

AUTOSTRADA (A14) : BOLOGNA-BARI-TARANTO

AMPLIAMENTO ALLA TERZA CORSIA
DEL TRATTO RIMINI NORD-PEDASO

TRATTO : CATTOLICA - FANO

NUOVO SVINCOLO DI FANO NORD
PROGETTO DEFINITIVO

DOCUMENTAZIONE GENERALE

GEOTECNICA RELAZIONE GEOTECNICA RILEVATI

**IL RESPONSABILE PROGETTAZIONE
SPECIALISTICA**

Ing. Tiziano Collotta
Ord. Ingg. Lecco N.122

RESPONSABILE UFFICIO GEI

**IL RESPONSABILE INTEGRAZIONE
PRESTAZIONI SPECIALISTICHE**

Ing. Giuliana Garigali
Ord. Ingg. Milano N. 18419

RESPONSABILE AREA DI PROGETTO BOLOGNA

IL DIRETTORE TECNICO

Ing. Maurizio Torresi
Ord. Ingg. Milano N. 16492

RESPONSABILE FUNZIONE STP

RIFERIMENTO ELABORATO						DATA:	REVISIONE	
DIRETTORIO			FILE			OTTOBRE 2010	n.	data
codice	commessa	N.Prog.	unita'	n. progressivo		SCALA:	1	NOVEMBRE 2011
1	1	143101	GEI APE	00	201		-	2

spea
autostrade

ingegneria
europea

ELABORAZIONE
GRAFICA
A CURA DI :

-

ELABORAZIONE
PROGETTUALE
A CURA DI :

-

CONSULENZA
A CURA DI :

IL RESPONSABILE
UFFICIO/UNITA'

Ing. Tiziano Collotta O.I. Lecco N.122

VISTO DEL COORDINATORE GENERALE SPEA
DIREZIONE OPERATIVA
PROGETTAZIONE ED ESECUZIONE LAVORI ASPI

Ing. Alberto Selleri

VISTO DEL COMMITTENTE

autostrade // per l'italia

Geom. Mauro Moretti

VISTO DEL CONCEDENTE



INDICE

1	PREMESSA	2
2	Introduzione	4
3	Documenti di Riferimento	5
3.1	Normativa	5
3.2	Bibliografia.....	5
4	Descrizione del tracciato	6
5	Parametri geotecnici di progetto.....	7
6	Costruzione dei rilevati e preparazione del piano di posa.....	9
7	Calcolo dei cedimenti.....	12
7.1	Metodologia di calcolo	14
7.2	Schematizzazione stratigrafica e parametri di deformabilità.....	17
7.3	Risultati delle analisi	18
8	Analisi di stabilità globale.....	20
8.1	Metodologia di calcolo	22
	<i>Il metodo di Bishop.....</i>	<i>25</i>
8.2	Parametri di resistenza dei terreni	31
8.3	Risultati delle analisi	31

1 PREMESSA

Nell'ambito delle attività da svolgere legate al IV° atto aggiuntivo alla concessione per l'esercizio di tratte autostradali tra Autostrade per l'Italia S.p.A. ed ANAS, si prevede l'ammodernamento e l'ampliamento alla terza corsia dell'Autostrada A14 Bologna – Bari – Taranto, comunemente denominata "Adriatica", nel tratto compreso tra gli svincoli di Rimini Nord e Pedaso.

All'interno del più esteso intervento di ampliamento ed ammodernamento dell'autostrada A14 sopra richiamato, si inserisce il progetto di ampliamento alla 3^a corsia della tratta Cattolica – Fano, dalla progr. km 145+537.45 alla progr. km 173+702.40 (progressiva riferita all'asse carr. sud), coincidente con la progr. esistente km 173+800, per una lunghezza complessiva di 28,165 km circa. All'interno di tale tratto ricade lo svincolo di Fano (km 173+200).

La Conferenza dei Servizi del progetto di adeguamento alla 3° corsia del tratto Cattolica – Fano, si è tenuta nelle sessioni del 19.05.06, 23.06.06 e 7.07.06.

Con Decreto direttoriale n.6839 in data 21.12.06, il Ministero delle Infrastrutture, nel constatare la raggiunta intesa tra Stato e Regione Marche, ai sensi dell'art.81 del DPR 24.07.1977 n.616 e succ. mod. ed integr., ha autorizzato la realizzazione delle opere relative all'ampliamento alla 3° corsia, inserendo la richiesta di alcune opere compensative, con particolare riferimento alla realizzazione delle nuove Bretelle e svincoli indicate nelle Delibere Regionali n°735 del 19/06/06.

Dette opere, i cui lay out ed esatta localizzazione sono state definite d'intesa con gli Enti territoriali, sono riportate nel progetto preliminare approvato dal Comune di Fano con delibera Comunale del 24/02/2010.

I conseguenti progetti definitivi sono quindi oggetto di iter progettuale e valutazione di impatto ambientale separata rispetto al progetto iniziale.

Il progetto preliminare delle opere compensative del comune di Fano è stato suddiviso in cinque “sottoprogetti” tutti, in maniera più o meno diretta, legati tra loro e finalizzati a razionalizzare e migliorare l’accessibilità al sistema autostradale e la relazione tra il sistema viario locale e quello a più lunga percorrenza; gli interventi progettati sono:

- NUOVO SVINCOLO DI FANO NORD: si tratta di una nuova stazione di svincolo autostradale, in località Fenile, al Km 169+800 della A14.

Detto intervento riveste carattere nazionale.

- ADEGUAMENTO DEL COLLEGAMENTO TRA SVINCOLO DI FANO ESISTENTE E SS73BIS: consiste nell’adeguamento e miglioramento del nodo di svincolo esistente tra la S.S 73 bis (E78) Fano-Grosseto, lo svincolo di Fano esistente e la viabilità locale, tramite l’integrazione del sistema con nuovi rami di collegamento e rotatorie.
- BRETELLA DI COLLEGAMENTO S.P.3 - S.P.45: realizza la connessione tra la S.P.3 Flaminia e S.P.45 Carignano; quest’ultima è collegata mediante rotatoria al piazzale di stazione del nuovo svincolo di Fano Nord.
- BRETELLA DI COLLEGAMENTO S.P.3 – VIA CAMPANELLA: realizza la connessione tra la S.P.3 Flaminia e via Tommaso Campanella, importante asse viario locale.
- BRETELLA SUD DI FANO : realizza il collegamento tra la viabilità che costeggia l’aeroporto di Fano, anch’essa riqualificata a sezione tipo C1 e direttamente connessa al sistema di rotatorie previsto in corrispondenza del casello di Fano esistente, e la S.P. 16 Orcianese.

Le bretelle elencate, strade prevalentemente di categoria C1 salvo i raccordi con le viabilità esistenti e di sviluppo complessivo di circa 10 km, rivestono carattere locale per tipologia ed importanza.

Per quanto sopra evidenziato, a partire da un progetto unitario, si è ritenuto di articolare il progetto definitivo delle stesse in due insiemi:

PARTE A: il nuovo svincolo autostradale di Fano Nord (oggetto della presente progettazione)

PARTE B: le 4 bretelle, denominate “opere compensative”.

Per consentire una visione di insieme degli interventi e per completezza di inquadramento, anche se le bretelle hanno valenza locale, si è ritenuto opportuno nelle valutazioni generali considerare tutti gli interventi per sfruttare più dati di base ed indagini, per valutare meglio e verificare gli effetti globali degli stessi.

Di seguito si riferisce, quindi, di tutta l'attività condotta in più fasi e aree di interesse; nello specifico il presente progetto definitivo riguarda i dati relativi al nuovo svincolo di Fano Nord.

2 INTRODUZIONE

La presente relazione contiene le verifiche geotecniche relative ai rilevati ed alle trincee presenti lungo il tracciato in progetto, per quanto riguarda le opere compensative del comune di Fano.

In particolare oggetto della presente relazione è la verifica di stabilità globale delle opere in terra, la valutazione dei cedimenti e del loro decorso nel tempo.

Si segnala che per quanto riguarda le trincee sono state condotte analisi di stabilità globale per le sole trincee presenti nel Lotto 2 ed appartenenti alla viabilità della Bretella Sud in progetto immediatamente a Sud del fiume Metauro, si veda a tal proposito il capitolo 4. Tale porzione finale del tracciato, infatti, è l'unica caratterizzata dalla presenza in superficie dei depositi alluvionali sabbioso-ghiaiose A2 e pertanto le analisi sono state finalizzate a capire se fosse ivi possibile adottare per le scarpate delle trincee una maggiore pendenza, ovvero pari a 4(verticale) : 7(orzizontale), rispetto alla pendenza prevista in progetto per tutti i tratti in trincea, pari a 1(verticale) : 2.5(orzizontale).

3 DOCUMENTI DI RIFERIMENTO

3.1 NORMATIVA

Normativa italiana

- *“Primi elementi in materia di criteri generali per la classificazione sismica del territorio nazionale e di normative tecniche per le costruzioni in zona sismica”* - Ordinanza PCM 3274 del 20 marzo 2003
- *“Disposizioni attuative dell’art.2, commi 2, 3 e 4 dell’Ordinanza PCM 3274 del 20 marzo 2003 recante -Primi elementi in materia di criteri generali per la classificazione sismica del territorio nazionale e di normative tecniche per le costruzioni in zona sismica“-* DM 21 Ottobre 2003
- *“Nuove Norme Tecniche per le Costruzioni”* - D.M. 14 Gennaio 2008 (NTC).

