

CORRIDOIO PLURIMODALE ADRIATICO

ITINERARIO MAGLIE - SANTA MARIA DI LEUCA

S.S. N° 275 "DI S. MARIA DI LEUCA"

LAVORI DI AMMODERNAMENTO E ADEGUAMENTO ALLA SEZ. B DEL D.M. 5.11.2001

S.S. 16 dal km 981+700 al km 985+386 - S.S. 275 dal Km 0+000 al km 37+000

1° Lotto: Dal Km 0+000 di prog. al Km 23+300 di prog.

PROGETTO DEFINITIVO

COD. BA283

PROGETTAZIONE: ANAS - COORDINAMENTO TERRITORIALE ADRIATICA

<p>I PROGETTISTI</p> <p>Ing. Alberto SANCHIRICO – Progettista e Coordinatore</p> <p>Ing. Simona MASCIULLO – Progettista</p>	<p>ATTIVITA' DI SUPPORTO</p>    
<p>COLLABORATORI</p> <p>Geom. Andrea DELL'ANNA</p> <p>Geom. Massimo MARTANO</p> <p>Geom. Giuseppe CALO'</p>	
<p>IL GEOLOGO</p> <p>Dott. Pasquale SCORCIA</p>	
<p>IL COORDINATORE IN FASE DI PROGETTAZIONE</p> <p>Ing. Alberto SANCHIRICO</p>	
<p>IL RESPONSABILE DEL PROCEDIMENTO</p> <p>Ing. Gianfranco PAGLIALUNGA</p>	
<p>RESPONSABILE PROJECT MANAGEMENT PUGLIA</p> <p>Ing. Nicola MARZI</p>	

04 - GEOLOGIA E GEOTECNICA

2_Geotecnica

Relazione Geotecnica

CODICE PROGETTO	NOME FILE	REVISIONE	SCALA:
PROGETTO LIV. PROG. N. PROG. L0503A D 1701	T00_GE00_GET_RE01_C.pdf CODICE ELAB. T00GE00GETRE01	C	-
C	OTTEMPERANZA PARERE AdB Puglia – PARERE CSLLPP	Aprile 2019	
B	REVISIONE DEL PROGETTO DEFINITIVO	Gennaio 2019	Ing. C. Beltrami
A	REVISIONE DEL PROGETTO DEFINITIVO	Giugno 2018	Ing. C. Beltrami
REV.	DESCRIZIONE	DATA	REDDATTO VERIFICATO APPROVATO

INDICE

1.	INTRODUZIONE	3
2.	NORMATIVE E RIFERIMENTI	4
2.1	Normative e standard	4
2.2	Riferimenti di progetto	4
2.3	Riferimenti bibliografici	4
2.4	Codici di calcolo	4
3.	INQUADRAMENTO GEOLOGICO	5
4.	INDAGINI DI RIFERIMENTO	6
5.	RISULTATI DELLE INDAGINI E CRITERI DI INTERPRETAZIONE	7
5.1	Prove Penetrometriche dinamiche SPT	7
5.1.1	Risultati delle Prove Penetrometriche dinamiche SPT eseguite in sito	10
5.2	Prove di assorbimento	13
5.2.1	Risultati delle Prove di assorbimento eseguite in sito	13
5.3	Indagini geofisiche	14
6.	PROVE DI LABORATORIO	16
7.	IL MODELLO GEOLOGICO – GEOTECNICO	21
7.1	I parametri geotecnici	27
8.	RILEVATI: VERIFICHE DI STABILITA'	29
8.1	Criteri normativi di verifica	29
8.2	Criteri di modellazione	31
8.3	Risultati delle analisi	33
8.3.1	Caso 1 Calcareniti di base mediamente alterate	33
8.3.2	Caso 2 – Calcareniti di base completamente alterate	34
9.	RILEVATI: CEDIMENTI ATTESI	36
10.	RILEVATI: PIANI DI POSA E BONIFICHE	39

11. TRINCEE: ANALISI DI STABILITA'	40
12. OPERE MAGGIORI: CEDIMENTO FONDAZIONI	43
12.1 Normative di riferimento	43
12.2 Opera di riferimento per il calcolo dei cedimenti	43
12.3 Modalità e criteri di calcolo dei cedimenti	44
12.3.1 Determinazione delle tensioni indotte nel terreno	44
12.3.2 Calcolo dei cedimenti della fondazione	46
12.3.3 Parametri geotecnici di calcolo	47
12.3.4 Simbologia adottata nei tabulati di calcolo	47
12.4 Cedimenti attesi	49

1. INTRODUZIONE

La presente relazione illustra la caratterizzazione geotecnica messa a punto sulla base dei risultati della campagna geognostica eseguita nel 2017 da Anas per il Progetto Definitivo dei lavori di ammodernamento ed adeguamento alla sezione di categoria "B" del D.M.05.11.2011 della S.S.275 lungo l'itinerario che va da Maglie fino a Santa Maria di Leuca; in particolare il progetto riguarda l'adeguamento alla sezione "B" del primo tratto dell'itinerario in parola compreso tra lo Svincolo di Maglie Nord e lo svincolo della zona artigianale di Tricase.

2. NORMATIVE E RIFERIMENTI

2.1 Normative e standard

La redazione della presente relazione è stata effettuata nel rispetto della normativa in vigore, in particolare:

- [1]. D.M. 17/01/2018 n. 8 “Norme Tecniche per le costruzioni”

2.2 Riferimenti di progetto

- [2]. Progetto definitivo – “Relazione geologica” – elab. TOO-GE-01-GEO RE 00
- [3]. Progetto definitivo – “Relazione geotecnica” – elab. TOO-GE-02-GET RE 00
- [4]. Rapporto di Prova 3117_ANAS SS275 – “Indagini geognostiche, Prelievo Campioni”
- [5]. Rapporto di Prova 3117_ANAS SS275 – “Indagini geofisiche”

2.3 Riferimenti bibliografici

- [6]. Bishop A.W. (1955) – “The use of the slip circle in the stability analysis of slopes”; Geotechnique, 5, 7-17.
- [7]. Liao S., Whitman R.V. (1985) “Overburden correction factors for SPT in sand” Journal of Geotechnical Engineering, vol. 112, n. 3
- [8]. Ohta Y., Goto N. (1978) “Empirical shear wave velocity equation in terms of characteristic soil indexes” Earthquake engineering and structural dynamics, vol. 6
- [9]. Schmertmann J.H. (1977) “Interpreting the dynamics of the Standard Penetration Test” Un. of Florida, Gainesville, USA
- [10]. Skempton A.W. (1986) “Standard penetration procedure and the effects in sands of overburden pressure, relative density, particle size, ageing and overconsolidation” Geotechnique 36, n. 3
- [11]. Stroud, M. A. (1974) “The standard penetration test in insensitive clays and soft rock,” Proceedings of the 1st European Symposium on Penetration Testing, Sweden: Stockholm, vol. 2(2), 367-375
- [12]. “Relazione geologica” – Lavori di realizzazione della Circonvallazione Sud di Copertino (LE)

2.4 Codici di calcolo

- [13]. “Talren” ver. 5.0.5 – Terrasol (<http://www.terrasol.fr/fr/logiciels/logiciels-terrasol/talren-v5>)

3. INQUADRAMENTO GEOLOGICO

L'area interessata dall'intervento in progetto, a prevalente sviluppo nord-sud, localizzata sulla fascia estrema della Murgia Salentina di sud-est, è compresa tra il territorio comunale di Maglie e quello di Tricase.

Essa è caratterizzata da una successione litostratigrafica rappresentata essenzialmente da depositi calcarenitici e sabbio-limosi, di età terziaria e quaternaria, poggiati su un substrato carbonatico cretaceo.

In particolare, il basamento dell'area è rappresentato da una successione carbonatica di piattaforma costituita da strati e banchi di calcari di calcari dolomitici e di dolomie, riferibili a un tempo che va dal Giurassico al Cretaceo superiore, suddivisa nelle formazioni delle Dolomie di Galatina e dei Calcari di Melissano. Al Cretacico si addossano lungo scarpate, o si sovrappongono in trasgressione, sedimenti miocenici, costituiti dalla tipica «pietra leccese», prevalentemente dell'Elveziano, e dalle Calcareniti di Andrano, in prevalenza del Miocene medio-superiore.

Notevole diffusione hanno pure i sedimenti marini pliocenici e quaternari, spesso rappresentati da depositi noti localmente con il termine di «tufi» e riferibili alle Calcareniti del Salento. Anche questi sedimenti sono appoggiati lateralmente o sovrapposti ai sedimenti più antichi, del Cretacico e del Miocene.

I depositi continentali sono esclusivamente olocenici e sono rappresentati dai depositi sabbioso argillosi, spesso lagunari, dalle dune sabbiose della fascia costiera, e dalla copertura eluviale e di «terra rossa» dell'interno.

4. INDAGINI DI RIFERIMENTO

Le indagini che costituiranno la base per la caratterizzazione geotecnica dei terreni di fondazione delle opere in oggetto sono quelle realizzate durante la campagna geognostica condotta da Anas tra il 16/10/2017 e il 29/10/2017.

La campagna è consistita nell'esecuzione di:

- 23 sondaggi geognostici a carotaggio continuo (SML XX), di lunghezza variabile tra i 10 e i 30m eseguiti in prossimità delle opere maggiori, e nei quali sono state eseguite prove penetrometriche dinamiche standard SPT;
- 14 perforazioni a carotaggio continuo (PP XX) in adiacenza ai sondaggi geognostici per l'esecuzione delle prove di permeabilità;
- 48 pozzetti di ispezione (PML XX) di profondità variabile tra i 2.50m e i 3.0m, equamente spazati a coprire l'intero tracciato stradale.

Nel corso delle perforazioni sono stati prelevati campioni rimaneggiati e indisturbati di terra e campioni lapidei. Su tali campioni sono state eseguite indagini di laboratorio, e nello specifico, prove di classificazione (massa volumica apparente e analisi granulometriche sui campioni di terra) e prove di punzonamento (Point Load Test) sui campioni lapidei di calcarenite.

È importante sottolineare che la campagna indagini ha rilevato evidenti problemi di campionamento del materiale, probabilmente ascrivibile alla natura del materiale stesso, che pure viene descritto nelle registrazioni stratigrafiche, in larga parte come 'calcarenite ben cementata'.

Nello specifico, la documentazione fotografica disponibile delle cassette catalogatrici mostra le calcareniti, che costituiscono il litotipo intercettato con maggiore frequenza nelle indagini, quasi sempre totalmente macinate e 'allagate' nel fluido di perforazione, rendendo assai difficoltosa la valutazione a posteriori del grado di cementazione/compattazione delle stesse, che peraltro è un parametro fondamentale per la caratterizzazione meccanica di questa tipologia di rocce tenere.

Per il dettaglio della documentazione disponibile si rimanda al documento [4].

In affiancamento alla campagna geognostica è stata inoltre realizzata una campagna di acquisizione dati geofisici, eseguita tra il 28/11/17 e il 30/11/17, che ha visto l'esecuzione di 16 M.A.S.W. (Multi channel Analysis of Surface Waves), in corrispondenza delle opere d'arte maggiori.

Per il dettaglio della documentazione disponibile si rimanda al documento [5].

5. RISULTATI DELLE INDAGINI E CRITERI DI INTERPRETAZIONE

5.1 Prove Penetrometriche dinamiche SPT

Le prove SPT sono uno strumento molto importante per la caratterizzazione dei terreni, in termini di parametri di resistenza e in parte anche di rigidità, soprattutto quando si ha a che fare con terreni granulari anche grossolani come quelli incontrati nelle porzioni più superficiali del tracciato in oggetto.

Nell'applicazione dei metodi di letteratura e nell'interpretazione dei risultati delle prove si è tenuto conto di alcuni aspetti:

- Come è noto, la frequente presenza di elementi granulometrici grossolani, come possono essere i frammenti lapidei o i noduli calcarenitici segnalati nelle sabbie di copertura intercettate lungo il tracciato in esame, può portare a valori elevati del numero di colpi N_{SPT} , non a causa di un maggiore stato di addensamento del terreno ma della dimensione stessa dei clasti rispetto alla dimensione della punta standard utilizzata per la prova; ciò, se non tenuto in debito conto, può portare a sovrastime dei parametri nell'utilizzazione delle correlazioni di letteratura, più spesso tarate su depositi sabbiosi o ghiaiosi meno grossolani.
- Alcune delle correlazioni di letteratura tendono a sovrastimare i valori dell'angolo di resistenza a taglio in corrispondenza di bassi livelli tensionali (cioè nei primi metri dalla superficie) e quando i valori stessi dell'angolo di attrito siano piuttosto elevati, come prevedibile in terreni granulari grossolani come quelli esaminati.

Per tali motivi, si sono applicate alcune cautele, quali:

- non si sono considerate le prove SPT interrotte a rifiuto;
- si sono comunque trascurati, come si vedrà anche nel seguito, valori elevati dell'angolo di attrito che risultassero da un'applicazione pedissequa delle correlazioni di letteratura;
- in generale, si sono assunti valori caratteristici dei parametri geotecnici ragionevolmente cautelativi nell'ambito dell'intervallo di variabilità individuato in base ai criteri di seguito esposti e tenendo conto di quanto indicato nei capoversi precedenti.

Di seguito si riportano le correlazioni di letteratura utilizzate per la stima dei parametri geotecnici a partire dai risultati delle prove SPT.

Densità relativa

Le correlazioni utilizzate per la stima della densità relativa sono elencate di seguito:

- GIBBS e HOLTS (1957):

$$D_R = 1.5 \cdot \left(\frac{N_{SPT}}{F} \right)^{0.222} - 0.6 \quad \text{con} \quad F = 0.65 \cdot \left(\frac{\sigma'_{v0}}{p_a} \right)^2 + 16.8 \cdot \left(\frac{\sigma'_{v0}}{p_a} \right) + 14$$

In cui p_a è la pressione atmosferica ($p_a=100$ se σ'_{v0} è espresso in kPa)

- MEYERHOF (1957):

$$D_R = 0.21 \cdot \sqrt{\frac{N_{SPT}}{\frac{\sigma'_{v0}}{p_a} + 0.7}}$$

- SKEMPTON (1986):

$$D_R \sqrt{\frac{C_N \cdot N_{SPT}}{60}} \quad \text{con:}$$

$$C_N = \frac{2}{1 + \frac{\sigma'_{v0}}{p_a}} \quad \text{per sabbie fini}$$

$$C_N = \frac{3}{2 + \frac{\sigma'_{v0}}{p_a}} \quad \text{per sabbie grosse}$$

- YOSHIDA E KOKUSHO (1988):

$$D_R = 0.22 \cdot N_{SPT}^{0.57} \cdot \left(100 \cdot \frac{\sigma'_{v0}}{p_a}\right)^{-0.14} \quad \text{Sabbia fine}$$

$$D_R = 0.18 \cdot N_{SPT}^{0.57} \cdot \left(100 \cdot \frac{\sigma'_{v0}}{p_a}\right)^{-0.14} \quad \text{Sabbia 75\%, ghiaia 25\%}$$

$$D_R = 0.25 \cdot N_{SPT}^{0.44} \cdot \left(100 \cdot \frac{\sigma'_{v0}}{p_a}\right)^{-0.13} \quad \text{Sabbia 50\%, ghiaia 50\%}$$

$$D_R = 0.25 \cdot N_{SPT}^{0.46} \cdot \left(100 \cdot \frac{\sigma'_{v0}}{p_a}\right)^{-0.12} \quad \text{Tutti i terreni granulari}$$

Angolo di resistenza al taglio

Le correlazioni utilizzate per la stima dell'angolo di resistenza al taglio sono elencate di seguito:

- SCHMERTMANN (1977):

$$\varphi(^{\circ}) = 28 + 0.14 \cdot D_R \quad \text{Sabbia fine uniforme}$$

$$\varphi(^{\circ}) = 31.5 + 0.115 \cdot D_R \quad \text{Sabbia media uniforme e sabbia fine ben gradata}$$

$$\varphi(^{\circ}) = 34.5 + 0.10 \cdot D_R \quad \text{Sabbia grossa uniforme e sabbia media ben gradata}$$

$$\varphi(^{\circ}) = 38 + 0.08 \cdot D_R \quad \text{Ghiaia media e fine e sabbia e ghiaia poco limosa}$$

- PECK, HANSON e THORNBURN (1974), WOLFF (1989):

$$\varphi(^{\circ}) = 27.1 + 0.3 \cdot C_N \cdot N_{SPT} - 0.00054 \cdot (C_N \cdot N_{SPT})^2$$

$$C_N = \frac{2}{1 + \frac{\sigma'_{v0}}{p_a}} \quad \text{per sabbie fini}$$

$$C_N = \frac{3}{2 + \frac{\sigma'_{v0}}{p_a}} \quad \text{per sabbie grosse}$$

- SCHMERTMANN (1975), KULHAWY e MAYNE (1980):

$$\varphi' = \arctan \left[\frac{N_{SPT}}{12.2 + 20.3 \cdot \left(\frac{\sigma'_{v0}}{p_a} \right)} \right]^{0.34}$$

Modulo elastico

- STROUD (1989):

$$E(MPa) = \alpha \cdot N_{SPT}$$

Dove α è una grandezza che varia in funzione di N_{SPT} secondo la formula:

$$\alpha = -0.00107 \cdot N_{SPT}^2 + 0.136 \cdot N_{SPT} + 1.503$$

5.1.1 Risultati delle Prove Penetrometriche dinamiche SPT eseguite in sito

La tabella in basso sintetizza i risultati delle prove SPT condotte in sito:

Sondaggio	SPT	profondità	Litologia	colpi per tratta			colpi N _{spt} 30
				1	2	3	
	[n]	[m]	[-]	[n]	[n]	[n]	[n]
SML1	1	8	calcarenite	24	27	R	> 100
SML2	1	13.3	calcarenite	18	R	R	> 100
SML3	1	10.55	sabbia debolmente limosa con frammenti limosi	24	22	27	49
SML4	2	5	calcarenite	24	38	47	85
		10	calcarenite	36	43	R	> 100
SML5	1	1.5	calcarenite	R	-	-	> 100
SML6	1	6	calcarenite	35	49	R	> 100
SML7	1	3.6	calcarenite	37	R	-	> 100
SML8	1	4.6	calcarenite	12	20	31	51
SML9	1	3.7	calcarenite	37	48	R	> 100
SML10	1	1.5	calcarenite	38	47	R	> 100
SML11	1	1.2	sabbie e calcareniti alterate	18	25	33	58
SML12	1	1.5	calcarenite	14	21	28	49
SML13	1	2	sabbia marrone - giallastra addensata	15	20	26	46
SML14	1	2.1	sabbie e calcareniti alterate di colore bianco giallastro, addensate	15	21	38	59
SML15	1	1.5	sabbia giallastra con noduli calcarenitici, addensata	35	R	-	> 100
SML17	1	2.2	calcarenite	20	38	35	73
SML18	1	2.2	calcarenite	42	R	-	
SML19	1	2	limo sabbioso rossastro, umido, poco plastico a struttura indistinta, consistente	19	26	32	58
SML20	1	3.5	sabbie e calcareniti, alterate, poco cementate	12	18	20	38
SML21	1	3	calcarenite	R	-	-	> 100
SML22	1	2	calcarenite	R	-	-	> 100
SML25	1	2	calcarenite	37	48	R	> 101
SML25bis	1	1.2	calcarenite	36	R	-	> 100

Tabella 5-1 – Prove SPT eseguite in sito durante la campagna geognostica 2017

Come si può notare, la maggior parte delle prove sono state eseguite nella formazione calcarenitica e sono state pertanto interrotte sistematicamente a rifiuto.

Le restanti prove hanno interessato gli strati di sabbia calcarenitica che giacciono sulle formazioni lapidee di base. I valori di N_{SPT} rilevati sono comunque molto alti; tali risultati possono derivare da uno

stato di addensamento elevato, ma anche e verosimilmente soprattutto dalla presenza di clasti grossolani e noduli e frammenti lapidei (calcarenitici) nelle sabbie prodotte dall'alterazione della formazione sottostante.

La stima dei parametri geotecnici eseguita secondo le correlazioni esposte al paragrafo precedente, rispecchia, evidentemente, quanto già riscontrato dalla sola osservazione dei risultati delle prove: i valori di densità relativa e conseguentemente quelli dell'angolo di resistenza al taglio risultano inevitabilmente sovrastimati e non pienamente rappresentativi delle proprietà di resistenza dei materiali in esame.

Per la definizione dei parametri geotecnici di progetto si terrà debitamente conto delle osservazioni esposte in questa sede, assumendo adeguati margini di sicurezza.

La tabella in basso riporta una sintesi dei parametri geotecnici stimati con le correlazioni empiriche sui valori di N_{SPT} .

Sondaggio	profondità	Litologia	colpi Nspt30	GIBBS e HOLTS (1957)		MEYERHOF (1957)	SKEMPTON (1986)		YOSHIDA e KOKUSHO (1988)		Schmertmann (1977)			Peck, Hanson e Thornburn (1974)				Kulhawy e Mayne (1980)	Stroud (1989)		
				F	Dr	Dr	sabbie grosse	Sabbia 75%, ghiaia25%	tutti i terreni gran.	sabbia fine	sabbia media	sabbia grossa	sabbie fini	sabbie grosse		α	E(Mpa)				
	[m]	[-]	[n]				CN	Dr	Dr	Dr	ϕ	ϕ	ϕ	CN	ϕ	CN	ϕ	ϕ			
SML1	8	calcarenite	> 100																		
SML2	13,3	calcarenite	> 100																		
SML3	10,55	sabbia debolmente limosa con frammenti limosi	49	48,25	0,91	0,91	0,77	0,79	0,79	0,80	39,10	40,62	42,43	0,69	36,62	0,77	37,64	44,66	5,60	274,30	
SML4	5	calcarenite	85	29,65	1,30	1,53	1,03	1,21	1,21	1,12	43,74	44,43	45,75	1,05	49,62	1,03	49,30	54,80	5,33	453,24	
	10	calcarenite	> 100																		
SML5	1,5	calcarenite	> 100																		
SML6	6	calcarenite	> 100																		
SML7	3,6	calcarenite	> 100																		
SML8	4,6	calcarenite	51	28,36	1,11	1,21	1,06	0,95	0,91	0,90	40,57	41,83	43,48	1,09	42,16	1,06	41,75	50,46	5,66	288,45	
SML9	3,7	calcarenite	> 100																		
SML10	1,5	calcarenite	> 100																		
SML11	1,2	sabbie e calcareniti alterate	58	17,66	1,35	1,67	1,35	1,14	1,18	1,12	43,67	44,37	45,69	1,64	50,80	1,35	47,33	56,84	5,79	335,91	
SML12	1,5	calcarenite	49	18,58	1,26	1,49	1,32	1,04	1,04	1,01	42,12	43,10	44,58	1,57	47,03	1,32	44,26	54,74	5,60	274,30	
SML13	2	sabbia marrone - giallastra addensata	46	20,13	1,20	1,38	1,27	0,99	0,97	0,95	41,25	42,38	43,96	1,47	44,92	1,27	42,80	53,24	5,49	252,76	
SML14	2,1	sabbie e calcareniti alterate di colore bianco giallastro, addensate	59	20,44	1,30	1,55	1,26	1,11	1,11	1,05	42,77	43,63	45,05	1,45	48,83	1,26	46,44	55,37	5,80	342,34	
SML15	1,5	sabbia giallastra con noduli calcarenitici, addensata	> 100																		
SML17	2,2	calcarenite	73	20,75	1,38	1,71	1,25	1,23	1,24	1,16	44,20	44,81	46,07	1,43	52,57	1,25	50,01	57,12	5,73	418,21	
SML18	2,2	calcarenite	> 100																		
SML19	2	limo sabbioso rossastro, umido, poco plastico a struttura indistinta, consistente	58	20,13	1,30	1,55	1,27	1,11	1,10	1,05	42,74	43,61	45,03	1,47	48,76	1,27	46,28	55,38	5,79	335,91	
SML20	3,5	sabbie e calcareniti, alterate, poco cementate	38	24,84	1,05	1,12	1,14	0,85	0,80	0,81	39,22	40,72	42,51	1,23	39,91	1,14	39,09	49,07	5,13	194,78	
SML21	3	calcarenite	> 100																		
SML22	2	calcarenite	> 100																		
SML25	2	calcarenite	> 100																		
SML25bis	1,2	calcarenite	>100																		

Tabella 5-2 – Stima dei parametri geotecnici dai valori del numero di colpi N_{SPT}

5.2 Prove di assorbimento

Le prove sono state eseguite per misurare la permeabilità delle formazioni nei fori di sondaggio.

Esse sono state condotte a carico variabile e per immissione di acqua nel foro.

