



UFFICIO DEL COMMISSARIO STRAORDINARIO DELEGATO

"per la realizzazione degli interventi per la mitigazione del rischio idrogeologico
nella Regione Sicilia previsti nell'Accordo di Programma siglato il 30.03.2010"
Ex DPCM 10 dicembre 2010 ed ex OPCM 09 luglio 2010, n.3886 art.1



"Drenaggi e consolidamento versanti" c.da Faranò - Comune di Sinagra (ME) Cod. Interventi ME - 119 A



RESPONSABILE UNICO DEL PROCEDIMENTO Ing. Francesco Cappotto SUPPORTO AL RUP Dott. Francesco Barranco Geom. Giuseppe Ferrante Geom. Piero Nicolicchia	I PROGETTISTI	Ing. Gianluca Coroneo
		Ing. Adriano Grassi
 DIRETTORE TECNICO: Dott. Ing. MASSIMO MATTEOLI		Ing. Domenico Imbroglia
		Ing. Marco Calogero
		Ing. Alberto Peligra
		Ing. Rossella Zumbè
		Arch. Fabio Pulizzi
		Ing. Giuseppe Morganti
		Ing. Fabio Ferla
	IL GEOLOGO	

- PROGETTO ESECUTIVO -

ELABORATO			DATA	NOME	FIRMA
Relazione geotecnica e di calcolo			REDATTO	GCIAM	
			VERIFICATO		
			APPROVATO		
			DATA 06/2013	R 04	
REVISIONE	DATA	AGGIORNAMENTI	SCALA		
			CODICE FILE		

INDICE

1	PREMESSA	4
2	INQUADRAMENTO TERRITORIALE	5
3	CARATTERIZZAZIONE E MODELLAZIONE GEOLOGICA DEL SITO	8
3.1	Modellazione geologica - Prescrizioni delle NTC	8
3.2	Sintesi dello studio geologico	9
3.2.1	<i>Caratteri geologici e geomorfologici</i>	<i>9</i>
3.2.2	<i>Caratteri idrologici</i>	<i>12</i>
3.2.3	<i>Tettonica</i>	<i>12</i>
3.3	Indagini eseguite	13
3.4	Indagini Prescrizioni delle NTC	13
3.4.1	<i>Sondaggi geognostici</i>	<i>14</i>
3.4.2	<i>Multi-channel Analysis of Surface Waves (MASW)</i>	<i>15</i>
3.4.3	<i>Caratterizzazione Sismica con metodologia HVSR o Nakamura</i>	<i>17</i>
3.4.4	<i>Lecture piezometriche</i>	<i>18</i>
3.5	Sezioni stratigrafiche	19
4	CARATTERIZZAZIONE FISICO-MECCANICA DEI TERRENI E MODELLO GEOTECNICO	22
4.1	Modello geotecnico	24
4.2	Back analysis	24
4.3	Caratteristiche geotecniche del terreno	27
5	VERIFICHE GEOTECNICHE DI STABILITA'	28
5.1	Criteri generali di progetto e verifica di sicurezza	28
5.1.1	<i>Verifiche della sicurezza e delle prestazioni attese</i>	<i>29</i>
5.1.2	<i>Metodologie di calcolo</i>	<i>35</i>
5.2	Imputazioni e scelte progettuali in adempimento alla normativa vigente...	42
5.3	Verifica globale PROFILO 8	45
5.3.1	<i>FASE 1</i>	<i>45</i>
5.3.2	<i>FASE 2</i>	<i>46</i>
5.3.3	<i>FASE 3</i>	<i>46</i>
5.3.4	<i>DESCRIZIONE OPERE DI SOSTEGNO nel profilo 8</i>	<i>48</i>
5.4	Verifica globale PROFILO 11	49
5.4.1	<i>FASE 1</i>	<i>49</i>
5.4.2	<i>FASE 2</i>	<i>49</i>
5.4.3	<i>FASE 3</i>	<i>50</i>
5.4.4	<i>DESCRIZIONE OPERE DI SOSTEGNO nel profilo 11</i>	<i>53</i>
5.5	Verifica globale PROFILO 13	56
5.5.1	<i>FASE 1</i>	<i>56</i>
5.5.2	<i>FASE 2</i>	<i>57</i>
5.5.3	<i>FASE 3</i>	<i>57</i>
5.5.4	<i>DESCRIZIONE OPERE DI SOSTEGNO nel profilo 13</i>	<i>58</i>
5.6	Verifica globale PROFILO 17	60
5.6.1	<i>FASE 1</i>	<i>60</i>
5.6.2	<i>FASE 2</i>	<i>60</i>

5.6.3	FASE 3	61
5.6.4	DESCRIZIONE OPERE DI SOSTEGNO nel profilo 17	62
5.7	Verifica locale Muro di sostegno	64
5.7.1	MURO DI SOSTEGNO TIPO 1	64
5.7.2	Risultati delle verifiche geotecniche.....	65
5.7.3	MURO DI SOSTEGNO TIPO 2.....	69
5.7.4	Risultati delle verifiche geotecniche.....	70
5.7.5	MURO DI SOSTEGNO TIPO 3.....	74
5.7.6	Risultati delle verifiche geotecniche.....	75
5.8	Verifica paratia di pali	80
5.8.1	PARATIA DI PALI TIPO 1 – Valle strada	80
5.8.1	Risultati delle verifiche geotecniche.....	82
5.8.2	PARATIA DI PALI TIPO A – Valle strada	87
5.8.3	Risultati delle verifiche geotecniche.....	89
5.9	Sistemazione versante	108
5.9.1	Calcolo della struttura	114
5.9.2	Dimensionamento delle Fondazioni	117
5.10	Prescrizioni, controlli in corso d'opera e collaudo.....	119

1 PREMESSA

La presente relazione ha per oggetto le seguenti finalità:

- ricostruire il quadro geotecnico dell'area in esame sulla base delle indagini condotte e della relazione geologica redatta dal Dott. Geol Alessio D'Urso;
- effettuare la caratterizzazione geotecnica dei terreni che saranno interessati dalle opere e la definizione dell'azione sismica di progetto in ottemperanza alle "Norme tecniche per le costruzioni", D.M. Ministero Infrastrutture e Trasporti del 14/01/2008, capitolo 3 Azioni sulle Costruzioni, punto 3.2.2;
- esporre i criteri ed effettuare le verifiche ed i calcoli di stabilità relativi all'area in esame nelle condizioni attuali e di progetto così come previsto dal D.M. Ministero Infrastrutture e Trasporti del 14/01/2008, capitolo 6 Progettazione geotecnica, in particolare al punto 6.3;

La presente relazione è finalizzata alla verifica della stabilità dei versanti indagati e, conseguentemente, alla individuazione, secondo il modello desunto dalle indagini geologiche eseguite, delle opere per consolidamento delle aree interessate dai fenomeni di dissesto e diffuse nell'ambito del comprensorio relativo a c.da Faranò.

Sulla base delle campagne geologiche condotte, la cui sintesi è riportata nell'allegata Relazione Geologica, curate dalla società CGIAM ed a firma del dott. geol. Alessio D'Urso, si riportano i risultati più significativi del carattere geologico e del comportamento meccanico del volume di terreno interessato dal presente studio delle aree in dissesto individuate nell'ambito del PAI.

Nei seguenti paragrafi vengono sintetizzati i risultati della relazione geologica, al fine di elaborare un modello geotecnico di sottosuolo; vengono, altresì, eseguite le verifiche geotecniche per le soluzioni progettuali prescelte, anche al fine di individuare i più opportuni procedimenti costruttivi da adottare con l'obiettivo della mitigazione del rischio idrogeologico e con particolare riguardo alle aree prossime alle viabilità comunali ed ai versanti ove sono presenti edifici.

Con riferimento al D.M. 14/01/2008 e circolare del 2 febbraio 2009 N°617 "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 ed il collaudo delle opere di sostegno delle terre e delle opere di fondazione" ed in relazione ai parametri geotecnici associati al terreno di sedime, si determinerà la scelta progettuale da adottare al fine di effettuare le prescritte verifiche in relazione alle tensioni di esercizio trasmesse dai manufatti e verificare la stabilità del versante nel contorno delle aree in oggetto.

Considerato che, ai sensi del D.M. 14/01/2008 la Relazione geotecnica, partendo dai risultati della relazione geologica, deve permettere la definizione del modello geotecnico di sottosuolo necessario per la progettazione, è stata scelta la campagna di indagine che potesse consentire una adeguata e puntuale caratterizzazione dei suoli sui quali eseguire le opere.

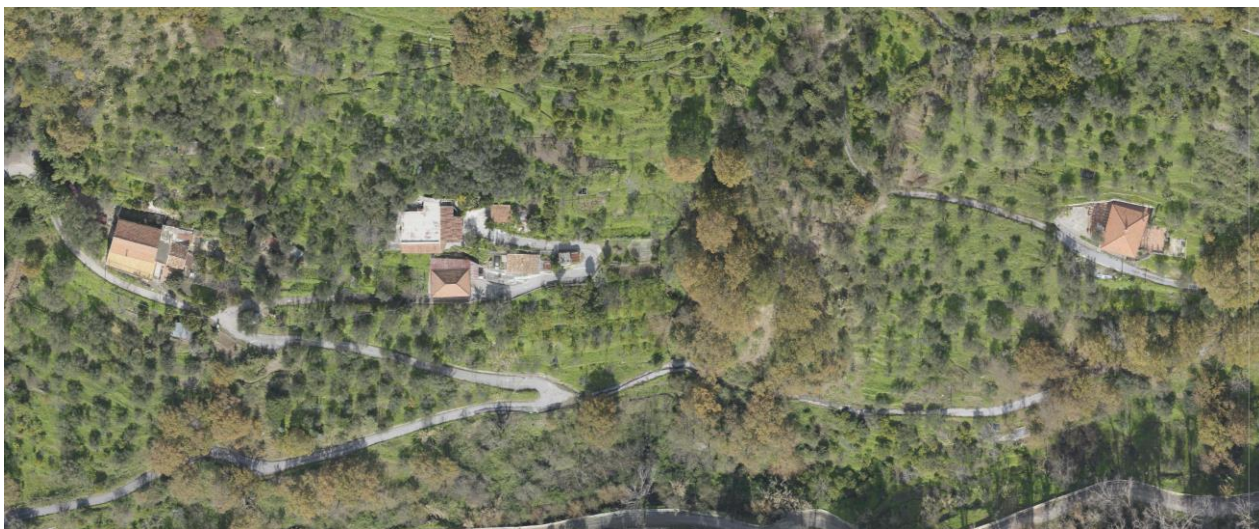
A valle delle interpretazioni dei risultati dell'indagine geologica dei suoli, sono state effettuate le opportune determinazioni finalizzate all'interpretazione del modello matematico più confacente alla natura ed alla scelta progettuale, che, nello specifico, riguardano interventi che, considerata la vastità e le diverse criticità riscontrate per le diverse aree in dissesto, mirano alla salvaguardia delle aree a più elevata criticità, così come meglio evidenziato negli elaborati grafici progettuali.

Si rappresenta dunque che il presente progetto ha quale obiettivo, in armonia con le indicazioni tratte a conclusione della relazione geologica del dott. Geol. Alessio D'Urso:

- la localizzazione delle opere di stabilizzazione (paratie) è stata effettuata lungo le incisioni a maggiore acclività o caratterizzate da condizioni di instabilità in condizione sismica.
- l'esecuzione di opere generali di drenaggio, miglioramento delle opere di captazione e convogliamento delle acque meteoriche sulle strade, controllo dell'erosione superficiale della coltre detritica attraverso opere di rinaturalizzazione e risagomatura del versante.

2 INQUADRAMENTO TERRITORIALE

L'area in esame ricade all'interno del Comune di Sinagra e precisamente in contrada Faranò posto a nord-est dal centro abitato.



Stralcio fotografia area della zona in studio

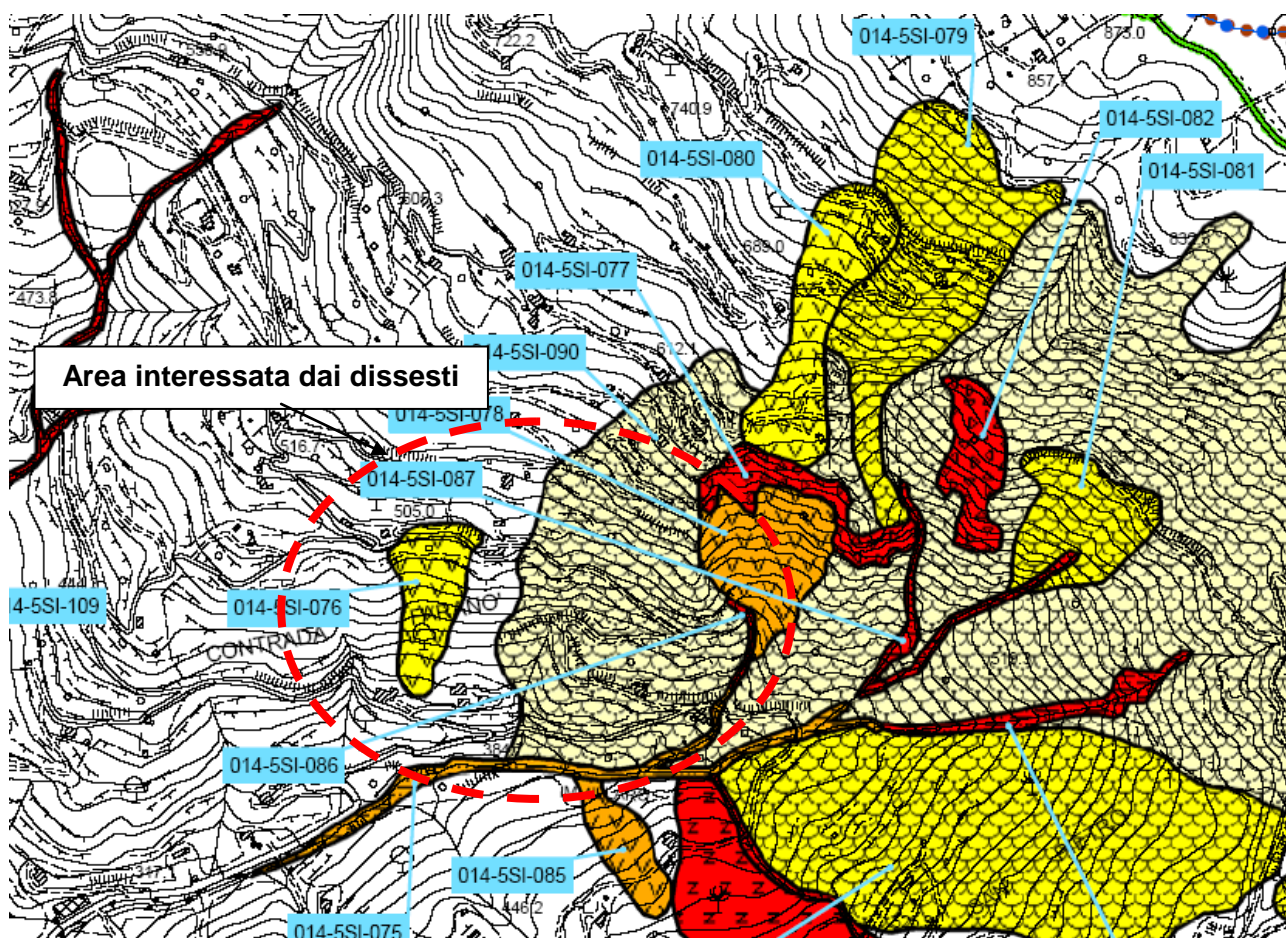
Il comprensorio oggetto di studio ricade nella tavoletta "S. Angelo di Brolo" (F. 252 II NE) edita dall' I.G.M. in scala 1:25.000 e rientra nel foglio "599110" della Carta Tecnica Regionale in scala 1:10.000; esso è posto ad una quota compresa tra 460 e 380 m.s.m.

L'area di stretta pertinenza insiste sul territorio comunale di Sinagra, in Contrada Faranò, a Nord-Est del centro abitato.

L'area in esame ricade all'interno del Bacino Idrografico della Fiumara di Naso (014), come indicato dal Piano Stralcio per l' Assetto Idrogeologico di cui al D.P. n. 288 del 05 luglio 2007, pubblicato sulla G.U.R.S. n. 47 del 05.10.2007.

Il Piano di Assetto Idrogeologico individua nell'area a nord-est del centro abitato del Comune di Sinagra, e specificatamente nella Carta dei Dissesti N. 12, diverse aree in frana.

Dall'analisi della Carta della Pericolosità e del Rischio Geomorfologico si evince che l'area è stata censita con codici 014-5SI-076/78/86/90. Il suddetto P.A.I. individua nel versante una condizione di dissesto in atto di tipo geomorfologico con fattore di rischio R1 ed R3 e pericolosità da P0 a P4.



Carta dei Dissesti. Stralcio Carta N°12

3 CARATTERIZZAZIONE E MODELLAZIONE GEOLOGICA DEL SITO

La caratterizzazione geologica del sito è stata sviluppata dal geologo incaricato, Dott. Geol. Alessio D'Urso, sulla base dei rilievi geologici e dei risultati delle indagini in situ eseguiti sulla base di un piano redatto dal geologo.

Nella Relazione Geologica, con i relativi allegati, a cui si rimanda integralmente, sono riportati i risultati dello studio eseguito che ha consentito di ricostruire il "modello geologico" di cui nel seguito si riportano gli aspetti maggiormente significativi.

3.1 Modellazione geologica - Prescrizioni delle NTC

Le NTC (6.2.1 CARATTERIZZAZIONE E MODELLAZIONE GEOLOGICA DEL SITO) indicano che :

- *La caratterizzazione e la modellazione geologica del sito consiste nella ricostruzione dei caratteri litologici, stratigrafici, strutturali, idrogeologici, geomorfologici e, più in generale, di pericolosità geologica del territorio.*
- *In funzione del tipo di opera o di intervento e della complessità del contesto geologico, specifiche indagini saranno finalizzate alla documentata ricostruzione del modello geologico.*
- *Esso deve essere sviluppato in modo da costituire utile elemento di riferimento per il progettista per inquadrare i problemi geotecnici e per definire il programma delle indagini geotecniche.*
- *Metodi e risultati delle indagini devono essere esaurientemente esposti e commentati in una relazione geologica.*

La Circolare (C6.2.1 CARATTERIZZAZIONE E MODELLAZIONE GEOLOGICA DEL SITO) fornisce alcune ulteriori indicazioni circa i criteri da utilizzare e gli obiettivi dello studio, di cui si riportano i più significativi.

- *Lo studio geologico deve essere esteso ad una zona significativamente estesa , in relazione al tipo di opera e al contesto geologico in cui questa si colloca.*

- *I metodi e le tecniche di studio, l'approfondimento e il dettaglio delle analisi e delle indagini devono essere commisurati alla complessità geologica del sito, alle finalità progettuali e alle peculiarità dello scenario territoriale ed ambientale in cui si opera.*
- *Lo studio geologico deve definire, con preciso riferimento al progetto, i lineamenti geomorfologici della zona nonché gli eventuali processi morfologici ed i dissesti in atto o potenziali e la loro tendenza evolutiva, la successione litostratigrafica locale, con la descrizione della natura e della distribuzione spaziale dei litotipi, del loro stato di alterazione e fratturazione e della loro degradabilità; inoltre, deve illustrare i caratteri geostrutturali generali, la geometria e le caratteristiche delle superfici di discontinuità e fornire lo schema della circolazione idrica superficiale e sotterranea.*
- *Il piano delle indagini specifiche sui terreni e sulle rocce nel sito di interesse deve essere definito ed attuato sulla base dell'inquadramento geologico della zona e in funzione dei dati che è necessario acquisire per pervenire ad una ricostruzione geologica di dettaglio che possa risultare adeguata ed utile per la caratterizzazione e la modellazione geotecnica del sottosuolo.*

3.2 Sintesi dello studio geologico

Nel seguito si riportano integralmente alcuni stralci della relazione geologica per le parti utili a definire il modello geologico del sito utilizzato, preliminarmente, per la programmazione di dettaglio delle indagini geotecniche e nella fase di definizione dei modelli geotecnici utilizzati.

3.2.1 Caratteri geologici e geomorfologici

Un quadro generale delle caratteristiche geologiche del comprensorio in oggetto ci è offerto dal Foglio 599 Patti, edito dal CARG, secondo il quale la successione litostratigrafica locale è costituita da una serie di formazioni sedimentarie sovrapposte ad un substrato di metamorfiti a varia composizione.

L'area in esame ricade nella parte nord-orientale della Sicilia, tale zona è nota come "Catena Kabilo-Peloritana" (Monti Nebrodi e Peloritani) costituente la prosecuzione occidentale dell'Arco Calabro.

Questo settore della catena è costituito da un basamento cristallino metamorfico con una copertura sedimentaria meso-cenozoica di modesta entità.

La geologia dell'area di Sinagra si presenta piuttosto varia in relazione alle diverse litologie affioranti.

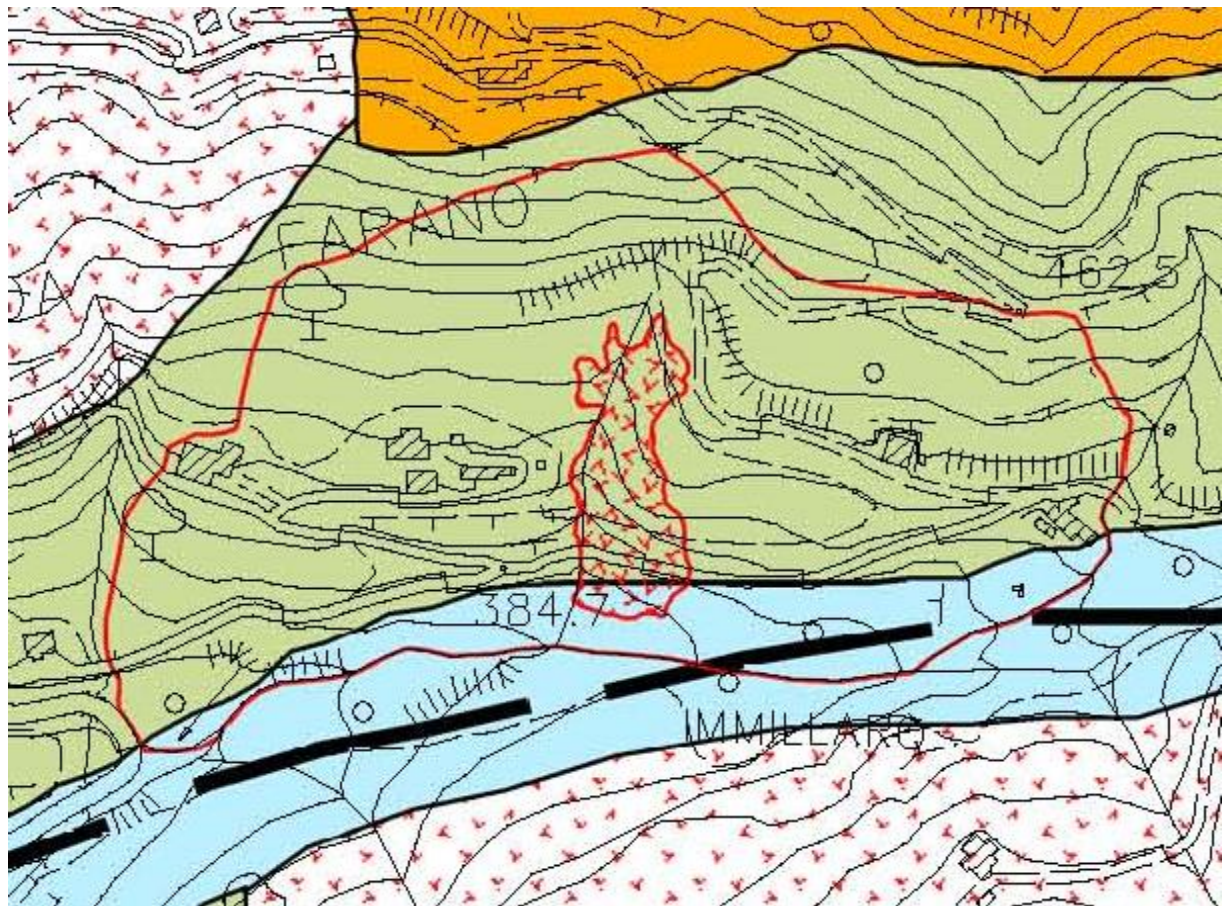
È possibile, infatti, riscontrare alla base della successione stratigrafica, terreni in facies metamorfica di età paleozoica, affioranti in particolare nelle vicinanze delle

fiumare dove le coperture sedimentarie sono state erose per via dell'incisione fluviale.

Al tetto della colonna stratigrafica si riscontrano invece terreni in facies sedimentaria di età geologiche evidentemente più recenti.

L'evoluzione morfologica dell'area di Sinagra dipende dalla natura litologica dei terreni affioranti e dalle condizioni climatiche locali. Particolare influenza hanno sul paesaggio anche le strutture tettoniche. La Fiumara di Sinagra, che da Floresta dopo un percorso di circa 25 km sfocia nel Mar Tirreno, presenta all'interno del suo bacino sia aree alto-collinari che montuose incise da profonde valli e con zone a topografia spesso accidentata da pareti ripide e da versanti ad elevata acclività.

I terreni del Flysch di Capo d'Orlando hanno una maggiore resistenza all'azione erosiva svolta dagli agenti atmosferici infatti, in corrispondenza di litotipi più competenti, sono frequenti scarpate e gradini, conseguenza dell'erosione selettiva che asporta i terreni di copertura. Gli elementi morfologici che caratterizzano maggiormente l'area sono quelli legati sia alla dinamica delle acque di scorrimento superficiale che alle elevate pendenze dei versanti, soprattutto nelle zone di testata, dove l'acclività ha una maggiore influenza. Gli impluvi presentano diffuse zone di ruscellamento concentrato che rapidamente evolvono verso alvei incassati ed in erosione. La presenza di vegetazione arborea ed arbustiva svolge un'azione di contenimento nei confronti del ruscellamento diffuso che come già detto è maggiormente frequente nelle zone più acclivi. I versanti che insistono su questi tratti in erosione coincidono con aree di potenziale instabilità per effetto dello scalzamento al piede delle masse rocciose fratturate.



Carta Geologica – area interessata dal dissesto caratterizzata da Metamorfiti

3.2.2 Caratteri idrologici

La zona in esame insiste nel bacino idrografico della fiumara di Naso.

Il reticolo idrografico giovane, da vita a corsi d'acqua a regime torrentizio con un andamento quasi rettilineo ed ortogonale alla costa. principali tratti morfologici della zona presentano le caratteristiche tipiche dell'area Nebroidea, dove sono riscontrabili aree alto collinari incise da profonde valli e versanti con pendenze elevate. Gli elementi morfologici presenti nell'area sono spesso collegati sia allo scorrimento superficiale delle acque che alle pendenze elevate. Da un punto di vista climatologico l'area in studio risulta essere tra le zone più piovose dell'intera regione con precipitazioni annue medie di circa 1000 mm, con punte di 1523 mm (Tortorici nel 1973), 1344 mm (Raccuja nel 1973) e 1336 mm.



3.2.3 Tettonica

Le faglie che interessano anche la copertura sedimentaria e quindi riconducibili alle fasi neotettoniche hanno tre andamenti principali: NNO-SSE, NNE-SSO e E-O; esse sono di tipo trascorrente (trans-pressive e trans-tensive) con direzione della componente trascorrente del rigetto sia destra che sinistra.

Le faglie a direzione NNW-SSE, sono coincidenti con la Fiumara di Sinagra, tale andamento trova continuità anche nelle Fiumare del Fitalia a Sud e del S. Angelo a Nord ed indica un sistema di faglie principale.

L'area in oggetto è ubicata nel settore di destra idrografica del Torrente Immillaro a nord-est del centro abitato di Sinagra.

In tale settore si rilevano metamorfiti scisto-filladiche e arenarie arkose.

I rilievi eseguiti in questa fase correlati sia con quelli eseguiti in passato nell'ambito di altri lavori sia con le indagini geognostiche e geofisiche a supporto dello studio attuale, indicano una coltre detritica di copertura di spessore variabile da pochi metri fino a 15 metri. Alla base delle suddette coperture si trova il substrato metamorfico. Le coltri detritiche derivano dall'addensamento del materiale di disfacimento dei versanti che per gravità via via si depositano alle proprie pendici; sono costituite da elementi centimetrici, raramente decimetrici, a spigoli vivi immersi in una matrice variabile da limoso-sabbiosa a sabbiosa. I depositi alluvionali, sono la conseguenza dei processi di erosione, trasporto e sedimentazione operate all'interno del bacino idrografico del Torrente Immillaro per opera sia dell'asse fluviale principale sia dei suoi affluenti. Tali

depositi sono costituiti da elementi eterometrici di natura prevalentemente arenacea e metamorfica.

3.3 Indagini eseguite

Per procedere alla caratterizzazione geomeccanica dei terreni affioranti nell'area e stabilire le modalità di intervento per la messa in sicurezza del versante è stata eseguita una campagna di indagini geognostiche, geofisiche e prove geotecniche di laboratorio.

La programmazione ed esecuzione delle indagini rappresenta una fase delicata e complessa della progettazione geotecnica.

Per tale ragione le norme forniscono alcune prescrizioni ed indicazioni utili di cui si è tenuto conto nella progettazione in oggetto.

Nel seguito si riportano gli aspetti maggiormente significativi presi in considerazione in ragione degli atti acquisiti relativi alle indagini geognostiche condotte.

3.4 Indagini Prescrizioni delle NTC

Le NTC (6.2.2 INDAGINI, CARATTERIZZAZIONE E MODELLAZIONE GEOTECNICA) prescrivono che "è responsabilità del progettista la definizione del piano delle indagini, la caratterizzazione e la modellazione geotecnica."

Prescrivono in particolare che:

- *Le indagini geotecniche devono essere programmate in funzione del tipo di opera e/o di intervento e devono riguardare il volume significativo di cui al § 3.2.2, e devono permettere la definizione dei modelli geotecnici di sottosuolo necessari alla progettazione.*
- *I valori caratteristici delle grandezze fisiche e meccaniche da attribuire ai terreni devono essere ottenuti mediante specifiche prove di laboratorio su campioni indisturbati di terreno e attraverso l'interpretazione dei risultati di prove e misure in sito.*
- *Per valore caratteristico di un parametro geotecnico deve intendersi una stima ragionata e cautelativa del valore del parametro nello stato limite considerato.*

- Per modello geotecnico si intende uno schema rappresentativo delle condizioni stratigrafiche, del regime delle pressioni interstiziali e della caratterizzazione fisico-meccanica dei terreni e delle rocce comprese nel volume significativo, finalizzato all'analisi quantitativa di uno specifico problema geotecnico.

La Circolare (C6.2.2 INDAGINI, CARATTERIZZAZIONE E MODELLAZIONE GEOTECNICA) fornisce ulteriori precisazioni tra cui le più significative sono nel seguito riportate.

Tra i dati geotecnici necessari per il progetto dell'opera devono in particolare essere presi in considerazione:

- la successione stratigrafica
- il regime delle pressioni interstiziali
- le caratteristiche meccaniche dei terreni e tutti gli altri elementi significativi del sottosuolo
- le proprietà dei materiali da impiegare per la costruzione di opere di materiali sciolti.

Le indagini geotecniche devono permettere un'adeguata caratterizzazione geotecnica del volume significativo di terreno, che è la parte di sottosuolo influenzata, direttamente o indirettamente, dalla costruzione dell'opera e che influenza l'opera stessa. Il volume significativo ha forma ed estensione diverse a seconda del problema in esame e deve essere individuato caso per caso, in base alle caratteristiche dell'opera e alla natura e caratteristiche dei terreni.

3.4.1 Sondaggi geognostici

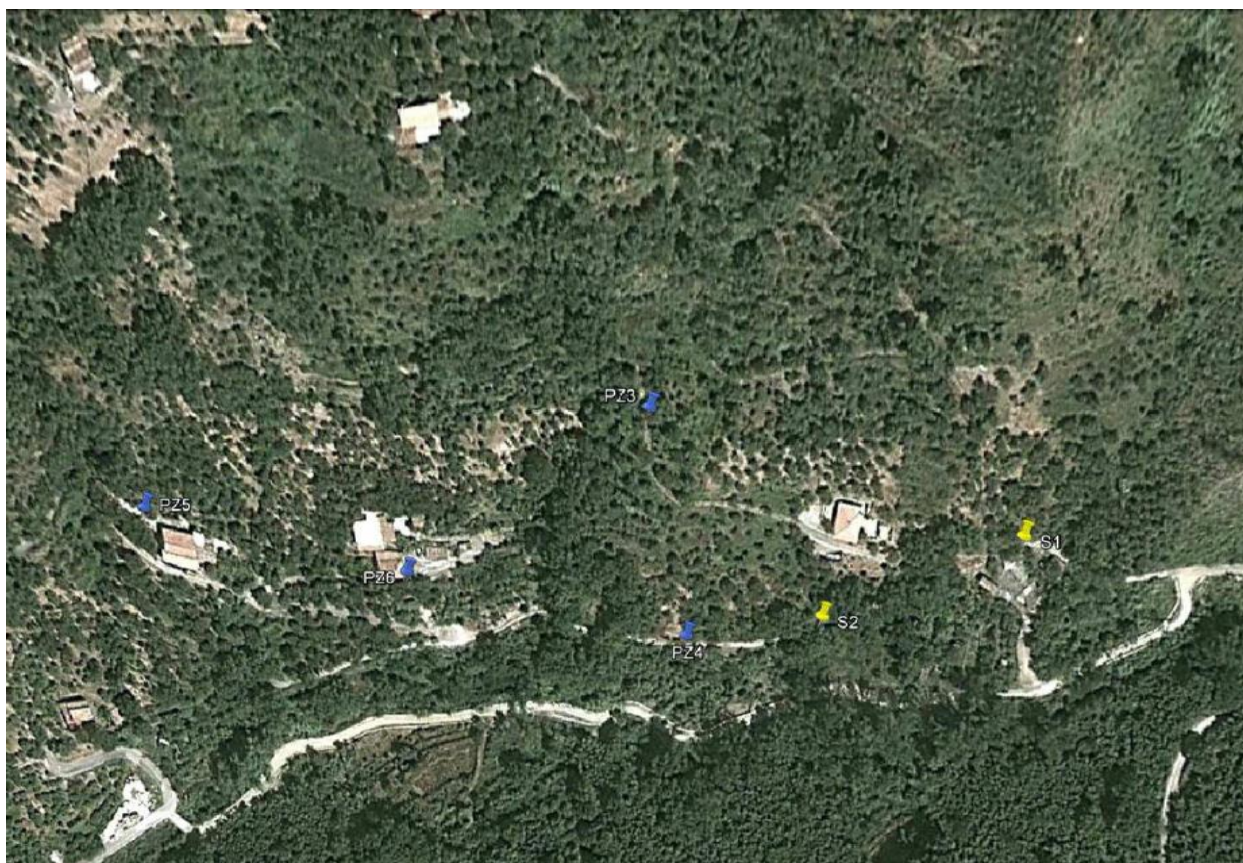
Sono stati previsti n. 6 sondaggi geognostici a carotaggio continuo alcuni di questi attrezzati a piezometro e distribuiti all'interno dell'area in dissesto ed oggetto del presente studio.

