

COMMITTENTE:



PROGETTAZIONE:



DIRETTRICE FERROVIARIA MESSINA – CATANIA – PALERMO

NUOVO COLLEGAMENTO PALERMO-CATANIA

U.O. INFRASTRUTTURE CENTRO

PROGETTO DEFINITIVO

TRATTA NUOVA ENNA - DITTAINO (LOTTO 4B)

GEOTECNICA

**FV01 - ANALISI TRIDIMENSIONALE DI STABILITÀ GLOBALE IN CONDIZIONI
SISMICHE PSEUDO-STATICHE**

SCALA:

-

COMMESSA LOTTO FASE ENTE TIPO DOC. OPERA/DISCIPLINA PROGR. REV.

RS3V 40 D 29 RH GE0005 021 A

Rev.	Descrizione	Redatto	Data	Verificato	Data	Approvato	Data	Autorizzato Data
A	Emissione esecutiva	L.Castellani	Febbraio 2020	M. Arcangeli	Febbraio 2020	F.Sparacino	Febbraio 2020	F. Arduini Febbraio 2020

Ordine degli Ingegneri della Provincia di Roma
n. 4532/2014
ITALFERR S.p.A.
Direzione Tecnica
Infrastrutture Centro
Dott. Ing. Fabrizio Arduini



**DIRETTRICE FERROVIARIA MESSINA-CATANIA-PALERMO
NUOVO COLLEGAMENTO PALERMO-CATANIA**
PROGETTO DEFINITIVO
TRATTA NUOVA ENNA-DITTAINO

FV01 - ANALISI TRIDIMENSIONALE DI STABILITÀ GLOBALE
IN CONDIZIONI SISMICHE PSEUDO-STATICHE

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RS3V	40	D 29 RH	GE0005 021	A	2 di 41

INDICE

1.	PREMESSA	3
2.	NORMATIVA E DOCUMENTI DI RIFERIMENTO.....	4
2.1	NORMATIVA DI RIFERIMENTO	4
2.2	DOCUMENTI DI RIFERIMENTO.....	4
2.3	SOFTWARE	4
3.	CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA.....	5
3.1	INDAGINI ESEGUITE.....	5
3.2	STRATIGRAFIA E PARAMETRI GEOTECNICI DI PROGETTO.....	5
3.3	FALDA.....	15
3.4	CATEGORIA SOTTOSUOLO SISMICA	15
4.	GEOMETRIA MODELLATA E STUDIO DELLA GRADONATURA	17
4.1	DIMENSIONE DEL MODELLO	17
4.2	GEOMETRIA DEL PIANO CAMPAGNA	18
4.3	GRADONATURA DI PROGETTO E PALI DI CONSOLIDAMENTO.....	19
5.	ANALISI INTERVENTO DI CONSOLIDAMENTO.....	22
5.1	PREMESSA.....	22
5.2	MODELLI COSTITUTIVI DEL TERRENO.....	22
5.3	PARAMETRI GEOTECNICI E STRATIGRAFIA.....	24
5.4	STRUTTURE ED ELEMENTI DI CONSOLIDAZIONE	29
5.5	FASI DI CALCOLO	32
5.6	ANALISI DI STABILITÀ GLOBALE	37

1. PREMESSA

Nella presente relazione si espone il modello geotecnico 3D alle differenze finite che include i 100 m finali della struttura di stazione, gli scatolari ferroviari di approccio all'edificio di stazione, lo scatolare stradale di monte ed i primi 50 m circa di rilevato ferroviario di linea (senza strutture portate, se non i binari). Il rilevato ha un'altezza media di circa 15 m misurati dal piede dell'edificio di stazione al piede del rilevato.

Nel seguito, dopo una sintesi delle indagini e della caratterizzazione geotecnica dell'area, si espongono le caratteristiche e i parametri del modello 3D, con particolare attenzione alle analisi di stabilità globale in condizioni sismiche pseudo-statiche.

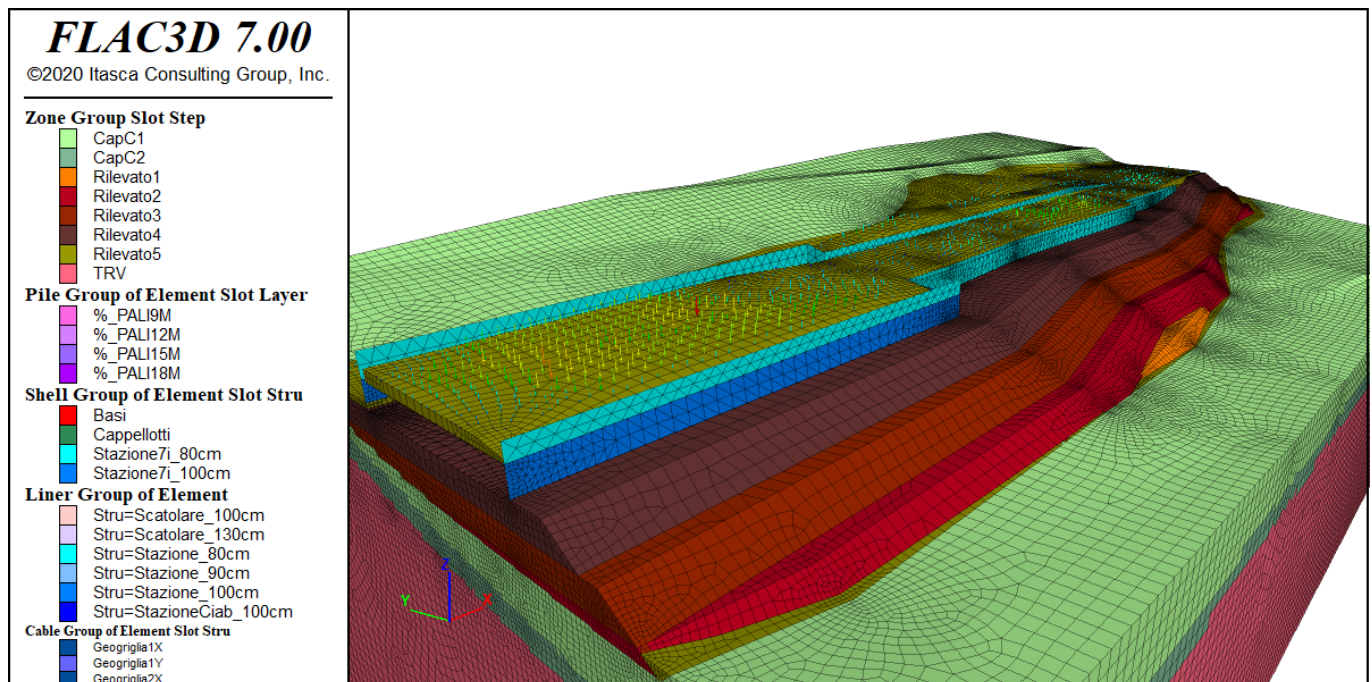


Figura 1. Modello geotecnico tridimensionale



DIRETTRICE FERROVIARIA MESSINA-CATANIA-PALERMO
NUOVO COLLEGAMENTO PALERMO-CATANIA
PROGETTO DEFINITIVO
TRATTA NUOVA ENNA-DITTAINO

FV01 - ANALISI TRIDIMENSIONALE DI STABILITÀ GLOBALE
IN CONDIZIONI SISMICHE PSEUDO-STATICHE

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RS3V	40	D 29 RH	GE0005 021	A	4 di 41

2. **NORMATIVA E DOCUMENTI DI RIFERIMENTO**

2.1 **Normativa di riferimento**

- [N.1]. Norme Tecniche per le Costruzioni, DM del 17/01/2018;
[N.2]. C.M. 21/01/2019 n.7: Istruzioni per l'applicazione delle "Norme tecniche per le costruzioni.

2.2 **Documenti di riferimento**

- [DC1]. RS3V 40 D09 RH GE0001 001 - Nuovo collegamento Palermo-Catania, tratta Nuova Enna - Dittaino. Progetto Definitivo. Relazione Geotecnica tratti all'aperto - Lotto 4b.
[DC2]. RS3V 40 D09 F6 GE0001 001 ÷ RS3V 40 D09 F6 GE0001 010 - Nuovo collegamento Palermo-Catania tratta Nuova Enna - Dittaino. Progetto Definitivo. Profilo geotecnico - Lotto 4B – 10 tavole.
[DC3]. RS3V 40 D29 RB FV0100 001 A - FV01-Stazione di Enna - Relazione di calcolo e stabilità rilevato
[DC4]. RS3V 40 D29 RB FV0100 002 A - FV01-Stazione di Enna - Relazione di calcolo e stabilità rilevato
[DC5]. RS3V 40 D29 RB FV0100 003 A - FV01-Stazione di Enna - Relazione di calcolo e stabilità rilevato

2.3 **Software**

- Flac3D versione 7.00.117, licenza n. 242-039-0044-22565.

3. CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA

Nel presente capitolo si riporta la caratterizzazione geotecnica per l'opera in esame, valutata sulla base dell'interpretazione delle indagini geotecniche svolte in prossimità dell'opera.

La stratigrafia di riferimento è individuata sulla base delle indagini eseguite in corrispondenza dell'opera, come rappresentate nel profilo stratigrafico longitudinale.

Per maggiori dettagli sulla caratterizzazione geotecnica si rimanda alla Relazione geotecnica generale [DC1].

3.1 Indagini eseguite

In corrispondenza dell'opera sono state eseguite le seguenti indagini in sito:

- sondaggi 4SD2 , 4A_S30, 4S10;
- DPSH08;
- Masw6-HVSR90;
- Stese geofisiche LS11, LS21, LS22 con restituzione tomografica.

In corrispondenza dei sondaggi sono stati prelevati campioni indisturbati e rimaneggiati per prove di laboratorio.

Nei sondaggi sono stati installati piezometri per il rilievo della falda.

3.2 Stratigrafia e parametri geotecnici di progetto

Sulla base dei risultati delle indagini (in sito ed in laboratorio) è stato intercettato a parire da p.c. cappellaccio alterato della formazione di base (unità cap-c) limoso argilloso sabbioso con spessore massimo 14.5 m ed a seguire la formazione di base argilloso marnosa **Formazione di Terravecchia** unità TRV, fino alla massima profondità investigata. In corrispondenza del sondaggio 4S10, verso monte inizia ad affiorare la Formazione di Terravecchia in facies arenarie e sabbie alternate con peliti (Unità TRVa).

Dalle stese geofisiche a restituzione tomografica, gli spessori delle coperture non sembrano variare in maniera significativa nelle sezioni tracciate, quindi la situazione stratigrafica appare sostanzialmente omogenea nell'area in esame.

Nei sondaggi sono stati installati piezometri che hanno rilevato livello massimo di falda a p.c..

Nel seguito si sintetizzano le caratteristiche geotecniche di progetto per le varie unità geotecniche, in accordo a quanto definito nella relazione geotecnica generale, a cui si rimanda per i dettagli.



DIRETTRICE FERROVIARIA MESSINA-CATANIA-PALERMO
NUOVO COLLEGAMENTO PALERMO-CATANIA
PROGETTO DEFINITIVO
TRATTA NUOVA ENNA-DITTAINO

FV01 - ANALISI TRIDIMENSIONALE DI STABILITÀ GLOBALE
IN CONDIZIONI SISMICHE PSEUDO-STATICHE

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RS3V	40	D 29 RH	GE0005 021	A	6 di 41

Cautelativamente, considerata l'importanza dell'opera, si prende a riferimento la situazione stratigrafica più cautelativa individuata dalle indagini fino ad ora eseguite.

Da 0.0 a 14.5 m Unità cap – c: Cappellaccio limoso sabbioso costituente la parte alterata della formazione di base

$\gamma = 19.5 \text{ kN/m}^3$	peso di volume naturale
$c' = 0 \div 5 \text{ kPa}$	coesione drenata
$\varphi' = 28^\circ$	angolo di resistenza al taglio
$c_u = 50 \div 70 \text{ kPa } z < 9.5\text{m}$	resistenza al taglio in condizioni non drenate
$c_u = 120 \text{ kPa } z > 9.5\text{m}$	
$V_s = 150 \div 350 \text{ m/s}$	velocità delle onde di taglio
$E_o = 100 \div 120 \text{ MPa } z < 9.5\text{m}$	modulo di deformazione elastico iniziale
$E_o = 250 \text{ MPa } z > 9.5\text{m}$	
$\text{Calfa} = 0.0015$	
$k = 6.0\text{E}^{-06} \div 7.0\text{E}^{-07} (1.0\text{E}^{-07}) \text{ m/s}$	permeabilità (valore medio)

da 14.5 m a 50.0 m: Unità TRV– Formazione di Terravecchia: argilla da debolmente marnosa a marnosa

$\gamma = 21.0 \text{ kN/m}^3$	peso di volume naturale
$c' = 15 \text{ kPa}$	coesione drenata
$\varphi' = 24^\circ$	angolo di resistenza al taglio
$V_s = 400 \div 600 \text{ m/s}$	velocità delle onde di taglio
$c_u = 200 \text{ kPa per } z < 25\text{m}$	resistenza al taglio in condizioni non drenate
$c_u = 300 \div 350 \text{ kPa } z > 25\text{m}$	
$E_o = 250 \div 400 \text{ MPa per } z < 25\text{m}$	Modulo di deformazione elastico iniziale
$E_o = 800 \div 1200 \text{ MPa per } z > 25\text{m}$	modulo di deformazione elastico iniziale
$E'_{op} = E_o/10 \text{ MPa}$	modulo di deformazione elastico operativo per analisi cedimenti rilevati
$\text{Calfa} = 0.0015$	
$k = 2.0\text{E}^{-08} \div 2.0\text{E}^{-06} (4.0\text{E}^{-08}) \text{ m/s}$	permeabilità(valore medio)

La falda è stata rilevata circa a p.c..

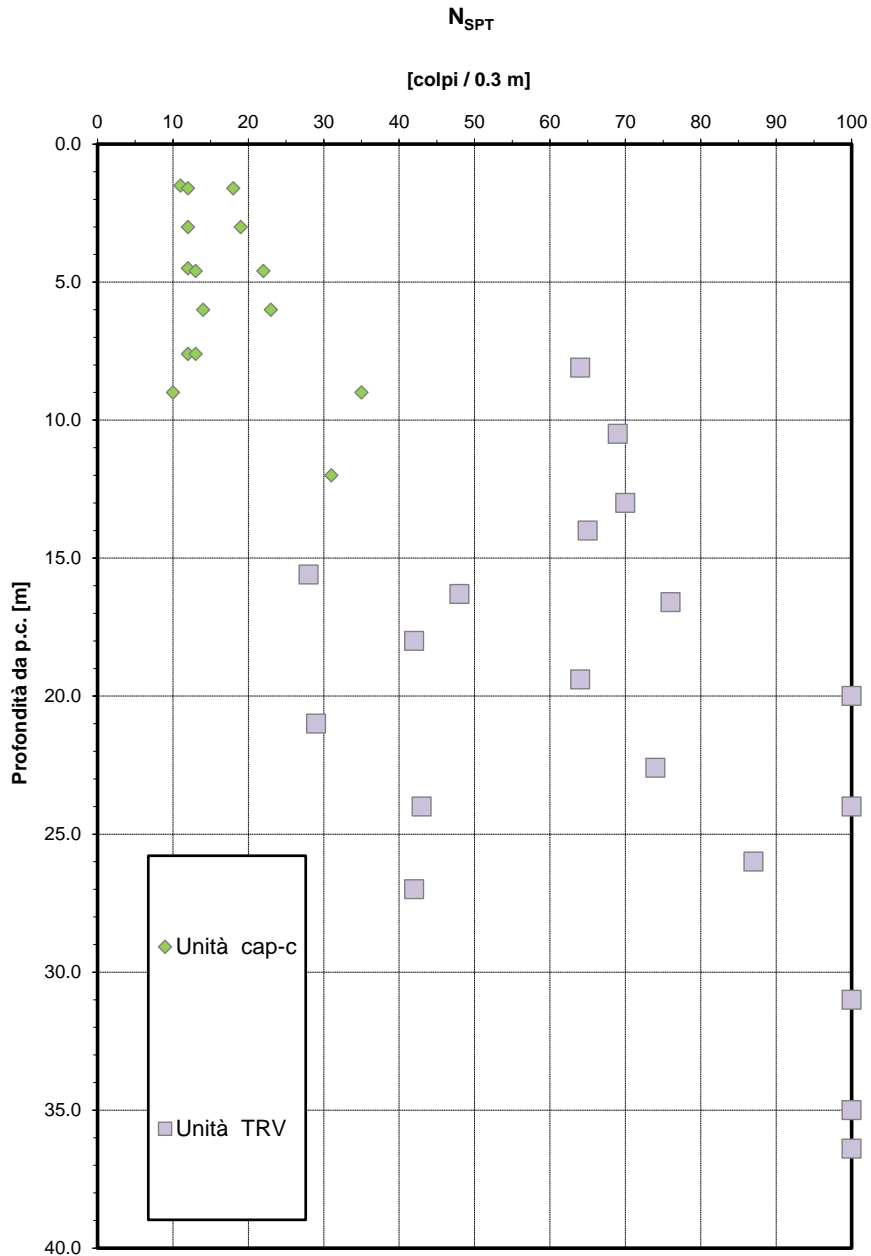


Figura 2 – Risultati prova SPT – Stazione Enna

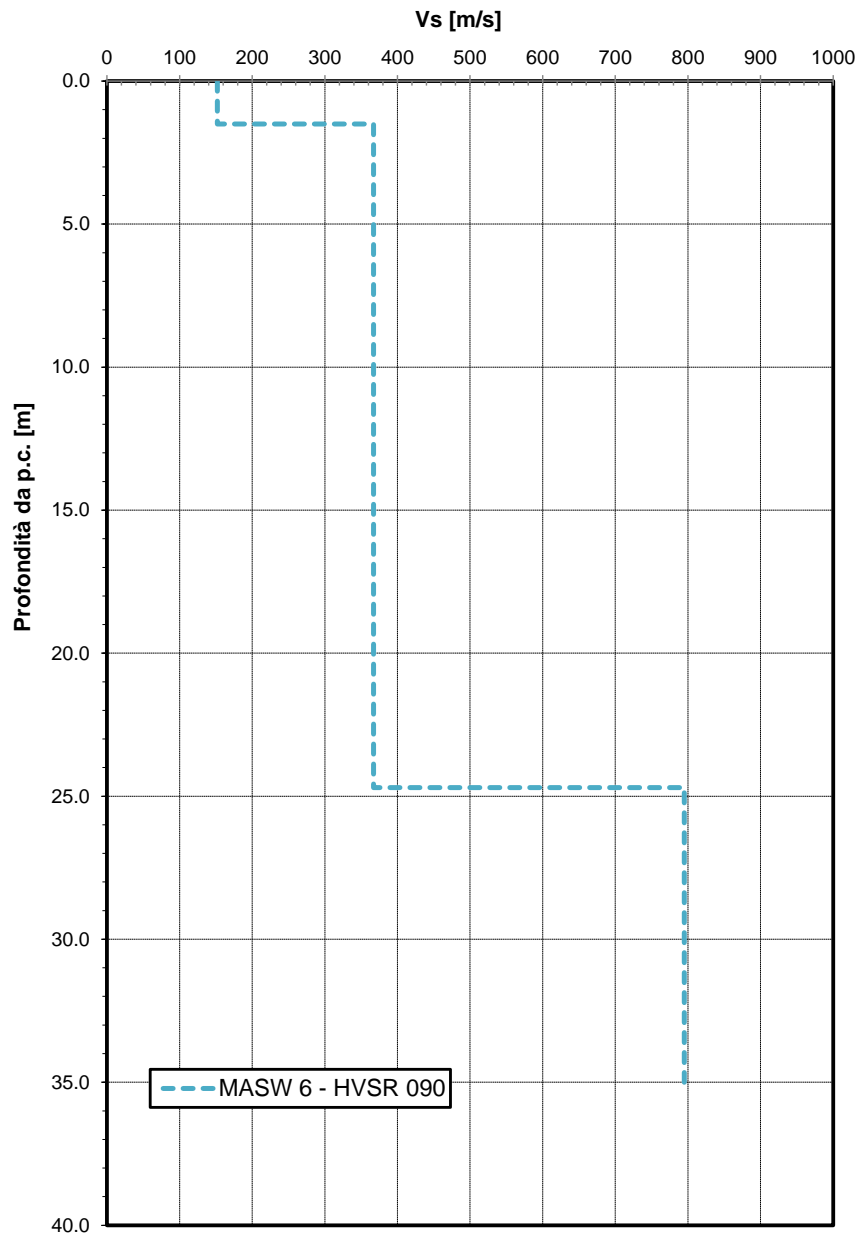


Figura 3 – Velocità delle onde di taglio V_s da prove Sismiche (MASW 6 – HVSr 090) – Stazione Enna