Il coefficiente di permeabilità viene determinato mediante la seguente espressione:

$$k = \frac{A}{C_L(t_2 - t_1)} \cdot \ln \frac{h_1}{h_2} \quad (m/s)$$

Dove:

- A = area della sezione trasversale del foro (mq);
- C_L = coefficiente di forma dipendente dall'area del foro di sondaggio e dalla lunghezza del tratto di foro scoperto (m); il calcolo del coefficiente di forma viene eseguito con la soluzione analitica indicata da Hvorslev (1951), scelta in base alla geometria della prova
- (t₂-t₁) = tempi ai quali si misurano gli abbassamenti di acqua nel foro h₁ e h₂ (s)

5.2.1 Risultati delle Prove di assorbimento eseguite in sito

La tabella in basso sintetizza i valori di permeabilità delle unità litologiche investigate desunti dalle prove condotte in sito:

Sondaggio	profondità	Litologia	k medio (m/s)
	[m]		
PP01	10.25	calcarenite	3.37E-06
	20.25	calcarenite	1.72E-06
	29.75	calcarenite	1.36E-06
PP03	10.25	calcarenite	3.21E-06
	20.25	calcarenite	2.09E-06
	29.75	calcarenite	1.29E-06
PP04	11.75	calcarenite	3.87E-06
PP07	10.25	calcarenite	3.51E-06
	19.75	calcarenite	2.00E-06
PP08	10.25	calcarenite	3.13E-06
	19.75	limo argilloso, marnoso	2.21E-08
PP09	10.25	calcarenite	3.57E-06
	19.75	calcarenite	2.09E-06
PP10	10.25	calcarenite	3.21E-06
	18.25	calcarenite	2.20E-06
PP11	10.25	calcarenite	3.62E-06
	19.75	calcarenite	1.94E-06
PP12	10.25	calcarenite	3.73E-06
	19.25	calcarenite	1.95E-06
PP13	10.25	calcarenite	3.37E-06
	19.25	calcarenite	1.93E-06
PP14	10.25	calcarenite	3.91E-06
	18.25	calcarenite	1.68E-06
PP15	10.25	calcarenite	2.66E-06
	18.25	calcarenite	2.23E-06
SML04	20.25	calcarenite	1.88E-06
	29.75	calcarenite	1.68E-06

Tabella 5-3 – Risultati delle prove di assorbimento condotte in sito

5.3 Indagini geofisiche

Il metodo MASW è una tecnica di indagine non invasiva, che individua il profilo di velocità delle onde di taglio verticali V_s basandosi sulla misura delle onde superficiali fatta in corrispondenza di diversi sensori posti sulla superficie del suolo. Il contributo predominante delle onde superficiali è dato dalle onde di Rayleigh, che viaggiando con una velocità correlata alla rigidità della porzione di terre

Il metodo MASW è una tecnica di indagine non invasiva (non è necessario eseguire perforazioni o scavi), che individua il profilo di velocità delle onde di taglio verticali V_s , basandosi sulla misura delle onde superficiali fatta in corrispondenza di diversi sensori (accelerometri o geofoni) posti sulla superficie del suolo.

Le onde superficiali di Rayleigh, durante la loro propagazione vengono registrate lungo lo stendimento di geofoni e vengono successivamente analizzate attraverso tecniche computazionali basate su un approccio di riconoscimento di modelli multistrato di terreno.

La tabella in basso sintetizza le prove eseguite e i risultati ottenuti:

Numero prova	N° Geofoni	Distanza Geofoni (m)	V _{s30} (m/s)	Categoria di suolo
MASW_01	24	5.00	843.59	A
MASW_02	24	5.00	802.32	A
MASW_03	24	5.00	817.44	A
MASW_04	24	5.00	745.09	B
MASW_05	24	5.00	769.24	B
MASW_06	24	5.00	809.45	A
MASW_07	24	5.00	816.14	A
MASW_08	24	5.00	790.67	B
MASW_09	24	5.00	760.03	B
MASW_10	24	5.00	715.40	B
MASW_11	24	5.00	792.15	B
MASW_12	24	5.00	816.12	A
MASW_13	24	5.00	779.01	B
MASW_14	24	5.00	765.21	B
MASW_15	24	5.00	793.30	B
MASW_16	24	5.00	812.29	A

Tabella 5-4 – Prove MASW eseguite durante la campagna di acquisizione dati geofisici 2017

6. PROVE DI LABORATORIO

Sui campioni prelevati durante le perforazioni sono state eseguite indagini di laboratorio sia per la classificazione dei materiali che per la determinazione delle caratteristiche di resistenza:

- Prove sui campioni di terra:

Dalle cassette catalogatrici sono stati prelevati campioni rimaneggiati a diverse profondità, su cui, come anticipato sopra, sono state eseguite prove di laboratorio, nello specifico, valutazioni sul peso specifico dei grani (massa volumica reale) e analisi granulometriche.

È importante precisare che i campioni rimaneggiati sono stati prelevati in corrispondenza di profondità a cui, nella registrazione stratigrafica, veniva segnalata la presenza di calcarenite, spesso classificata come compatta. Lo stato di alterazione del materiale che si manifesta nelle foto delle cassette, facendo apparire la calcarenite quasi come un terreno sciolto e privo di alcun grado di cementazione, è ascrivibile verosimilmente agli effetti del carotaggio.

Due campioni indisturbati, invece, sono stati prelevati nello strato limoso di spessore pari a circa 8,5 m rilevato nel sondaggio SML19. Su questi campioni sono state condotte, oltre alle usuali prove di classificazione, anche prove meccaniche volte alla determinazione dei parametri di resistenza (coesione e angolo di attrito); e nel dettaglio, sono state eseguite prove di taglio diretto.

- Prove sui campioni lapidei

Sulla carote lapidee che si sono mantenute intatte durante il carotaggio sono state eseguite prove di carico concentrato in laboratorio, che forniscono indicazioni sulla resistenza a compressione uniassiale del materiale.

Il valore del carico di rottura ottenuto in laboratorio è stato riferito, secondo le Raccomandazioni ISRM, al valore di un diametro di riferimento del campione pari a 50mm, secondo l'espressione:

$$I_{S50} = I_S = \frac{P}{D^{1.5} - D^{0.5}}$$

Dove P è il carico a rottura, D è la distanza tra le punte e d è la distanza di riferimento pari a 50mm.

In letteratura sono disponibili una serie di evidenze sperimentali circa relazioni sufficientemente approssimate tra indice I_S e resistenza a compressione monoassiale sc del tipo:

$$sc = K \cdot I_S$$

dove K è un coefficiente moltiplicativo. Per i materiali in esame, la bibliografia suggerisce valori compresi tra 16 e 20, in maniera cautelativa, nell'interpretazione dei dati disponibili, in questa sede è stato utilizzato il limite inferiore dell'intervallo: $K=16$.

Sondaggio	Campione	profondità	Litologia	Massa vol. app	Massa vol. reale	Granulometria				Classificazione	Prove di taglio diretto			
						Ghiaia	Sabbia	Limo	Argilla		c	ϕ	c_r	ϕ_r
[-]	[-]	[m]		[KN/m ³]	[KN/m ³]	[%]	[%]	[%]	[%]		[kPa]	[°]	[kPa]	[°]
SML12	R1	2.5	calcareniti		26.6	26.2	49.1	16.5	8.2	SG(L)[A]				
	R2	4	calcareniti		26.7	24.2	48.3	18.4	9.1	S(G)(L)[A]				
	R3	6	calcareniti		26.8	0.3	73.4	16.9	9.4	S(L)[A]				
	R4	8.5	calcareniti		26.9	0.7	74.6	15.9	8.8	S(L)[A]				
SML13	R1	5.5	calcareniti		26.9	35.2	37.7	18.9	8.2	SG(L)[A]				
	R2	7.4	calcareniti		26.7	33	41.8	17.5	7.7	SG(L)[A]				
	R4	9.6	calcareniti		26.3	63.9	30	3.7	2.4	GS(L)[A]				
SML17	R1	5.8	calcareniti		26.5	23.8	40.2	29.8	6.2	SL(G)[A]				
	R2	7.2	calcareniti		26.6	11.1	58.5	24.4	6	S(L)(G)[A]				
	R3	9.8	calcareniti		26.8	18.9	48.4	27.1	5.6	SL(G)[A]				
SML22	R1	4.7	calcareniti		26.4	22.5	43.5	26.3	7.7	SL(G)[A]				
SML15	R1	5.7	calcareniti		26.6	26.7	37.7	26.6	9	SGL[A]				
	R2	7.5	calcareniti		26.7	67.9	22	9.7	0.4	G(S)[L]				
	R3	9	calcareniti		26.6	27.9	38.6	19.7	13.8	SG(L)[A]				
SML14	R1	4.5	calcareniti		26.6	1.4	69.6	18.6	10.4	S(L)[A]				
	R2	6.8	calcareniti		26.7	60	34.5	3.8	1.7	GS(L)[A]				
	R3	8.5	calcareniti		26.9	1.2	69	20.3	9.5	S(L)[A]				
SML20	R1	4.5	sabbie e calcareniti		26.4	10.5	54.9	25.8	8.8	SL(G)[A]				
	R2	7.8	calcareniti		26.7	1	65.8	25.7	7.5	SL[A]				
	R3	9.5	calcareniti		26.6	14.1	54.8	19.9	11.2	S(L)(G)(A)				
SML11	R1	2.5	calcareniti		26.8	14.7	57.6	22.2	5.5	S(L)(G)[A]				
	R2	4.7	calcareniti		26.8	22.2	57.9	14.4	5.5	S(G)(L)[A]				
	R3	6.5	calcareniti		26.9	61.2	28.1	10	0.7	GS(L)[A]				
SML19	C1	4	limo sabbioso	20.5	26.6	0	33.6	39	27.4	LSA	13.03	27	0.3	23
	C2	7	limo sabbioso	18.6	26.6	0	32	43.6	24.4	LS(A)	4.6	22	0.22	16.5
	R1	9.2	calcareniti		26.9	2	73.7	16.3	8	S(L)[A]	8.815	24.5		
	R2	12.5	calcareniti		26.8	22.1	48.7	19.5	9.7	S(G)(L)[A]				
SML18	R1	3.5	calcareniti		26.4	8.1	58.9	23.8	9.2	S(L)[A][G]				
	R2	5	calcareniti		26.6	82.9	12.3	3.1	1.7	G(S)[L]				
SML21	R1	3.7			26.9	52.1	35.5	11.6	0.8	GS(L)				

Tabella 6-1 – Risultati delle prove di laboratorio condotte sui campioni intatti e rimaneggiati prelevati durante la campagna indagine 2017

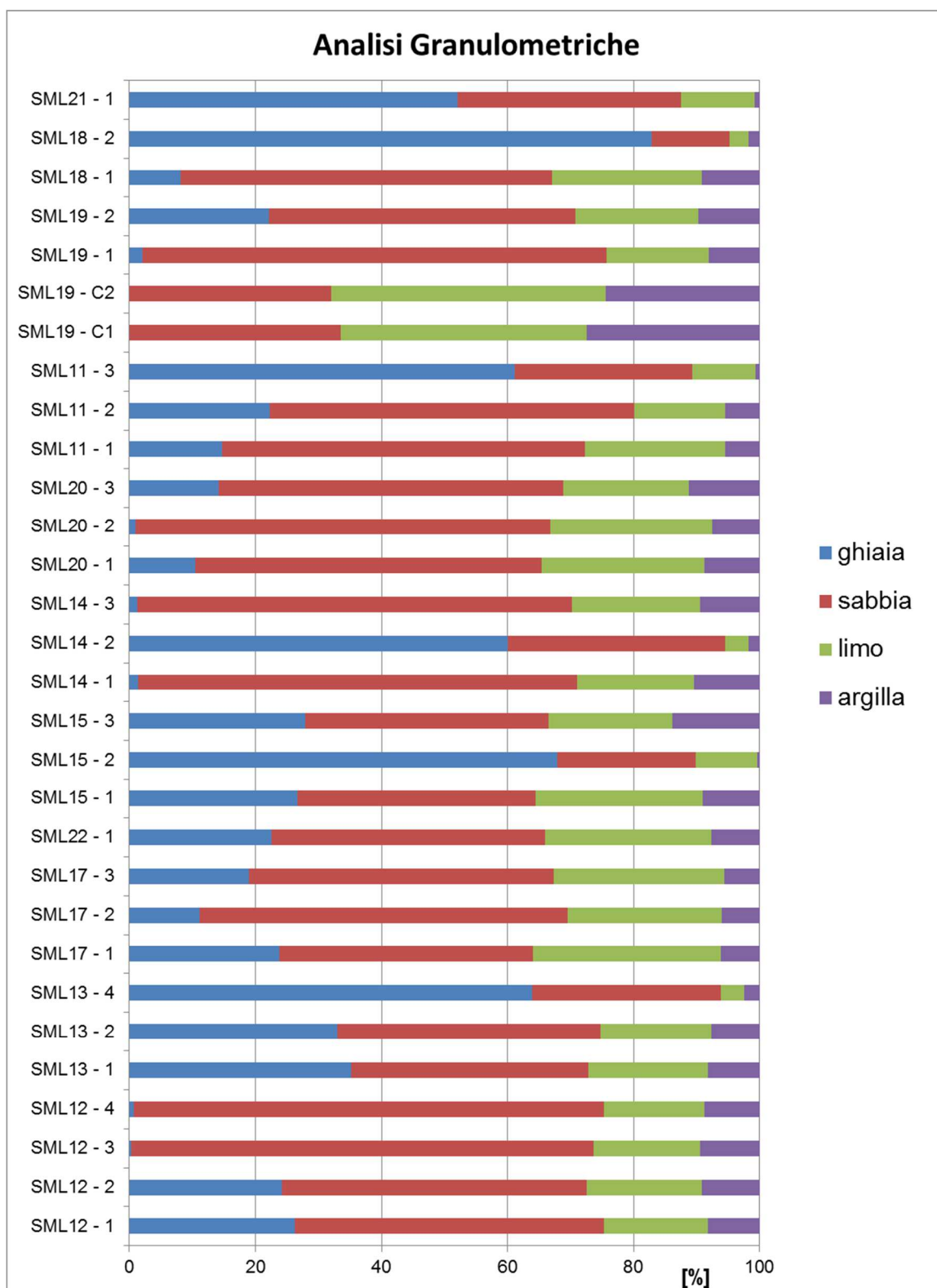


Figura 6-1 – Analisi granulometriche eseguite sui campioni rimaneggiati prelevati in sito durante la campagna 2017

Sondaggio	Campione	Profondità	Pmax	Is	Is50	UCS
[-]	[-]	[m]	[kN]	[Mpa]	[Mpa]	[MPa]
SML 5	L-C1	5.15	1.11	0.18	0.22	3.52
		5.15	1.11	0.18	0.22	3.52
	L-C2	7.65	4.58	0.66	0.83	13.28
		7.65	5.21	0.86	1.05	16.8
	L-C3	8.74	2.22	0.31	0.39	6.24
		8.74	3.64	0.6	0.73	11.68
		8.74	2.335	0.38	0.47	7.52
SML 10	L-C1	3.55	3.44	0.52	0.64	10.24
		3.55	3.71	0.61	0.74	11.84
		3.55	3.6	0.59	0.72	11.52
	L-C2	6.17	2.66	0.37	0.47	7.52
		6.17	5.405	0.63	0.83	13.28
		6.17	2.665	0.44	0.54	8.64
	L-C3	8.17	18.998	3.12	3.81	60.96
		8.17	16.515	2.71	3.32	53.12
SML 11	L-C1	9.75	9.63	1.21	1.57	25.12
		9.75	7.845	1.29	1.58	25.28
		9.75	6.46	1.06	1.3	20.8
SML13	R-C3	8.6	7.03	1.29	1.53	24.48
		8.6	5.21	0.86	1.05	16.8
SML18	L-C1	7.5	3.2	0.53	0.64	10.24
		7.5	2.28	0.37	0.46	7.36
SML21	L-C1	5	5.96	0.95	1.17	18.72
		5	4.18	0.69	0.84	13.44
		8.3	2.7	0.32	0.42	6.72
		8.3	2.07	0.34	0.42	6.72
SML22	R-C1	7	2.15	0.38	0.46	7.36
		7	2.16	0.36	0.43	6.88
	R-C2	9.6	4.63	0.7	0.87	13.92
		9.6	4.91	0.84	1.01	16.16
SML25	L-C1	5.15	2.32	0.28	0.37	5.92
		5.15	1.23	0.2	0.25	4
	L-C2	9.45	0.32	0.05	0.06	0.96
		9.45	0.23	0.04	0.05	0.8
SML25bis	R-C1	3	3.11	0.56	0.67	10.72
		3	2.2	0.36	0.44	7.04
	R-C2	6.8	2.56	0.45	0.54	8.64
		6.8	2.91	0.48	0.58	9.28
	R-C3	9	13.32	2.23	2.72	43.52
		9	9.95	1.64	2	32

Tabella 6-2 – Risultati delle prove di laboratorio condotte sui campioni lapidei prelevati durante la campagna indagine 2017

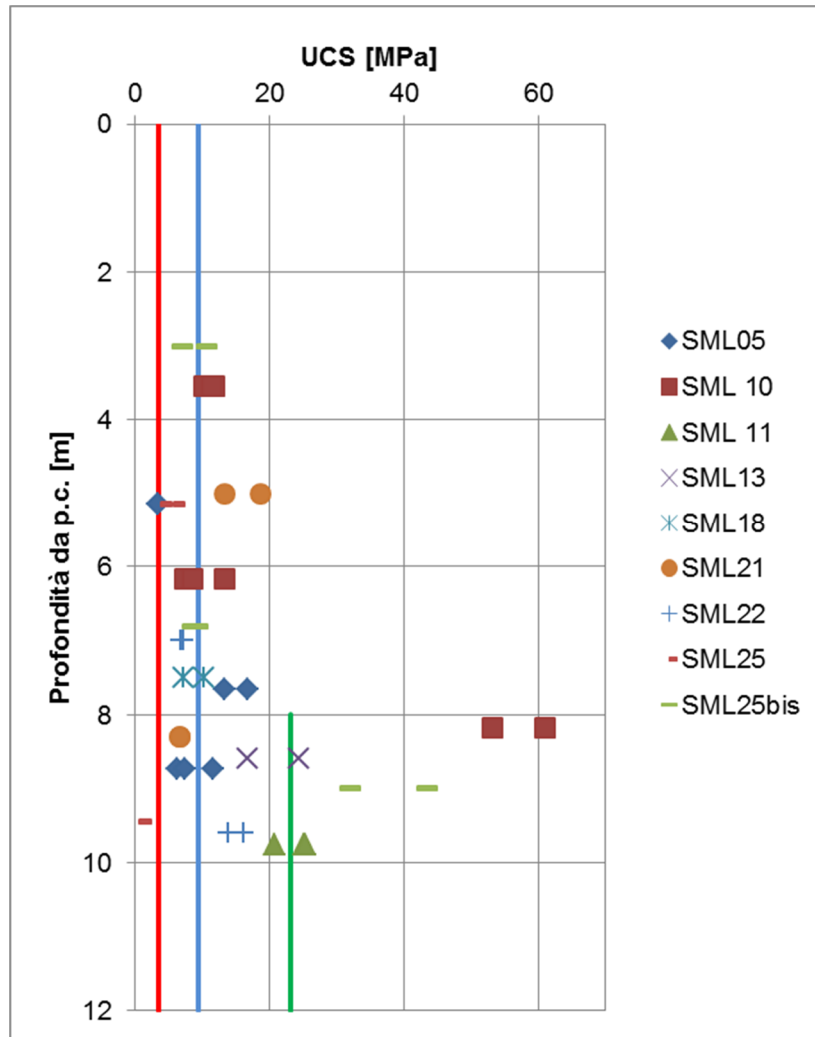


Figura 6-2 – Andamento della resistenza della compressione uniassiale con la profondità. Valori stimati sulle prove PLT eseguite sui campioni lapidei prelevati in sito durante la campagna indagine 2017

7. IL MODELLO GEOLOGICO – GEOTECNICO

Il modello geologico-geotecnico del sottosuolo ricostruito per l'area interessata dal tracciato stradale in progetto è costituito sinteticamente dalla seguente successione litostratigrafica:

- **Terreni di copertura:** s'intendono rappresentati in questa definizione i materiali di riporto/deposito antropico che localmente hanno modificato l'originaria morfologia della zona, e che in genere hanno spessori inferiori al metro, e i terreni di natura limosa di colore marrone-rossastro con spessore mediamente di qualche decimetro affioranti direttamente in superficie per gran parte del tracciato. In particolare, all'interno di questa macro unità stratigrafica sono state individuate 3 sotto unità:
 - Unità geotecnica T1a: rientrano in questa unità i materiali di riporto, i depositi antropici, tipici delle zone in prossimità del tracciato principale per la presenza di opere/rilevati stradali e i suoli naturalmente trasportati e le 'terre rosse', queste ultime rientrano nei sedimenti di origine continentale affioranti nell'area, sono presenti praticamente ovunque nell'area ma distribuiti in lembi ridotti e poco potenti. Per il tracciato in esame questa unità ha in genere inferiori al metro.
 - Unità geotecnica T1b: questa unità comprende le coperture di modesto spessore di terreni eluviali e colluviali giacenti sulle calcareniti di base;
 - Unità geotecnica T2a: l'unità rappresenta la facies sabbiosa, completamente alterata delle calcareniti di base.

La caratterizzazione geotecnica di queste formazioni sostanzialmente conferma quanto esposto nella relazione geotecnica a base PD. In effetti le indagini integrative condotte nel 2017 hanno interessato quasi esclusivamente le formazioni lapidee calcarenitiche, non consentendo un approfondimento delle conoscenze dei materiali superficiali, che comunque hanno meno rilevanza sulla progettazione delle strutture di fondazione delle opere in oggetto.

Le uniche prove disponibili consistono in prove penetrometriche SPT condotte in sito per la formazione T2a. Della scarsa rappresentatività di tali prove in materiali con inclusi lapidei diffusi come la formazione T2a si è già detto nei capitoli precedenti.

- Limi argilloso sabbiosi con frammenti lapidei (Unità T2b): in genere essi sono presenti in lenti di spessore decimetrico all'interno delle formazioni calcarenitiche. In questa sede si è ritenuto di considerare questi terreni come unità stratigrafica indipendente per poter rappresentare e caratterizzare lo strato potente, di circa 8.5 m, riscontrato nel sondaggio SML19 in corrispondenza dell'opera CV09.

La caratterizzazione geotecnica di questa unità è stata basata sui risultati delle prove di laboratorio eseguite sui due campioni intatti prelevati in corrispondenza del sondaggio summenzionato.

- **Depositi calcarenitici di età Terziaria e Quaternaria (Unità R)**, appartenenti nello specifico alle formazioni della Pietra Leccese, delle Calcareniti di Andrano e delle Calcareniti del Salento. Si tratta di depositi caratterizzati da un grado di cementazione fortemente variabile, sia in verticale che in orizzontale, in genere medio – alto e localmente molto basso; talvolta sono presenti intercalazioni di orizzonti sciolti. Generalmente la parte superiore della formazione sabbioso – calcarenitica è fortemente alterata.

I depositi calcarenitici rappresentano quasi esclusivamente i terreni costituenti il piano di appoggio della sede stradale e delle opere ad essa connesse.

Per tali depositi, ai fini della progettazione si è operata una distinzione in funzione del grado di alterazione/cementazione della roccia:

- calcarenite completamente alterata con cementazione scarsa o nulla, R1[A];
- calcarenite mediamente alterata con cementazione discontinua, R1[MA];
- calcarenite da poco a non alterata con cementazione buona, R1[NA].

Le calcareniti molto alterate sono state considerate alla stregua di un terreno sciolto. Per la caratterizzazione geotecnica di questa unità si è tenuto conto delle prove penetrometriche eseguite in sito, pur con i limiti di applicabilità delle suddette prove a materiali come quelli in esame di cui si è già detto nei paragrafi precedenti, e delle prove di classificazione eseguite in laboratorio, in particolare delle prove granulometriche.

Per le facies lapidee delle calcareniti, invece, la caratterizzazione geomeccanica è stata basata sulle risultanze delle prove di laboratorio (Point Load Test) condotte sui campioni prelevati in sito durante la campagna geognostica del 2017. In mancanza di rilievi geostrutturali ad hoc condotti per le formazioni in esame, i parametri delle formazioni lapidee (GSI e mi) sono stati assunti in base a quanto deducibile dalla documentazione fotografica delle carote e alle informazioni reperibili in letteratura.

Le caratteristiche di resistenza delle facies lapidee delle calcareniti sono state espresse attraverso il criterio generalizzato proposto da Hoek e Brown (1988).

In questo modello, la curva intrinseca che fornisce le condizioni di rottura dell'ammasso è data dall'espressione:

$$\sigma'_1 = \sigma'_3 + \sigma_c \left(m_b \frac{\sigma'_3}{\sigma_c} + s \right)^a$$

dove:

σ'_1 = tensione principale efficace maggiore a rottura;

σ'_3 = tensione principale efficace minore a rottura;

σ_c = resistenza a compressione monoassiale della roccia intatta.

La resistenza al taglio è stata inoltre espressa con il criterio di resistenza di Mohr-Coulomb, interpolando con una retta la curva intrinseca di Hoek-Brown, ridefinita nel piano tensione tangenziale (τ) - tensione normale (σ'_n). In questo modo sono stati definiti per ciascun litotipo i parametri coesione c' e angolo di attrito ϕ' .

Il basamento carbonatico descritto nella relazione geologica di PD non è stato mai intercettato dai sondaggi geognostici eseguiti durante la campagna d'indagine. Le profondità di affioramento, dunque, sono superiori ai 25-30m, per questo motivo non si è considerato rilevante, ai fini della progettazione delle opere in oggetto, la caratterizzazione geomeccanica dello strato.