I sondaggi geognostici sono stati eseguiti con perforazione ad andamento verticale a rotazione ed a carotaggio continuo utilizzando un carotiere con diametro minimo di 101 mm e quant'altro necessario per l'esecuzione a perfetta regola d'arte del sondaggio e della sua documentazione tecnica.

Le perforazioni sono state spinte fino ad una profondità massima di 30 metri dal piano campagna e si è proceduto al carotaggio continuo con la conservazione del nucleo per tutta la tratta indagata ed utilizzando tutte le cautele compatibili con la natura dei litotipi attraversati.

Di seguito si riporta una sintesi delle indagini dirette effettuate affiancate dall'elenco delle prove eseguite *in situ*:

Sondaggio n	Prof. m	Diam. mm	Metodo	Campioni Prelevati		Prove in foro	Strumentazione Installata	Note
				dist	ind.			
S1	20,00	101	carotaggio	1	/	1SPT	/	/
S2	20,00	101	carotaggio	1	/	2SPT	/	/
PZ3	30,00	101	carotaggio	1	1	1SPT	Piezometro 2"	1 Prova Permeabilità A carico variabile
PZ4	20,00	101	carotaggio	3	/	1SPT	Piezometro 2"	/
PZ5	20,00	101	carotaggio	2	/	/	Piezometro 2"	/
PZ6	20,00	101	carotaggio	1	/	2SPT	Piezometro 2"	1 Prova Permeabilità A carico variabile



Ubicazione indagini dirette

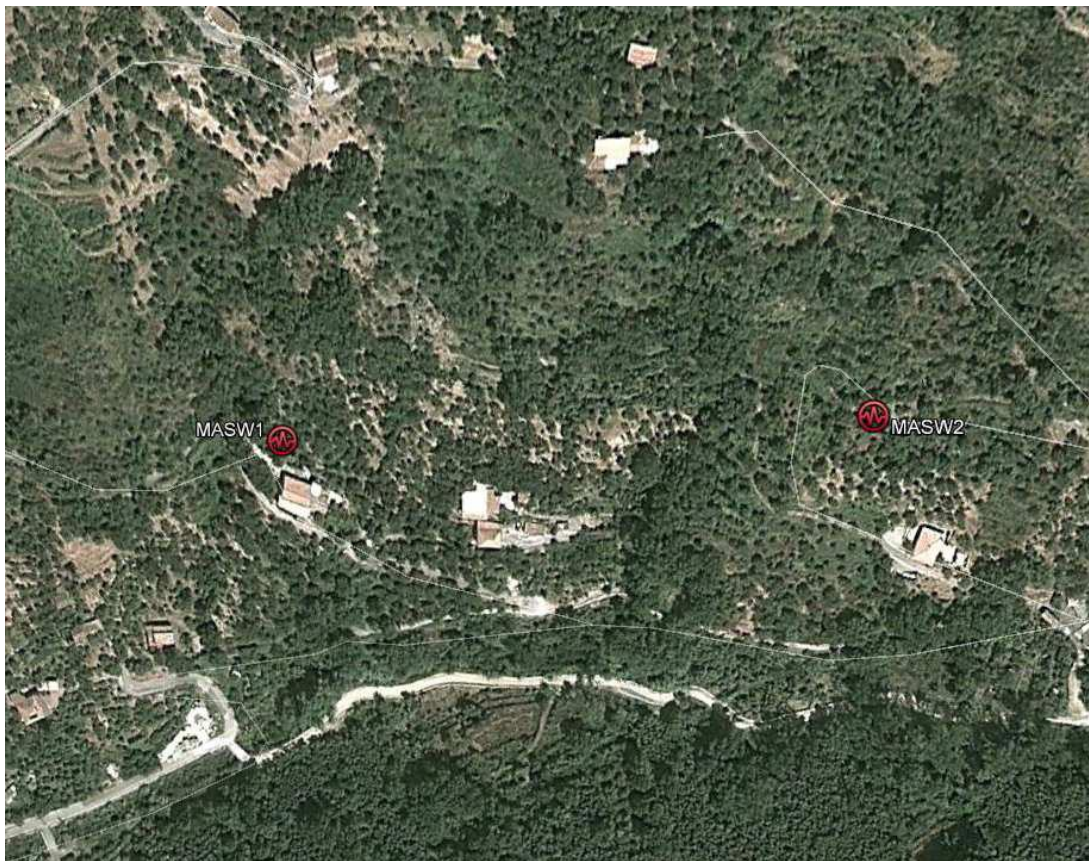
3.4.2 Multi-channel Analysis of Surface Waves (MASW)

Al fine di caratterizzare la risposta sismica del sito in esame, è stata prevista una campagna d'indagine con l'esecuzione di n°2 acquisizioni sismiche tipo masw (multi-channel analysis of surface waves, analisi della dispersione delle onde di

rayleigh da misure di sismica attiva), denominate rispettivamente: masw n°1 e masw n°2.

Tali acquisizioni risultano utili a definire il profilo verticale della v_s (velocità di propagazione delle onde di taglio) e, tramite modellazione del rapporto spettrale h/v , stimare il periodo proprio di sito. Nel suo insieme, le procedure adottate sono state eseguite in accordo alle norme tecniche per le costruzioni dm 14 gennaio 2008 (ex dm 14/09/2005) e sua circolare esplicativa (2 febbraio 2009, n. 617 -istruzioni per l'applicazione delle "nuove norme tecniche per le costruzioni"; di cui al d.m. 14 gennaio 2008).

Di seguito si riporta l'ubicazione planimetrica delle indagini MASW eseguite:



Ubicazione MASW

L'analisi della dispersione delle onde di Rayleigh a partire da dati di sismica attiva (MASW) ha consentito di determinare il profilo verticale della V_S (del modulo di taglio) e di conseguenza, del parametro V_{s30} .

Dalle analisi eseguite e dalla loro elaborazione sono stati ottenuti i seguenti risultati:

MASW n.1

per il piano di posa coincidente col piano di campagna, la Vs30 risulta pari a 409m/s;

MASW n.2

per il piano di posa coincidente col piano di campagna, la Vs30 risulta pari a 295 m/s.

In accordo con le norme tecniche per le costruzioni (DM 14 gennaio 2008, ex DM

14/09/2005) il sito in esame rientra:

a) masw n°1

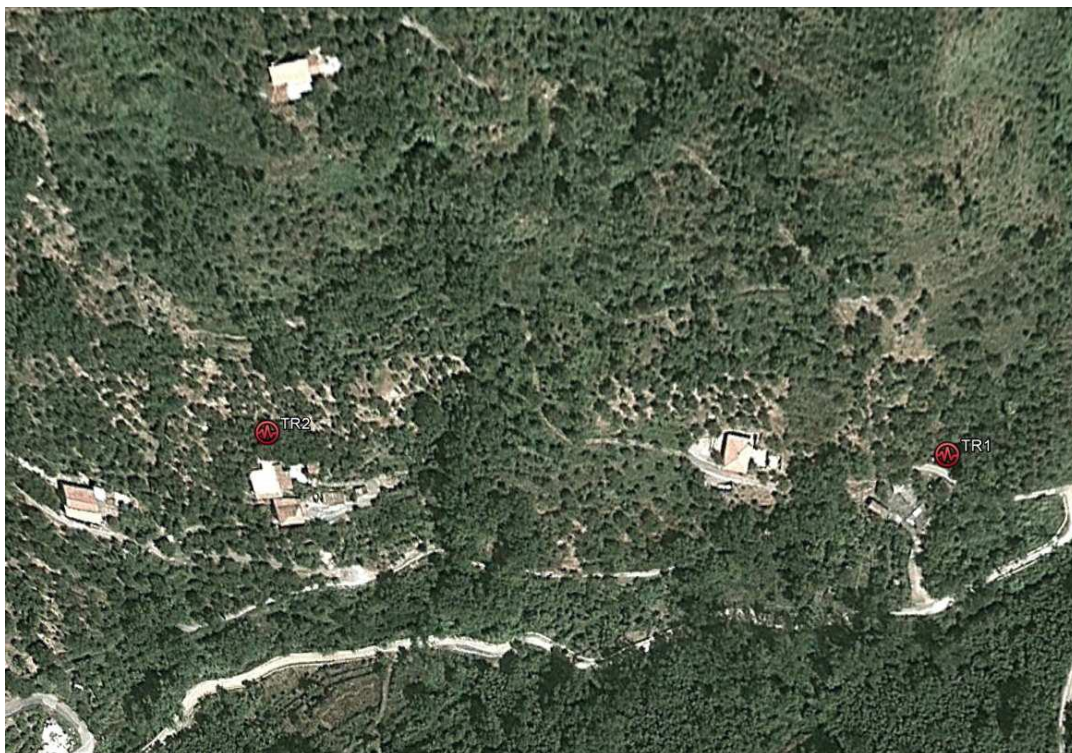
categoria B, - Rocce tenere e depositi di terreni a grana grossa molto addensati o terreni a grana fine molto consistenti, con spessori superiori a 30 m, caratterizzati da graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e valori del VS30 compresi tra 360 m/s e 800 m/s (ovvero NSPT30 > 50 nei terreni a grana grossa e $cu_{30} > 250$ kPa nei terreni a grana fina);

b) masw n°2

categoria C, Depositi di terreni a grana grossa mediamente addensati o terreni a grana fine mediamente consistenti, con spessori superiori a 30 m caratterizzati da graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e valori del VS30 compresi tra 180 m/s e 360 m/s (ovvero $15 < NSPT30 < 50$ nei terreni a grana grossa e $70 < cu_{30} < 250$ kPa nei terreni a grana fina).

3.4.3 Caratterizzazione Sismica con metodologia HVSR o Nakamura

Sono stati eseguiti due indagini di sismica passiva Tr1 -Tr2, per la determinazione delle "caratteristiche elastiche" del terreno di fondazione ottenute dall'analisi spettrale delle componenti vibrazionali del terreno ossia attraverso l'analisi del "rumore sismico", e la definizione della "categoria di suolo", delle "frequenze di risonanza" e, quindi, la loro reazione in caso di eventi sismici, così come previsto nel D.M. 14/01/2008 e successiva Circolare. Di seguito si riporta la loro ubicazione nell'ambito dell'area di intervento.



Ubicazione tomografie

A seguito dell'elaborazione dei dati acquisiti si è pervenuto, ad un modello elettrostratigrafico, facendo una distinzione sulla base della caratteristica fisica "resistività elettrica" dell'area investigata. Nella campagna d'indagine, la profondità massima di investigazione ottenuta è stata circa 12.00m dal p.c. per la prima e la seconda acquisizione. Attraverso tali indagini sono stati individuati le potenze litostratigrafiche a diversa resistività che hanno permesso di delineare l'andamento nel sottosuolo in tutta l'area investigata.

3.4.4 Letture piezometriche

Le formazioni geologiche presenti nella zona presentano litotipi a permeabilità variabile in relazione sia alle caratteristiche primarie che secondarie. Nel caso in esame sono state eseguite delle prove di permeabilità all'interno dei fori di sondaggio.

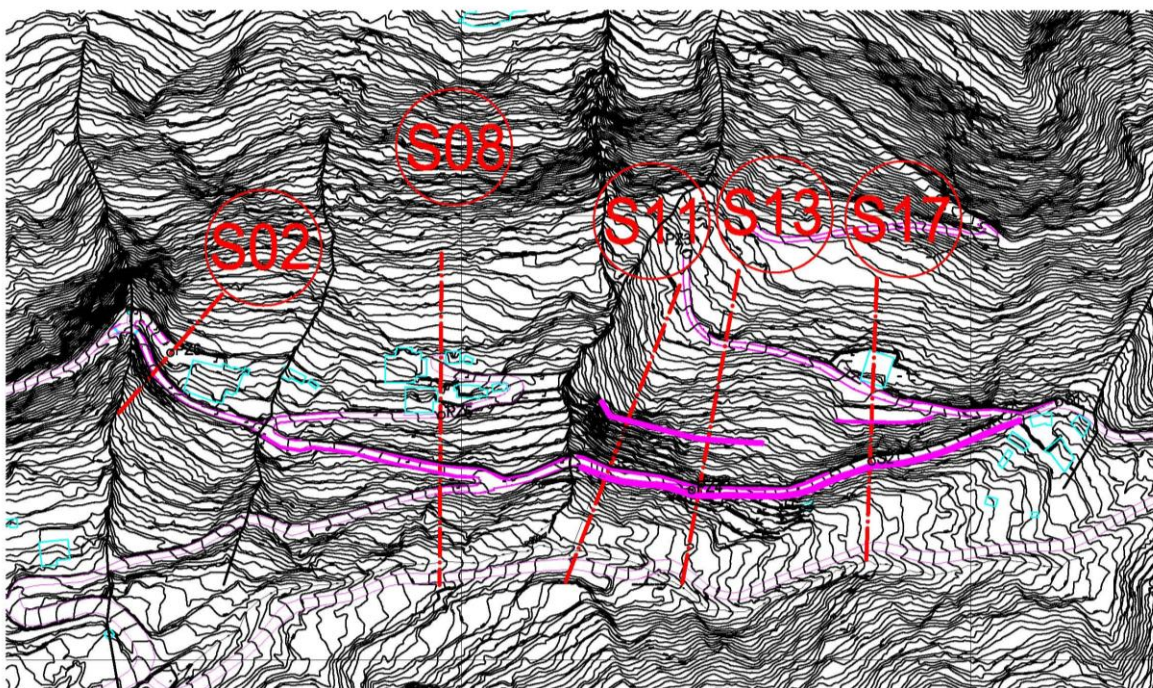
Nel corso delle perforazioni sono state effettuate diverse prove di permeabilità i cui valori di K sono compresi tra $2.2684 \cdot 10^{-7}$ m/sec e $6.3310 \cdot 10^{-7}$ m/sec. La circolazione idrica sotterranea, molto verosimilmente, avverrà in modo colto complesso ed articolato.

Il livello della falda dai rilievi fatti nei sondaggi risulta il seguente:

	Lettture Ottobre 2012	Lettture Febbraio 2013	Lettture Maggio 2013	Lettture Giugno 2013
Sondaggio	Pz3 metri 7.80	Pz3 metri 18.00	Pz3 metri 15.40	Pz3 metri 16.00
Sondaggio	Pz4 metri 13.00	Pz4 metri 13.50	Pz4 metri 13.60	Pz4 metri 14.00
Sondaggio	Pz5 metri 12.70	Pz5 metri 10.50	Pz5 metri 8.00	Pz5 metri 9.30
Sondaggio	Pz6 metri 17.10	Pz6 metri 16.50	Pz6 metri 15.70	Pz6 metri 16.20

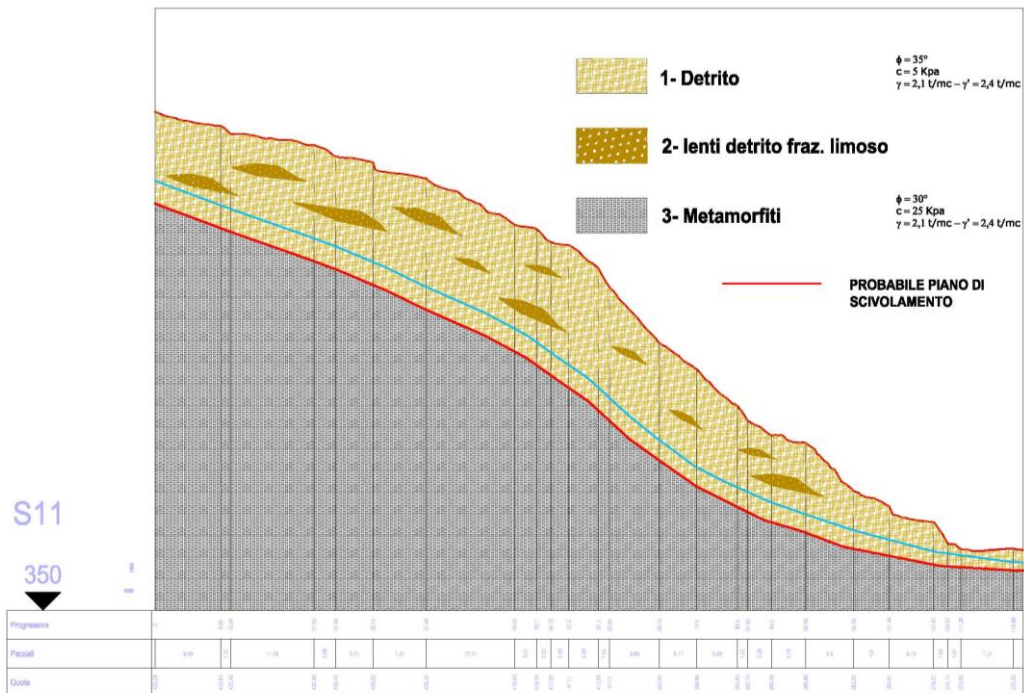
3.5 Sezioni stratigrafiche

Sulla base delle indagini svolte e dei riscontri rilevati, sono state elaborate le seguenti sezioni stratigrafiche individuate all'interno dell'area d'intervento ed in relazione alle maggiori problematiche riscontrate ed interventi proposti:

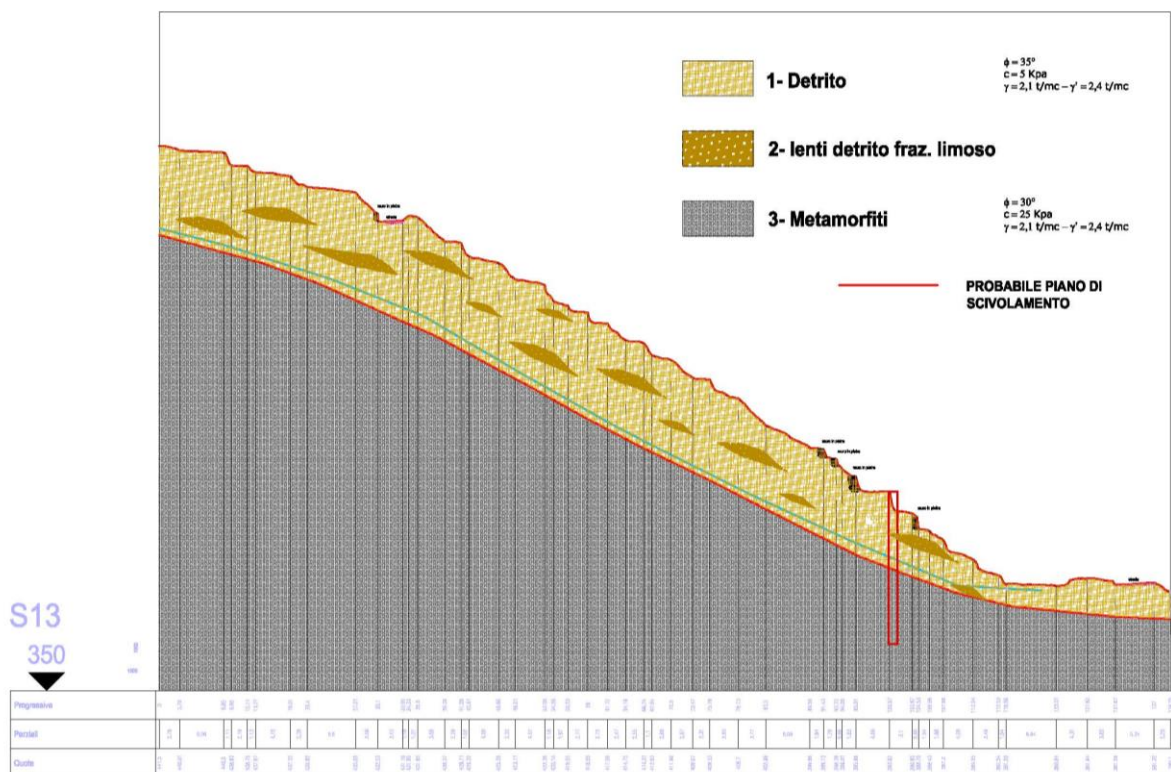


Planimetria con ubicazione delle sezioni stratigrafiche





Sezione stratigrafica S11



Sezione stratigrafica S13

4 CARATTERIZZAZIONE FISICO-MECCANICA DEI TERRENI E MODELLO GEOTECNICO

Le NTC definiscono i criteri da adottare per la definizione del modello geotecnico del terreno da utilizzare per la progettazione degli interventi.

Caratterizzazione e modellazione geotecnica

I risultati delle indagini e prove geotecniche, eseguite in sito e in laboratorio, devono essere interpretate dal progettista che, sulla base dei risultati acquisiti, della tipologia di opera e/o intervento, delle tecnologie previste e delle modalità costruttive, deve individuare i più appropriati modelli geotecnici di sottosuolo e i valori caratteristici dei parametri geotecnici ad essi correlati. I parametri geotecnici da valutare per l'esecuzione delle analisi e delle verifiche nei riguardi degli stati limite ultimi e di esercizio dipendono dai modelli costitutivi adottati per descrivere il comportamento meccanico dei terreni.

Valori caratteristici dei parametri geotecnici

La scelta dei valori caratteristici dei parametri geotecnici avviene in due fasi.

FASE 1

Definizione dei parametri geotecnici appropriati

- *La prima fase comporta l'identificazione dei parametri geotecnici appropriati ai fini progettuali. Tale scelta richiede una valutazione specifica da parte del progettista, per il necessario riferimento ai diversi tipi di verifica.*

FASE 2

- *Identificati i parametri geotecnici appropriati, la seconda fase del processo decisionale riguarda la valutazione dei valori caratteristici degli stessi parametri.*

Nella progettazione geotecnica, in coerenza con gli Eurocodici, la scelta dei valori caratteristici dei parametri deriva da una stima cautelativa, effettuata dal progettista, del valore del parametro appropriato per lo stato limite considerato.

La prima fase comporta l'identificazione dei parametri geotecnici appropriati ai fini progettuali (Es. angolo di resistenza di picco, residuo o critico).

Nel caso in esame il modello geotecnico è finalizzato alla esecuzione delle verifiche previste dalle norme per la valutazione della stabilità della scarpata.

Ai fini delle verifiche suddette i parametri appropriati da utilizzare sono i valori di picco e residui (minimi) dei parametri meccanici dell'angolo di resistenza e della coesione in condizioni drenate e non drenate, nonché il modulo edometrico per la deformabilità.

Un aspetto cruciale riguarda il passaggio dai valori rappresentativi dei parametri geotecnici ai corrispondenti valori caratteristici. La seconda fase del processo decisionale riguarda la valutazione dei valori caratteristici degli stessi parametri.

Nella scelta dei valori caratteristici è necessario tener conto, come già esposto, della specifica verifica e delle condizioni costruttive che ad essa corrispondono.

La Circolare fornisce un utile chiarimento circa il criterio base da utilizzare per effettuare tale scelta.

Nelle valutazioni che il progettista deve svolgere per pervenire ad una scelta corretta dei valori caratteristici, appare giustificato il riferimento a valori prossimi ai valori medi quando nello stato limite considerato è coinvolto un elevato volume di terreno, con possibile compensazione delle eterogeneità o quando la struttura a contatto con il terreno è dotata di rigidità sufficiente a trasferire le azioni dalle zone meno resistenti a quelle più resistenti.

Al contrario, valori caratteristici prossimi ai valori minimi dei parametri geotecnici appaiono più giustificati nel caso in cui siano coinvolti modesti volumi di terreno, con concentrazione delle deformazioni fino alla formazione di superfici di rottura nelle porzioni di terreno meno resistenti del volume significativo, o nel caso in cui la struttura a contatto con il terreno non sia in grado di trasferire forze dalle zone meno resistenti a quelle più resistenti a causa della sua insufficiente rigidità.

4.1 Modello geotecnico

Nel complesso i terreni, distinti per caratteristiche litologiche e strutturali principali, possono essere ricondotti alle seguenti tipologie (dall'alto verso il basso): coltre detritica di copertura di spessore variabile da pochi metri fino a 15 metri con intercalare di lenti a frazione limosa; alla base delle suddette coperture si trova il substrato metamorfico.

Si procede alla caratterizzazione geotecnica del modello differenziando i seguenti strati:

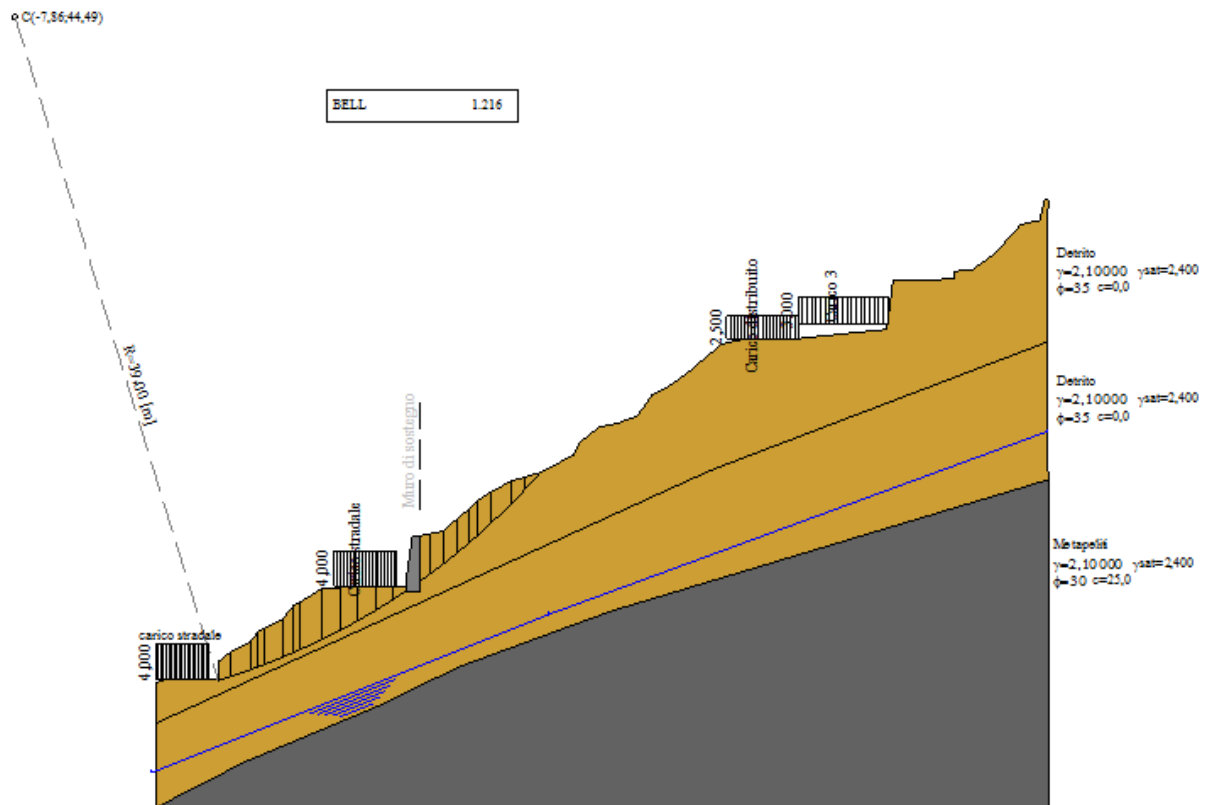
- Copertura detritica;
- Metamorfiti;

La caratterizzazione dei terreni viene validata, oltre che con l'esecuzione delle indagini dirette, anche con l'esecuzione di una back analysis.

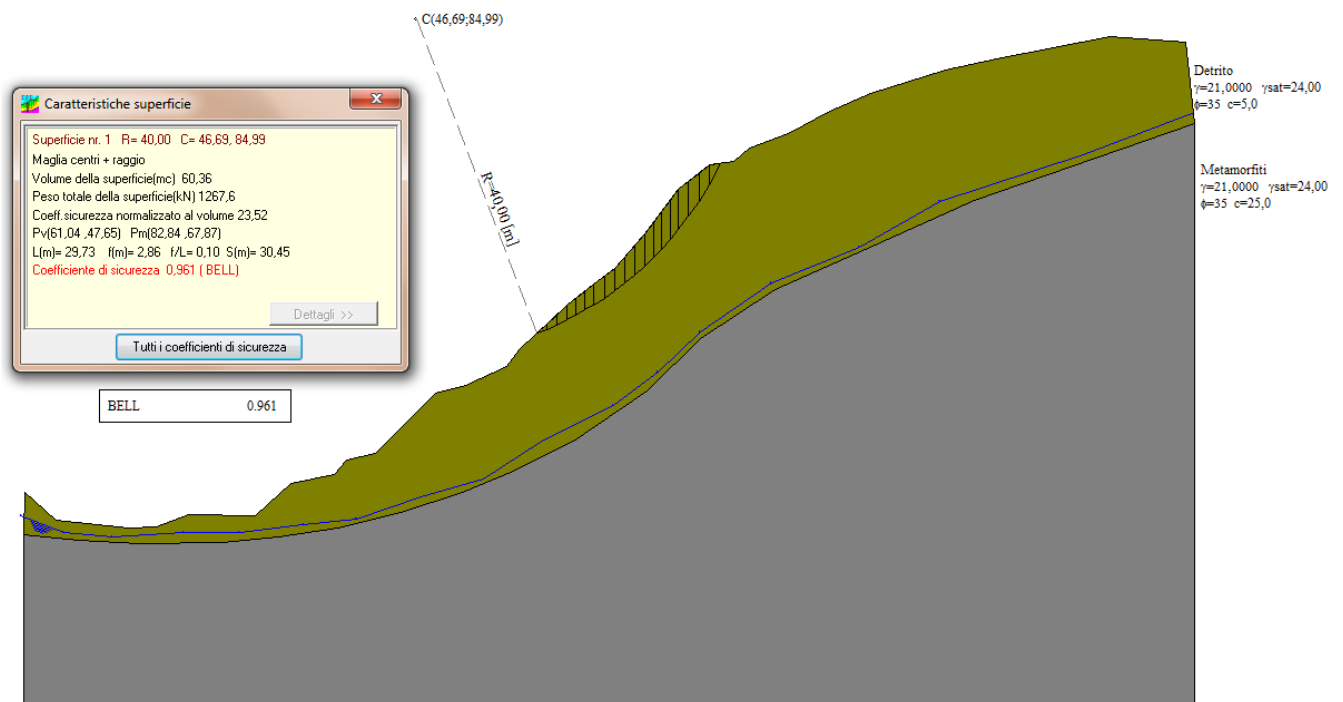
4.2 Back analysis

Per la caratterizzazione dei terreni componenti lo strato detritico, in mancanza di esaustivi dati provenienti dalle indagini, si è provveduto ad eseguire una verifica dello stato di fatto attraverso la *back analysis*. La necessità nasce dall'esigenza di approfondire e particularizzare i parametri relativi alla coltre detritica che è risultata composta da materiale eterogeneo costituito da sabbie con intercalazioni limose. Pertanto, fissati i parametri geotecnici desunti dalle indagini di laboratorio per quel che concerne lo strato metamorfico, e fissati i parametri relativi al peso specifico ($\gamma=2,1t$), all'angolo di attrito ($\phi'=35^\circ$ come desunto dalle prove SPT *in situ*) per lo strato detritico, è stato ricercato il valore relativo alla coesione cui corrispondesse una modellazione geotecnica tale da garantire, in condizioni statiche, il raggiungimento di un fattore di sicurezza F_s pari o prossimo all'unità.

