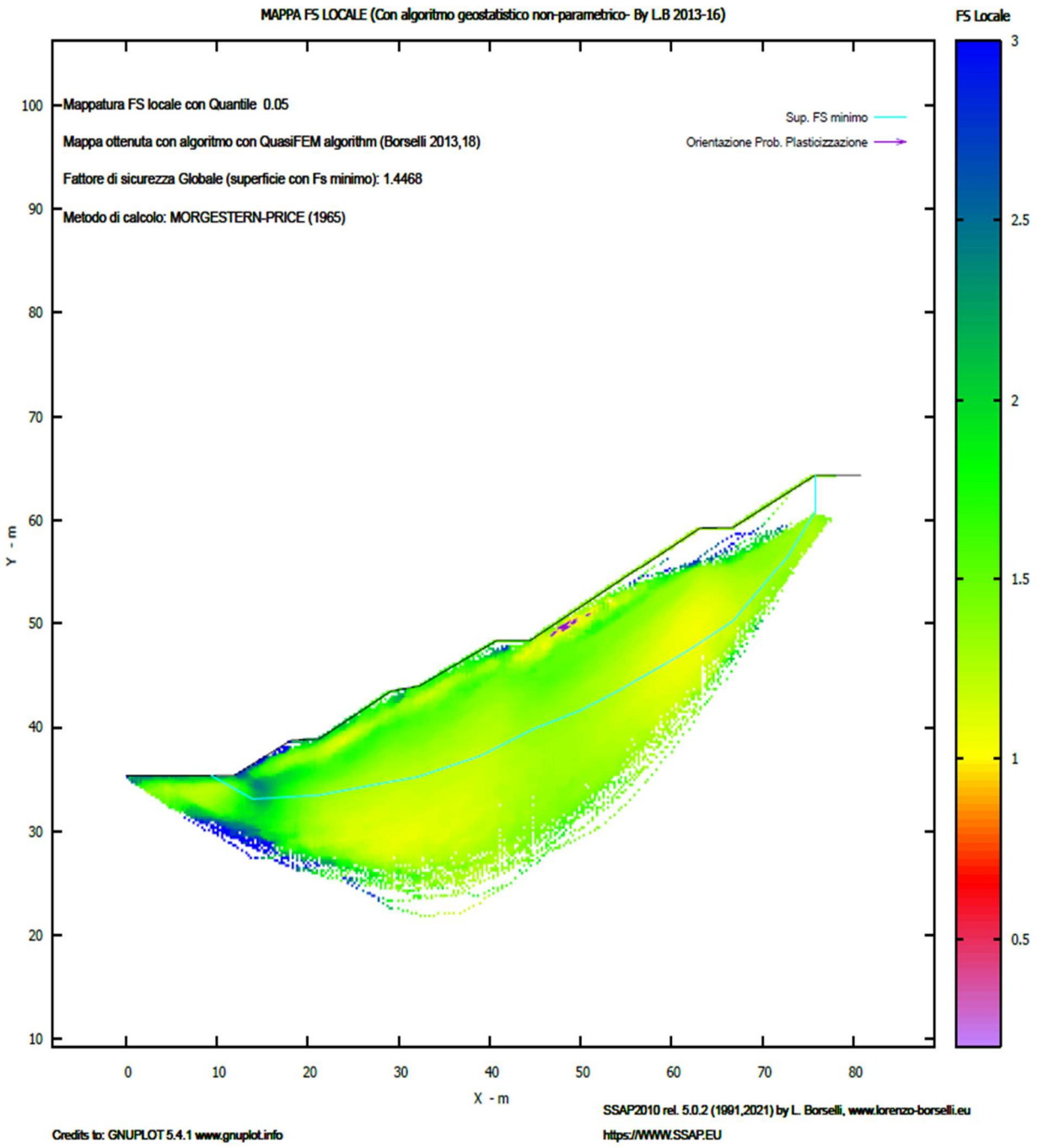


***Fig.13**: Mappa dei fattori di stabilità della sezione n. 1 con valori di Kv positivi; in azzurro è indicata la superficie di scorrimento critica alla quale afferisce il fattore di sicurezza globale riportato nell'immagine (FS = 1.4468). ANTE - OPERAM*