Eurocodici

- *“Eurocode 5: Design of steel structures – Part n.5: Piling”* - ENV 1993-5:1997 (EC5-5)
- *“Eurocode 7: Geotechnical Design – Part 1: General Roules”* - EN 1997-1:2004 (EC7-1)
- *“Eurocode 8: design of structures for earthquake resistance - Part 1: General rules, seismic actions and rules for buildings”* - prEN 1998-1:2003 (EC8-1)
- *“Eurocode 8: design of structures for earthquake resistance – Part 5: Foundations, retaining structures and geotechnical aspects”* - prEN 1998-5:2003 (EC8-5)

3.2 BIBLIOGRAFIA

- Lancellotta R., 1993, *“Geotecnica”* – Zanichelli, Bologna, 2a ed., 555pp.
- Janbu N., 1973, *“Slope stability computations”*, Casagrande Volume. Embankment Dam Engineering. John Wiley & Sons ed.
- Terzaghi K., Peck R.B. *“Soil mechanics in engineering practice”* John Wiley, New York (1st edn), 1948
- NAVFAC-DM 7 *“Design Manual - Soil mechanics, foundations, and earth structures”* DEPT. OF THE NAVY - NAVAL FACILITIES ENGINEERING COMMAND, 1982
- Cestari F. *“Prove Geotecniche in sito”* ed. GEO-GRAPH s.n.c. 1990

4 DESCRIZIONE DEL TRACCIATO

Il tracciato delle opere in oggetto (opere compensative del Comune di Fano) si sviluppa principalmente in adiacenza all'autostrada A14, tra le progressive 169.0 e 177.0 circa ed è suddiviso in due Lotti.

Il **Lotto 1** comprende la realizzazione delle seguenti viabilità:

- Bretella di Collegamento S.P.45 - S.P.3
- Bretella di Collegamento S.P.3 – via Campanella
- Nuovo Svincolo di Fano Nord

Il **Lotto 2** comprende la realizzazione delle seguenti viabilità:

- Nuove Rotatorie Uscita Svincolo di Fano esistente
- Bretella Sud di Fano.

5 PARAMETRI GEOTECNICI DI PROGETTO

In accordo alla Relazione Geotecnica, si riporta nel seguito una tabella riassuntiva con i parametri geotecnici delle formazioni coinvolte nella realizzazione delle opere.

Le formazioni di interesse per le viabilità in oggetto sono le seguenti:

- A1 Alluvioni fino limoso-argillose
- A2 Alluvioni sabbioso-ghiaiose
- P1 Depositi plio-pleistocenici limoso-argillosi
- P2 Depositi plio-pleistocenici sabbioso-limosi

LOTTO1			
Materiale	Peso di volume γ_n (kN/m³)	Parametri di resistenza	Parametri di deformabilità (MPa)
A1	18.5-20.5	$c_u=30-60$ kPa $c'=2-8$ kPa $\phi'=26^\circ-27^\circ$	$E_{op}=5-7$ MPa
A2	19.0-20.0	$\phi'=37^\circ-39^\circ$	$E_0=200-400$ MPa
P1	19.5-21.5	$c_u \geq 200$ kPa $c'=10-20$ kPa $\phi'=26^\circ-30^\circ$	$E_{op}=50$ MPa
P2	18.0-21.0	$\phi'=38^\circ-40^\circ$	$E_0=300-600$ MPa

LOTTO2			
Materiale	Peso di volume γ_n (kN/m³)	Parametri di resistenza	Parametri di deformabilità (MPa)
A1	18.0-20.0	$c_u=30-60$ kPa $c'=2-8$ kPa $\phi'=26^\circ-27^\circ$	$E_{op}=5-11$ MPa
A2	19.0-20.0	$\phi'=37^\circ-39^\circ$	$E_0=200-400$ MPa
P1	19.5-20.5	$c_u \geq 200$ kPa $c'=10-30$ kPa $\phi'=26^\circ-30^\circ$	$E_{op}=50$ MPa
P2	18.0-21.0	$\phi'=38^\circ-40^\circ$	$E_0=300-600$ MPa

Essendo:

γ_n	=	peso di volume naturale (kN/m ³)
c_u	=	resistenza al taglio non drenata (kPa)
c'	=	resistenza al taglio in termini di sforzi efficaci (kPa)
ϕ'	=	angolo d'attrito in termini di sforzi efficaci
E_{op}	=	modulo elastico "operativo"
E_0	=	modulo elastico iniziale

6 COSTRUZIONE DEI RILEVATI E PREPARAZIONE DEL PIANO DI POSA

Le caratteristiche dei materiali presenti nei primi metri di profondità dal p.c., che saranno eventualmente interessati dagli scavi per la costruzione delle opere, sono tali da escluderne in generale l'utilizzo diretto per la costruzione dei rilevati. Si è pertanto previsto il trattamento a calce (eventualmente a cemento) dei materiali coesivi superficiali, qualora vengano utilizzati a tale scopo (vedi Tavola Tipologica Rilevati e Trincee – Sezioni Tipo).

Nel caso in cui non sia possibile l'utilizzo di materiale da rilevato ai sensi delle N.T.A (terra appartenente ai gruppi A1, A2-4, A2-5, A3) si potrà pertanto utilizzare terreno trattato a calce appartenente ai gruppi A2-6, A2-7, A6, A7 e di dimostrata affinità con la calce stessa, da verificare con idonee prove di qualificazione. Nel caso di terreni appartenenti al gruppo A4, la stabilizzazione verrà eseguita a cemento, con procedure e dosaggi analoghi a quelli qui descritti. La posa in opera del terreno avverrà per strati di altezza massima pari a 30 cm.

I pozzetti eseguiti lungo il tracciato delle nuove opere hanno indagato essenzialmente i materiali alluvionali limoso-argillosi (A1); solo localmente si è rilevata la presenza di alluvioni sabbiose (A2).

Tabella 1 - Terreni di fondazione

Bretella SP3-SP45

da km (m)	a km (m)	tipo terreno di fondazione (-)	max spessore vegetale (m)	max spessore riporto (m)
0+000	1+294.98	A1	1.2	0.7

Bretella SP3-via Campanella

da km (m)	a km (m)	tipo terreno di fondazione (-)	max spessore vegetale (m)	max spessore riporto (m)
0+000	0+647.27	A1	0.7	1.2÷1.5

Nuovo svincolo di Fano Nord

da km (m)	a km (m)	tipo terreno di fondazione (-)	max spessore vegetale (m)	max spessore riporto (m)
-	-	A1	0.5÷1.2	0.7÷1.6

Nuovo svincolo di Fano esistente

da km (m)	a km (m)	tipo terreno di fondazione (-)	max spessore vegetale (m)	max spessore riporto (m)
-	-	A1	0.5÷0.6	-

Bretella Sud di Fano

	da km (m)	a km (m)	tipo terreno di fondazione (-)	max spessore vegetale (m)	max spessore riporto (m)
I ramo	0+000	0+727	A1	-	1.6
	0+727	2+137	A2	-	1.6
II ramo	0+000	0+663	A2	1.7	-
III ramo	0+000	0+554	A2	1.7	-

Le caratteristiche granulometriche e di plasticità di questi materiali sono tali da richiedere procedure di preparazione dei piani di posa dei rilevati analoghe a quelle già previste in sede di progettazione dell'allargamento alla 3a corsia dell'A14.

In dettaglio, la preparazione del piano di posa viene descritta nell'ipotesi (rilevato basso/trincea) che sia richiesta la stabilizzazione per 60 cm di spessore. Dove lo spessore richiesto è minore, le lavorazioni verranno modificate, assicurando sempre comunque la completa rimozione del terreno vegetale/agrario:

Terreni limosi- argillosi

- scavo di scotico del terreno vegetale per uno spessore di 20 cm;
- scavo della profondità di 30 cm (o comunque tale da garantire la totale asportazione del terreno vegetale) del terreno in situ, avendo cura di stoccare il materiale estratto presso i margini dello scavo, per facilitare le operazioni di movimento terra previste nelle fasi successive;
- trattamento a calce per ulteriori 30 cm di terreno in situ, da realizzare mediante Pulvimixer;
- stesa e trattamento a calce del terreno precedentemente stoccato, se idoneo, per uno spessore di 30 cm;
- stesa di uno strato di geotessile non tessuto di peso non inferiore a 300 g/mq, con funzione anticontaminante, per rilevati di altezza inferiore a 3.0 m;
- stesa di strato granulare con funzione anticapillare di 50 cm di spessore; lo strato sarà composto, come specificato dalle N.T.A., di materiali con granulometria assortita da 2÷50mm, con passante al vaglio da 2mm non superiore al 15% e con passante al vaglio UNI 0.075mm non superiore al 3%, per rilevati di altezza inferiore a 3.0 m;
- realizzazione del corpo del rilevato;
- realizzazione, al di sotto del piano di fondazione della pavimentazione, di uno strato di spessore minimo pari a 30 cm, realizzato con materiali appartenenti ai gruppi A1-a e A3.