In basso si riportano i risultati delle prove di sito e di laboratorio già illustrate ai paragrafi precedenti ma con l'aggiunta dell'unità geotecnica di pertinenza:

Sondaggio	profondità	Unità geotecnica	colpi N _{spt} 30	GIBBS e HOLTS (1957)		MEYERHOF (1957)	SKEMPTON (1986)		YOSHIDA e KOKUSHO (1988)		Schmertmann (1977)			Peck, Hanson e Thornburn (1974)				Kulhawy e Mayne (1980)	Stroud (1989)		
				F	Dr	Dr	sabbie grosse		Sabbia 75%, ghiaia 25%	tutti i terreni gran.	sabbia fine	sabbia media	sabbia grossa	sabbie fini		sabbie grosse		φ	α	E(Mpa)	
	[m]		[n]				CN	Dr	Dr	Dr	φ	φ	φ	CN	φ	CN	φ	φ			
SML1	8	R1[A]	> 100																		
SML2	13,3	R1[MA]	> 100																		
SML3	10,55	T2a	49	48,25	0,91	0,91	0,77	0,79	0,79	0,80	39,10	40,62	42,43	0,69	36,62	0,77	37,64	44,66	5,60	274,30	
SML4	5	R1[A]	85	29,65	1,30	1,53	1,03	1,21	1,21	1,12	43,74	44,43	45,75	1,05	49,62	1,03	49,30	54,80	5,33	453,24	
	10	R1[MA]	> 100																		
SML5	1,5	R1[MA]	> 100																		
SML6	6	R1[A]	> 100																		
SML7	3,6	R1[A]	> 100																		
SML8	4,6	R1[A]	51	28,36	1,11	1,21	1,06	0,95	0,91	0,90	40,57	41,83	43,48	1,09	42,16	1,06	41,75	50,46	5,66	288,45	
SML9	3,7	R1[A]	> 100																		
SML10	1,5	R1[A]	> 100																		
SML11	1,2	T2a	58	17,66	1,35	1,67	1,35	1,14	1,18	1,12	43,67	44,37	45,69	1,64	50,80	1,35	47,33	56,84	5,79	335,91	
SML12	1,5	R1[A]	49	18,58	1,26	1,49	1,32	1,04	1,04	1,01	42,12	43,10	44,58	1,57	47,03	1,32	44,26	54,74	5,60	274,30	
SML13	2	T2a	46	20,13	1,20	1,38	1,27	0,99	0,97	0,95	41,25	42,38	43,96	1,47	44,92	1,27	42,80	53,24	5,49	252,76	
SML14	2,1	T2a	59	20,44	1,30	1,55	1,26	1,11	1,11	1,05	42,77	43,63	45,05	1,45	48,83	1,26	46,44	55,37	5,80	342,34	
SML15	1,5	T2a	> 100																		
SML17	2,2	R1[A]	73	20,75	1,38	1,71	1,25	1,23	1,24	1,16	44,20	44,81	46,07	1,43	52,57	1,25	50,01	57,12	5,73	418,21	
SML18	2,2	R1[A]	> 100																		
SML19	2	T2b	58	20,13	1,30	1,55	1,27	1,11	1,10	1,05	42,74	43,61	45,03	1,47	48,76	1,27	46,28	55,38	5,79	335,91	
SML20	3,5	R1[A]	38	24,84	1,05	1,12	1,14	0,85	0,80	0,81	39,22	40,72	42,51	1,23	39,91	1,14	39,09	49,07	5,13	194,78	
SML21	3	R1[MA]	> 100																		
SML22	2	R1[MA]	> 100																		
SML25	2	R1[A]	> 100																		
SML25bis	1,2	R1[A]	> 100																		

Tabella 7-1 – Risultati delle prove Penetrometriche Standard eseguite nella campagna geognostica 2017 e stima dei parametri geotecnici dai valori del numero di colpi N_{SPT} con inserimento dell'unità geotecnica di riferimento

Sondaggio	Campione	Nome	profondità	Unità geotecnica	Massa vol. app	Massa vol. reale	Granulometria				Classificazione	Prove di taglio diretto			
							Ghiaia	Sabbia	Limo	Argilla		c	φ	c_r	φ_r
[-]	[-]		[m]		[KN/m ³]	[KN/m ³]	[%]	[%]	[%]	[%]	[kPa]	[°]	[kPa]	[°]	
SML12	R1	SML12 - 1	2,5	R1 [A]		26,6	26,2	49,1	16,5	8,2	SG(L)[A]				
	R2	SML12 - 2	4	R1 [A]		26,7	24,2	48,3	18,4	9,1	S(G)(L)[A]				
	R3	SML12 - 3	6	R1 [A]		26,8	0,3	73,4	16,9	9,4	S(L)[A]				
	R4	SML12 - 4	8,5	R1 [A]		26,9	0,7	74,6	15,9	8,8	S(L)[A]				
SML13	R1	SML13 - 1	5,5	R1 [A]		26,9	35,2	37,7	18,9	8,2	SG(L)[A]				
	R2	SML13 - 2	7,4	R1 [A]		26,7	33	41,8	17,5	7,7	SG(L)[A]				
	R4	SML13 - 4	9,6	R1 [A]		26,3	63,9	30	3,7	2,4	GS(L)[A]				
SML17	R1	SML17 - 1	5,8	R1 [A]		26,5	23,8	40,2	29,8	6,2	SL(G)[A]				
	R2	SML17 - 2	7,2	R1 [A]		26,6	11,1	58,5	24,4	6	S(L)(G)[A]				
	R3	SML17 - 3	9,8	R1 [A]		26,8	18,9	48,4	27,1	5,6	SL(G)[A]				
SML22	R1	SML22 - 1	4,7	R1 [MA]		26,4	22,5	43,5	26,3	7,7	SL(G)[A]				
SML15	R1	SML15 - 1	5,7	R1 [A]		26,6	26,7	37,7	26,6	9	SGL[A]				
	R2	SML15 - 2	7,5	R1 [MA]		26,7	67,9	22	9,7	0,4	G(S)[L]				
	R3	SML15 - 3	9	R1 [MA]		26,6	27,9	38,6	19,7	13,8	SG(L)[A]				
SML14	R1	SML14 - 1	4,5	R1 [MA]		26,6	1,4	69,6	18,6	10,4	S(L)[A]				
	R2	SML14 - 2	6,8	R1 [MA]		26,7	60	34,5	3,8	1,7	GS(L)[A]				
	R3	SML14 - 3	8,5	R1 [MA]		26,9	1,2	69	20,3	9,5	S(L)[A]				
SML20	R1	SML20 - 1	4,5	R1 [A]		26,4	10,5	54,9	25,8	8,8	SL(G)[A]				
	R2	SML20 - 2	7,8	R1 [A]		26,7	1	65,8	25,7	7,5	SL[A]				
	R3	SML20 - 3	9,5	R1 [MA]		26,6	14,1	54,8	19,9	11,2	S(L)(G)(A)				
SML11	R1	SML11 - 1	2,5	R1 [MA]		26,8	14,7	57,6	22,2	5,5	S(L)(G)[A]				
	R2	SML11 - 2	4,7	R1 [MA]		26,8	22,2	57,9	14,4	5,5	S(G)(L)[A]				
	R3	SML11 - 3	6,5	R1 [A]		26,9	61,2	28,1	10	0,7	GS(L)[A]				
SML19	C1	SML19 - C1	4	T2b	20,5	26,6	0	33,6	39	27,4	LSA	13,03	27	0,3	23
	C2	SML19 - C2	7	T2b	18,6	26,6	0	32	43,6	24,4	LS(A)	4,6	22	0,22	16,5
	R1	SML19 - 1	9,2	R1 [A]		26,9	2	73,7	16,3	8	S(L)[A]	8,815	24,5		
	R2	SML19 - 2	12,5	R1 [MA]		26,8	22,1	48,7	19,5	9,7	S(G)(L)[A]				
SML18	R1	SML18 - 1	3,5	R1 [A]		26,4	8,1	58,9	23,8	9,2	S(L)[A][G]				
	R2	SML18 - 2	5	R1 [MA]		26,6	82,9	12,3	3,1	1,7	G(S)[L]				
SML21	R1	SML21 - 1	3,7	R1 [MA]		26,9	52,1	35,5	11,6	0,8	GS(L)				

Tabella 7-2 – Risultati delle prove di laboratorio condotte sui campioni intatti e rimaneggiati prelevati durante la campagna indagine 2017 con inserimento dell'unità geotecnica di riferimento

Sondaggio	Campione	Profondità	Unità geomeccanica	UCS	
[-]	[-]	[m]		[MPa]	
SML 5	L-C1	5,15	R1 [MA]	3,52	
		5,15		3,52	
	L-C2	7,65	R1 [MA]	13,28	
		7,65		16,8	
	L-C3	8,74	R1 [MA]	6,24	
		8,74		11,68	
		8,74		7,52	
SML 10	L-C1	3,55	R1 [MA]	10,24	
		3,55		11,84	
		3,55		11,52	
		L-C2	6,17	R1 [MA]	7,52
6,17	13,28				
		6,17		8,64	
		L-C3	8,17	R1 [NA]	60,96
			8,17		53,12
SML 11	L-C1	9,75	R1 [MA]	25,12	
		9,75		25,28	
		9,75		20,8	
SML13	R-C3	8,6	R1 [A]	24,48	
		8,6		16,8	
SML18	L-C1	7,5	R1 [NA]	10,24	
		7,5		7,36	
SML21	L-C1	5	R1 [MA]	18,72	
		5		13,44	
		L-C2		8,3	R1 [MA]
8,3	6,72				
SML22	R-C1	7	R1 [MA]	7,36	
		7		6,88	
		R-C2	9,6	R1 [MA]	13,92
9,6			16,16		
SML25	L-C1	5,15	R1 [MA]	5,92	
		5,15		4	
		L-C2	9,45	R1 [MA]	0,96
9,45			0,8		
SML25bis	R-C1	3	R1 [MA]	10,72	
		3		7,04	
		R-C2	6,8	R1 [MA]	8,64
			6,8		9,28
		R-C3	9	R1 [MA]	43,52
		9		32	

Tabella 7-3 – Risultati delle prove di laboratorio condotte sui campioni lapidei prelevati durante la campagna indagine 2017 con inserimento dell'unità geomeccanica di riferimento

7.1 I parametri geotecnici

Come anticipato nei paragrafi precedenti, le prove SPT in terreni granulari comprendenti ciottoli e inclusioni e livelletti lapidei forniscono, in genere, una sovrastima delle proprietà meccaniche dei terreni stessi, per cui si rende opportuno utilizzare i risultati dell'interpretazione con cautela, considerando valori più bassi di quelli ottenuti dalle correlazioni classiche di letteratura.

Si osserva tuttavia che si tratta comunque, nella quasi totalità dei casi, di depositi in prevalenza granulari e spesso grossolani: le analisi granulometriche disponibili (si veda Tabella 7-2) mostrano che la frazione fine è in genere inferiore al 30% e più in dettaglio la frazione argillosa è quasi sempre inferiore al 10% e non di rado tendenzialmente nulla. La frazione ghiaiosa è molto variabile: sebbene in taluni casi risulti molto limitata o assente, essa è compresa per lo più fra il 10% e il 35%, ma non di rado assume valori anche molto superiori, fino a poco meno del 90%.

Pertanto, pur abbattendo i valori dei parametri di resistenza rispetto a quanto stimabile in base ai dati disponibili, si adotteranno per essi intervalli di riferimento tipici di formazioni costituite in prevalenza da sabbie o sabbie limose; la scelta dei parametri si mantiene comunque cautelativa, dal momento che, come detto, la maggior parte dei campionicontiene una frazione ghiaiosa rilevante, quando non preponderante.

Di seguito si riportano i parametri geotecnici di progetto per ciascuna delle formazioni individuate:

Unità geotecnica T1a:

- Peso dell'unità di volume γ : 19÷20 kN/m³
- Coesione c' : 10 KPa
- Angolo di attrito ϕ : 20°
- Modulo di deformabilità E : 10 ÷ 20 MPa

Unità geotecnica T1b:

- Peso dell'unità di volume γ : 19 kN/m³
- Coesione c' : 1 - 10 KPa
- Angolo di attrito ϕ : 28° ÷ 32°
- Modulo di deformabilità E : 10 ÷ 20 MPa

Unità geotecnica T2a:

- Peso dell'unità di volume γ : 19 ÷ 20 kN/m³
- Coesione c' : 1 ÷ 10 KPa
- Angolo di attrito ϕ : 28° ÷ 32°
- Modulo di deformabilità E : 10 ÷ 20 MPa

Unità geotecnica T2b:

- Peso dell'unità di volume γ : 19 kN/m³
- Coesione c' : 5 - 15 KPa
- Angolo di attrito φ : 25° ÷ 28°
- Modulo di deformabilità E: 10 MPa
- Permeabilità k: 10⁻⁷ ÷ 10⁻⁸ m/s

Unità geotecnica R1[A]

- Peso dell'unità di volume γ : 20 kN/m³
- Coesione c' : 1 - 10 KPa
- Angolo di attrito φ : 29° ÷ 33°
- Modulo di deformabilità E: 10 ÷ 20 MPa
- Permeabilità k: 10⁻⁵ ÷ 10⁻⁶ m/s

Unità geotecnica R1[MA]

- Peso dell'unità di volume γ : 20 kN/m³
- Resistenza a compressione uniassiale q_c : 3.5 ÷ 9.5 MPa
- GSI = 40÷45
- $m_i = 13$
- Coesione c' : 160 ÷ 475 KPa
- Angolo di attrito φ : 29° ÷ 31°
- Modulo di deformabilità E: 150 ÷ 600 MPa
- Permeabilità k: 10⁻⁵ ÷ 10⁻⁶ m/s

Unità geotecnica R1[NA]

- Peso dell'unità di volume γ : 22 kN/m³
- Resistenza a compressione uniassiale q_c : 23 MPa
- GSI = 55
- $m_i = 13$
- Coesione c' : 1350 KPa
- Angolo di attrito φ : 34°
- Modulo di deformabilità E: 2500 MPa

8. RILEVATI: VERIFICHE DI STABILITA'

Nel presente capitolo vengono riportate le verifiche di stabilità relative alla condizione di altezza massima di rilevato presente lungo il tracciato in oggetto.

I rilevati di linea raggiungono l'altezza massima $H \cong 8.50$ m lungo in prossimità del Cavalcavia CV4 posto alla progressiva km 7+025.

Le verifiche di stabilità relative a questa sezione tipo sono state condotte adottando due distinte ipotesi in merito alla formazione calcarenitica di base: la prima assume la presenza di calcarenite mediamente alterata, nella seconda, in via cautelativa, i parametri di resistenza della formazione di base sono stati abbattuti adottando quelli propri della calcarenite altamente alterata (valori medi degli intervalli di riferimento).

8.1 Criteri normativi di verifica

Il decreto Ministeriale del 17 gennaio 2018 prevede che per le verifiche di sicurezza (SLU) delle opere in materiali scioltisia rispettata la condizione:

$$E_d \leq R_d$$

essendo E_d il valore di progetto dell'azione, o dell'effetto dell'azione, e R_d il valore di progetto della resistenza del sistema geotecnico; verificando che non si raggiunga una condizione di stato limite ultimo con i valori di progetto delle azioni e dei parametri geotecnici.

In condizioni statiche, le verifiche devono essere effettuate secondo la Combinazione 2 (A2+M2+R2) dell'Approccio 1, tenendo conto dei valori dei coefficienti parziali riportati nelle Tabelle riportate di seguito:

CARICHI	EFFETTO	Coefficiente parziale (γ_F, γ_E)	EQU	(A1)	(A2)
Permanenti G_1	Favorevole	γ_{G1}	0.9	1.0	1.0
	Sfavorevole		1.1	1.3	1.0
Permanenti G_2	Favorevole	γ_{G2}	0.8	0.8	0.8
	Sfavorevole		1.5	1.5	1.3
Variabili	Favorevole	γ_{Q1}	0.0	0.0	0.0
	Sfavorevole		1.5	1.5	1.3

Tabella 8-1 – Coefficienti parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni

PARAMETRO	Grandezza alla quale applicare il coefficiente parziale	Coefficiente parziale	(M1)	(M2)
		γ_M		
Tangente dell'angolo di resistenza al taglio	$\tan\phi_k$	$\gamma_{\phi'}$	1.0	1.25
Coesione efficace	c'_k	$\gamma_{c'}$	1.0	1.25
Resistenza non drenata	c_{uk}	γ_{cu}	1.0	1.40
Peso dell'unità di volume	γ	γ_γ	1.0	1.0

Tabella 8-2 – Coefficienti parziali per i parametri geotecnici del terreno

Coefficiente	R2
γ_R	1.1

Tabella 8-3– Coefficiente parziale per le verifiche di sicurezza statica di opere in materiali sciolte di fronti di scavo

In condizioni sismiche, la Norma prevede lo stesso approccio, tuttavia con le seguenti differenze:

- ponendo pari all'unità i coefficienti parziali su azioni e parametri geotecnici;
- applicando alle resistenze un coefficiente parziale pari a $\gamma_R = 1.2$.

La verifica di stabilità globale nella condizione sismica viene condotta in condizioni pseudostatiche sulla base di quanto esposto al Par.7.11.3.5.2 della NTC 2018; i coefficienti sismici k_h (orizzontale) e k_v (verticale) sono definiti come:

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

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

essendo:

β_s = coefficiente di riduzione dell'accelerazione massima attesa al sito = 0,38 (Par 7.11.4 delle NTC 2018)

a_{max} = accelerazione orizzontale massima attesa al sito;

g = accelerazione di gravità.

L'accelerazione massima attesa è stata 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_{se} dell'amplificazione topografica S_T , descritto al Par 3.2.3.2 della NTC 2018;

a_g = accelerazione orizzontale massima attesa su sito di riferimento rigido.

Per i valori di a_g , S_s e S_T sono stati adottati gli stessi definiti per l'opera CV4 a cui i rilevati in esame sono adiacenti; rimandando alla relazione di calcolo strutturale dell'opera stessa ("Relazione di calcolo strutturale" T00 CV04 STR01 allegata al presente progetto definitivo) per ogni dettaglio in merito, si ha dunque:

$$a_g = 0.080 \cdot g$$

$$S_s = 1.0$$

$$S_T = 1.0$$

Con le formule espresse sopra, si calcolano l'accelerazione orizzontale massima attesa al sito e i coefficienti sismici k_h (orizzontale) e k_v (verticale).

Nel caso specifico, si ha:

$$\Rightarrow a_{\max} = S_S \cdot S_T \cdot a_g = 1.0 \cdot 1.0 \cdot 0.080g = 0.080g$$

$$k_h = \beta_s \cdot a_{\max} / g = 0.38 \cdot 0.080 = 0.030$$

$$k_v = \pm 0.5 \cdot k_h = \pm 0.5 \cdot 0.030 = \pm 0.015$$

8.2 Criteri di modellazione

Si è esaminata, come detto all'inizio del capitolo, la sezione di altezza massima lungo la rampa di approccio al Cavalcavia CV4. La sagoma della sezione analizzata è conforme a quella della sezione tipologica di progetto in rettilineo (condizione che si verifica lungo il tratto corrispondente), adeguata a un'altezza di 8.5m dal piano di campagna originario.

Le indagini di riferimento sono il sondaggio SML09 in prossimità dell'opera.

Pertanto, la stratigrafia di calcolo vede, in accordo ai risultati dei sondaggi:

- da p.c. a 1.0 m dal p.c. terreni di copertura
- oltre 1.0 m da p.c. calcareniti mediamente alterate R1[MA]

Ai terreni di copertura sono stati cautelativamente assegnati i parametri geotecnici dell'unità T1a.

La falda è assente.

Il calcolo è stato condotto secondo un metodo di calcolo all'equilibrio limite, implementato mediante il codice di calcolo "Talren", vers. 5 (rif.[13]).

Il codice analizza la stabilità di pendii e fronti di scavo in condizioni piane nelle deformazioni, assunzione generalmente verificata nel caso di rilevati stradali e nella fattispecie cautelativa in quanto implica che si consideri che il rilevato proceda alla massima altezza di progetto per un tratto sufficientemente lungo, mentre la sezione analizzata corrisponde a una condizione puntuale, la più gravosa lungo l'intero tracciato principale.

Il programma genera, in maniera automatica o secondo criteri definiti dall'utente, una serie (decine o centinaia) di potenziali superfici di scorrimento e per ognuna di esse determina, secondo un metodo di calcolo all'equilibrio limite, il coefficiente di sicurezza, individuando così il minimo valore di F_S e la superficie di scorrimento ad esso corrispondente (superficie critica).

Le analisi di stabilità che verranno presentate nei paragrafi successivi sono state eseguite con il metodo dell'equilibrio limite di Bishop, per ulteriori approfondimenti in merito al quale si rimanda alla bibliografia (doc. rif.[6]).

Il rilevato è stato modellato mediante un unico materiale, non distinguendo il pacchetto di pavimentazione né il terreno vegetale sulle scarpate (assunzione sostanzialmente neutra rispetto

all'analisi: il terreno vegetale può essere interessato solo da superfici estremamente corticali, non significative, e non ha un impatto sensibile, né in senso positivo né negativo, sulla stabilità).

Nelle analisi si è inoltre trascurata la presenza dello scotico e dell'eventuale bonifica: il rilevato è stato dunque modellato come poggiate direttamente sulle unità geotecniche naturali (assunzione conservativa dati i rispettivi valori dei parametri geotecnici di resistenza).

L'andamento del piano di campagna è stato modellato come orizzontale, dopo avere verificato il sostanziale rispetto di tale condizione sulle sezioni trasversali di progetto in corrispondenza del tratto interessato.

I valori caratteristici dei parametri geotecnici di interesse per i terreni naturali interessati dall'analisi sono assunti negli intervalli indicati nel par.7.1:

Unità T1a

$\gamma = 19 \text{ kN/m}^3$	peso di volume
$c' = 5 \text{ kPa}$	coesione intercetta
$\varphi = 20^\circ$	angolo di resistenza a taglio

Unità R1 (A)

$\gamma = 20 \text{ kN/m}^3$	peso di volume
$c' = 5 \text{ kPa}$	coesione intercetta
$\varphi = 20^\circ$	angolo di resistenza a taglio

Unità R1 (MA)

$\gamma = 20 \text{ kN/m}^3$	peso di volume
$c' = 160 \text{ kPa}$	coesione intercetta
$\varphi = 29^\circ$	angolo di resistenza a taglio

Al corpo del rilevato sono stati assegnati i seguenti valori dei parametri di interesse:

$\gamma = 20 \text{ kN/m}^3$	peso di volume
$c' = 1 \text{ kPa}$	coesione intercetta
$\varphi = 36^\circ$	angolo di resistenza a taglio

I parametri di resistenza sono stati fattorizzati in accordo alla normativa vigente, secondo quanto esposto nel paragrafo precedente.

In corrispondenza della pavimentazione stradale è stato imposto un carico uniformemente distribuito di intensità pari a $q = 20 \text{ kPa}$; sulle berme non è stato imposto alcun carico, così come sulle scarpate.

8.3 Risultati delle analisi

8.3.1 Caso 1 Calcareniti di base mediamente alterate

La Figura 8-1 riporta il minimo fattore di sicurezza calcolato in condizioni statiche per la sezione di calcolo considerata.

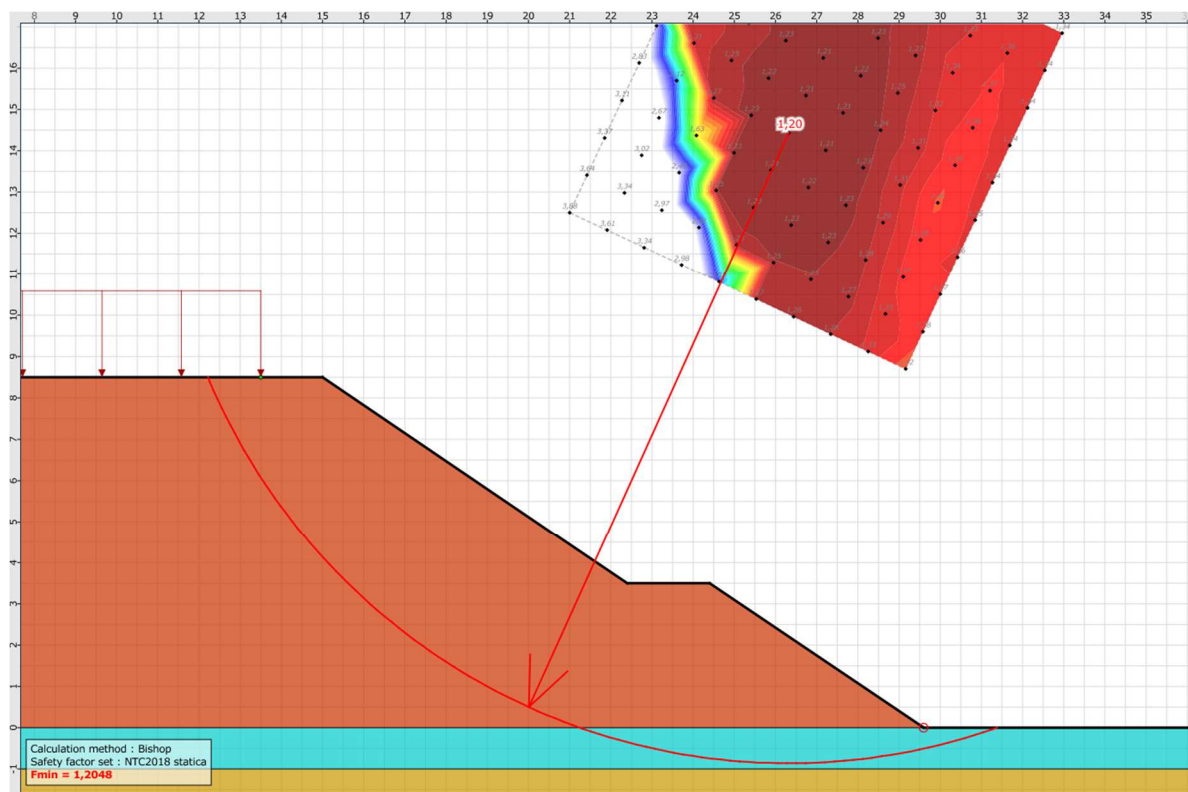


Figura 8-1 – Substrato: R1 (MA) - Analisi in condizioni statiche - Superficie di scorrimento con FSmin

Il fattore di sicurezza minimo calcolato è pari a:

$$F_s = 1.20 > 1.10 = R2 \text{ (valore minimo di } F_s \text{ richiesto da normativa)}$$

Si osserva che la superficie di scorrimento associata al valore minimo calcolato di FS non interessa le unità poste alla base del rilevato.