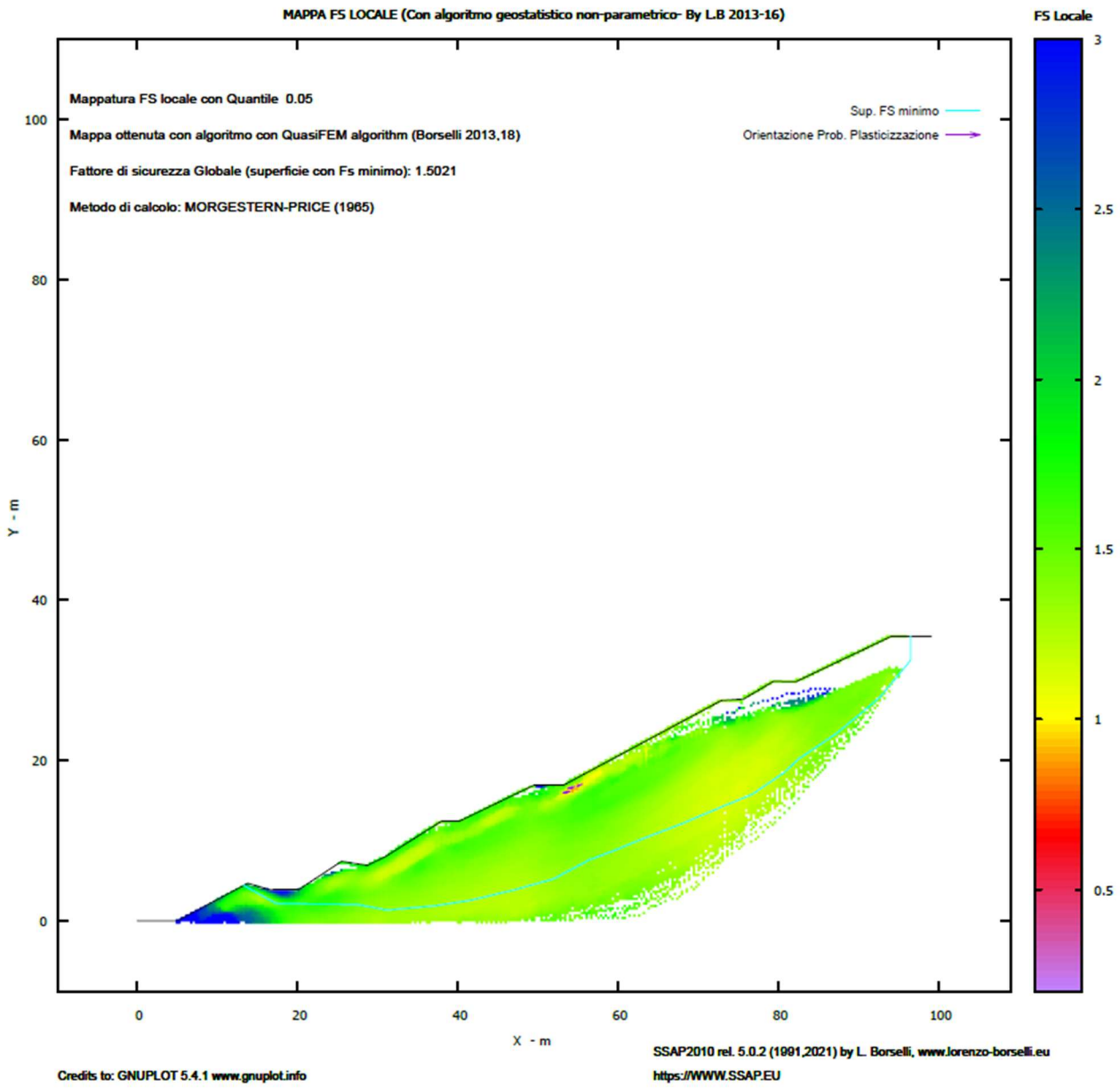


***Fig.14**: Mappa dei fattori di stabilità della sezione n. 2 con valori di Kv negativi; in azzurro è indicata la superficie di scorrimento critica alla quale afferisce il fattore di sicurezza globale riportato nell'immagine (FS = 1.5021). ANTE - OPERAM*

