

**POLAR SRL**

**CONCESSIONE RIO PALMAS**

**ANALISI DI STABILITA' DEL  
DIAFRAMMA IN PROGETTO TRA IL  
CANTIERE RP2 E L'AREA DI NUOVO  
SVILUPPO**

MARZO 2023

Redazione Ing.Maurizio Boaretto

## Sommario

<b>Inquadramento .....</b>	<b>3</b>
<b>Introduzione .....</b>	<b>3</b>
<b>Inquadramento sismico .....</b>	<b>8</b>
<b>Determinazione delle azioni sismiche.....</b>	<b>10</b>
<b>Definizione pendio .....</b>	<b>11</b>
<b>Introduzione all'analisi di stabilità.....</b>	<b>11</b>
<b>Metodo di Bishop (1955).....</b>	<b>13</b>
<b>Metodo di Spencer (1967).....</b>	<b>18</b>
<b>Metodo di Morgenstern e Price (1965).....</b>	<b>18</b>
<b>Metodo di Zeng e Liang (2002) .....</b>	<b>19</b>
<b>Analisi di stabilità dei pendii con : BISHOP (1955).....</b>	<b>21</b>
<b>Risultati analisi pendio [A2+M2+R2] .....</b>	<b>24</b>
<b>Conclusioni .....</b>	<b>26</b>

## Inquadramento

L'analisi di cui al presente è inserita nei documenti di progetto allegati all'istanza per la nuova concessione mineraria Rio Palmas in territorio di Giba, Tratalias, Piscinas, Villarperuccio, Provincia Sud Sardegna.

L'istanza presenta un ampliamento delle aree di coltivazione mineraria secondo le planimetrie di progetto a cui si rimanda per dettagli di tipo tecnico.

La stratigrafia del sottosuolo è ben conosciuta e determinata sia con opere di accertamento diretto a mezzo sondaggi carotati che a seguito dei lavori di coltivazione mineraria fin qui eseguiti

## Introduzione

Il presente documento ha lo scopo di verificare l'analisi di stabilità delle pareti ovest dello scavo RP 2 nella concessione Rio Palmas, in titolarità alla Polar Srl , in territorio di Giba, Tratalias, Piscinas, Villarperuccio, Provincia Sud Sardegna, nell'ipotesi progettuale della realizzazione di un nuovo cantiere immediatamente ad ovest dell'attuale cantiere con riempimento con acqua dello scavo esistente.

Il riempimento del vuoto di coltivazione previsto è finalizzato alla legato alla realizzazione di impianto fotovoltaico flottante, come da indicazioni progettuali.

Il riempimento avrà un pelo libero a 10 m sotto il coronamento del diaframma di separazione tra il cantiere RP2 ed il nuovo cantiere da realizzare ad ovest di questo.

Il materiale costituente il diaframma è la stessa bentonite dell'ammasso originario lasciata in situ.

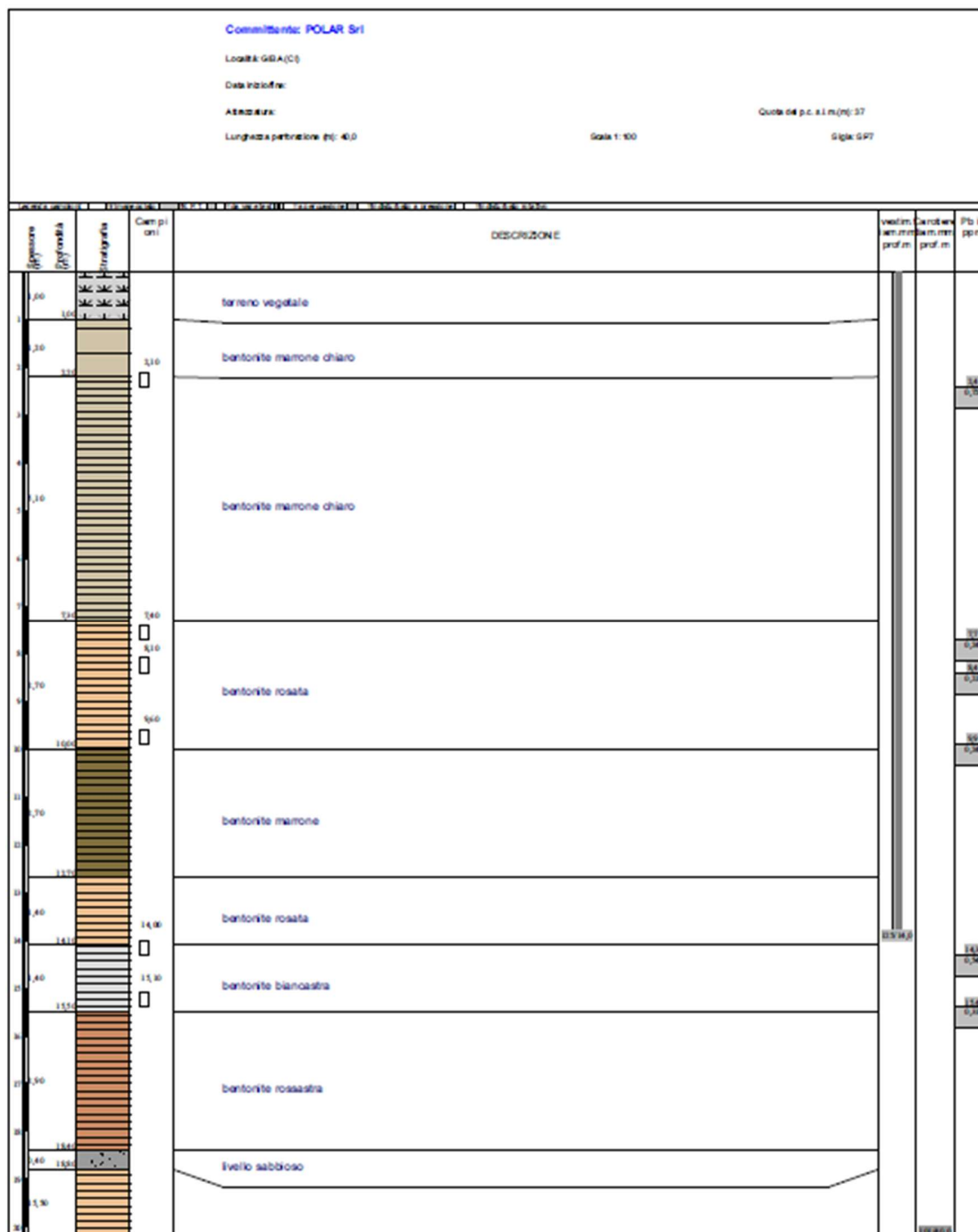
Poiché non sono intervenute variabilità di sorta sulla situazione geologica, stratigrafica e sul metodo di coltivazione, si sono assunti i parametri già adottati in verifica, in particolare in quella redatta dalla Dott.Geol. Martina Moi, variando l'approccio di valutazione ed adottando un differente software di elaborazione, il tutto tenendo conto delle osservazioni sui fronti di scavo e delle differenti geometrie variare nel corso degli anni.

Inoltre la stratigrafia adottata è sulla base dei numerosi sondaggi a carotaggio continuo effettuati negli anni recenti.

La verifica riguarda le pareti est ed ovest dello scavo RP2 ritenute dalle osservazioni continue effettuate le più potenzialmente critiche, anche se non presentano situazioni di potenziale instabilità.

La coltivazione viene effettuata esclusivamente con mezzi meccanici al di sotto del piano di campagna con metodo opencast.

La sequenza stratigrafica è definita attraverso il sondaggio SP7 e la verifica della parete del fronte ovest.