Terreni ghiaiosi- sabbiosi

- scavo di scotico del terreno vegetale per uno spessore di 20 cm;
- scavo della profondità di 30 cm (o comunque tale da garantire la totale asportazione del terreno vegetale) del terreno in situ, avendo cura di stoccare il materiale estratto presso i margini dello scavo, per facilitare le operazioni di movimento terra previste nelle fasi successive;

- compattamento del materiale in situ di posa;
- bonifica con materiale da rilevato eventualmente trattato a calce per uno spessore di 30 cm;
- stesa di uno strato di geotessile non tessuto di peso non inferiore a 300 g/mq, con funzione anticontaminante, per rilevati di altezza inferiore a 3.0 m;
- stesa di strato granulare con funzione anticapillare di 50 cm di spessore; lo strato sarà composto, come specificato dalle N.T.A., di materiali con granulometria assortita da 2÷50mm, con passante al vaglio da 2mm non superiore al 15% e con passante al vaglio UNI 0.075mm non superiore al 3%, per rilevati di altezza inferiore a 3.0 m;
- realizzazione del corpo del rilevato;
- realizzazione, al di sotto del piano di fondazione della pavimentazione, di uno strato di spessore minimo pari a 30 cm, realizzato con materiali appartenenti ai gruppi A1-a e A3;

7.1 METODOLOGIA DI CALCOLO

La valutazione dell'incremento dello stato tensionale indotto nel terreno dai carichi applicati viene condotta con riferimento a soluzioni basate sulle seguenti ipotesi semplificative:

- il terreno è schematizzato come un semispazio elastico lineare, omogeneo ed isotropo (modello di Boussinesq).;
- l'area di carico è posta sulla superficie del semispazio ed è supposta di rigidità nulla.

Per una generica condizione di carico viene eseguita una discretizzazione in un numero finito di aree di carico sulle quali è applicata una pressione uniforme o variabile linearmente.

Per ogni direttrice di calcolo del cedimento vengono valutati gli incrementi di tensione indotti da ogni singola area di carico componendo poi gli effetti.

Il calcolo dell'incremento delle tensioni normali indotte da un'area di carico nastriforme, soggetta a un carico uniformemente distribuito, è stato eseguito sulla base delle formule di Jumikis (1971).

$$\Delta\sigma_z = \frac{q}{\pi} \cdot \left[\tan^{-1}\left(\frac{x+B}{z}\right) - \tan^{-1}\left(\frac{x-B}{z}\right) - \frac{z \cdot (x-B)}{(x-B)^2 + z^2} + \frac{z \cdot (x+B)}{(x+B)^2 + z^2} \right]$$

$$\Delta\sigma_x = \frac{q}{\pi} \cdot \left[\tan^{-1}\left(\frac{x+B}{z}\right) - \tan^{-1}\left(\frac{x-B}{z}\right) + \frac{z \cdot (x-B)}{(x-B)^2 + z^2} - \frac{z \cdot (x+B)}{(x+B)^2 + z^2} \right]$$

$$\Delta\sigma_y = \nu \cdot (\Delta\sigma_z + \Delta\sigma_x)$$

dove:

$\Delta\sigma_z, \Delta\sigma_x, \Delta\sigma_y$ = incremento delle tensioni normali verticali e orizzontali

q = carico applicato

ν = coefficiente di Poisson

B = semilarghezza dell'area di carico in direzione x

x, y, z = coordinate geometriche di riferimento come indicato nella figura seguente.

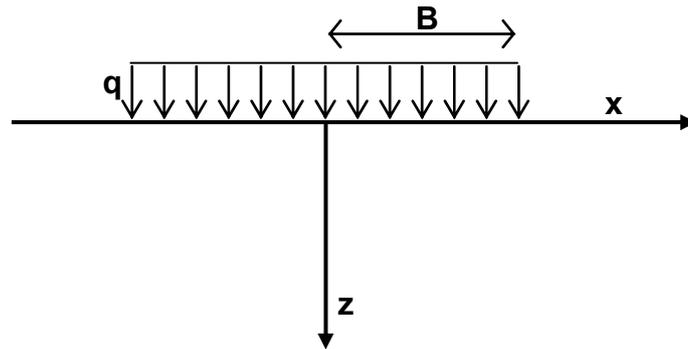


Figura 5 – Schema area di carico uniformemente distribuito

Nel caso di un'area di carico nastroforme soggetta a un carico linearmente crescente, le formule di Jumikis da applicare sono le seguenti:

$$\Delta\sigma_z = \frac{q}{\pi \cdot A} \cdot \left[(x - A) \cdot \left(\tan^{-1}\left(\frac{x - A}{z}\right) - \tan^{-1}\left(\frac{x}{z}\right) \right) + \frac{A \cdot z \cdot x}{x^2 + z^2} \right]$$

$$\Delta\sigma_x = \frac{q}{\pi \cdot A} \cdot \left[(x - A) \cdot \left(\tan^{-1}\left(\frac{x - A}{z}\right) - \tan^{-1}\left(\frac{x}{z}\right) \right) + z \cdot \ln\left(\frac{x^2 + z^2}{(x - A)^2 + z^2}\right) - \frac{A \cdot z \cdot x}{x^2 + z^2} \right]$$

$$\Delta\sigma_y = \nu \cdot (\Delta\sigma_z + \Delta\sigma_x)$$

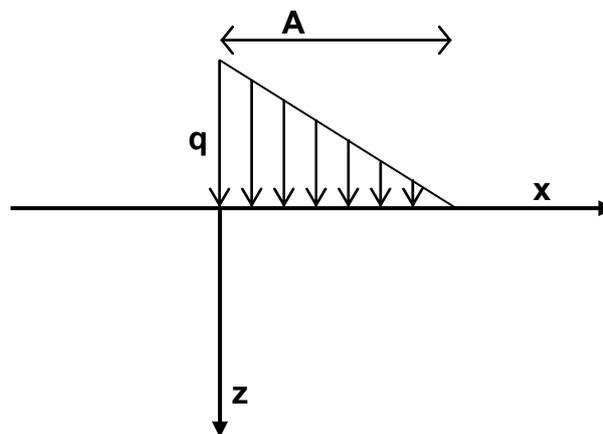


Figura 6 – Schema area di carico linearmente crescente

Il calcolo dei cedimenti viene quindi valutato mediante la seguente espressione:

$$w = \sum_{i=1}^n \frac{[\Delta\sigma_{zi} - \nu \cdot (\Delta\sigma_{xi} + \Delta\sigma_{yi})]}{E_i} \cdot \Delta h_i$$

dove:

w = cedimento

n = numero di suddivisioni dei vari strati di terreno

E_i = modulo di elasticità medio della suddivisione i -esima di terreno

Δh_i = altezza della suddivisione i -esima di terreno

ν = coefficiente di Poisson

$\Delta\sigma_z, \Delta\sigma_x, \Delta\sigma_y$ = incremento medio delle tensioni normali verticali e orizzontali della suddivisione i -esima di terreno

Il calcolo dei cedimenti è limitato agli strati di terreno che realisticamente risentono del carico applicato in superficie.

Ciò è individuato entro la profondità H_c (strato compressibile) per cui:

$$\Delta\sigma_z / \sigma'_{v0} > 0.10$$

essendo:

σ'_{v0} = tensione verticale efficace litostatica.

Il cedimento totale dato dagli strati coesivi (di bassa permeabilità) è generalmente dato dalla somma di tre contributi:

$$S_t = S_i + S_c + S_s$$

dove:

S_t = cedimento totale;

S_i = cedimento immediato; esso si sviluppa all'applicazione del carico, viene valutato con il modulo E_u (in condizioni non drenate).

S_c = cedimento per consolidazione, con sviluppo completo al tempo in cui sarà avvenuta la completa dissipazione delle sovrappressioni interstiziali indotte dai carichi.

S_s = cedimento secondario, dovuto a deformazioni viscosi del terreno con carico costante e pressioni interstiziali stabilizzate.

Il contributo del cedimento secondario diventa importante in pochi casi, quando il cedimento dipende in gran parte da uno strato argilloso di rilevante spessore nel quale il completamento della consolidazione avviene in pochi mesi (inserimento di dreni verticali molto fitti).

Nei casi in cui il cedimento secondario può essere trascurato si valuterà:

S_t , con il modulo E' (in condizioni drenate),

S_i , con il modulo E_u (in condizioni non drenate),

$$S_c = S_t - S_i.$$

7.2 SCHEMATIZZAZIONE STRATIGRAFICA E PARAMETRI DI DEFORMABILITÀ

In accordo alla caratterizzazione geotecnica dell'area in esame e in accordo ai profili geotecnici di interesse si è adottata nei calcoli la seguente schematizzazione stratigrafica ed i seguenti moduli elastici.

In particolare, per le sezioni relative alla SP3-SP45 (lotto 1), i parametri utilizzati nelle analisi sono quelli di Tabella 2, mentre per le sezioni della Bretella Sud (lotto 2) quelli di Tabella 3.

La quota di falda è stata cautelativamente assunta, in tutti i casi, a circa 1.0 m da piano campagna.

Tabella 2 - Stratigrafia SP3-SP45

Formazione	Da (m p.c.)	A (m p.c.)	γ (kN/m ³)	E' (kPa)	E_u (kPa)	ϕ' (kN/m ³)
A1	0.00	6.00	19.00	5000	12000	26
A2	6.00	8.00	19.00	20000	20000	37
A1	8.00	10.00	19.00	7000	20000	26
A2	10.00	15.00	19.00	40000	40000	37
P1/P2	15.00	100.00	20.00	50000	50000	28

Tabella 3 - Stratigrafia Bretella sud

Formazione	Da (m p.c.)	A (m p.c.)	γ (kN/m ³)	E' (kPa)	E _u (kPa)	ϕ' (kN/m ³)
A2	0.00	11.50	19.00	20000	20000	37
A1	11.50	15.00	19.00	5000	12000	26
A2	15.00	17.00	19.00	40000	40000	37
P1	17.00	50.00	19.00	50000	50000	28

7.3 RISULTATI DELLE ANALISI

Le analisi dei cedimenti e dello spessore di altezza compressibile sono state svolte per le sezioni indicate precedentemente e illustrate nella Figura 1÷Figura 4.