Modulo di deformazione elastico iniziale da prove SPT e sismiche

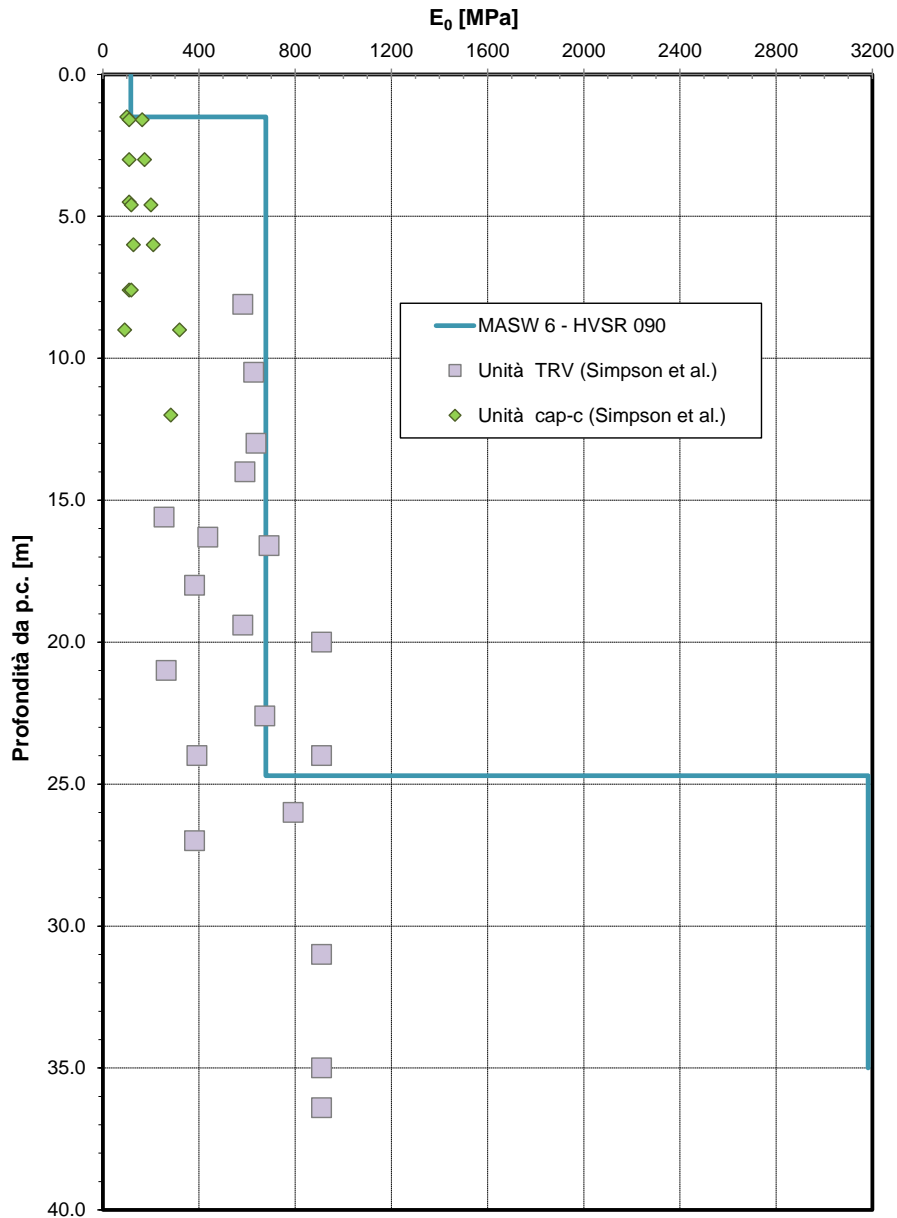


Figura 4 – Modulo di deformazione elastico iniziale da prove SPT e sismiche – Stazione Enna

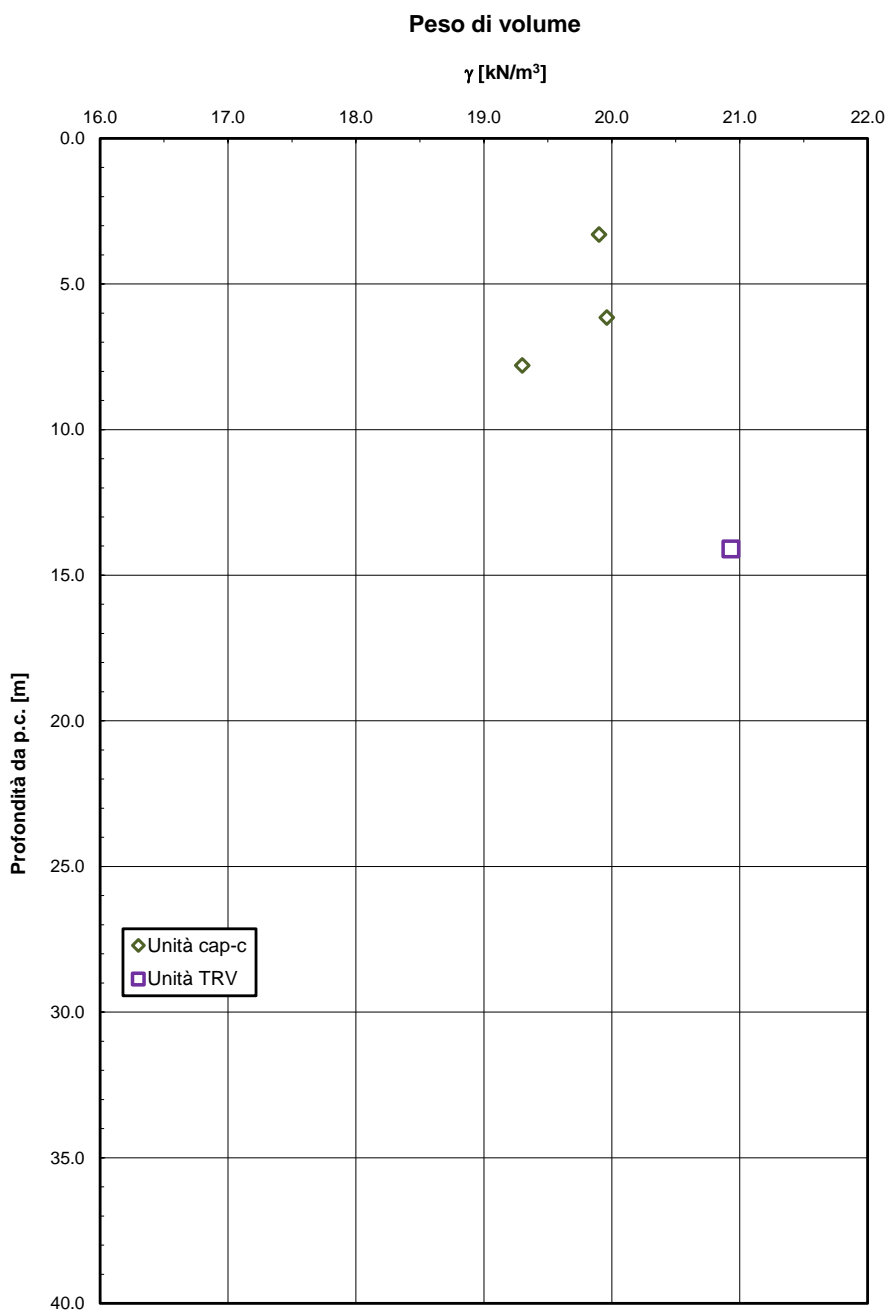


Figura 5 – Peso di volume – Stazione Enna

Andamento della resistenza al taglio non drenata

cu [kPa]

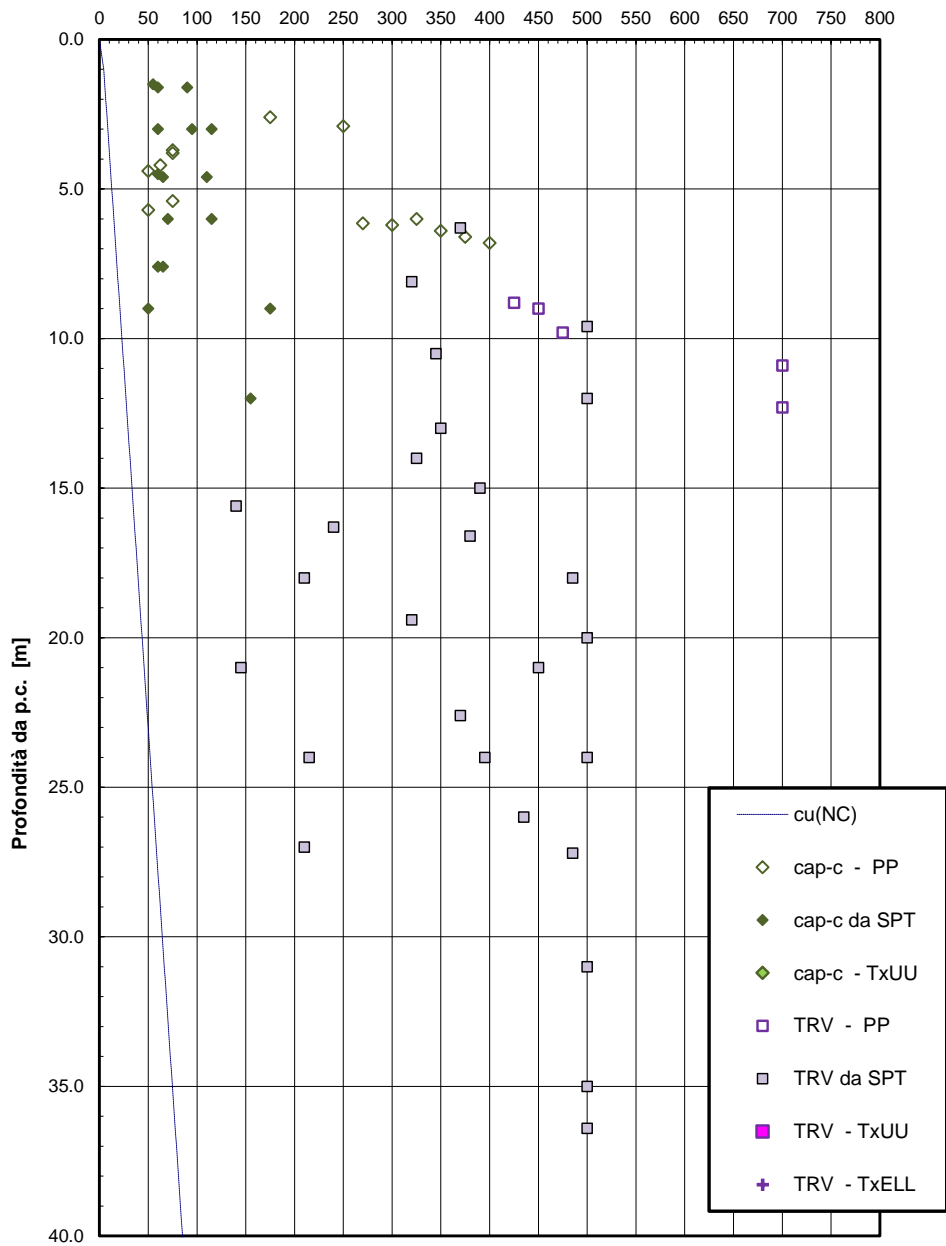


Figura 6 – Andamento della resistenza al taglio non drenata – Stazione Enna

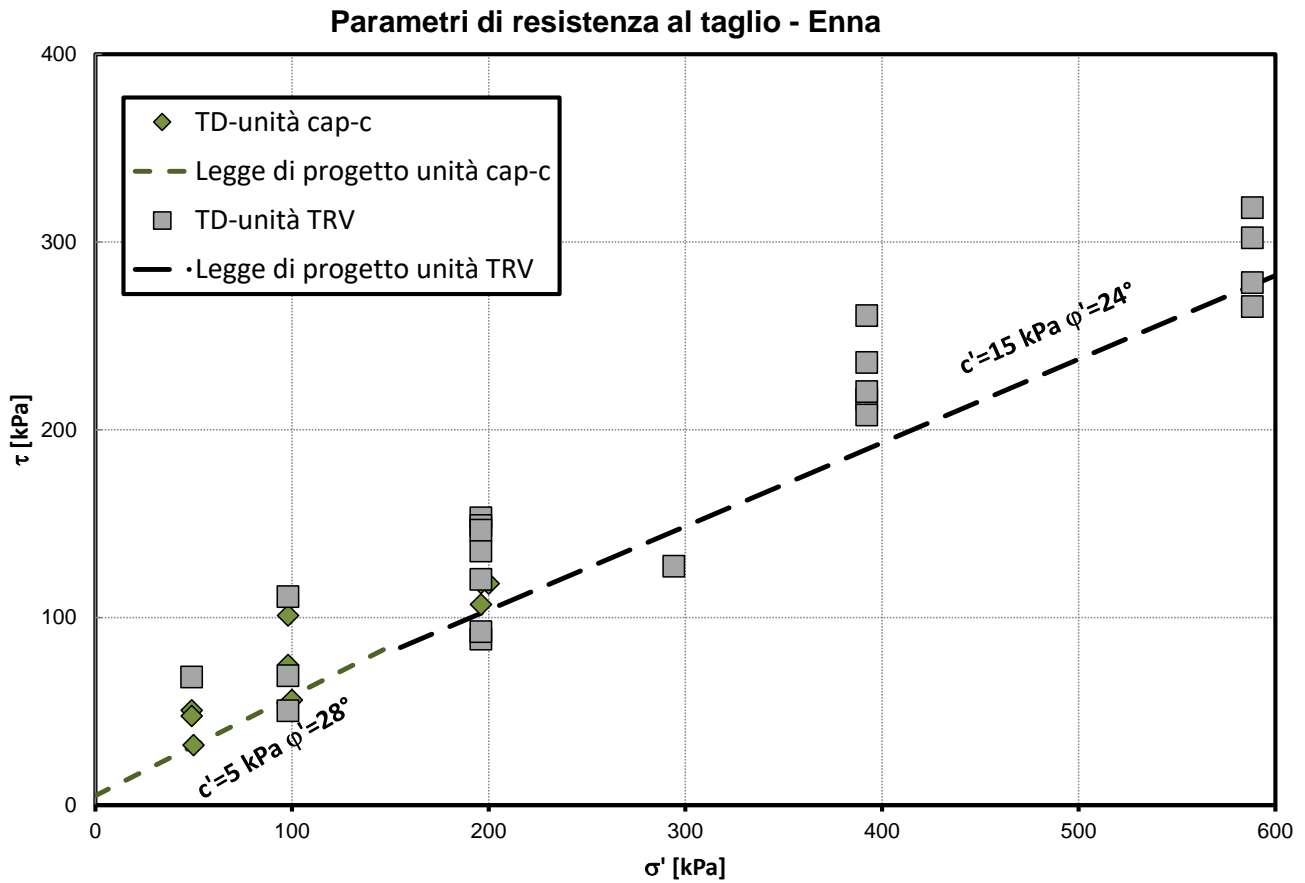


Figura 7 – Parametri di resistenza al taglio (laboratorio) – Stazione Enna

Permeabilità da prove Lefranc e Lugeon

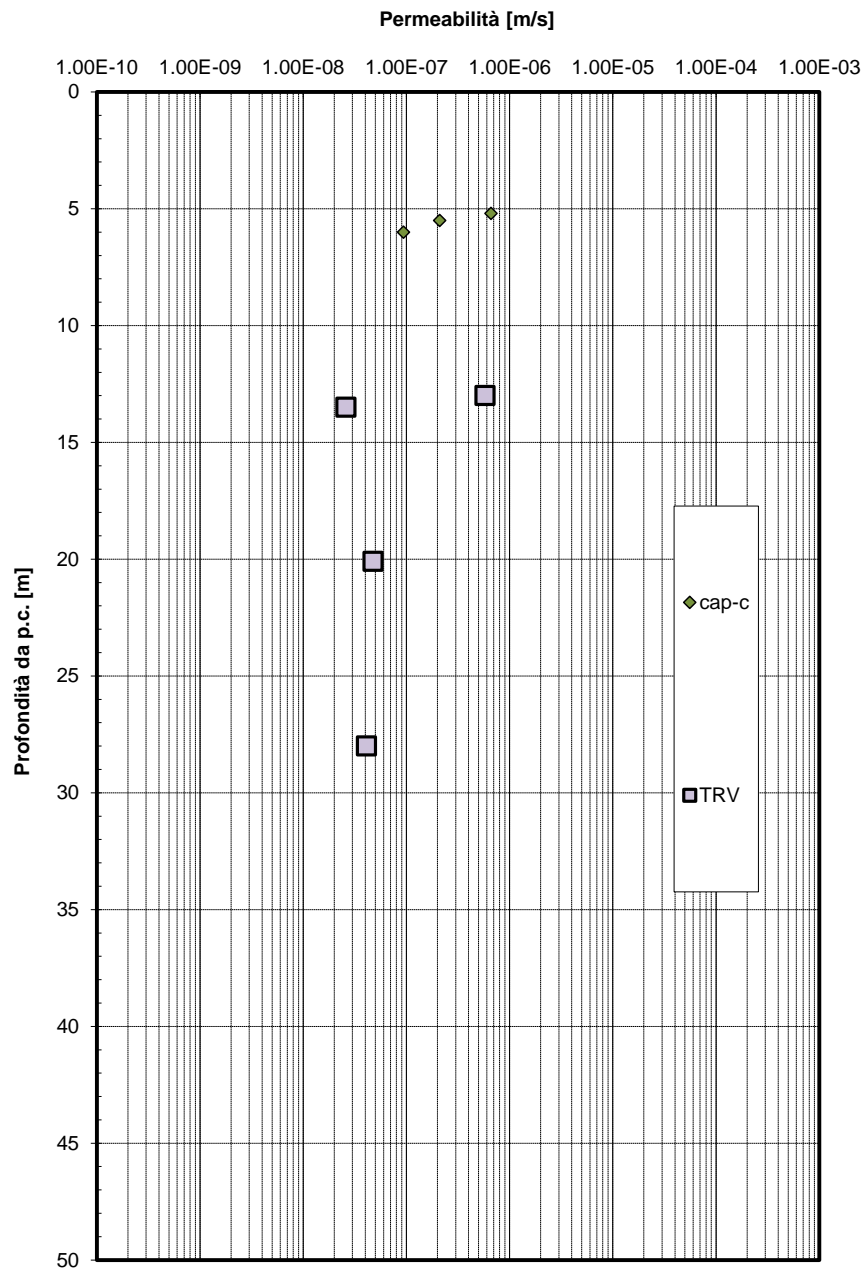


Figura 8 – Permeabilità da prove Lefranc e Lugeon – Stazione Enna

3.3 Falda

Nei sondaggi sono stati installati piezometri che hanno rilevato livello massimo di falda circa a p.c..