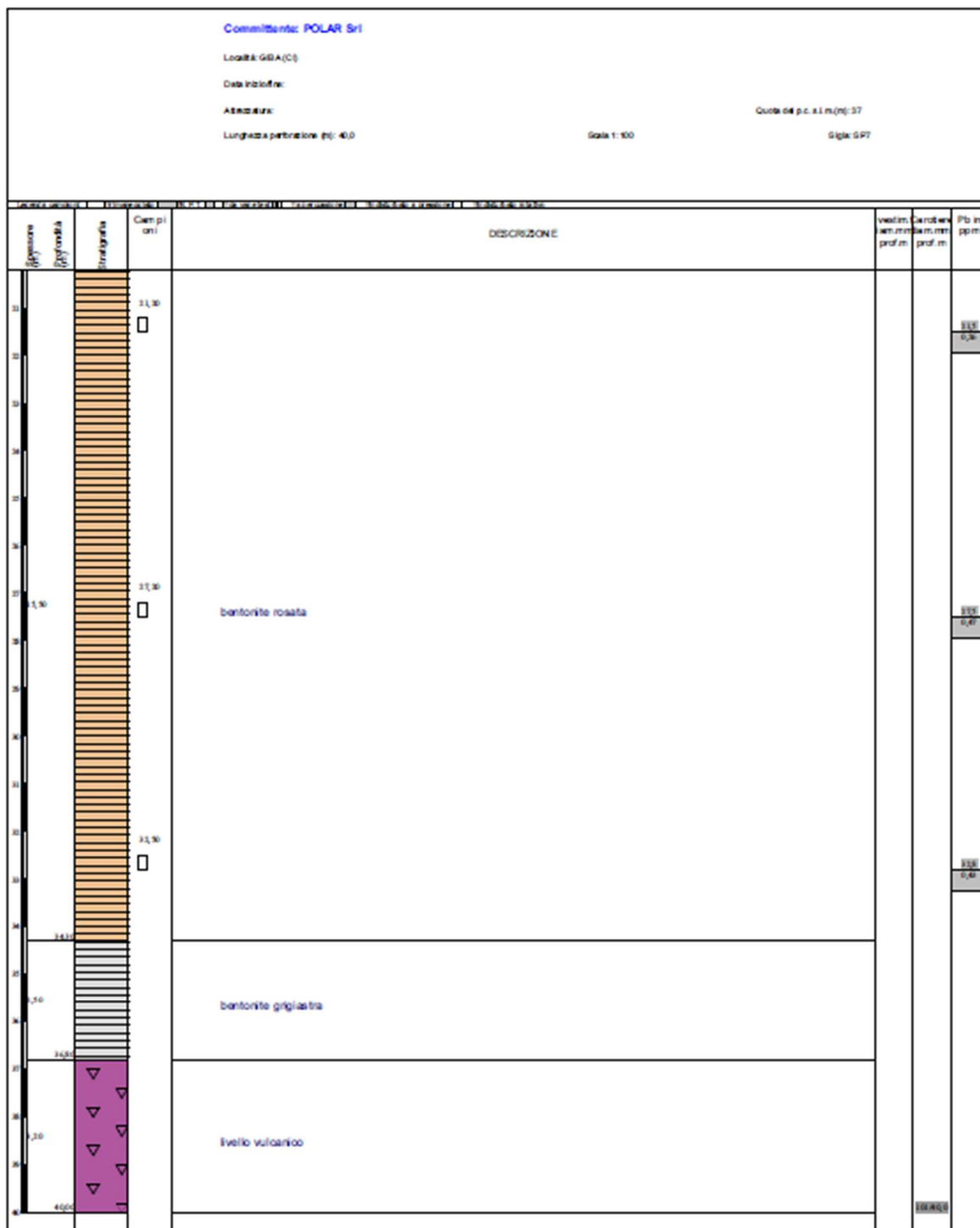


Fig 1 Log del sondaggio SP 7

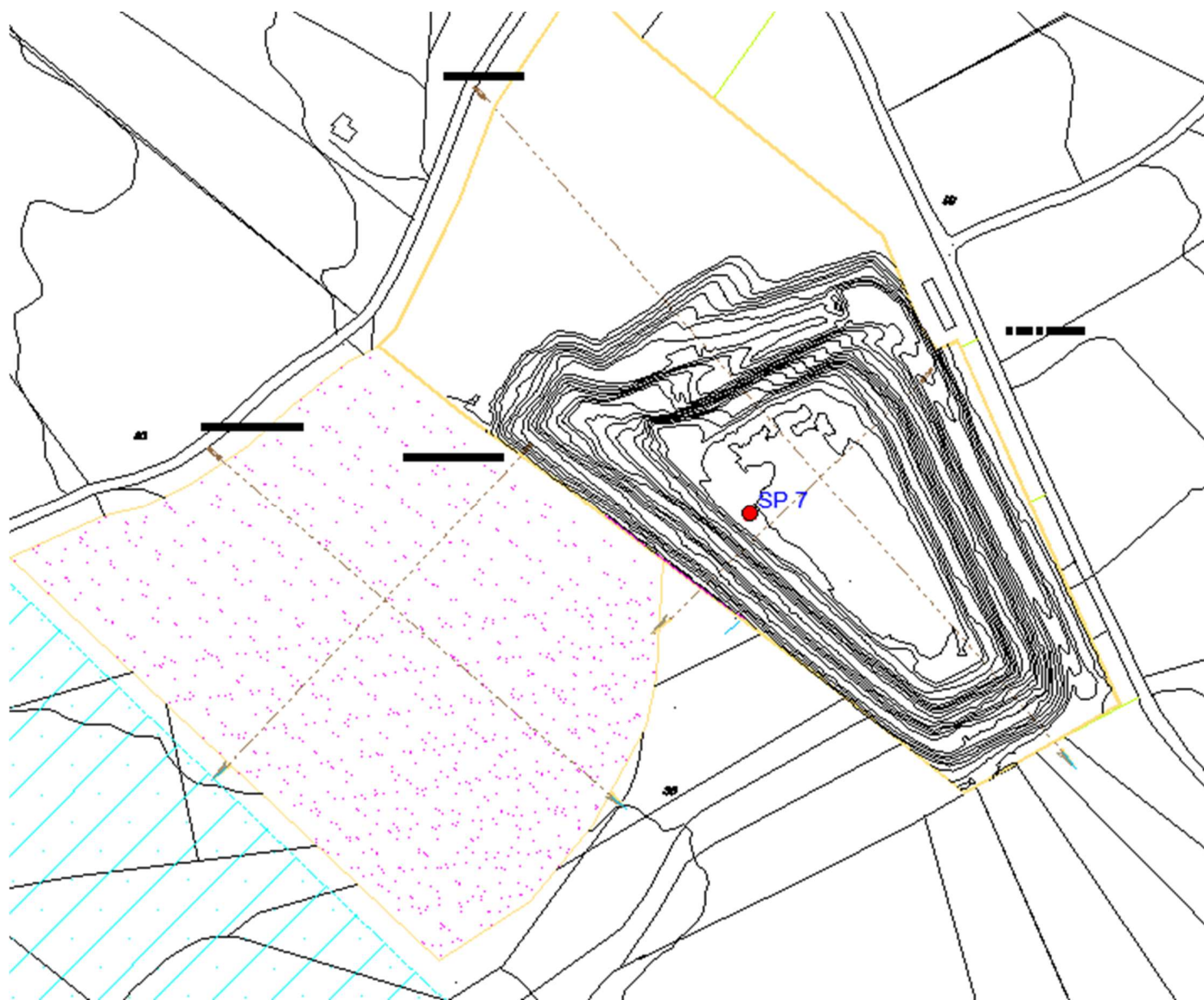


Fig 2 planimetria con linea di sezione

# RP 2 IN COLTIVAZIONE

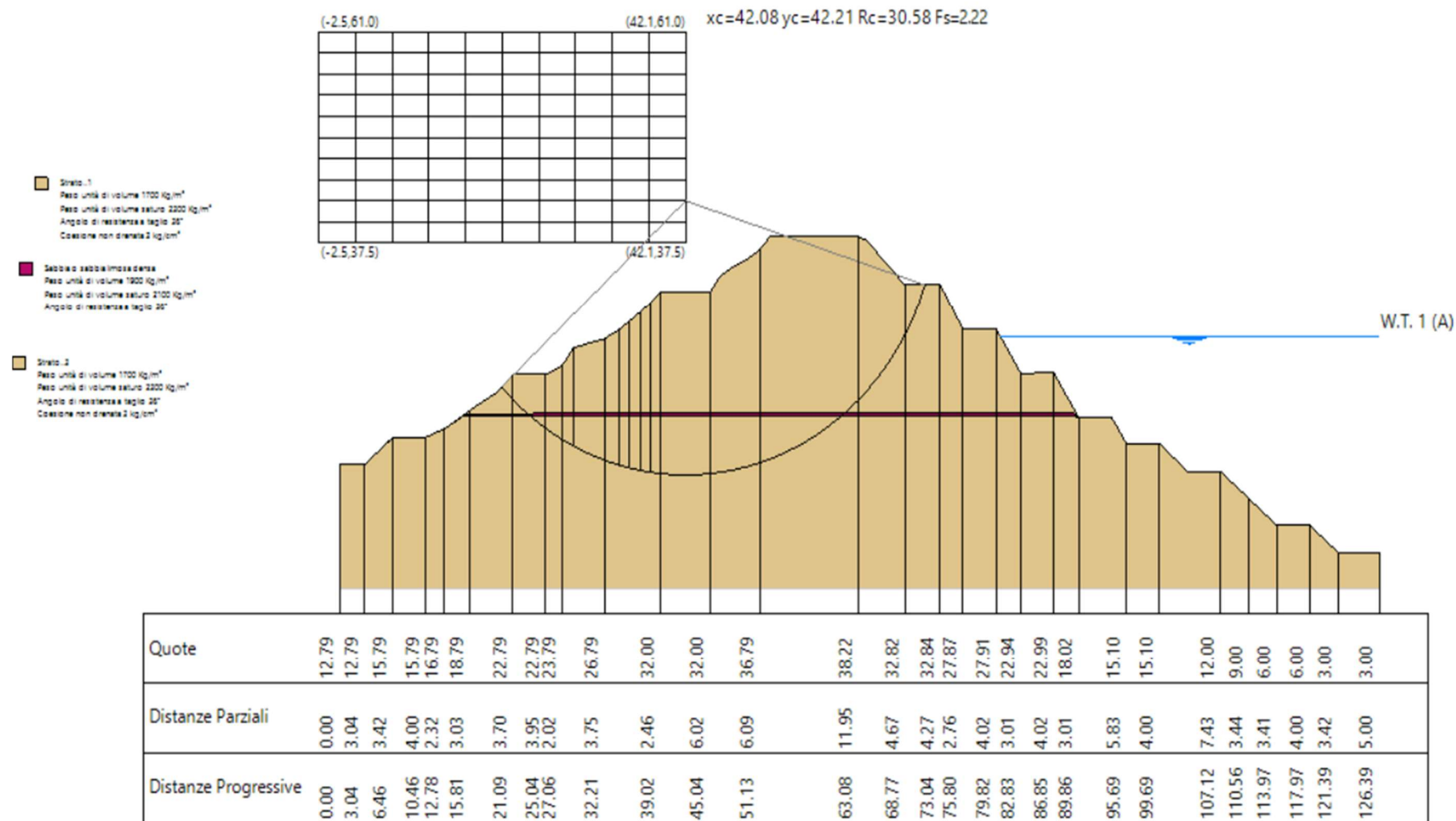


Fig.3 sezione di progetto del diaframma

Il metodo di valutazione adottato è quello secondo Bishop, illustrato in via sintetica nel seguito. L'approccio è stato eseguito secondo le NTC 2018, effettuando ai sensi delle norme vigenti anche l'analisi sismica.

### Inquadramento sismico

L'approvazione delle nuove Norme Tecniche per Costruzioni 2018 con il DM del Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti del 17 gennaio 2018, ha introdotto delle variazioni rispetto alle NTC 2008, sia per quanto riguarda la valutazione dell'azione sismica sia per quanto riguarda gli aspetti geotecnici in presenza di azioni sismiche.

Le azioni sulle costruzioni in senso lato, sono indicate nella parte 3.2 del Capitolo 3, dove gli Stati Limite di Esercizio per gli Stati Limite Operativo (SLO) e di Danno (SLD), e Ultimo, di salvaguardia della vita (SLV) e di prevenzione del collasso (SLC), vengono esaminati in funzione degli Spettri di risposta relativi.

Le valutazioni devono essere rapportate alla vita nominale della struttura  $V_N$  (espressa in anni: **numero di anni nel quale la struttura, purchè soggetta alla manutenzione ordinaria, deve poter essere usata per lo scopo al quale è destinata**), che nel caso in esame in esame è stata assunta in 50 anni (tab. 2.4.I NTC18).

Trattandosi di una struttura con presenza limitata di persone si ricade nella Classe I delle classi d'uso, e azioni sismiche sono valutate per un periodo di riferimento  $V_R$ , ottenuto moltiplicando  $V_N$  per il coefficiente  $C_U$ , dato dalla tabella 2.4.II, pari a 0,7, per cui il Valore  $V_r$  da considerare è pari a 35 anni.

Nel paragrafo 3.2 delle NTC18 vengono definiti i criteri da adottare per la determinazione della così detta *risposta sismica locale*, in base alla quale definire la pericolosità sismica, definendo la accelerazione massima del sito  $a_g$ , il valore massimo del fattore di amplificazione  $F_o$ , ed il *valore di riferimento per la determinazione del periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro*  $T_c^*$ .

Per quanto riguarda la Sardegna, tutto il territorio ricade nella Zona 4 a bassissimo grado di sismicità, vengono calcolati i valori da utilizzare, secondo la tabella 2, prima riga dell' allegato B, DM 14\_01\_2008.

Isole	$T_R=30$			$T_R=50$			$T_R=72$			$T_R=101$			$T_R=140$			$T_R=201$			$T_R=475$			$T_R=975$			$T_R=2475$		