Nella seguente tabella si riassumono i risultati delle elaborazioni. Da cui risulta che:

- i cedimenti totali, al di sotto dei rilevati, sono di modesta entità, generalmente inferiori a 15 cm anche per i rilevati di massima altezza su depositi alluvionali.
- I cedimenti maggiori si hanno in corrispondenza di rilevati situati su depositi alluvionali superficiali prevalentemente limoso-argillosi (A1). Per questi rilevati comunque i cedimenti immediati sono stimabili circa il 50-70% dei cedimenti totali, inoltre data la presenza di livelletti sabbiosi intercalati alle alluvioni fini, si può considerare che gran parte dei cedimenti di consolidazione si esaurirà entro i tempi di costruzione.
- I cedimenti indotti dal nuovo rilevato sul rilevato autostradale in affiancamento sono ridotti a 1-5 cm e, in corrispondenza delle carreggiate in esercizio, si ritengono quindi trascurabili.

Tabella 4 - Cedimenti

CEDIMENTO		Cedimento totale (cm)	Cedimento immediato (cm)	Cedimento consolidazione (cm)
SP3-SP45 sezione 37	Cedimento a centro rilevato	13.34	7.24	6.10
	Cedimento sul ciglio del rilevato esistente	1.41	1.24	0.17
SP3-SP45 sezione 39	Cedimento a centro rilevato	13.89	7.37	6.53
	Cedimento sul ciglio del rilevato esistente	1.99	1.51	0.48
Bretella sud sezione 67	Cedimento a centro rilevato	10.64	8.03	2.61
	Cedimento sul ciglio del rilevato esistente	5.03	3.68	1.34
Bretella sud sezione 70	Cedimento a centro rilevato	12.41	9.49	2.92
	Cedimento sul ciglio del rilevato esistente	3.15	2.30	0.85

8 ANALISI DI STABILITÀ GLOBALE

In accordo al paragrafo § 6.8 delle NTC l'analisi di stabilità globale del corpo del rilevato è stata effettuata secondo l'Approccio 1, Combinazione 2 - A2+M2+R2, con $\gamma_R=1.1$, applicando i coefficienti parziali di tabella 6.2.I per le azioni e di tabella 6.2.II per i parametri geotecnici dei terreni.

L'analisi delle condizioni di stabilità dei pendii in condizioni sismiche può essere eseguita mediante metodi pseudostatici. L'azione sismica è rappresentata da un'azione statica equivalente, costante nello spazio e nel tempo, proporzionale al peso W del volume di terreno potenzialmente instabile. Tale forza dipende dalle caratteristiche del moto sismico atteso nel volume di terreno potenzialmente instabile e dalla capacità di tale volume di subire spostamenti senza significative riduzioni di resistenza.

Nelle verifiche allo stato limite ultimo, in mancanza di studi specifici, le componenti orizzontale e verticale di tale forza possono esprimersi come $F_h = k_h \times W$ e $F_v = k_v \times W$, con k_h e k_v rispettivamente pari ai coefficienti sismici orizzontale e verticale:

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

$$k_v = \pm 0.5 \cdot k_h$$

dove:

- β_s = coefficiente di riduzione dell'accelerazione massima attesa al sito;
- a_{\max} = accelerazione orizzontale massima attesa al sito;
- g = accelerazione di gravità.

In assenza di analisi specifiche della risposta sismica locale, l'accelerazione massima attesa al sito può essere valutata con la relazione:

$$a_{\max} = S \cdot a_g = S_S \cdot S_T \cdot a_g$$

dove:

- S = coefficiente che comprende l'effetto dell'amplificazione stratigrafica (S_S) e dell'amplificazione topografica (S_T);
- a_g = accelerazione orizzontale massima attesa su sito di riferimento rigido.

I valori di β_s (coefficiente di riduzione dell'accelerazione massima attesa al sito) sono forniti dalla Tabella 7.11.I delle NTC.

Tabella 5 - Coefficienti di riduzione dell'accelerazione massima attesa al sito.

	Categorie di sottosuolo	
	A	B,C,D,E
	β_s	β_s
$0,2 < a_g(g) \leq 0,4$	0.31	0.28
$0,1 < a_g(g) \leq 0,2$	0.27	0.24
$a_g(g) \leq 0,1$	0.20	0.20

Nel caso specifico avendo:

- $a_g/g = 0.235$
- $F_0 = 2.516$
- Categoria di suolo Tipo C
- Coefficiente riduzione $\beta_s = 0.28$
- Coefficiente Topografico $S_T = 1.0$ (Categoria T1)
- Coefficiente Stratigrafico $S_s = 1.345$

risulta:

$$K_h = 0.28 \cdot 1.0 \cdot 1.345 \cdot 0.235 = 0.088$$

$$K_v = \pm 0.044$$

Le analisi di stabilità sono state svolte per alcune sezioni rappresentative delle condizioni stratigrafiche e geometriche più critiche, in particolare:

- Rilevati SP3-SP45 – sezione 39: $H_{\text{rilevato}} \approx 5.2$ m,
 Bretella Sud – sezione 70: $H_{\text{rilevato}} \approx 6.6$ m con banca intermedia;
- Trincee Bretella Sud – Asse B, sezione 19: $H_{\text{scavo}} \approx 4.0$ m.

Per quanto riguarda i rilevati, in condizioni statiche sulla piattaforma autostradale è stato considerato un sovraccarico accidentale di 20 kPa; in condizioni sismiche tale carico è stato trascurato.

In accordo alla NTC (tabella 6.2.1), al sovraccarico da traffico, si è applicato un coefficiente parziale sui carichi variabili pari a $\gamma_{Qi} = 1.3$.

Per quanto riguarda le trincee, la presenza del sovraccarico stradale non è stata considerata neanche in condizioni statiche in virtù della notevole distanza tra la piattaforma autostradale e la trincea stessa, pari a 18 m circa nel caso della sezione di riferimento.

8.1 METODOLOGIA DI CALCOLO

In molti metodi dell'analisi limite, si ricorre alla suddivisione in "conci" della massa di terreno compresa tra la superficie di scorrimento e la superficie topografica del pendio. Convenzionalmente tale suddivisione viene praticata con linee verticali, ma ciò non costituisce condizione necessaria per l'applicabilità di tali metodi, né si è costretti a prevedere conci di eguale spessore. Il solo aspetto che si deve tenere in considerazione nella suddivisione in conci è che per ciascuno di essi, in corrispondenza della base, i parametri di resistenza al taglio devono poter essere ritenuti costanti.

La suddivisione della massa instabile di terreno rende i metodi dell'equilibrio limite particolarmente flessibili, nel senso che essi possono essere utilizzati per analisi di stabilità di pendii caratterizzati da morfologie molto complesse e costituiti da terreni parametrizzabili con proprietà geotecniche di resistenza al taglio molto diverse.

La base del concio per cinematismi di rottura non planari, difficilmente è riconducibile ad un segmento rettilineo, ma il più delle volte, per semplificare i calcoli, si tende a confondere tale tratto curvilineo con la relativa corda .

Un ulteriore vantaggio associato all'applicazione della suddivisione in conci della massa al di sopra dell'ipotizzata superficie di scivolamento risiedono nel poter assoggettare i terreni presenti nei pendii instabili ai più svariati regimi di pressioni interstiziali. Inoltre, il procedimento di calcolo finalizzato alla determinazione del fattore di sicurezza minimo si presta ad essere facilmente sviluppato con il ricorso al calcolo automatizzato.

In Figura 7 sono riportate le azioni agenti su un singolo concio, nell'ipotesi di assenza di carichi esterni.

Con W_i viene indicata la forza peso del concio, T_i e N'_i sono le reazioni tangenziali e normali che agiscono sulla base del concio, mentre E_i e X_i rappresentano rispettivamente le reazioni normali e

tangenziali dovute alle interazioni fra conci adiacenti.

Immaginiamo che la massa a rottura sia suddivisa in n conci e valutiamo il bilancio equazioni-incognite per un generico problema di stabilità.

Le incognite del problema sono:

- le forze N_i (in numero di n , quanti sono i conci);
- le forze T_i (in numero di n , quanti sono i conci);
- il braccio delle forze N_i , a_i (in numero di n , quanti sono i conci);
- le forze di interfaccia X_i (in numero di $n-1$);
- le forze di interfaccia T_i (in numero di $n-1$);
- i braccio h_i delle forze X_i (in numero di $n-1$);
- il fattore di sicurezza F_s (1 incognita)

Facendo un breve calcolo si constata che il problema presenta $6n-2$ incognite (le spinte dell'acqua non costituiscono delle incognite, in quanto dopo aver avanzato realistiche ipotesi sull'andamento della superficie freatica nel pendio, la determinazione delle pressioni interstiziali può essere fatta in modo agevole, sfruttando per esempio le proprietà delle linee isopotenziali del reticolo di flusso). Resta inteso che le forze di superficie e di volume si considerano note (forza peso dei conci, forze di filtrazione, eventuali sovraccarichi).