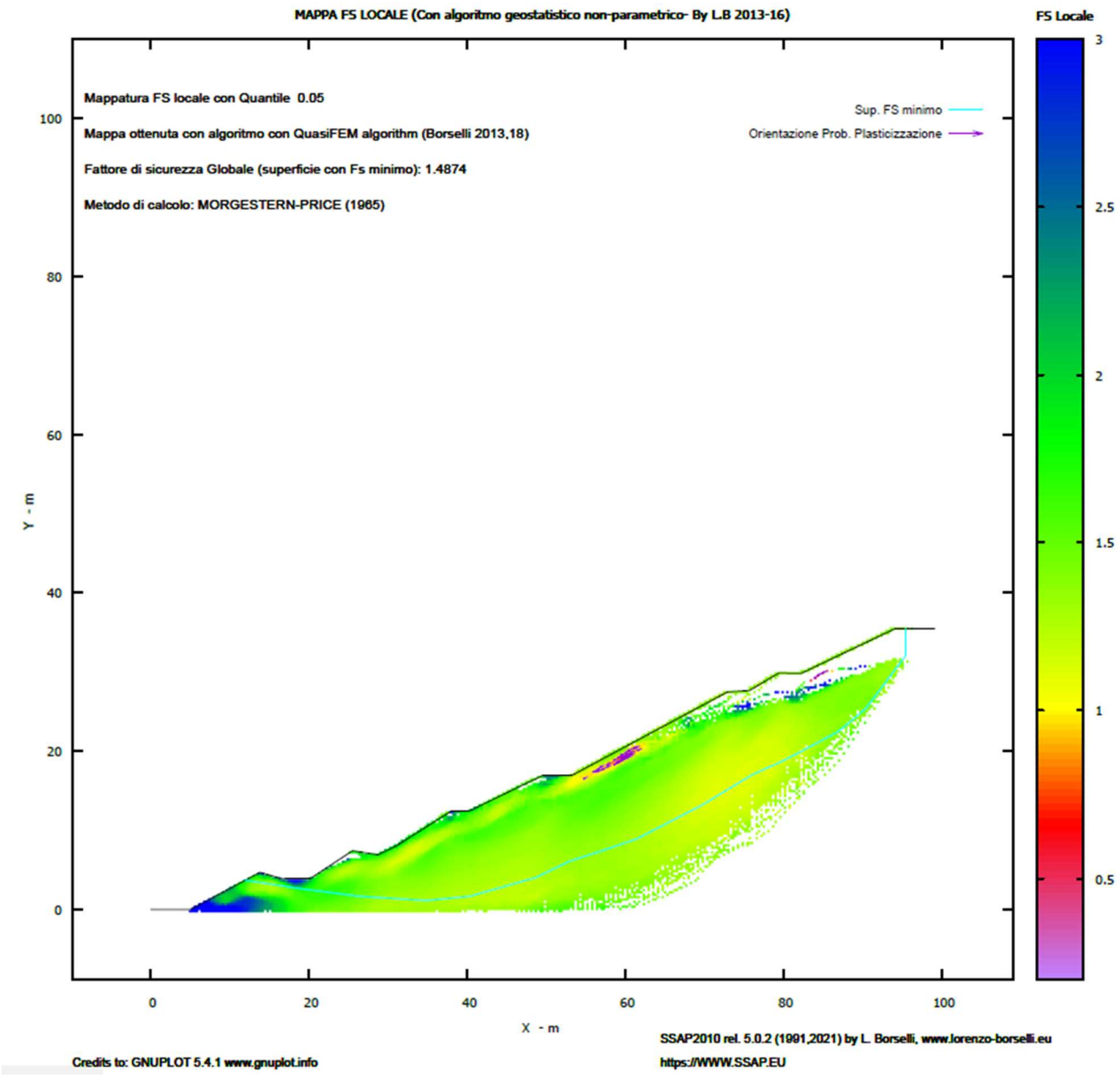


***Fig.15**: Mappa dei fattori di stabilità della sezione n. 2 con valori di Kv positivi; in azzurro è indicata la superficie di scorrimento critica alla quale afferisce il fattore di sicurezza globale riportato nell'immagine (FS = 1.4874). ANTE - OPERAM*