	$a_g$	$F_o$	$T_c^*$	$a_g$	$F_o$	$T_c^*$	$a_g$	$F_o$	$T_c^*$	$a_g$	$F_o$	$T_c^*$	$a_g$	$F_o$	$T_c^*$	$a_g$	$F_o$	$T_c^*$	$a_g$	$F_o$	$T_c^*$	$a_g$	$F_o$	$T_c^*$	$a_g$	$F_o$	$T_c^*$
Arcipelago Toscano, Isole Egadi, Pantelleria, Sardegna, Lampedusa, Linosa, Ponza, Piamorola, Zannone	0,186	2,61	0,273	0,235	2,67	0,296	0,274	2,70	0,303	0,314	2,73	0,307	0,351	2,78	0,313	0,393	2,82	0,322	0,500	2,88	0,340	0,603	2,98	0,372	0,747	3,09	0,401

Fig 4 Valori di  $a_g$ ,  $F_o$ ,  $T_c^*$



Il tempo di ritorno si ottiene per ciascun Stato Limite con l'espressione:

$$T_R = - \frac{V_R}{\ln(1 - P_{VR})}$$

I valori di ciascun parametro per Stato Limite, sono ricavati per interpolazione dalla citata tabella 2 in funzione di  $P_{VR}$  e  $T_R$  con l'espressione:

$$\log(p) = \log(p_1) + \log\left(\frac{p_2}{p_1}\right) * \log\left(\frac{T_R}{T_{R1}}\right) * \left[\log\left(\frac{T_{R2}}{T_{R1}}\right)\right]^{-1}$$

Dove p è il parametro da ricercare

		Vn	50						
		Cu	0,7						
		Vr	35						
				<b>a<sub>g</sub></b>		<b>Fo</b>		<b>Tc*</b>	
		<b>Pvr</b>	<b>Tr</b>	<b>log(p)</b>	<b>parametro</b>	<b>log(p)</b>	<b>parametro</b>	<b>log(p)</b>	<b>parametro</b>
<b>SLE</b>	<b>SLO</b>	0,81	21,08	- 0,734	0,185	0,416	2,608	- 0,565	0,272
	<b>SLD</b>	0,63	35,20	- 0,729	0,187	0,417	2,611	- 0,563	0,273
<b>SLU</b>	<b>SLV</b>	0,10	332,19	- 0,707	0,196	0,419	2,624	- 0,556	0,278
	<b>SLC</b>	0,05	682,35	- 0,700	0,200	0,420	2,628	- 0,553	0,280

Fig 2 – Valori dei parametri per Stato Limite

Dove:

V <sub>N</sub>	Vita nominale della struttura, come indicato nella tabella 2.4.I delle NTC18
V <sub>R</sub>	Periodo di riferimento di cui al paragrafo 2.4.3 NTC18 dato V <sub>N</sub> x C <sub>U</sub> , con C <sub>U</sub> pari a 0,7 per opere di classe I
P <sub>VR</sub>	Probabilità di superamento nel periodo di riferimento dei valori sismici in funzione degli Stati Limite
T <sub>R</sub>	tempo di ritorno dell'evento in funzione degli stati limite
a <sub>g</sub>	Accelerazione massima orizzontale del terreno
F <sub>o</sub>	Valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale
T <sub>c</sub> *	Periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale

Fig3- Definizione dei parametri per il calcolo degli Stati Limite

Gli Stati limite di Esercizio (SLE) includono

- lo **Stato Limite di Operatività (SLO)** in cui la struttura nel suo complesso (elementi strutturali e non strutturali e le apparecchiature rilevanti alla sua funzione) non devono subire danni o interruzioni significative