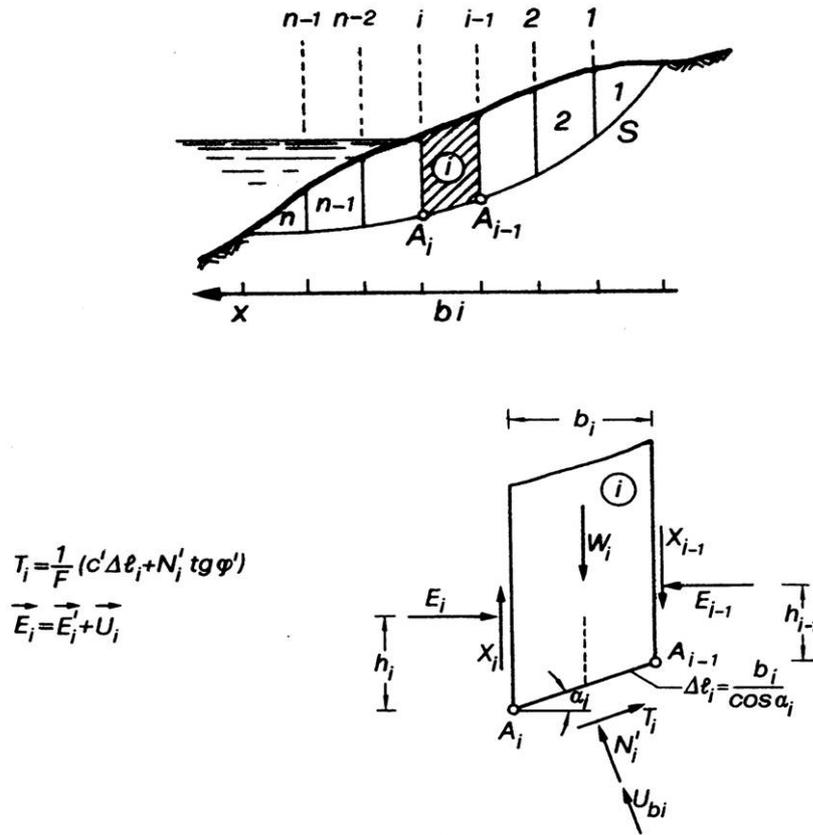


Figura 7 - Suddivisione della massa instabile in conci: definizione delle incognite (Farulla 2000)

Vediamo ora le equazioni a nostra disposizione:

- 3n equazioni di equilibrio:

$$\Sigma V = 0$$

$$\Sigma H = 0$$

$$\Sigma M = 0$$

- n equazioni $a_i = \Delta l_i / 2$, che traducono il fatto che la retta d'azione delle forze N incontra la base del concio in corrispondenza del suo punto medio;
- n equazioni del tipo $T_i = \tau_{\text{mobilitata}} \cdot \Delta l_i$; esprimibili anche come n equazioni del tipo

$$T_i = \frac{c_i \cdot \Delta l_i + N_i \cdot \tan \phi'}{F_s};$$

Abbiamo solo 5n equazioni, ne mancano n-2 per pareggiare il conto con le incognite. In sostanza, in termini ingegneristici, il problema è n-2 volte iperstatico. Per risolvere l'indeterminatezza del problema vi è la necessità di acquisire un certo numero di equazioni aggiuntive. Le differenze sostanziali tra i vari metodi dell'equilibrio limite consistono nel modo in cui i vari Autori hanno

cercato di risolvere il problema di indeterminatezza statica sopradescritto.

In letteratura esistono molti metodi dell'equilibrio limite, essi possono essere suddivisi in due grandi famiglie: i "metodi rigorosi" ed i "metodi approssimati".

Alla base di questi ultimi metodi, detti anche "metodi semplificati", si adottano ipotesi altamente semplificative, per esempio si trascurano alcune forze di interfaccia concio-concio, oppure assegnando alle forze di interconco sia i punti di applicazione sia la direzione delle rette d'azione. Le ipotesi semplificative adottate, a volte, eliminano un numero di incognite maggiore di quello strettamente necessario per risolvere l'indeterminatezza statica del problema di stabilità, in altre parole le equazioni a disposizione diventano sovrabbondanti rendendo il problema non equilibrato, nel senso che le forze in gioco calcolate non soddisfano tutte le condizioni di equilibrio dei vari conci e dell'intero masso di terreno potenzialmente instabile.

I metodi rigorosi ricercano, invece, un numero di equazioni tali da pareggiare il conto equazioni-incognite. Le $n-2$ equazioni integrative vengono introdotte in modo tale da garantire le condizioni di equilibrio globale dell'ammasso di terreno ritenuto instabile.

Il metodo di Bishop

Come noto nei metodi che prevedono la suddivisione della massa di terreno ritenuta instabile in conci, la determinazione del fattore di sicurezza F_s avviene prendendo in considerazione l'equilibrio globale dell'intero ammasso. Nel caso in cui, il cinematismo di rottura preveda superfici di scivolamento assimilabili a degli archi di circonferenza, di centro O e raggio r , al fine della determinazione del F_s , risulta molto conveniente utilizzare l'equazione che esprime l'equilibrio alla rotazione dell'intera massa instabile intorno al punto O .

La convenienza dell'equazione alla rotazione intorno al centro dell'arco di circonferenza è facilmente comprensibile, osservando la Figura 8, dalla quale si evince:

- le forze con retta d'azione ortogonale alla base dei conci, N_i' e $U_{bi}=u_{ib} \cdot \Delta l_i$, hanno momento nullo, in quanto la loro retta d'azione passa per il punto O e quindi il braccio è uguale a zero.
- le forze con retta d'azione coincidente con la direzione della base dei conci, la resistenza mobilitata T_i , hanno braccio pari al raggio r dell'arco di circonferenza.
- Le forze peso W_i hanno braccio pari a $r \cdot \sin \alpha_i$, dove con α_i è indicato l'angolo di inclinazione che la base del concio forma con l'orizzontale.

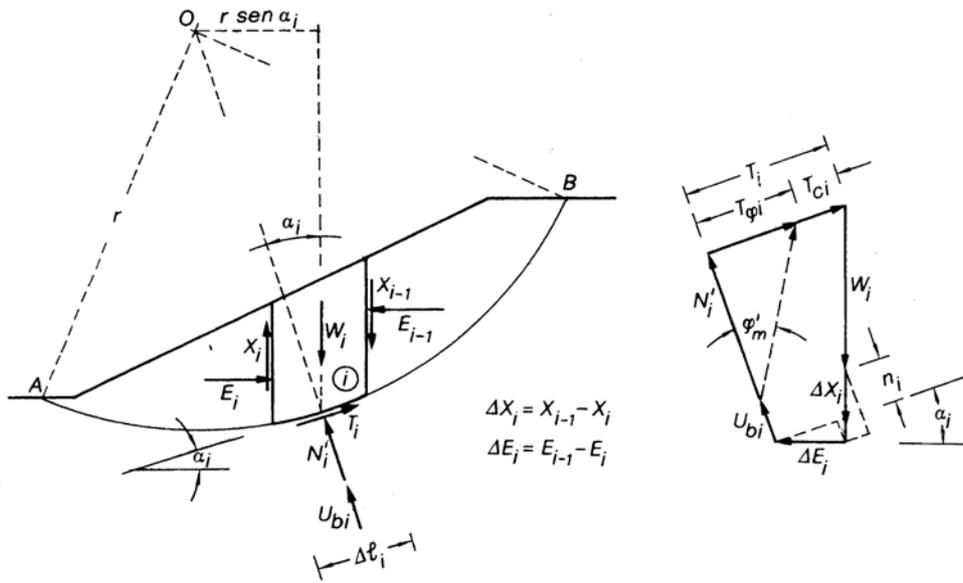


Figura 8 - Superfici di rottura circolare (Farulla, 2000)

Si fa notare che superfici di scivolamento planare possono essere approssimate a superfici di rottura a forma circolare semplicemente considerando elevati raggi r.

E' chiaro che le forze X ed E non intervengono nel calcolo del momento in quanto forze interne al sistema "massa instabile".

Come già accennato, nel metodo di Bishop si assume che la superficie di scivolamento possa essere assimilata ad un arco di circonferenza, dunque, il fattore di sicurezza può essere espresso in termini di momenti rispetto al centro dell'arco di circonferenza stesso, e alla luce di quanto accennato in precedenza si ha:

$$Fs = \frac{M_s}{M_r}$$

in cui M_r è il momento delle forze ribaltanti:

$$M_r = r \cdot \sum_{i=1}^n W_i \cdot \sin \alpha_i$$

M_s è il momento stabilizzante dato da:

$$M_s = r \cdot \sum_{i=1}^n T_{fi}' = r \cdot \sum_{i=1}^n (c_i' + \sigma' \cdot \tan \phi_i') \cdot \Delta l_i = r \cdot c' \cdot L + r \cdot \tan \phi' \cdot \sum_{i=1}^n N_i'$$

dove:

- r è il raggio dell'arco di circonferenza che rappresenta la superficie di scivolamento.
- L è la lunghezza dell'arco di circonferenza
- c'_i è l'intercetta di coesione del terreno situato in corrispondenza della base del concio i -esimo.
- ϕ'_i è l'angolo di resistenza al taglio del terreno situato in corrispondenza della base del concio i -esimo.
- ϕ' è l'angolo di resistenza al taglio del terreno, supposto costante per tutti i conci
- c' è l'intercetta di coesione, supposta costante per tutti i conci
- Δl_i è la lunghezza della corda che approssima l'arco di circonferenza che costituisce la base dei conci.
- N'_i è la risultante delle forze normali agenti sulla base del concio considerato.
- T_{fi}' è la risultante delle forze tangenziali agenti sulla base del concio considerato (resistenza ultima)
- α'_i è l'angolo di inclinazione della corda che rappresenta la base di ogni concio
- n è il numero di conci in cui risulta suddivisa la massa di terreno ritenuta instabile

Per l'equilibrio dell'intera massa di terreno ritenuta instabile attorno al centro dell'arco di circonferenza O si ha:

$$M_r = r \cdot \sum_{i=1}^n W_i \cdot \sin \alpha_i = \sum_{i=1}^n T_i \cdot r = M_s$$

dove con T_i si è indicata la resistenza mobilitata alla base del generico concio:

$$T_i = \frac{T_{fi}'}{F_s} = \frac{c'_i \cdot \Delta l_i + N'_i \cdot \tan \phi'_i}{F_s}$$