La Figura 8-2 riporta il minimo fattore di sicurezza calcolato in condizioni sismiche per la sezione di calcolo considerata.

Il fattore di sicurezza minimo calcolato è pari a:

$$F_s = 1.42 > 1.20 = R2 \text{ (valore minimo di } F_s \text{ richiesto da normativa in condizioni sismiche)}$$

Il risultato è ottenuto per k_v positivo (diretto cioè verso l'alto).

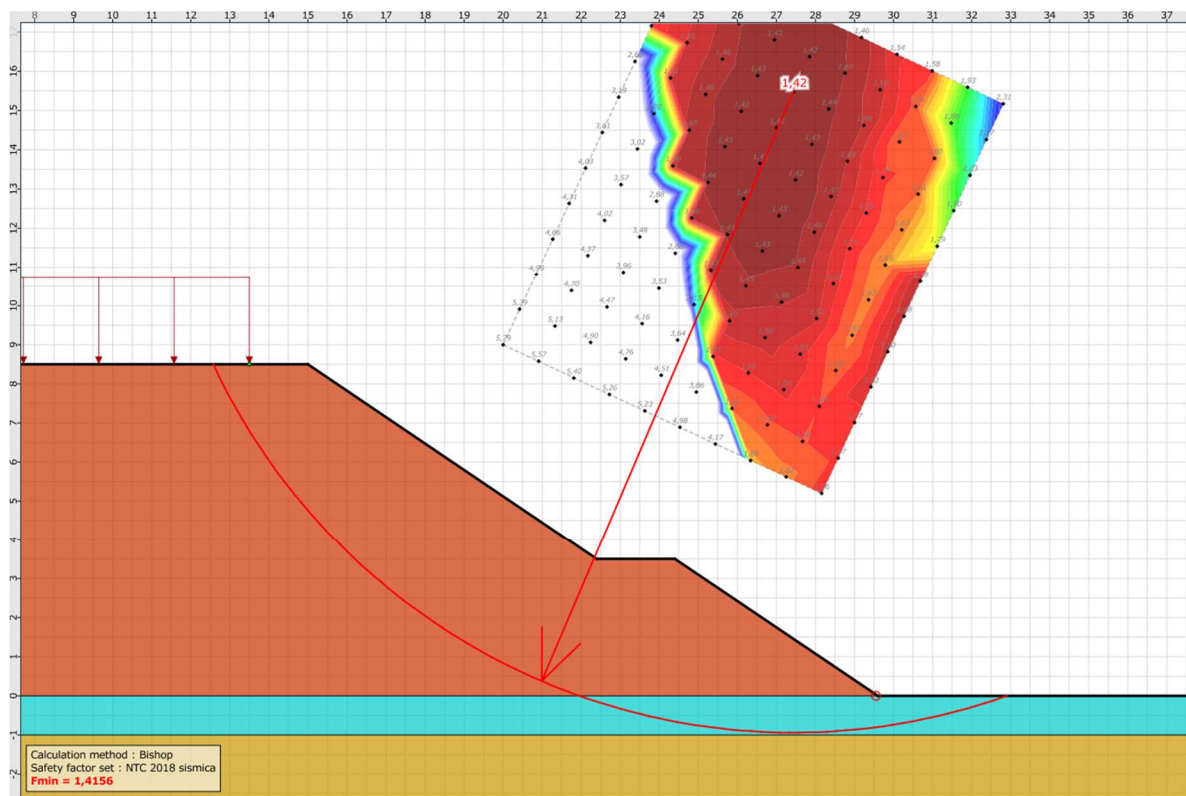


Figura 8-2 – Substrato: R1 (MA) - Analisi in condizioni sismiche - Superficie di scorrimento con FSmin

8.3.2 Caso 2 – Calcareniti di base completamente alterate

Le verifiche sono state ripetute mantenendo la configurazione geometrica e stratigrafica riportata al paragrafo precedente ma abbattendo i parametri di resistenza del substrato calcarenitico.

Nello specifico, alle calcareniti sono stati attribuiti i parametri geotecnici relativi alla facies molto alterata, con cementazione praticamente nulla, R1 [A].

LeFigure 8-3 e Figura 8-4riportano il minimo fattore di sicurezza calcolato per la sezione considerata e la superficie di scorrimento corrispondente, in condizioni rispettivamente statiche e sismiche.

I fattori di sicurezza minimi calcolati risultano, nelle due condizioni,pari a:

$$F_s = 1.19 > 1.10 = R2 \text{ (valore minimo di } F_s \text{ richiesto da normativa)} \quad \text{cond. statiche}$$

$$F_s = 1.40 > 1.20 = R2 \text{ (valore minimo di } F_s \text{ richiesto da normativa)} \quad \text{cond. sismiche}$$

Il valore minimo del fattore di sicurezza in condizioni sismiche è ottenuto, come nel caso precedente, per k_v positivo (diretto verso l'alto).

Le verifiche di stabilità, pertanto, risultano, anche in questo caso, soddisfatte.

I tabulati di ingresso e uscita del programma di calcolo sono riportati in allegato per tutte le analisi presentate.

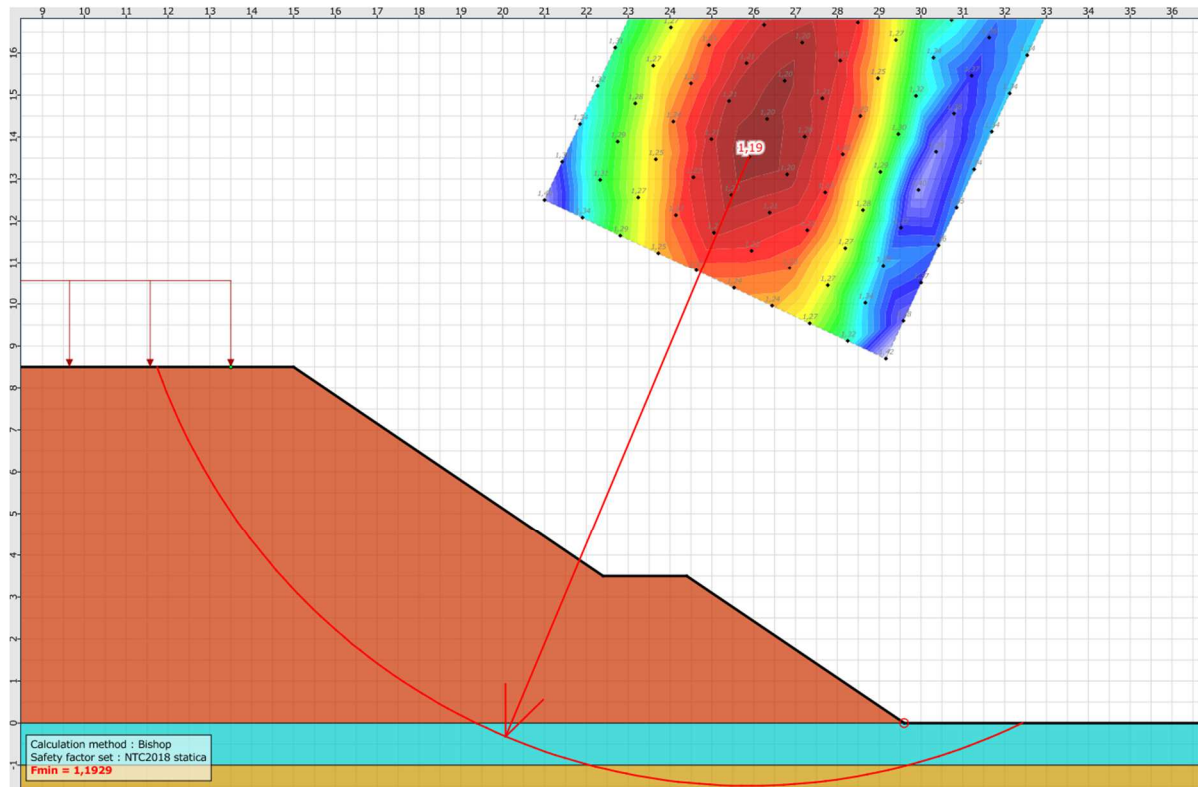


Figura 8-3 – Substrato: R1 (A) - Analisi in condizioni statiche - Superficie di scorrimento con FSmin

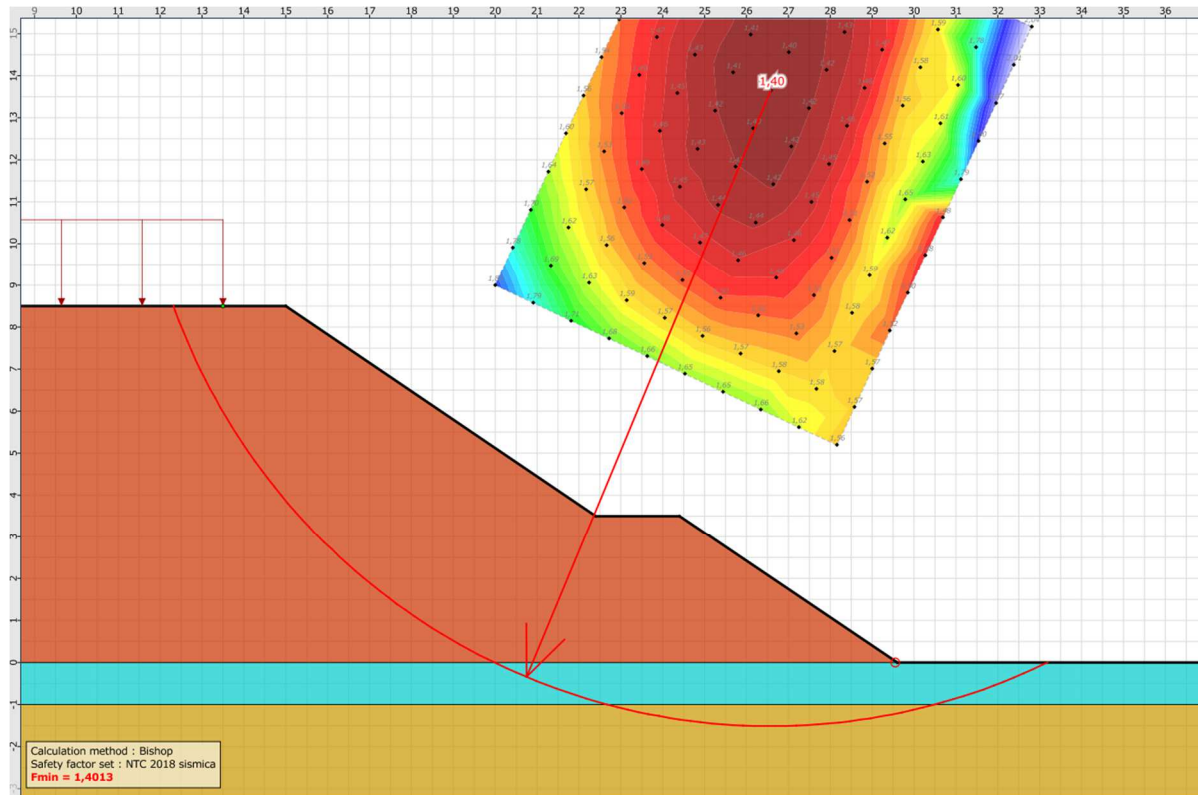


Figura 8-4 – Substrato: R1 (A) - Analisi in condizioni sismiche - Superficie di scorrimento con FSmin

9. RILEVATI: CEDIMENTI ATTESI

Il cedimento può essere valutato considerando, in linea generale, le seguenti tre componenti dello stesso:

$$S_t = S_i + S_c + S_s$$

in cui:

s_t = cedimento totale

s_i = cedimento immediato

s_c = cedimento di consolidazione primaria

s_s = cedimento di consolidazione secondaria

Nei terreni granulari, quali quelli presenti in larghissima prevalenza lungo il tracciato, la componente viscoplastica di consolidazione secondaria è molto limitata e può essere in genere considerata trascurabile; allo stesso modo si può trascurare il cedimento immediato, data l'assenza di falda e comunque l'elevata permeabilità (per cui eventuali sovrappressioni interstiziali Δu indotte dal carico si dissiperebbero rapidamente sin dall'applicazione del carico stesso), e in prima approssimazione il cedimento totale può essere quindi considerato come dato dal solo cedimento di consolidazione primaria:

$$S_t \cong S_c$$

Per la ricordata elevata permeabilità, inoltre, il cedimento avviene in tempi rapidi, paragonabili al tempo di costruzione dell'opera e che quindi possono essere considerati pressoché "istantanei" ai fini delle valutazioni ingegneristiche.

Il cedimento elastico (immediato più consolidazione primaria) è stato calcolato in base alla teoria dell'elasticità suddividendo il terreno di fondazione, entro uno spessore comprimibile H_c , in n straterelli e calcolando la somma dei cedimenti di ogni singolo straterello i -esimo, secondo la classica formula:

$$s_t = \sum_{i=1}^n \frac{[\Delta\sigma_z - \mu(\Delta\sigma_x + \Delta\sigma_y)]h_i}{E'_i}$$

in cui:

s_t = cedimento totale

$\Delta\sigma_z, \Delta\sigma_x, \Delta\sigma_y$ = incrementi di tensione indotti dal carico nel terreno

n = numero di strati in cui è suddivisa la zona comprimibile (H_c)

h_i = altezza dello strato i -esimo in cui viene suddivisa la zona comprimibile

E'_i = modulo di deformazione elastico dello strato i -esimo

μ = coefficiente di Poisson, che può essere assunto, per i terreni interessati, pari a 0.3

Gli incrementi tensionali sono calcolati secondo la formulazione di Boussinesq per carico trapezio.

Lo spessore della zona comprimibile H_c è dato dalla profondità in corrispondenza della quale l'incremento tensionale verticale indotto dal carico risulta inferiore al 10% dello sforzo verticale efficace preesistente.

$$\Delta\sigma_z \leq 0.1 \cdot \sigma'_{vo}$$

Oltre tale profondità si assume che non vi sia incremento reale di pressione e cedimento.

Il calcolo è stato condotto, coi criteri esposti, in corrispondenza della stessa sezione considerata per le verifiche di stabilità.

In via cautelativa, si è considerato uno spessore di 2m per l'unità geotecnica di copertura T1a (da profilo geotecnico risulterebbe uno spessore di circa 1m), trascurando inoltre la presenza di scotico e bonifica, così come già fatto per le verifiche di stabilità.

La stratigrafia di calcolo vede dunque:

unità T1a 0÷2 m da p.c.

unità R1(MA) >2m da p.c. e fino alle massime profondità di interesse

I moduli elastici attribuiti alle unità geotecniche interessate nell'analisi sono:

unità T1a 20 MPa

unità R1(MA) 375 MPa

Di seguito si riporta il calcolo del cedimento in asse al rilevato in corrispondenza della sezione considerata.

Il cedimento atteso è dunque dell'ordine di circa 2.5cm in asse al rilevato di altezza massima considerato.

Nota bene: il cedimento dei muri di sostegno lungo linea presenti lungo il tracciato (sostegno dei rilevati, muri d'ala dei sottopassi, eccetera) sarà determinato dal cedimento del rilevato in corrispondenza del quale si trova ciascun muro; l'ordine di grandezza dei cedimenti attesi per queste opere di sostegno è dunque, al più, il medesimo qui calcolato, e cioè di circa 2.5cm. Stesso discorso vale per il sottovia prefabbricato SV01 previsto lungo la rampa dello Svincolo 1.

10. RILEVATI: PIANI DI POSA E BONIFICHE

Nel presente paragrafo vengono definiti gli interventi di bonifica al di sotto dei piani di posa dei rilevati, in modo da soddisfare i requisiti di portanza imposti dal Capitolato Costruzione Opere Civili ai fini dell'accettabilità dei piani di posa stessi.

Per gli allargamenti della sede stradale esistente sia a raso che in rilevato, si prevede un pacchetto di bonifica del piano di posa di spessore complessivo 0.50 m, costituito da 0.20 m di scotico e 0.30 m di ulteriore scavo e riempimento con materiale proveniente da cava e/o da scavo secondo le specifiche contrattuali indicate nelle Norme Tecniche.

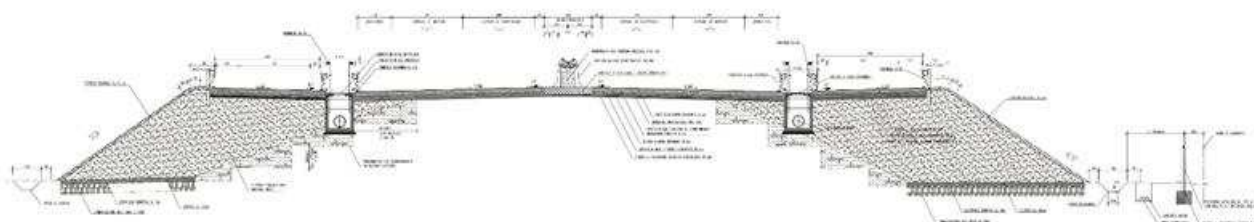


Figura 10-1 – Sezione tipo rilevati in affiancamento

Allo stesso tempo, per i tratti di nuova costruzione si prevede sempre un pacchetto di bonifica del piano di posa di spessore complessivo 0.50 m, costituito da 0.20 m di scotico e 0.30 m di ulteriore scavo e riempimento con materiale proveniente da cava e/o da scavo secondo le specifiche contrattuali indicate nelle Norme Tecniche.

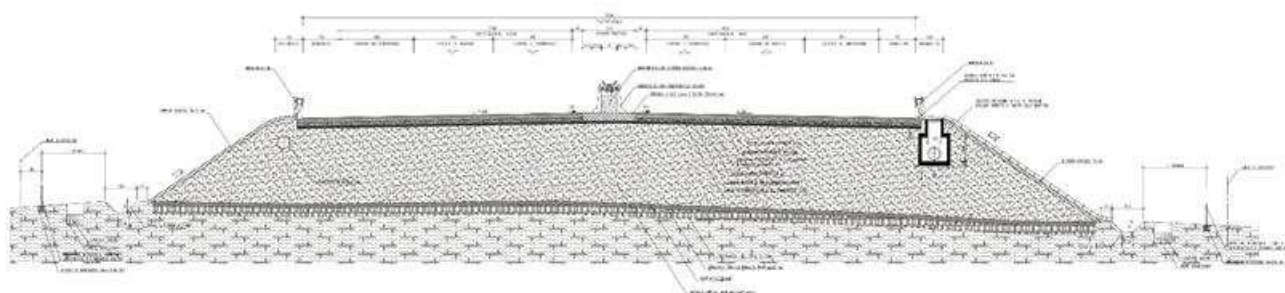


Figura 10-2 – Sezione tipo rilevati di nuova realizzazione

11. TRINCEE: ANALISI DI STABILITA'

Il tracciato corre in larghissima prevalenza in rilevato o viadotto; le trincee sono sporadiche, di estensione limitata e di altezza modesta.

Le verifiche sono state condotte in corrispondenza di una sezione alla progr. km 13+240 circa, ove si ha un'altezza di scavo di 3.3m, rappresentativa delle massime altezze di scavo lungo la tratta, e prevista per intero entro terreni di copertura superficiale.

I criteri normativi di verifica sono i medesimi già presentati nel cap. 8 presentando le verifiche di stabilità dei rilevati, sia in condizioni statiche che sismiche: le NTC 2018 infatti prescrivono gli stessi criteri di verifica per i fronti di scavo e per i manufatti in terra.

Così pure, il codice di calcolo e i criteri generali di modellazione utilizzati sono analoghi a quelli descritti nello stesso cap. 8 citato.

Per i parametri sismici si sono assunti valori congruenti con quelli del vicino cavalcavia CV06 (cfr. "Relazione di calcolo strutturale" T00 CV06 STR01 allegata al presente progetto definitivo):

$$a_g = 0.084 \cdot g$$

$$S_s = 1.2$$

$$S_T = 1.0$$

Con le formule espresse sopra, si calcolano l'accelerazione orizzontale massima attesa al sito e i coefficienti sismici k_h (orizzontale) e k_v (verticale).

Nel caso specifico, si ha:

$$\Rightarrow a_{max} = S_s \cdot S_T \cdot a_g = 1.2 \cdot 1.0 \cdot 0.084g = 0.1008g$$

$$k_h = \beta_s \cdot a_{max}/g = 0.38 \cdot 0.1008 = 0.038$$

$$k_v = \pm 0.5 \cdot k_h = \pm 0.5 \cdot 0.038 = \pm 0.019$$

Nel tratto considerato, il profilo geotecnico indica la presenza di unità T1a da piano campagna fino, approssimativamente, alle quote di fondo scavo, seguita dalla formazione calcarenitica di base.

In via cautelativa, tuttavia, nelle analisi si è considerata l'unità T1a indefinitamente estesa verso il basso, trascurando quindi la presenza delle calcareniti.

La falda è assente.

I valori caratteristici dei parametri di interesse adottati nel calcolo per la unità T1a sono i seguenti:

Unità T1a

$\gamma = 19 \text{ kN/m}^3$ peso di volume

$c' = 10 \text{ kPa}$ coesione intercetta

$\varphi = 20^\circ$ angolo di resistenza a taglio

I fattori di sicurezza minimi calcolati risultano, nelle due condizioni, pari a:

$F_S = 1.81 > 1.10 = R2$ (valore minimo di F_S richiesto da normativa) cond. statiche

$F_S = 1.64 > 1.20 = R2$ (valore minimo di F_S richiesto da normativa) cond. sismiche

Il valore minimo del fattore di sicurezza in condizioni sismiche è ottenuto per k_v positivo (diretto verso l'alto).

Le verifiche di stabilità risultano dunque soddisfatte.

I tabulati di ingresso e uscita del programma di calcolo sono riportati in allegato.

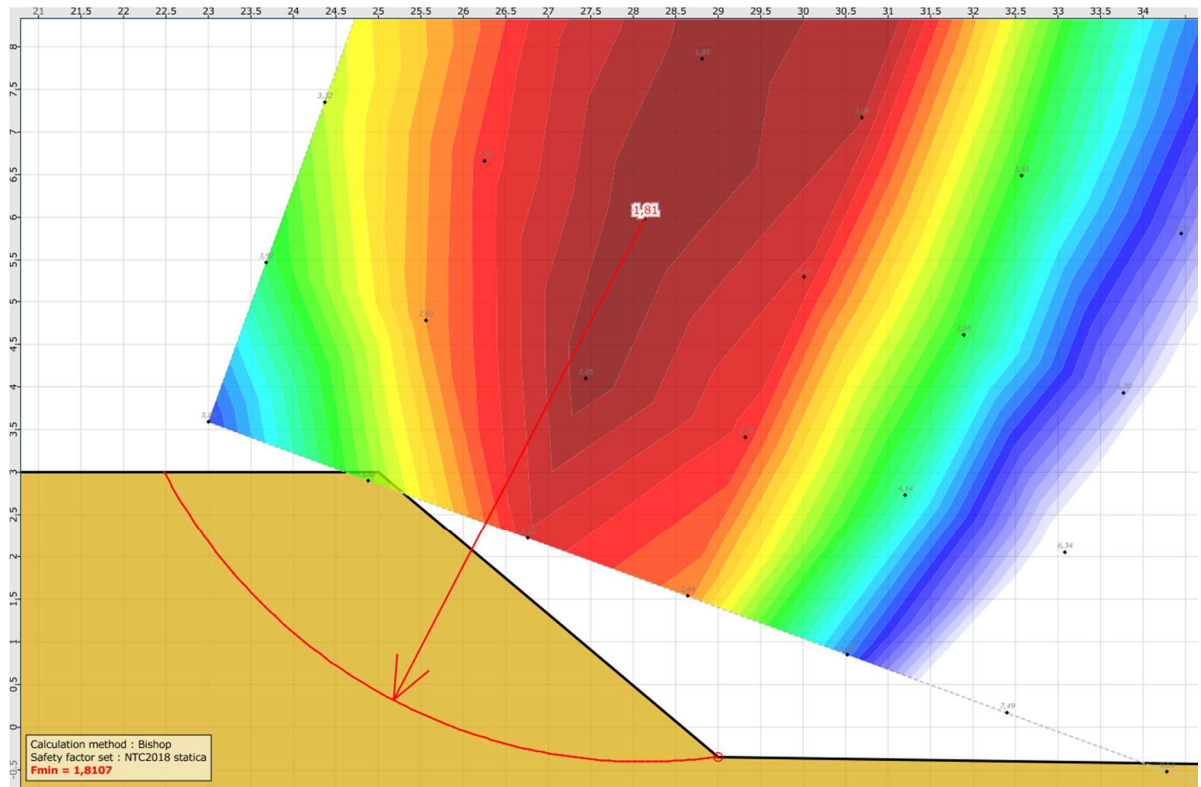


Figura 11-1 – Trincea progr. km 13+240 – Analisi di stabilità in condizioni statiche

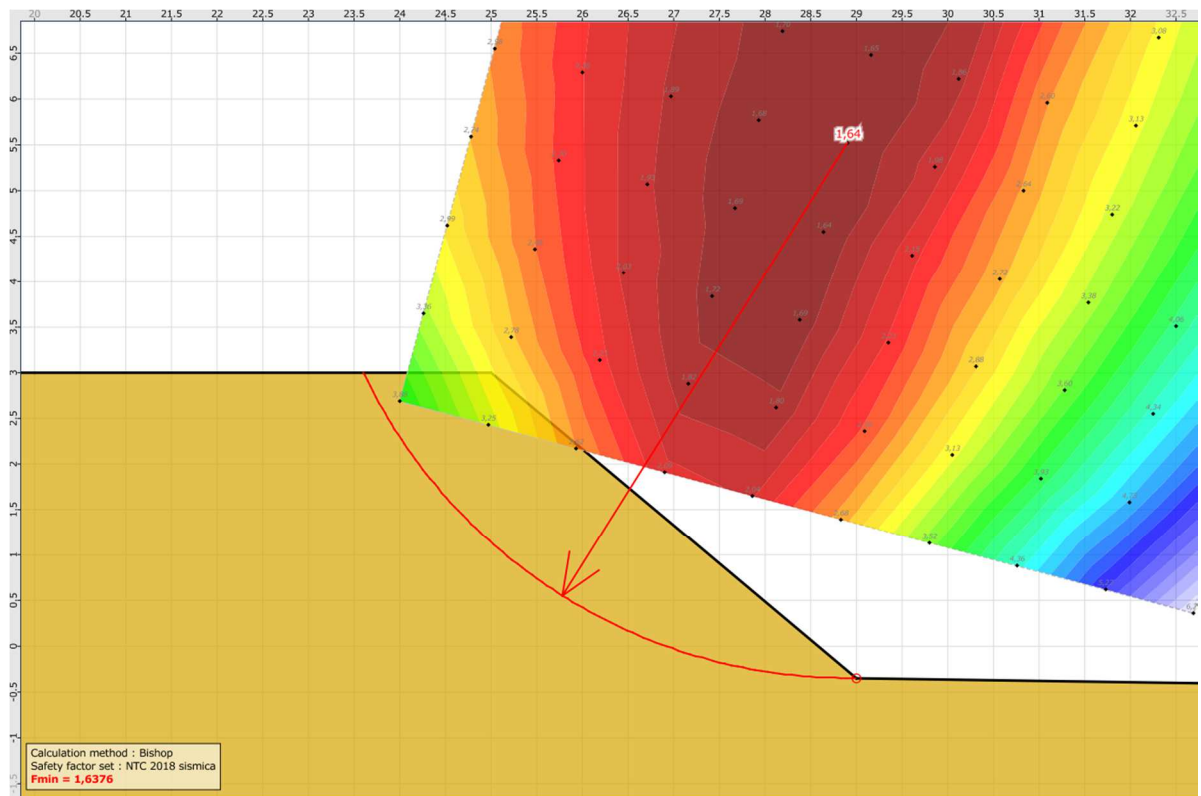


Figura 11-2 – Trincea progr. km 13+240 – Analisi di stabilità in condizioni sismiche

12. OPERE MAGGIORI: CEDIMENTO FONDAZIONI

Per il calcolo del cedimento delle fondazioni delle opere d'arte maggiori (basate su fondazioni dirette), si è proceduto come segue:

Opere di Linea (ST01 – ST22 – ST23 – ST02 – ST24): il calcolo dei cedimenti è stato sviluppato all'interno delle specifiche relazioni geotecniche redatte per ciascuna opera;

Opere di scavalco dell'asse principale o di viabilità secondarie:

- si è effettuato un confronto di tutte le situazioni previste in progetto, in termini di pressioni agenti, dimensioni delle fondazioni, stratigrafia di riferimento;
- si è così individuato il caso più significativo, cioè l'opera per la quale sono attesi i cedimenti massimi;
- per quell'opera è stato sviluppato il calcolo dei cedimenti di tutte le fondazioni e se ne è valutata la compatibilità coi requisiti strutturali e funzionali per l'opera stessa.