- **lo Stato Limite di Danno (SLD)** dove la struttura nel suo complesso non deve subire danni da mettere a rischio gli utenti e non compromettere significativamente la capacità di resistenza e di rigidezza nei confronti delle azioni verticali ed orizzontali, mantenendosi immediatamente utilizzabile

Gli Stati Limite Ultimi comprendono:

- **Stato limite di Salvaguardia della Vita (SLV)** : a seguito del sisma la struttura subisce rotture e crolli dei componenti non strutturali ed impiantistici, con perdita significativa della rigidezza nei confronti delle azioni orizzontali; la struttura conserva tuttavia una parte di resistenza e rigidezza per azioni verticali e con margine di sicurezza nei confronti del collasso per azioni sismiche orizzontali
- **Stato Limite di Prevenzione del Collasso:** a seguito del terremoto la struttura subisce gravi rotture e crolli nei componenti non strutturali ed impiantistici e danni molto gravi dei componenti strutturali; la struttura conserva ancora un margine di sicurezza per azioni verticali ed un esiguo margine di sicurezza nei confronti del collasso per azioni orizzontali

### Determinazione delle azioni sismiche

L'analisi della stabilità in condizioni sismiche è valutabile con il così detto metodo pseudo statico, in cui rappresentiamo le azioni sismiche attraverso azioni statiche equivalenti che assumiamo costanti sia nel tempo che nello spazio e proporzionali al peso del terreno  $W$ .

Nel valutare le componenti verticali ed orizzontali possiamo utilizzare le seguenti espressioni:

$$F_h = k_h \cdot W_e \cdot F_v = k_v \cdot W$$

Con  $k_h$  e  $k_v$ , coefficienti sismici orizzontale e verticale definiti da

$$k_h = \beta_s \frac{a_{max}}{g}$$

e

$$k_v = \pm 0,5 \cdot k_h$$

L'accelerazione massima può essere stimata secondo

$$a_{max} = S_s S_T a_g$$

$\beta_s$  = coefficiente di riduzione dell'accelerazione massima attesa

$g$  = accelerazione di gravità

Con  $S_s$  coefficiente dell'amplificazione stratigrafica, che tiene conto delle caratteristiche del sottosuolo; nel caso in esame il sottosuolo è composto da una ammasso omogeneo di argille bentonitiche, per cui si

possono considerare terreni a bassa velocità delle onde di taglio ( $300 \text{ m/s} \pm 100 \text{ m/s}$ ), definibili in categoria C; si è assunto pertanto il limite superiore indicato nella tab. 3.2.IV delle NTC18 pari a 1,50.

$S_T$  è il coefficiente di amplificazione topografica, dipendente dal grado di acclività del pendio; data la tipologia in esame si assume la tipologia  $T_1$  con valore del coefficiente pari a 1.

Il valore di  $a_g$  riportato nella tabella di fig 2 per lo Stato Limite di Salvaguardia della Vita (SLV) dello SLU, ed un tempo di ritorno  $T_R$  valutato in 332 anni, vale 0.196.

Da cui

$$a_{\max} = 1,5 \times 1 \times 0.196 = 0,294$$

Da quanto sopra per il sito in questione si ottengono i valori

$$k_h = \beta_S \frac{a_{\max}}{g} = 0.24 \times 0.294/9.81 = 0,007$$

$$k_v = \pm 0,5 \cdot k_h = 0,0035$$

I su indicati valori sono inseriti nel modello di analisi di stabilità del pendio per diverse sezioni.

### Definizione pendio

Per pendio s'intende una porzione di versante naturale il cui profilo originario è stato modificato da interventi artificiali rilevanti rispetto alla stabilità. Per frana s'intende una situazione di instabilità che interessa versanti naturali e coinvolgono volumi considerevoli di terreno.

### Introduzione all'analisi di stabilità

La risoluzione di un problema di stabilità richiede la presa in conto delle equazioni di campo e dei legami costitutivi. Le prime sono di equilibrio, le seconde descrivono il comportamento del terreno. Tali equazioni risultano particolarmente complesse in quanto i terreni sono dei sistemi multifase, che possono essere ricondotti a sistemi monofase solo in condizioni di terreno secco, o di analisi in condizioni drenate.

Nella maggior parte dei casi ci si trova a dover trattare un materiale che se saturo è per lo meno bifase, ciò rende la trattazione delle equazioni di equilibrio notevolmente complicata. Inoltre è praticamente impossibile definire una legge costitutiva di validità generale, in quanto i terreni presentano un comportamento non-lineare già a piccole deformazioni, sono anisotropi ed inoltre il loro comportamento dipende non solo dallo sforzo deviatorico ma anche da quello normale. A causa delle suddette difficoltà vengono introdotte delle ipotesi semplificative:

Si usano leggi costitutive semplificate: modello rigido perfettamente plastico. Si assume che la resistenza del materiale sia espressa unicamente dai parametri coesione (  $c$  ) e angolo di resistenza al taglio (  $j$  ), costanti per il terreno e caratteristici dello stato plastico; quindi si suppone valido il criterio di rottura di Mohr-Coulomb.

In alcuni casi vengono soddisfatte solo in parte le equazioni di equilibrio.

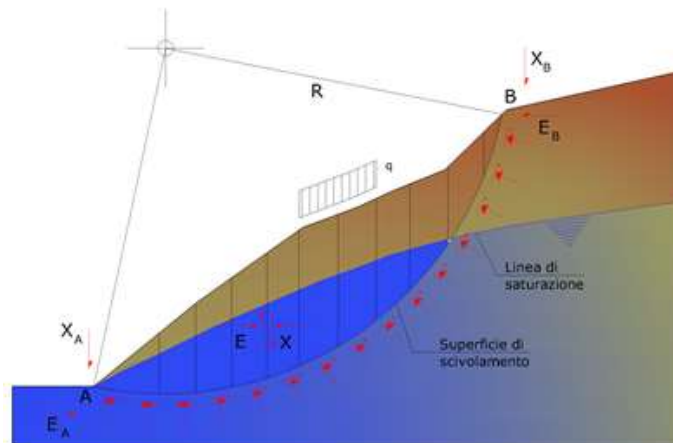
#### Metodo equilibrio limite (LEM)

Il metodo dell'equilibrio limite consiste nello studiare l'equilibrio di un corpo rigido, costituito dal pendio e da una superficie di scorrimento di forma qualsiasi (linea retta, arco di cerchio, spirale logaritmica); da tale equilibrio vengono calcolate le tensioni da taglio (  $t$  ) e confrontate con la resistenza disponibile (  $t_f$  ), valutata secondo il criterio di rottura di Coulomb, da tale confronto ne scaturisce la prima indicazione sulla stabilità attraverso il coefficiente di sicurezza:

$$F = \tau_f / \tau$$

Tra i metodi dell'equilibrio limite alcuni considerano l'equilibrio globale del corpo rigido (Culman), altri a causa della non omogeneità dividono il corpo in conci considerando l'equilibrio di ciascuno (Fellenius, Bishop, Janbu ecc.).

Di seguito vengono discussi i metodi dell'equilibrio limite dei conci.



#### Metodo dei conci

La massa interessata dallo scivolamento viene suddivisa in un numero conveniente di conci. Se il numero dei conci è pari a  $n$ , il problema presenta le seguenti incognite:

- $n$  valori delle forze normali  $N_i$  agenti sulla base di ciascun concio;
- $n$  valori delle forze di taglio alla base del concio  $T_i$ ;
- $(n-1)$  forze normali  $E_i$  agenti sull'interfaccia dei conci;
- $(n-1)$  forze tangenziali  $X_i$  agenti sull'interfaccia dei conci;
- $n$  valori della coordinata  $a$  che individua il punto di applicazione delle  $E_i$ ;
- $(n-1)$  valori della coordinata che individua il punto di applicazione delle  $X_i$ ;
- una incognita costituita dal fattore di sicurezza  $F$ .

Complessivamente le incognite sono  $(6n-2)$ .

Mentre le equazioni a disposizione sono:

- equazioni di equilibrio dei momenti  $n$ ;
- equazioni di equilibrio alla traslazione verticale  $n$ ;
- equazioni di equilibrio alla traslazione orizzontale  $n$ ;
- equazioni relative al criterio di rottura  $n$ .

Totale numero di equazioni  $4n$ .

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

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

Il grado di indeterminazione si riduce ulteriormente a  $(n-2)$  in quanto si fa l'assunzione che  $N_i$  sia applicato nel punto medio della striscia. Ciò equivale ad ipotizzare che le tensioni normali totali siano uniformemente distribuite.