Dunque il fattore di sicurezza può essere calcolato con la formula:

$$F_s = \frac{\sum_{i=1}^n c'_i \cdot \Delta l_i + N'_i \cdot \tan \phi'_i}{\sum_i W_i \cdot \sin \alpha_i}$$

Sostituendo in questa equazione che fornisce la forza effettiva normale N' nell'equazione ricavata imponendo l'equilibrio globale alla rotazione

Facendo riferimento al poligono delle forze riportato in Figura 8, è possibile ricavare la forza effettiva normale N' , risolvendo l'equazione di equilibrio alla traslazione verticale dell' i -esimo concio:

$$W_i + \Delta X_i = N'_i \cdot \cos \alpha_i + u_{bi} \cdot \Delta l_i \cdot \cos \alpha_i + \frac{1}{F_s} \cdot (N'_i \cdot \tan \phi'_i + c'_i \cdot \Delta l_i) \cdot \sin \alpha_i$$

in cui:

- W_i peso del generico concio.
- ΔX_i differenza tra le forze interne di taglio.
- u_{bi} pressione idrica agente in corrispondenza del punto medio della base del concio
- Δl_i lunghezza della corda che approssima l'arco di circonferenza che costituisce la base dei concii.
- α'_i angolo di inclinazione rispetto l'orizzontale della corda che rappresenta la base del generico concio
- F_s fattore di sicurezza
- c'_i intercetta di coesione del terreno situato in corrispondenza della base del concio i -esimo.
- ϕ'_i angolo di resistenza al taglio del terreno situato in corrispondenza della base del concio i -esimo.

Riordinando l'equazione si ottiene:

$$N'_i \cdot \left(\cos \alpha_i + \frac{1}{F_s} \cdot \sin \alpha'_i \cdot \tan \phi'_i \right) = W_i + \Delta X_i - u_{bi} \cdot \Delta l_i \cdot \cos \alpha_i - \frac{1}{F_s} \cdot c'_i \cdot \Delta l_i \cdot \sin \alpha_i$$

$$N'_i = \frac{W_i + \Delta X_i - u_{bi} \cdot \Delta l_i \cdot \cos \alpha_i - \frac{1}{F_s} \cdot c'_i \cdot \Delta l_i \cdot \sin \alpha_i}{\cos \alpha_i + \frac{1}{F_s} \cdot \sin \alpha'_i \cdot \tan \phi'_i}$$

inoltre ponendo:

$$m_{\alpha i} = \cos \alpha_i + \frac{1}{F_s} \cdot \sin \alpha_i \cdot \tan \phi'_i = \cos \alpha_i \cdot \left(1 + \frac{\tan \alpha_i \cdot \tan \phi'_i}{F_s} \right)$$

è possibile esprimere la forza effettiva normale N' , attraverso la seguente espressione:

$$N'_i = \frac{W_i + \Delta X_i - u_{bi} \cdot \Delta l_i \cdot \cos \alpha_i - \frac{1}{Fs} \cdot c'_i \cdot \Delta l_i \cdot \text{sen} \alpha_i}{m_{\alpha_i}}$$

Pertanto, il fattore di sicurezza può essere ottenuto dalla formula:

$$Fs = \frac{\sum_{i=1}^n c'_i \cdot \Delta l_i + N'_i \cdot \tan \phi'_i}{\sum_i W_i \cdot \text{sen} \alpha_i} = \frac{\sum_{i=1}^n c'_i \cdot \Delta l_i + \frac{W_i + \Delta X_i - u_{bi} \cdot \Delta l_i \cdot \cos \alpha_i - \frac{1}{Fs} \cdot c'_i \cdot \Delta l_i \cdot \text{sen} \alpha_i}{m_{\alpha_i}} \cdot \tan \phi'_i}{\sum_i W_i \cdot \text{sen} \alpha_i}$$

$$Fs = \frac{\sum_{i=1}^n c'_i \cdot \frac{\Delta l_i}{\cos \alpha_i} + (W_i - U_{bi} \cdot \cos \alpha_i) \cdot \tan \phi'_i + \Delta X_i \cdot \tan \phi'_i}{m_{\alpha_i} \cdot \sum_i W_i \cdot \text{sen} \alpha_i}$$

dove $U_{bi} = u_{bi} \cdot \Delta l_i$.

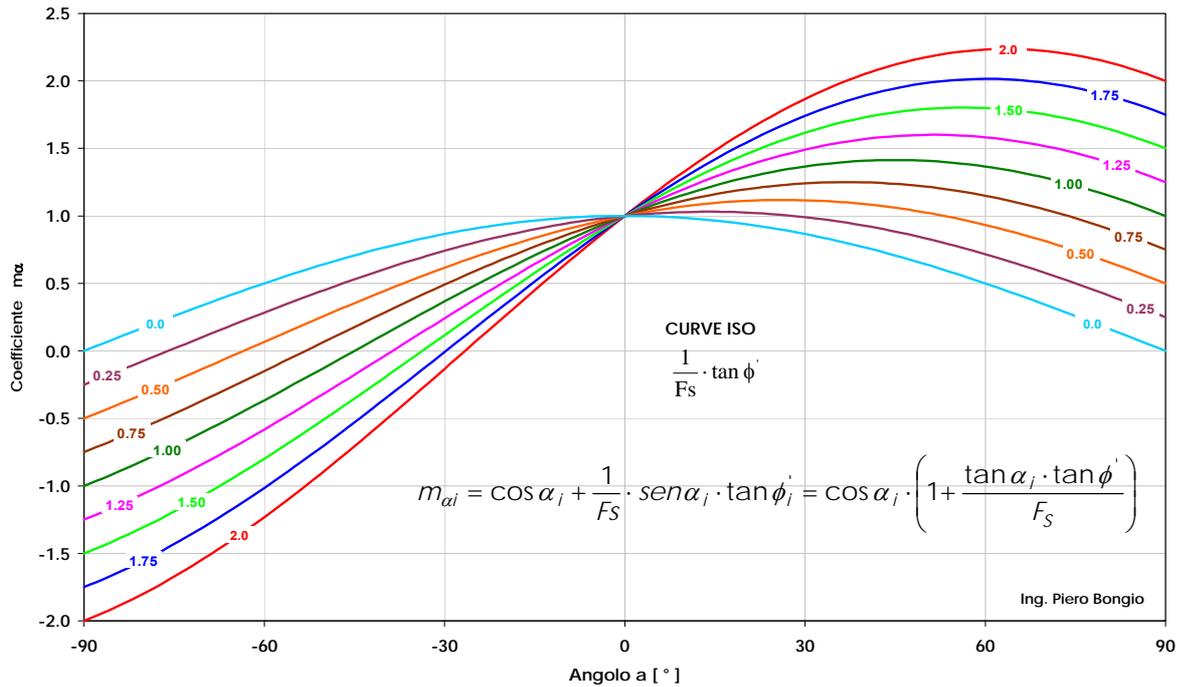


Figura 9 Abaco per la determinazione della quantità m_{α}

Per definire il fattore di sicurezza F_s è necessario conoscere l'intensità delle forze X_i di taglio. Tali forze devono essere introdotte dal Progettista, rispettando alcune semplici considerazioni:

- Rispetto delle condizioni al contorno:

$$\sum_{i=1}^n (E_i - E_{i-1}) = 0$$

$$\sum_{i=1}^n (X_i - X_{i-1}) = 0$$

Tali equazioni valgono se nell'analisi di stabilità della massa di terreno ritenuta instabile non vi sono forze esterne concentrate agenti in corrispondenza dei conci estremi. Nel caso in cui fossero presenti forze esterne, esse vanno opportunamente conteggiate nelle equazioni al contorno.

- Rispetto del criterio di rottura:

$$X_i \leq X_{fi} = c'_i \cdot H_i + E_i \cdot \tan \phi'_i$$

in altre parole lungo le superfici di separazione dei conci non deve essere violato il criterio di rottura di Mohr-Coulomb. Con H_i è indicata la lunghezza del tratto di separazione concio-concino.

- Il punto di applicazione delle forze X_i deve ricadere all'interno del terzo medio del lato corrispondente.

E' facilmente intuibile come il calcolo del FS sia molto laborioso dal punto di vista computazionale, soprattutto per il carattere non lineare dell'equazione e per l'iteratività della procedura.

8.2 PARAMETRI DI RESISTENZA DEI TERRENI

In accordo alla caratterizzazione geotecnica dell'area in esame i parametri geotecnici utilizzati nelle analisi risultano i seguenti.

Tabella 6 - Stratigrafia SP3-SP45

Formazione	γ_k [kN/m ³]	ϕ'_k [°]	c'_k [kPa]	γ_d [kN/m ³]	ϕ'_d [°]	c'_d [-]
Rilevato nuovo	19	35	0	19	29.26	0
Rilevato vecchio A14	19	34	0	19	28.35	0
A1	19	26	5	19	21.31	4
A2	19	37	0	19	31.08	0

Per quanto riguarda i rilevati, la quota di falda è stata tenuta cautelativamente a circa 1.0 m da piano campagna.

Inoltre, cautelativamente, si è sempre considerata la presenza del materiale tipo A1 sul piano di posa dei rilevati.

Per quanto riguarda invece le trincee, la quota di falda è stata posizionata a circa 5.0 m da piano campagna, in accordo a quanto indicato nella Relazione geotecnica generale per le aree della Bretella Sud immediatamente a Sud del fiume Metauro oggetto delle presenti verifiche.

8.3 RISULTATI DELLE ANALISI

Le figure seguenti mostrano le analisi eseguite e le superfici di scivolamento critiche. Per il calcolo è stato utilizzato il programma di calcolo SLOPE/W.