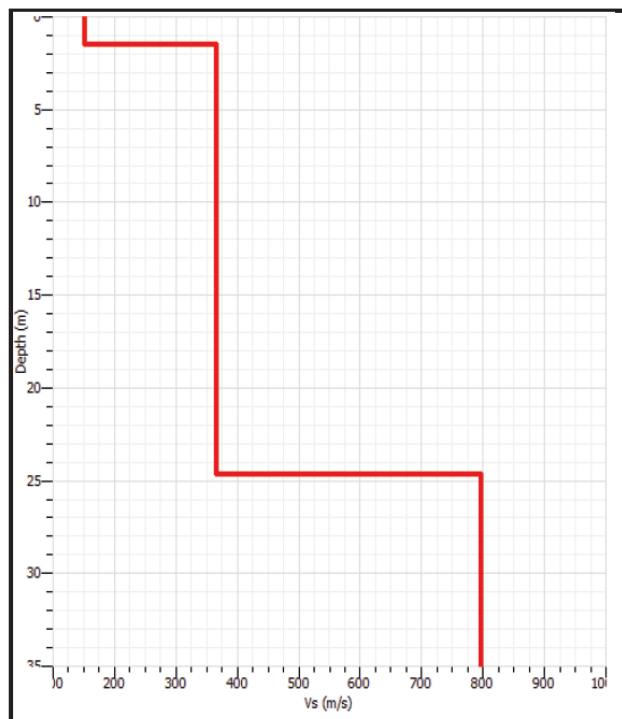
3.4 Categoria sottosuolo sismica

Da prova geosismica MASW (MASW 6 – HVSR 090) si è ottenuto un valore di $V_{s,eq} = 376$ m/s, definendo una categoria di sottosuolo nell'intorno del valore limite tra B e C. Dalle tomografie sismiche (vedasi stesa tomografica LS11) si definisce categoria sottosuolo C.

Per le analisi che seguono si considera la categoria di sottosuolo C, confermata dalle analisi di Risposta Sismica Locale in termini di accelerazione di ancoraggio al suolo.

Nelle figure seguenti si riportano i risultati delle indagini sismiche.

PROFILO VELOCITA' ONDE DI TAGLIO



CALCOLO VS30

SPESSORE	PROFONDITA'	Vs	SPESSORE/Vs
1.5	0	152	0.009868421
23.2	1.5	367	0.063215259
10.3	24.7	795	0.006666667
	35		0.079750347

$V_{s,eq} = 376$

Seismic classification of soils
(It. D.M. 17/01/2018) **B**

Figura 9 – $V_{s,eq}$ da prova sismica Masw

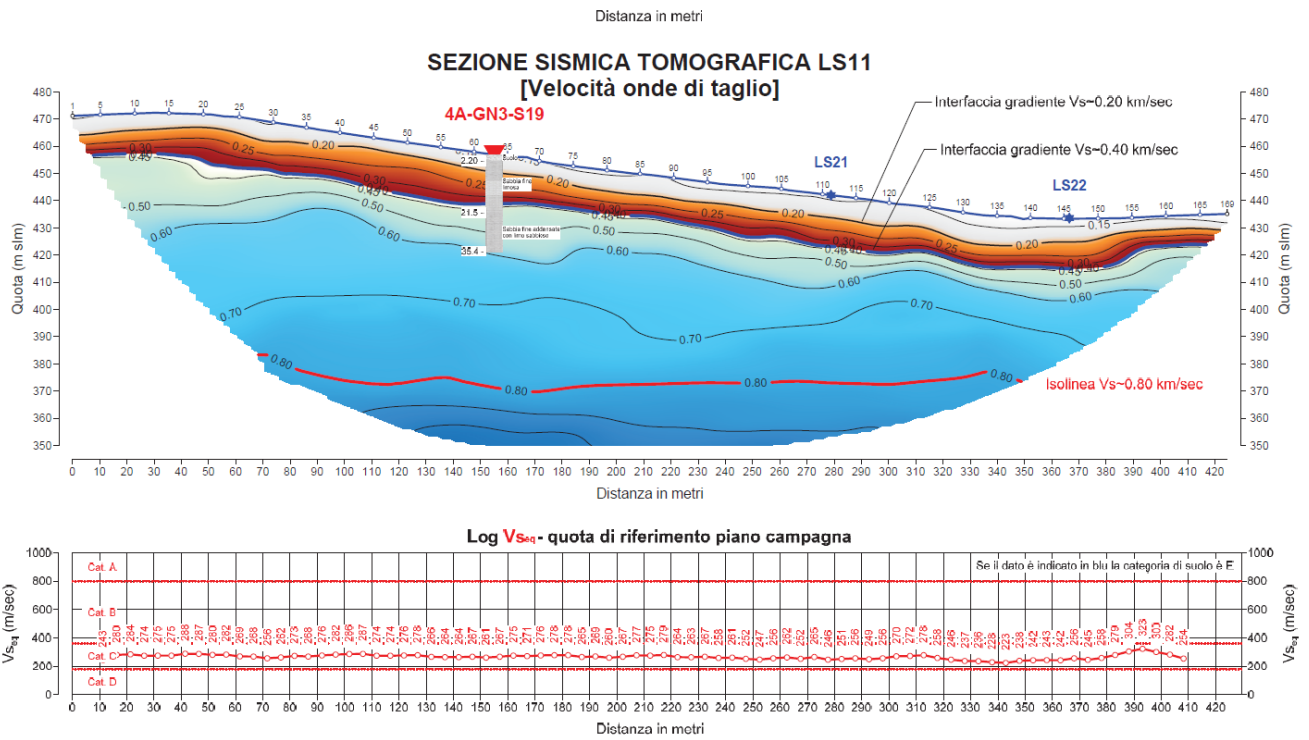


Figura 10 – $V_{s,eq}$ da tomografia sismica

Per l'opera è stata comunque eseguita una analisi di risposta sismica locale, per i risultati si rimanda all'apposito elaborato.

4. GEOMETRIA MODELLATA E STUDIO DELLA GRADONATURA

4.1 Dimensione del modello

Il modello tridimensionale studiato implementa la geometria rappresentata in Figura 11, che include una porzione di lunghezza pari a circa 100 m dell'edificio della stazione, le due strutture scatolari di approccio che sostengono il rilevato ferroviario e lo scatolare stradale di alleggerimento della viabilità di monte, posta a quota (453 m s.l.m.) circa 9 m al di sopra del piano di imposta di fondazione della stazione (444 m s.l.m.).

Su tale area si sviluppa l'importante rilevato di progetto, che presenta 4 banche orizzontali con differenze di quota di 5 m, di cui la maggiore a quota 444 m s.l.m. ha larghezza pari a circa 7.0 m dal ciglio alla parete esterna dell'edificio di stazione, mentre le altre, rispettivamente a quote 439, 434 e 429 m s.l.m., sono di larghezza 4.0 m e sono raccordate da scarpate di pendenza 2/3 (verticale/orizzontale).

Dallo studio geometrico effettuato emerge la necessità di realizzare le 4 banche solamente per un tratto di sviluppo circa 50 m in corrispondenza della sezione 14, mentre per il restante sviluppo sono sufficienti le 3 banche più alte.

Lo studio geometrico include, negli ultimi 50 m circa, il rilevato ferroviario di approccio privo di strutture portate (binari d linea).

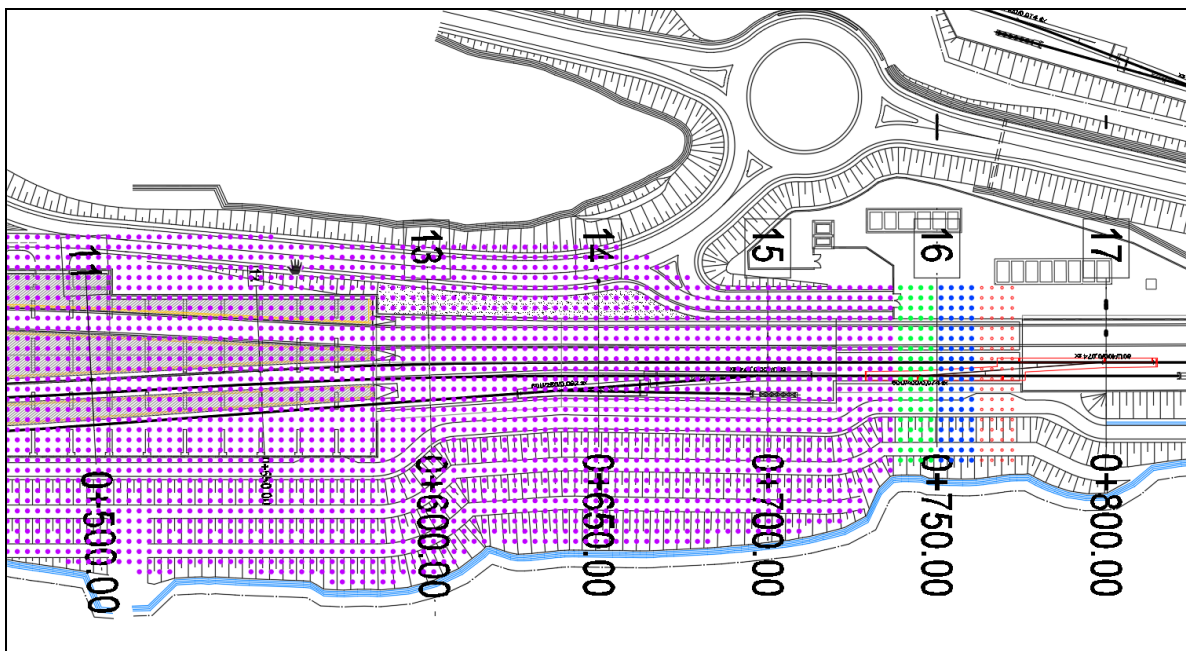


Figura 11. Porzione planimetrica implementata nel modello tridimensionale

La definizione del modello è operata principalmente tramite le sezioni di progetto dalla 11 alla 17, come mostrato in Figura 12, che ne mostra anche le dimensioni.

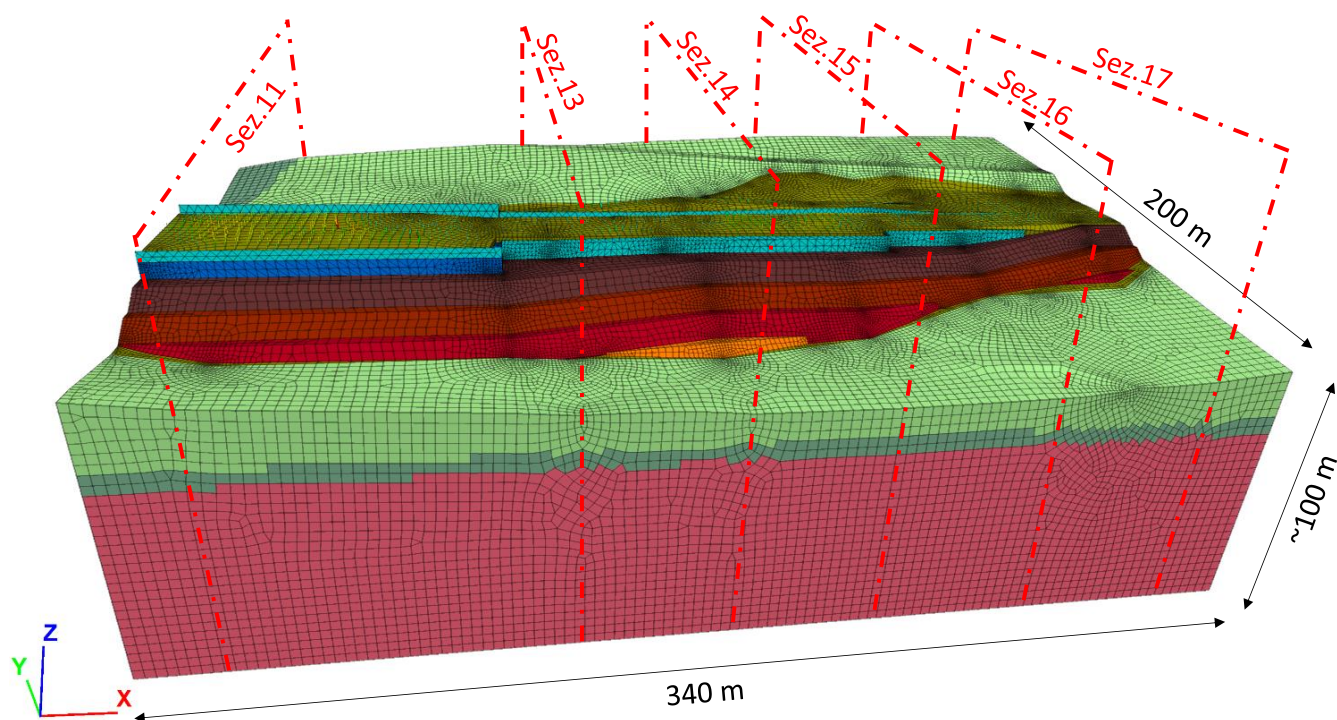


Figura 12. Dimensioni del modello e sezioni di progetto

4.2 Geometria del piano campagna

La modellazione del p.c. locale è resa possibile dal modello topografico digitale del terreno (DTM) disponibile in progetto. Al fine di ottenere una discretizzazione implementabile nel modello geotecnico alle differenze finite, la superficie del terreno è stata lievemente semplificata tramite un numero discreto di sezioni, opportunamente raffittite per cogliere le singolarità locali, interpolate linearmente fra loro.

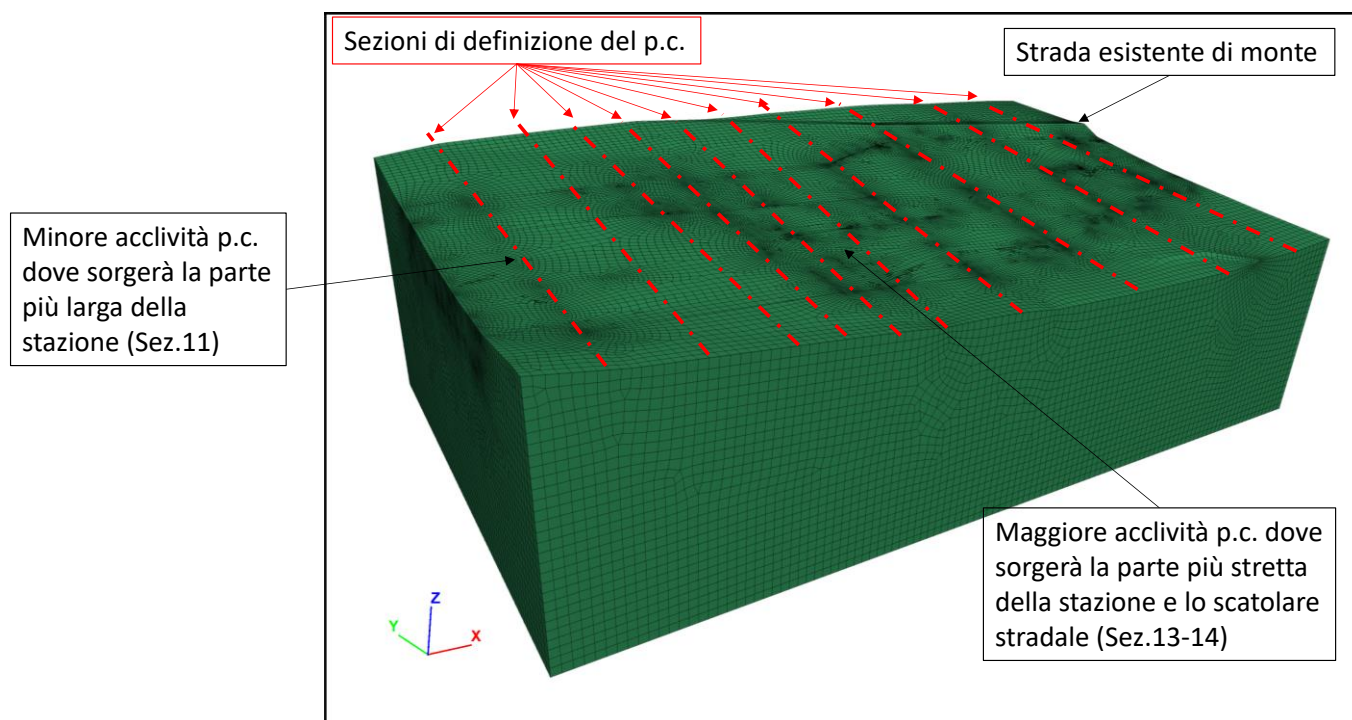


Figura 13. Definizione della superficie del p.c.