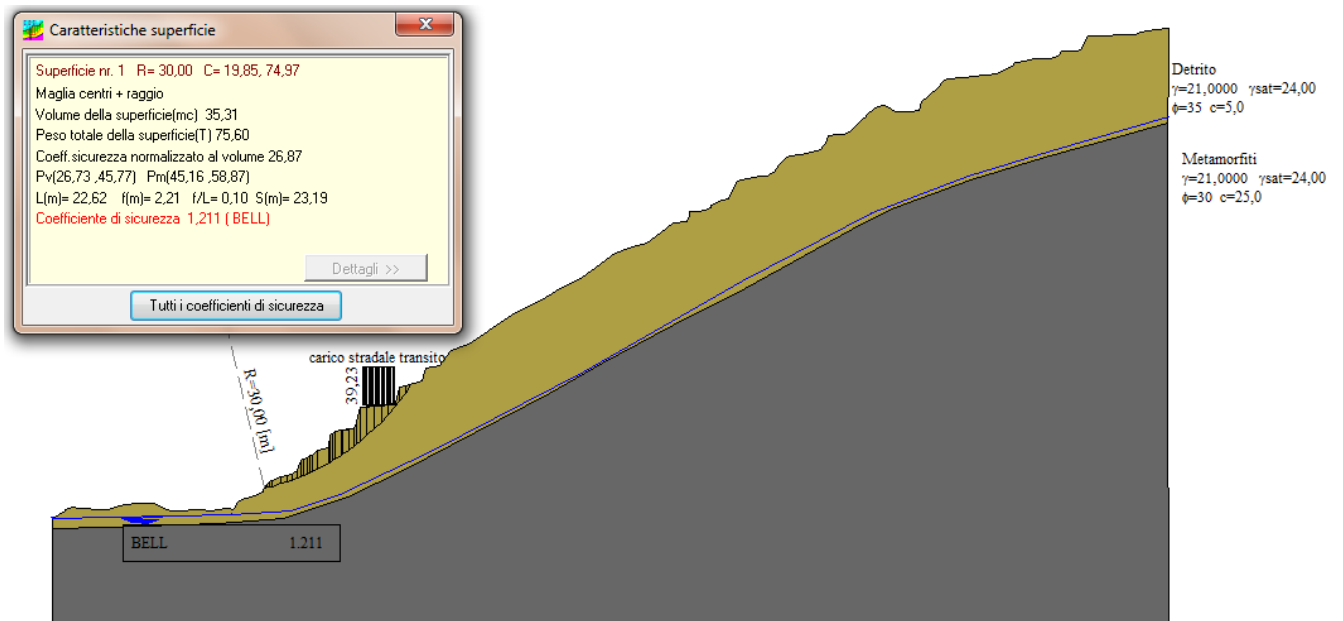
Dall'esecuzione della back-analysis si hanno i seguenti risultati riportati nelle seguenti immagini:



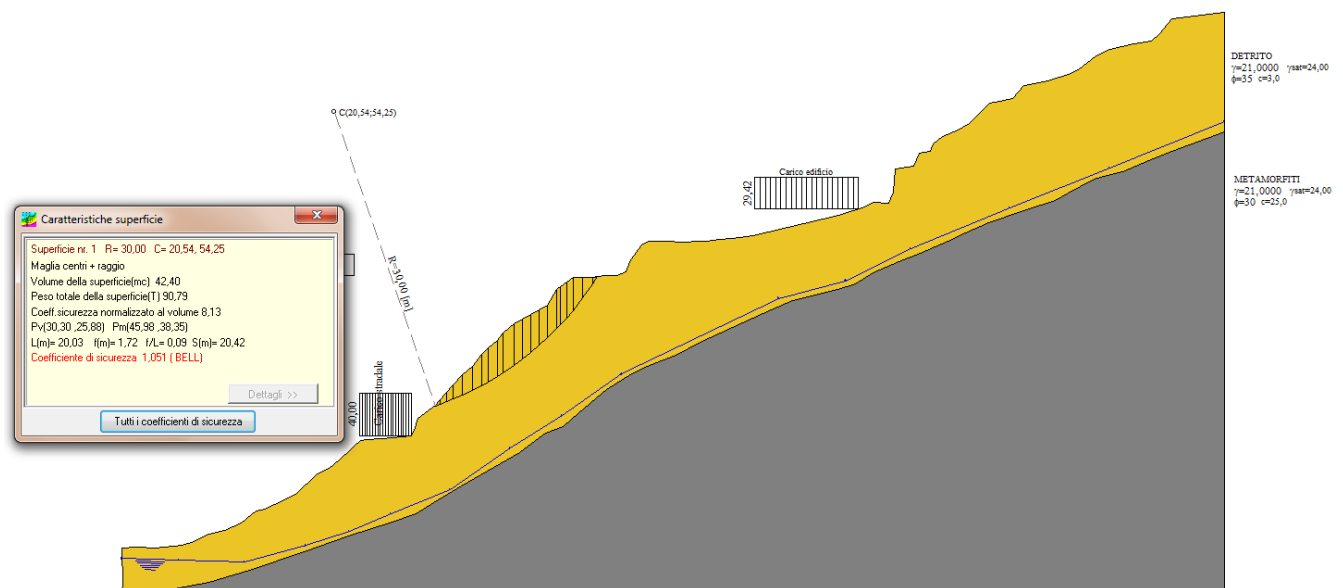
Profilo 8 – verifica stato di fatto – FS 1,216



Profilo 11 – verifica stato di fatto – FS 0,961



Profilo 13 – verifica stato di fatto – FS 1,211



Profilo 17 – verifica stato di fatto – FS 1,051

Sulla base degli studi effettuati e delle verifiche condotte anche in considerazione delle diverse condizioni geomorfologiche che contraddistinguono le diverse sezioni stratigrafiche, sono stati desunti i seguenti parametri geotecnici:

4.3 Caratteristiche geotecniche del terreno

"Detrito"

Parametro	Valore caratteristico
Peso unità di volume γ (kN/m ³)	21,00
Peso unità di volume saturo γ_{sat} (kN/m ³)	24,00
Angolo di resistenza al taglio ϕ' (°)	35
Coesione drenata c' (kN/m ²)	5

"Metamorfiti"

Parametro	Valore caratteristico
Peso unità di volume γ (kN/m ³)	21,00
Peso unità di volume saturo γ_{sat} (kN/m ³)	24,00
Angolo di resistenza al taglio ϕ' (°)	30
Coesione drenata c' (kN/m ²)	25

5 VERIFICHE GEOTECNICHE DI STABILITA'

NORMATIVE DI RIFERIMENTO

- NTC2008 - Norme tecniche per le costruzioni - D.M. 14 Gennaio 2008.
- CIRCOLARE 2 febbraio 2009, n. 617 - Istruzioni per l'applicazione delle 'Nuove norme tecniche per le costruzioni' di cui al decreto ministeriale 14 gennaio 2008. (GU n. 47 del 26-2-2009 - Suppl. Ordinario n.27)
- Eurocodice 7: Progettazione geotecnica – Parte 1: Regole generali.

5.1 Criteri generali di progetto e verifica di sicurezza

(NTC 6.4.1)

- *Le scelte progettuali per le opere di fondazione devono essere effettuate contestualmente e congruentemente con quelle delle strutture in elevazione.*
- *Le strutture di fondazione devono rispettare le verifiche agli stati limite ultimi e di esercizio e le verifiche di durabilità.*
- *Devono essere valutati gli effetti della costruzione dell'opera su manufatti attigui e sull'ambiente circostante.*
- *Nel caso di fondazioni su pali, le indagini devono essere dirette anche ad accertare la fattibilità e l'idoneità del tipo di palo in relazione alle caratteristiche dei terreni e delle acque del sottosuolo.*

(Circolare C6.4.1)

La circolare, sulla base del presupposto che “*Il comportamento delle fondazioni è condizionato da numerosi fattori*”, elenca quelli che generalmente occorre considerare:

a) *Terreni di fondazione:*

- *successione stratigrafica;*
- *proprietà fisiche e meccaniche dei terreni;*
- *regime delle pressioni interstiziali.*

b) *Opere in progetto:*

- *dimensioni dell'insieme dell'opera;*
- *caratteristiche della struttura in elevazione, con particolare riferimento alla sua attitudine a indurre o a subire cedimenti differenziali;*

- *sequenza cronologica con la quale vengono costruite le varie parti dell'opera;*
- *distribuzione, intensità o variazione nel tempo dei carichi trasmessi in fondazione, distinguendo i carichi permanenti da quelli variabili, e questi, a loro volta, in statici e dinamici.*

c) *Fattori ambientali:*

- *caratteri morfologici del sito;*
- *deflusso delle acque superficiali;*
- *presenza o caratteristiche di altri manufatti (edifici, canali, acquedotti, strade, muri di sostegno, gallerie, ponti, ecc.) esistenti nelle vicinanze o dei quali è prevista la costruzione.*

5.1.1 Verifiche della sicurezza e delle prestazioni attese

Le verifiche di sicurezza relative agli stati limite ultimi (SLU) e le analisi relative alle condizioni di esercizio (SLE) devono essere effettuate nel rispetto dei principi e delle procedure seguenti.

Per ogni stato limite ultimo deve essere rispettata la condizione

$$E_d \leq R_d \quad (6.2.1)$$

dove E_d è il valore di progetto dell'azione o dell'effetto dell'azione

$$E_d = E \left[\gamma_F F_k; \frac{X_k}{\gamma_M}; a_d \right] \quad (6.2.2a)$$

ovvero

$$E_d = \gamma_E \cdot E \left[F_k; \frac{X_k}{\gamma_M}; a_d \right], \quad (6.2.2b)$$

con $\gamma_E = \gamma_F$, e dove R_d è il valore di progetto della resistenza del sistema geotecnico:

$$R_d = \frac{1}{\gamma_R} R \left[\gamma_F F_k; \frac{X_k}{\gamma_M}; a_d \right]. \quad (6.2.3)$$

Effetto delle azioni e resistenza sono espresse in funzione delle:

- *azioni di progetto $\gamma_F F_k$,*
- *dei parametri di progetto X_k/γ_M*
- *della geometria di progetto a_d .*

L'effetto delle azioni può anche essere valutato direttamente come $E_d = E_k \cdot \gamma_E$.

Nella formulazione della resistenza R_d , compare esplicitamente un coefficiente γ_R che opera direttamente sulla resistenza del sistema.

Coefficienti parziali

La verifica condizione $E_d < R_d$ deve essere effettuata impiegando diverse combinazioni di gruppi di coefficienti parziali, rispettivamente definiti per

- le azioni ($A1$ e $A2$),
- per i parametri geotecnici ($M1$ e $M2$)
- per le resistenze ($R1$, $R2$ e $R3$).

I diversi gruppi di coefficienti di sicurezza parziali sono scelti nell'ambito di due approcci progettuali distinti e alternativi.

Approccio 1

sono previste due diverse combinazioni di gruppi di coefficienti:

- la prima combinazione è generalmente più severa nei confronti del dimensionamento strutturale delle opere a contatto con il terreno
- la seconda combinazione è generalmente più severa nei riguardi del dimensionamento geotecnico.

Approccio 2

è prevista un'unica combinazione di gruppi di coefficienti, da adottare sia nelle verifiche strutturali sia nelle verifiche geotecniche

LE N.T.C. PREVEDONO DUE APPROCCI PROGETTUALI, DISTINTI E ALTERNATIVI			
Amplificato	Parzialmente amplificato	Ridotto	Valore caratteristico
AZIONI	PARAMETRI MECCANICI	RESISTENZE	AP1-C1 (STR)
AZIONI	PARAMETRI MECCANICI	RESISTENZE	AP1-C2 (GEO)
AZIONI	PARAMETRI MECCANICI	RESISTENZE	AP2 (STR/GEO)

Approccio 1 (AP1)

Combinazione 1 (AP1- C1): $A1 + M1 + R1$ (STR)

Combinazione 2 (AP1- C2): $A2 + M2 + R2$ (GEO)

Approccio 2 (AP2)

$A1 + M1 + R3$ (STR/GEO)

Azioni (NTC 6.2.3.1.1)

I coefficienti parziali γ_F relativi alle azioni sono indicati nella Tab. 6.2.I. Ad essi deve essere fatto riferimento con le precisazioni riportate nel § 2.6.1.

Si deve comunque intendere che il terreno e l'acqua costituiscono carichi permanenti (strutturali) quando, nella modellazione utilizzata, contribuiscono al comportamento dell'opera con le loro caratteristiche di peso, resistenza e rigidità.

Tabella 6.2.I – Coefficienti parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni.

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

(1) Nel caso in cui i carichi permanenti non strutturali (ad es. i carichi permanenti portati) siano compiutamente definiti, si potranno adottare gli stessi coefficienti validi per le azioni permanenti.

Resistenze (NTC 6.2.3.1.2)

Tabella 6.2.II – Coefficienti parziali per i parametri geotecnici del terreno

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

Verifiche nei confronti degli stati limite ultimi (SLU) (NTC C6.2.3.1)

Si considerano cinque stati limite ultimi che, mantenendo la denominazione abbreviata degli eurocodici, sono così identificati:

EQU – perdita di equilibrio della struttura, del terreno o dell'insieme terreno-struttura, considerati come corpi rigidi;

STR – raggiungimento della resistenza degli elementi strutturali, compresi gli elementi di fondazione;

GEO – raggiungimento della resistenza del terreno interagente con la struttura con sviluppo di meccanismi di collasso dell'insieme terreno-struttura;

UPL – perdita di equilibrio della struttura o del terreno, dovuta alla sottospinta dell'acqua (galleggiamento);

HYD – erosione e sifonamento del terreno dovuta a gradienti idraulici.

STABILITA' DEI PENDII

La verifica di stabilità globale deve essere effettuata secondo l'Approccio 1:

- Combinazione 2: (A2+M2+R2)

tenendo conto dei coefficienti parziali riportati nelle Tabelle 6.2.I e 6.2.II per le azioni e i parametri geotecnici e nella Tabella 6.8.I per le resistenze globali.

PARATIE

Per le paratie si devono considerare almeno i seguenti stati limite ultimi:

-SLU di tipo geotecnico (GEO) e di tipo idraulico (UPL e HYD)

-collasso per rotazione intorno a un punto dell'opera (atto di moto rigido);

-collasso per carico limite verticale;

-sfilamento di uno o più ancoraggi;

-instabilità del fondo scavo in terreni a grana fine in condizioni non drenate;

-instabilità del fondo scavo per sollevamento;

-sifonamento del fondo scavo;

-instabilità globale dell'insieme terreno-opera;

La verifica di stabilità globale dell'insieme terreno-opera deve essere effettuata secondo l'Approccio 1:

-Combinazione 2: $(A2+M2+R2)$

tenendo conto dei coefficienti parziali riportati nelle Tabelle 6.2.I e 6.2.II e 6.8.I.

Le rimanenti verifiche devono essere effettuate considerando le seguenti combinazioni di coefficienti:

-Combinazione 1: $(A1+M1+R1)$

-Combinazione 2: $(A2+M2+R1)$

tenendo conto dei valori dei coefficienti parziali riportati nelle Tabelle 6.2.I, 6.2.II e 6.5.I.

Per le paratie, i calcoli di progetto devono comprendere la verifica degli eventuali ancoraggi, puntoni o strutture di controventamento.

Fermo restando quanto specificato nel § 6.5.3.1.1 per il calcolo delle spinte, per valori dell'angolo d'attrito tra terreno e parete $d > f'/2$ ai fini della valutazione della resistenza passiva è necessario tener conto della non planarità delle superfici di scorrimento.

Prescrizioni specifiche per la stabilità dei pendii naturali (NTC 6.3.5 e Circolare C6.3.5)

La scelta delle più idonee tipologie degli interventi di stabilizzazione deve essere effettuata solo dopo aver individuato le cause promotrici della frana e dipende, oltre che da queste, da forma e posizione della superficie di scorrimento.

La valutazione dell'incremento di sicurezza indotto dagli interventi di stabilizzazione lungo la superficie di scorrimento critica deve essere accompagnata da valutazioni del grado di sicurezza lungo superfici di scorrimento alternative a quella critica.

Il progetto degli interventi di stabilizzazione deve comprendere la descrizione completa dell'intervento, l'influenza delle modalità costruttive sulle condizioni di stabilità, il piano di monitoraggio e un significativo piano di gestione e controllo nel tempo della funzionalità e dell'efficacia dei provvedimenti adottati. In ogni caso devono essere definiti l'entità del miglioramento delle condizioni di sicurezza del pendio e i criteri per verificarne il raggiungimento.

Nel dimensionamento degli interventi di stabilizzazione devono essere valutate le condizioni di stabilità iniziali, prima dell'esecuzione dell'intervento, e quelle finali, ad intervento eseguito, in

modo da valutare l' incremento del margine di sicurezza rispetto al cinematismo di collasso critico potenziale o effettivo. In dipendenza della tipologia di intervento deve essere valutata l'evoluzione temporale dell'incremento del coefficiente di sicurezza nel tempo, per garantire il raggiungimento di condizioni di stabilità adeguate in tempi compatibili con i requisiti di progetto. In ogni caso, le condizioni di stabilità devono essere verificate non solo lungo il cinematismo di collasso critico originario, ma anche lungo possibili cinematismi alternativi che possano innescarsi a seguito della realizzazione dell'intervento di stabilizzazione.

MURI DI SOSTEGNO

C6.5.3.1.1 Muri di sostegno

Gli stati limite ultimi per sviluppo di meccanismi di collasso determinati dalla mobilitazione della resistenza del terreno interagente con un muro di sostegno riguardano lo scorrimento sul piano di posa, il raggiungimento del carico limite nei terreni di fondazione e la stabilità globale del complesso opera di sostegno-terreno. Per quest'ultimo stato limite si rimanda alla sezione relativa alle opere di materiali sciolti e ai fronti di scavo.

Lo stato limite di ribaltamento non prevede la mobilitazione della resistenza del terreno di fondazione, e deve essere trattato come uno stato limite di equilibrio come corpo rigido (EQU), utilizzando i coefficienti parziali sulle azioni della Tabella 2.6.I delle NTC e adoperando coefficienti parziali del gruppo M2 per il calcolo delle spinte (Tabella 6.2.II NTC).

Tutte le azioni agenti sul muro di sostegno possono essere ricondotte a una forza risultante applicata al piano di posa.

Nello stato limite ultimo di collasso per scorrimento, l'azione di progetto è data dalla componente della risultante delle forze in direzione parallela al piano di scorrimento della fondazione, mentre la resistenza di progetto è il valore della forza parallela allo piano cui corrisponde lo scorrimento del muro.

Nello stato limite di collasso per raggiungimento del carico limite della fondazione, l'azione di progetto è la componente della risultante delle forze in direzione normale al piano di posa. La resistenza di progetto è il valore della forza normale al piano di posa a cui corrisponde il raggiungimento del carico limite nei terreni in fondazione.

Il progetto del muro di sostegno deve prevedere anche l'analisi degli stati limite ultimi per raggiungimento della resistenza degli elementi che compongono il muro stesso, siano essi elementi strutturali o una combinazione di terreno e elementi di rinforzo. In questo caso l'azione di progetto è costituita dalla sollecitazione nell'elemento e la resistenza di progetto è il valore della sollecitazione che produce la crisi nell'elemento esaminato.

Per muri di sostegno che facciano uso di ancoraggi o di altri sistemi di vincolo, deve essere verificata la sicurezza rispetto a stati limite ultimi che comportino la crisi di questi elementi.

Approccio 2

Nelle verifiche per il dimensionamento geotecnico della fondazione del muro (GEO), si considera lo sviluppo di meccanismi di collasso determinati dal raggiungimento della resistenza del terreno. L'analisi può essere condotta con la Combinazione (A1+M1+R3), nella quale le azioni permanenti variabili sono amplificate mediante i coefficienti parziali del gruppo A1, che possono essere applicati alle spinte, ai pesi e ai sovraccarichi; i coefficienti parziali sui parametri di resistenza del terreno (M1) sono unitari e la resistenza globale del sistema è ridotta

tramite i coefficienti γ_R del gruppo R3. Tali coefficienti si applicano solo alla resistenza globale del terreno, che è costituita, a seconda dello stato limite considerato, dalla forza parallela al piano di posa della fondazione che ne produce lo scorrimento, o dalla forza normale alla fondazione che produce il collasso per carico limite. Essi vengono quindi utilizzati solo nell'analisi degli stati limite GEO.

Nelle verifiche STR si considerano gli stati limite ultimi per raggiungimento della resistenza negli elementi strutturali o comunque negli elementi che costituiscono il muro di sostegno. Per tale analisi non si utilizza il coefficiente γ_R e si procede come nella Combinazione 1 dell'Approccio 1.

Le verifiche di calcolo sono state effettuate seguendo l'approccio 2.

5.1.2 Metodologie di calcolo

Calcolo della profondità di infissione

Nel caso generale l'equilibrio della paratia è assicurato dal bilanciamento fra la spinta attiva agente da monte sulla parte fuori terra, la resistenza passiva che si sviluppa da valle verso monte nella zona interrata e la controspinta che agisce da monte verso valle nella zona interrata al di sotto del centro di rotazione.

Nel caso di paratia tirantata nell'equilibrio della struttura intervengono gli sforzi dei tiranti (diretti verso monte); in questo caso, se la paratia non è sufficientemente infissa, la controspinta sarà assente.

Pertanto il primo passo da compiere nella progettazione è il calcolo della profondità di infissione necessaria ad assicurare l'equilibrio fra i carichi agenti (spinta attiva, resistenza passiva, controspinta, tiro dei tiranti ed eventuali carichi esterni).

Nel calcolo classico delle paratie si suppone che essa sia infinitamente rigida e che possa subire una rotazione intorno ad un punto (*Centro di rotazione*) posto al di sotto della linea di fondo scavo (per paratie non tirantate).

Occorre pertanto costruire i diagrammi di spinta attiva e di spinta (resistenza) passiva agenti sulla paratia. A partire da questi si costruiscono i diagrammi risultanti.

Nella costruzione dei diagrammi risultanti si adotterà la seguente notazione:

K_{am} diagramma della spinta attiva agente da monte
 K_{av} diagramma della spinta attiva agente da valle sulla parte interrata
 K_{pm} diagramma della spinta passiva agente da monte
 K_{pv} diagramma della spinta passiva agente da valle sulla parte interrata.

Calcolati i diagrammi suddetti si costruiscono i diagrammi risultanti

$$D_m = K_{pm} - K_{av} \quad \text{e} \quad D_v = K_{pv} - K_{am}$$

Questi diagrammi rappresentano i valori limiti delle pressioni agenti sulla paratia. La soluzione è ricercata per tentativi facendo variare la profondità di infissione e la posizione del centro di rotazione fino a quando non si raggiunge l'equilibrio sia alla traslazione che alla rotazione.

Per mettere in conto un fattore di sicurezza nel calcolo delle profondità di infissione si può agire con tre modalità :

1. applicazione di un coefficiente moltiplicativo alla profondità di infissione strettamente necessaria per l'equilibrio
2. riduzione della spinta passiva tramite un coefficiente di sicurezza
3. riduzione delle caratteristiche del terreno tramite coefficienti di sicurezza su $\tan(\phi)$ e sulla coesione

Calcolo della spinte

Metodo di Culmann (metodo del cuneo di tentativo)

Il metodo di Culmann adotta le stesse ipotesi di base del metodo di Coulomb: cuneo di spinta a monte della parete che si muove rigidamente lungo una superficie di rottura rettilinea o spezzata (nel caso di terreno stratificato).

La differenza sostanziale è che mentre Coulomb considera un terrapieno con superficie a pendenza costante e carico uniformemente distribuito (il che permette di ottenere una espressione in forma chiusa per il valore della spinta) il metodo di Culmann consente di analizzare situazioni con profilo di forma generica e carichi sia concentrati che distribuiti comunque disposti. Inoltre, rispetto al metodo di Coulomb, risulta più immediato e lineare tener conto della coesione del masso spingente. Il metodo di Culmann, nato come metodo essenzialmente grafico, si è evoluto per essere trattato mediante analisi numerica (noto in questa forma come metodo del cuneo di tentativo).

I passi del procedimento risolutivo sono i seguenti:

- si impone una superficie di rottura (angolo di inclinazione ρ rispetto all'orizzontale) e si considera il cuneo di spinta delimitato dalla superficie di rottura stessa, dalla parete su cui si calcola la spinta e dal profilo del terreno;
- si valutano tutte le forze agenti sul cuneo di spinta e cioè peso proprio (W), carichi sul terrapieno, resistenza per attrito e per coesione lungo la superficie di rottura (R e C) e resistenza per coesione lungo la parete (A);
- dalle equazioni di equilibrio si ricava il valore della spinta S sulla parete.

Questo processo viene iterato fino a trovare l'angolo di rottura per cui la spinta risulta massima nel caso di spinta attiva e minima nel caso di spinta passiva.

Le pressioni sulla parete di spinta si ricavano derivando l'espressione della spinta S rispetto all'ordinata z . Noto il diagramma delle pressioni si ricava il punto di applicazione della spinta.

Spinta in presenza di falda

Nel caso in cui a monte della parete sia presente la falda il diagramma delle pressioni risulta modificato a causa della sottospinta che l'acqua esercita sul terreno. Il peso di volume del terreno al di sopra della linea di falda non subisce variazioni. Viceversa al di sotto del livello di falda va considerato il peso di volume efficace

$$\gamma' = \gamma_{\text{sat}} - \gamma_w$$

dove γ_{sat} è il peso di volume saturo del terreno (dipendente dall'indice dei pori) e γ_w è il peso specifico dell'acqua. Quindi il diagramma delle pressioni al di sotto della linea di falda ha una pendenza minore. Al diagramma così ottenuto va sommato il diagramma triangolare legato alla pressione esercitata dall'acqua.

Il regime di filtrazione della falda può essere *idrostatico* o *idrodinamico*.

Nell'ipotesi di regime idrostatico sia la falda di monte che di valle viene considerata statica, la pressione in un punto a quota h al di sotto della linea freatica sarà dunque pari a:

$$\gamma_w \times h$$

Spinta in presenza di sisma

Per tenere conto dell'incremento di spinta dovuta al sisma si fa riferimento al metodo di **Mononobe-Okabe** (cui fa riferimento la Normativa Italiana).

Il metodo di Mononobe-Okabe considera nell'equilibrio del cuneo spingente la forza di inerzia dovuta al sisma. Indicando con W il peso del cuneo e con C il coefficiente di intensità sismica la forza di inerzia valutata come

$$F_i = W \cdot C$$

Indicando con S la spinta calcolata in condizioni statiche e con S_s la spinta totale in condizioni sismiche l'incremento di spinta è ottenuto come

$$DS = S_s - S$$

L'incremento di spinta viene applicato a 1/3 dell'altezza della parete stessa (diagramma triangolare con vertice in alto).

Analisi ad elementi finiti

La paratia è considerata come una struttura a prevalente sviluppo lineare (si fa riferimento ad un metro di larghezza) con comportamento a trave. Come caratteristiche geometriche della sezione si assume il momento d'inerzia I e l'area A per metro lineare di larghezza della paratia. Il modulo elastico è quello del materiale utilizzato per la paratia.

La parte fuori terra della paratia è suddivisa in elementi di lunghezza pari a circa 5 centimetri e più o meno costante per tutti gli elementi. La suddivisione è suggerita anche dalla eventuale presenza di tiranti, carichi e vincoli. Infatti questi elementi devono capitare in corrispondenza di un nodo. Nel caso di tirante è inserito un ulteriore elemento atto a schematizzarlo. Detta L la lunghezza libera del tirante, A_t l'area di armatura nel tirante ed E_s il modulo elastico dell'acciaio è inserito un elemento di lunghezza pari ad L , area A_t , inclinazione pari a quella del tirante e modulo elastico E_s . La parte interrata della paratia è suddivisa in elementi di lunghezza, come visto sopra, pari a circa 5 centimetri.

I carichi agenti possono essere di tipo distribuito (spinta della terra, diagramma aggiuntivo di carico, spinta della falda, diagramma di spinta sismica) oppure concentrati. I carichi distribuiti sono riportati sempre come carichi concentrati nei nodi (sotto forma di reazioni di incastro perfetto cambiate di segno).

Schematizzazione del terreno

La modellazione del terreno si rifà al classico schema di Winkler. Esso è visto come un letto di molle indipendenti fra di loro reagenti solo a sforzo assiale di compressione. La rigidezza della singola molla è legata alla costante di sottofondo orizzontale del terreno (*costante di Winkler*). La costante di sottofondo, k , è definita come la pressione unitaria che occorre applicare per ottenere uno spostamento unitario. Dimensionalmente è espressa quindi come rapporto fra una pressione ed uno spostamento al cubo $[F/L^3]$. È evidente che i risultati sono tanto migliori quanto più è elevato il numero delle molle che schematizzano il terreno. Se (m è l'interasse fra le molle (in cm) e b è la larghezza della paratia in direzione longitudinale ($b=100$ cm) occorre ricavare l'area equivalente, A_m , della molla (a cui si assegna una lunghezza pari a 100 cm). Indicato con E_m il modulo elastico del materiale costituente la paratia (in Kg/cm^2), l'equivalenza, in termini di rigidezza, si esprime come

$$A_m = 10000 \times \frac{k \Delta_m}{E_m}$$

Per le molle di estremità, in corrispondenza della linea di fondo scavo ed in corrispondenza dell'estremità inferiore della paratia, si assume una area equivalente dimezzata. Inoltre, tutte le molle hanno, ovviamente, rigidezza flessionale e tagliante nulla e sono vincolate all'estremità alla traslazione. Quindi la matrice di rigidezza di tutto il sistema paratia-terreno sarà data dall'assemblaggio delle matrici di rigidezza degli elementi della paratia (elementi a rigidezza flessionale, tagliante ed assiale), delle matrici di rigidezza dei tiranti (solo rigidezza assiale) e delle molle (rigidezza assiale).

Modalità di analisi e comportamento elasto-plastico del terreno

A questo punto vediamo come è effettuata l'analisi. Un tipo di analisi molto semplice e veloce sarebbe l'analisi elastica (peraltro disponibile nel programma **PAC**). Ma si intuisce che considerare il terreno con un comportamento infinitamente elastico è una approssimazione alquanto grossolana. Occorre quindi introdurre qualche correttivo che meglio ci aiuti a modellare il terreno. Fra le varie soluzioni possibili una delle più praticabili e che fornisce risultati soddisfacenti è quella di considerare il terreno con comportamento elasto-plastico perfetto. Si assume cioè che la curva sforzi-deformazioni del terreno abbia andamento bilatero. Rimane da scegliere il criterio di plasticizzazione del terreno (molle). Si può fare riferimento ad un criterio di tipo cinematico: la resistenza della molla cresce con la deformazione fino a quando lo spostamento non raggiunge il valore X_{max} ; una volta superato tale spostamento limite non si ha più incremento di resistenza all'aumentare degli spostamenti. Un altro criterio può essere di tipo statico: si assume che la molla abbia una resistenza crescente fino al raggiungimento di una pressione p_{max} . Tale pressione p_{max} può essere imposta pari al valore della pressione passiva in corrispondenza della quota della molla. D'altronde un ulteriore criterio si può ottenere dalla combinazione dei due descritti precedentemente: plasticizzazione o per raggiungimento dello spostamento limite o per raggiungimento della pressione passiva. Dal punto di vista strettamente numerico è chiaro che l'introduzione di criteri di plasticizzazione porta ad analisi di tipo non lineare (non linearità meccaniche). Questo comporta un aggravio computazionale non indifferente. L'entità di tale aggravio dipende poi dalla particolare tecnica adottata per la soluzione. Nel caso di analisi elastica lineare il problema si risolve immediatamente con la soluzione del sistema fondamentale (K matrice di rigidezza, u vettore degli spostamenti nodali, p vettore dei carichi nodali)

$$Ku=p$$

Un sistema non lineare, invece, deve essere risolto mediante un'analisi al passo per tener conto della plasticizzazione delle molle. Quindi si procede per passi di carico, a partire da un carico iniziale p_0 , fino a raggiungere il carico totale p . Ogni volta che si incrementa il carico si controllano eventuali plasticizzazioni delle molle. Se si hanno nuove plasticizzazioni la matrice globale andrà riassembleata escludendo il contributo delle molle plasticizzate. Il procedimento descritto se fosse applicato in questo modo sarebbe particolarmente gravoso (la fase di decomposizione della matrice di rigidezza è particolarmente onerosa). Si ricorre pertanto a soluzioni più sofisticate che escludono il riassembleggio e la decomposizione della matrice, ma usano la matrice elastica iniziale (*metodo di Riks*).

Senza addentrarci troppo nei dettagli diremo che si tratta di un metodo di Newton-Raphson modificato e ottimizzato. L'analisi condotta secondo questa tecnica offre dei vantaggi immediati. Essa restituisce l'effettiva deformazione della paratia e le relative sollecitazioni; dà informazioni dettagliate circa la deformazione e la pressione sul terreno. Infatti la deformazione è direttamente leggibile, mentre la pressione sarà data dallo sforzo nella molla diviso per l'area di influenza della molla stessa. Sappiamo quindi quale è la zona di terreno effettivamente plasticizzato. Inoltre dalle deformazioni ci si può rendere conto di un possibile meccanismo di rottura del terreno.

Analisi per fasi di scavo

L'analisi della paratia per fasi di scavo consente di ottenere informazioni dettagliate sullo stato di sollecitazione e deformazione dell'opera durante la fase di realizzazione. In ogni fase lo stato di sollecitazione e di deformazione dipende dalla 'storia' dello scavo (soprattutto nel caso di paratie tirantate o vincolate).

Definite le varie altezze di scavo (in funzione della posizione di tiranti, vincoli, o altro) si procede per ogni fase al calcolo delle spinte inserendo gli elementi (tiranti, vincoli o carichi) attivi per quella fase, tenendo conto delle deformazioni dello stato precedente. Ad esempio, se sono presenti dei tiranti passivi si inserirà nell'analisi della fase la 'molla' che lo rappresenta. Indicando con u ed u_0 gli spostamenti nella fase attuale e nella fase precedente, con s ed s_0 gli sforzi nella fase attuale e nella fase precedente e con K la matrice di rigidezza della 'struttura' la relazione sforzi-deformazione è esprimibile nella forma

$$s=s_0+K(u-u_0)$$

In sostanza analizzare la paratia per fasi di scavo oppure 'direttamente' porta a risultati abbastanza diversi sia per quanto riguarda lo stato di deformazione e sollecitazione dell'opera sia per quanto riguarda il tiro dei tiranti.

Verifica alla stabilità globale

La verifica alla stabilità globale del complesso paratia+terreno deve fornire un coefficiente di sicurezza non inferiore a 1.3.

È usata la tecnica della suddivisione a strisce della superficie di scorrimento da analizzare. La superficie di scorrimento è supposta circolare.

In particolare il programma esamina, per un dato centro 3 cerchi differenti: un cerchio passante per la linea di fondo scavo, un cerchio passante per il piede della paratia ed un cerchio passante per il punto medio della parte interrata. Si determina il minimo coefficiente di sicurezza su una maglia di centri di dimensioni 6x6 posta in prossimità della sommità della paratia. Il numero di strisce è pari a 50.

Si adotta per la verifica di stabilità globale il metodo di Bishop.