I diversi metodi che si basano sulla teoria dell'equilibrio limite si differenziano per il modo in cui vengono eliminate le  $(n-2)$  indeterminazioni.

**Metodo di Fellenius (1927)**

Con questo metodo (valido solo per superfici di scorrimento di forma circolare) vengono trascurate le forze di interstriscia pertanto le incognite si riducono a:

- $n$  valori delle forze normali  $N_i$ ;
- $n$  valori delle forze da taglio  $T_i$ ;
- 1 fattore di sicurezza.

Incognite  $(2n+1)$ .

Le equazioni a disposizione sono:

- $n$  equazioni di equilibrio alla traslazione verticale;
- $n$  equazioni relative al criterio di rottura;
- equazione di equilibrio dei momenti globale.

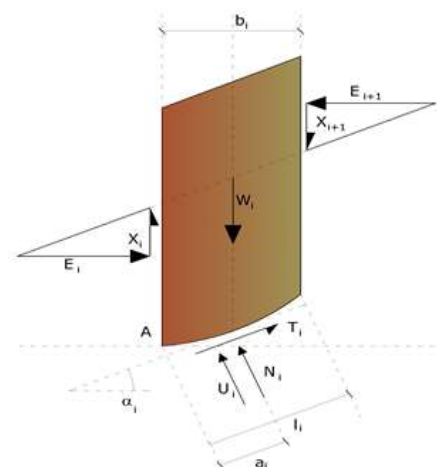
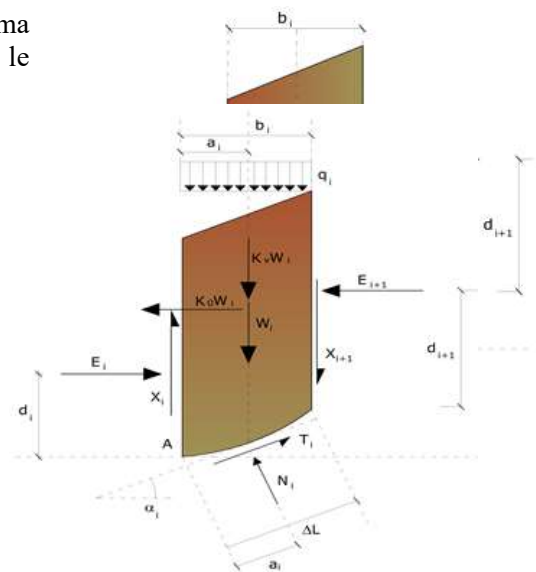
$$F = \frac{\sum \{ c_i \times l_i + (W_i \times \cos \alpha_i - u_i \times l_i) \times \tan \phi_i \}}{\sum W_i \times \sin \alpha_i}$$

Questa equazione è semplice da risolvere ma si è trovato che fornisce risultati conservativi (fattori di sicurezza bassi) soprattutto per superfici profonde.

**Metodo di Bishop (1955)**

Con tale metodo non viene trascurato nessun contributo di forze agenti sui blocchi e fu il primo a descrivere i problemi legati ai metodi convenzionali. Le equazioni usate per risolvere il problema sono:

$$\sum F_y = 0, \quad \sum M_0 = 0 \quad \text{Criterio di rottura}$$



$$F = \frac{\sum \{c_i \times b_i + (W_i - u_i \times b_i + \Delta X_i) \times \tan \varphi_i\} \times \frac{\sec \alpha_i}{1 + \tan \alpha_i \times \tan \varphi_i / F}}{\sum W_i \times \sin \alpha_i}$$

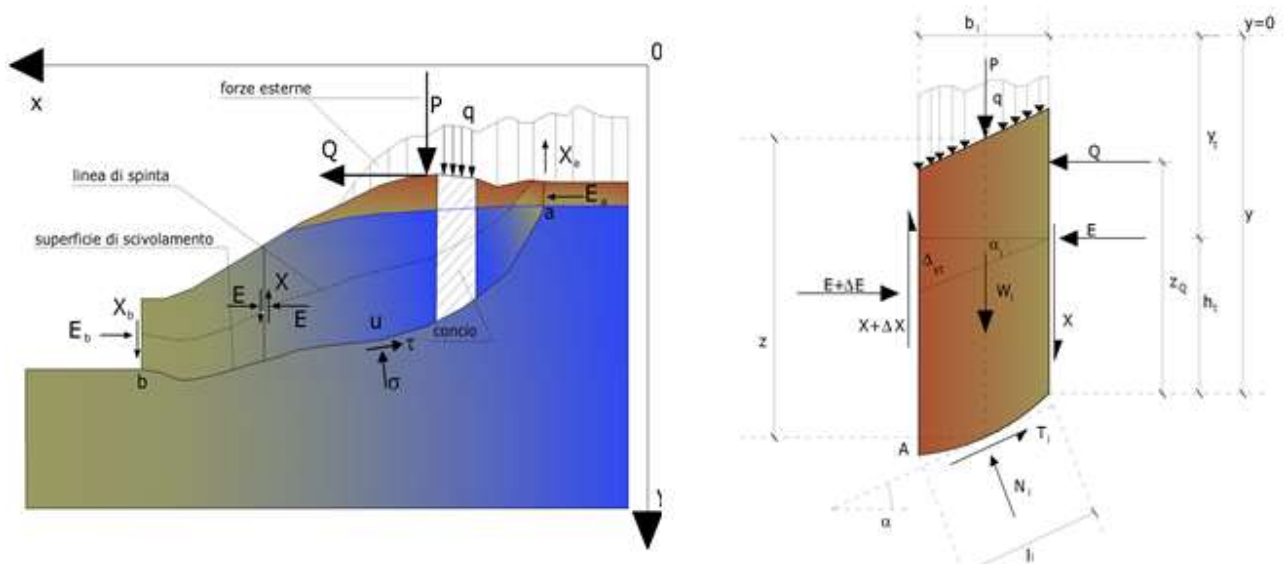
I valori di F e di DX per ogni elemento che soddisfano questa equazione danno una soluzione rigorosa al problema. Come prima approssimazione conviene porre  $DX = 0$  ed iterare per il calcolo del fattore di sicurezza, tale procedimento è noto come metodo di Bishop ordinario, gli errori commessi rispetto al metodo completo sono di circa 1 %.

Metodo di Janbu (1967)

Janbu estese il metodo di Bishop a superfici di scorrimento di forma qualsiasi.

Quando vengono trattate superfici di scorrimento di forma qualsiasi il braccio delle forze cambia (nel caso delle superfici circolari resta costante e pari al raggio). A tal motivo risulta più conveniente valutare l'equazione del momento rispetto allo spigolo di ogni blocco.

$$F = \frac{\sum \{c_i \times b + (W_i - u_i \times b_i + \Delta X_i) \times \tan \varphi_i\} \times \frac{\sec^2 \alpha_i}{1 + \tan \alpha_i \times \tan \varphi_i / F}}{\sum W_i \times \tan \alpha_i}$$

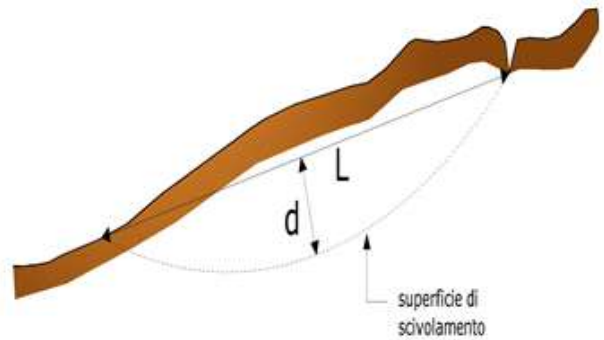
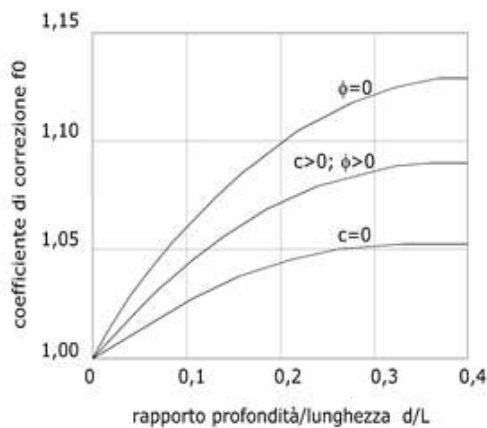


Azioni sul concio i-esimo secondo le ipotesi di Janbu e rappresentazione d'insieme dell'ammasso

Assumendo  $DX_i = 0$  si ottiene il metodo ordinario. Janbu propose inoltre un metodo per la correzione del fattore di sicurezza ottenuto con il metodo ordinario secondo la seguente:

$$F_{\text{corretto}} = f_0 \cdot F$$

dove  $f_0$  è riportato in grafici funzione di geometria e parametri geotecnici. Tale correzione è molto attendibile per pendii poco inclinati.