4.3 Gradonatura di progetto e pali di consolidamento

Lo scavo per la realizzazione della gradonatura ha richiesto un approfondimento geometrico delle sezioni di progetto, poiché il p.c. presenta una acclività inferiore nella parte iniziale (sezione 11) e finale (sezione 16), mentre vi è una pendenza maggiore nella “conca” centrale (sezioni 13 e 14). A partire dalla gradonatura di sezione 11 (cfr. Figura 14), rispettata fedelmente dal modello 3D, le gradonature delle altre sezioni sono state lievemente adattate, al fine di rispettare i criteri suddetti (cfr. Figura 15 e Figura 16). Le “piste” risultano omogenee, con pendenze longitudinali limitate, quasi interamente in scavo e di larghezza circa 9 m. La disposizione finale dei pali seguirà necessariamente la geometria dei gradoni, rispettando l’interasse longitudinale e trasversale di 3.0 m.

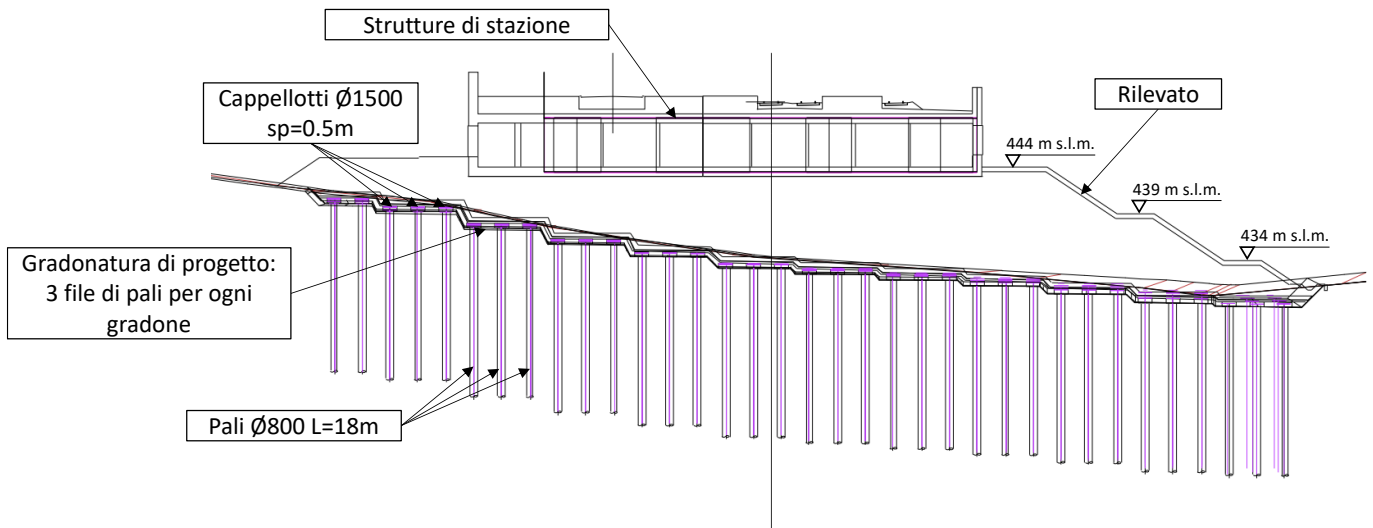


Figura 14. Sezione 11. Sovrapposizione tra sezione di progetto e porzione di geometria implementata nel modello

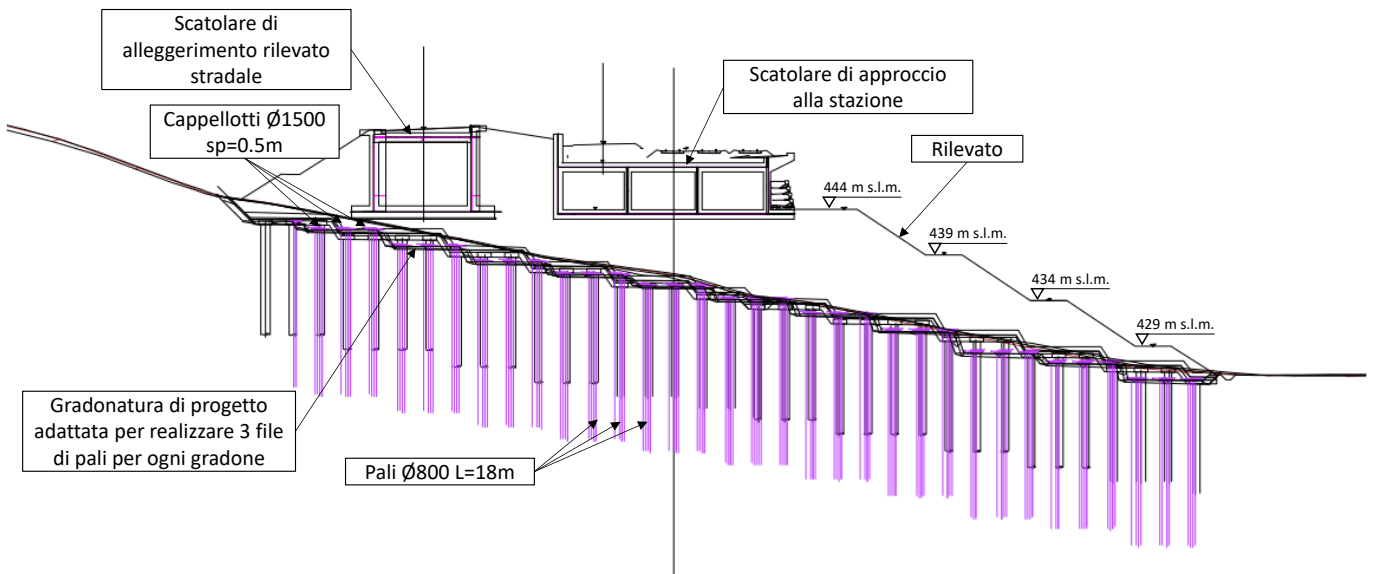


Figura 15. Sezione 14. Sovrapposizione tra sezione di progetto e porzione di geometria implementata nel modello

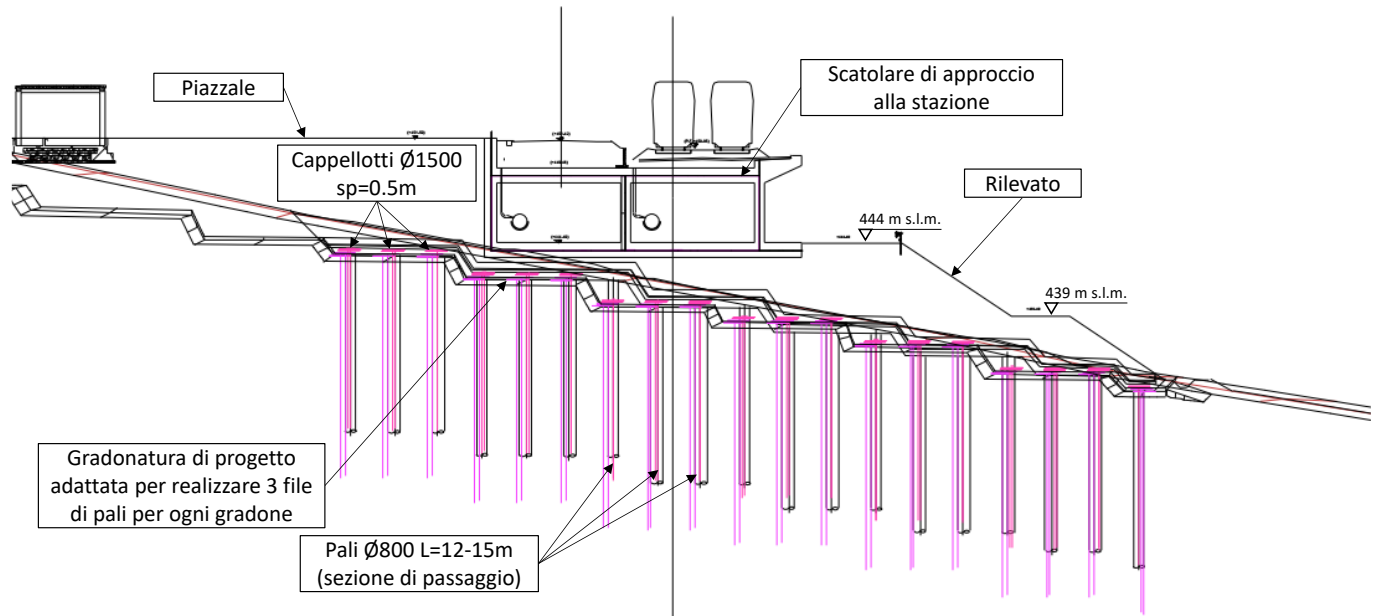


Figura 16. Sezione 16. Sovrapposizione tra sezione di progetto e porzione di geometria implementata nel modello

5. ANALISI INTERVENTO DI CONSOLIDAMENTO

5.1 Premessa

Per l'opera si prevede un intervento di consolidamento costituito da:

- Colonne di consolidamento CFA in c.a. Ø800mm di lunghezza da 9.0 a 18.0 m, disposti a maglia quadrata 3.0 m x 3.0 m, con armatura minima (8 Ø24, spirale Ø10 / 10 cm).
- Cappellotti di ripartizione in c.a. a testa palo, di diametro 1.50 m e spessore 0.50 m.
- Geogriglia di ripartizione con resistenza nominale $R > 500$ kN/m (direzione trasversale).

5.2 Modelli costitutivi del terreno

Per le analisi in oggetto si è utilizzato il codice 3D Fast Lagrangian Analysis of Continua (FLAC3D versione 7.00.117), che implementa il metodo delle Differenze Finite.

Il modello di calcolo è sviluppato con il legame costitutivo "Plastic Hardening – Small Strain", per i terreni naturali, che implementa l'incrudimento volumetrico del terreno e una legge di diminuzione della rigidità in funzione dello stato deformativo, unitamente a differenti percorsi tenso-deformativi per i rami di scarico-ricarico e di compressione vergine, quindi ideale per modellare terreni sovraconsolidati in per stimare i cedimenti in condizioni drenate.

Il legame costitutivo denominato "Plastic Hardening", corrispondente al noto Hardening Soil, ampiamente validato in letteratura, simula il comportamento del terreno tramite incrudimento tangenziale e volumetrico: se sottoposto a sforzo deviatorico, il terreno solitamente è soggetto ad una riduzione di rigidità, accompagnato da una deformazione plastica irreversibile.

Il modello costitutivo PH è formulato in base agli studi sull'incrudimento plastico (Schanz et al., 1999), caratterizzato dalle seguenti caratteristiche principali:

- Relazione iperbolica tensione-deformazione in compressione assiale non drenata (Duncan and Chang, 1970);
- sviluppo di deformazioni plastiche per stati tensionali deviatorici (incrudimento tangenziale);

- sviluppo di deformazioni plastiche per sola compressione (incrudimento volumetrico);
- rigidità dipendente dal livello tensionale tramite legge esponenziale;
- differente rigidità per percorsi tensionali di primo carico e di scarico-ricarico;
- memoria degli stati di pre-consolidazione;
- criterio di rottura di tipo Mohr-Coulomb.

Il modello è facile da calibrare sia tramite indagini in sito o di laboratorio. È ampiamente utilizzato e consolidato a livello internazionale, soprattutto per interazione terreno-struttura in casi di scavi profondi, gallerie, fondazioni e problemi di subsidenze, oltre ad varie applicazioni geotecniche.

Nel modello PH il modulo di Young è dipendente dal livello tensionale. In particolare il modulo per percorsi di scarico-ricarico E_{ur} è dato dalla seguente:

$$E_{ur} = E_{ur}^{ref} \left(\frac{c \cdot \cot \varphi - \sigma_3}{c \cdot \cot \varphi + p^{ref}} \right)^m$$

dove E_{ur}^{ref} è il valore del modulo di scarico-ricarico riferita alla pressione di riferimento p^{ref} . Il reale valore di E_{ur} dipende dalla tensione principale massima σ_3 , dalla coesione c , e dall'angolo di resistenza al taglio φ , oltre che dall'esponente m . Il modello PH inoltre adotta un'altra misura della rigidità, E_{50} , che identifica l'andamento dei percorsi di carico primari, ed è data dalla seguente espressione:

$$E_{50} = E_{50}^{ref} \left(\frac{c \cdot \cot \varphi - \sigma_3}{c \cdot \cot \varphi + p^{ref}} \right)^m$$

dove E_{50}^{ref} è un parametro del materiale, riferito alla pressione p^{ref} .

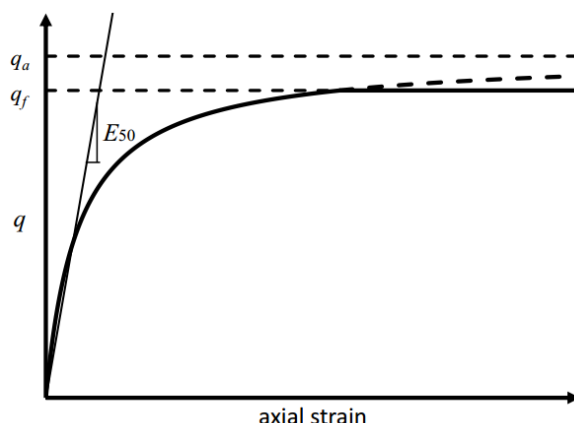


Figura 17. Relazione iperbolica tensione-deformazione per percorsi di carico primari

5.3 Parametri geotecnici e stratigrafia

In base alle relazioni sopra esposte, l'andamento dei parametri geotecnici con la profondità implementati nel modello è stato opportunamente calibrato dai risultati delle indagini disponibili per l'area in esame. In particolare, la legge di deformabilità del terreno con la profondità, è tarata sulla base delle velocità delle onde di taglio V_s derivanti dalle correlazioni indirette dalle prove SPT e dalle misure dirette dalla prova MASW. Il profilo di progetto delle V_s è definito coerentemente a quanto già assunto nelle analisi 2D (cfr. [DC3], [DC4], [DC5]), come rappresentato in Figura 18, in cui sono sovrapposti i risultati delle indagini. Anche la stratigrafia di calcolo è stata definita in coerenza con le analisi 2D, attribuendo passaggi stratigrafici a pendenza circa costante su tutto il volume modellato alle profondità di progetto (9.5 e 14.5 m da p.c.).

Per quanto riguarda il legame costitutivo Plastic-Hardening, il profilo delle onde di taglio V_s di progetto è implementato direttamente nel modello 3D (cfr. Figura 20). Esso consente di definire la legge costitutiva, puntualmente per le singole zone del modello 3D: ipotizzando la densità del terreno, si ricava direttamente il modulo a taglio per piccole deformazioni G_0 , ed assumendo il coefficiente di Poisson $\nu = 0.27$, il modulo di Young per piccole deformazioni E_0 . Nella seguente tabella sono esposti i parametri di progetto implementati nella analisi. Il modulo "operativo" secante E_{50} per i percorsi di primo carico, utile alla definizione della curva del legame costitutivo di Figura 17, è assunto cautelativamente pari ad 1/14 del modulo iniziale E_0 , al fine di ottenere

parametri analoghi a quelli già implementati nelle analisi 2D (cfr. [DC3], [DC4], [DC5]), mentre il modulo per i percorsi tensionali di scarico e ricarico E_{ur} è assunto pari a 3.0 volte E_{50} .

Tabella 1. Parametri geotecnici di calcolo

Unità [--]	z [m da p.c.]	γ_{dry} [kN/m ³]	indice vuoti e [-]	porosità n [-]	γ_{sat} [kN/m ³]	$k_{0,NC}$ [--]	OCR [--]	k_0 [--]	c' [kPa]	ϕ' [deg]	v_{ref} [---]	p_{ref} [kPa]
CapC1	0.0	15.6	0.65	0.39	19.5	0.53	3.0	0.889	5	28°	0.27	101.3
	-9.5	15.6	0.65	0.39								
CapC2	-9.5	15.6	0.65	0.39	19.5	0.53	3.0	0.889	5	28°	0.27	101.3
	-14.5	15.6	0.65	0.39								
TRV	-14.5	17.1	0.65	0.39	21.0	0.59	3.0	0.927	15	24°	0.27	101.3
	-40.0	17.1	0.65	0.39								
TRVinf	-40.0	17.1	0.65	0.39	21.0	0.59	3.0	0.927	15	24°	0.27	101.3
	-120.0	17.1	0.65	0.39								
Rilevato	20.0				19.0	0.38	1	0.384	0	38°	0.27	101.3
	0.0											

Unità [--]	Vs [m/s]	G ₀ [kPa]	E ₀ [kPa]	K ₀ [kPa]	E ₀		E _{50,ref} [kPa]	E _{ur ref}		E _{50 ref} [kPa]	γ_{07} [--]
					E ₅₀ [kPa]	m		E _{50 ref} [kPa]	E _{0ed ref} [kPa]		
CapC1	80	12480	31699	22970	14	0.99	22127	3.0	0.80	5.0E-04	
	240	112320	285293	206734			24886				
CapC2	243	115146	292470	211935	14	0.99	25512	3.0	0.80	5.0E-04	
	300	175500	445770	323022			26618				
TRV	300	189000	480060	347870	14	0.99	25437	3.0	0.80	5.0E-04	
	493	510403	1296423	939437			28578				
TRVinf	493	510403	1296423	939437	14	0.99	28578	3.0	0.80	5.0E-04	
	900	1701000	4320540	3130826			33845				
Rilevato	190	68590	174219	126245	3.5		50000				
	190	68590	174219	126245							