Sono state escluse dell'analisi le superfici più corticali in quanto non ritenute rappresentative delle reali condizioni di stabilità globale dei rilevati.

Le verifiche risultano quindi sempre soddisfatte.

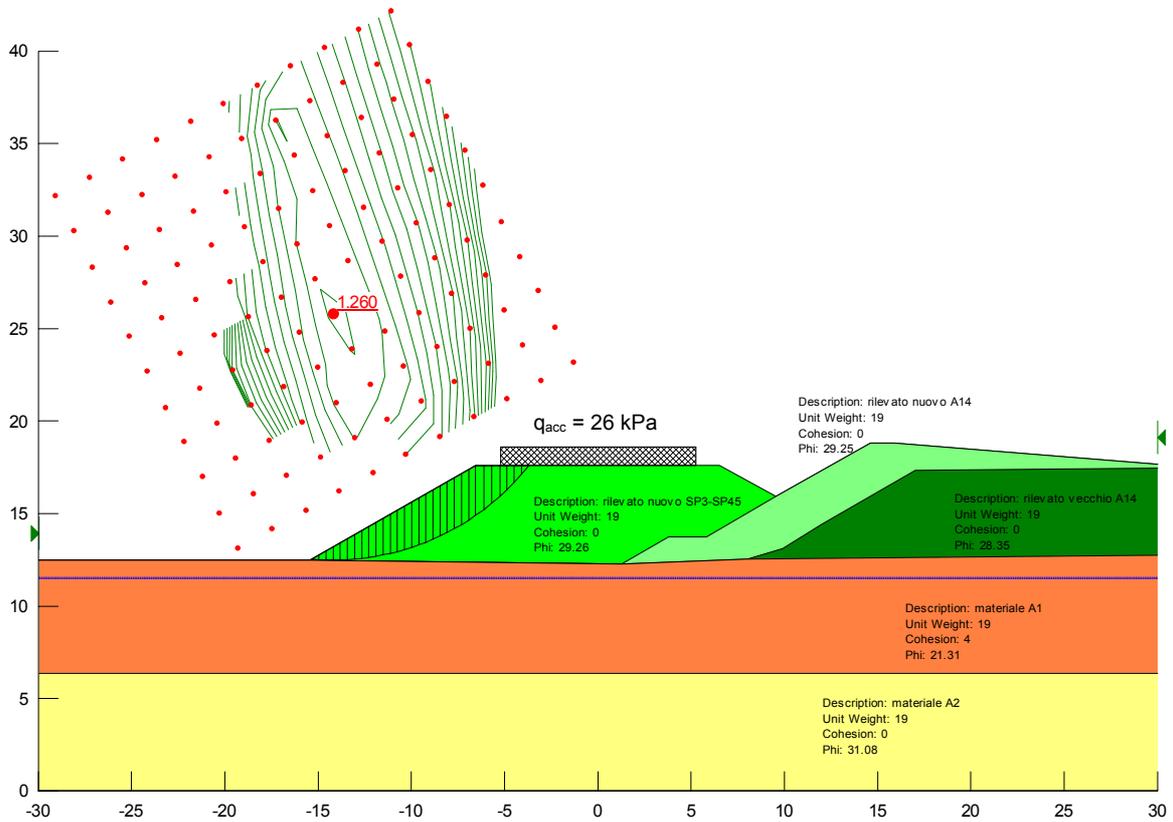


Figura 10 COMBINAZIONE A2+M2+R2 - RILEVATI - stabilità globale SP3-SP45 – sezione 39

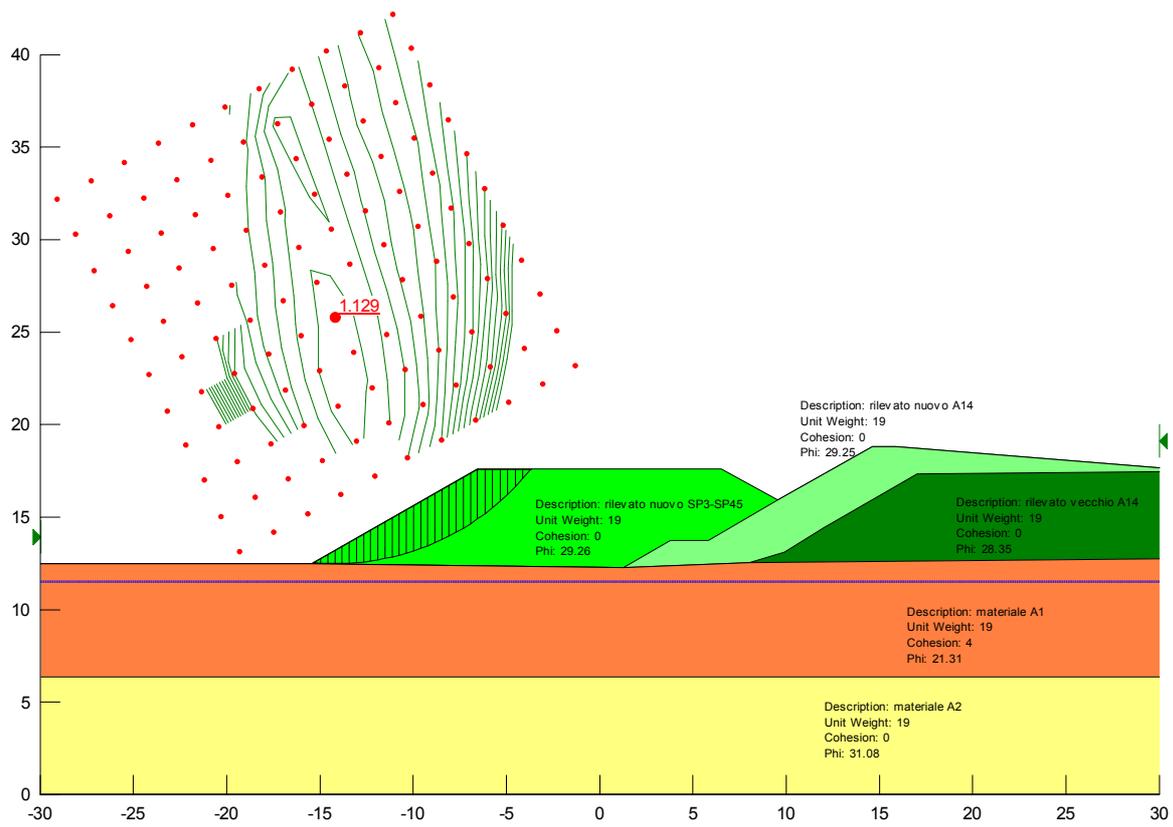


Figura 11 COMBINAZIONE SISMA - RILEVATI - stabilità globale SP3-SP45 – sezione 39

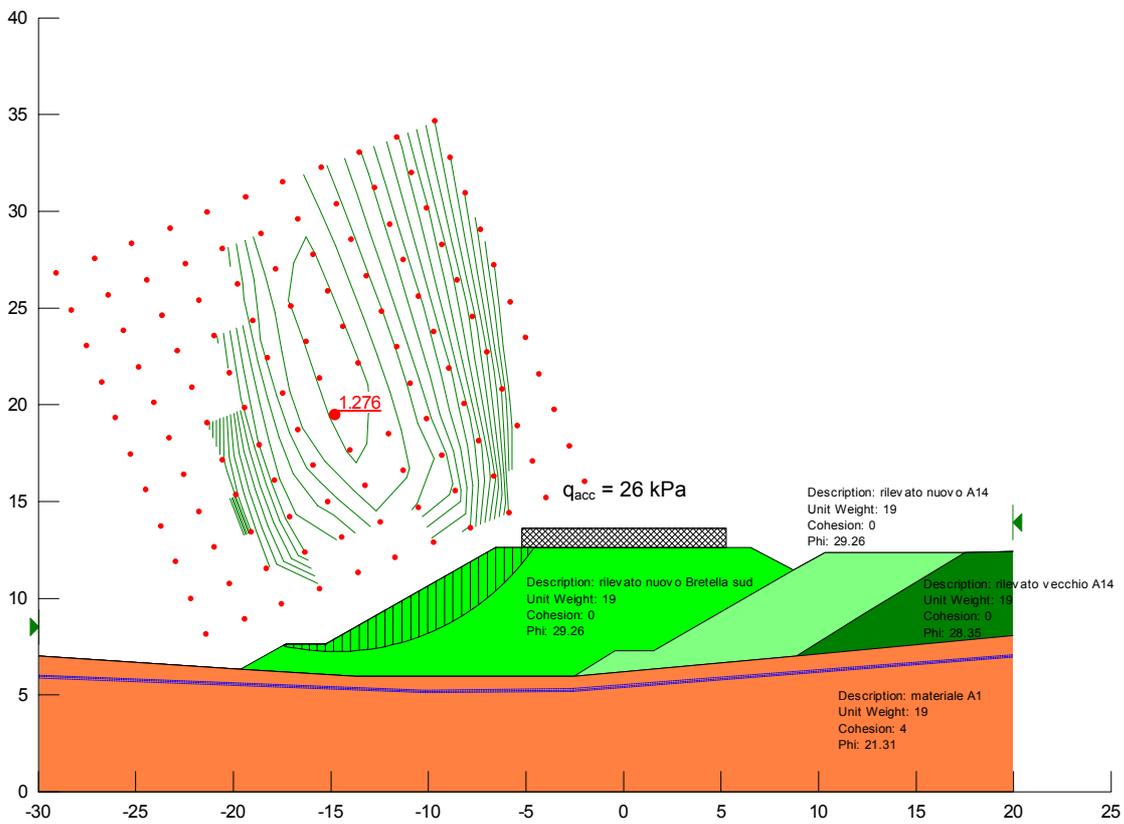


Figura 12 COMBINAZIONE A2+M2+R2 - RILEVATI - stabilità globale Bretella sud – sezione 70