12.1 Normative di riferimento

In quanto di seguito riportato viene fatto esplicito riferimento alle seguenti Normative:

- **LEGGE n° 64 del 02/02/1974.** "Provvedimenti per le costruzioni, con particolari prescrizioni per le zone sismiche.";
- **D.M. LL.PP. del 11/03/1988.** "Norme tecniche riguardanti le indagini sui terreni e sulle rocce, la stabilità dei pendii naturali e delle scarpate, i criteri generali e le prescrizioni per la progettazione, l'esecuzione e il collaudo delle opere di sostegno delle terre e delle opere di fondazione.";
- **D.M. LL.PP. del 16/01/1996.** "Norme tecniche per le costruzioni in zone sismiche.";
- **Circolare Ministeriale LL.PP. n° 65/AA.GG. del 10/04/1997.** "Istruzioni per l'applicazione delle "Norme Tecniche per le costruzioni in zone sismiche" di cui al D.M. 16/01/1996.";
- **Eurocodice 1 - Parte 1** - "Basi di calcolo ed azioni sulle strutture - Basi di calcolo -.";
- **Eurocodice 7 - Parte 1** - "Progettazione geotecnica - Regole generali -.";
- **Eurocodice 8 - Parte 5** - "Indicazioni progettuali per la resistenza sismica delle strutture - Fondazioni, strutture di contenimento ed aspetti geotecnici -.";
- **D.M. 17/01/2018 - NUOVE NORME TECNICHE PER LE COSTRUZIONI**
- **Circolare n. 617 del 02/02/2008**

12.2 Opera di riferimento per il calcolo dei cedimenti

Nella tabella seguente sono riportati, per ogni fondazione di ciascuna opera d'arte maggiore di linea e interferente:

- dimensioni della fondazione;
- carico massimo applicato a intradosso fondazione in combinazione SLE;
- pressione massima corrispondente;

- stratigrafia di riferimento.

L'opera individuata come rappresentativa delle condizioni più gravose per il calcolo in esame è risultata il CV06.

Sebbene nel seguito si esponga il calcolo dei cedimenti per il CV06, si osserva che esso è stato individuato come rappresentativo anche a seguito dello svolgimento dei calcoli di cedimento per altre opere.

OPERA	STR.	B (m)	L (m)	A (m ²)	R.MAX. (kgf)	P.MAX. (kgf/cm ²)	Strato	Spessore (m)	Strato	Spessore (m)	Strato	Spessore (m)	Strato	Spessore (m)	Strato	Spessore (m)	Strato	Spessore (m)
ST27	SA	5	14	70	1823500	2,61	R1 [A]	1,9	R1 [MA]	1,3	R1 [A]	0,8	R1 [MA]	0,3	R1 [A]	3,1	R1 [NA]	8,4
ST27	P1	4	10,8	43	865000	2,00	R1 [A]	1,2	R1 [MA]	1,3	R1 [A]	0,8	R1 [MA]	0,3	R1 [A]	3,1	R1 [NA]	9,3
ST27	P2	4	10,8	43	876500	2,03	R1 [A]	1	R1 [MA]	1,3	R1 [A]	0,8	R1 [MA]	0,3	R1 [A]	3,1	R1 [NA]	9,5
ST27	SB	5	14	70	2034500	2,91	R1 [A]	1	R1 [MA]	1,3	R1 [A]	0,8	R1 [MA]	0,3	R1 [A]	3,1	R1 [NA]	9,5
CV01	SA	6	14	84	2475000	2,95	T2a	2,1	R1 [MA]	6,4	T2b	0,3	R1 [MA]	14,2				
CV01	P1	4	11,5	46	1180000	2,57	R1 [MA]	8,2	T2b	0,4	R1 [MA]	14,3						
CV01	P2	4	11,5	46	1180000	2,57	R1 [MA]	8,2	T2b	0,4	R1 [MA]	13,2						
CV01	SB	12,83	10	128	2990900	2,33	R1 [MA]	8,6	T2b	0,4	R1 [MA]	11,7						
ST28	SA	8,5	30,19	257	5300000	2,07	T2a	9,1	T2b	0,3	R1 [MA]	13,7						
ST28	P1	5	41	205	2850000	1,39	T2a	9,1	T2b	0,3	R1 [MA]	13,7						
ST28	SB	8,5	31,7	269	5300000	1,97	T2a	9,1	T2b	0,3	R1 [MA]	13,7						
CV02	SA	10,66	11	117	2779000	2,37	R1 [A]	3,6	R1 [MA]	24,5								
CV02	P1	4	13	52	1167000	2,24	R1 [A]	3,6	R1 [MA]	24,5								
CV02	P2	4	13	52	1385000	2,66	R1 [A]	3,7	R1 [MA]	24,5								
CV02	SB	5	14	70	1906000	2,72	R1 [A]	4,3	R1 [MA]	20,5								
CV03	SA	10	12,16	122	1538000	1,26	T1a	0,8	R1 [MA]	9								
CV03	P1	4	11	44	1082700	2,46	R1 [MA]	11,2	-	-								
CV03	P2	4	11	44	1096000	2,49	R1 [MA]	15,5	-	-								
CV03	SB	5	13	65	1664000	2,56	R1 [MA]	18,5	-	-								
OM03	SA	7	16,9	118	920000	0,78	R1 [A]	3,5	R1 [NA]	5,9								
OM03	P1	4	16	64	1150000	1,80	R1 [A]	3,5	R1 [NA]	5,9								
OM03	P2	4	16	64	1150000	1,80	R1 [A]	3,5	R1 [NA]	5,9								
OM03	SB	7	16,9	118	920000	0,78	R1 [A]	3,5	R1 [NA]	5,9								
CV04	SA	11	13,2	145	3273000	2,25	R1 [A]	0,9	R1 [MA]	2,6	R1 [A]	0,9	R1 [MA]	1,1				
CV04	P1	4	14,5	58	1267500	2,19	R1 [A]	0,9	R1 [MA]	2,6	R1 [A]	0,9	R1 [MA]	3,3				
CV04	P2	4	14,5	58	1277000	2,20	R1 [A]	0,6	R1 [MA]	2,6	R1 [A]	0,9	R1 [MA]	9				
CV04	SB	6	16	96	2639500	2,75	R1 [A]	0,6	R1 [MA]	2,6	R1 [A]	0,9	R1 [MA]	10,7				
CV05	SA	5	16	80	1931000	2,41	R1 [MA]	4,5	R1 [NA]	2,1								
CV05	P1	4	14	56	1142000	2,04	R1 [MA]	3,4	R1 [NA]	4,8								
CV05	P2	4	14	56	1172000	2,09	R1 [MA]	3	R1 [NA]	5,4								
CV05	SB	12,2	14,84	181	3200000	1,77	R1 [MA]	4,4	R1 [NA]	2,4								
CV06	SA	5	14	70	1927500	2,75	T2a	0,4	R1 [A]	4	R1 [MA]	12						
CV06	P1	4	12,5	50	1385000	2,77	T2a	0,3	R1 [A]	5,5	R1 [MA]	8,5						
CV06	P2	4	12,5	50	1030000	2,06	R1 [A]	6,5	R1 [MA]	2	-	-						
CV06	SB	6	14	84	2356500	2,81	R1 [A]	7,5	-	-	-	-						
CV07	SA	6	11,5	69	1806000	2,62	T1b	0,4	R1 [MA]	3								
CV07	P1	4	10	40	901000	2,25	T1b	0,5	R1 [MA]	4,7								
CV07	P2	4	10	40	915000	2,29	T1b	0,2	R1 [MA]	6,2								
CV07	SB	6	11,5	69	1807000	2,62	T1b	0,2	R1 [MA]	6,3								
CV020	SA	6	11,5	69	1787000	2,59	T1b	0,9	R1 [A]	2,2	R1 [MA]	4,4						
CV020	P1	4	10	40	911500	2,28	T1b	1	R1 [A]	2,2	R1 [MA]	4,3						
CV020	P2	4	10	40	918500	2,30	T1b	1	R1 [A]	2,1	R1 [MA]	2,5						
CV020	SB	12,39	11,4	141	3222000	2,28	T1b	0,3	R1 [A]	2,3	-	-						
CV08	SA	6	13	78	2099000	2,69	R1 [A]	0,8										
CV08	P1	4	12	48	1148500	2,39	R1 [A]	1,9										
CV08	P2	4	12	48	1076000	2,24	R1 [A]	4,9										
CV08	SB	7	13	91	2304000	2,53	R1 [A]	7,3										
CV09	SA	10	12	120	3117500	2,60	T2b	3,2	R1 [A]	2,2	R1 [MA]	4,2						
CV09	P1	4	14,5	58	1201500	2,07	T2b	3,7	R1 [A]	2,2	R1 [MA]	4,3						
CV09	P2	4	14,5	58	1151500	1,99	R1 [A]	0,7	R1 [MA]	3,7	R1 [NA]	4,9						
CV09	SB	6	16	96	2834500	2,95	R1 [MA]	1	R1 [NA]	6,8	-	-						
CV010	SA	6	16,5	99	2787500	2,82	R1 [A]	0,8	-	-								
CV010	P1	4	14,5	58	1114500	1,92	R1 [A]	1,6	-	-								
CV010	P2	4	14,5	58	1165000	2,01	R1 [A]	5,5	-	-								
CV010	SB	6	17	102	2759000	2,70	R1 [A]	5,8	R1 [MA]	2,1								
ST25	SA	7	14,82	104	2215000	2,14	R1 [A]	2,5	R1 [MA]	6,5								
ST25	SB	7	14,82	104	2215000	2,14	R1 [A]	2,5	R1 [MA]	6,5								

Tabella 12-1. Quadro sinottico della geometria delle fondazioni, dei carichi e della stratigrafia per le fondazioni dirette delle opere d'arte maggiori

12.3 Modalità e criteri di calcolo dei cedimenti

Di seguito si riportano alcuni cenni teorici relativi alle modalità di calcolo implementate e la descrizione della simbologia adottata nei tabulati.

12.3.1 Determinazione delle tensioni indotte nel terreno

Ai fini del calcolo dei cedimenti è essenziale conoscere lo stato tensionale indotto nel terreno a varie

profondità da un carico applicato in superficie. Tale determinazione viene eseguita ipotizzando che il terreno si comporti come un mezzo continuo, elastico-lineare, omogeneo e isotropo. Tale assunzione, utilizzata per la determinazione della variazione delle tensioni verticali dovuta all'applicazione di un carico in superficie, è confortata dalla letteratura (Morgenstern e Phukan) perché la non linearità del materiale poco influenza la distribuzione delle tensioni verticali. Per ottenere un profilo verticale di pressioni si possono utilizzare tre metodi di calcolo: quello di Boussinesq, quello di Westergaard oppure quello di Mindlin; tutti basati sulla teoria del continuo elastico. Il metodo di Westergaard differisce da quello di Boussinesq per la presenza del coefficiente di Poisson "v", quindi si adatta meglio ai terreni stratificati. Il metodo di Mindlin differisce dai primi due per la possibilità di posizionare il carico all'interno del continuo elastico mentre i primi due lo pongono esclusivamente sulla frontiera quindi si presta meglio al caso di fondazioni molto profonde. Nel caso di fondazioni poste sulla frontiera del continuo elastico il metodo di Mindlin risulta equivalente a quello di Boussinesq. Le espressioni analitiche dei tre metodi di calcolo sono:

$$\text{Boussinesq} \Rightarrow \Delta\sigma_v = \frac{3 \cdot Q \cdot z^3}{2 \cdot \pi \cdot (r^2 + z^2)^{\frac{5}{2}}} \quad \text{Westergaard} \Rightarrow \Delta\sigma_v = \frac{Q}{2 \cdot \pi \cdot z^2} \cdot \frac{\sqrt{1-2 \cdot \nu}}{\left(\frac{1-2 \cdot \nu}{2-2 \cdot \nu} + \frac{r^2}{z^2}\right)^{\frac{3}{2}}}$$

dove i termini dell'espressioni hanno il seguente significato:

- Q carico puntiforme applicato sulla frontiera del mezzo
- r proiezione orizzontale della distanza del punto di applicazione del carico dal punto in esame
- z proiezione verticale della distanza del punto di applicazione del carico dal punto in esame

$$\text{Mindlin} \Rightarrow \Delta\sigma_v = \frac{Q}{8 \cdot \pi \cdot (1-\nu) \cdot D^2} \left(\frac{(1-2 \cdot \nu) \cdot (m-1)}{A^3} + \frac{(1-2 \cdot \nu) \cdot (m-1)}{B^3} - \frac{3 \cdot (m-1)^3}{A^5} - \frac{30 \cdot m \cdot (m+1)^3}{B^7} - \frac{3 \cdot (3-4 \cdot \nu) \cdot m \cdot (m+1)^2 - 3 \cdot (m+1) \cdot (5 \cdot m-1)}{B^5} \right)$$

$$n = \frac{r}{D}; \quad m = \frac{z}{D}; \quad A^2 = n^2 + (m-1)^2; \quad B^2 = n^2 + (m+1)^2$$

dove i termini dell'espressioni hanno il seguente significato:

- Q carico puntiforme applicato sulla frontiera o all'interno del mezzo
- D proiezione verticale della distanza del punto di applicazione del carico dalla frontiera del mezzo
- r proiezione orizzontale della distanza del punto di applicazione del carico dal punto in esame
- z proiezione verticale della distanza del punto di applicazione del carico dal punto in esame

Basandosi sulle ben note equazioni ricavate per un carico puntiforme, l'algoritmo implementato esegue un'integrazione delle equazioni di cui sopra lungo la verticale di ogni punto notevole degli elementi fondali estesa a tutte le aree di carico presenti sulla superficie del terreno; questo consente di determinare la variazione dello stato tensionale verticale " $\Delta\sigma_v$ ". Bisogna sottolineare che, nel caso di pressione, " Q " va definito come "pressione netta", ossia la pressione in eccesso rispetto a quella

geostatica esistente che può essere sopportata con sicurezza alla profondità "D" del piano di posa delle fondazioni. Questo perché i cedimenti sono causati solo da incrementi netti di pressione che si aggiungono all'esistente pressione geostatica.

12.3.2 Calcolo dei cedimenti della fondazione

La determinazione dei cedimenti delle fondazioni assume una rilevanza notevole per il manufatto da realizzarsi, in special modo nella fase di esercizio. Nell'evolversi della fase di cedimento il terreno passa da uno stato di sforzo corrente dovuto al peso proprio ad uno nuovo dovuto all'effetto del carico addizionale applicato. Questa variazione dello stato tensionale produce una serie di movimenti di rotolamento e scorrimento relativo tra i granuli del terreno, nonché deformazioni elastiche e rotture delle particelle costituenti il mezzo localizzate in una limitata zona d'influenza a ridosso dell'area di carico. L'insieme di questi fenomeni costituisce il cedimento che nel caso in esame è verticale. Nonostante la frazione elastica sia modesta, l'esperienza ha dimostrato che ai fini del calcolo dei cedimenti modellare il terreno come materiale pseudoelastico permette di ottenere risultati soddisfacenti. In letteratura sono descritti diversi metodi per il calcolo dei cedimenti ma si ricorda che, qualunque sia il metodo di calcolo, la determinazione del valore del cedimento deve intendersi come la miglior stima delle deformazioni subite dal terreno da attendersi all'applicazione dei carichi. Nel seguito vengono descritte le teorie implementate:

Metodo edometrico, che si basa sulla nota relazione:

$$w_{ed} = \sum_{i=1}^n \frac{\Delta\sigma_{v,i}}{E_{ed,i}} \cdot \Delta z_i$$

dove i termini dell'espressioni hanno il seguente significato:

- $\Delta\sigma_{v,i}$ variazione dello stato tensionale verticale alla profondità "z_i" dello strato i-esimo per l'applicazione del carico
- $E_{ed,i}$ moduloedometrico del terreno relativo allo strato i-esimo
- Δz_i spessore dello strato i-esimo

Si ricorda che questo metodo si basa sull'ipotesi edometrica quindi l'accuratezza del risultato è maggiore quando il rapporto tra lo spessore dello strato deformabile e la dimensione in pianta delle fondazioni è ridotto, tuttavia il metodo edometrico consente una buona approssimazione anche nel caso di strati deformabili di spessore notevole.

Metodo dell'elasticità, che si basa sulle note relazioni:

$$w_{Imp.} = \sum_{i=1}^n \frac{\Delta\sigma_{v,i}}{E_i} \cdot \Delta z_i \quad w_{Lib.} = \sum_{i=1}^n \frac{\Delta\sigma_{v,i}}{E_i} \cdot \frac{1-2 \cdot \nu^2}{1-\nu} \cdot \Delta z_i$$

dove i termini dell'espressioni hanno il seguente significato:

- $w_{Imp.}$ cedimento in condizioni di deformazione laterale impedita

- $w_{Lib.}$ cedimento in condizioni di deformazione laterale libera
- $\Delta\sigma_{v,i}$ variazione stato tensionale verticale alla profondità "z_i" dello strato i-esimo per l'applicazione del carico
- E_i modulo elastico del terreno relativo allo strato i-esimo
- Δz_i spessore dello strato i-esimo

La doppia formulazione adottata consente di ottenere un intervallo di valori del cedimento elastico per la fondazione in esame (valore minimo per $w_{Imp.}$ e valore massimo per $w_{Lib.}$).

12.3.3 Parametri geotecnici di calcolo

Nel calcolo, ai parametri geotecnici di interesse di ogni strato individuato sono stati assegnati valori conformi agli intervalli di variabilità propri della unità geotecnica corrispondente, secondo quanto riportato nei capitoli precedenti di questa relazione.

12.3.4 Simbologia adottata nei tabulati di calcolo

Per maggior chiarezza nella lettura dei tabulati di calcolo viene riportata la descrizione dei simboli principali utilizzati nella stesura degli stessi. Per comodità di lettura la legenda è suddivisa in paragrafi con la stessa modalità in cui sono stampati i tabulati di calcolo.

Dati geometrici degli elementi costituenti le fondazioni superficiali

per tipologie travi e plinti superficiali:

- Indice Strat. indice della stratigrafia associata all'elemento
- Prof. Fon. profondità del piano di posa dell'elemento a partire dal piano campagna
- Base larghezza della sezione trasversale dell'elemento
- Altezza altezza della sezione trasversale dell'elemento
- Lung. Elem. dimensione dello sviluppo longitudinale dell'elemento
- Lung. Travata nel caso l'elemento appartenga ad un macroelemento, rappresenta la dimensione dello sviluppo longitudinale del macroelemento

per tipologia platea:

- Indice Strat. indice della stratigrafia associata all'elemento
- Prof. Fon. profondità del piano di posa dell'elemento dal piano campagna
- Dia. Eq. diametro del cerchio equivalente alla superficie dell'elemento
- Spessore spessore dell'elemento
- Superficie superficie dell'elemento
- Vert. Elem. Numero dei vertici che costituiscono l'elemento
- Macro nel caso l'elemento appartenga ad un macroelemento, rappresenta il numero del macroelemento

Nel caso si avesse scelto di determinare la portanza anche per gli elementi platea è presente un'ulteriore riga nella quale sono riportate le caratteristiche geometriche del plinto equivalente alla

macro/platea in esame.

Dati di carico degli elementi costituenti le fondazioni superficiali

per tipologie travi e plinti superficiali:

- Cmb numero della combinazione di carico
- Tipologia tipologia della combinazione di carico
- Sismica flag per l'applicazione della riduzione sismica alle caratteristiche meccaniche del terreno di fondazione per la combinazione di carico in esame
- Ecc. B eccentricità del carico normale agente sul piano di fondazione in direzione parallela alla sezione trasversale dell'elemento
- Ecc. L eccentricità del carico normale agente sul piano di fondazione in direzione parallela allo sviluppo longitudinale dell'elemento
- S.Taglio B sforzo di taglio agente sul piano di fondazione in direzione parallela alla sezione trasversale dell'elemento
- S.Taglio L sforzo di taglio agente sul piano di fondazione in direzione parallela allo sviluppo longitudinale dell'elemento
- S.Normale carico normale agente sul piano di fondazione
- T.T.min minimo valore della distribuzione tensionale di contatto tra terreno ed elemento fondale
- T.T.max massimo valore della distribuzione tensionale di contatto tra terreno ed elemento fondale

per tipologia platea:

- Cmb numero della combinazione di carico
- Tipologia tipologia della combinazione di carico
- Sismica flag per l'applicazione della riduzione sismica alle caratteristiche meccaniche del terreno di fondazione per la combinazione di carico in esame
- Press. N1 tensione di contatto tra terreno e fondazione nel vertice n° 1 dell'elemento
- Press. N2 tensione di contatto tra terreno e fondazione nel vertice n° 2 dell'elemento
- Press. N3 tensione di contatto tra terreno e fondazione nel vertice n° 3 dell'elemento
- Press. N4 tensione di contatto tra terreno e fondazione nel vertice n° 4 dell'elemento
- S.Taglio X sforzo di taglio agente sul piano di fondazione in direzione parallela all'asse X del riferimento globale
- S.Taglio Y sforzo di taglio agente sul piano di fondazione in direzione parallela all'asse Y del riferimento globale

Nel caso si avesse scelto di determinare la portanza anche per gli elementi platea è presente un'ulteriore riga nella quale sono riportate le macroazioni (integrale delle azioni applicate sui singoli elementi che compongono la platea) agenti sul plinto equivalente alla macro/platea in esame.

Valori di calcolo della portanza per fondazioni superficiali

- Cmb numero della combinazione di carico
- Qlim capacità portante totale data dalla somma di $Q_{lim\ q}$, $Q_{lim\ g}$, $Q_{lim\ c}$ e di $Q_{res\ P}$ (nel caso in cui si operi alle tensioni ammissibili corrisponde alla portanza ammissibile)

- $Q_{lim\ q}$ termine relativo al sovraccarico della formula trinomia per il calcolo della capacità portante (nel caso in cui si operi alle tensioni ammissibili corrisponde alla relativa parte della portanza ammissibile)
- $Q_{lim\ g}$ termine relativo alla larghezza della base di fondazione della formula trinomia per il calcolo della capacità portante (nel caso in cui si operi alle tensioni ammissibili corrisponde alla relativa parte della portanza ammissibile)
- $Q_{lim\ c}$ termine relativo alla coesione della formula trinomia per il calcolo della capacità portante (nel caso in cui si operi alle tensioni ammissibili corrisponde alla relativa parte della portanza ammissibile)
- $Q_{res\ P}$ termine relativo alla resistenza al punzonamento del terreno sovrastante lo strato di rottura. Diverso da zero solo nel caso di terreni stratificati dove lo strato di rottura è diverso dal primo (nel caso in cui si operi alle tensioni ammissibili corrisponde alla relativa parte della portanza ammissibile)
- Q_{max} / Q_{lim} rapporto tra il massimo valore della distribuzione tensionale di contatto tra terreno ed elemento fondale ed il valore della capacità portante (verifica positiva se il rapporto è < 1.0).
- T_{Blim} valore limite della resistenza a scorrimento in direzione parallela alla sezione trasversale dell'elemento
- T_B / T_{Blim} rapporto tra lo sforzo di taglio agente ed il valore limite della resistenza a scorrimento in direzione parallela alla sezione trasversale dell'elemento (verifica positiva se il rapporto è < 1.0)
- T_{Llim} valore limite della resistenza a scorrimento in direzione parallela allo sviluppo longitudinale dell'elemento
- T_L / T_{Llim} rapporto tra lo sforzo di taglio agente ed il valore limite della resistenza a scorrimento in direzione parallela allo sviluppo longitudinale dell'elemento (verifica positiva se il rapporto è < 1.0)
- $S_{gm. Lt.}$ tensione litostatica agente alla quota del piano di posa dell'elemento fondale

Nel caso si avesse scelto di determinare la portanza anche per gli elementi platea è presente un'ulteriore riga nella quale sono riportate le verifiche di portanza del plinto equivalente alla macro/platea in esame.