Il coefficiente di sicurezza nel metodo di Bishop si esprime secondo la seguente formula:

$$\eta = \frac{\sum_i \left(\frac{c_i b_i + (W_i - u_i b_i) \tan \phi_i}{m} \right)}{\sum_i W_i \sin \alpha_i}$$

dove il termine m è espresso da

$$m = \left(1 + \frac{\tan \phi_i \tan \alpha_i}{\eta} \right) \cos \alpha_i$$

In questa espressione n è il numero delle strisce considerate, b_i e α_i sono la larghezza e l'inclinazione della base della striscia i_{esima} rispetto all'orizzontale, W_i è il peso della striscia i_{esima} , c_i e ϕ_i sono le caratteristiche del terreno (coesione ed angolo di attrito) lungo la base della striscia ed u_i è la pressione neutra lungo la base della striscia.

L'espressione del coefficiente di sicurezza di Bishop contiene al secondo membro il termine m che è funzione di η . Quindi essa è risolta per successive approssimazioni assumendo un valore iniziale per η da inserire nell'espressione di m ed iterare finquando il valore calcolato coincide con il valore assunto.

5.2 Imputazioni e scelte progettuali in adempimento alla normativa vigente

Le azioni sismiche sono state valutate con il metodo pseudostatico ed i parametri sismici sono stati ricavati secondo le prescrizioni dettate dal D.M. 14.01.2008.

Assunta una vita nominale V_N di 50 anni ed un coefficiente d'uso $C_U = 1,0$ (classe d'uso II) si ha che il periodo di riferimento V_R è pari a:

$$V_R = V_N C_U = 50 \text{ anni.}$$

Note le coordinate geografiche del comune di Sinagra

Calcolo Parametri Sismici

Ricerca il Comune:

n°	Comune	Prov	Latitudine	Longitudine
1	Sinagra	ME	38,084055	14,849314

Località

Comune:

Provincia:

Regione:

Latitudine:

Longitudine:

<< Indietro Avanti >>

Stato Limite Ultimo: ☒ SLV ☐ Nessun valore ☐ SLC

Stato Limite Esercizio: ☐ SLD ☐ Nessun valore ☒ SLD

Esporta dati >> Chiudi

e il tempo di ritorno, si possono valutare i parametri dell'azione sismica tramite un'opportuna interpolazione dei quattro nodi più vicini al punto selezionato:

Calcolo Parametri Sismici

Parametri sismici

	T_R [anni]	a_g [m/s ²]	F_0 [...]	T_C^* [s]
SLO	30	0,584	2,410	0,266
SLD	50	0,752	2,393	0,279
SLV	475	1,829	2,455	0,325
SLC	975	2,308	2,529	0,337

☒ ID Punto 1 = 45420
☐ ID Punto 2 = 45421
☐ ID Punto 3 = 45199
☐ ID Punto 4 = 45198
Dati sismici rilevati correttamente.

<< Indietro Avanti >>

Stato Limite Ultimo: ☒ SLV ☐ Nessun valore ☐ SLC

Stato Limite Esercizio: ☐ SLD ☐ Nessun valore ☒ SLD

Esporta dati >> Chiudi

Opzioni sisma

D.M. 1996

Coefficiente di intensità sismica % 10.00

Intensità sismica verticale/Orizzontale 0.50

N.T.C. 2008

Accelerazione al suolo a_g [m/s²] **ag/g = 0.19** 1.829

Massimo fattore amplificazione spettro orizz. F0 2.455

Periodo inizio tratto spettro a velocità costante T_c^* 0.325

Tipo di sottosuolo - Coefficiente stratigrafico S_s Tipo C 1.425

Coeff. amplificazione topografica S_T T3 1.20

Coefficiente di riduzione (β_s) C 0.24

Coeff. di intensità sismica orizzontale - K_h [%] = 7.65

Intensità sismica verticale/Orizzontale 0.50

<< Importa parametri sismici >>

Accetta Annulla

Individuati i dati geometrici, geotecnici e sismici si può procedere con l'analisi dei versanti. Tali verifiche verranno effettuate in tre fasi:

FASE 1: Stato di fatto in condizioni statiche;

FASE 2: Stato di fatto in condizioni sismiche;

FASE 3: Progetto in condizioni sismiche.

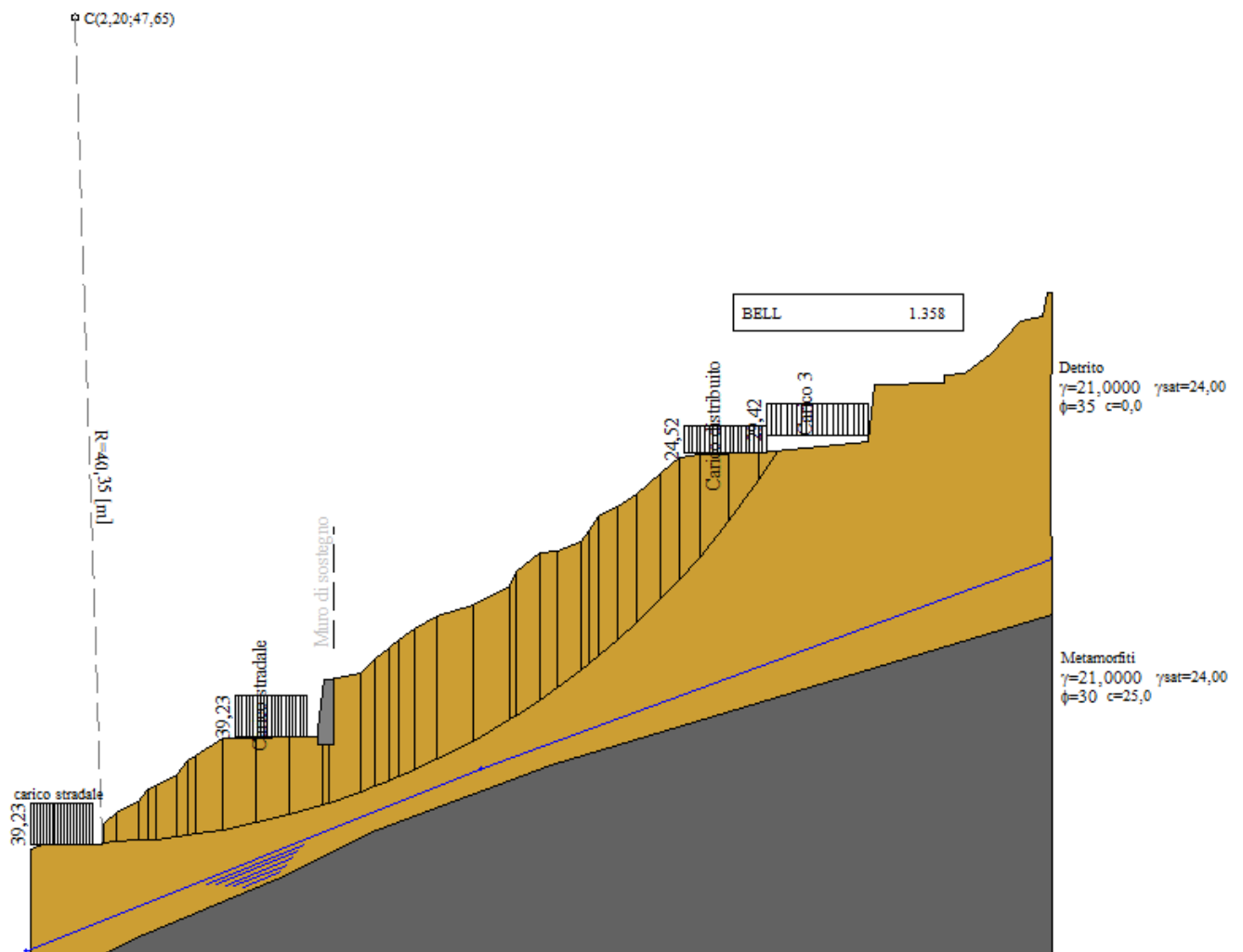
Per la FASE 3 in alcuni casi si è proceduto alla verifica progressiva degli interventi proposti qualora gli stessi fossere in numero e complessità tale da richiedere uno studio più approfondito e parziale che possa giustificarne la spesa.

5.3 Verifica globale PROFILO 8

Si riportano di seguito i cerchi di scivolamento ed i coefficienti di sicurezza F_s minimi distinti per le tre FASI di verifica per come meglio esplicitato in precedenza.

5.3.1 FASE 1

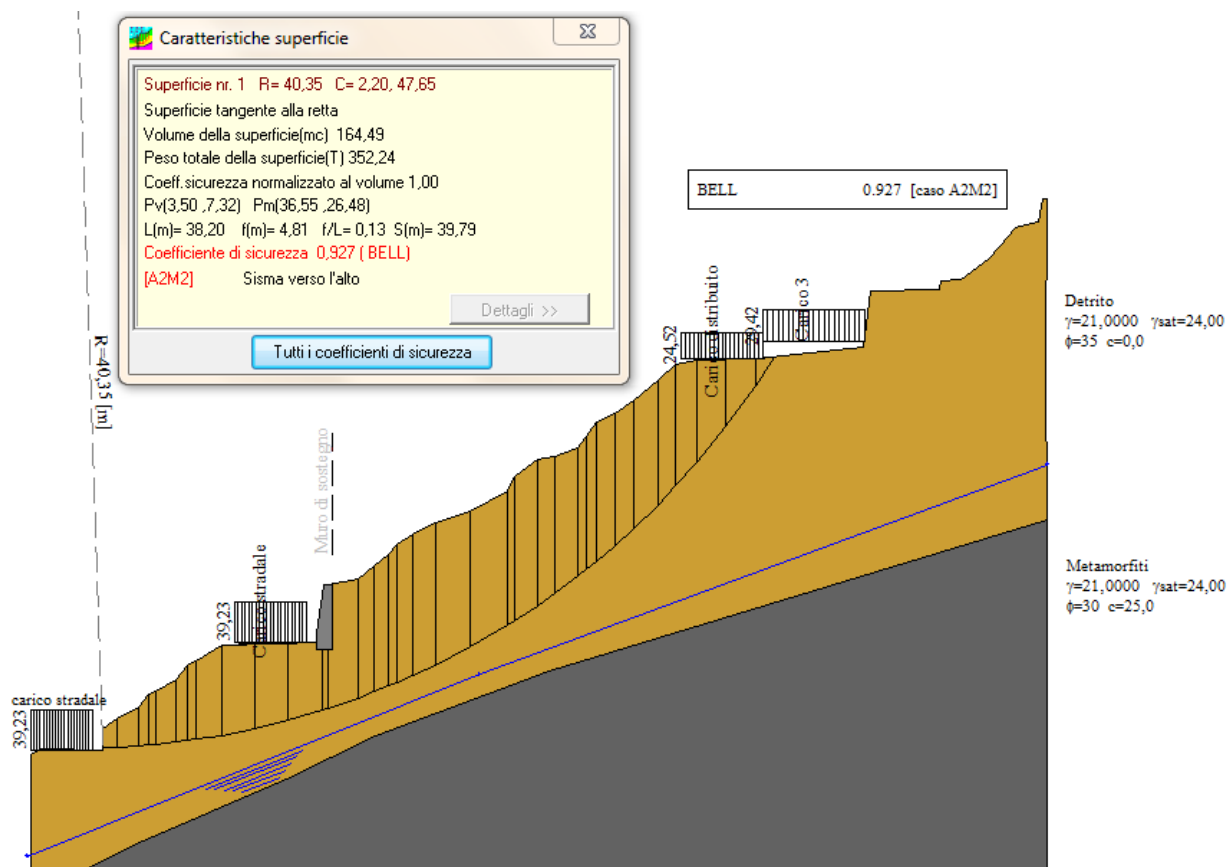
Verifica del pendio in corrispondenza del profilo n.8 in condizioni statiche e senza interventi:



Profilo 8 – Coefficiente di sicurezza in condizioni statiche $F_s = 1,358$

5.3.2 FASE 2

Verifica del pendio in corrispondenza del profilo n.8 in condizioni sismiche e senza interventi:

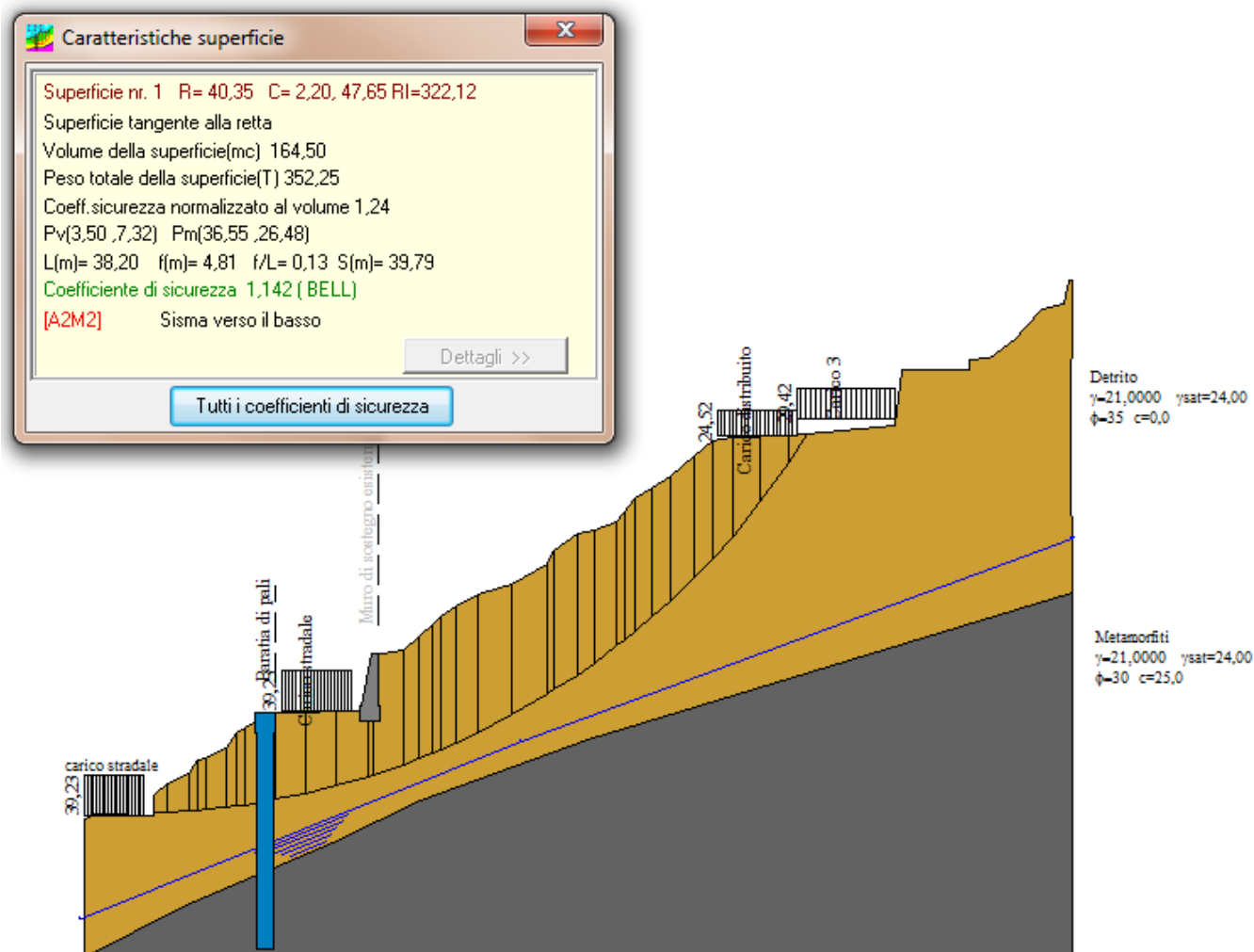


Profilo 8 – Coefficiente di sicurezza in condizioni sismiche $F_s=0,927$

5.3.3 FASE 3

Considerando i risultati delle indagini eseguite che hanno comportato un coefficiente di sicurezza F_s inferiore a quanto prescritto dalla Norma, è stata inserita un'opera di sostegno che potesse intercettare i cerchi di scivolamento critici garantendo la stabilità del versante. In funzione della geomorfologia degli strati che in questa porzione di aree non raggiungono pendenze superiori a 30° , è stato possibile intervenire con una paratia del diametro di 80cm infissa nel terreno per una profondità di 14 metri di cui 1 metro di cordolo di collegamento tra i pali. Onde ridurre al minimo le spinte idrauliche sull'opera garantendo un corretto deflusso delle acque sotterranee, è stato previsto che i pali fossero interposti con una distanza pari a 1,20 m tra i loro centri. Tale intervento ha dato esito positivo.

Verifica del pendio in corrispondenza del profilo n.8 in condizioni sismiche e con interventi:



Profilo 8 – Coefficiente di sicurezza con opere in condizioni sismiche $F_s=1,142$

5.3.4 DESCRIZIONE OPERE DI SOSTEGNO nel profilo 8

Descrizione intervento Paratia di pali

Altezza paratia [m] 14,00

Diametro pali [m] 0,80

Interasse pali [m] 1,20

Altezza cordolo [m] 1,00

Larghezza cordolo [m] 1,00

Tipo paratia Pali

Diametro tubolare [mm] 88,80

Spessore tubolare [mm] 8,00

Rbk calcestruzzo [kPa] 24517

Percentuale armatura [%] 3,00

Resistenza [kN / m] 0,0000

Altezza inefficace [m] 0,00

Posizione X [m] 9,65

Altezza scavo [m] 2,00

Grado di sicurezza desiderato 1,30

☒ **Intervento Attivo**

Tiranti

Elenco tiranti

N°	Y[m]	D[m]
----	------	------

Aggiungi Elimina

Posizione Y [m] 0,00

Lunghezza tirante [m] 20,00

Inclinazione tirante [°] 15,00

Interasse tiranti [m] 2,00

Diametro tiranti [cm] 20,00

Lunghezza fondazione [m] 5,00

Rbk calcestruzzo [kPa] 29420

Tipo tirante ☒ Attivo ☐ Passivo

Tiro applicato [kN] 147,1021

Resistenza taglio [kN] 0,0000

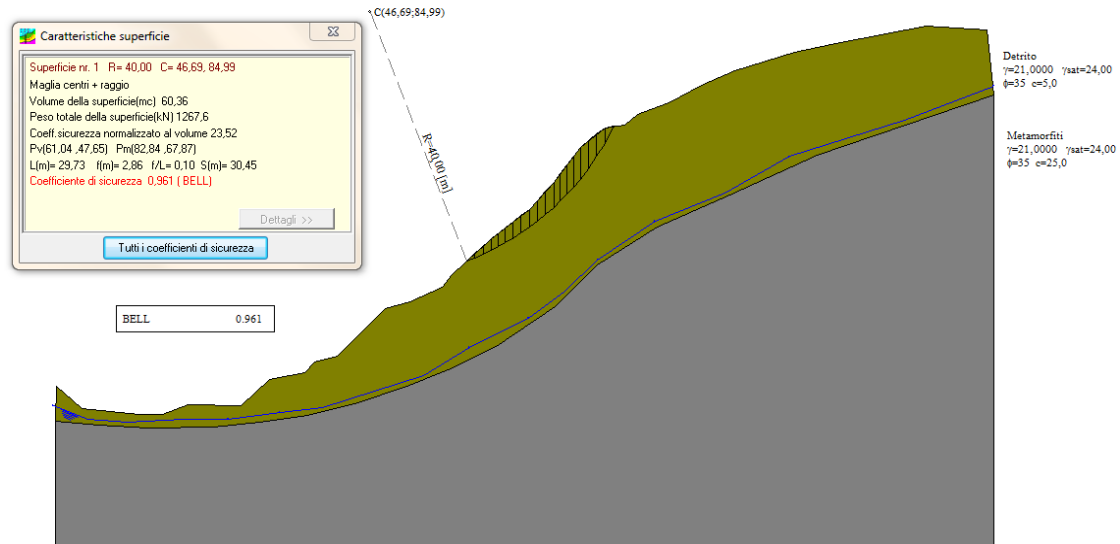
Paratia di pali a valle della strada

5.4 Verifica globale PROFILO 11

Si riportano di seguito i cerchi di scivolamento ed i coefficienti di sicurezza F_s minimi distinti per le tre FASI di verifica per come meglio esplicitato in precedenza.

5.4.1 FASE 1

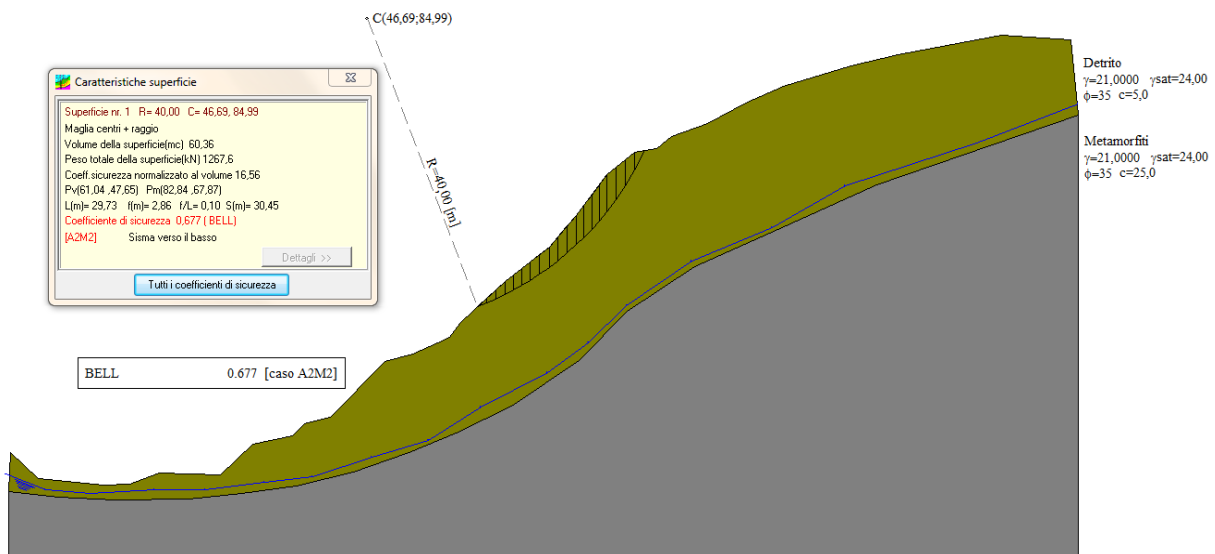
Verifica del pendio in corrispondenza del profilo n.11 in condizioni statiche e senza interventi:



Profilo 11 – Coefficiente di sicurezza in condizioni statiche $F_s=0,961$

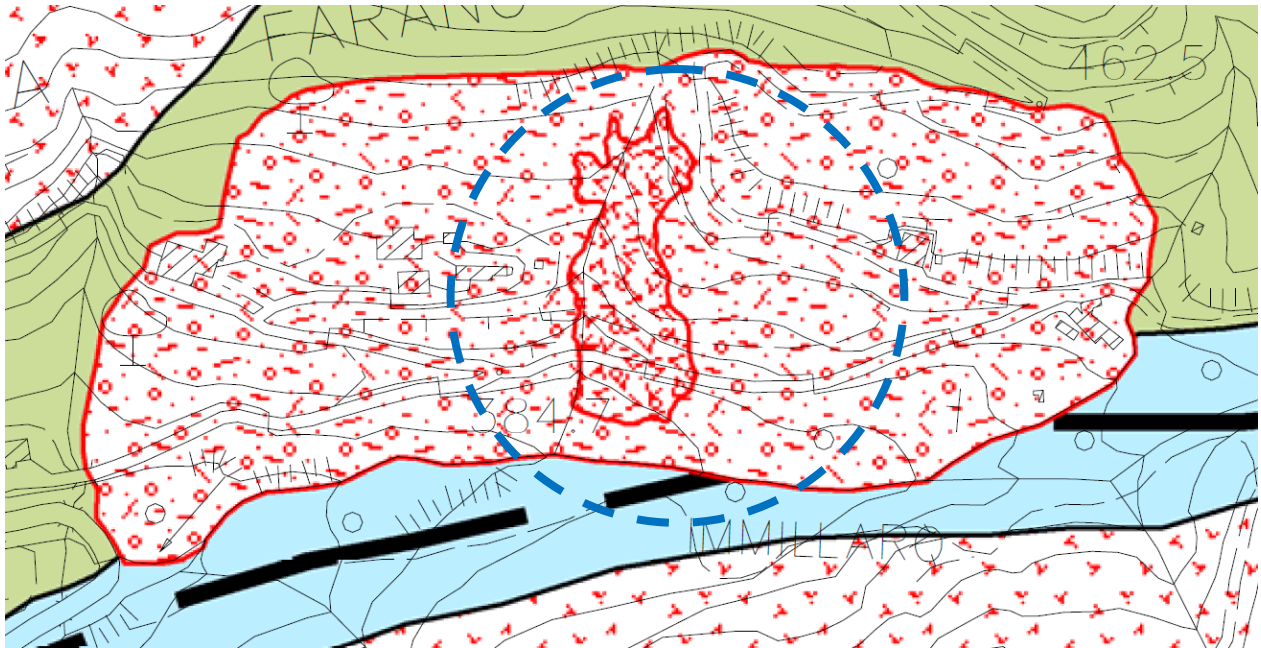
5.4.2 FASE 2

Verifica del pendio in corrispondenza del profilo n.11 in condizioni sismiche e senza interventi:



Profilo 11 – Coefficiente di sicurezza senza opere in condizioni sismiche $F_s=0,677$

Il profilo 11 ricade in una zona oggetto di frana. Lo stato dei luoghi è caratterizzato da uno scivolamento detritico repentino che ha movimentato una notevole quantità di materiale verso valle travolgendo e ricoprendo la strada comunale esistente. Raggiunta una pseudo condizione statica, il versante rimane a forte pendenza (circa 40°) pertanto rimane alto il rischio di frana soprattutto in condizioni sismiche.



Inoltre la coltre detritica raggiunge, in corrispondenza del ciglio di frana, profondità considerevoli. Il supporto stabile metarenitico non aiuta la condizione di stabilità sia a causa delle forti pendenze anche all'interfaccia tra i due strati sia per la presenza di una falda freatica che agevola eventuali scorrimenti relativi tra i due strati.

Stante le considerazioni esposte e sulla base delle analisi geologiche riportate in allegato (rif. Tav. R2) si è ritenuto di dover rimodulare l'andamento orografico del pendio riportando le pendenze ai valori precedenti la frana attraverso una risagomatura mediante terrazzamenti protetti del pendio, inserendo a monte ed a valle dello stesso due file di paratie di pali opportunamente distanziati.

5.4.3 FASE 3

Considerando i risultati dei calcoli eseguiti che hanno comportato un coefficiente di sicurezza F_s inferiore a quanto prescritto dalla Norma, sono state inserite due

paratie di pali, una a valle della strada comunale con lo scopo di protezione e sostegno della strada stessa e come blocco stabile al piede della frana citata.

Dall'analisi dei cerchi di scivolamento più critici che nelle diverse simulazioni effettuate si sono sempre disposti verso la parte alta del versante, è stato necessario inserire un'altra paratia di pali in c.a. che potesse spezzare i cerchi di scivolamento agganciandosi allo strato stabile delle Metamorfiti.

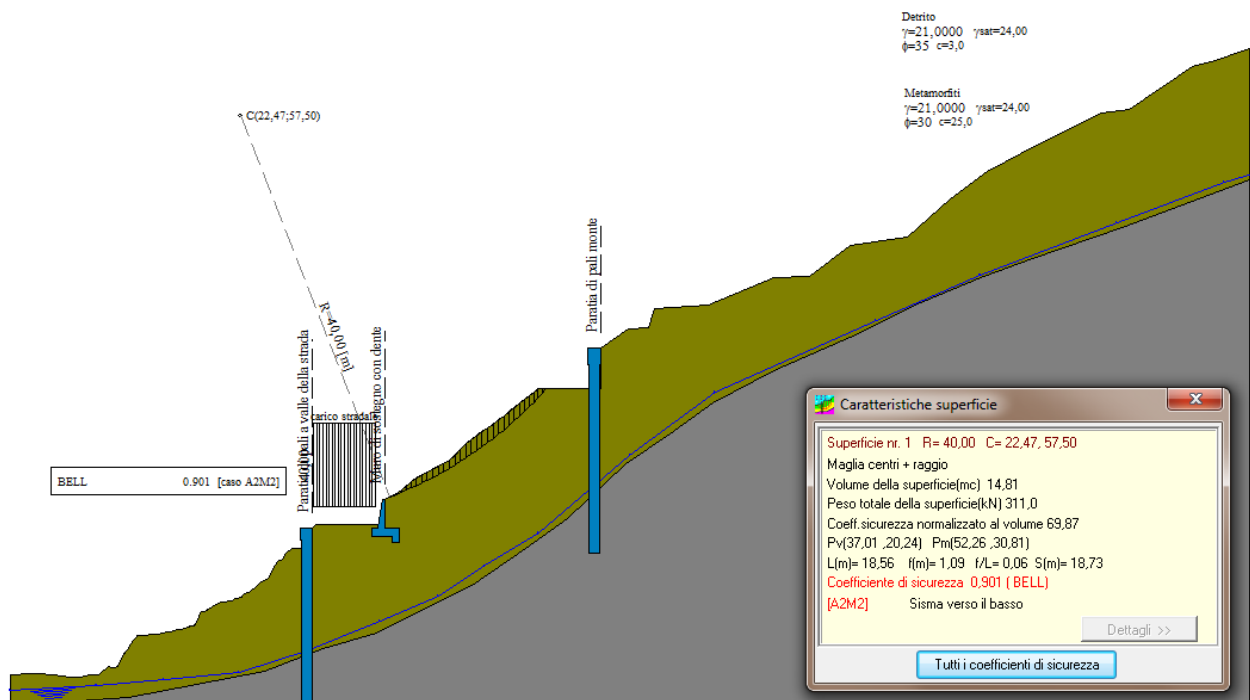
Un primo studio di tale sistema però ha dimostrato che il sistema di pali non era ancora sufficiente alla messa in sicurezza del versante, pertanto è stato necessario intervenire ulteriormente procedendo al terrazzamento del versante compreso tra le due palificate attraverso la risagomatura e rinforzo dei terrazzamenti mediante consolidatori di terreno.

FASE 3a

Verifica del pendio in corrispondenza del profilo n.11 in condizioni sismiche e con l'inserimento di due paratie: la paratia di valle è costituita da pali da 100cm disposti su unica fila e con distanza interasse tra i pali di 140cm. I pali saranno infissi nel terreno per una profondità di 15 metri e per 2 metri saranno fuori terra pertanto avranno una altezza complessiva di 17 metri. Questo consente di agganciare i pali al substrato stabile costituito dalle Metamorfiti per una lunghezza pari a 4 metri.

A questa si aggiunge una ulteriore paratia, a monte della strada ed in una posizione intermedia rispetto all'ampiezza della frana, costituita da pali da 100cm disposti su unica fila e con distanza interasse tra i pali di 140cm. I pali saranno infissi nel terreno per una profondità di 16 metri e per 4 metri saranno fuori terra pertanto avranno una altezza complessiva di 20 metri. Questo consente di agganciare i pali al substrato stabile costituito dalle Metamorfiti per una lunghezza pari a 6 metri. L'inserimento della paratia ha comportato anche la rimodellazione del pendio a monte rimuovendo una buona parte del materiale detritico risalendo fino alla parte sommitale della frana.

Inoltre viene inserito un muro di sostegno per la protezione a monte della strada comunale. Il muro avrà il paramento con un'altezza di 2,80m e la suola alta 80cm. Al fine di contrastare le spinte locali, è stato necessario inclinare la fondazione e dotarla di un dente sul lato di monte per migliorare la verifica a scivolamento.



Profilo 11 – Coefficiente di sicurezza con paratie in condizioni sismiche $F_s=0,901$

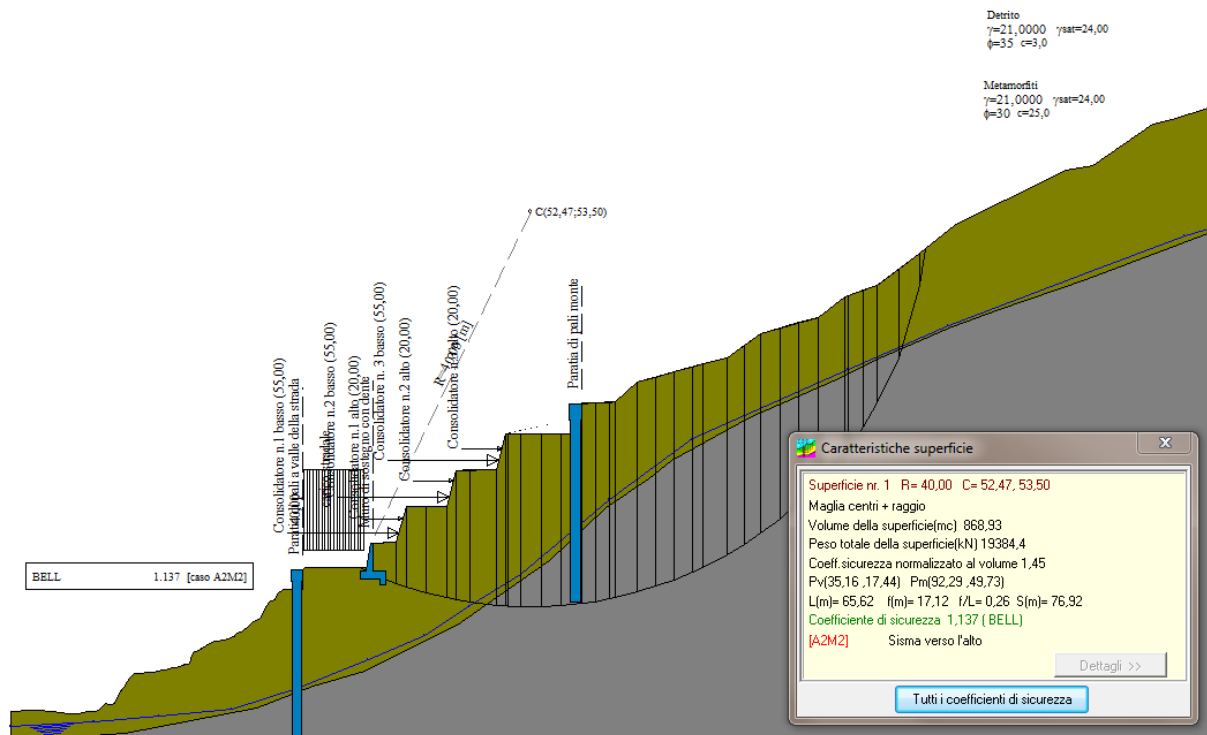
FASE 3b

Pur migliorando il coefficiente di sicurezza, non si è riusciti ad ottenere la verifica a causa di scivolamenti superficiali nella porzione di pendio compresa tra le opere previste.