Velocità delle onde di taglio da prove SPT e sismiche

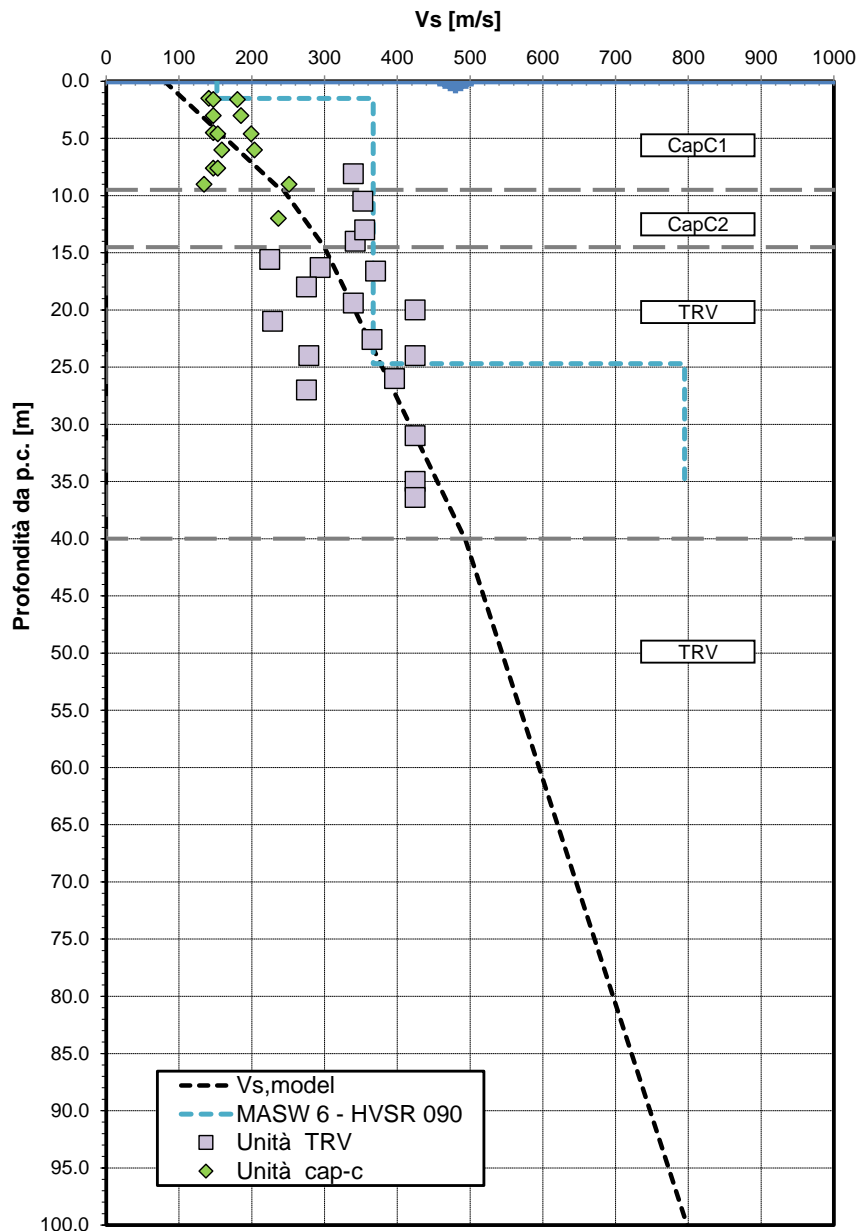


Figura 18 – Andamento delle velocità delle onde di taglio con la profondità

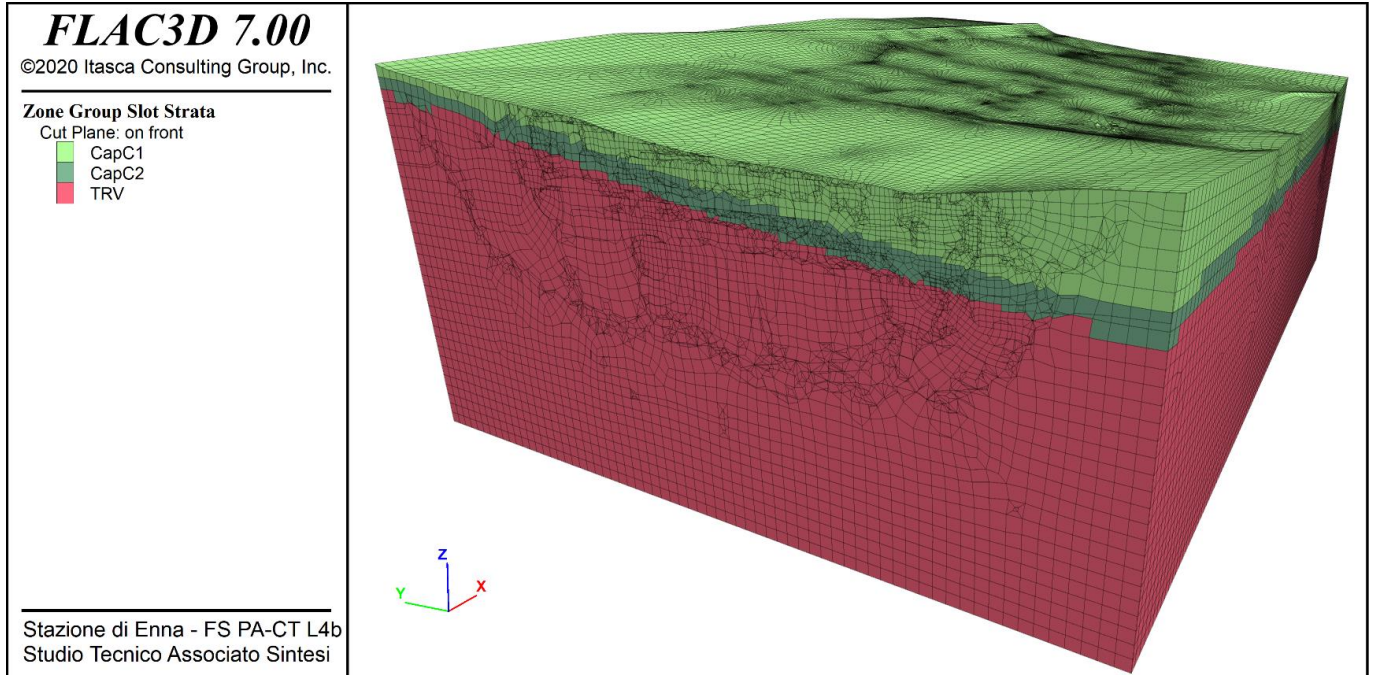


Figura 19. Stratigrafia implementata nel modello tridimensionale

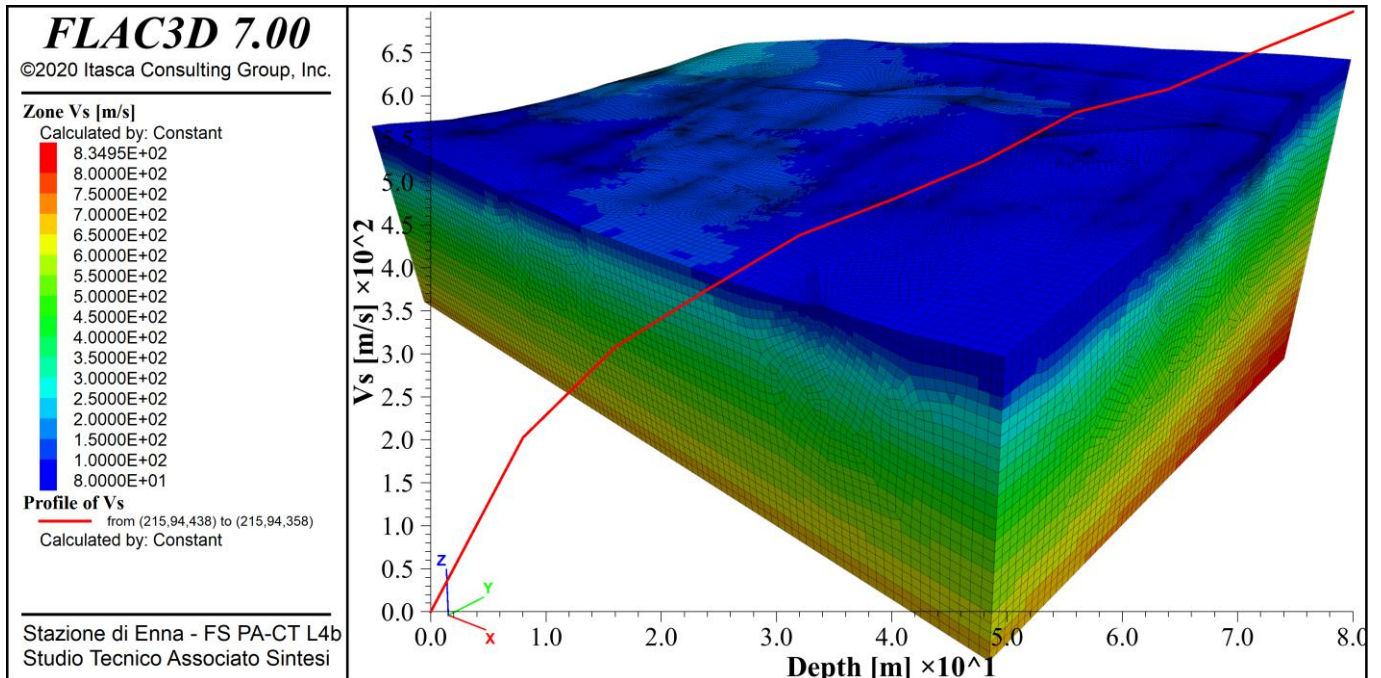


Figura 20. Implementazione delle Vs nel modello tridimensionale

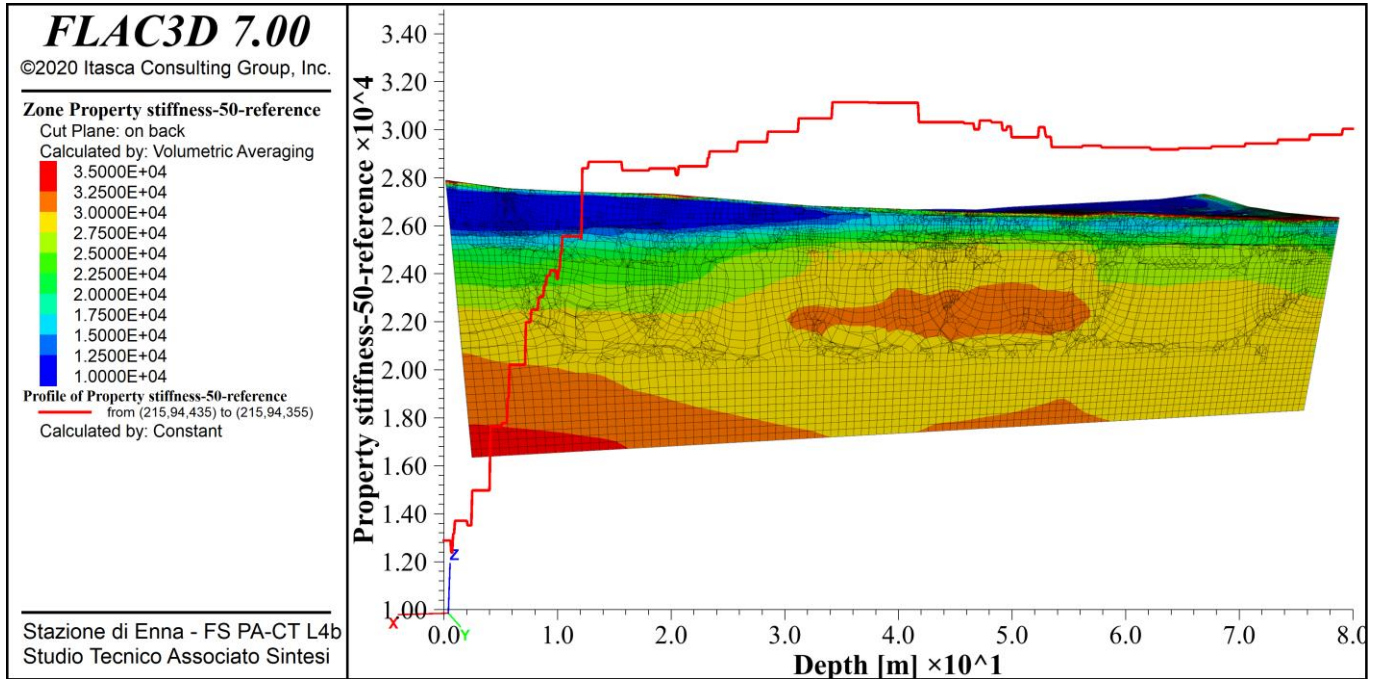


Figura 21. Distribuzione di E_{50}^{ref} e profilo su una verticale

5.4 Strutture ed elementi di consolidazione

Il modello tridimensionale è completo di tutti gli elementi strutturali e di consolidamento previsti in progetto.

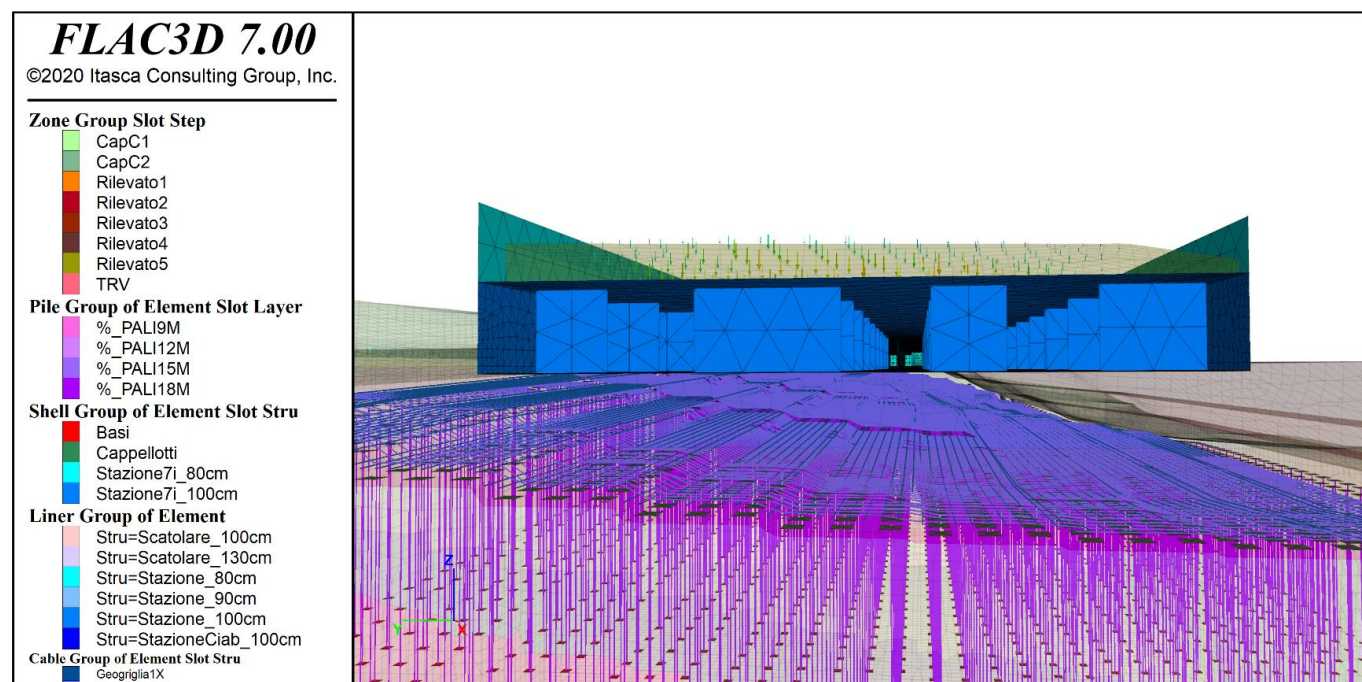


Figura 22. Strutture implementate

Ciascun palo di consolidamento è implementato tramite 3 elementi strutturali:

- Il fusto del palo è implementato con elementi monodimensionali tipo *embedded pile*, caratterizzati da inerzia e area date dalla sezione circolare Ø800, lunghezza caratteristica dell'elemento (9, 12, 15, 18 m), caratteristiche elastiche del c.a. ($E = 30 \text{ GPa}$, $\nu = 0.18$), ed appositi elementi di interfaccia che ne modellano l'interazione con gli elementi di volume; in particolare la resistenza laterale assiale è caratterizzata da $\tau = 0.7 \cdot \tan \phi$
- La testa del palo è modellata con elementi bidimensionali tipo *shell* di superficie quadrata equivalente al cappellotto in c.a., di diametro 1.50 m, con spessore 0.50 m e caratteristiche elastiche del c.a.; tali elementi, connessi rigidamente agli elementi di volume, consentono al palo di assorbire la giusta aliquota di tensione verticale trasmessa dal rilevato;
- La base del palo è modellata con elementi *shell*, analogamente ai capellotti in c.a., ma con area equivalente alla sezione del palo, di diametro Ø800, al fine di trasmettere correttamente la tensione verticale agli elementi di volume

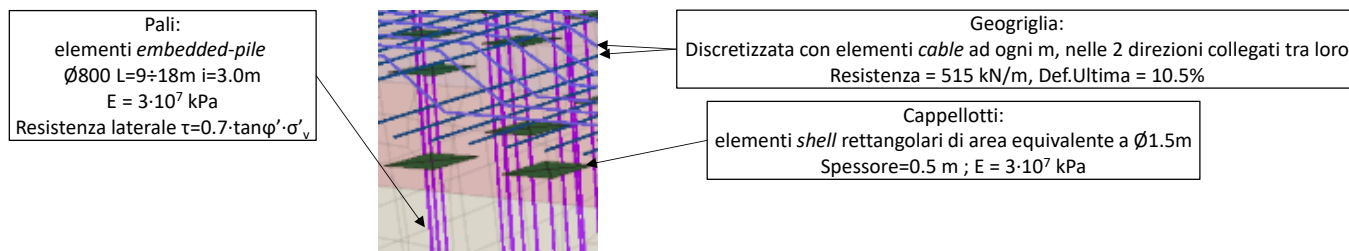


Figura 23. Ingrandimento degli elementi di consolidamento alla base del rilevato.

La geogriglia è discretizzata con elementi monodimensionali tipo *cab*, posti ad ogni metro sia in direzione trasversale che longitudinale, a quota pari a 0.50 m al di sopra dei cappellotti in c.a.. Tali elementi, rigidamente connessi agli elementi di volume, sono in grado di assorbire solamente le azioni assiali. Ad essi è attribuita una resistenza pari a 515 kN/m a trazione, resistenza nulla a compressione, ed una rigidità tale per cui la deformazione ultima risulti pari a 10.5%.