Valori di calcolo dei cedimenti per fondazioni superficiali

- C_{mb} numero della combinazione di carico e tipologia
- N_{odo} vertice dell'elemento in cui viene calcolato il cedimento
- $Car. Netto$ valore del carico netto applicato sulla superficie del terreno
- $Cedimento/i$ valore del cedimento (nel caso di calcolo di cedimenti elastici i valori riportati sono due, il primo corrisponde al cedimento $w_{imp.}$, mentre il secondo al cedimento $w_{Lib.}$)

12.4 Cedimenti attesi

Di seguito è riportato il calcolo dei cedimenti attesi per ogni fondazione dell'opera CV06, secondo i criteri esposti nei paragrafi precedenti.

Il significato dei termini e dei simboli che compaiono nel calcolo e relativi tabulati è quello esposto in precedenza.

CV 06 - CEDIMENTI SPALLA A

ARCHIVIO STRATIGRAFIE

Indice / Descrizione: 001 / Colonna_1

Numero strati: 2

Profondità falda: assente

Strato n.	Quota di riferimento Attrito Neg.	Spessore	Indice	/	Descrizione	terreno
1	da 0.0 a -450.0 cm Assente	450.0 cm	002	/	/	T2a
2	da -450.0 a -2450.0 cm Assente	2000.0 cm	001	/	/	R1[MA]

ARCHIVIO TERRENI

Indice / Descrizione terreno: **002 / T2a**

Comportamento del terreno: condizione drenata

Peso Spec.	P. Spec. Sat.	Angolo Res.	Coesione	Mod.Elast.	Mod.Edom.	Dens.Rel.	Poisson	C. Ades.
daN/cm ³	daN/cm ³	Gradi°	daN/cm ²	daN/cm ²	daN/cm ²	%	%	
1.950 E-3	1.950 E-3	30.000	0.100	200.000	200.000	60.0	0.333	1.00

Indice / Descrizione terreno: **001 / R1[MA]**

Comportamento del terreno: condizione drenata

Peso Spec.	P. Spec. Sat.	Angolo Res.	Coesione	Mod.Elast.	Mod.Edom.	Dens.Rel.	Poisson	C. Ades.
daN/cm ³	daN/cm ³	Gradi°	daN/cm ²	daN/cm ²	daN/cm ²	%	%	
2.000 E-3	2.000 E-3	30.000	3.175	3750.000	100.000	60.0	0.333	1.00

VALORI DI CALCOLO DEI CEDIMENTI PER FONDAZIONI SUPERFICIALI

Elemento: Plinto n. 1

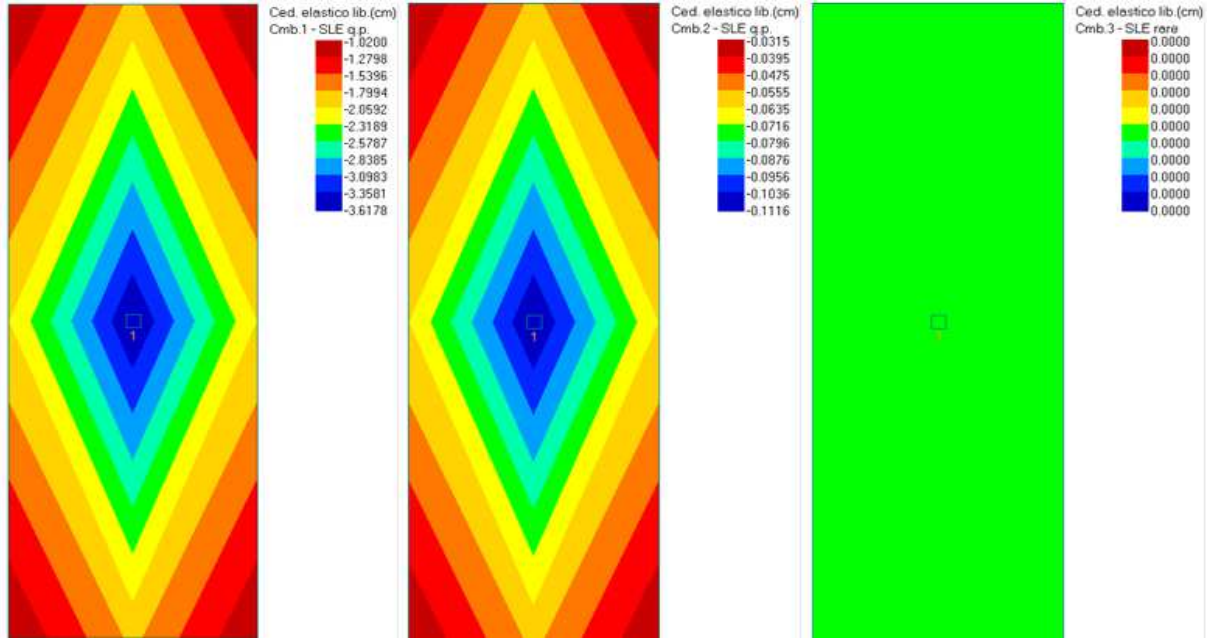
Cmb	Tipo	Sism.	Ecc. B	Ecc. L	S. Taglio B	S. Taglio L	S. Normale	T.T. min	T.T. max
n.			cm	cm	daN	daN	daN	daN/cm ²	daN/cm ²
001	SLE q.p.	No	0.000	0.000	0.0	0.0	-1580000.0	-2.2600	-2.2600
003	SLE rare	No	0.000	0.000	0.0	0.0	-140000.0	-0.2000	-0.2000

Cedimento massimo a espansione laterale impedita = -3.101 cm inCmb n. 001

Cedimento minimo a espansione laterale impedita = 0.000 cm inCmb n. 003

Cedimento massimo a espansione laterale libera = -3.618 cm inCmb n. 001

Cedimento minimo a espansione laterale libera = 0.000 cm inCmb n. 003



CV 06 - CEDIMENTI PILA 1

ARCHIVIO STRATIGRAFIE

Indice / Descrizione: 001 / Colonna_1

Numero strati: 2

Profondità falda: assente

Strato n.	Quota di riferimento Attrito Neg.	Spessore	Indice	/	Descrizione	terreno
1	da 0.0 a -600.0 cm Assente	600.0 cm	002		/	T2a
2	da -600.0 a -2600.0 cm Assente	2000.0 cm	001		/	R1[MA]

ARCHIVIO TERRENI

Indice / Descrizione terreno: **002 / T2a**

Comportamento del terreno: condizione drenata

Peso Spec.	P. Spec. Sat.	Angolo Res.	Coesione	Mod.Elast.	Mod.Edom.	Dens.Rel.	Poisson	C. Ades.
daN/cm ³	daN/cm ³	Gradi°	daN/cm ²	daN/cm ²	daN/cm ²	%	%	
1.950 E-3	1.950 E-3	30.000	0.100	200.000	200.000	60.0	0.333	1.00

Indice / Descrizione terreno: **001 / R1[MA]**

Comportamento del terreno: condizione drenata

Peso Spec.	P. Spec. Sat.	Angolo Res.	Coesione	Mod.Elast.	Mod.Edom.	Dens.Rel.	Poisson	C. Ades.
daN/cm ³	daN/cm ³	Gradi°	daN/cm ²	daN/cm ²	daN/cm ²	%	%	
2.000 E-3	2.000 E-3	30.000	3.175	3750.000	100.000	60.0	0.333	1.00

VALORI DI CALCOLO DEI CEDIMENTI PER FONDAZIONI SUPERFICIALI

Elemento: **Plinto n. 1**

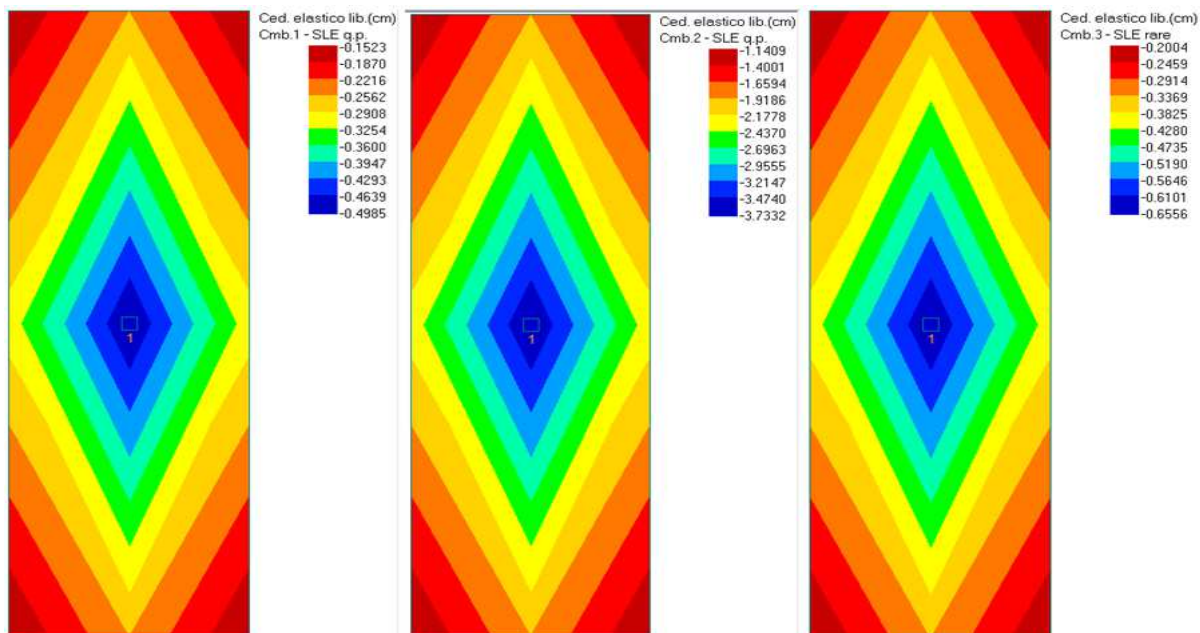
Cmb	Tipo	Sism.	Ecc. B	Ecc. L	S. Taglio B	S. Taglio L	S. Normale	T.T. min	T.T. max
n.			cm	cm	daN	daN	daN	daN/cm ²	daN/cm ²
001	SLE q.p.	No	0.000	0.000	0.0	0.0	-270000.0	-0.5400	-0.5400
002	SLE q.p.	No	0.000	0.000	0.0	0.0	-1073000.0	-2.1500	-2.1500

Cedimento massimo a espansione laterale impedita = -3.200 cm inCmb n. 002

Cedimento minimo a espansione laterale impedita = -0.131 cm inCmb n. 001

Cedimento massimo a espansione laterale libera = -3.733 cm inCmb n. 002

Cedimento minimo a espansione laterale libera = -0.152 cm inCmb n. 001



CV 06 - CEDIMENTI PILA 2

ARCHIVIO STRATIGRAFIE

Indice / Descrizione: 001 / Colonna_1

Numero strati: 2

Profondità falda: assente

Strato n.	Quota di riferimento Attrito Neg.	Spessore	Indice	/	Descrizione	terreno
1	da 0.0 a -650.0 cm Assente	650.0 cm	002	/	/	T2a
2	da -650.0 a -2650.0 cm Assente	2000.0 cm	001	/	/	R1[MA]

ARCHIVIO TERRENI

Indice / Descrizione terreno: **002 / T2a**

Comportamento del terreno: condizione drenata

Peso Spec.	P. Spec. Sat.	Angolo Res.	Coesione	Mod.Elast.	Mod.Edom.	Dens.Rel.	Poisson	C. Ades.
daN/cm ³	daN/cm ³	Gradi°	daN/cm ²	daN/cm ²	daN/cm ²	%	%	
1.950 E-3	1.950 E-3	30.000	0.100	200.000	200.000	60.0	0.333	1.00

Indice / Descrizione terreno: **001 / R1[MA]**

Comportamento del terreno: condizione drenata

Peso Spec.	P. Spec. Sat.	Angolo Res.	Coesione	Mod.Elast.	Mod.Edom.	Dens.Rel.	Poisson	C. Ades.
daN/cm ³	daN/cm ³	Gradi°	daN/cm ²	daN/cm ²	daN/cm ²	%	%	
2.000 E-3	2.000 E-3	30.000	3.175	3750.000	100.000	60.0	0.333	1.00

VALORI DI CALCOLO DEI CEDIMENTI PER FONDAZIONI SUPERFICIALI

Elemento: Plinto n. 1

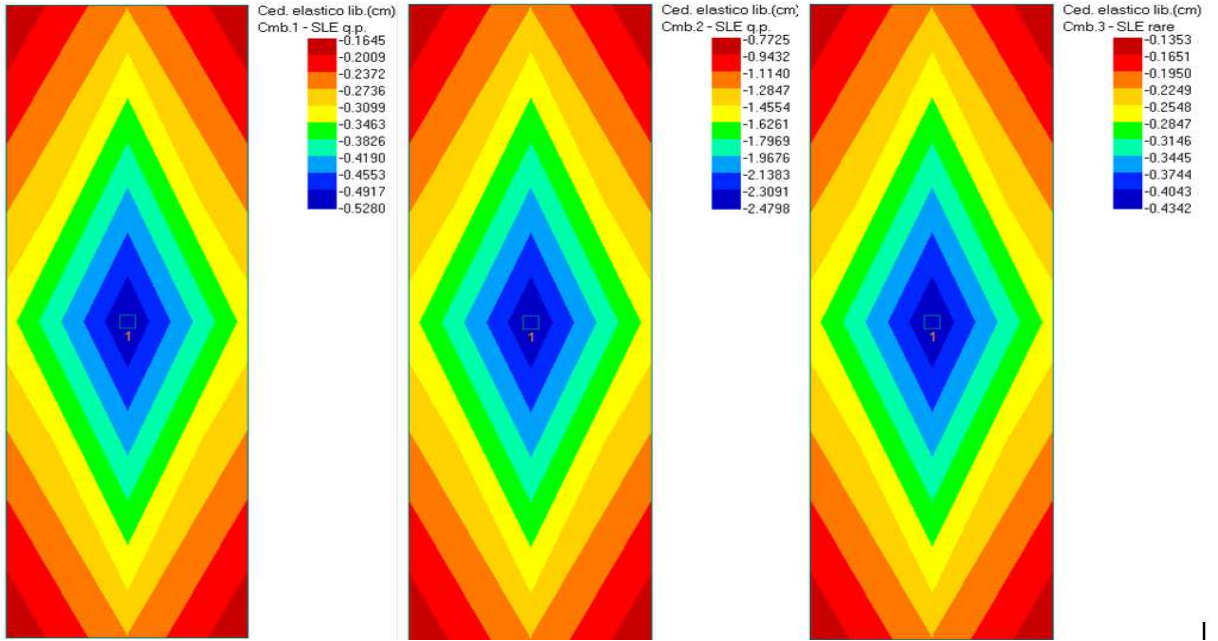
Cmb n.	Tipo	Sism.	Ecc. B cm	Ecc. L cm	S. Taglio B daN	S. Taglio L daN	S. Normale daN	T.T. min daN/cm ²	T.T. max daN/cm ²
002	SLE q.p.	No	0.000	0.000	0.0	0.0	-727400.0	-1.4500	-1.4500
003	SLE rare	No	0.000	0.000	0.0	0.0	-248000.0	-0.5000	-0.5000

Cedimento massimo a espansione laterale impedita = -2.125 cm inCmb n. 002

Cedimento minimo a espansione laterale impedita = -0.116 cm inCmb n. 003

Cedimento massimo a espansione laterale libera = -2.480 cm inCmb n. 002

Cedimento minimo a espansione laterale libera = -0.135 cm inCmb n. 003



CV 06 - CEDIMENTI SPALLA B

ARCHIVIO STRATIGRAFIE

Indice / Descrizione: 001 / Colonna_1

Numero strati: 2

Profondità falda: assente

Strato n.	Quota di riferimento Attrito Neg.	Spessore	Indice	/	Descrizione	terreno
1	da 0.0 a -750.0 cm Assente	750.0 cm	002	/	/	T2a
2	da -750.0 a -2750.0 cm Assente	2000.0 cm	001	/	/	R1[MA]

ARCHIVIO TERRENI

Indice / Descrizione terreno: **002 / T2a**

Comportamento del terreno: condizione drenata

Peso Spec.	P. Spec. Sat.	Angolo Res.	Coesione	Mod.Elast.	Mod.Edom.	Dens.Rel.	Poisson	C. Ades.
daN/cm ³	daN/cm ³	Gradi°	daN/cm ²	daN/cm ²	daN/cm ²	%	%	
1.950 E-3	1.950 E-3	30.000	0.100	200.000	200.000	60.0	0.333	1.00

Indice / Descrizione terreno: **001 / R1[MA]**

Comportamento del terreno: condizione drenata

Peso Spec.	P. Spec. Sat.	Angolo Res.	Coesione	Mod.Elast.	Mod.Edom.	Dens.Rel.	Poisson	C. Ades.
daN/cm ³	daN/cm ³	Gradi°	daN/cm ²	daN/cm ²	daN/cm ²	%	%	
2.000 E-3	2.000 E-3	30.000	3.175	3750.000	100.000	60.0	0.333	1.00

VALORI DI CALCOLO DEI CEDIMENTI PER FONDAZIONI SUPERFICIALI

Elemento: Plinto n. 1

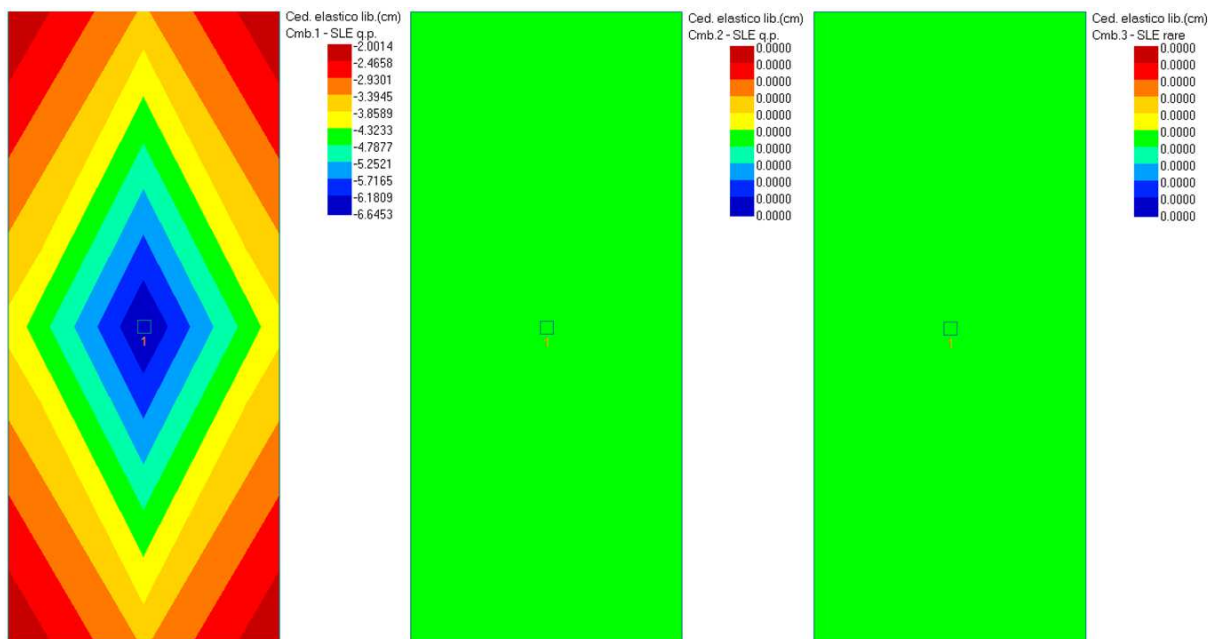
Cmb	Tipo	Sism.	Ecc. B	Ecc. L	S. Taglio B	S. Taglio L	S. Normale	T.T. min	T.T. max
n.			cm	cm	daN	daN	daN	daN/cm ²	daN/cm ²
001	SLE q.p.	No	0.000	0.000	0.0	0.0	-2157000.0	-2.5700	-2.5700
002	SLE q.p.	No	0.000	0.000	0.0	0.0	-87000.0	-0.1000	-0.1000

Cedimento massimo a espansione laterale impedita = -5.696 cm inCmb n. 001

Cedimento minimo a espansione laterale impedita = 0.000 cm inCmb n. 002

Cedimento massimo a espansione laterale libera = -6.645 cm inCmb n. 001

Cedimento minimo a espansione laterale libera = 0.000 cm inCmb n. 002



I cedimenti calcolati sono sintetizzati nella tabella seguente, nella quale si mostra anche come i cedimenti stessi si svilupperanno per ciascuna fase di costruzione e come saranno conseguentemente compensati, per garantire la funzionalità dell'opera.

DESCRIZIONE	SPALLA A	PILA 1	PILA 2	SPALLA B
N1 permanenti pile, spalle e rilevati (KN)	15800	2700	2700	21565
$\Delta_{el,1}$ elastico dovuto ad N1 (cm)	3.618	0.499	0.528	6.645
$\Delta_{ed,1}$ edometrico dovuto ad N1 (mm)	-	-	-	-
$\Delta_{comp,1}$ cedimento compensato con regolazione piano baggioli (cm)	-3.618	-0.499	-0.528	-6.645
N2 permanenti dovuti al peso degli impalcati (KN)	2075	10725	7274	870
$\Delta_{el,2}$ elastico dovuto ad N2 (cm)	0.112	3.773	2.48	0
$\Delta_{comp,2}$ cedimento recuperato con regolazione appoggi (cm)	0	3.773	2.48	0
N3 dovuti ai variabili (KN)	1400	3090	2480	1130
$\Delta_{el,3}$ elastico dovuto ad N3 non recuperato (cm)	0	0.656	0.434	0

Tabella 12-2. CV06: sintesi dei cedimenti calcolati per fase di costruzione e delle relative compensazioni

Per completezza, il calcolo dei cedimenti è stato condotto, oltre che per il CV06, anche per l'opera ST28, che a fronte di pressioni agenti sul terreno minori presenta una stratigrafia più penalizzante (spessore rilevante di terreno di copertura prima di raggiungere il tetto delle calcareniti di base).

La stratigrafia di calcolo adottata in questo caso è la seguente:

n°	Z1	Z2	Z3	Terreno
	[m]	[m]	[m]	
1	-9,0	-9,0	-9,0	T2a
2	-9,3	-9,3	-9,3	T2b
3	-23,0	-23,0	-23,0	R1 [MA]

Tabella 12-3. ST28: stratigrafia di calcolo

La falda è assente, in conformità con i risultati delle indagini geognostiche.

I parametri geotecnici di interesse (parametri di deformabilità) adottati nel calcolo sono riportati nella tabella sottostante.

Descrizione	E	ν
	[kPa]	
T2a	15000	0.330
T2b	10000	0.330
R1 [MA]	375000	0.330

Tabella 12-4. ST28: parametri di calcolo

Nella tabella seguente si presenta la sintesi dei cedimenti calcolati per l'opera ST28, avendo adottato nella fattispecie il metodo elastico descritto in precedenza, nonché le compensazioni previste, in modo analogo a quanto mostrato per l'opera CV06.

DESCRIZIONE	UM	SPALLA	PILA
N1 permanente dovuto a pile, spalla, rilevato	[kN]	46992,00	16738,00
$\Delta e1$ cedimento elastico dovuto ad N1	[cm]	7,37	3,12
$\Delta comp1$ cedimento compensato con regolazione baggioli	[cm]	-7,37	-3,12
N2 permanente dovuto a impalcato	[kN]	4895,00	9350,00
$\Delta e2$ cedimento elastico dovuto ad N2	[cm]	0,95	1,76
$\Delta comp2$ cedimento compensato con regolazione appoggi	[cm]	-0,95	-1,76
N3 variabili	[kN]	1896,00	2400,00
$\Delta e3$ cedimento elastico non recuperato dovuto ad N3	[cm]	0,50	0,45

Tabella 12-5ST28: sintesi dei cedimenti calcolati per fase di costruzione e delle relative compensazioni

Anche in questo caso, i cedimenti calcolati, considerando le compensazioni previste fase per fase, sono compatibili con i requisiti strutturali e di funzionalità dell'opera considerata.

ALLEGATO
VERIFICHE DI STABILITA' RILEVATI E SCAVI
TABULATI DI INGRESSO E USCITA

Project data

Project reference : 1456.0

Calculation title : Sezione 2

Location : Maglie-Leuca

Comments : N/A

Units : kN, kPa, kN/m3

yw : 10.0

Soil layers

	Name	Colour	γ	ϕ	c	Δc	qs	nails	pl	KsB	Anisotropy	Favorable	Specific safety factors
1	copertura		19,0	20,00	5,0	0,0	-	-	-	-	No	No	No
2	Calcarenite MA		20,0	29,00	160,0	0,0	-	-	-	-	No	No	No
3	rilevato		20,0	36,00	1,0	0,0	-	-	-	-	No	No	No
4	rilevato 2		20,0	36,00	1,0	0,0	-	-	-	-	No	No	No

Soil layers (cont.)