Si è reso necessario rimuovere ulteriore terreno detritico terrazzando il profilo compreso tra il muro di sostegno a monte della strada e la paratia profonda 20 metri. Tuttavia la ridotta disponibilità di spazio non ha consentito di utilizzare pendenze tali da garantire la sicurezza del versante senza ulteriori interventi come accaduto per monte.

Per questo motivo è stato necessario inserire dei sistemi di consolidamento e rinforzo delle scarpate che riuscissero a garantire, anche in condizioni sismiche, il mantenimento di tre livelli di terrazzamento.

Di seguito di riporta il cerchio di scivolamento minimo relativo alla somma di tutti gli interventi previsti lungo il profilo 11.



Profilo 11 – Coefficiente di sicurezza con paratie e consolidatori in condizioni sismiche $F_s=1,137$

5.4.4 DESCRIZIONE OPERE DI SOSTEGNO nel profilo 11

Descrizione intervento Paratia di pali a valle della strada

Altezza paratia [m] 17,00
Diametro pali [m] 1,00
Interasse pali [m] 1,40
Altezza cordolo [m] 1,20
Larghezza cordolo [m] 1,20
Tipo paratia Pali
Diametro tubolare [mm] 88,80
Spessore tubolare [mm] 8,00
Rbk calcestruzzo [kPa] 24517
Percentuale armatura [%] 3,00
Resistenza [kN / m] 0,0000
Altezza inefficace [m] 0,00
Posizione X [m] 36,31
Altezza scavo [m] 2,00
Grado di sicurezza desiderato 1,30
☒ Intervento Attivo

Tiranti
Elenco tiranti

N°	Y[m]	D[m]
----	------	------

Aggiungi Elimina

Posizione Y [m] 0,00
Lunghezza tirante [m] 20,00
Inclinazione tirante [°] 15,00
Interasse tiranti [m] 2,00
Diametro tiranti [cm] 20,00
Lunghezza fondazione [m] 5,00
Rbk calcestruzzo [kPa] 29420
Tipo tirante ☒ Attivo ☐ Passivo
Tiro applicato [kN] 147,1021
Resistenza taglio [kN] 0,0000

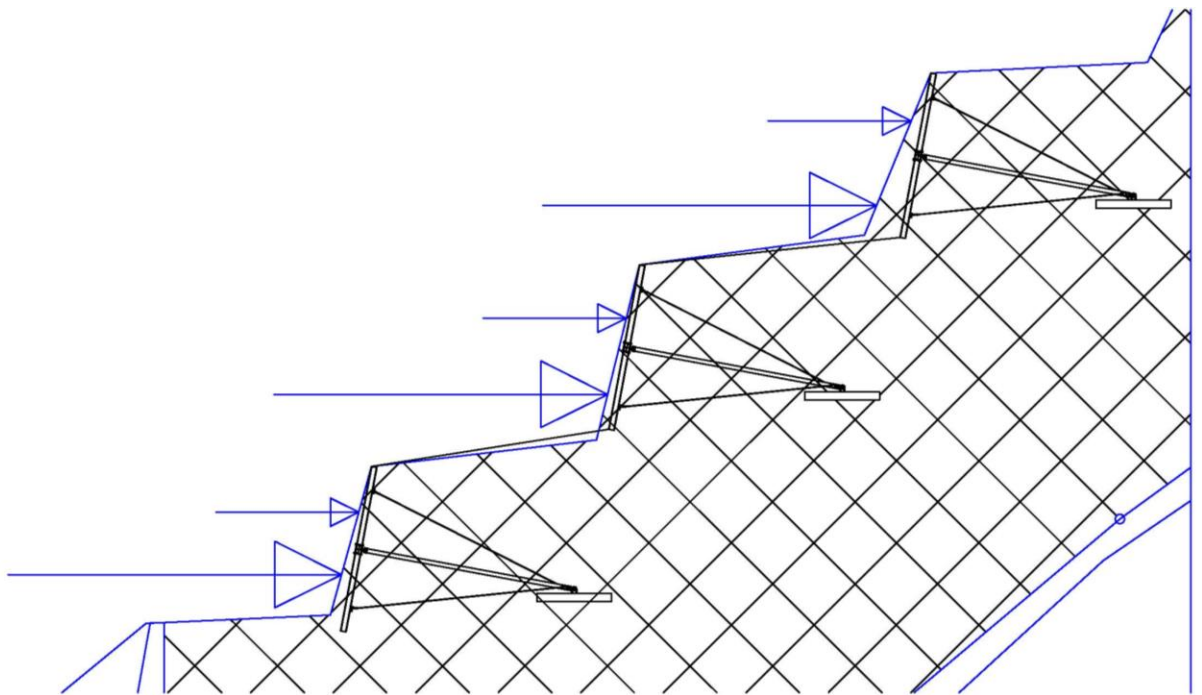
1.20
15.80
1.00

Copia immagine

Paratia a valle della strada comunale

Descrizione intervento		Paratia di pali monte	
Altezza paratia [m]	20,00	Tiranti	
Diametro pali [m]	1,00	Elenco tiranti	
Interasse pali [m]	1,40	N°	Y[m]
Altezza cordolo [m]	1,40		
Larghezza cordolo [m]	1,20		
Tipo paratia	Pali		
Diametro tubolare [mm]	88,80		
Spessore tubolare [mm]	8,00		
Rbk calcestruzzo [kPa]	24517		
Percentuale armatura [%]	3,00		
Resistenza [kN / m]	0,0000		
Altezza inefficace [m]	0,00		
Posizione X [m]	62,99		
Altezza scavo [m]	3,00		
Grado di sicurezza desiderato	1,30		
<input checked="" type="checkbox"/> Intervento Attivo			
		Aggiungi Elimina	
		Posizione Y [m]	0,00
		Lunghezza tirante [m]	20,00
		Inclinazione tirante [°]	15,00
		Interasse tiranti [m]	2,00
		Diametro tiranti [cm]	20,00
		Lunghezza fondazione [m]	5,00
		Rbk calcestruzzo [kPa]	29420
		Tipo tirante	<input checked="" type="radio"/> Attivo <input type="radio"/> Passivo
		Tiro applicato [kN]	147,1021
		Resistenza taglio [kN]	0,0000

Paratia a monte



Sistema di consolidamento dei terrazzamenti

Descrizione intervento		Muro di sostegno con dente	
Altezza paramento [m]	2.80	Pali	Tiranti
Spessore in testa [m]	0.30	Elenco tiranti	
Inclinazione esterna [°]	10.00	N°	Y[m] D[m]
Inclinazione interna [°]	0.00		
Mensola di valle [m]	0.50	Aggiungi Elimina	
Mensola di monte [m]	1.30	Posizione Y [m] 0.00	
Lunghezza fondazione [m]	2.59	Lunghezza tirante [m] 20.00	
Spessore fondazione [m]	0.80	Inclinazione tirante [°] 15.00	
Posizione dente	Monte	Interasse tiranti [m] 2.00	
Altezza dente [m]	0.60	Diametro tiranti [cm] 20.00	
Larghezza dente [m]	0.60	Lunghezza fondazione [m] 5.00	
Rbk cls [kPa]	24517	Rbk calcestruzzo [kPa] 29420	
Percentuale armatura [%]	3.00	Tipo tirante	
Resistenza [kN]	0.0000	<input checked="" type="radio"/> Attivo <input type="radio"/> Passivo	
Posizione X [m]	40.00	Forz. applicato [kN] 147.1021	
Altezza scavo [m]	2.50	Resistenza foglio [kN] 0.0000	
Grado di sicurezza desiderato	1.30		
<input checked="" type="checkbox"/> Intervento Attivo			

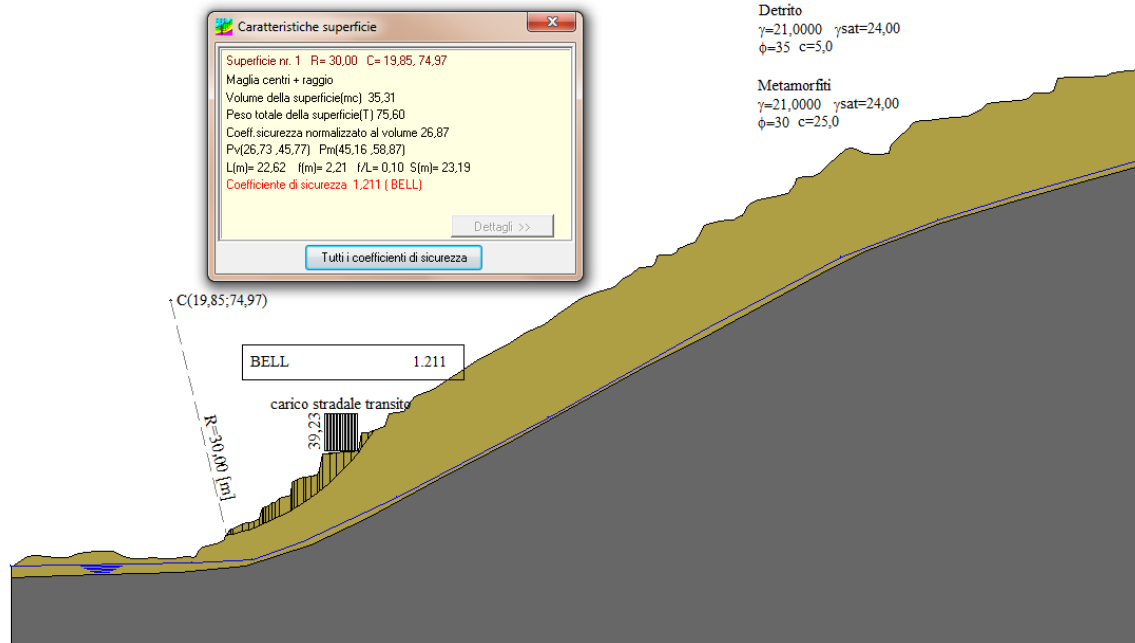
Muro in c.a. a monte della strada comunale

5.5 Verifica globale PROFILO 13

Si riportano di seguito i cerchi di scivolamento ed i coefficienti di sicurezza F_s minimi distinti per le tre FASI di verifica per come meglio esplicitato in precedenza.

5.5.1 FASE 1

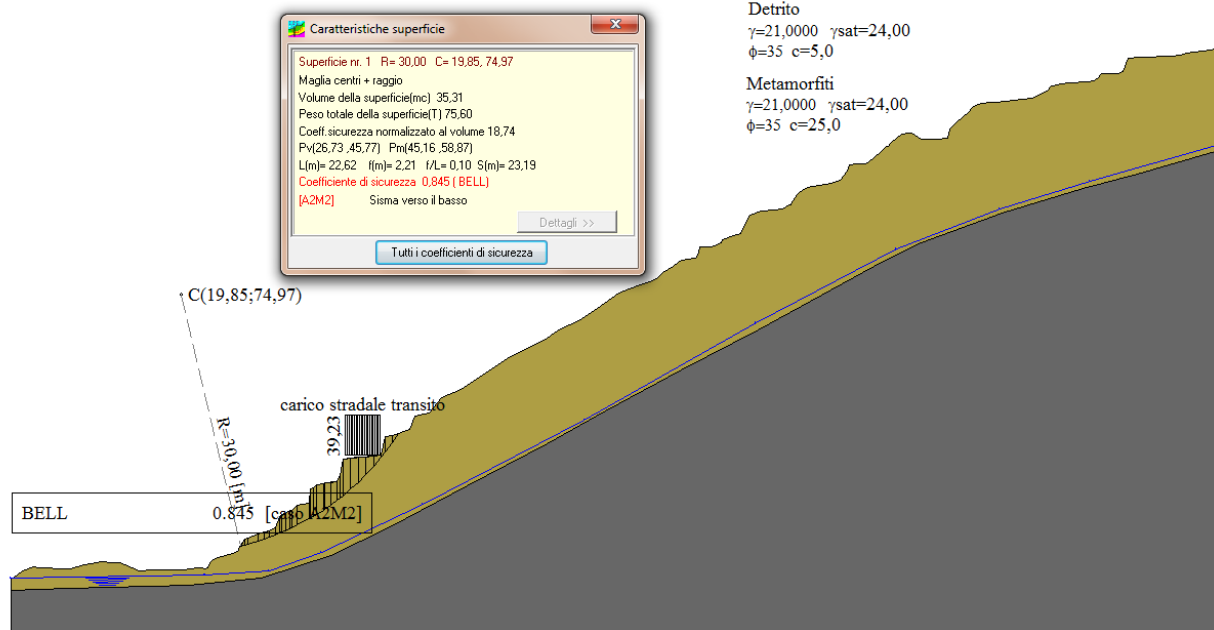
Verifica del pendio in corrispondenza del profilo n.13 in condizioni statiche e senza interventi:



Profilo 13 – Coefficiente di sicurezza in condizioni statiche $F_s=1,211$

5.5.2 FASE 2

Verifica del pendio in corrispondenza del profilo n.13 in condizioni sismiche e senza interventi:



Profilo 13 – Coefficiente di sicurezza in condizioni sismiche $F_s=0,845$

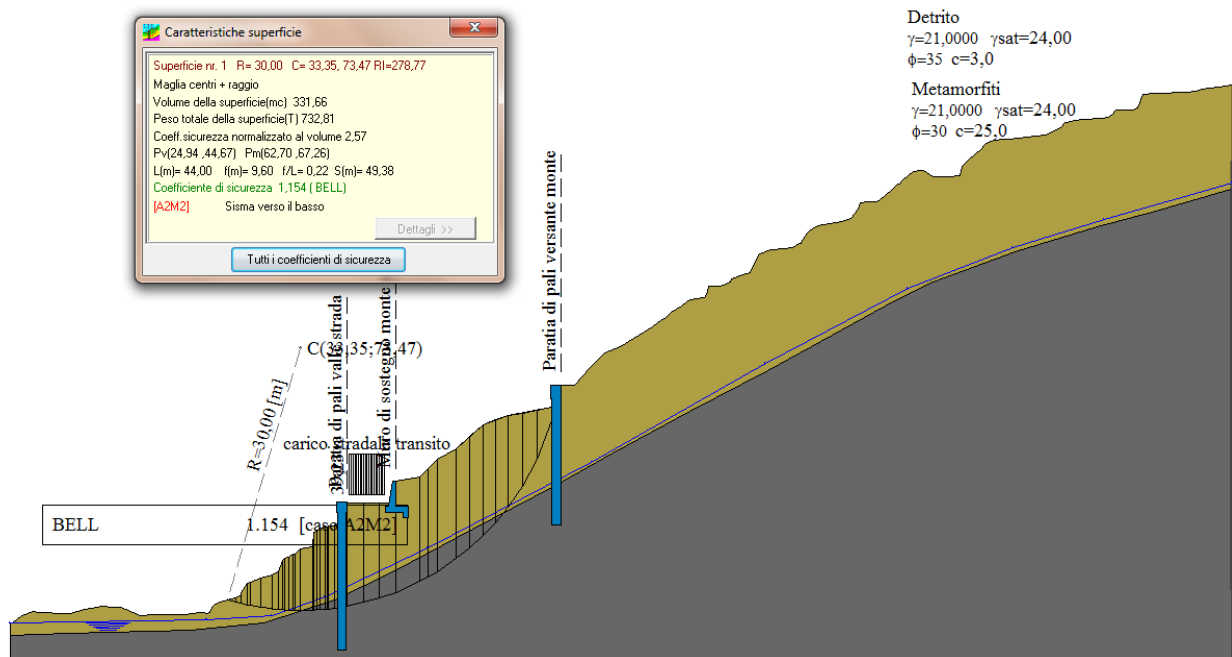
5.5.3 FASE 3

Considerando i risultati dei calcoli eseguiti che hanno comportato un coefficiente di sicurezza F_s , in condizioni sismiche, inferiore a quanto prescritto dalla Norma, sono state inserite due paratie di pali, una a valle della strada comunale con lo scopo di protezione e sostegno della strada stessa e come blocco stabile al piede della frana citata ed uno più a monte in corrispondenza di un terrazzamento lungo il versante che possa consentire un agevole accesso alle aree su cui intervenire.

I calcoli effettuati hanno reso necessario l'inserimento di una prima paratia, quella a valle, costituita da pali del diametro di 1,00 m con una distanza inter palo di 1,40 m per una profondità di infissione di 15m e 2m fuori terra per una lunghezza complessiva pari a 17,00m, riuscendo ad attestarci nello strato stabile metamorfítico per una lunghezza di quasi 4m. La paratia di monte è invece costituita da pali del diametro di 1,00m disposti con interasse pari a 1,60m ed infissi nel terreno per una lunghezza di 14,0m oltre 2m di fuori terra. A completamento dell'intervento e per proteggere la strada comunale da eventuali scivolamenti minori provenienti da monte, è stato necessario inserire un muro di sostegno con altezza

di paramento pari a 2,80m e fondazione alta 0,80m. Al fine di contrastare le spinte locali, è stato necessario inclinare la fondazione e dotarla di un dente sul lato di monte per migliorare la verifica a scivolamento.

Tali scelte progettuali garantiscono un coefficiente di sicurezza F_s pari a 1,154 e pertanto superiore al minimo di normativa.



Profilo 13 – Coefficiente di sicurezza con opere in condizioni sismiche $F_s=1,154$

5.5.4 DESCRIZIONE OPERE DI SOSTEGNO nel profilo 13

Descrizione intervento Paratia di pali valle strada

Altezza paratia [m] 17,00

Diametro pali [m] 1,00

Interasse pali [m] 1,40

Altezza cordolo [m] 1,20

Larghezza cordolo [m] 1,20

Tipo paratia Pali

Diametro tubolare [mm] 88,80

Spessore tubolare [mm] 8,00

Rbk calcestruzzo [kPa] 24517

Percentuale armatura [%] 4,00

Resistenza [kN / m] 0,0000

Altezza inefficace [m] 0,00

Posizione X [m] 38,73

Altezza scavo [m] 2,00

Grado di sicurezza desiderato 1,30

☒ Intervento Attivo

Tiranti

Elenco tiranti

N°	Y[m]	D[m]

Aggiungi Elimina

Posizione Y [m] 0,00

Lunghezza tirante [m] 20,00

Inclinazione tirante [°] 15,00

Interasse tiranti [m] 2,00

Diametro tiranti [cm] 20,00

Lunghezza fondazione [m] 5,00

Rbk calcestruzzo [kPa] 29420

Tipo tirante

☒ Attivo ☐ Passivo

Tiro applicato [kN] 147,1021

Resistenza taglio [kN] 0,0000

1.20

15,80

1,00

Copia immagine

Paratia a valle della strada comunale

Descrizione intervento

Paratia di pali versante monte

Altezza paratia [m]

Diametro pali [m]

Interasse pali [m]

Altezza cordolo [m]

Larghezza cordolo [m]

Tipo paratia Pali

Diametro tubolare [mm]

Spessore tubolare [mm]

Rbk calcestruzzo [kPa]

Percentuale armatura [%]

Resistenza [kN / m]

Altezza inefficace [m]

Posizione X [m]

Altezza scavo [m]

Grado di sicurezza desiderato

☒ **Intervento Attivo**

Tiranti

Elenco tiranti

N°	Y[m]	D[m]
<div> <div>Aggiungi</div> <div>Elimina</div> </div>		

Posizione Y [m]	0.00
Lunghezza tirante [m]	20.00
Inclinazione tirante [°]	15.00
Interasse tiranti [m]	2.00
Diametro tiranti [cm]	20.00
Lunghezza fondazione [m]	5.00
Rbk calcestruzzo [kPa]	29420

Tipo tirante

☒ Attivo ☐ Passivo

Tiro applicato [kN]

Resistenza taglio [kN]

+

-

📍

←

→

⬇

⬆

🖱

Ab

Copia immagine

Paratia a monte

Descrizione intervento

Muro di sostegno monte strada

Altezza paramento [m]

2.80

Spessore in testa [m]

0.30

Inclinazione esterna [°]

10.00

Inclinazione interna [°]

0.00

Mensola di valle [m]

0.40

Mensola di monte [m]

1.40

Lunghezza fondazione [m]

2.59

Spessore fondazione [m]

0.80

Posizione dente

Monte

Altezza dente [m]

0.60

Larghezza dente [m]

0.60

Rbk cls [kPa]

24517

Percentuale armatura [%]

4.00

Resistenza [kN]

0.0000

Posizione X [m]

44.30

Altezza scavo [m]

2.50

Grado di sicurezza desiderato

1.30

☒ Intervento Attivo

Pali

Tiranti

Elenco tiranti

N°	Y[m]	D[m]
<div> <div>Aggiungi</div> <div>Elimina</div> </div>		

Posizione Y [m]

0.00

Lunghezza tirante [m]

20.00

Inclinazione tirante [°]

15.00

Interasse tiranti [m]

2.00

Diametro tiranti [cm]

20.00

Lunghezza fondazione [m]

5.00

Rbk calcestruzzo [kPa]

29420

Tipo tirante

Attivo

Passivo

Tiro applicato [kN]

147,1021

Resistenza taglio [kN]

0.0000

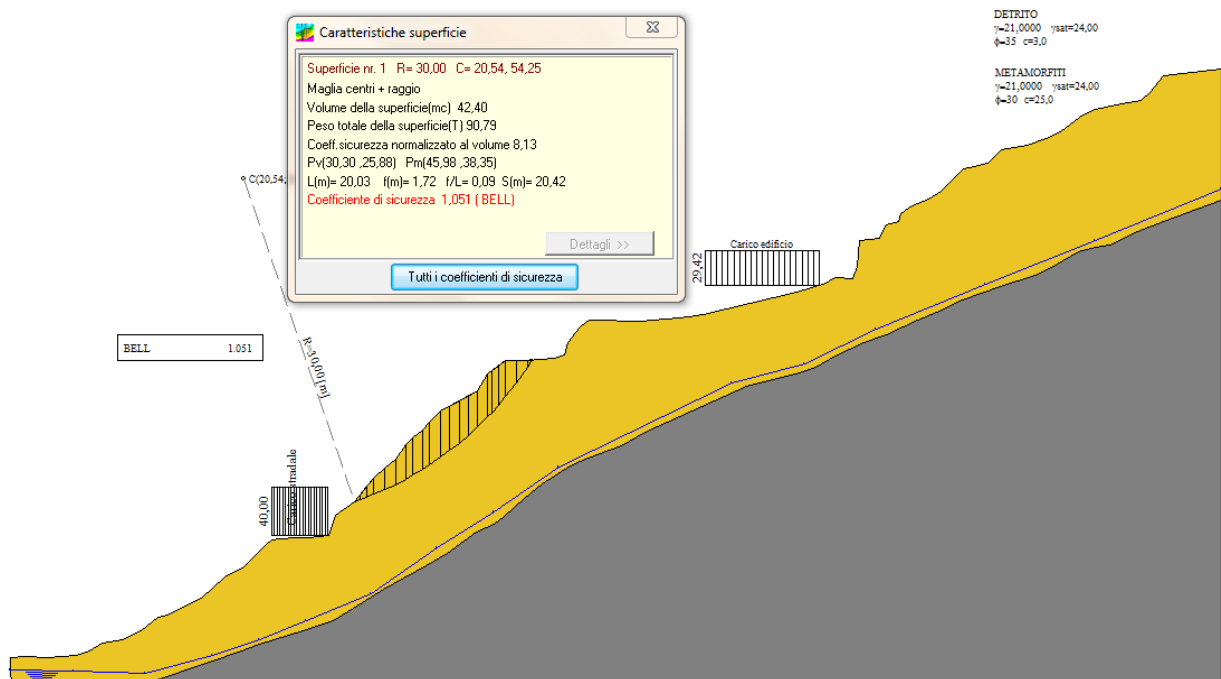
Muro di sostegno a monte della strada comunale

5.6 Verifica globale PROFILO 17

Si riportano di seguito i cerchi di scivolamento ed i coefficienti di sicurezza F_s minimi distinti per le tre FASI di verifica per come meglio esplicitato in precedenza.

5.6.1 FASE 1

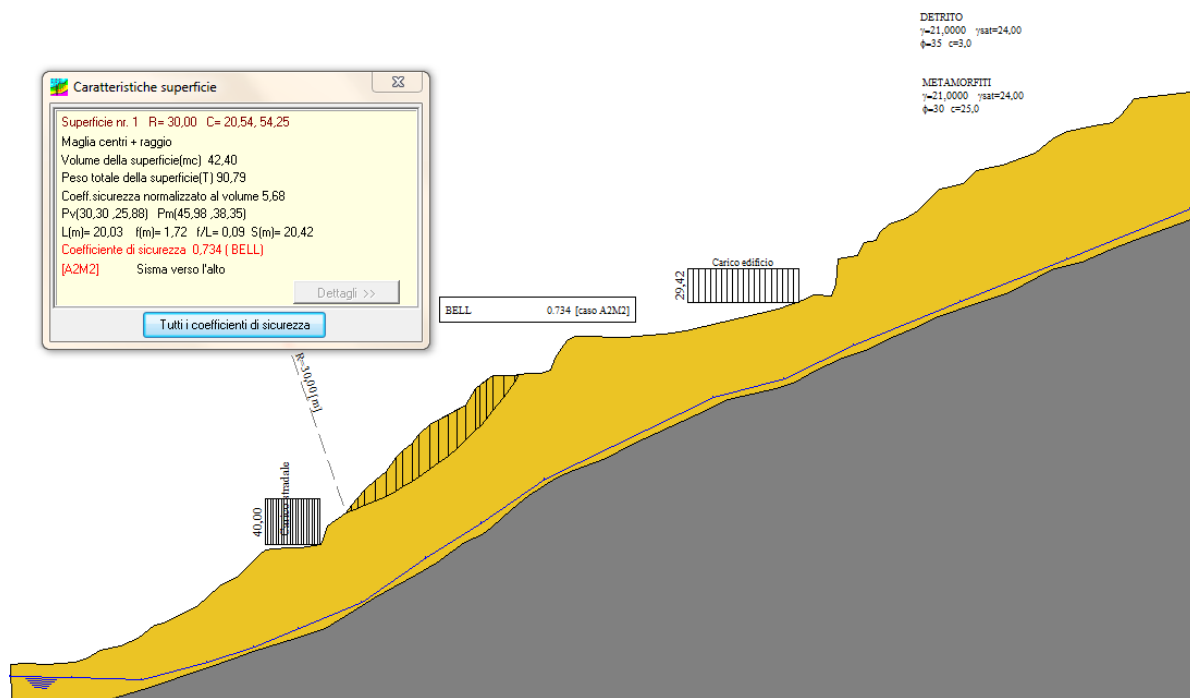
Verifica del pendio in corrispondenza del profilo n.17 in condizioni statiche e senza interventi:



Profilo 17 – Coefficiente di sicurezza senza opere in condizioni statiche $F_s=1,051$

5.6.2 FASE 2

Verifica del pendio in corrispondenza del profilo n.17 in condizioni sismiche e senza interventi:



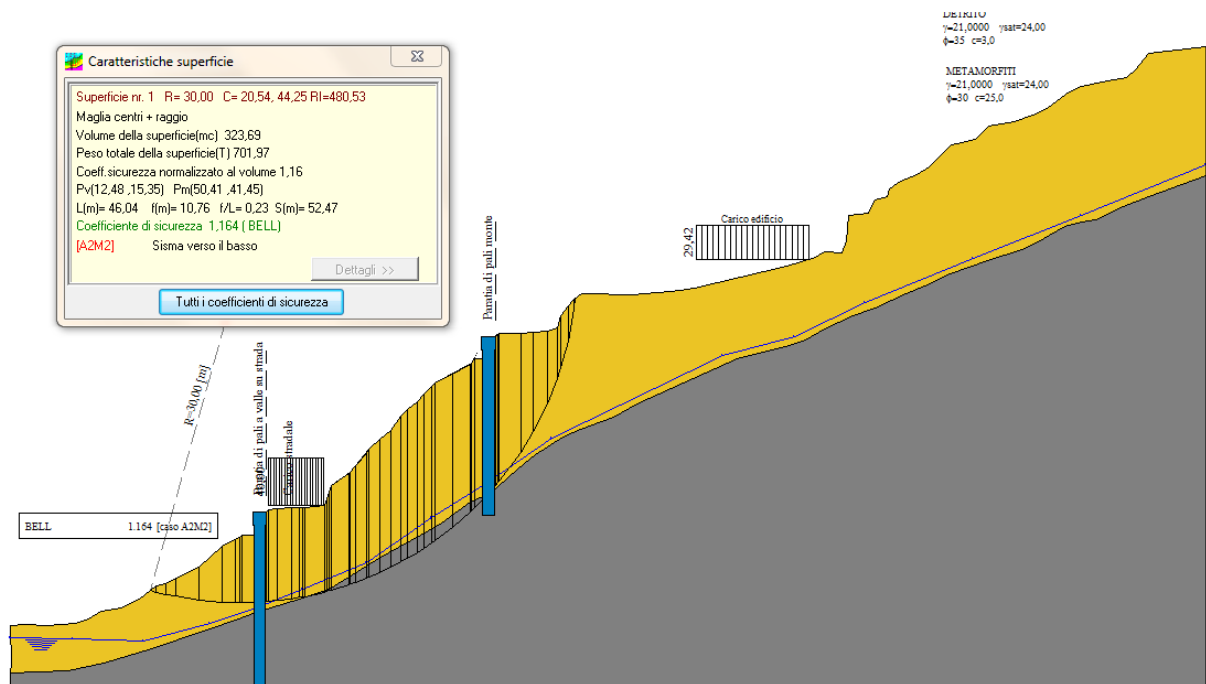
Profilo 17 – Coefficiente di sicurezza senza opere in condizioni sismiche $F_s=0,734$

5.6.3 FASE 3

Considerando i risultati dei calcoli eseguiti che hanno comportato un coefficiente di sicurezza F_s , in condizioni sismiche, inferiore a quanto prescritto dalla Norma, sono state inserite due paratie di pali, una a valle della strada comunale con lo scopo di protezione e sostegno della strada stessa e come blocco stabile al piede della frana citata ed uno più a monte in corrispondenza di un terrazzamento lungo il versante che possa consentire un agevole accesso alle aree su cui intervenire.

I calcoli effettuati hanno reso necessario l'inserimento di una prima paratia, quella a valle, costituita da pali del diametro di 1,00 m con una distanza interpalo di 1,40 m per una profondità di infissione di 15m e 2m fuori terra per una lunghezza complessiva pari a 17,00m, riuscendo ad attestarci nello strato stabile metamorfico per una lunghezza di 4m. La paratia di monte è invece costituita da pali del diametro di 1,00m disposti con interasse pari a 1,60m ed infissi nel terreno per una lunghezza di 14,0m oltre 2m di fuori terra.

Tali scelte progettuali garantiscono un coefficiente di sicurezza F_s pari a 1,164 e pertanto superiore al minimo di normativa.