### Metodo di Bell (1968)

Le forze agenti sul corpo che scivola includono il peso effettivo del terreno,  $W$ , le forze sismiche pseudostatiche orizzontali e verticali  $K_X W$  e  $K_Z W$ , le forze orizzontali e verticali  $X$  e  $Z$  applicate esternamente al profilo del pendio, infine, la risultante degli sforzi totali normali e di taglio  $s$  e  $t$  agenti sulla superficie potenziale di scivolamento.

Lo sforzo totale normale può includere un eccesso di pressione dei pori  $u$  che deve essere specificata con l'introduzione dei parametri di forza efficace.

In pratica questo metodo può essere considerato come un'estensione del metodo del cerchio di attrito per sezioni omogenee precedentemente descritto da Taylor.

In accordo con la legge della resistenza di Mohr-Coulomb in termini di tensione efficace, la forza di taglio agente sulla base dell' $i$ -esimo concio è data da:

$$T_i = \frac{c_i L_i + (N_i - u_{ci} L_i) \tan \Phi_i}{F}$$

in cui:

$F$  = il fattore di sicurezza;

$c_i$  = la coesione efficace (o totale) alla base dell' $i$ -esimo concio;

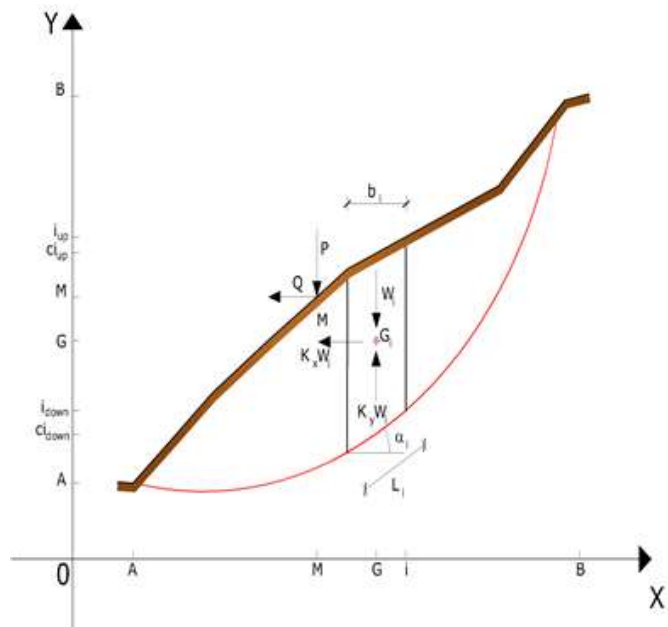
$f_i$  = l'angolo di attrito efficace (= 0 con la coesione totale) alla base dell' $i$ -esimo concio;

$L_i$  = la lunghezza della base dell' $i$ -esimo concio;

$u_{ci}$  = la pressione dei pori al centro della base dell' $i$ -esimo concio.

L'equilibrio risulta uguagliando a zero la somma delle forze orizzontali, la somma delle forze verticali e la somma dei momenti rispetto all'origine.

Viene adottata la seguente assunzione sulla variazione della tensione normale agente sulla potenziale superficie di scorrimento:



$$\sigma_{ci} = \left[ C_1 (1 - K_z) \frac{W_i \cos \alpha_i}{L_i} \right] + C_2 f(x_{ci}, y_{ci}, z_{ci})$$

in cui il primo termine dell'equazione include l'espressione:

$$W_i \cos \alpha_i / L_i = \text{valore dello sforzo normale totale associato con il metodo ordinario dei concii}$$

Il secondo termine dell'equazione include la funzione:

$$f = \sin 2\pi \left( \frac{x_n - x_{ci}}{x_n - x_0} \right)$$

dove  $x_0$  ed  $x_n$  sono rispettivamente le ascisse del primo e dell'ultimo punto della superficie di scorrimento, mentre  $x_{ci}$  rappresenta l'ascissa del punto medio della base del concio i-esimo.

Una parte sensibile di riduzione del peso associata con una accelerazione verticale del terreno  $K_z$  g può essere trasmessa direttamente alla base e ciò è incluso nel fattore  $(1 - K_z)$ .

Lo sforzo normale totale alla base di un concio è dato da:

$$N_i = \sigma_{ci} L_i$$

La soluzione delle equazioni di equilibrio si ricava risolvendo un sistema lineare di tre equazioni ottenute moltiplicando le equazioni di equilibrio per il fattore di sicurezza  $F$ , sostituendo l'espressione di  $N_i$  e moltiplicando ciascun termine della coesione per un coefficiente arbitrario  $C_3$ . Qualsiasi coppia di valori del fattore di sicurezza nell'intorno di una stima fisicamente ragionevole può essere usata per iniziare una soluzione iterativa.

Il numero necessario di iterazioni dipende sia dalla stima iniziale sia dalla desiderata precisione della soluzione; normalmente, il processo converge rapidamente.

#### 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:

$$\begin{aligned} N_i \cos \alpha_i + T_i \sin \alpha_i &= W_i - \Delta X_i \\ T_i \cos \alpha_i - N_i \sin \alpha_i &= K W_i + \Delta E_i \end{aligned}$$

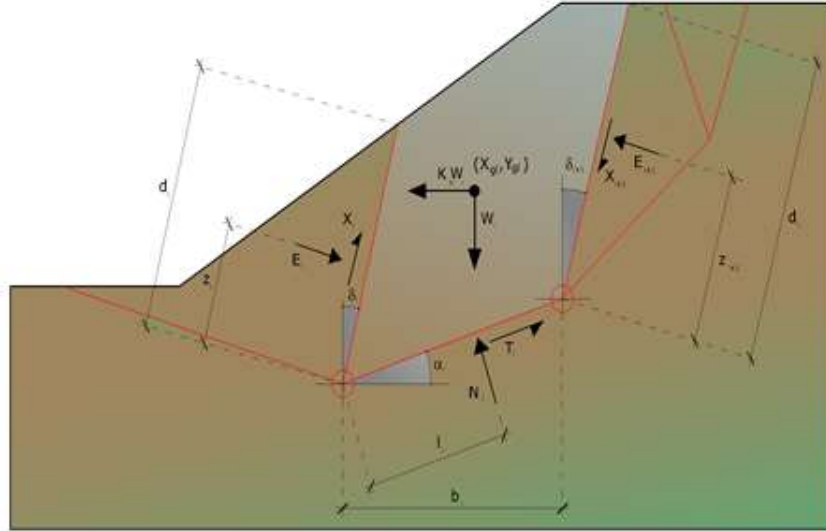
Viene, inoltre, assunto che in assenza di forze esterne sulla superficie libera dell'ammasso si ha:

$$\begin{aligned} SDE_i &= 0 \\ SDX_i &= 0 \end{aligned}$$



dove  $E_i$  e  $X_i$  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:



Azioni sull'iesimo concio, metodo di Sarma

$$\sum \Delta X_i \cdot \operatorname{tg}(\psi'_i - \alpha_i) + \sum \Delta E_i = \sum \Delta_i - K \cdot \sum W_i$$

$$\sum \Delta X_i \cdot [(y_{mi} - y_G) \cdot \operatorname{tg}(\psi'_i - \alpha'_i) + (x'_i - x_G)] = \sum W_i \cdot (x_{mi} - x_G) + \sum \Delta_i \cdot (y_{mi} - y_G)$$

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:

$$\begin{aligned} K &= K_c && \text{Accelerazione critica se } F=1 \\ F &= F_s && \text{Fattore di sicurezza in condizioni statiche se } K=0 \end{aligned}$$

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

E' stato trovato che una soluzione accettabile del problema si può ottenere assumendo la seguente distribuzione per le forze  $X_i$ :

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

dove  $Q_i$  è una funzione nota, in cui vengono presi in considerazione i parametri geotecnici medi sulla i-esima faccia del concio  $i$ , e  $\lambda$  rappresenta un'incognita.

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

### Metodo di Spencer (1967)

Il metodo è basato sull'assunzione:

1. 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  $q$ ;
2. tutti i momenti sono nulli  $M_i = 0$  con  $i = 1, \dots, n$ .