Gli elementi strutturali che caratterizzano la stazione, gli scatolari di approccio ferroviari e lo scatolare stradale, sono modellati con elementi bidimensionali tipo *liner* (in grado di distaccarsi dagli elementi di volume ed interagire con legami attritivi, per gli elementi a contatto col terreno) e tipo *shell* (disconnessi dagli elementi di volume e connessi rigidamente ai *liner*, per i setti interni o non a contatto con il terreno); ad essi sono attribuite proprietà elastiche del c.a. (E = 30 GPa, $\nu = 0.18$), e proprietà inerziali date dai seguenti spessori:

- Per la struttura di stazione: fondazione copertura e setti interni di spessore 1.0 m
- Per gli scatolari di approccio alla stazione: fondazione di spessore 1.0 m, copertura 0.9 m, pareti laterali e setti interni 0.8 m
- Per lo scatolare stradale di alleggerimento: fondazione di spessore 1.3 m, copertura e pareti 1.0 m

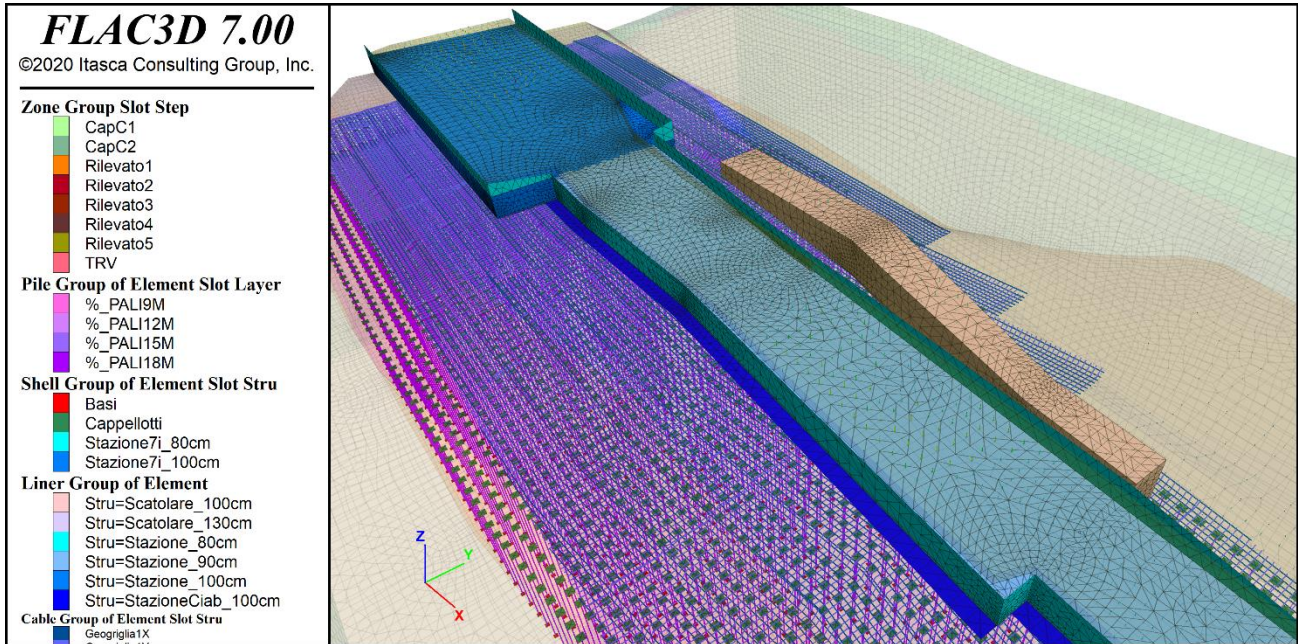


Figura 24. Strutture di stazione, scatolari di approccio ferroviario e scatolare di alleggerimento stradale

5.5 Fasi di calcolo

L'analisi implementa le principali fasi esecutive previste per la realizzazione dell'opera, a partire dall'inizializzazione dello stato attuale, riproducendo il probabile percorso tensionale dell'area studiata.

L'analisi implementa le seguenti fasi di calcolo:

- Inizializzazione dello stato tensionale, negli elementi di volume che rappresentano lo stato attuale dell'area di studio
- Scavo della gradonatura, descritto al paragrafo 4.3, per la corretta generazione degli elementi di consolidamento e per la posa delle fasi di rilevato
- Realizzazione dei pali di consolidamento, di lunghezza 9÷18 m, interasse longitudinale e trasversale di 3.0 m, generati nel modello in un'unica fase, rispettando la geometria e le quote imposte dai gradoni di ammorsamento del rilevato
- Realizzazione del rilevato fino a quota 429 m s.l.m.
- Realizzazione del rilevato fino a quota 434 m s.l.m.
- Realizzazione del rilevato fino a quota 439 m s.l.m.
- Realizzazione del rilevato fino a quota 444 m s.l.m., che costituisce il piano di posa delle strutture in elevazione
- Completamento dell'opera: realizzazione delle strutture in elevazione, completamento del rilevato; al rilevato presente sopra il piano ferroviario è applicato un sovraccarico aggiuntivo permanente, tale per cui la pressione complessiva scaricata dall'edificio di stazione corrisponda circa a 100 kPa; nella porzione tra la fine dello scatolare stradale e la sezione 16, per uno sviluppo longitudinale di circa 30 m, è stato inserito un volume di rilevato alleggerito, caratterizzato da un peso di volume di 13 kN/m³
- Fase di Esercizio, con applicazione alle superfici del piano ferroviario, di un carico accidentale aggiuntivo di 20 kPa, su tutta l'area della copertura; anche alla sede stradale della viabilità di monte si applica il carico accidentale di 20 kPa, mentre al piazzale dalla progressiva 0+720 in poi, si applica il carico accidentale di 20 kPa.

Nelle seguenti immagini sono rappresentate le principali fasi modellate nell'analisi.

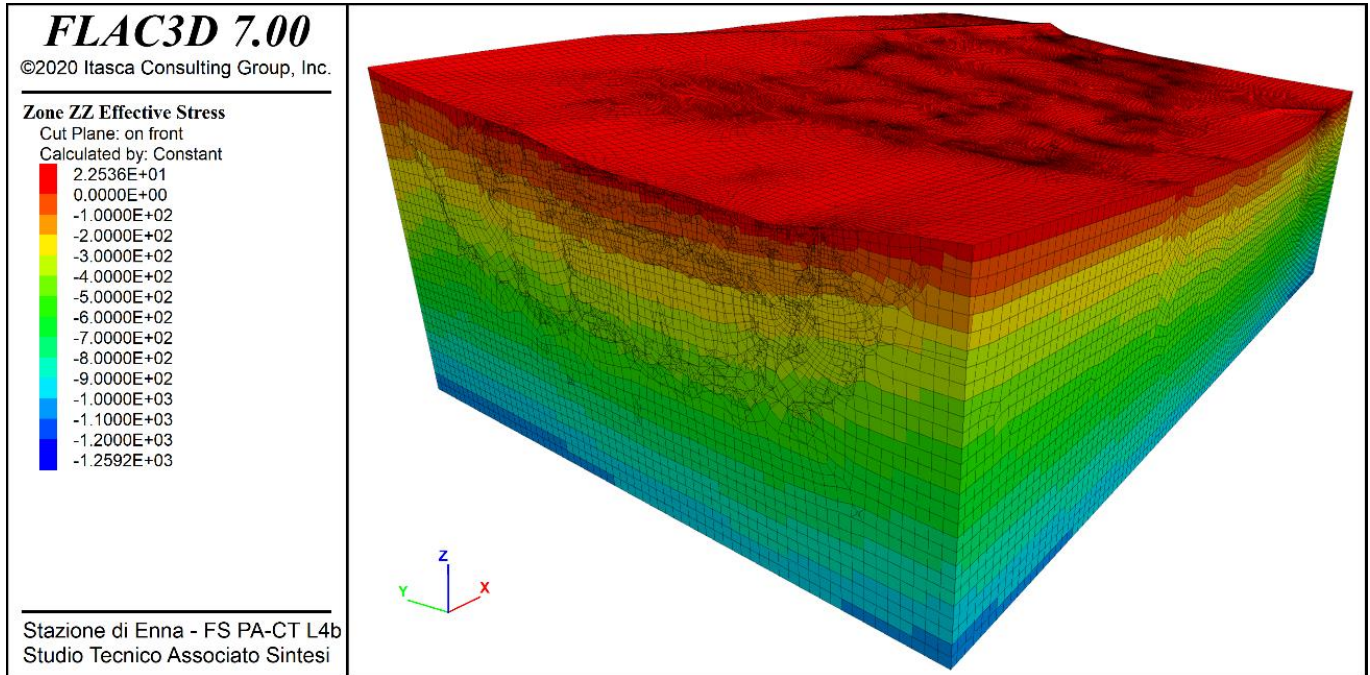


Figura 25. Tensioni verticali efficaci allo stato iniziale

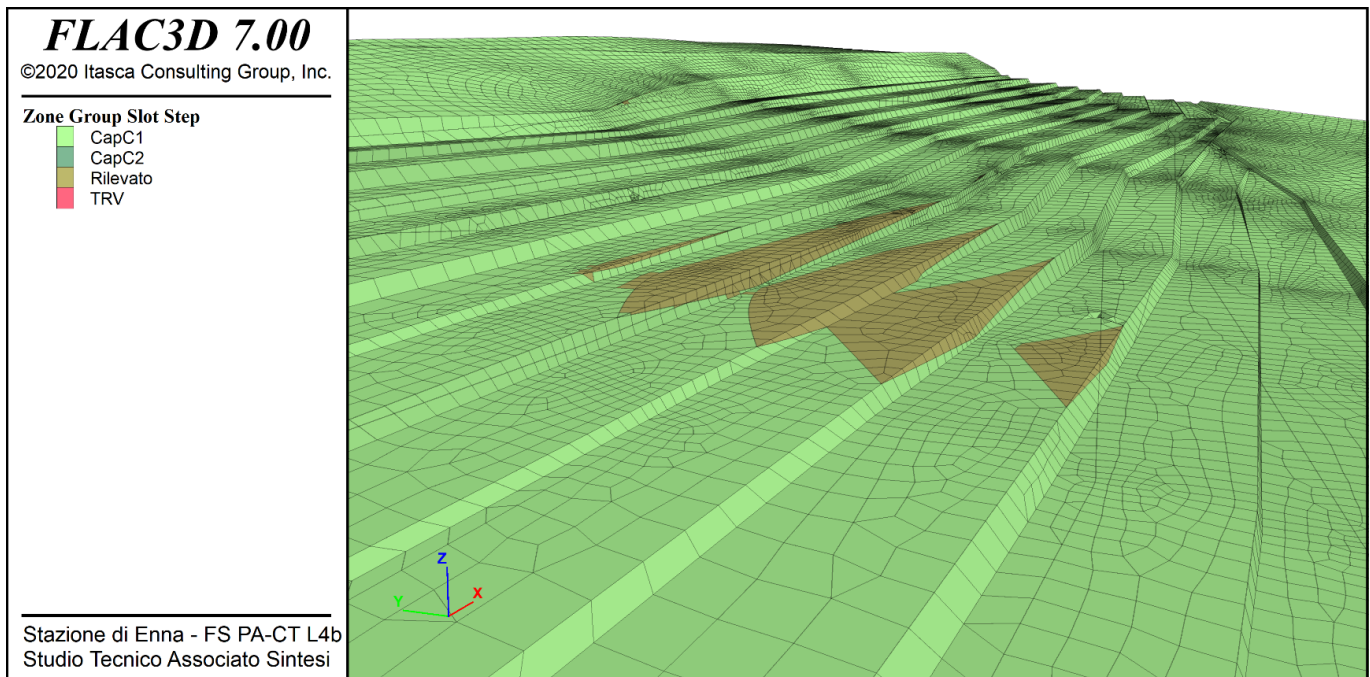


Figura 26. Scavo e gradonatura – ingrandimento sulla porzione in rilevato

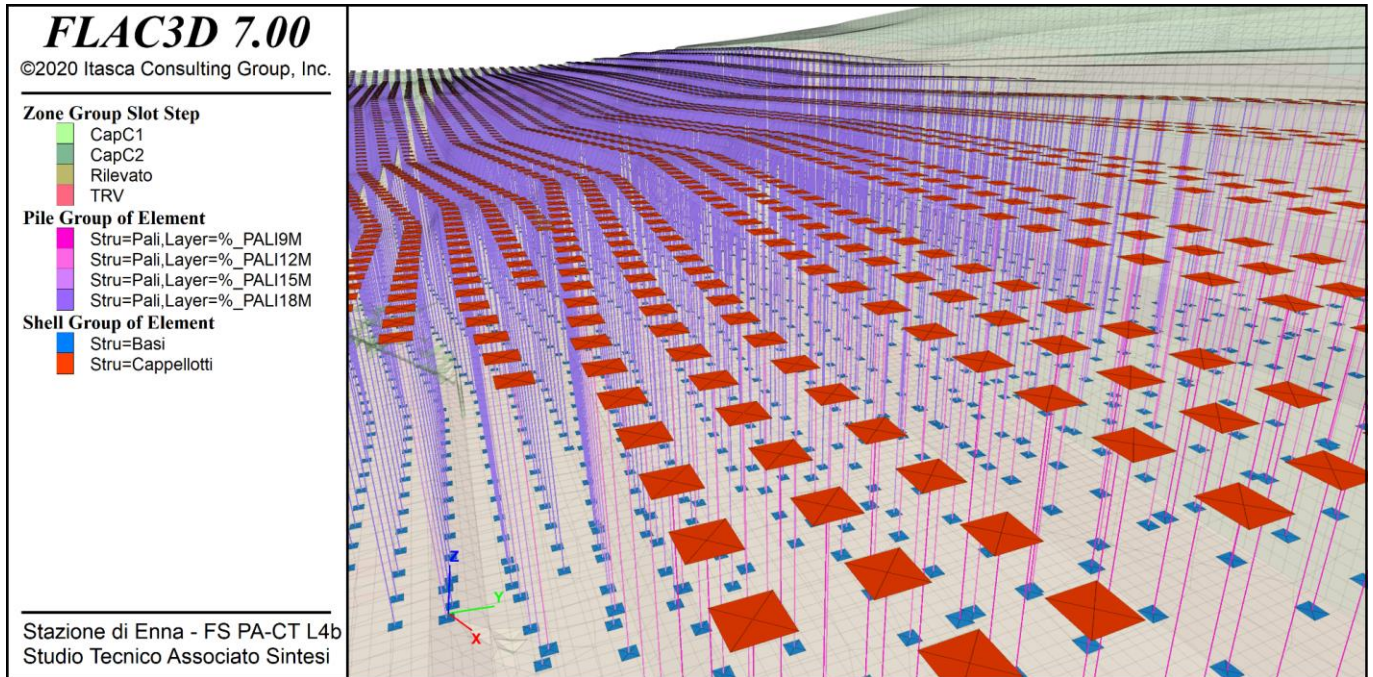


Figura 27. Pali di consolidamento (embedded pile) cappellotti in c.a. (shell rossi) e base dei pali (shell blu)

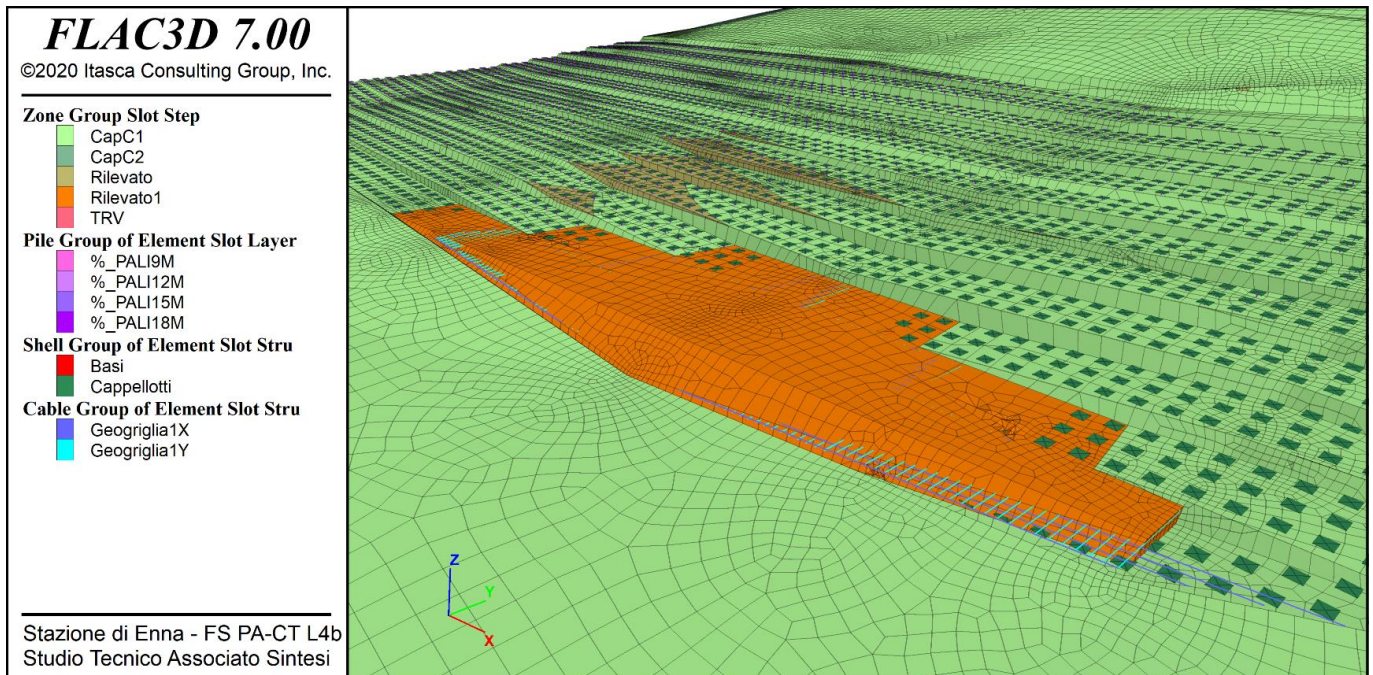


Figura 28. Rilevato fino a quota 429 m s.l.m.