Profilo 17 – Coefficiente di sicurezza con opere in condizioni sismiche $F_s=1,164$

5.6.4 DESCRIZIONE OPERE DI SOSTEGNO nel profilo 17

Descrizione intervento: Paratia di pali a valle su strada

Altezza paratia [m]: 17.00

Diametro pali [m]: 1,00

Interasse pali [m]: 1,40

Altezza cordolo [m]: 1,20

Larghezza cordolo [m]: 1,20

Tipo paratia: Pali

Diametro tubolare [mm]: 88,80

Spessore tubolare [mm]: 8,00

Rbk calcestruzzo [kPa]: 24517

Percentuale armatura [%]: 3,00

Resistenza [kN / m]: 0,0000

Altezza inefficace [m]: 0,00

Posizione X [m]: 22,82

Altezza scavo [m]: 2,00

Grado di sicurezza desiderato: 1,30

☒ Intervento Attivo

Tiranti

Elenco tiranti

N°	Y[m]	D[m]

Aggiungi Elimina

Posizione Y [m]: 0,00

Lunghezza tirante [m]: 20,00

Inclinazione tirante [°]: 15,00

Interasse tiranti [m]: 2,00

Diametro tiranti [cm]: 20,00

Lunghezza fondazione [m]: 5,00

Rbk calcestruzzo [kPa]: 29420

Tipo tirante: ☒ Attivo ☐ Passivo

Tiro applicato [kN]: 147,1021

Resistenza taglio [kN]: 0,0000

Diagramma: 1.20, 15.80, 1.00

Copia immagine

Paratia a valle della strada comunale

Descrizione intervento		Paratia di pali monte							
Altezza paratia [m]	16.00	Tiranti							
Diametro pali [m]	1.00	Elenco tiranti							
Interasse pali [m]	1.60	<table border="1"> <thead> <tr> <th>N°</th> <th>Y[m]</th> <th>D[m]</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td colspan="3"> </td> </tr> </tbody> </table>		N°	Y[m]	D[m]			
N°	Y[m]	D[m]							
Altezza cordolo [m]	1.20	<div> <div>Aggiungi</div> <div>Elimina</div> </div>							
Larghezza cordolo [m]	1.20	<div> <div>Posizione Y [m]</div> <div>0.00</div> </div>							
Tipo paratia	Pali	<div> <div>Lunghezza tirante [m]</div> <div>20.00</div> </div>							
Diametro tubolare [mm]	88.80	<div> <div>Inclinazione tirante [°]</div> <div>15.00</div> </div>							
Spessore tubolare [mm]	8.00	<div> <div>Interasse tiranti [m]</div> <div>2.00</div> </div>							
Rbk calcestruzzo [kPa]	24517	<div> <div>Diametro tiranti [cm]</div> <div>20.00</div> </div>							
Percentuale armatura [%]	3.00	<div> <div>Lunghezza fondazione [m]</div> <div>5.00</div> </div>							
Resistenza [kN / m]	0.0000	<div> <div>Rbk calcestruzzo [kPa]</div> <div>29420</div> </div>							
Altezza inefficace [m]	0.00	<div> <div>Tipo tirante</div> <div> <input checked="" type="radio"/> Attivo <input type="radio"/> Passivo </div> </div>							
Posizione X [m]	43.28	<div> <div>Tiro applicato [kN]</div> <div>147.1021</div> </div>							
Altezza scavo [m]	2.00	<div> <div>Resistenza taglio [kN]</div> <div>0.0000</div> </div>							
Grado di sicurezza desiderato	1.30	<div> <div> </div> </div>							
<input checked="" type="checkbox"/> Intervento Attivo		<div> <div> </div> </div>							

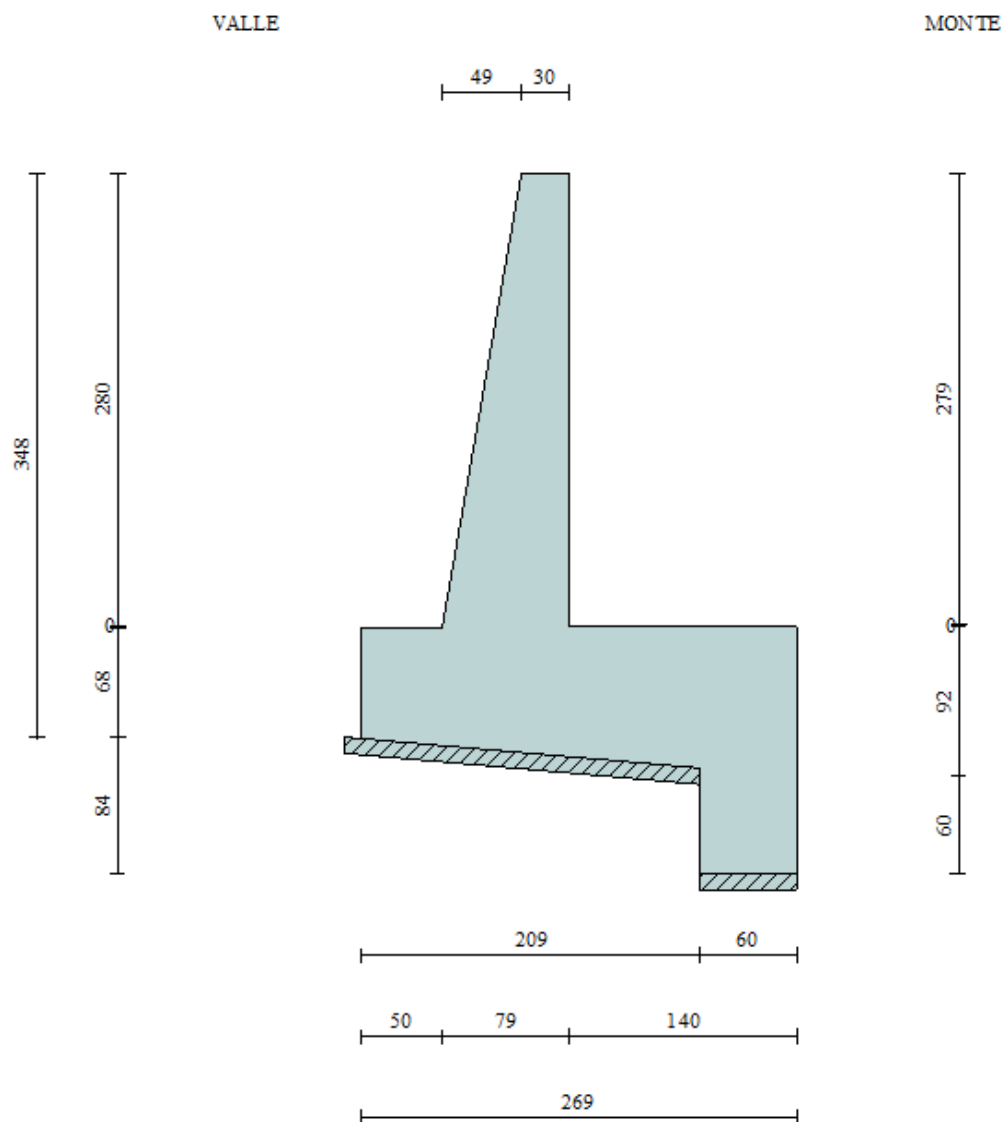
Paratia a monte

Relativamente al dettaglio inerente le analisi di stabilità condotte si rimanda al relativo tabulato allegato al progetto.

5.7 Verifica locale Muro di sostegno

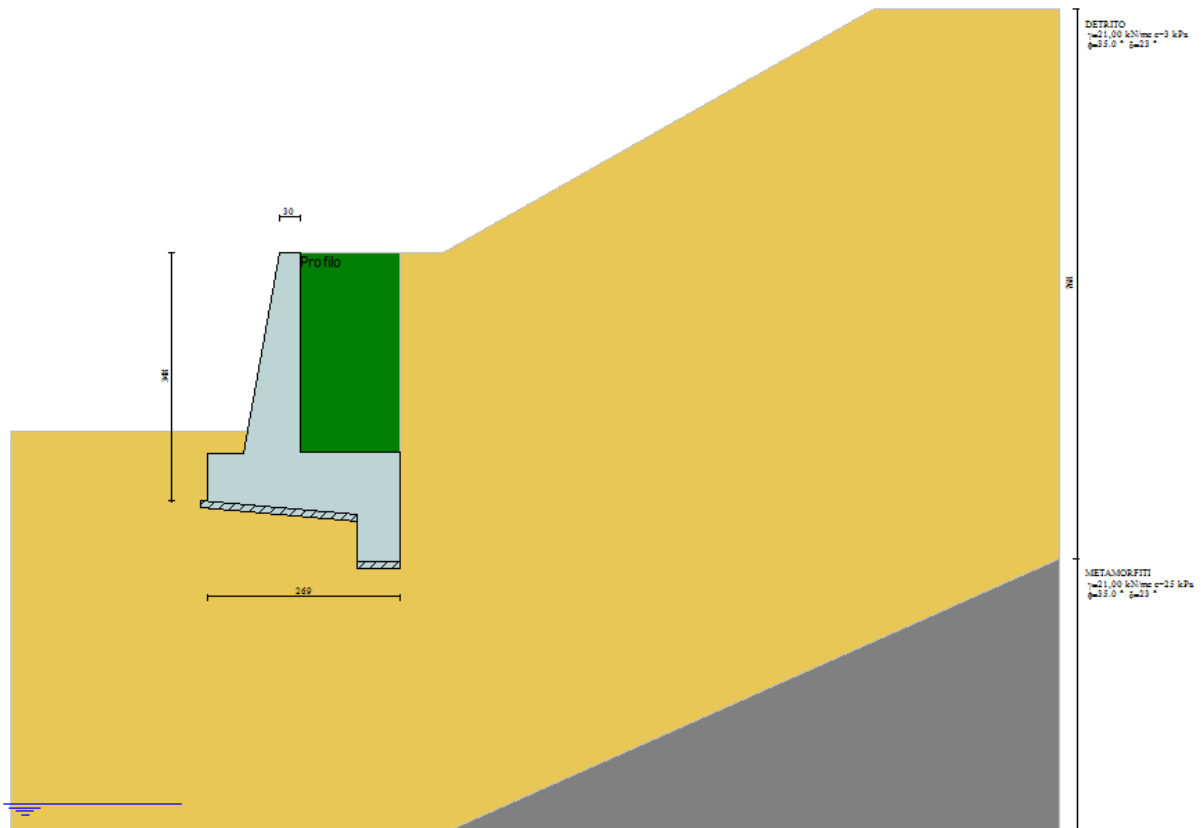
5.7.1 MURO DI SOSTEGNO TIPO 1

L'opera strutturale prevista è composta da un muro di sostegno in c.a. con altezza di paramento pari a 2,80m e suola inclinata a sezione variabile da 68cm a 92cm per come meglio rappresentato di seguito:



schema geometrico muro tipo 1

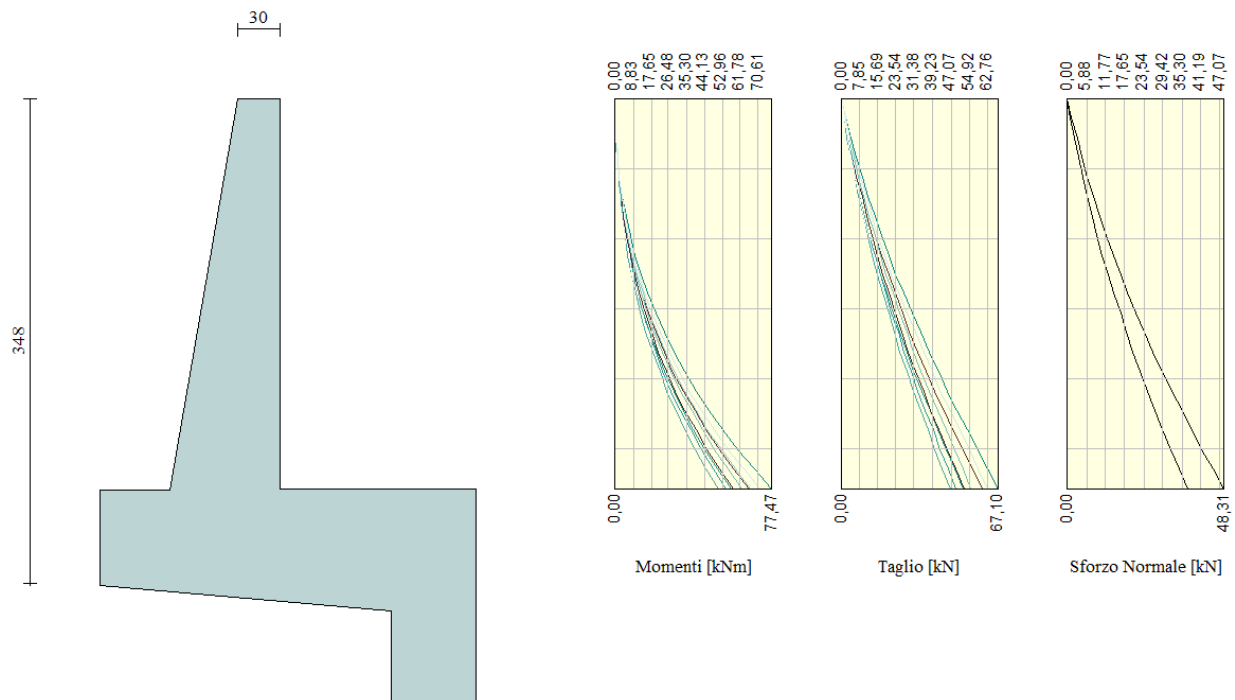
Schema geotecnico muro



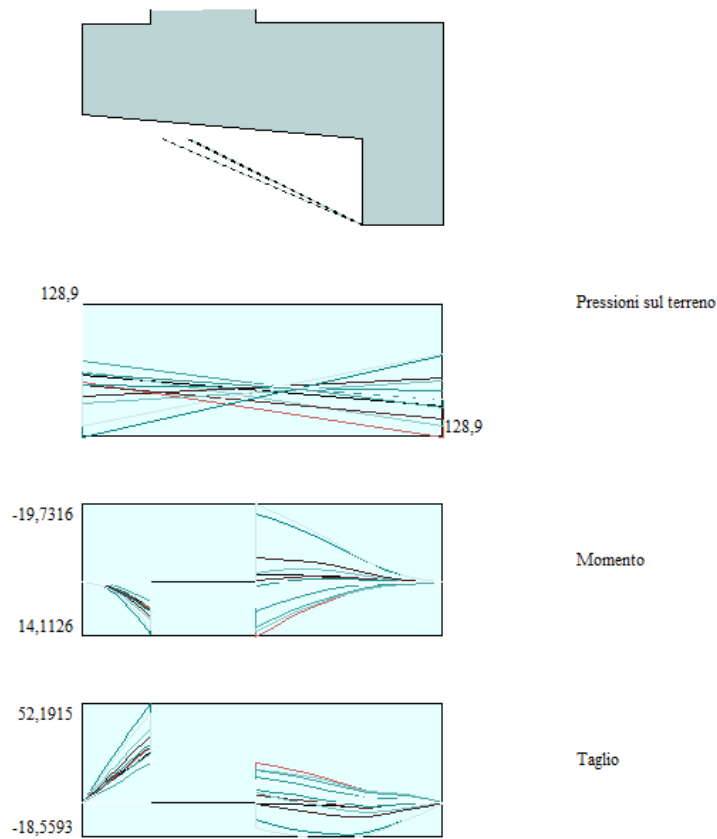
5.7.2 Risultati delle verifiche geotecniche

Nel presente paragrafo vengono riportate i risultati grafici delle verifiche geotecniche condotte e previste dalla normativa.

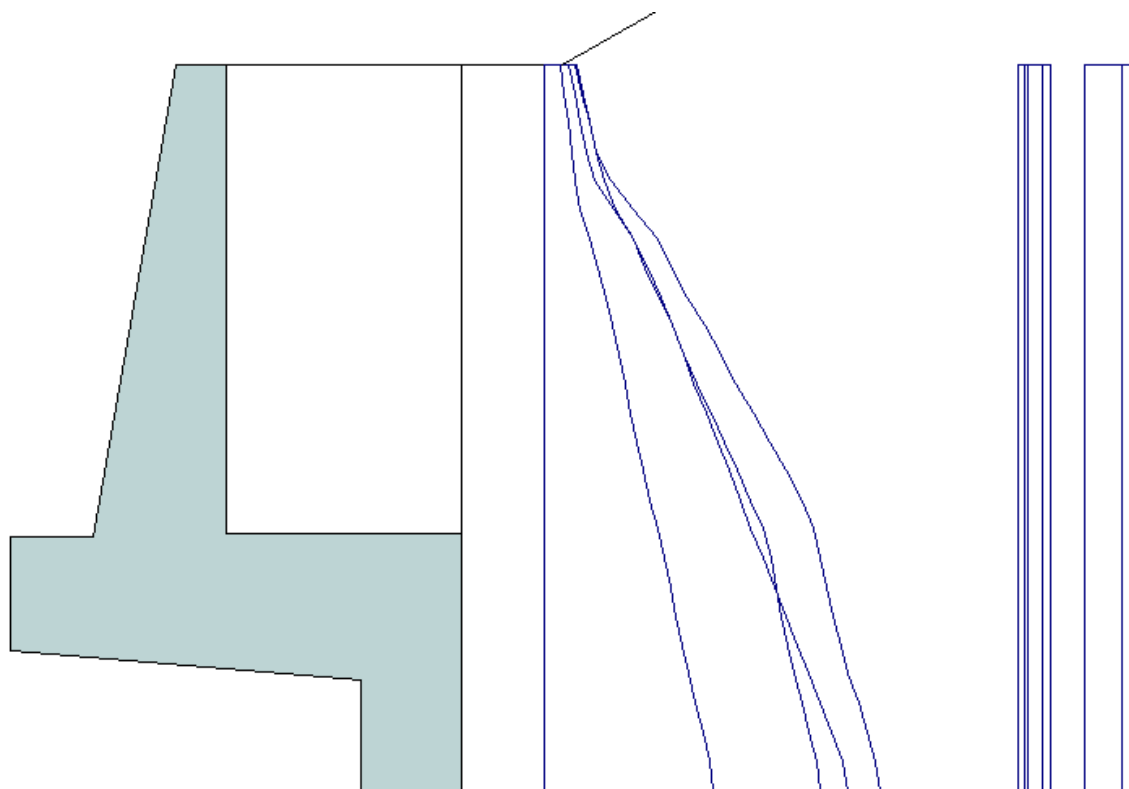
Le verifiche attengono esclusivamente alle combinazioni definite dai coefficienti parziali A1-M1-R1.



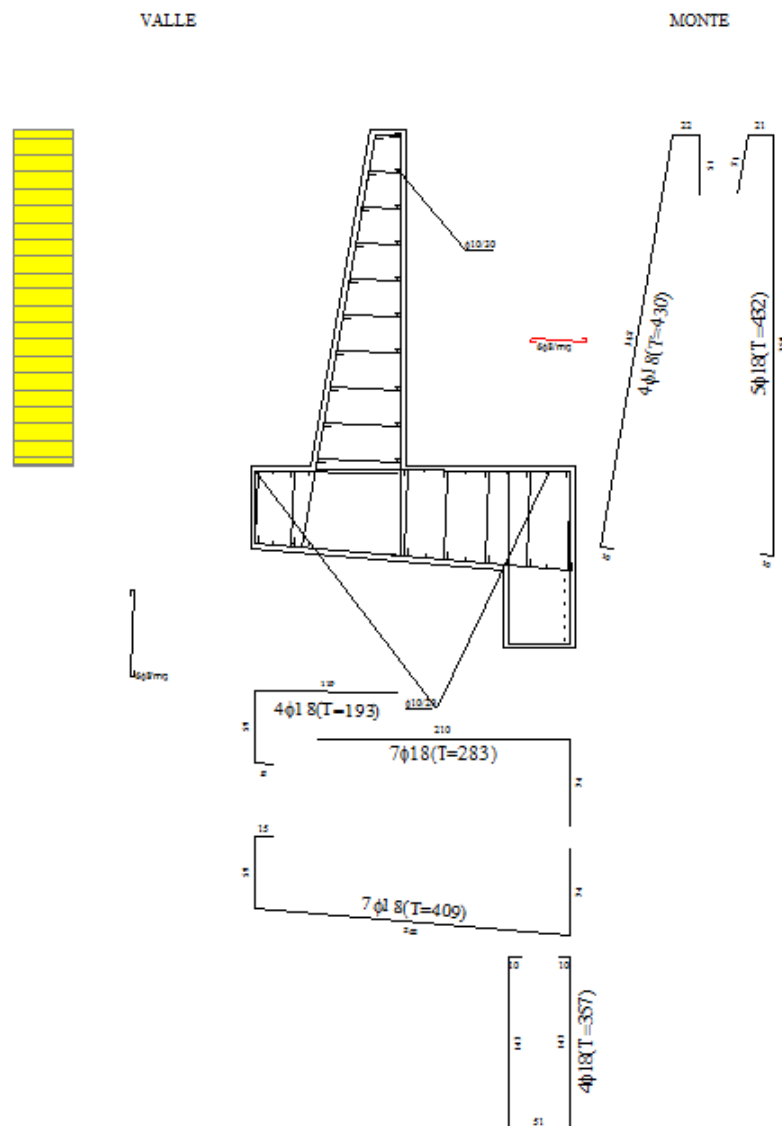
Inviluppo sollecitazioni paramento



Inviluppo sollecitazioni fondazione



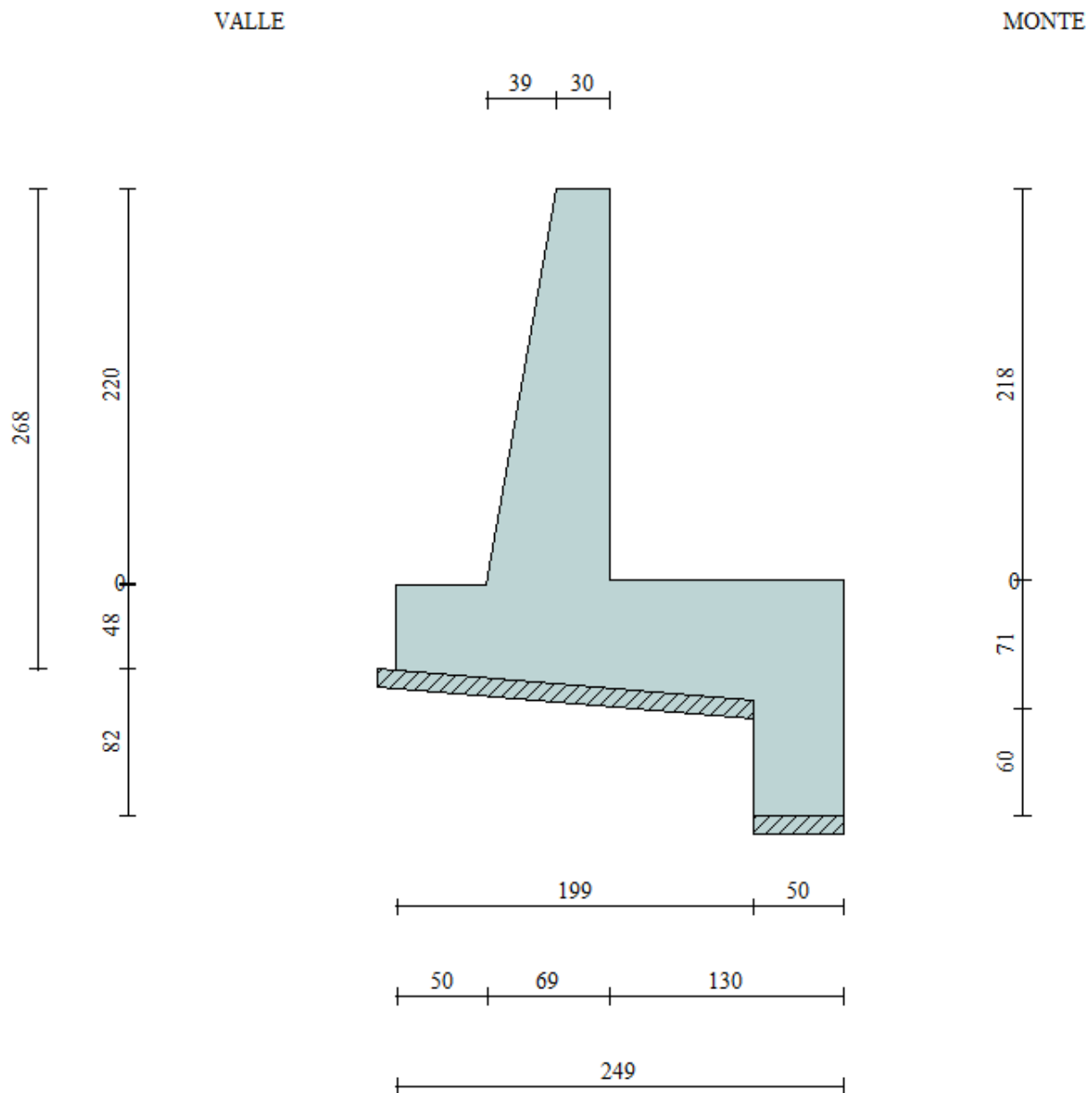
Inviluppo diagrammi spinte e cunei



Esecutivi ferri

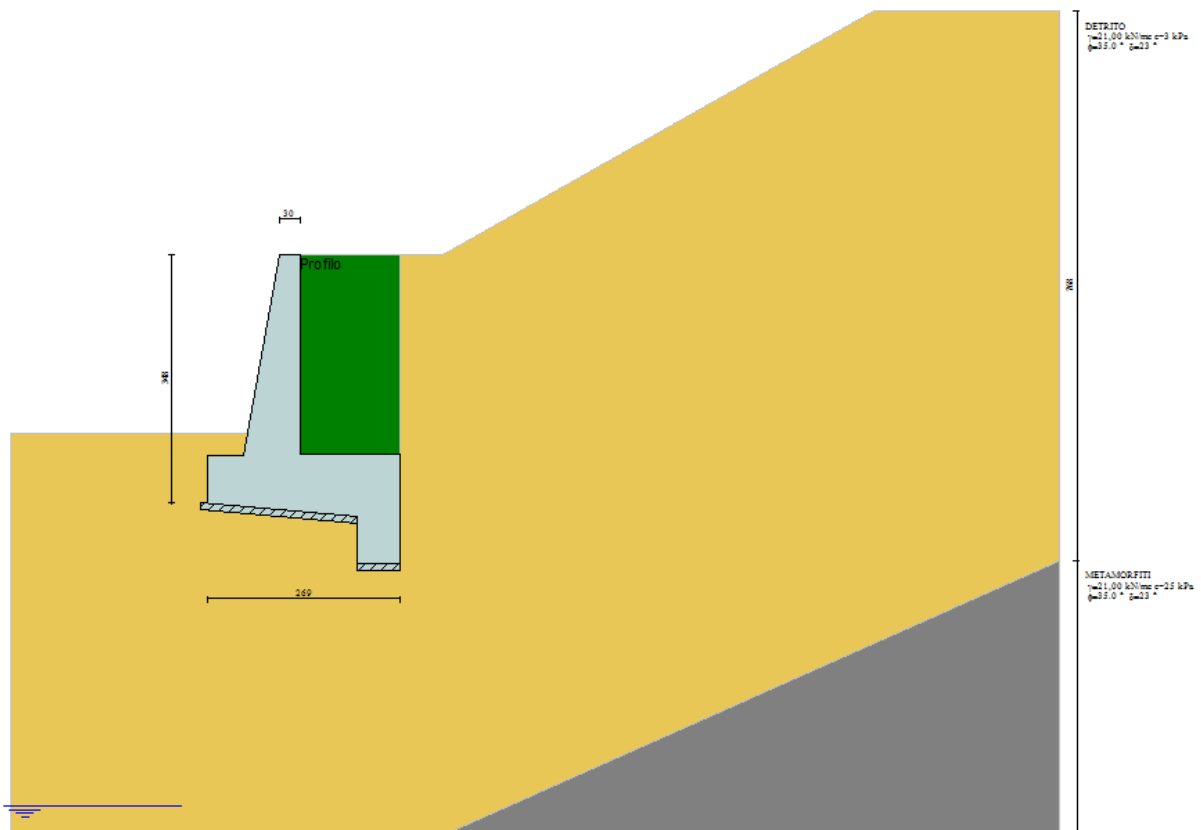
5.7.3 MURO DI SOSTEGNO TIPO 2

L'opera strutturale prevista è composta da un muro di sostegno in c.a. con altezza di paramento pari a 2,20m e suola inclinata a sezione variabile da 48 cm a 71 cm per come meglio rappresentato di seguito:



Schema geometrico muro tipo 2

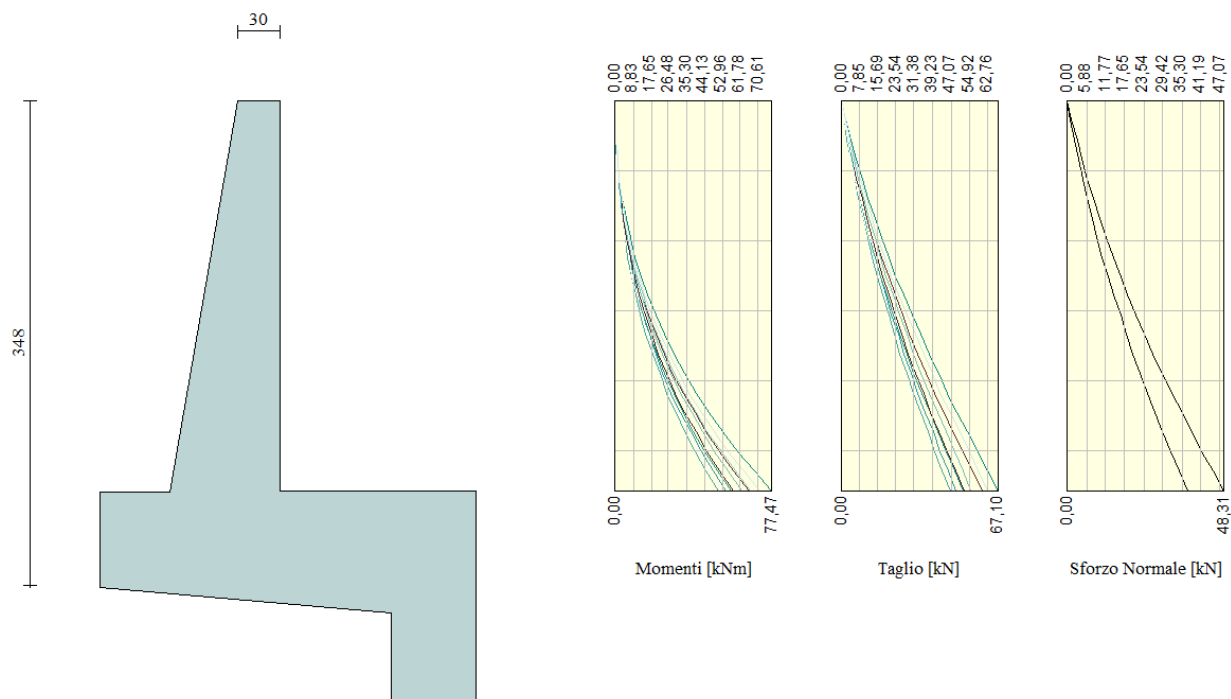
Schema geotecnico muro



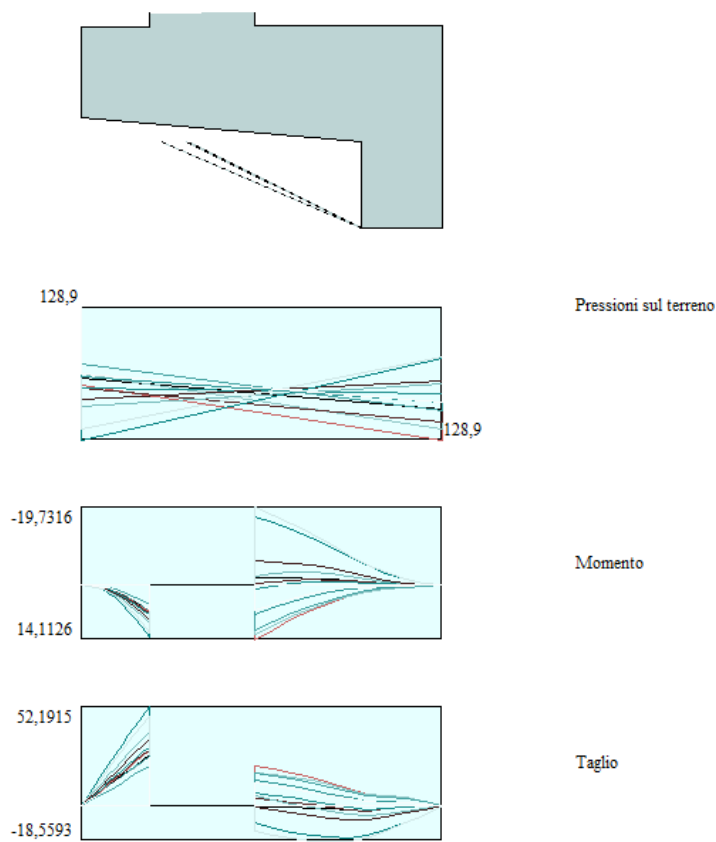
5.7.4 Risultati delle verifiche geotecniche

Nel presente paragrafo vengono riportate i risultati grafici delle verifiche geotecniche condotte e previste dalla normativa.

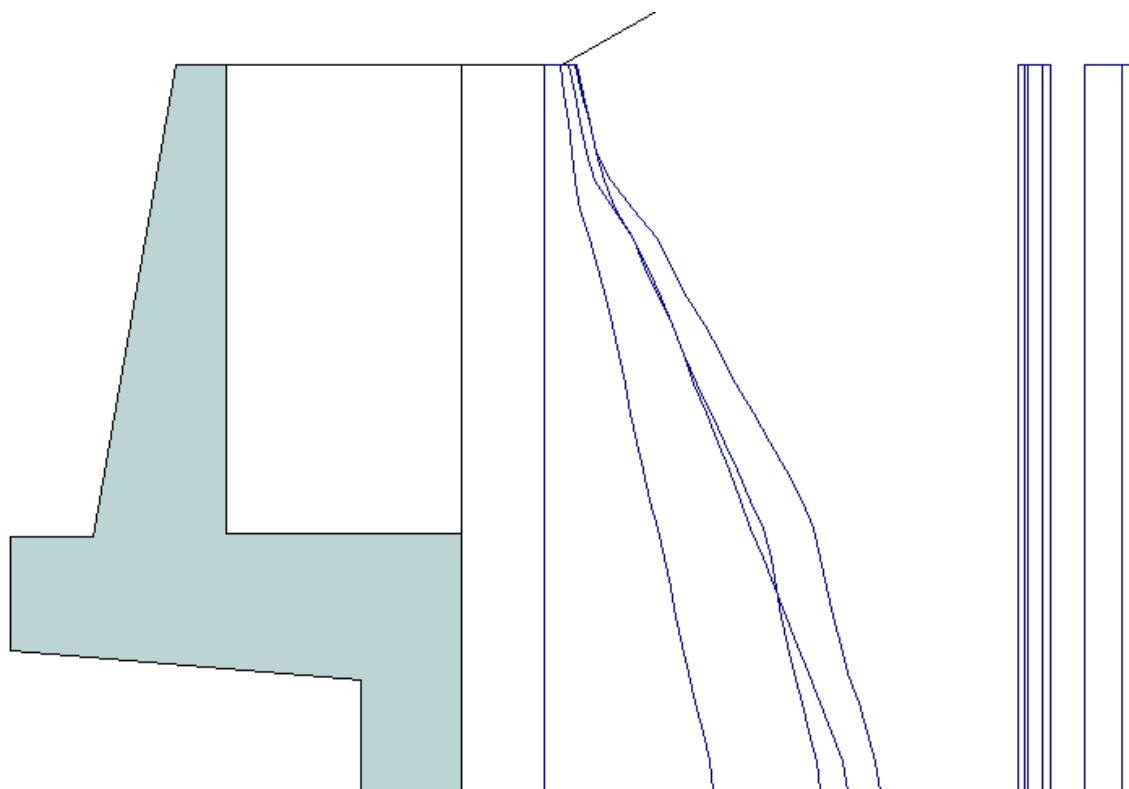
Le verifiche attengono esclusivamente alle combinazioni definite dai coefficienti parziali A1-M1-R1.