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:

$$1) \quad \sum Q_i R \cos(\alpha - \theta) = 0$$

dove:

$$Q_i = \frac{\frac{c}{F_s} (W \cos \alpha - \gamma_w h \sec \alpha) \frac{\tan \alpha}{F_s} - W \sin \alpha}{\cos(\alpha - \theta) \left[ \frac{F_s + \tan \phi \tan(\alpha - \theta)}{F_s} \right]}$$

forza d'interazione fra i conci;

$R$  = raggio dell'arco di cerchio;

$\theta$  = angolo d'inclinazione della forza  $Q_i$  rispetto all'orizzontale.

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

$$\begin{aligned} \sum (Q_i \cos \theta) &= 0 \\ \sum (Q_i \sin \theta) &= 0 \end{aligned}$$

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

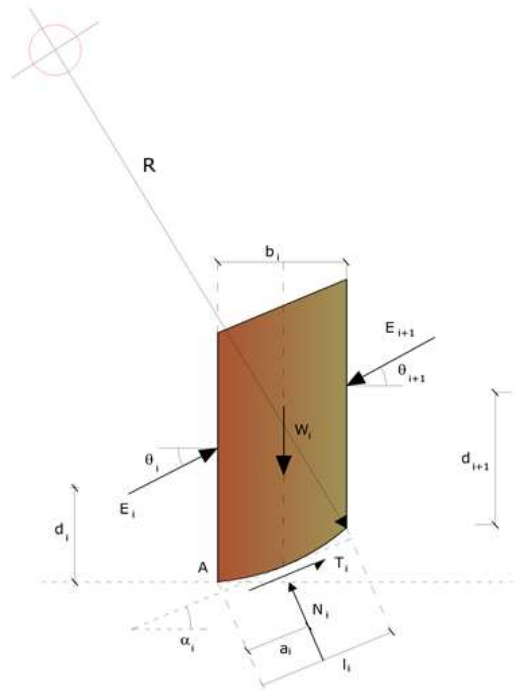
$$2) \quad \sum Q_i = 0$$

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  $\theta$ , considerando come valore unico del coefficiente di sicurezza quello per cui si abbia:

$$F_{sm} = F_{sf}$$

### Metodo di Morgenstern e Price (1965)

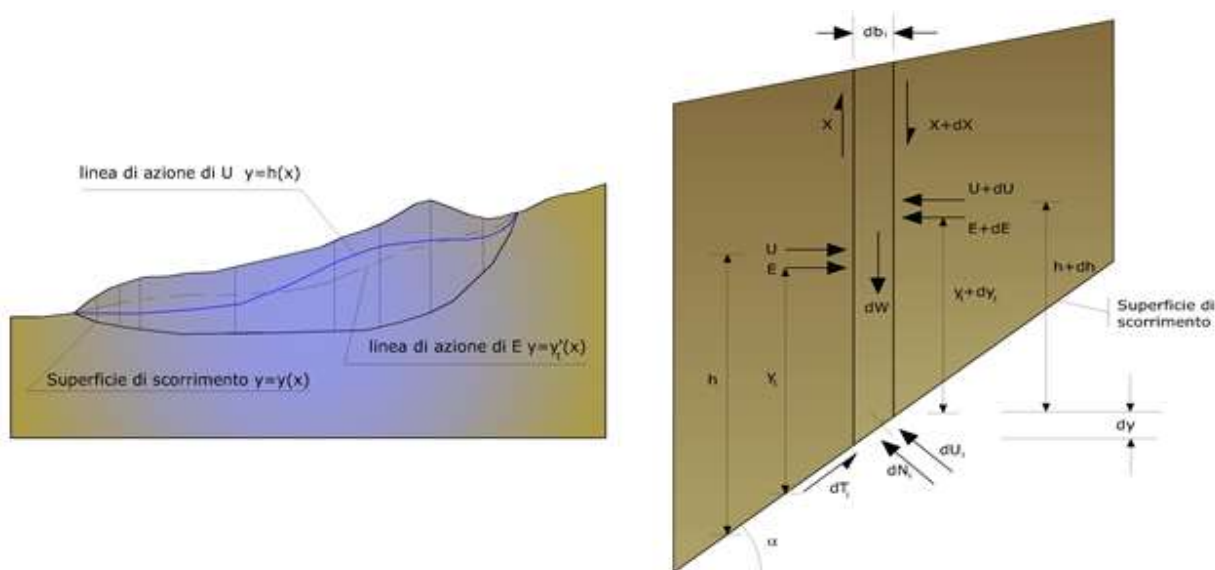
Si stabilisce una relazione tra le componenti delle forze di interfaccia del tipo  $X = \lambda f(x)E$ , dove  $\lambda$  è un fattore di scala e  $f(x)$ , funzione della posizione di  $E$  e di  $X$ , definisce una relazione tra la variazione della forza  $X$  e della forza  $E$  all'interno della massa scivolante. La funzione  $f(x)$  è scelta arbitrariamente (costante, sinusoidale, semisinusoidale, 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  $F_s$ , il peso della striscia infinitesima  $dW$  e la risultante delle pressioni neutra alla base  $dU$ .

Si ottiene la cosiddetta “equazione delle forze”:

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



Azioni sul concio i-esimo secondo le ipotesi di Morgenster e Price e rappresentazione d'insieme dell'ammasso

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

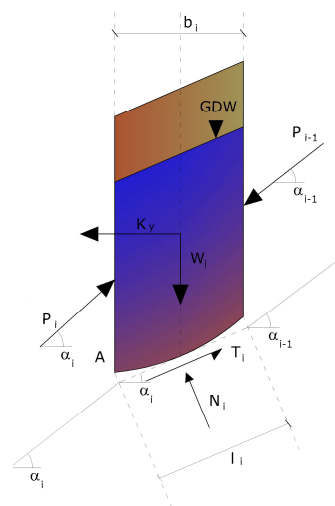
$$X = \frac{d(E \gamma)}{dx} - \gamma \frac{dE}{dx}$$

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

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

### Metodo di Zeng e Liang (2002)

Zeng e Liang hanno effettuato una serie di analisi parametriche su un modello bidimensionale sviluppato con codice agli elementi finiti, che riproduce il caso di pali immersi in un terreno in movimento (drilled shafts). Il modello bidimensionale riproduce una striscia di terreno di spessore unitario e ipotizza che il fenomeno avvenga in condizioni di deformazione piana nella direzione parallela all'asse dei pali. Il modello è stato utilizzato per indagare l'influenza sulla formazione dell'effetto arco di alcuni parametri come l'interasse fra i pali, il diametro e la forma dei pali, e le proprietà meccaniche del terreno. Gli autori individuano nel rapporto tra l'interasse e il diametro dei i pali ( $s/d$ ) il



parametro adimensionale determinante per la formazione dell'effetto arco. Il problema risulta essere staticamente indeterminato, con grado di indeterminatezza pari a  $(8n-4)$ , ma nonostante ciò è possibile ottenere una soluzione riducendo il numero delle incognite e assumendo quindi delle ipotesi semplificative, in modo da rendere determinato il problema.

Le assunzioni che rendono il problema determinato sono:

- Ky sono assunte orizzontali per ridurre il numero totale delle incognite da  $(n-1)$  a  $(7n-3)$ ;
- Le forze normali alla base della striscia agiscono nel punto medio, riducendo le incognite da  $n$  a  $(6n-3)$ ;
- La posizione delle spinte laterali è ad un terzo dell'altezza media dell'inter-striscia e riduce le incognite da  $(n-1)$  a  $(5n-2)$ ;
- Le forze  $(P_i-1)$  e  $P_i$  si assumono parallele all'inclinazione della base della striscia  $(\alpha_i)$ , riducendo il numero di incognite da  $(n-1)$  a  $(4n-1)$ ;
- Si assume un'unica costante di snervamento per tutte le strisce, riducendo le incognite da  $(n)$  a  $(3n-1)$ ;

Il numero totale di incognite quindi è ridotto a  $(3n)$ , da calcolare utilizzando il fattore di trasferimento di carico. Inoltre si deve tener presente che la forza di stabilizzazione trasmessa sul terreno a valle dei pali risulta ridotta di una quantità  $R$ , chiamato fattore di riduzione, calcolabile come:

$$R = \frac{1}{s/d} + \left(1 - \frac{1}{s/d}\right) \cdot R_p$$

Il fattore  $R$  dipende quindi dal rapporto fra l'interasse presente fra i pali e il diametro dei pali stessi e dal fattore  $R_p$  che tiene conto dell'effetto arco.