	Name	Colour	$\Gamma\gamma$	Γc	$\Gamma \tan(\phi)$	Cohesion type	Curve
1	copertura		-	-	-	Effective	Linear
2	Calcarenite MA		-	-	-	Effective	Linear
3	rilevato		-	-	-	Effective	Linear
4	rilevato 2		-	-	-	Effective	Linear

Points

	X	Y		X	Y		X	Y		X	Y		X	Y		X	Y
1	0,000	0,000	3	50,000	0,000	4	0,000	8,500	5	15,000	8,500	6	22,400	3,500	7	24,400	3,500
8	29,600	0,000	9	0,000	-1,000	10	50,000	-1,000									

Segments

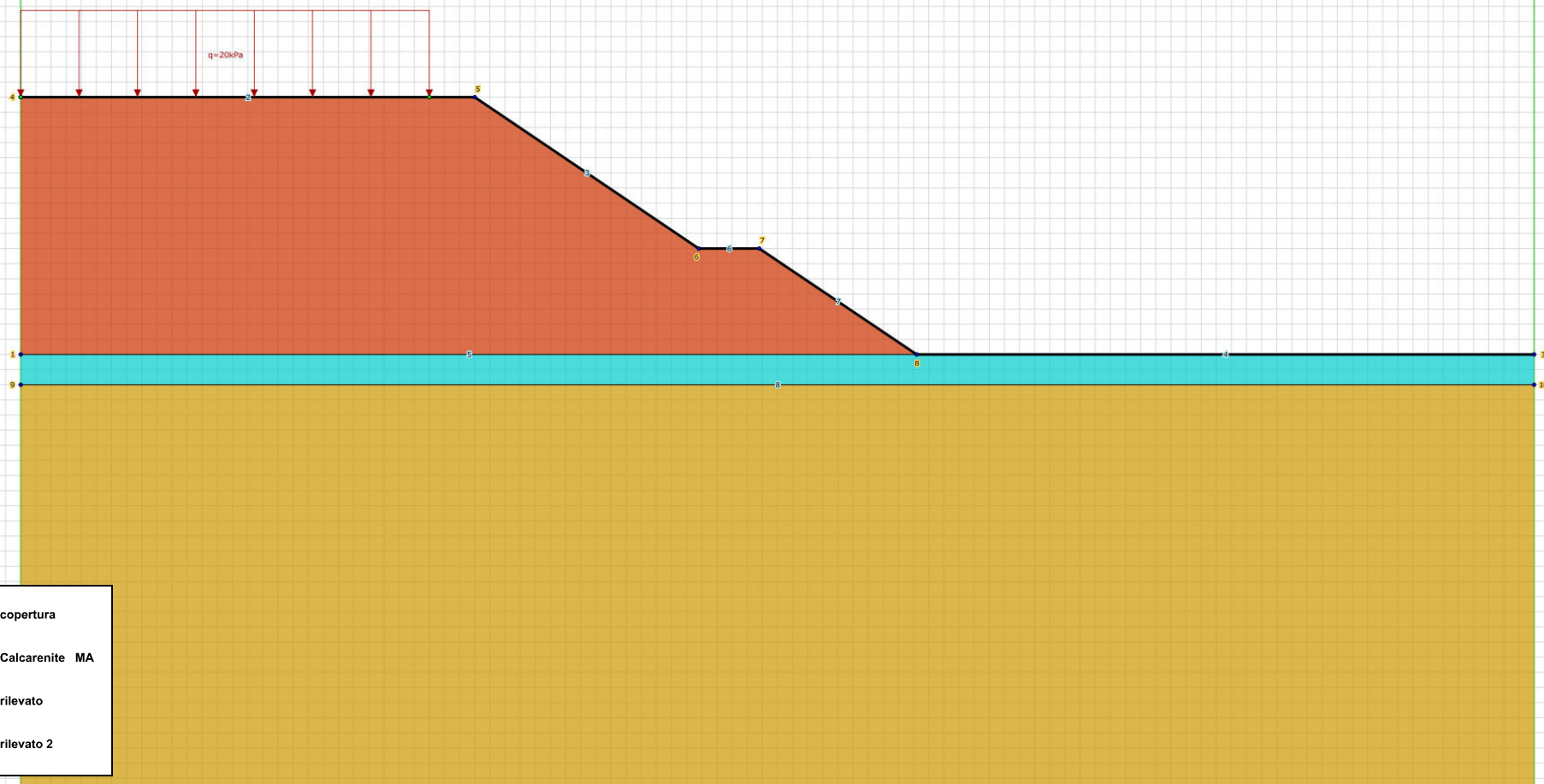
	Point 1	Point 2		Point 1	Point 2		Point 1	Point 2		Point 1	Point 2		Point 1	Point 2		Point 1	Point 2			
2	4	5	3	5	6	4	3	8	5	1	8	6	6	7	7	7	8	8	9	10

Distributed loads

	Name	X left	Y left	q left	X right	Y right	q right	Ang/horizontal
1	q=20kPa	0,000	8,500	20,0	13,500	8,500	20,0	90,00



Layer n°	1	2	3	4
γ_w (kN/m ³)	19,00	20,00	20,00	20,00
φ (°)	20,00	29,00	36,00	36,00
c (kPa)	5,00	160,00	1,00	1,00
Δc (kPa/m)	0,00	0,00	0,00	0,00



1	copertura
2	Calcarenite MA
3	rilevato
4	rilevato 2

Data of the stage 1

Stage name : Statica

Determination of the slope boundary : automatic

Segments for the stage

	Point 1	Point 2	Underlying layer		Point 1	Point 2	Underlying layer		Point 1	Point 2	Underlying layer
2	4	5	rilevato	3	5	6	rilevato	4	3	8	copertura
5	1	8	copertura	6	6	7	rilevato	7	7	8	rilevato
8	9	10	Calcarenite MA								

List of activated elements

Distributed loads : q=20kPa

Hydraulic conditions : None

Data of the situation 1

Stage name : Statica

Situation name : Condizioni statiche

Calculation method : Bishop

Safety factor set for this situation : NTC2018 statica

Details of the safety factor set

Name	Coefficient	Name	Coefficient	Name	Coefficient	Name	Coefficient	Name	Coefficient	Name	Coefficient
Γ_{min}	1,100	Γ_{s1}	1,000	Γ_{s1}	1,000	Γ_{ϕ}	1,250	$\Gamma_{c'}$	1,250	Γ_{cu}	1,400
Γ_Q	1,300	$\Gamma_{qsl,nail,ab}$	1,000	$\Gamma_{qsl,nail,es}$	1,000	$\Gamma_{qsl,anchor,ab}$	1,000	$\Gamma_{qsl,anchor,es}$	1,000	$\Gamma_{qsl,strip}$	1,000
Γ_{pl}	1,000	$\Gamma_{a,nail}$	1,000	$\Gamma_{a,anchor}$	1,000	$\Gamma_{a,strip}$	1,000	Γ_{strut}	1,000	Γ_{s3}	1,000

Type of failure surface : Manual circular

Origin of the manual grid of centres : X= 21,000; Y= 12,500

Distance between 2 centres : X= 1,000; Y= 1,000

Angle of the grid with respect to : the horizontal axis= -25,00; the vertical axis= -25,00

Number of centres in X / in Y direction : in X= 10; in Y= 10

Increment for circle radius : 0,250

Number of increments for circle radius : 20

Min abscissa of the circle emergence point : 0,000

Search type : Imposed passage point

Imposed passage point : X= 29,595; Y= 0,000

Number of slices : 100

Seismic properties : No

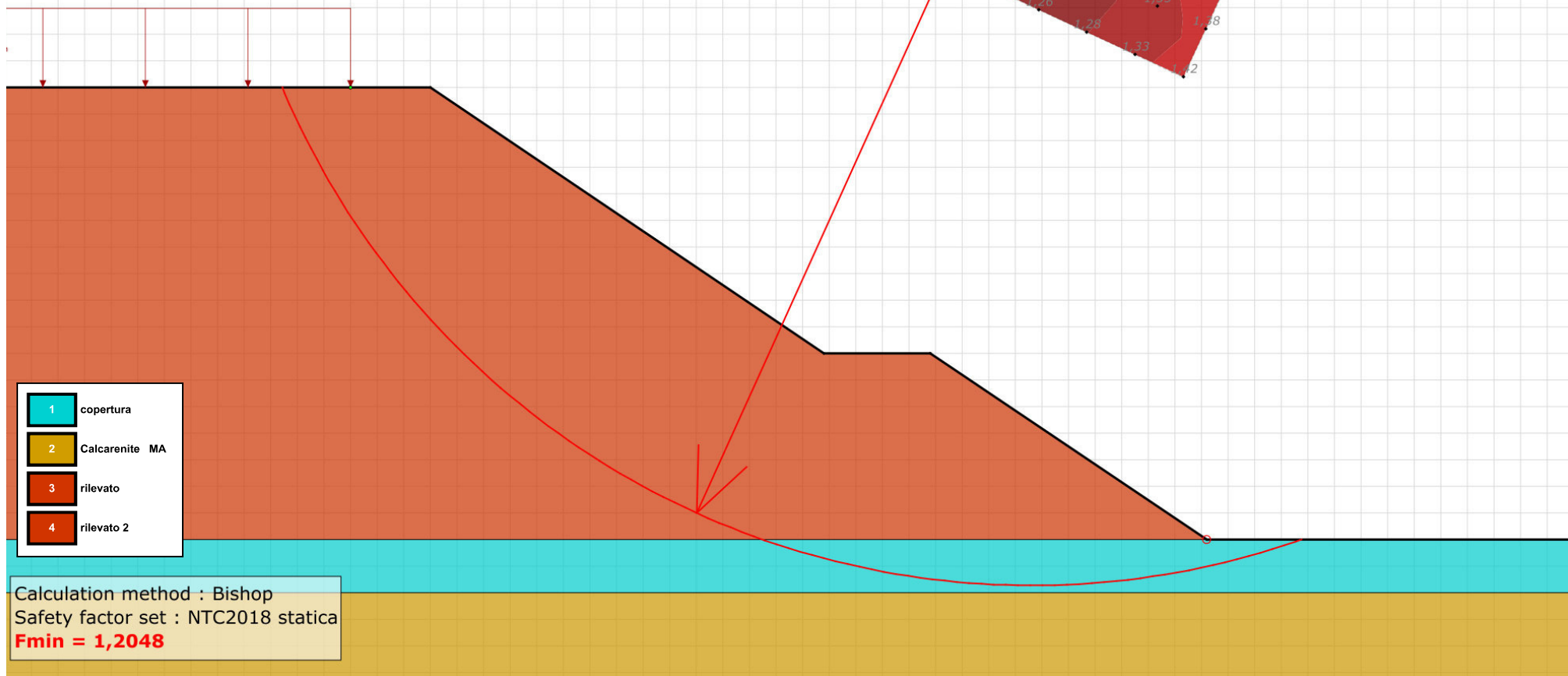
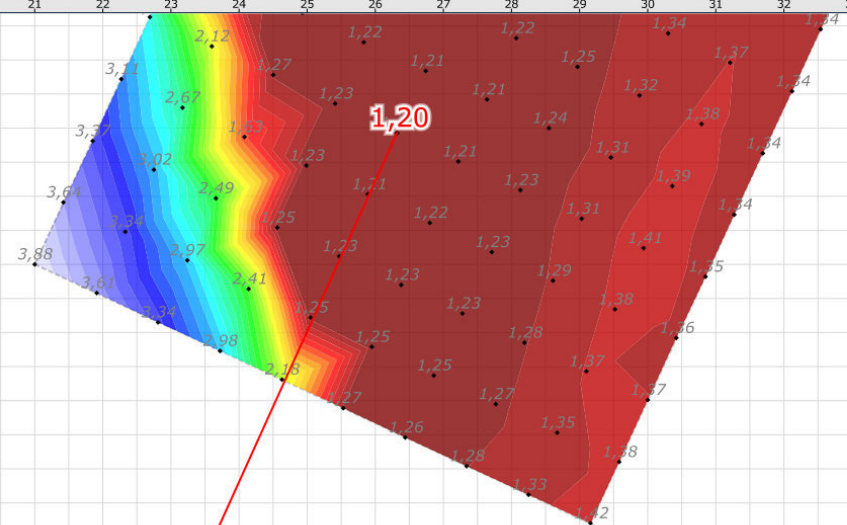
Results

Minimum safety factor : 1,2048

Coordinates of the critical centre and radius of the critical circle : N°= 883; X0= 26,32; Y0= 14,43; R= 15,30

Layer n°	1	2	3	4
γ_w (kN/m ³)	19,00	20,00	20,00	20,00
φ (°)	20,00	29,00	36,00	36,00
c (kPa)	5,00	160,00	1,00	1,00
Δc (kPa/m)	0,00	0,00	0,00	0,00

Stage: Statica / Situation: Condizioni statiche



- 1 copertura
- 2 Calcarenite MA
- 3 rilevato
- 4 rilevato 2

Calculation method : Bishop
 Safety factor set : NTC2018 statica
Fmin = 1,2048

Data of the stage 2

Stage name : Sismica

Determination of the slope boundary : automatic

Segments for the stage

	Point 1	Point 2	Underlying layer		Point 1	Point 2	Underlying layer		Point 1	Point 2	Underlying layer
2	4	5	rilevato	3	5	6	rilevato	4	3	8	copertura
5	1	8	copertura	6	6	7	rilevato	7	7	8	rilevato
8	9	10	Calcarenite MA								

List of activated elements

Distributed loads : $q=20\text{kPa}$

Hydraulic conditions : None

Data of the situation 1

Stage name : Sismica

Situation name : Condizioni sismiche

Calculation method : Bishop

Safety factor set for this situation : NTC 2018 sismica

Details of the safety factor set

Name	Coefficient	Name	Coefficient	Name	Coefficient	Name	Coefficient	Name	Coefficient	Name	Coefficient
Γ_{min}	1,200	Γ_{s1}	1,000	Γ_{s1}	1,000	Γ_{ϕ}	1,000	$\Gamma_{c'}$	1,000	Γ_{cu}	1,000
Γ_Q	1,000	$\Gamma_{qsl,nail,ab}$	1,000	$\Gamma_{qsl,nail,es}$	1,000	$\Gamma_{qsl,anchor,ab}$	1,000	$\Gamma_{qsl,anchor,es}$	1,000	$\Gamma_{qsl,strip}$	1,000
Γ_{pl}	1,000	$\Gamma_{a,nail}$	1,000	$\Gamma_{a,anchor}$	1,000	$\Gamma_{a,strip}$	1,000	Γ_{strut}	1,000	Γ_{s3}	1,000

Type of failure surface : Manual circular

Origin of the manual grid of centres : X= 20,000; Y= 9,000

Distance between 2 centres : X= 1,000; Y= 1,000

Angle of the grid with respect to : the horizontal axis= -25,00; the vertical axis= -25,00

Number of centres in X / in Y direction : in X= 10; in Y= 12

Increment for circle radius : 0,200

Number of increments for circle radius : 15

Min abscissa of the circle emergence point : 0,000

Search type : Imposed passage point

Imposed passage point : X= 29,550; Y= 0,000

Number of slices : 100

Seismic properties : Yes

ah/g coefficient (horizontal acceleration) : 0,030

av/g coefficient (vertical acceleration) : 0,015

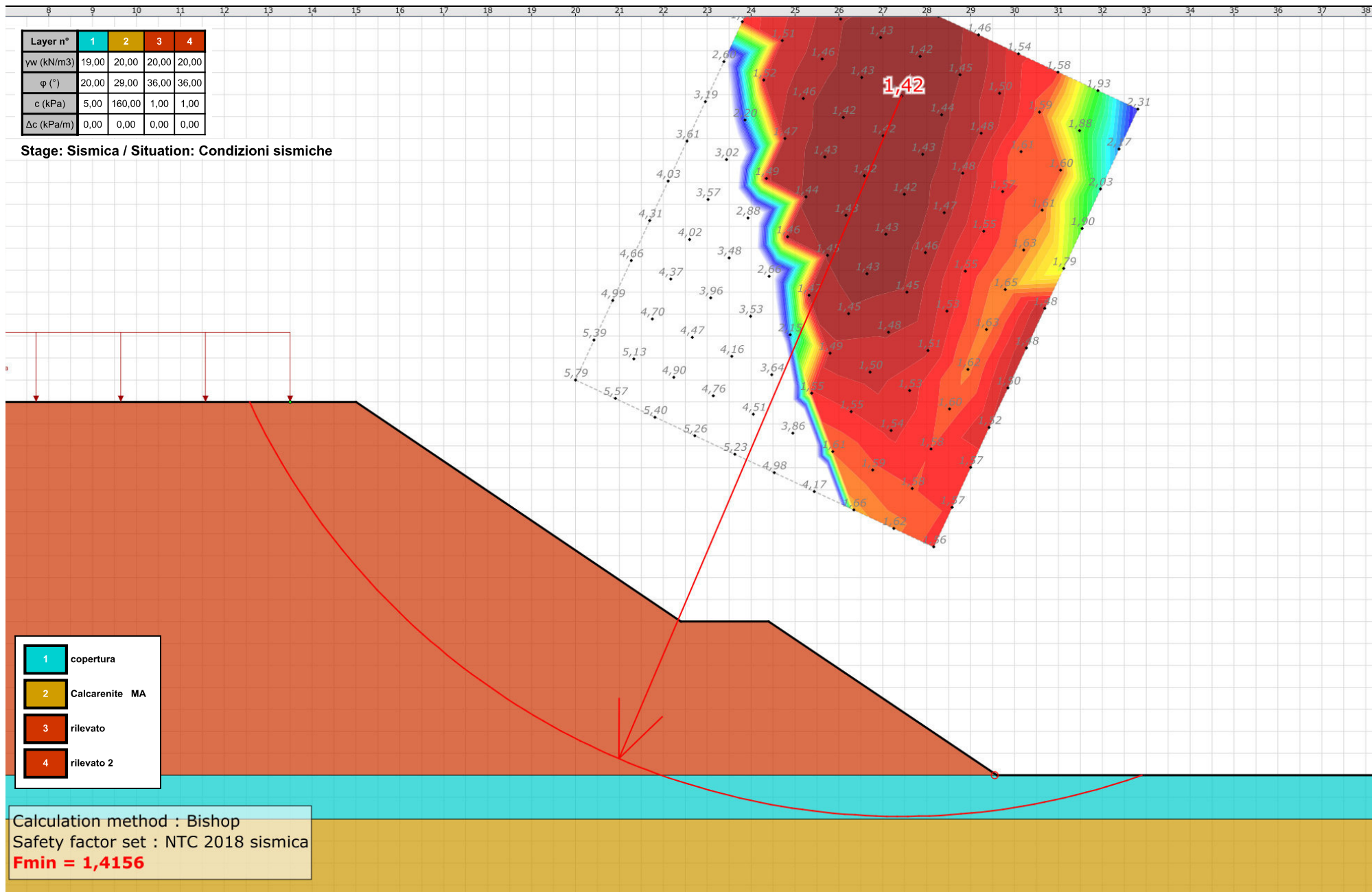
Results

Minimum safety factor : 1,4156

Coordinates of the critical centre and radius of the critical circle : N°= 1415; X0= 27,43; Y0= 15,47; R= 16,41

Layer n°	1	2	3	4
γ_w (kN/m ³)	19,00	20,00	20,00	20,00
φ (°)	20,00	29,00	36,00	36,00
c (kPa)	5,00	160,00	1,00	1,00
Δc (kPa/m)	0,00	0,00	0,00	0,00

Stage: Sismica / Situation: Condizioni sismiche



Project data

Project reference : 1456.0

Calculation title : Sezione 2

Location : Maglie-Leuca

Comments : N/A

Units : kN, kPa, kN/m3

yw : 10.0

Soil layers

	Name	Colour	γ	ϕ	c	Δc	qs nails	pl	KsB	Anisotropy	Favorable	Specific safety factors
1	copertura		19,0	20,00	5,0	0,0	-	-	-	No	No	No
2	Calcarenite MA		20,0	20,00	5,0	0,0	-	-	-	No	No	No
3	rilevato		20,0	36,00	1,0	0,0	-	-	-	No	No	No
4	rilevato 2		20,0	36,00	1,0	0,0	-	-	-	No	No	No

Soil layers (cont.)

	Name	Colour	$\Gamma\gamma$	Γc	$\Gamma \tan(\phi)$	Cohesion type	Curve
1	copertura		-	-	-	Effective	Linear
2	Calcarenite MA		-	-	-	Effective	Linear
3	rilevato		-	-	-	Effective	Linear
4	rilevato 2		-	-	-	Effective	Linear

Points

	X	Y		X	Y		X	Y		X	Y		X	Y		X	Y
1	0,000	0,000	3	50,000	0,000	4	0,000	8,500	5	15,000	8,500	6	22,400	3,500	7	24,400	3,500
8	29,600	0,000	9	0,000	-1,000	10	50,000	-1,000									

Segments

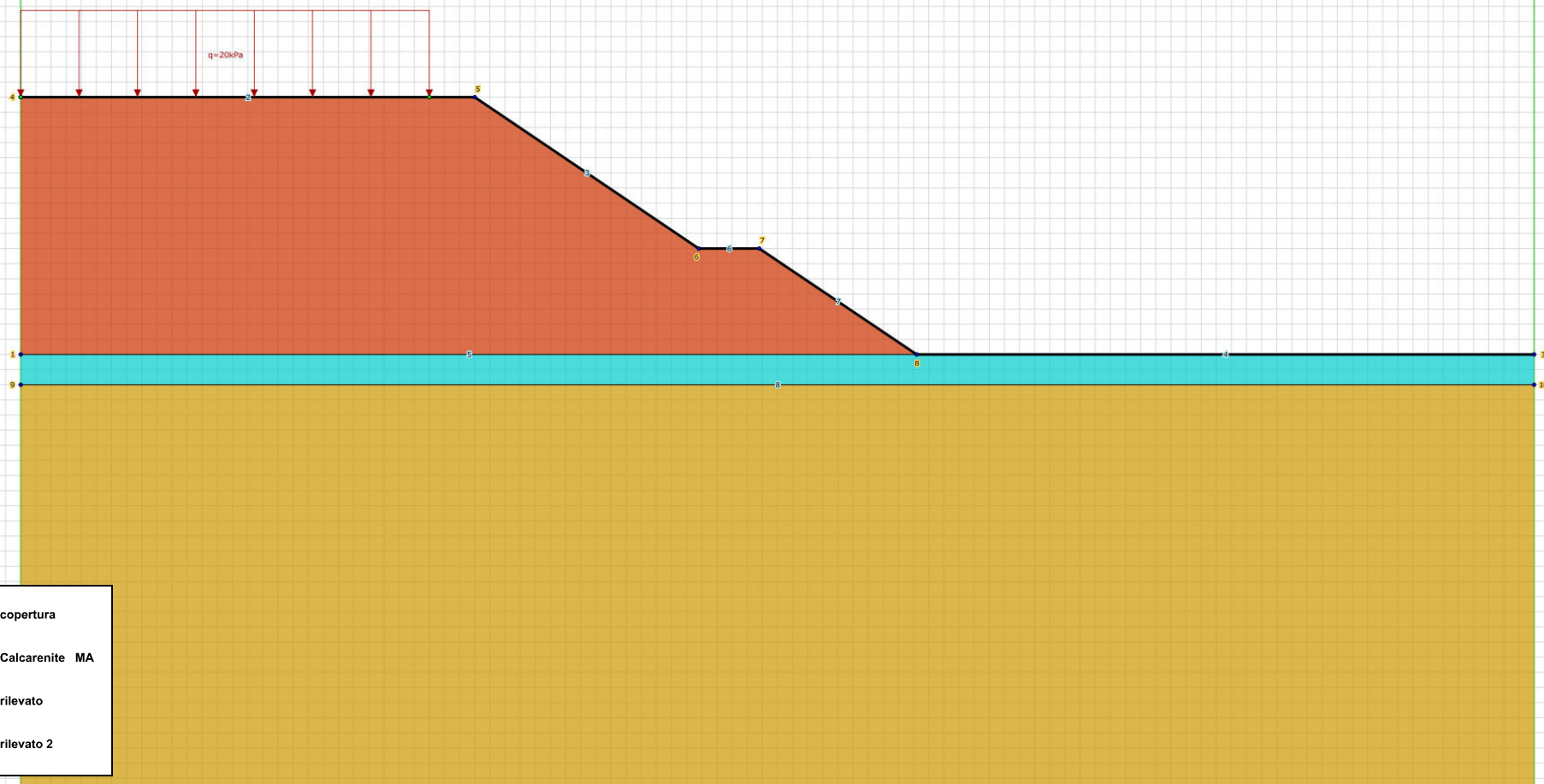
	Point 1	Point 2		Point 1	Point 2		Point 1	Point 2		Point 1	Point 2		Point 1	Point 2		Point 1	Point 2			
2	4	5	3	5	6	4	3	8	5	1	8	6	6	7	7	7	8	8	9	10

Distributed loads

	Name	X left	Y left	q left	X right	Y right	q right	Ang/horizontal
1	q=20kPa	0,000	8,500	20,0	13,500	8,500	20,0	90,00



Layer n°	1	2	3	4
γ_w (kN/m ³)	19,00	20,00	20,00	20,00
φ (°)	20,00	20,00	36,00	36,00
c (kPa)	5,00	5,00	1,00	1,00
Δc (kPa/m)	0,00	0,00	0,00	0,00