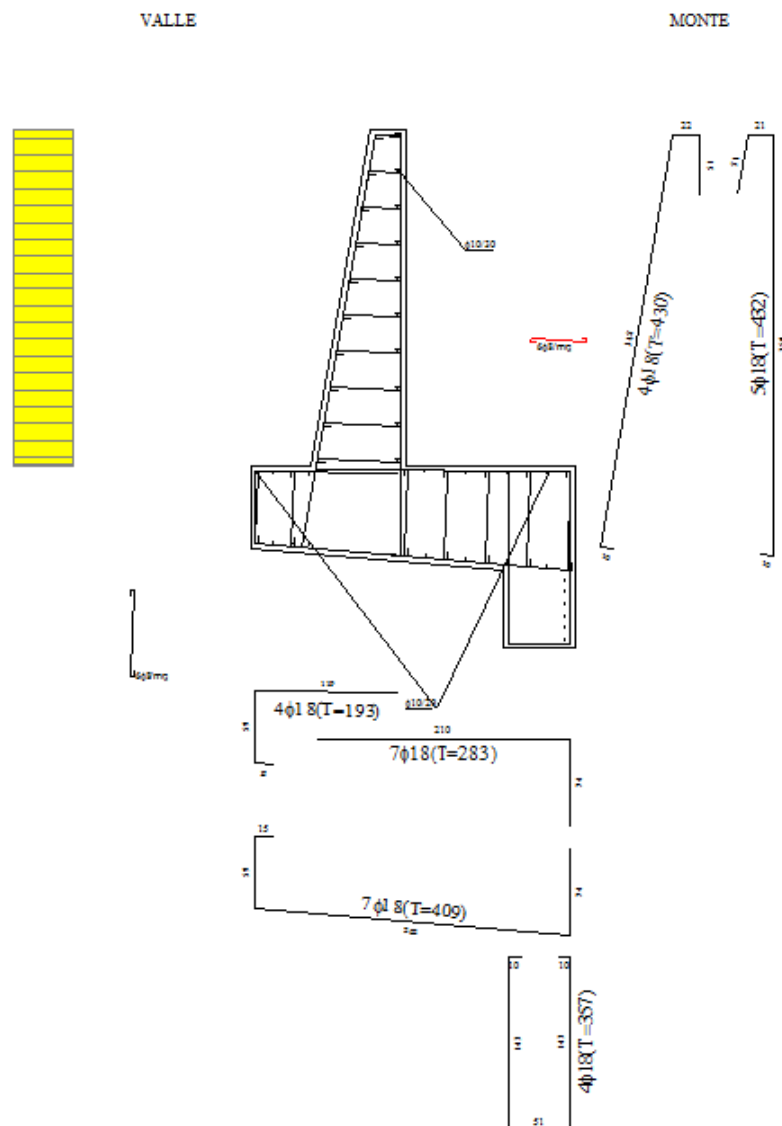
Inviluppo sollecitazioni paramento



Inviluppo sollecitazioni fondazione



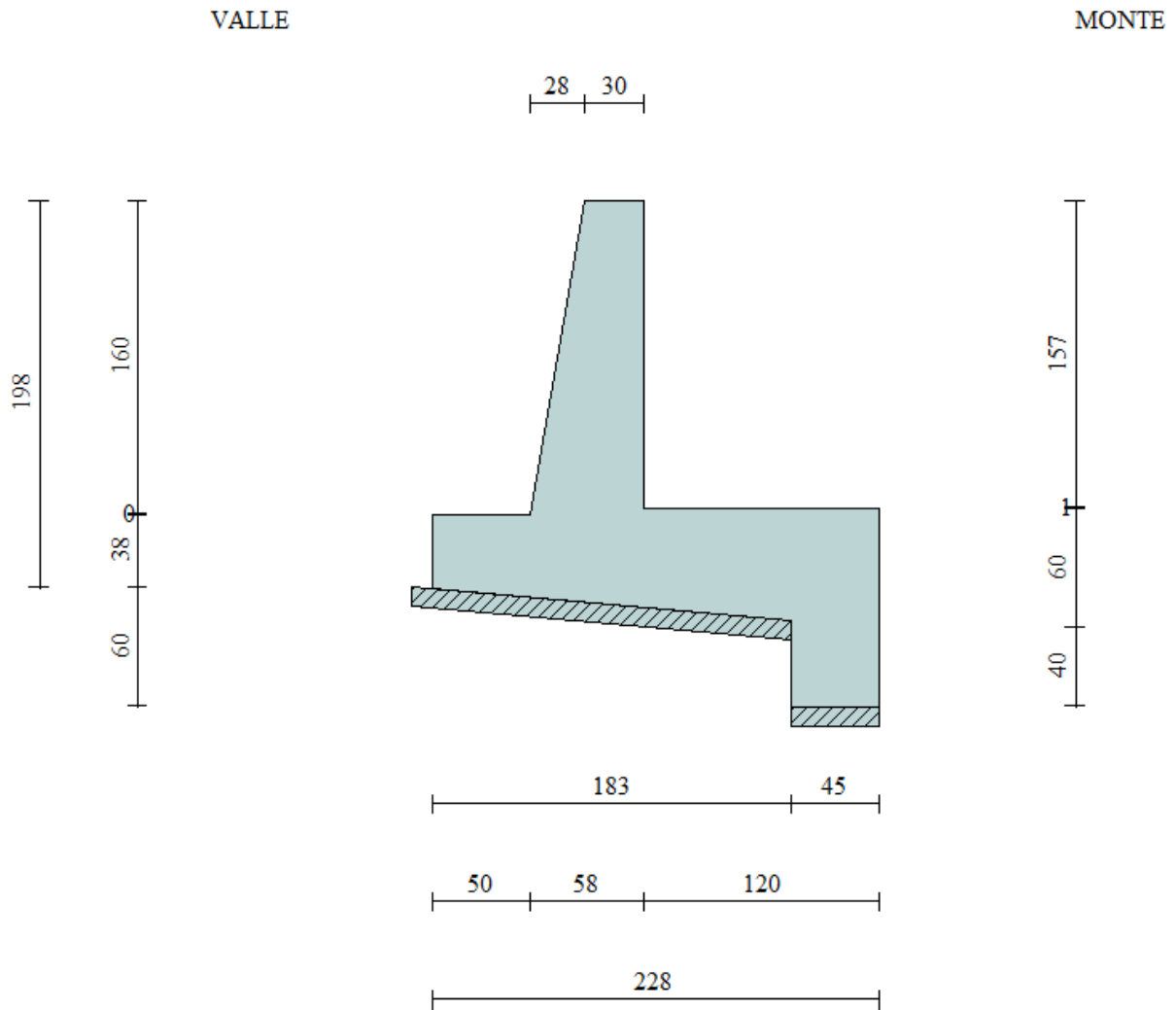
Inviluppo diagrammi spinte e cunei



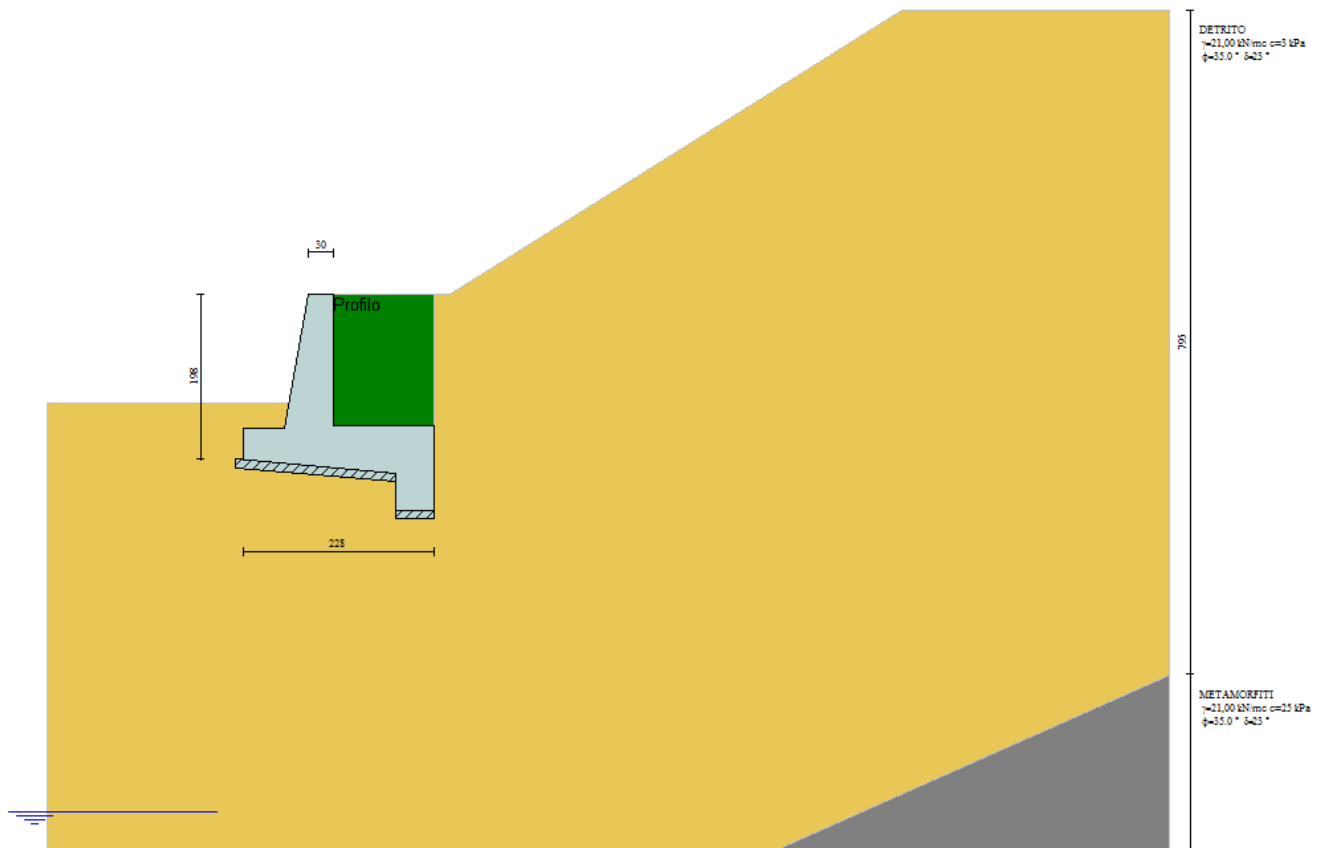
Esecutivi ferri

5.7.5 MURO DI SOSTEGNO TIPO 3

L'opera strutturale prevista è composta da un muro di sostegno in c.a. con altezza di paramento pari a 1,60m e suola inclinata a sezione variabile da 38cm a 60cm per come meglio rappresentato di seguito:



Schema geometrico muro tipo 3

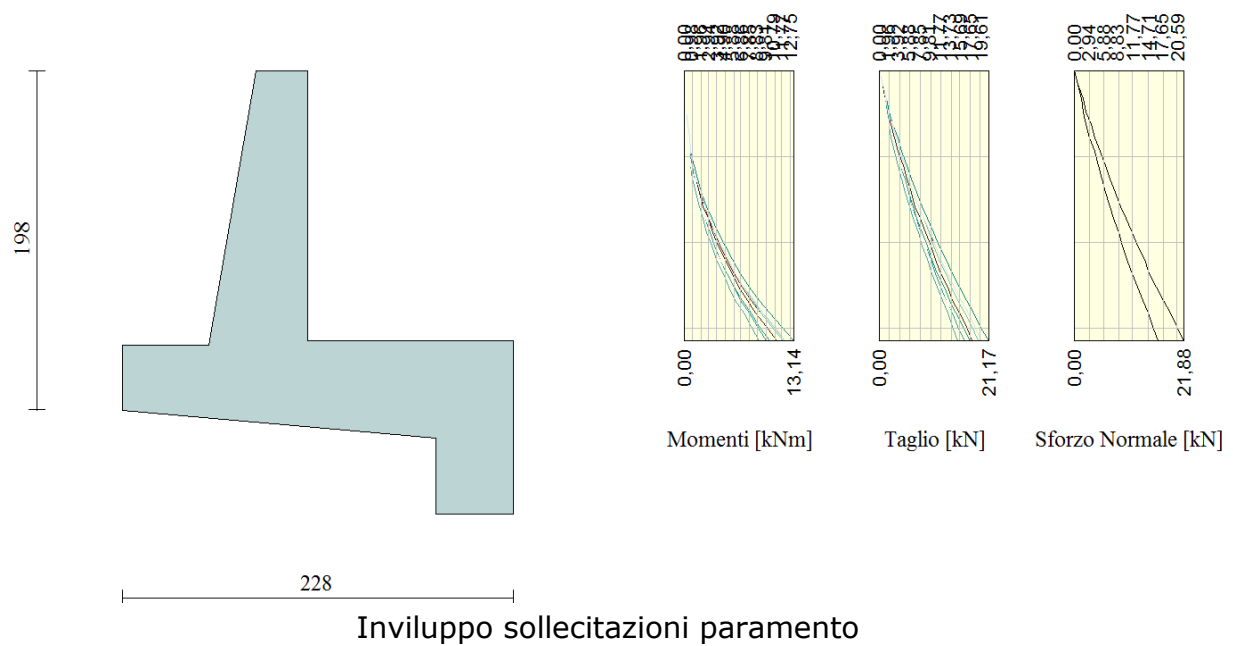


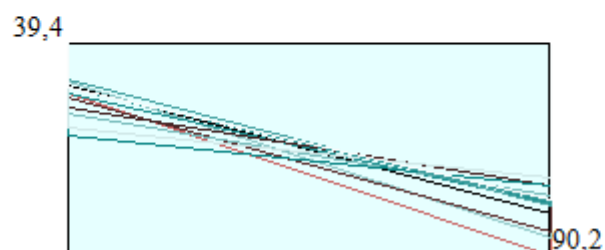
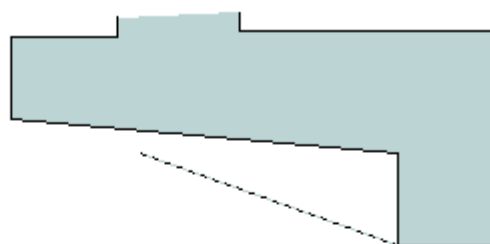
Schema geotecnico muro

5.7.6 Risultati delle verifiche geotecniche

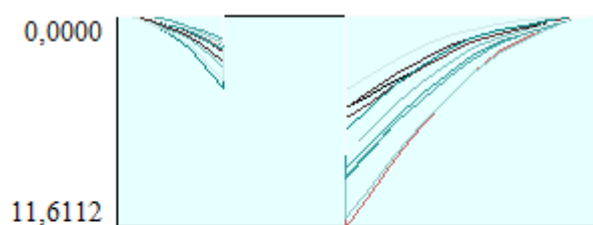
Nel presente paragrafo vengono riportate i risultati grafici delle verifiche geotecniche condotte e previste dalla normativa.

Le verifiche attengono esclusivamente alle combinazioni definite dai coefficienti parziali A1-M1-R1.

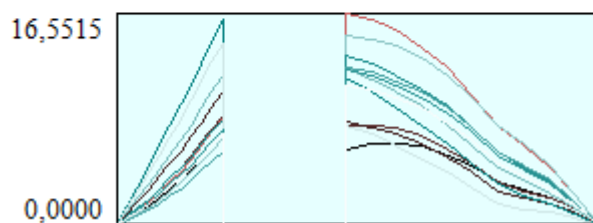




Pressioni sul terreno

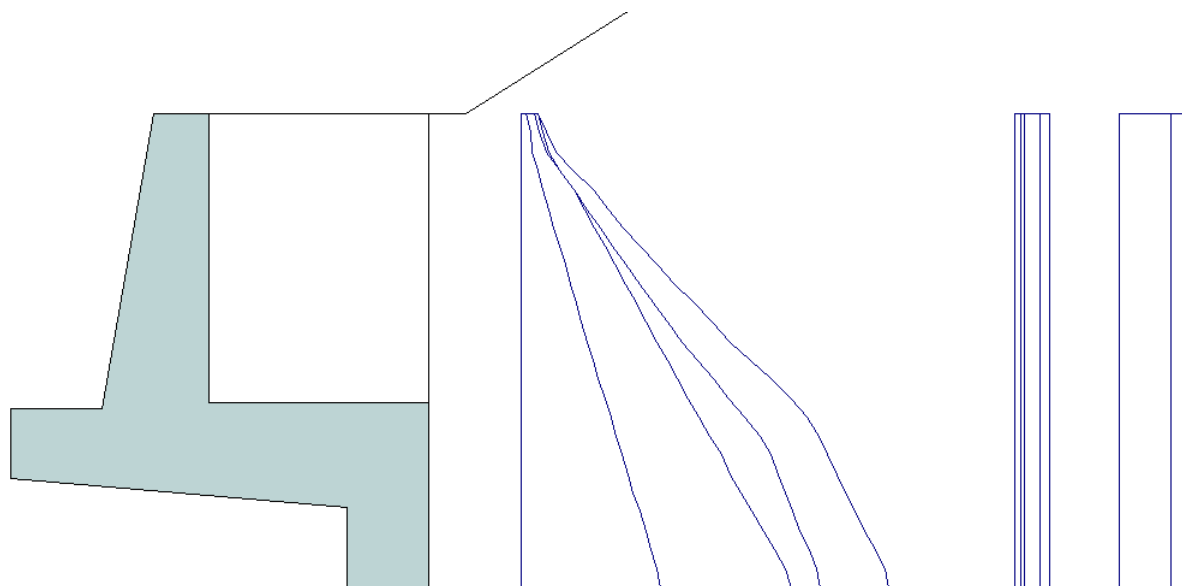


Momento



Taglio

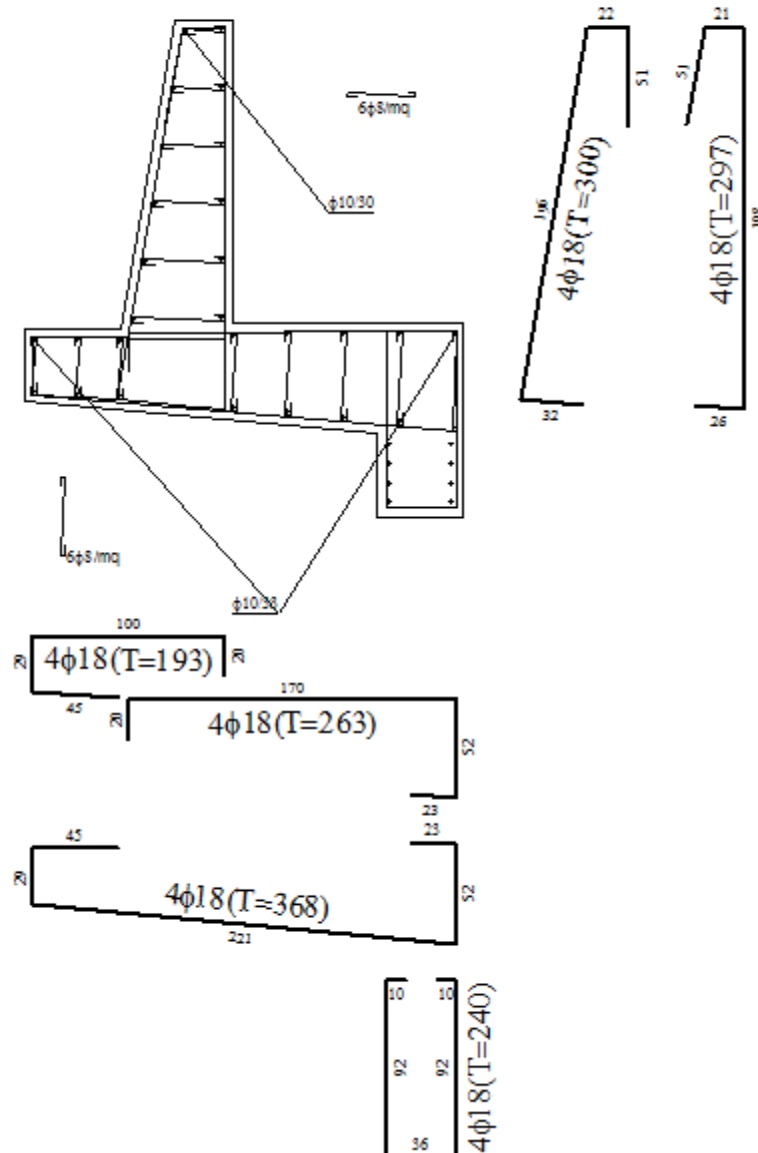
Inviluppo sollecitazioni fondazione



Inviluppo diagrammi spinte e cunei

VALLE

MONTE

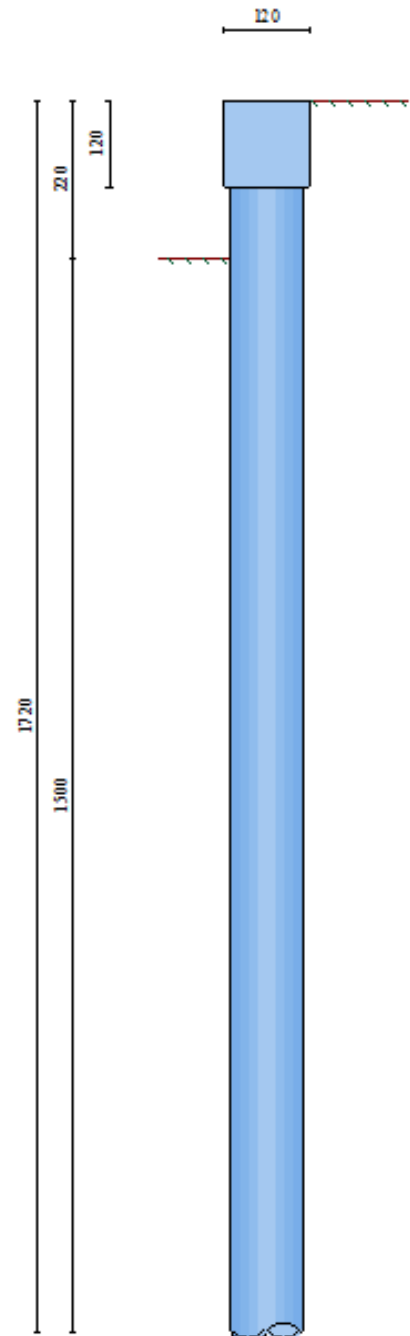


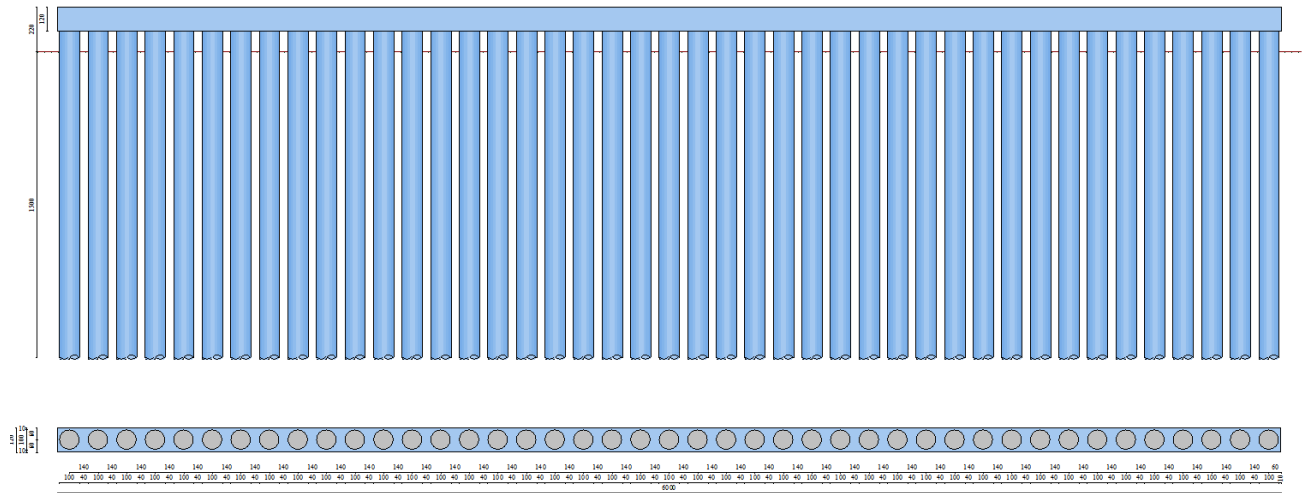
Esecutivi ferri

5.8 Verifica paratia di pali

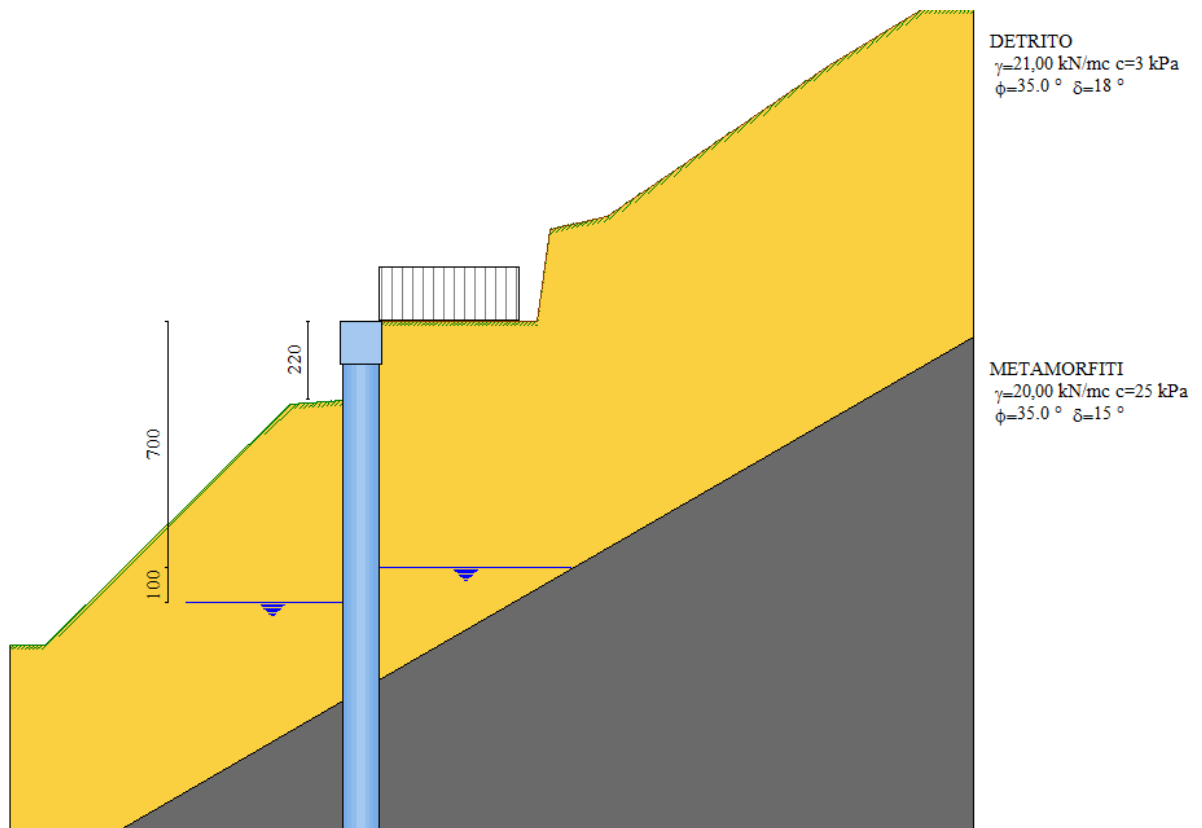
5.8.1 PARATIA DI PALI TIPO 1 – Valle strada

L'opera strutturale prevista è composta da una paratia di pali in c.a. di profondità pari a 17 m., diametro pari a 1,00 m ed interasse dei pali pari a 1,40m per come meglio rappresentato di seguito:





Prospetto paratia di pali

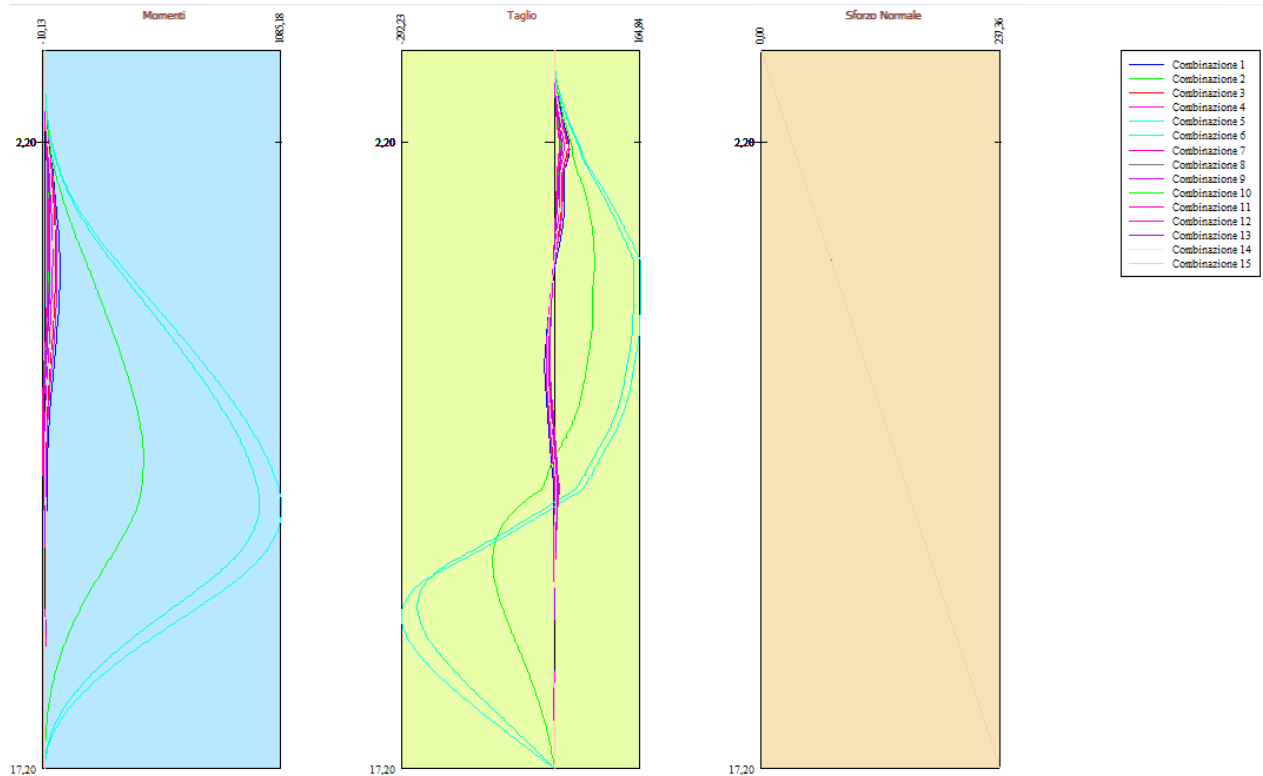


Schema geotecnico paratia

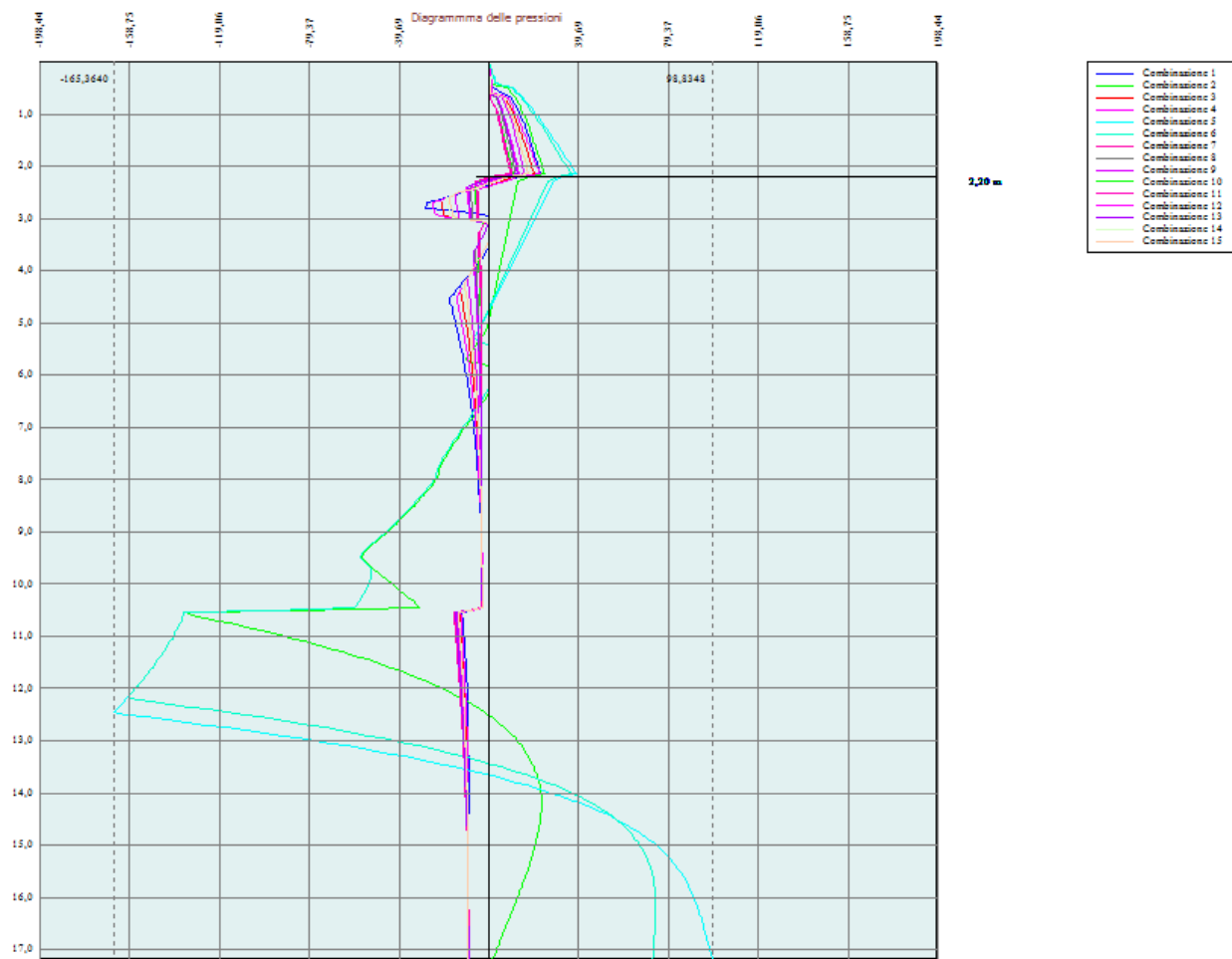
5.8.1 Risultati delle verifiche geotecniche

Nel presente paragrafo vengono riportate i risultati grafici delle verifiche geotecniche condotte e previste dalla normativa.