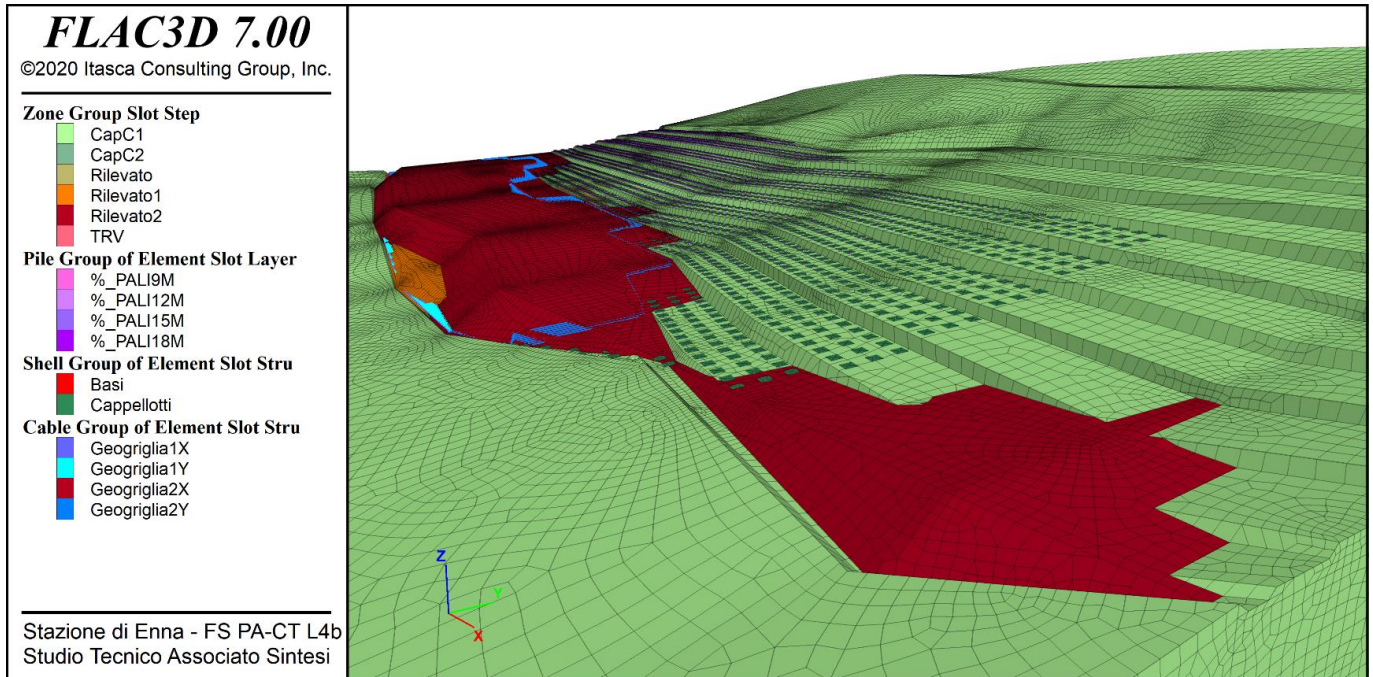


Figura 29. Rilevato fino a quota 434 m s.l.m.

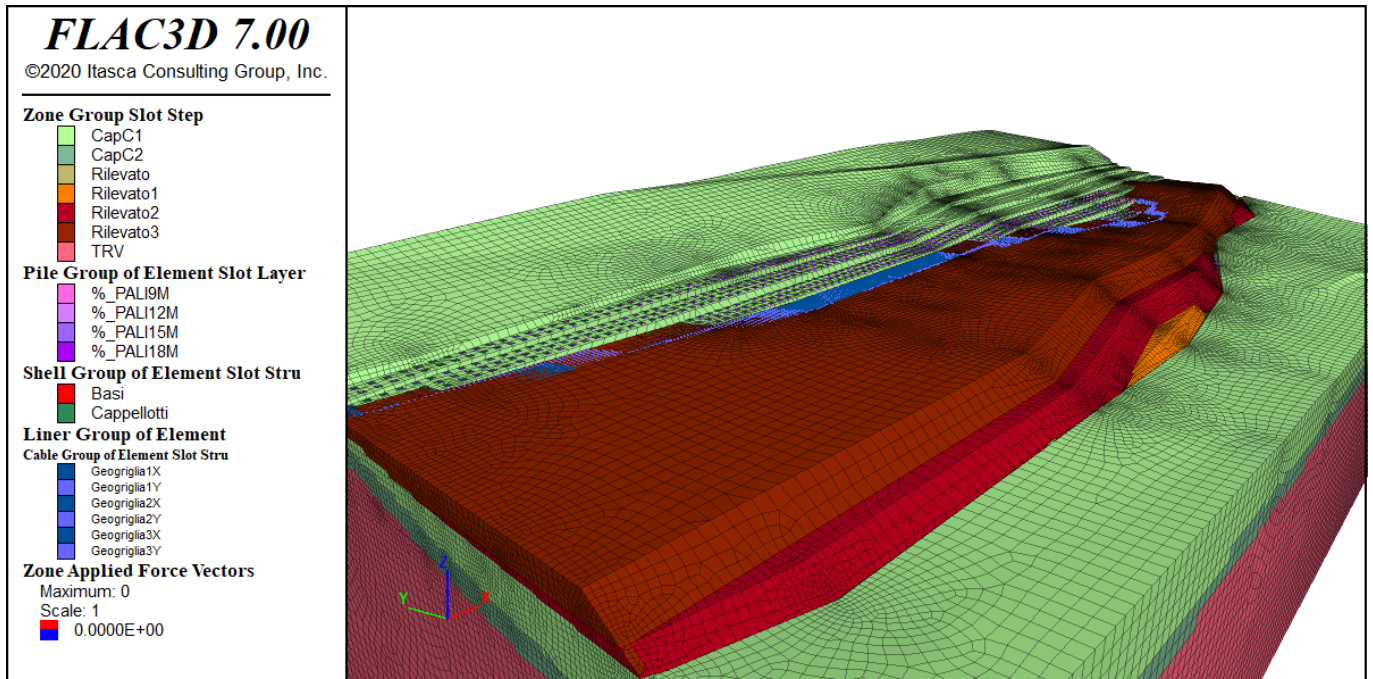


Figura 30. Rilevato fino a quota 439 m s.l.m.

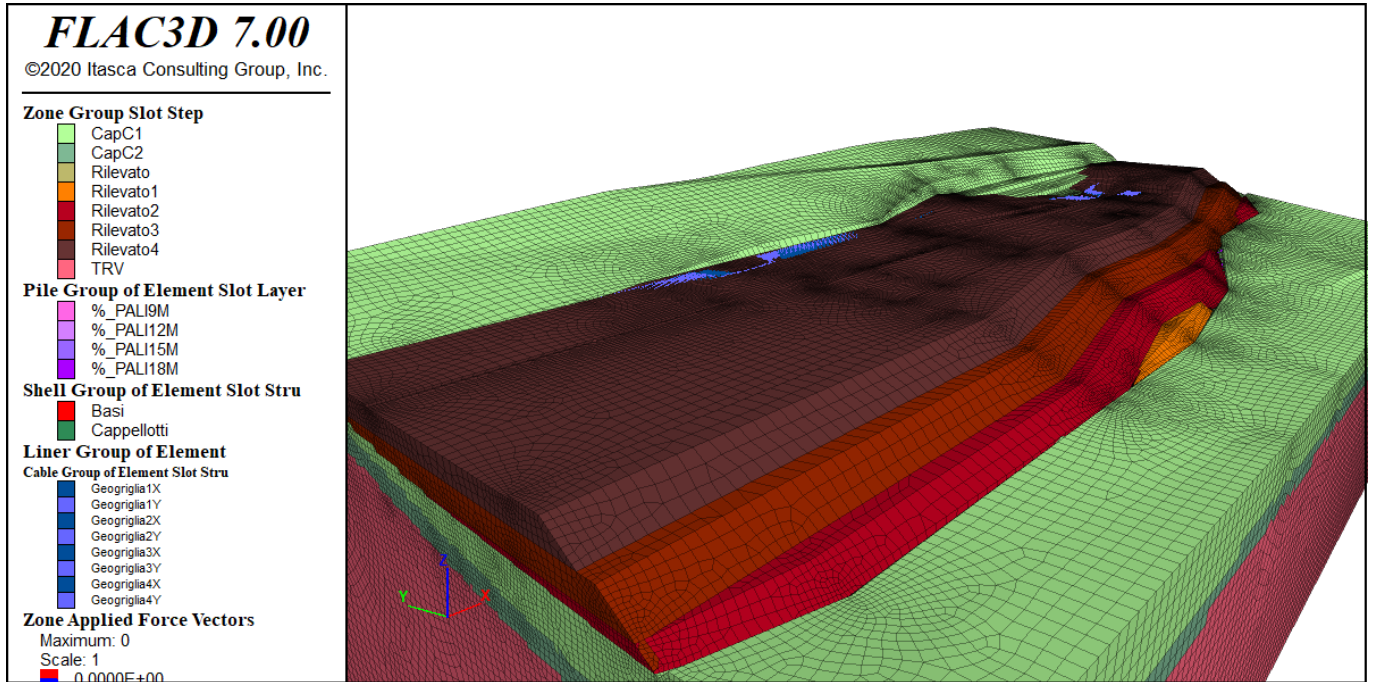


Figura 31. Rilevato fino a quota 444 m s.l.m.

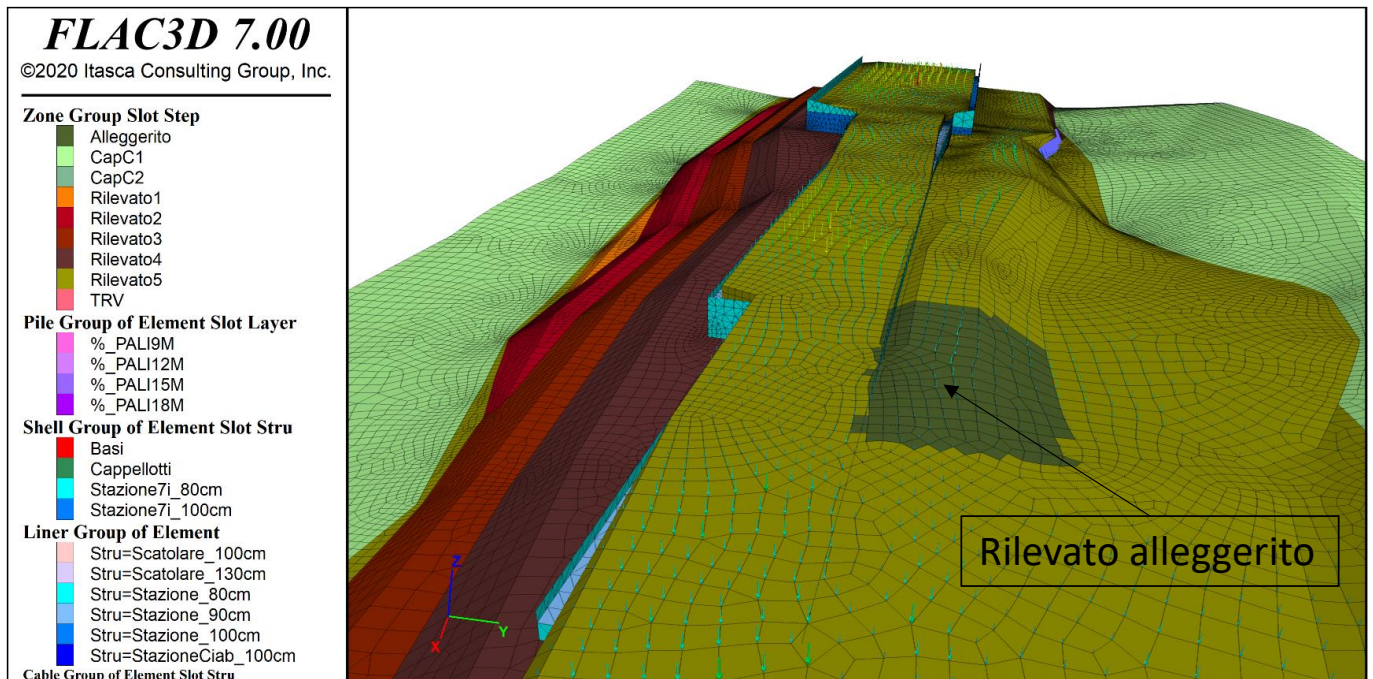


Figura 32. Strutture e completamento del rilevato – rilevato alleggerito

5.6 Analisi di stabilità globale

Le verifiche di stabilità sono state svolte in condizioni sismiche pseudo-statiche in accordo a quanto previsto da normativa vigente [N.1].

L'esame delle condizioni di stabilità è stato condotto con il metodo φ' - c' -reduction. La determinazione del coefficiente di sicurezza avviene mediante un algoritmo iterativo (φ' - c' -reduction method, Dawson, Roth and Drescher, 1999) che, sulla base dei dati di partenza (c' e $\tan \varphi'$), determina successive condizioni di equilibrio del sistema eseguendo, ad ogni ciclo, una progressiva riduzione delle resistenze fino al raggiungimento del collasso (condizione di non equilibrio del sistema):

$$c'_{\text{prova}} = c' / FS_{\text{prova}}$$

$$\varphi'_{\text{prova}} = \arctan(\tan \varphi' / FS_{\text{prova}})$$

Nella seguente figura, la progressiva riduzione delle resistenze è rappresentata nel piano di Mohr-Coulomb per il singolo elemento di terreno. Si osserva che i parametri di deformabilità non influenzano in maniera apprezzabile i risultati del calcolo e, pertanto, possono essere considerati senza particolari affinamenti.

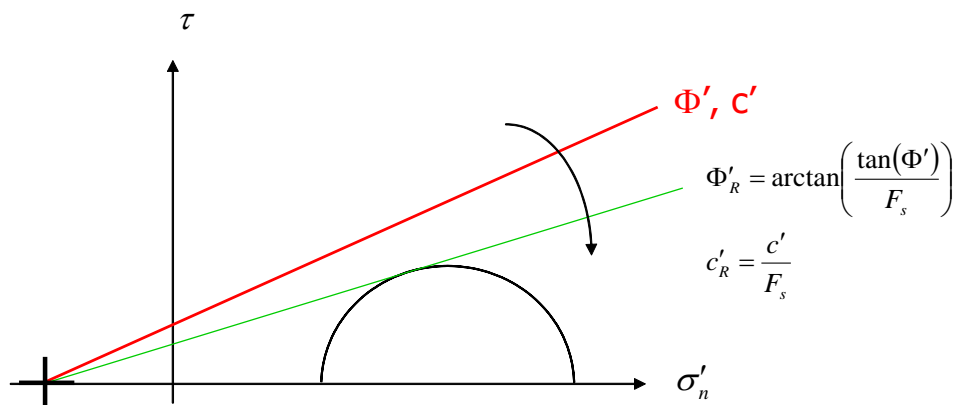


Figura 33 – Phi-c reduction method

Tale analisi sono soddisfatte se il coefficiente di sicurezza ottenuto è non inferiore al coefficiente parziale riduttivo da applicare alla resistenza $\gamma_R = 1.20$, in quanto il coefficiente parziale da applicare ai parametri geotecnici vale $\gamma_M = 1.0$; la verifica è quindi soddisfatta per coefficiente di sicurezza $FS > \gamma_R = 1.20$.

L'analisi sismica pseudo-statica è implementata applicando i seguenti coefficienti sismici, coerentemente alla caratterizzazione sismica dell'opera e coerentemente con le analisi 2D di progetto (cfr. [DC3], [DC4], [DC5]):

$$k_h = \beta_s \cdot a_{\max} / g = 0.38 \cdot 0.199 = 0.076$$

$$k_v = \pm k_h / 2 = \pm 0.038$$

L'analisi di stabilità globale, sia in condizioni statiche che sismiche, è stata spinta fino ad ottenere in condizioni stabili FS = 1.50. Tale condizione soddisfa la verifica. Anche per il coefficiente di sicurezza ottenuto pari a 1.5, non si genera mai un meccanismo di instabilità globale, ma solo meccanismi corticali, localizzati superficialmente sulle scarpate del corpo del rilevato, come mostrato dalle seguenti immagini.

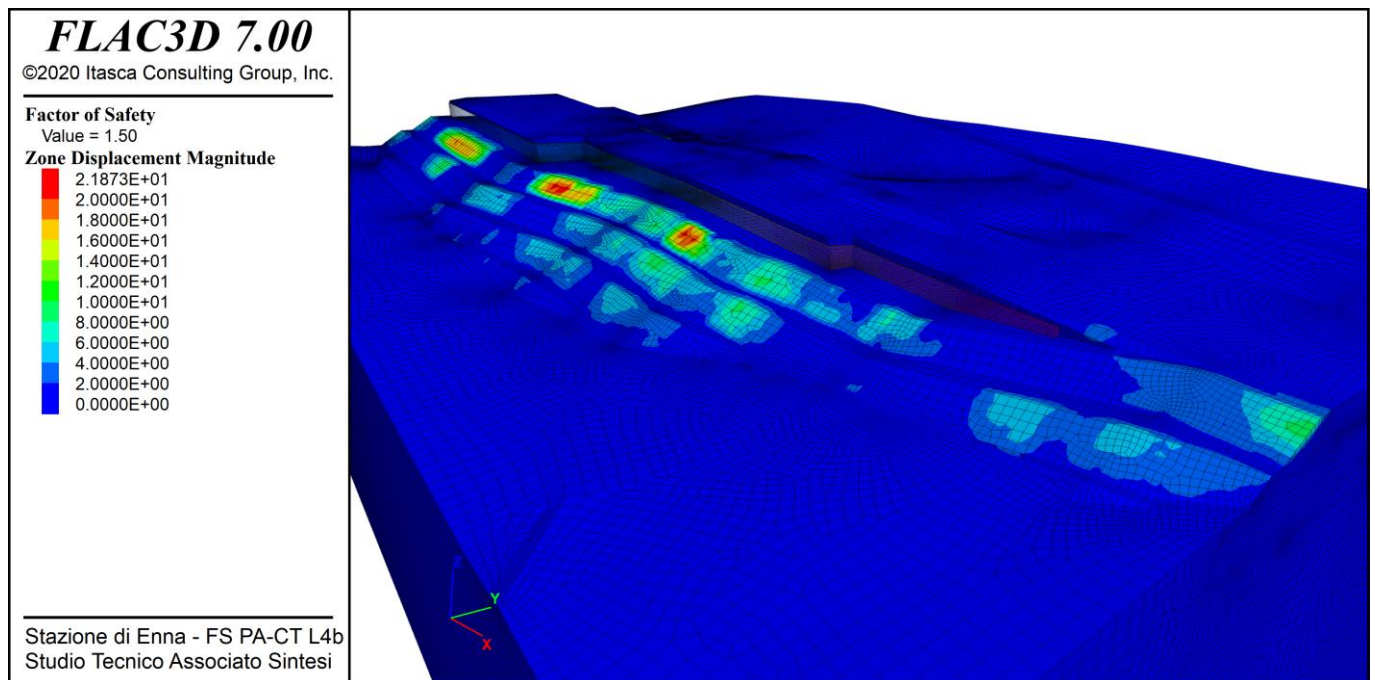


Figura 34. Stabilità globale in condizioni sismiche pseudo-statiche. Spostamenti totali. FS = 1.5