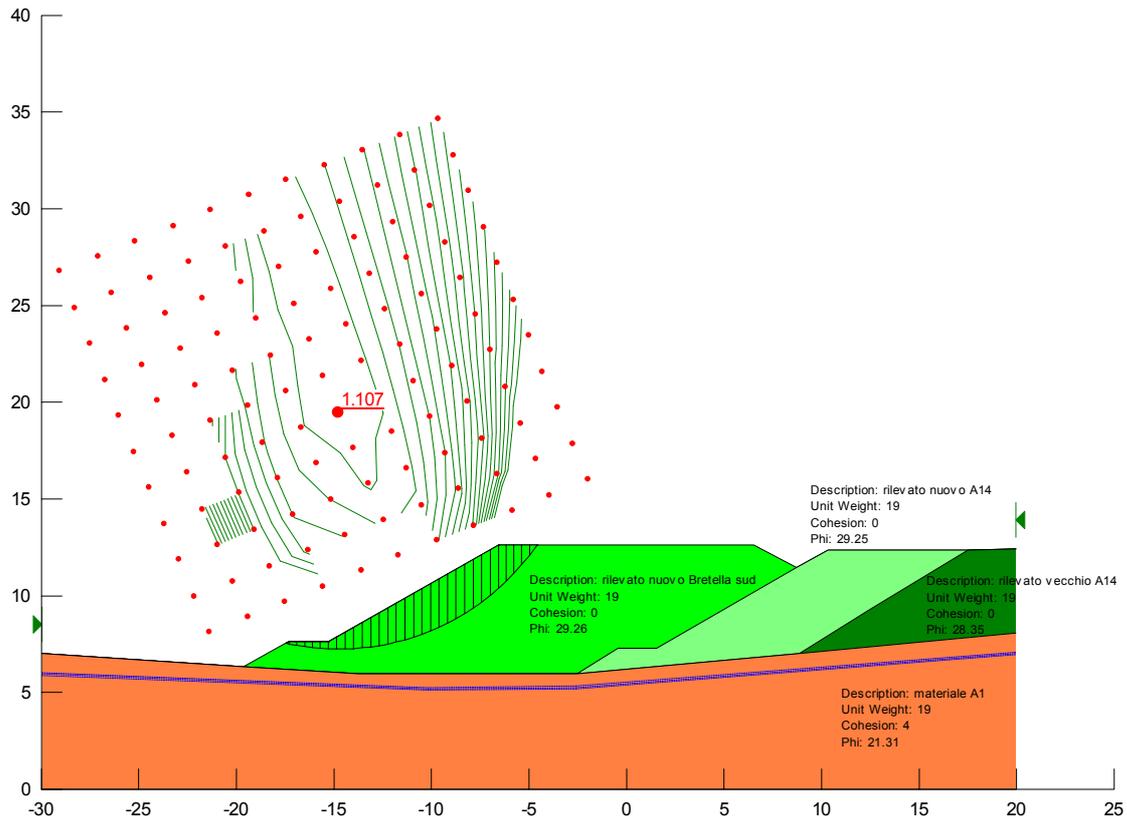


Figura 13 COMBINAZIONE SISMA - RILEVATI - stabilità globale Bretella sud – sezione 70

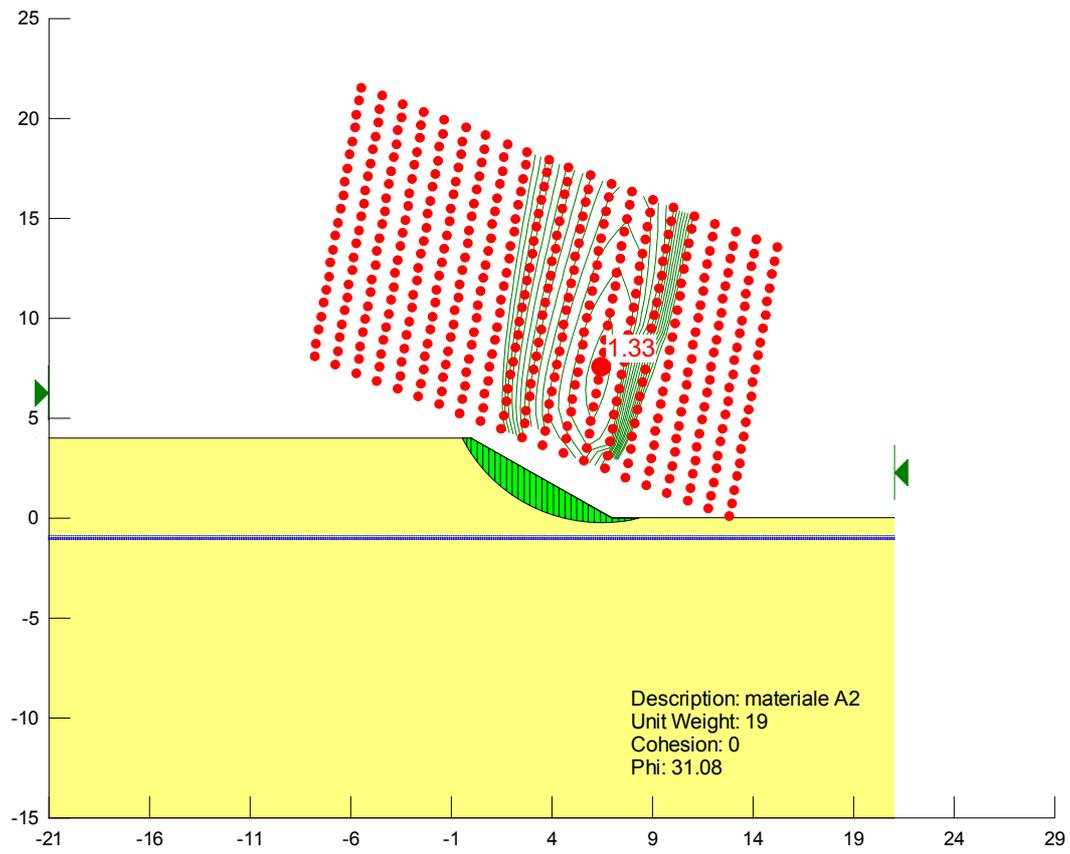


Figura 14 COMBINAZIONE A2+M2+R2 - TRINCEE - stabilità globale Bretella sud – sezione 19

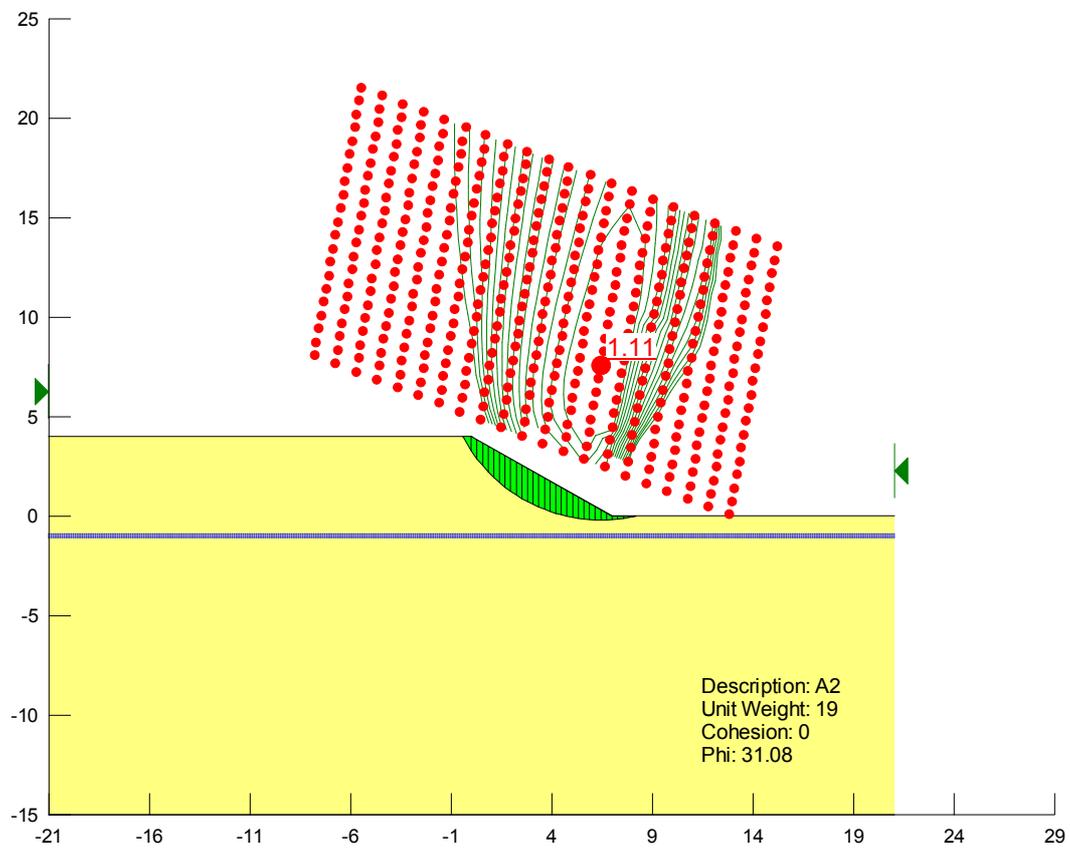


Figura 15 COMBINAZIONE SISMA- TRINCEE - stabilità globale Bretella sud – sezione 19