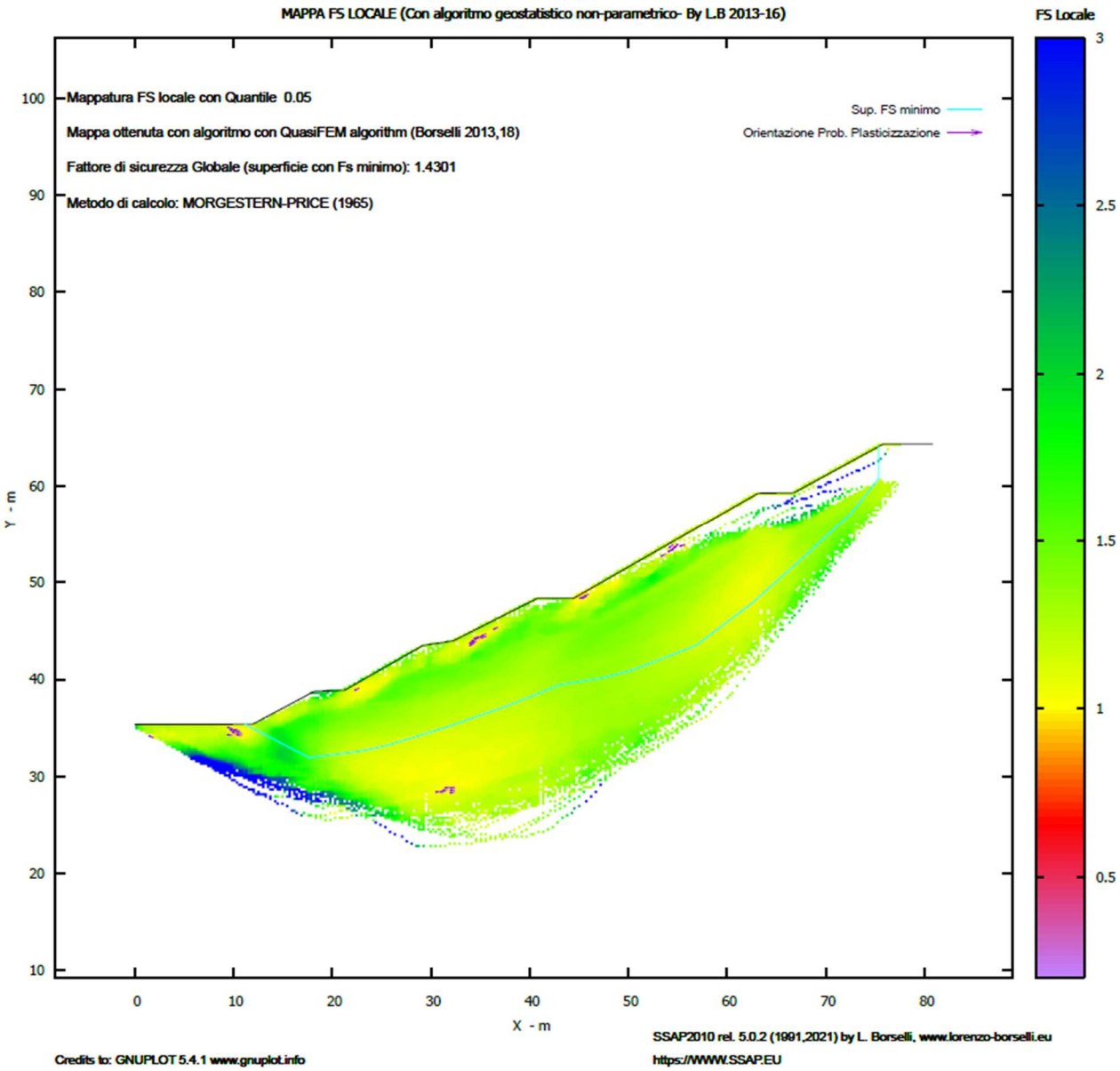


***Fig.16**: Mappa dei fattori di stabilità della sezione n. 1 con valori di Kv positivi; in azzurro è indicata la superficie di scorrimento critica alla quale afferisce il fattore di sicurezza globale riportato nell'immagine (FS = 1.4301). POST - OPERAM*