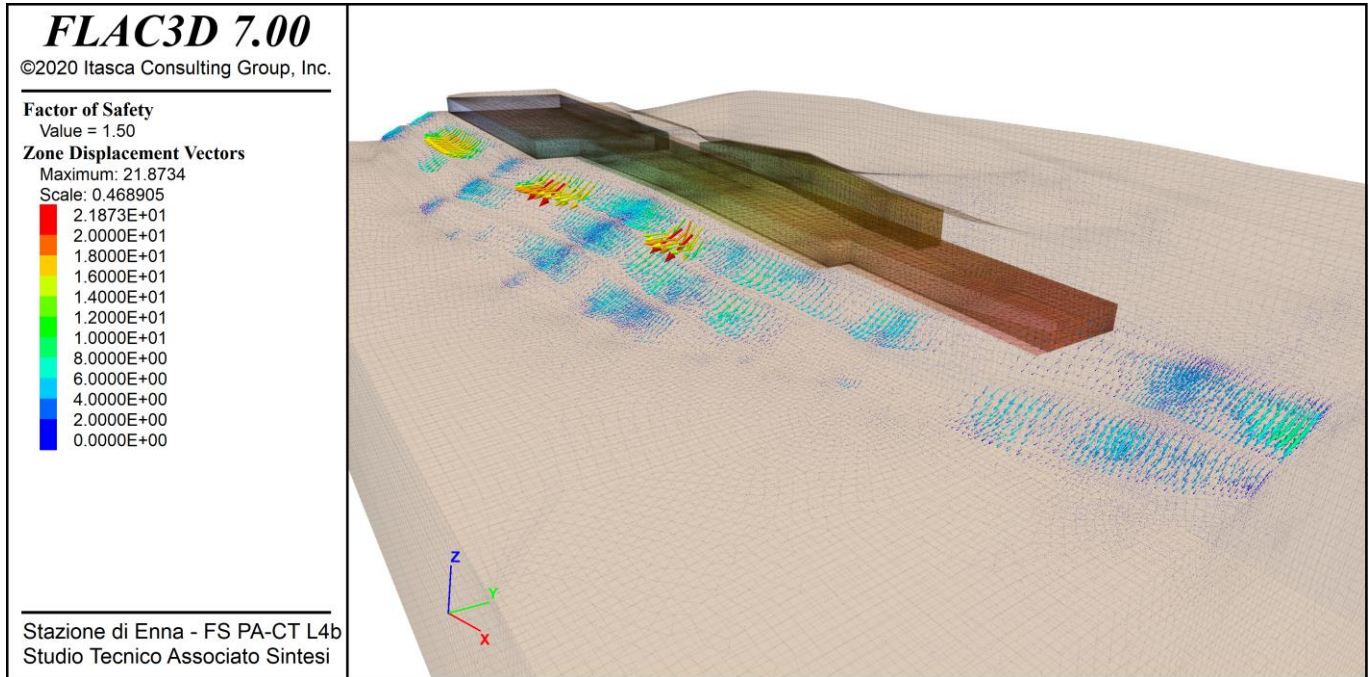


Figura 35. Stabilità globale in condizioni sismiche pseudo-statiche. Vettori di spostamento. FS = 1.5

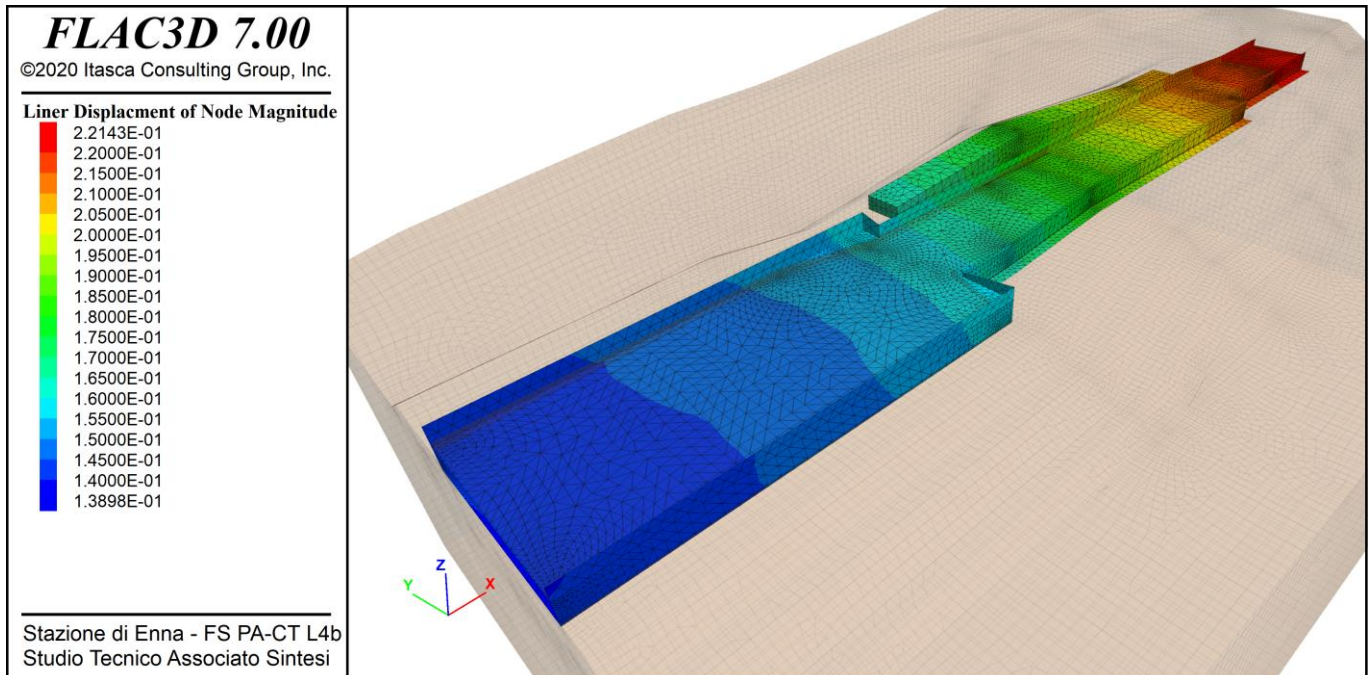


Figura 36. Stabilità globale in condizioni sismiche pseudo-statiche. Spostamenti strutture. FS = 1.5

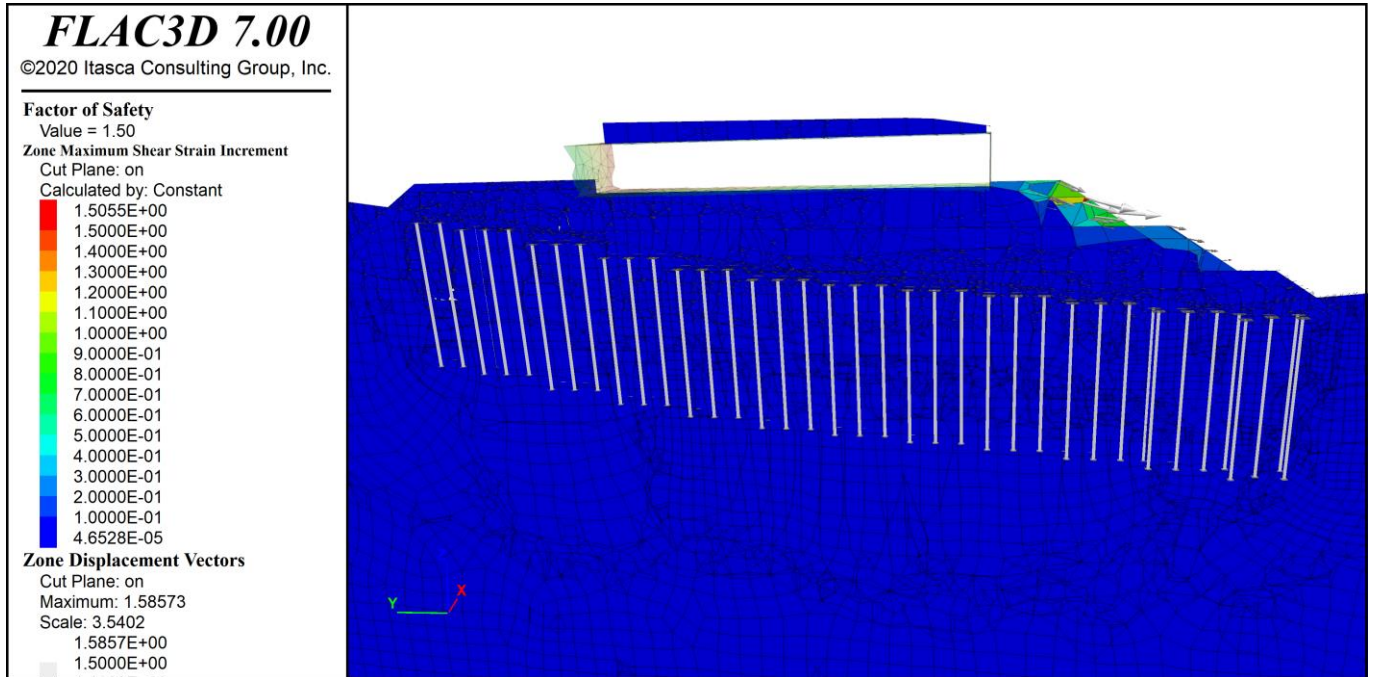


Figura 37. Stabilità globale in condizioni sismiche pseudo-statiche. Sezione 11: deformazioni massime a taglio e spostamenti totali. FS = 1.5

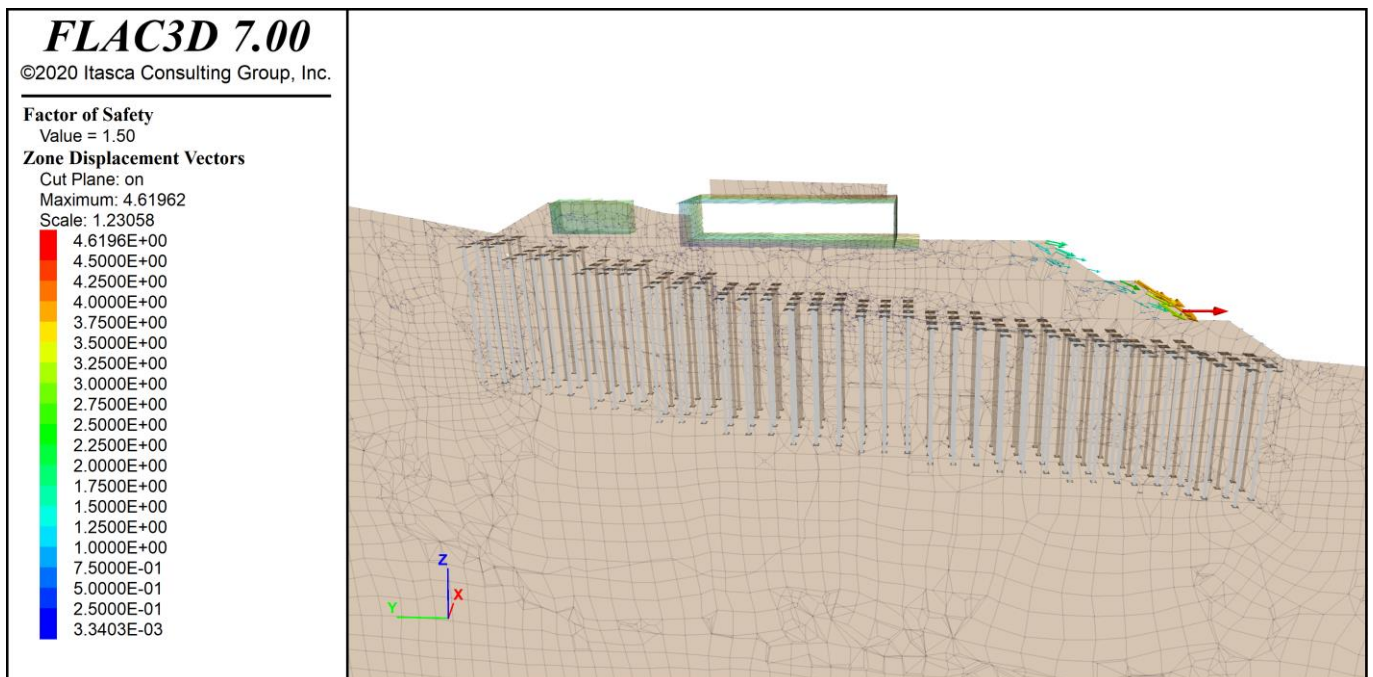


Figura 38. Stabilità globale in condizioni sismiche pseudo-statiche. Sezione 13: spostamenti totali. FS = 1.5

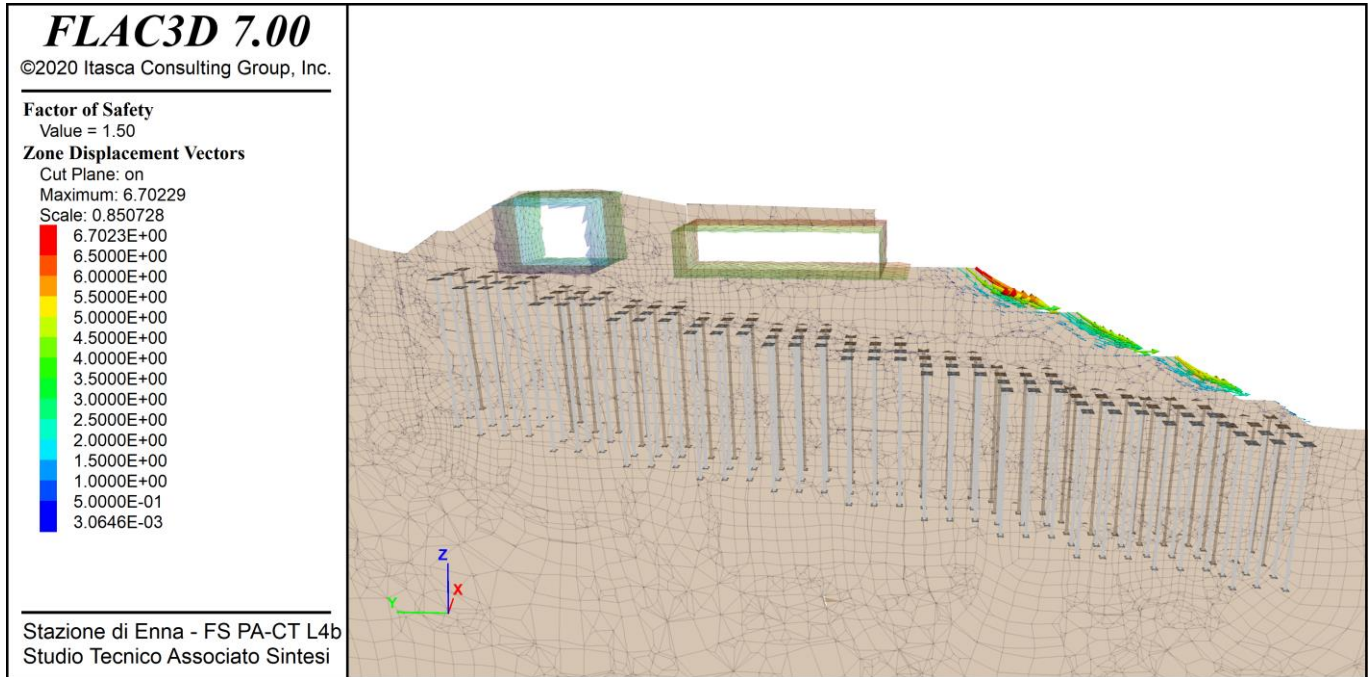


Figura 39. Stabilità globale in condizioni sismiche pseudo-statiche. Sezione 14: spostamenti totali. FS = 1.5

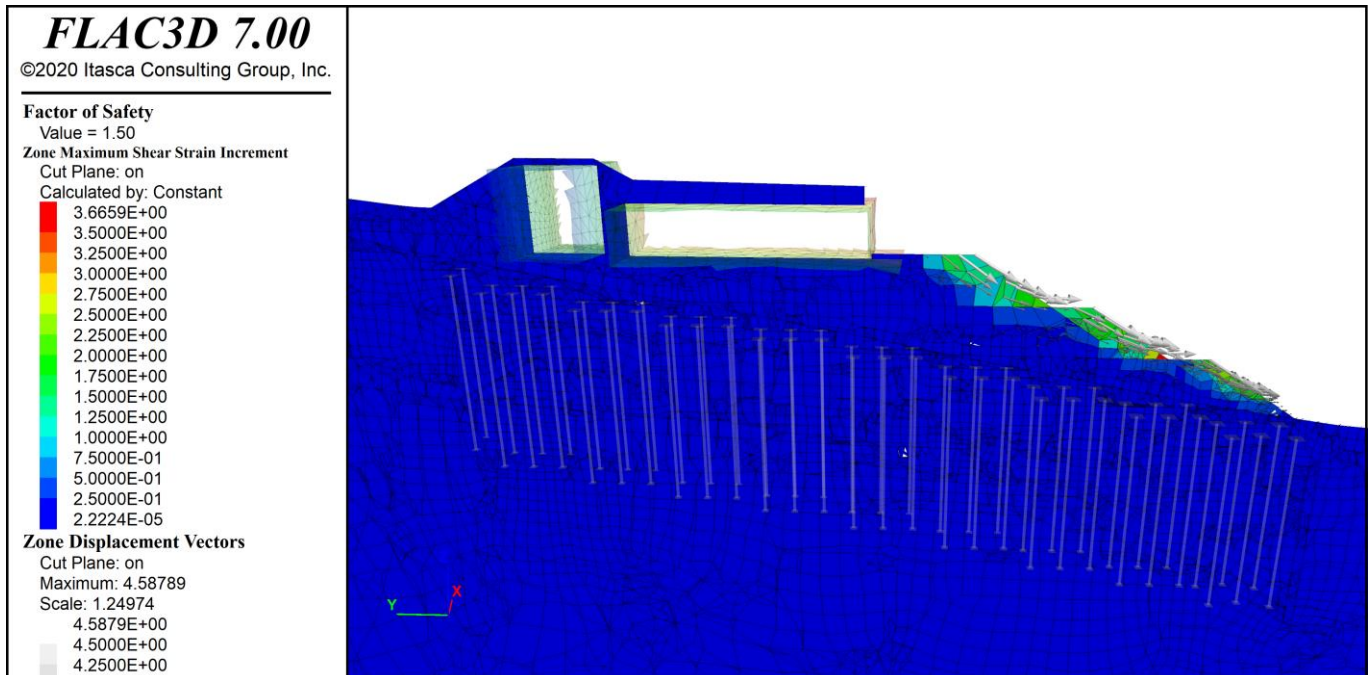


Figura 40. Stabilità globale in condizioni sismiche pseudo-statiche. Sezione 15: deformazioni massime a taglio e spostamenti totali. FS = 1.5