1	copertura
2	Calcarenite MA
3	rilevato
4	rilevato 2

Data of the stage 1

Stage name : Statica

Determination of the slope boundary : automatic

Segments for the stage

	Point 1	Point 2	Underlying layer		Point 1	Point 2	Underlying layer		Point 1	Point 2	Underlying layer
2	4	5	rilevato	3	5	6	rilevato	4	3	8	copertura
5	1	8	copertura	6	6	7	rilevato	7	7	8	rilevato
8	9	10	Calcarenite MA								

List of activated elements

Distributed loads : q=20kPa

Hydraulic conditions : None

Data of the situation 1

Stage name : Statica

Situation name : Condizioni statiche

Calculation method : Bishop

Safety factor set for this situation : NTC2018 statica

Details of the safety factor set

Name	Coefficient	Name	Coefficient	Name	Coefficient	Name	Coefficient	Name	Coefficient	Name	Coefficient
Γ_{min}	1,100	Γ_{s1}	1,000	Γ_{s1}	1,000	Γ_{ϕ}	1,250	$\Gamma_{c'}$	1,250	Γ_{cu}	1,400
Γ_Q	1,300	$\Gamma_{qsl,nail,ab}$	1,000	$\Gamma_{qsl,nail,es}$	1,000	$\Gamma_{qsl,anchor,ab}$	1,000	$\Gamma_{qsl,anchor,es}$	1,000	$\Gamma_{qsl,strip}$	1,000
Γ_{pl}	1,000	$\Gamma_{a,nail}$	1,000	$\Gamma_{a,anchor}$	1,000	$\Gamma_{a,strip}$	1,000	Γ_{strut}	1,000	Γ_{s3}	1,000

Type of failure surface : Manual circular

Origin of the manual grid of centres : X= 21,000; Y= 12,500

Distance between 2 centres : X= 1,000; Y= 1,000

Angle of the grid with respect to : the horizontal axis= -25,00; the vertical axis= -25,00

Number of centres in X / in Y direction : in X= 10; in Y= 10

Increment for circle radius : 0,250

Number of increments for circle radius : 20

Min abscissa of the circle emergence point : 0,000

Search type : Imposed passage point

Imposed passage point : X= 29,595; Y= 0,000

Number of slices : 100

Seismic properties : No

Results

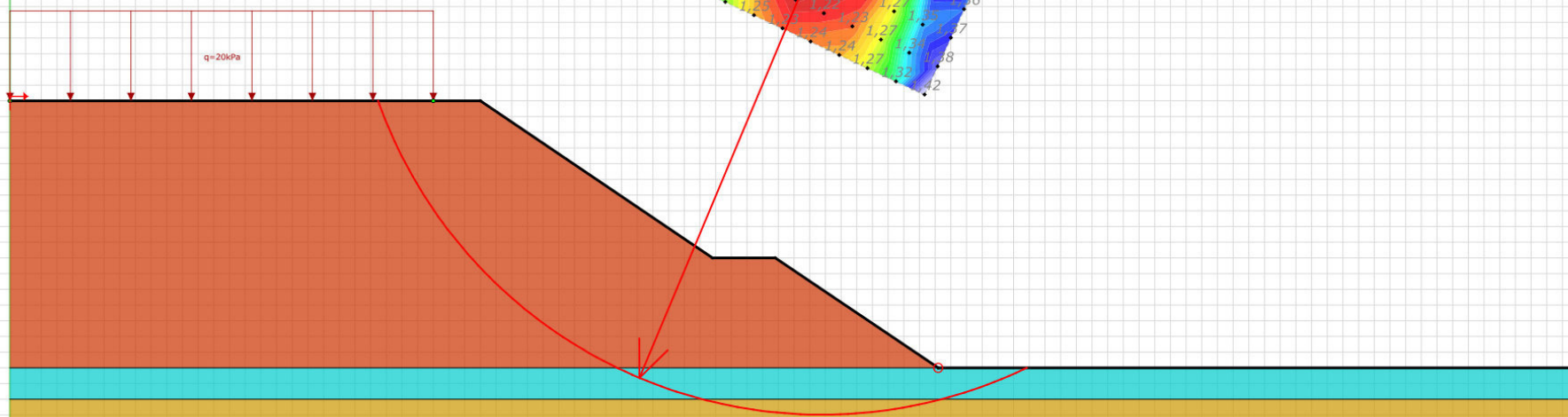
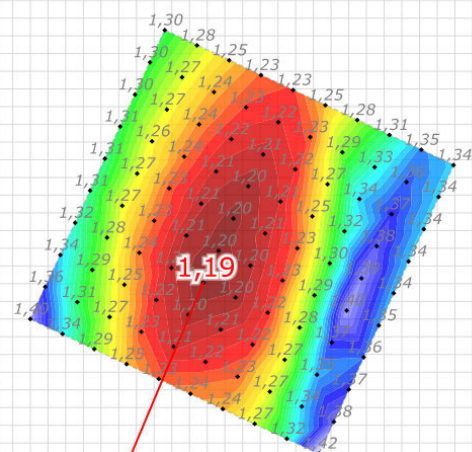
Minimum safety factor : 1,1929

Coordinates of the critical centre and radius of the critical circle : N°= 685; X0= 25,89; Y0= 13,53; R= 15,02



Layer n°	1	2	3	4
γ_w (kN/m ³)	19,00	20,00	20,00	20,00
φ (°)	20,00	20,00	36,00	36,00
c (kPa)	5,00	5,00	1,00	1,00
Δc (kPa/m)	0,00	0,00	0,00	0,00

Stage: Statica / Situation: Condizioni statiche



1	copertura
2	Calcarenite MA
3	rilevato
4	rilevato 2

Calculation method : Bishop
 Safety factor set : NTC2018 statica
Fmin = 1,1929

Data of the stage 2

Stage name : Sismica

Determination of the slope boundary : automatic

Segments for the stage

	Point 1	Point 2	Underlying layer		Point 1	Point 2	Underlying layer		Point 1	Point 2	Underlying layer
2	4	5	rilevato	3	5	6	rilevato	4	3	8	copertura
5	1	8	copertura	6	6	7	rilevato	7	7	8	rilevato
8	9	10	Calcarenite MA								

List of activated elements

Distributed loads : q=20kPa

Hydraulic conditions : None

Data of the situation 1

Stage name : Sismica

Situation name : Condizioni sismiche

Calculation method : Bishop

Safety factor set for this situation : NTC 2018 sismica

Details of the safety factor set

Name	Coefficient	Name	Coefficient	Name	Coefficient	Name	Coefficient	Name	Coefficient	Name	Coefficient
Γ_{min}	1,200	Γ_{s1}	1,000	Γ_{s1}	1,000	Γ_{ϕ}	1,000	$\Gamma_{c'}$	1,000	Γ_{cu}	1,000
Γ_Q	1,000	$\Gamma_{qsl,nail,ab}$	1,000	$\Gamma_{qsl,nail,es}$	1,000	$\Gamma_{qsl,anchor,ab}$	1,000	$\Gamma_{qsl,anchor,es}$	1,000	$\Gamma_{qsl,strip}$	1,000
Γ_{pl}	1,000	$\Gamma_{a,nail}$	1,000	$\Gamma_{a,anchor}$	1,000	$\Gamma_{a,strip}$	1,000	Γ_{strut}	1,000	Γ_{s3}	1,000

Type of failure surface : Manual circular

Origin of the manual grid of centres : X= 20,000; Y= 9,000

Distance between 2 centres : X= 1,000; Y= 1,000

Angle of the grid with respect to : the horizontal axis= -25,00; the vertical axis= -25,00

Number of centres in X / in Y direction : in X= 10; in Y= 12

Increment for circle radius : 0,200

Number of increments for circle radius : 15

Min abscissa of the circle emergence point : 0,000

Search type : Imposed passage point

Imposed passage point : X= 29,550; Y= 0,000

Number of slices : 100

Seismic properties : Yes

ah/g coefficient (horizontal acceleration) : 0,030

av/g coefficient (vertical acceleration) : 0,015

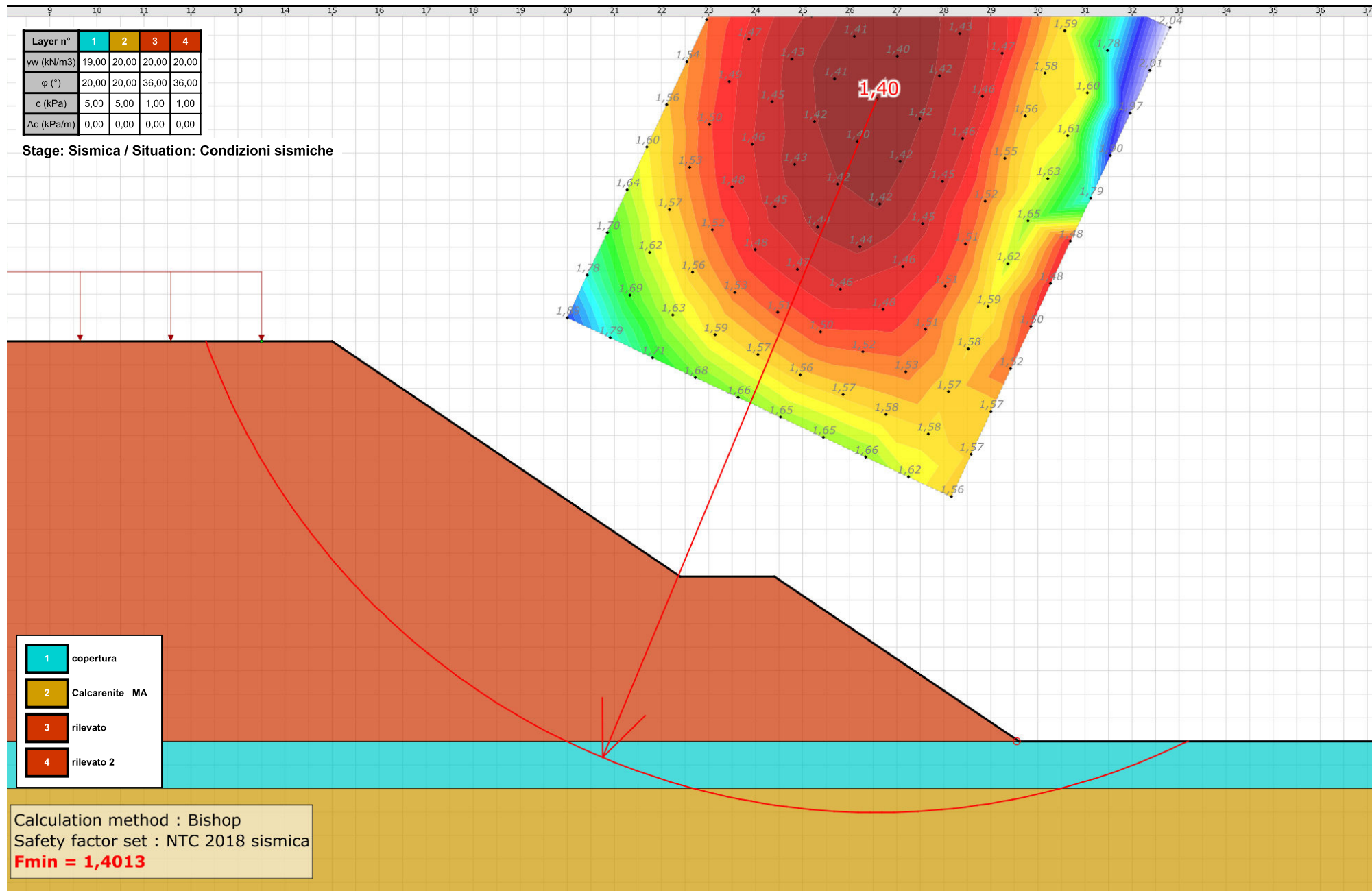
Results

Minimum safety factor : 1,4013

Coordinates of the critical centre and radius of the critical circle : N°= 1117; X0= 26,58; Y0= 13,65; R= 15,17

Layer n°	1	2	3	4
γw (kN/m3)	19,00	20,00	20,00	20,00
φ (°)	20,00	20,00	36,00	36,00
c (kPa)	5,00	5,00	1,00	1,00
Δc (kPa/m)	0,00	0,00	0,00	0,00

Stage: Sismica / Situation: Condizioni sismiche



Calculation method : Bishop
 Safety factor set : NTC 2018 sismica
Fmin = 1,4013

Project data

Project reference : 1456.0

Calculation title : Scavi

Location : pk

Comments : N/A

Units : kN, kPa, kN/m3

γw : 10.0

Soil layers

	Name	Colour	γ	φ	c	Δc	qs	nails	pl	KsB	Anisotropy	Favorable	Specific safety factors
1	T1a		19,5	20,00	10,0	0,0	-	-	-	-	No	No	Yes

Soil layers (cont.)

	Name	Colour	Γγ	Γc	Γtan(φ)	Cohesion type	Curve
1	T1a		1,00	1,00	1,00	Effective	Linear

Points

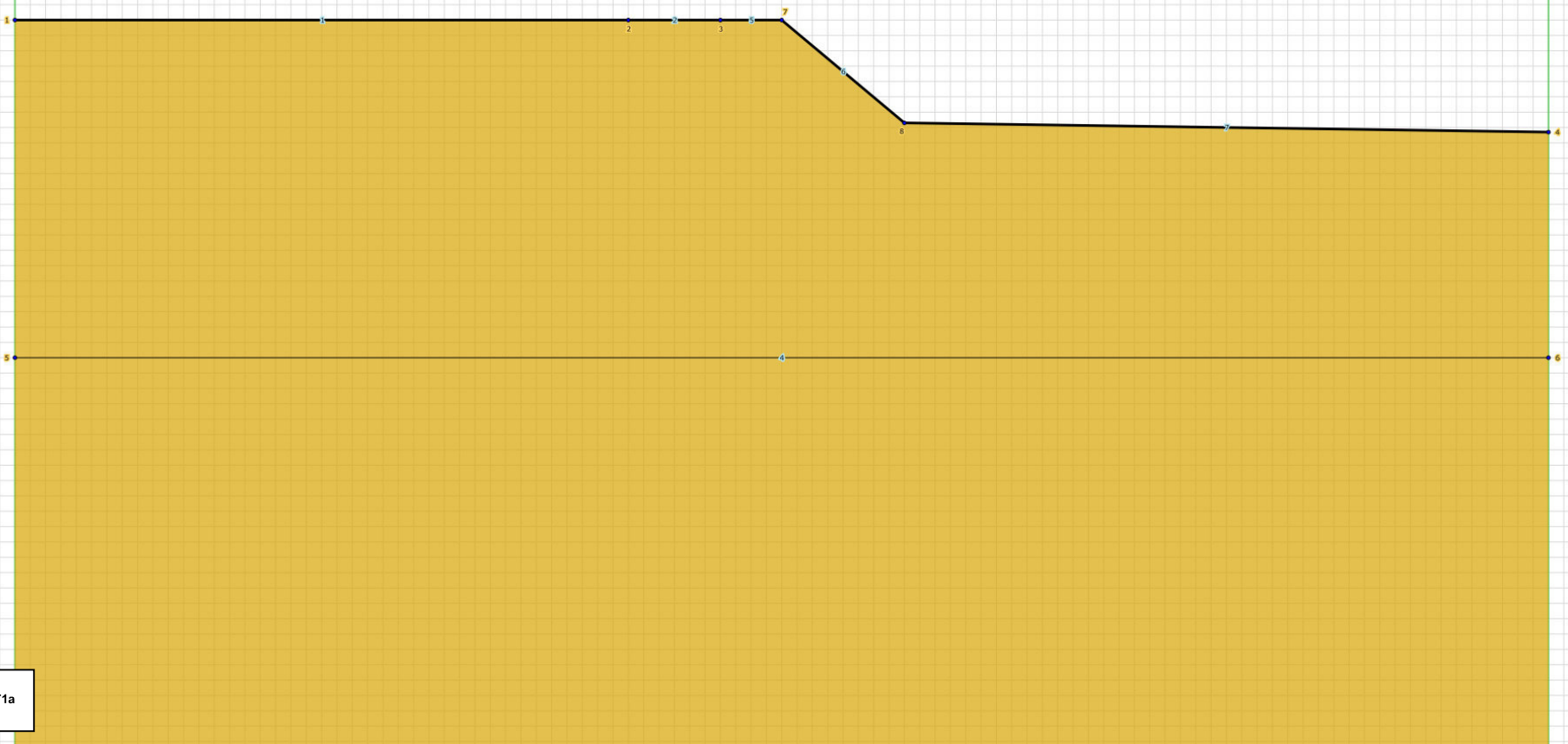
	X	Y		X	Y		X	Y		X	Y		X	Y
1	0,000	3,000	2	20,000	3,000	3	23,000	3,000	4	50,000	-0,650	5	0,000	-8,000
7	25,000	3,000	8	29,000	-0,350									

Segments

	Point 1	Point 2		Point 1	Point 2		Point 1	Point 2		Point 1	Point 2		Point 1	Point 2		Point 1	Point 2	
1	1	2	2	2	3	4	5	6	5	3	7	6	7	8	7	8	4	



Layer n°	1
γ_w (kN/m ³)	19,50
ϕ (°)	20,00
c (kPa)	10,00
Δc (kPa/m)	0,00



1 T1a

Data of the stage 1

Stage name : Statica

Determination of the slope boundary : automatic

Segments for the stage

	Point 1	Point 2	Underlying layer		Point 1	Point 2	Underlying layer		Point 1	Point 2	Underlying layer
1	1	2	T1a	2	2	3	T1a	5	3	7	T1a
6	7	8	T1a	7	8	4	T1a				

List of activated elements

Hydraulic conditions : None

Data of the situation 1

Stage name : Statica

Situation name : Condizioni statiche

Calculation method : Bishop

Safety factor set for this situation : NTC2018 statica

Details of the safety factor set

Name	Coefficient	Name	Coefficient	Name	Coefficient	Name	Coefficient	Name	Coefficient	Name	Coefficient
Γ_{min}	1,100	Γ_{s1}	1,000	Γ_{s1}	1,000	Γ_{ϕ}	1,250	$\Gamma_{c'}$	1,250	Γ_{cu}	1,400
Γ_Q	1,300	$\Gamma_{qsl,nail,ab}$	1,000	$\Gamma_{qsl,nail,es}$	1,000	$\Gamma_{qsl,anchor,ab}$	1,000	$\Gamma_{qsl,anchor,es}$	1,000	$\Gamma_{qsl,strip}$	1,000
Γ_{pl}	1,000	$\Gamma_{a,nail}$	1,000	$\Gamma_{a,anchor}$	1,000	$\Gamma_{a,strip}$	1,000	Γ_{strut}	1,000	Γ_{s3}	1,000

Type of failure surface : Manual circular

Origin of the manual grid of centres : X= 23,000; Y= 3,588

Distance between 2 centres : X= 2,000; Y= 2,000

Angle of the grid with respect to : the horizontal axis= -20,00; the vertical axis= -20,00

Number of centres in X / in Y direction : in X= 10; in Y= 10

Increment for circle radius : 0,250

Number of increments for circle radius : 20

Min abscissa of the circle emergence point : 0,000

Search type : Imposed passage point

Imposed passage point : X= 29,000; Y= -0,350

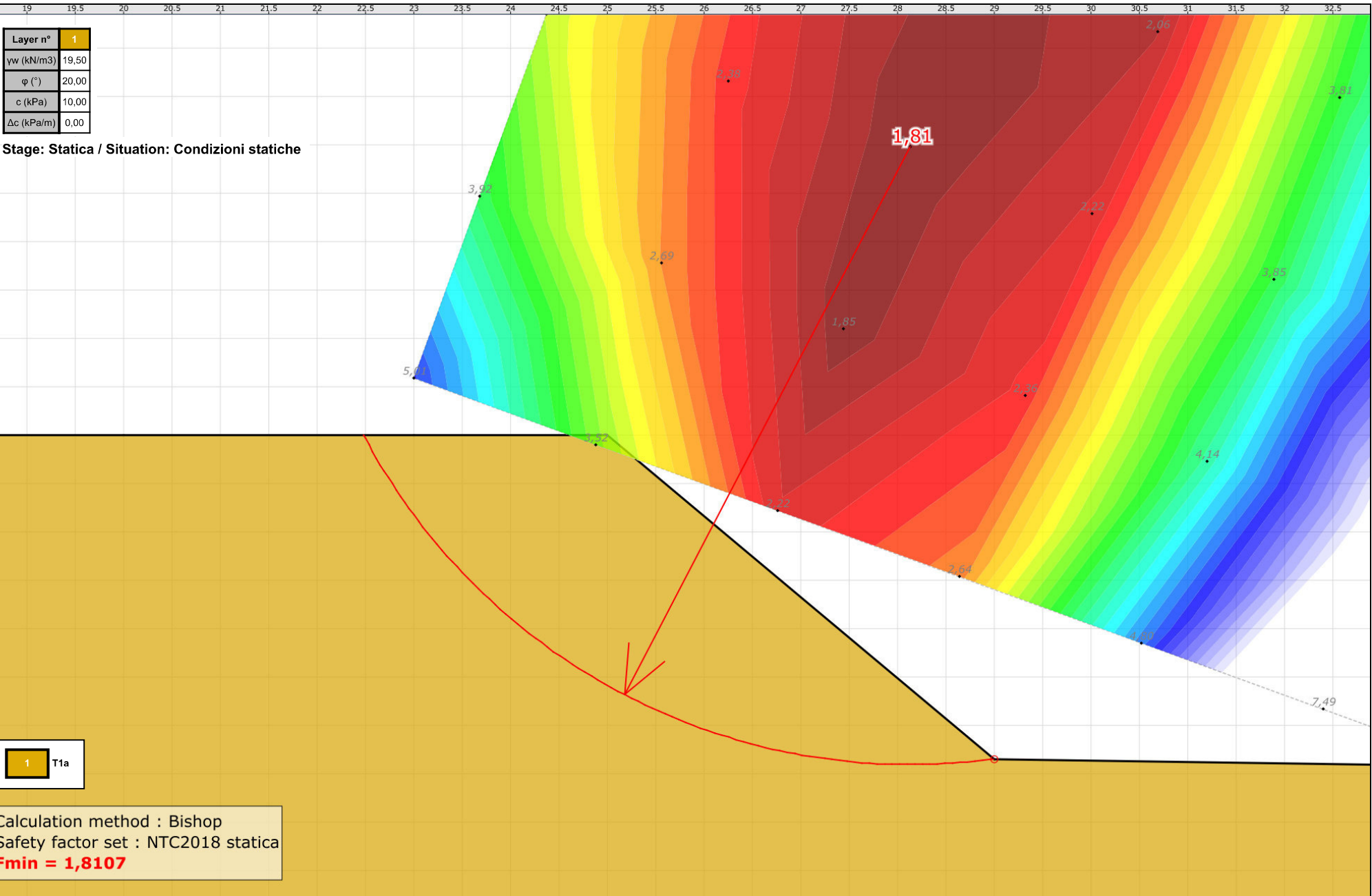
Number of slices : 100

Seismic properties : No

Results

Minimum safety factor : 1,8107

Coordinates of the critical centre and radius of the critical circle : N°= 353; X0= 28,13; Y0= 5,98; R= 6,38



Layer n°	1
γ_w (kN/m ³)	19.50
ϕ (°)	20.00
c (kPa)	10.00
Δc (kPa/m)	0.00

Stage: Statica / Situation: Condizioni statiche

1 T1a

Calculation method : Bishop
Safety factor set : NTC2018 statica
Fmin = 1,8107

Data of the stage 2

Stage name : Sismica

Determination of the slope boundary : automatic

Segments for the stage

	Point 1	Point 2	Underlying layer		Point 1	Point 2	Underlying layer		Point 1	Point 2	Underlying layer
1	1	2	T1a	2	2	3	T1a	5	3	7	T1a
6	7	8	T1a	7	8	4	T1a				

List of activated elements

Hydraulic conditions : None

Data of the situation 1

Stage name : Sismica

Situation name : Condizioni sismiche

Calculation method : Bishop

Safety factor set for this situation : NTC 2018 sismica

Details of the safety factor set

Name	Coefficient	Name	Coefficient	Name	Coefficient	Name	Coefficient	Name	Coefficient	Name	Coefficient
Γ_{min}	1,200	Γ_{s1}	1,000	Γ_{s1}	1,000	Γ_{ϕ}	1,000	$\Gamma_{c'}$	1,000	Γ_{cu}	1,000
Γ_Q	1,000	$\Gamma_{qsl,nail,ab}$	1,000	$\Gamma_{qsl,nail,es}$	1,000	$\Gamma_{qsl,anchor,ab}$	1,000	$\Gamma_{qsl,anchor,es}$	1,000	$\Gamma_{qsl,strip}$	1,000
Γ_{pl}	1,000	$\Gamma_{a,nail}$	1,000	$\Gamma_{a,anchor}$	1,000	$\Gamma_{a,strip}$	1,000	Γ_{strut}	1,000	Γ_{s3}	1,000

Type of failure surface : Manual circular

Origin of the manual grid of centres : X= 24,000; Y= 2,688

Distance between 2 centres : X= 1,000; Y= 1,000

Angle of the grid with respect to : the horizontal axis= -15,00; the vertical axis= -15,00

Number of centres in X / in Y direction : in X= 10; in Y= 10

Increment for circle radius : 0,250

Number of increments for circle radius : 20

Min abscissa of the circle emergence point : 0,000

Search type : Imposed passage point

Imposed passage point : X= 29,000; Y= -0,350

Number of slices : 100

Seismic properties : Yes

ah/g coefficient (horizontal acceleration) : 0,038

av/g coefficient (vertical acceleration) : 0,019

Results

Minimum safety factor : 1,6376

Coordinates of the critical centre and radius of the critical circle : N°= 881; X0= 28,90; Y0= 5,52; R= 5,86