Valutazione dell'azione sismica

La stabilità dei pendii nei confronti dell'azione sismica viene verificata con il metodo pseudo-statico. Per i terreni che sotto l'azione di un carico ciclico possono sviluppare pressioni interstiziali elevate viene considerato un aumento in percento delle pressioni neutre che tiene conto di questo fattore di perdita di resistenza.

Ai fini della valutazione dell'azione sismica vengono considerate le seguenti forze:

$$F_H = K_x W$$

$$F_V = K_y W$$

Essendo:

- $F_H$  e  $F_V$  rispettivamente la componente orizzontale e verticale della forza d'inerzia applicata al baricentro del concio;
- $W$  peso concio;
- $K_x$  coefficiente sismico orizzontale;
- $K_y$  coefficiente sismico verticale.

Ricerca della superficie di scorrimento critica

In presenza di mezzi omogenei non si hanno a disposizione metodi per individuare la superficie di scorrimento critica ed occorre esaminarne un numero elevato di potenziali superfici.

Nel caso vengano ipotizzate superfici di forma circolare, la ricerca diventa più semplice, in quanto dopo aver posizionato una maglia dei centri costituita da  $m$  righe e  $n$  colonne saranno esaminate tutte le superfici aventi per centro il generico nodo della maglia  $m'n$  e raggio variabile in un determinato range di valori tale da esaminare superfici cinematicamente ammissibili.

### Analisi di stabilità dei pendii con : BISHOP (1955)

Per l'analisi di stabilità di cui al presente documento è stato adottato il metodo proposto da Bishop, meglio esplicitato nelle tabelle che seguono.

Calcolo eseguito secondo	NTC 2018
Numero di strati	3.0
Numero dei conci	10.0
Grado di sicurezza ritenuto accettabile	1.3
Coefficiente parziale resistenza	1.0
Analisi	Condizione drenata
Superficie di forma circolare	

### Maglia dei Centri

Ascissa vertice sinistro inferiore xi	-2.51 m
Ordinata vertice sinistro inferiore yi	37.5 m
Ascissa vertice destro superiore xs	42.08 m
Ordinata vertice destro superiore ys	61.03 m
Passo di ricerca	10.0
Numero di celle lungo x	10.0
Numero di celle lungo y	10.0

### Coefficienti sismici [N.T.C.]

#### Dati generali

Tipo opera: pendio in materiale argilloso leggermente sovraconsolidato  
Classe d'uso: I  
Vita nominale: 50 [anni]  
Vita di riferimento: 35 [anni]

#### Parametri sismici su sito di riferimento

Categoria sottosuolo: C  
Categoria topografica: 1

### VEDI FIGURA 2

Coefficiente azione sismica orizzontale 0.007

Coefficiente azione sismica verticale 0.0035

Vertici profilo

Nr	X (m)	y (m)
1	0.0	12.79
2	3.04	12.79
3	6.46	15.79
4	10.46	15.79
5	12.78	16.79
6	14.42	17.79
7	15.81	18.79
8	17.39	19.79
9	19.09	20.79
10	21.09	22.79
11	25.04	22.79
12	27.06	23.79
13	28.46	25.79
14	32.21	26.79
15	33.92	27.79
16	35.28	28.79
17	36.56	29.79
18	37.77	30.79
19	39.02	32.0
20	45.04	32.0
21	46.25	33.79
22	47.73	34.79
23	49.71	35.79
24	51.13	36.79
25	52.33	38.22
26	63.08	38.22
27	64.1	37.79
28	68.77	32.82
29	73.04	32.84
30	75.8	27.87
31	79.82	27.91
32	82.83	22.94
33	86.85	22.99
34	89.86	18.02
35	93.88	18.02
36	95.69	15.1
37	99.69	15.1
38	103.12	12.0
39	107.12	12.0
40	110.56	9.0
41	110.56	9.0
42	113.97	6.0
43	117.97	6.0
44	121.39	3.0
45	126.39	3.0

## Falda

Nr.	X (m)	y (m)
1	80.39	26.99
2	103.32	27.0
3	122.14	27.0
4	126.39	27.0

## Vertici strato .....1

N	X (m)	y (m)
1	0.0	12.77
2	3.04	12.77
3	6.46	15.79
4	10.46	15.79
5	12.8	16.8
6	15.25	18.38
7	42.6	18.6
8	67.17	18.6
9	81.08	18.6
10	87.48	18.6
11	89.2	18.6
12	89.86	18.02
13	93.88	18.02
14	95.69	15.1
15	99.69	15.1
16	103.12	12.0
17	107.12	12.0
18	110.56	9.0
19	110.56	9.0
20	113.97	6.0
21	117.97	6.0
22	121.39	3.0
23	126.39	3.0

## Vertici strato .....2

N	X (m)	y (m)
1	0.0	12.77
2	3.04	12.77
3	6.46	15.79
4	10.46	15.79
5	12.8	16.8
6	14.99	18.19
7	42.6	18.2
8	67.17	18.2
9	81.08	18.2
10	89.76	18.2
11	89.2	18.2
12	89.86	18.02
13	93.88	18.02
14	95.69	15.1
15	99.69	15.1
16	103.12	12.0
17	107.12	12.0

18	110.56	9.0
19	110.56	9.0
20	113.97	6.0
21	117.97	6.0
22	121.39	3.0
23	126.39	3.0

#### Coefficienti parziali azioni

Sfavorevoli: Permanenti, variabili	1.0	1.0
Favorevoli: Permanenti, variabili	1.0	1.0

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

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

#### Stratigrafia

Strato	Coesione (kg/cm <sup>2</sup> )	Coesione non drenata (kg/cm <sup>2</sup> )	Angolo resistenza al taglio (°)	Peso unità di volume (Kg/m <sup>3</sup> )	Peso unità di volume saturato (Kg/m <sup>3</sup> )	Litologia	
1	0.7	3	36	1700	2300	Sabbia o sabbia limosa densa	
2	0	0	36	1900	2100		
3	0.7	3	36	1700	2300		

#### Risultati analisi pendio [A2+M2+R2]

Fs minimo individuato	2.22
Ascissa centro superficie	42.08 m
Ordinata centro superficie	42.21 m
Raggio superficie	30.58 m

B: Larghezza del concio; Alfa: Angolo di inclinazione della base del concio; Li: Lunghezza della base del concio; Wi: Peso del concio ; Ui: Forze derivanti dalle pressioni neutre; Ni: forze agenti normalmente alla direzione di scivolamento; Ti: forze agenti parallelamente alla superficie di scivolamento; Fi: Angolo di attrito; c: coesione.



xc = 42.078 yc = 42.209 Rc = 30.579 Fs=2.216

Nr.	B m	Alfa (°)	Li m	Wi (Kg)	Kh•Wi (Kg)	Kv•Wi (Kg)	c (kg/cm <sup>2</sup> )	Fi (°)	Ui (Kg)	N'i (Kg)	Ti (Kg)
1	1.41	-45.2	2.03424.15	23.97	11.98	0.56	30.2	0.013505.4	8581.9		
2	5.97	-36.4	7.454088.11	378.62	189.31	0.56	30.2	0.0100373.8	45061.2		
3	1.4	-27.9	1.622930.66	160.51	80.26	0.56	30.2	0.032609.8	12556.4		
4	3.75	-22.6	4.178741.14	551.19	275.59	0.56	30.2	0.0100593.9	36648.9		
5	1.71	-17.1	1.841687.01	291.81	145.9	0.56	30.2	0.048986.4	17369.4		
6	1.36	-14.2	1.436463.91	255.25	127.62	0.56	30.2	0.041227.9	14356.9		
7	1.28	-11.6	1.337154.74	260.08	130.04	0.56	30.2	0.040812.0	14005.7		
8	1.21	-9.2	1.237653.52	263.57	131.79	0.56	30.2	0.040377.6	13687.4		
9	1.25	-6.9	1.341619.89	291.34	145.67	0.56	30.2	0.043701.9	14643.3		
10	32.16	33.2	38.41297219.0	9080.53	4540.27	0.56	30.2	0.01268952.0429931.0			

## Conclusioni

L'analisi che precede conferma la stabilità del diaframma di separazione tra il cantiere RP2 ed il nuovo cantiere in progetto ad ovest di questo.

Il coefficiente di sicurezza minimo risultante di 2.22 è abbondantemente superiore al coefficiente minimo di riferimento di 1.33, confermato dall'elaborazione secondo le NTC 2018.

Quanto sopra non esclude, ma obbliga, che in fase operativa debba essere attuato un Piano di Monitoraggio e Controllo continuo.