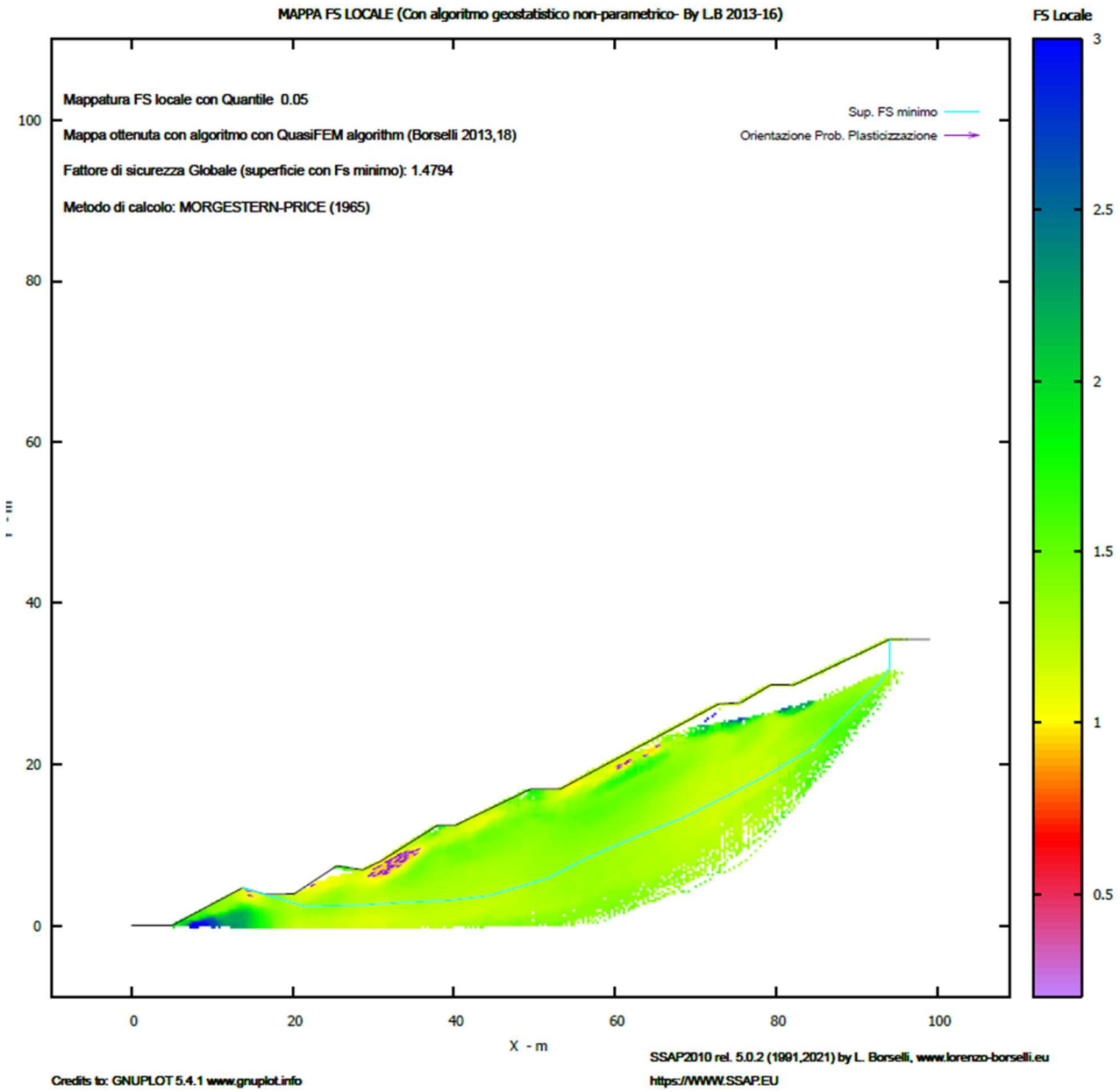


***Fig.17**: Mappa dei fattori di stabilità della sezione n. 2 con valori di Kv positivi; in azzurro è indicata la superficie di scorrimento critica alla quale afferisce il fattore di sicurezza globale riportato nell'immagine (FS = 1.4794). POST - OPERAM*