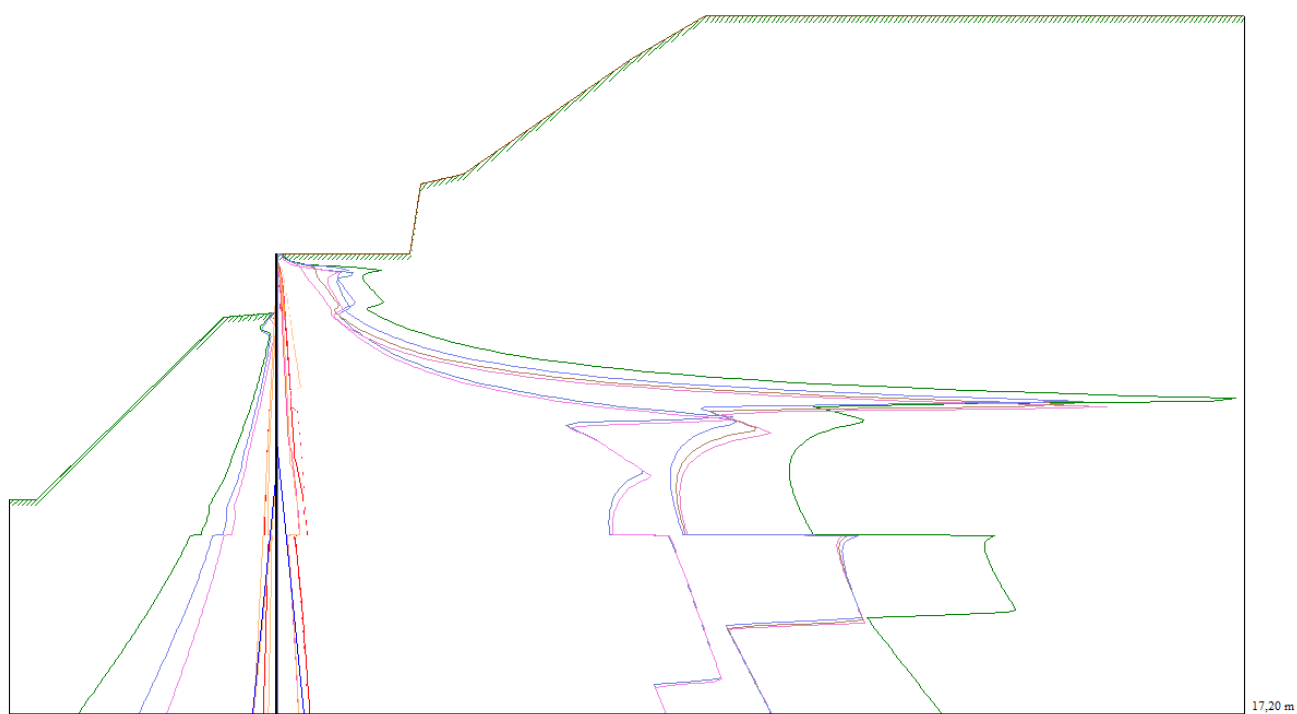
Le verifiche attengono esclusivamente alle combinazioni definite dai coefficienti parziali A1-M1-R1.



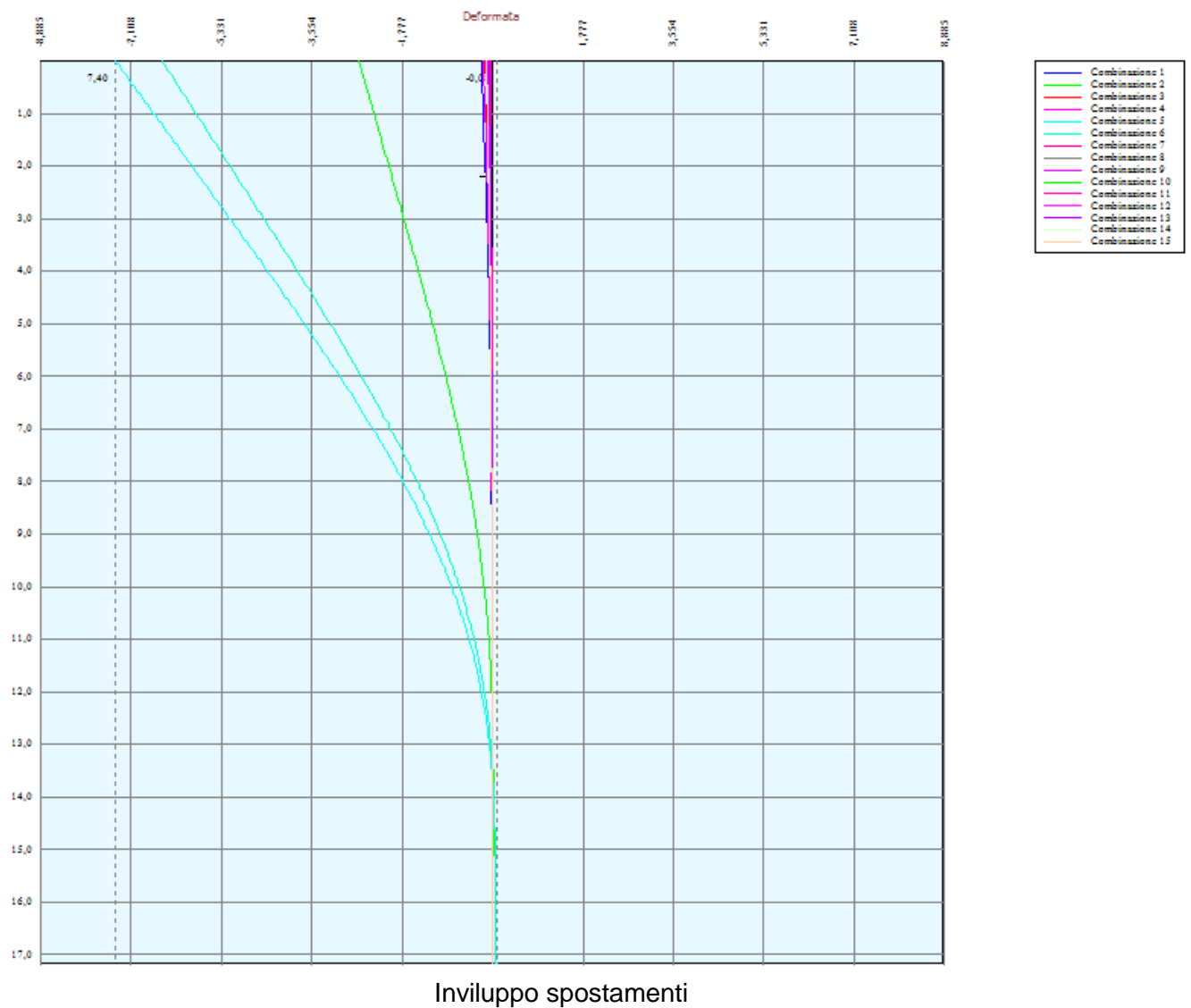
Involuppo diagrammi sollecitazioni

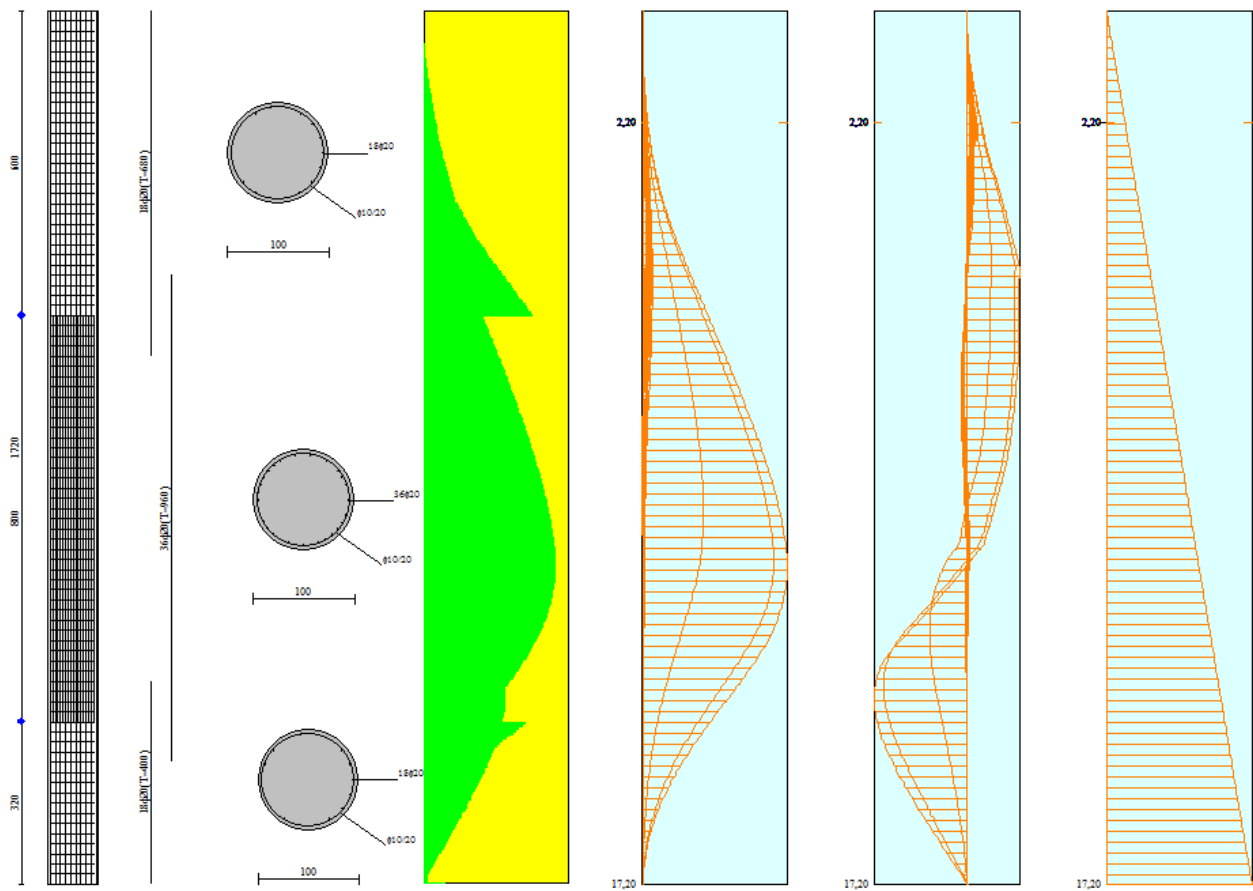


Involuppo diagrammi pressioni

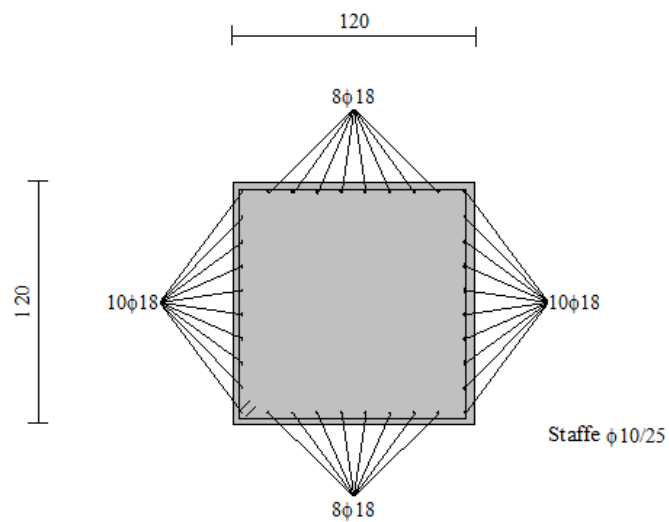


Inviluppo diagrammi spinte





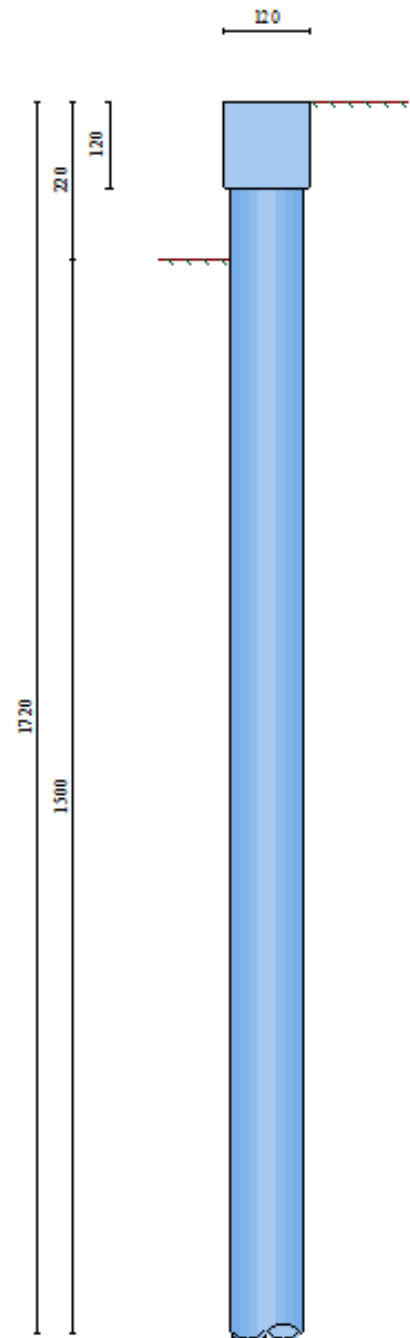
Esecutivi armature pali e diagramma sollecitazioni

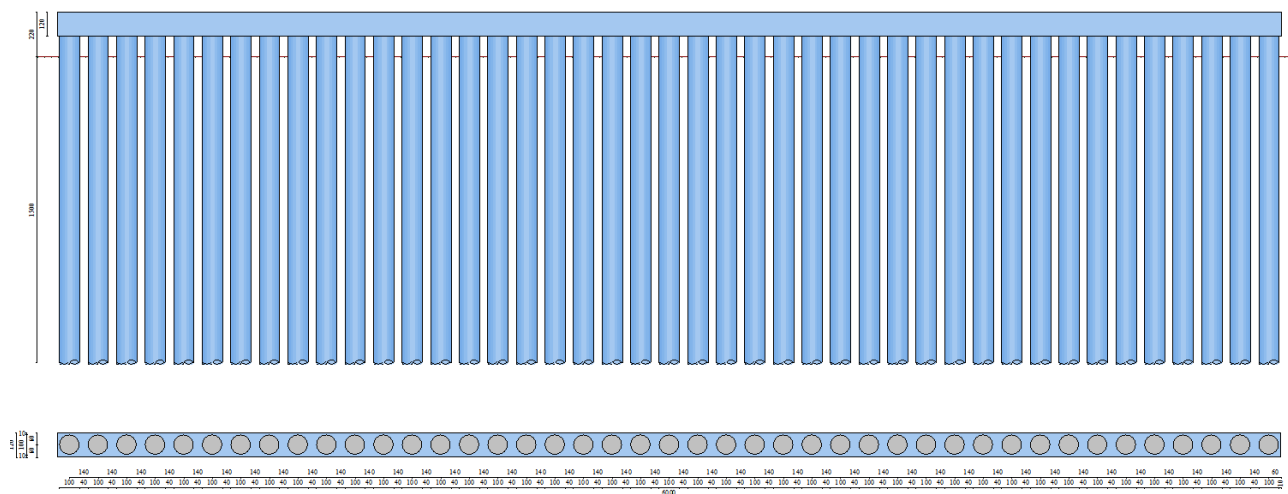


Esecutivi armature cordolo

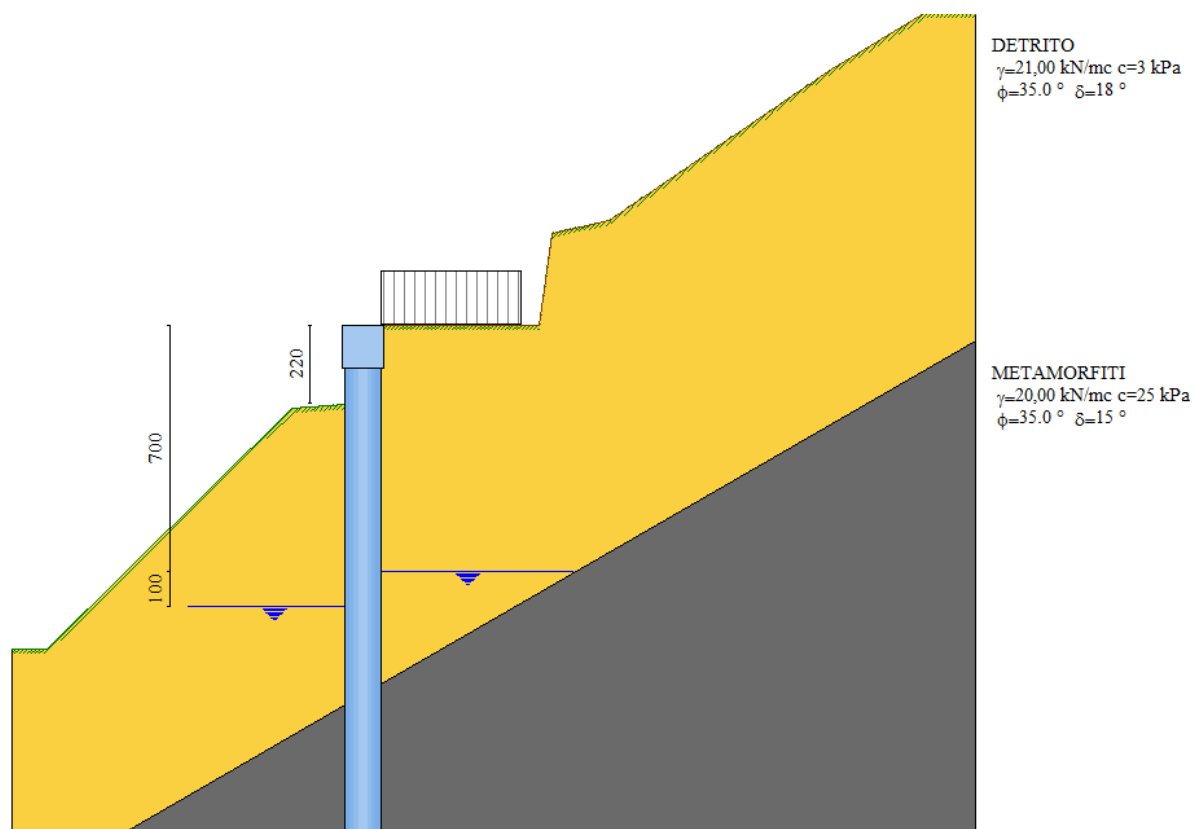
5.8.2 PARATIA DI PALI TIPO A – Valle strada

L'opera strutturale prevista è composta da una paratia di pali in c.a. di profondità pari a 17 m., diametro pari a 1,00 m ed interasse dei pali pari a 1,40m per come meglio rappresentato di seguito:





Prospetto paratia di pali

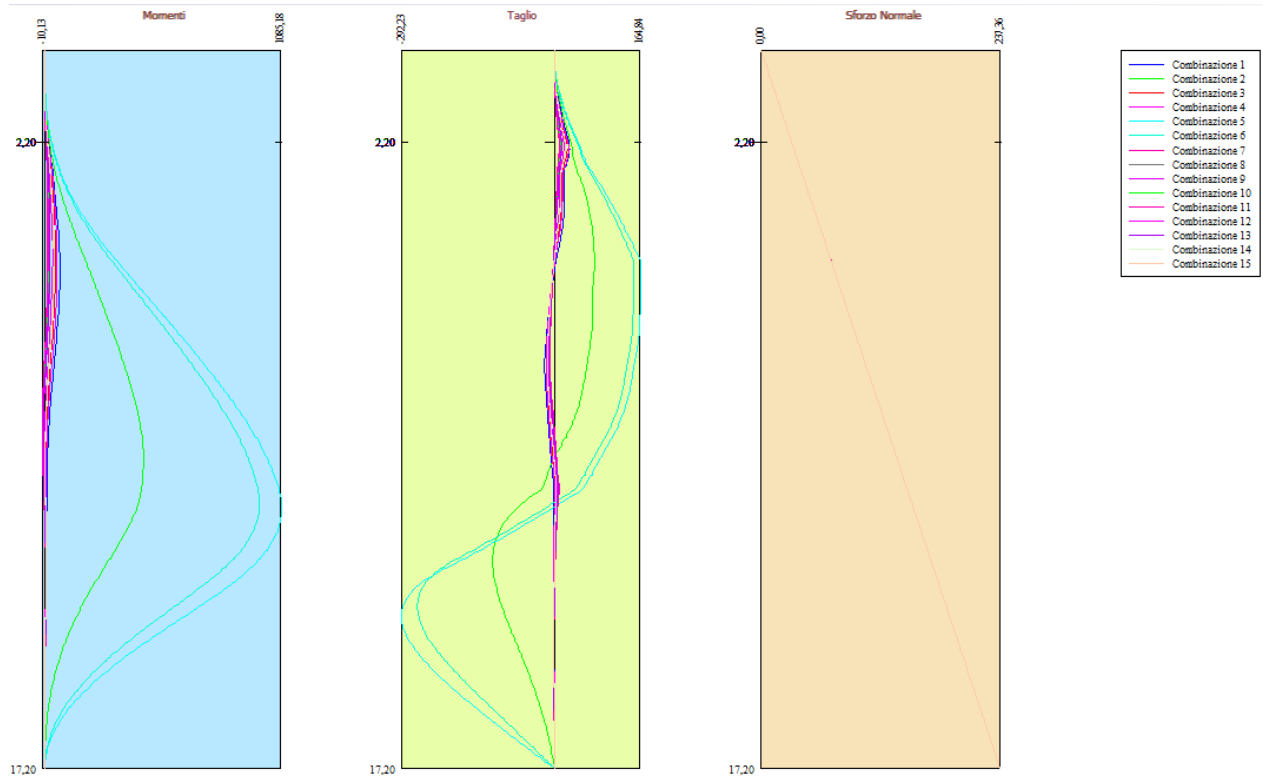


Schema geotecnico paratia

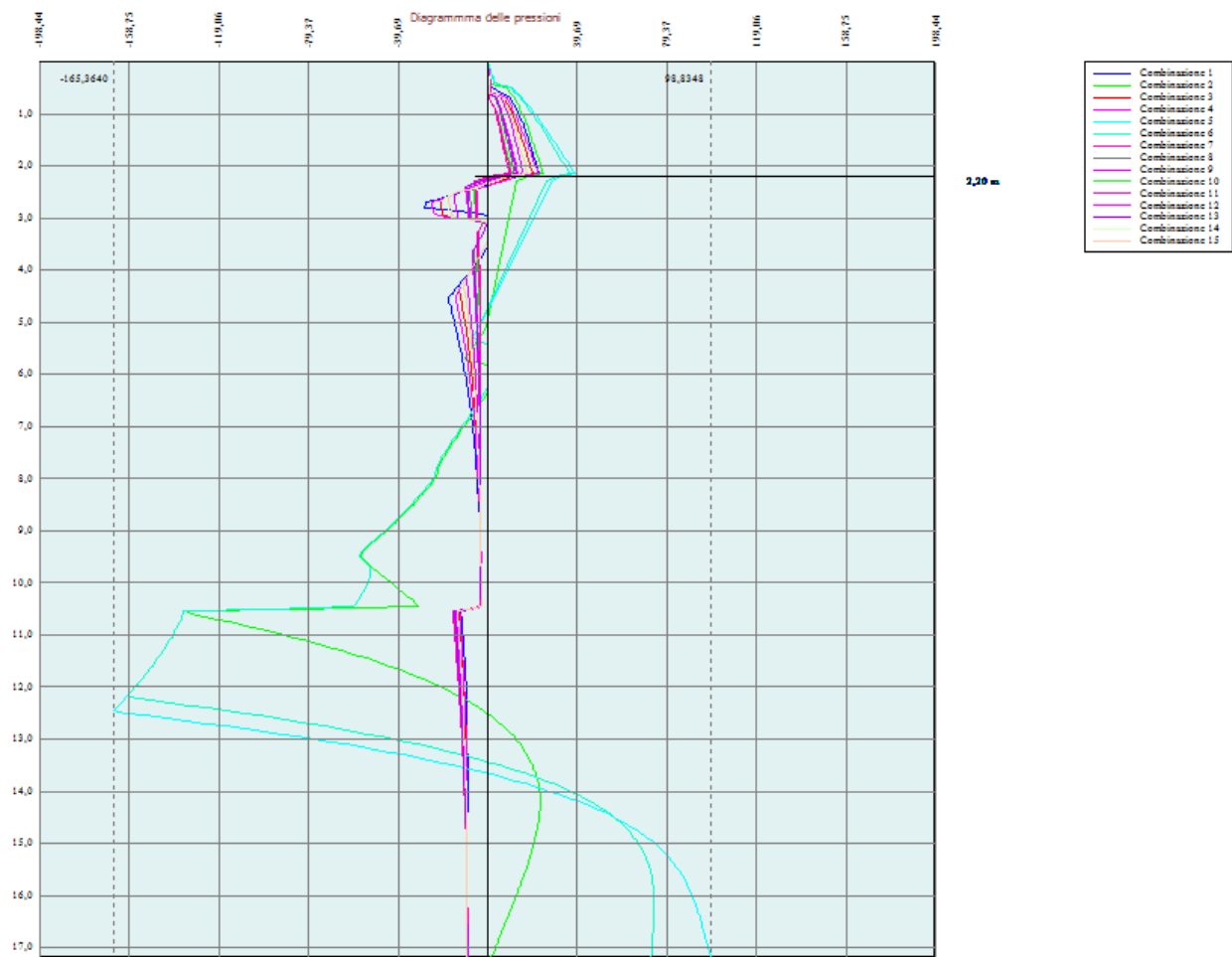
5.8.3 Risultati delle verifiche geotecniche

Nel presente paragrafo vengono riportate i risultati grafici delle verifiche geotecniche condotte e previste dalla normativa.

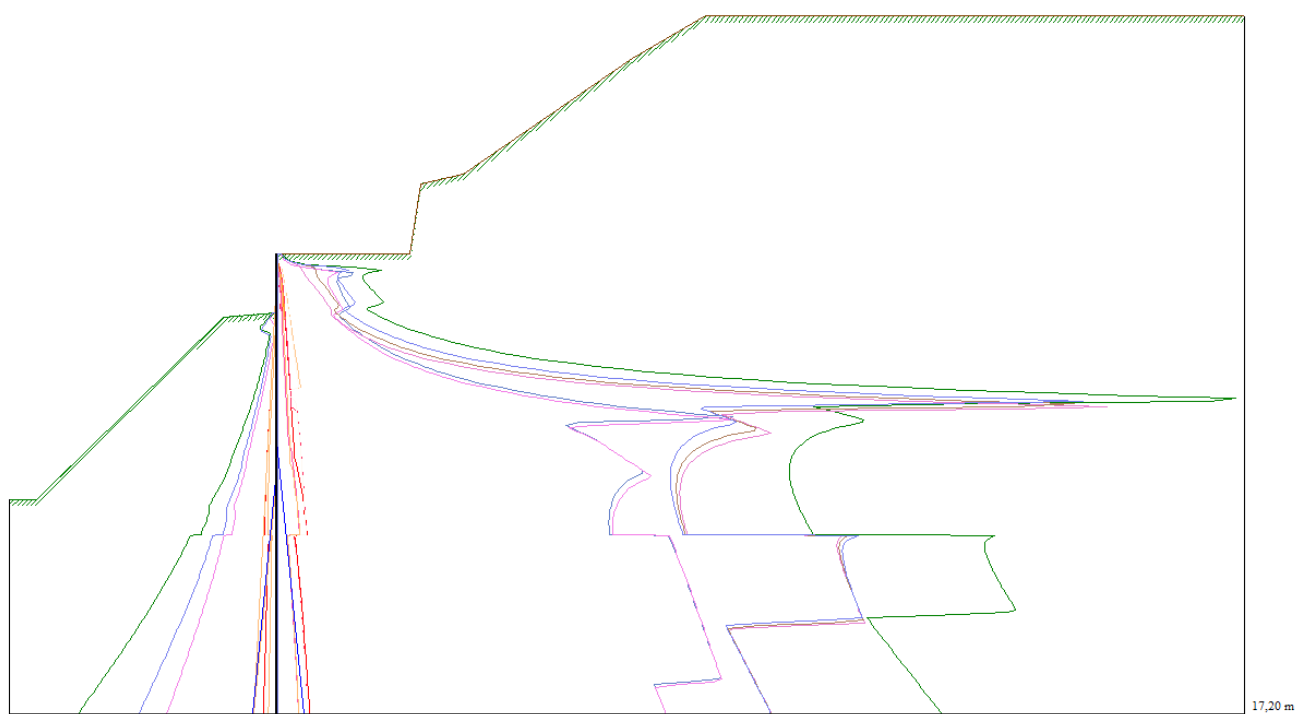
Le verifiche attengono esclusivamente alle combinazioni definite dai coefficienti parziali A1-M1-R1.



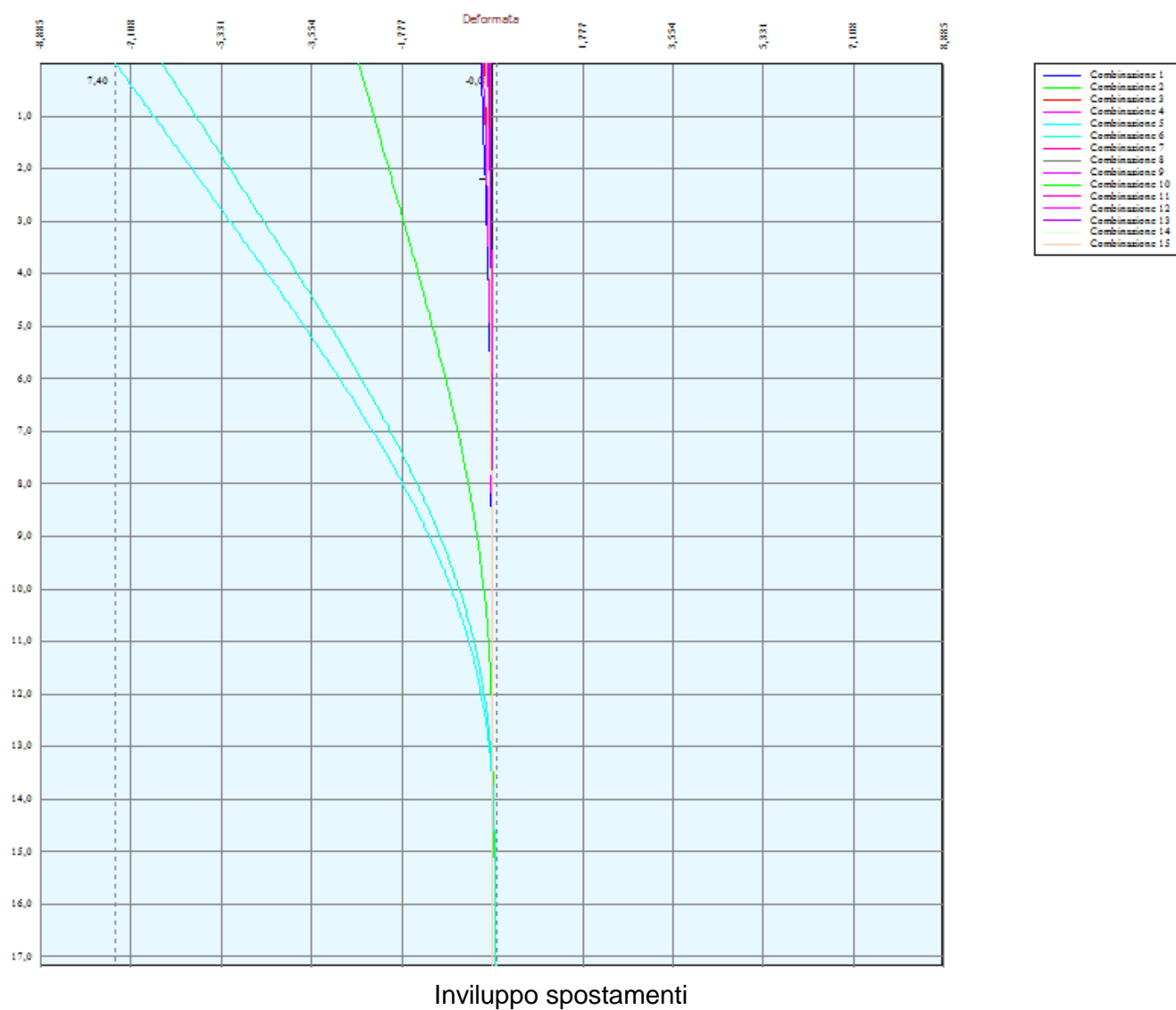
Inviluppo diagrammi sollecitazioni

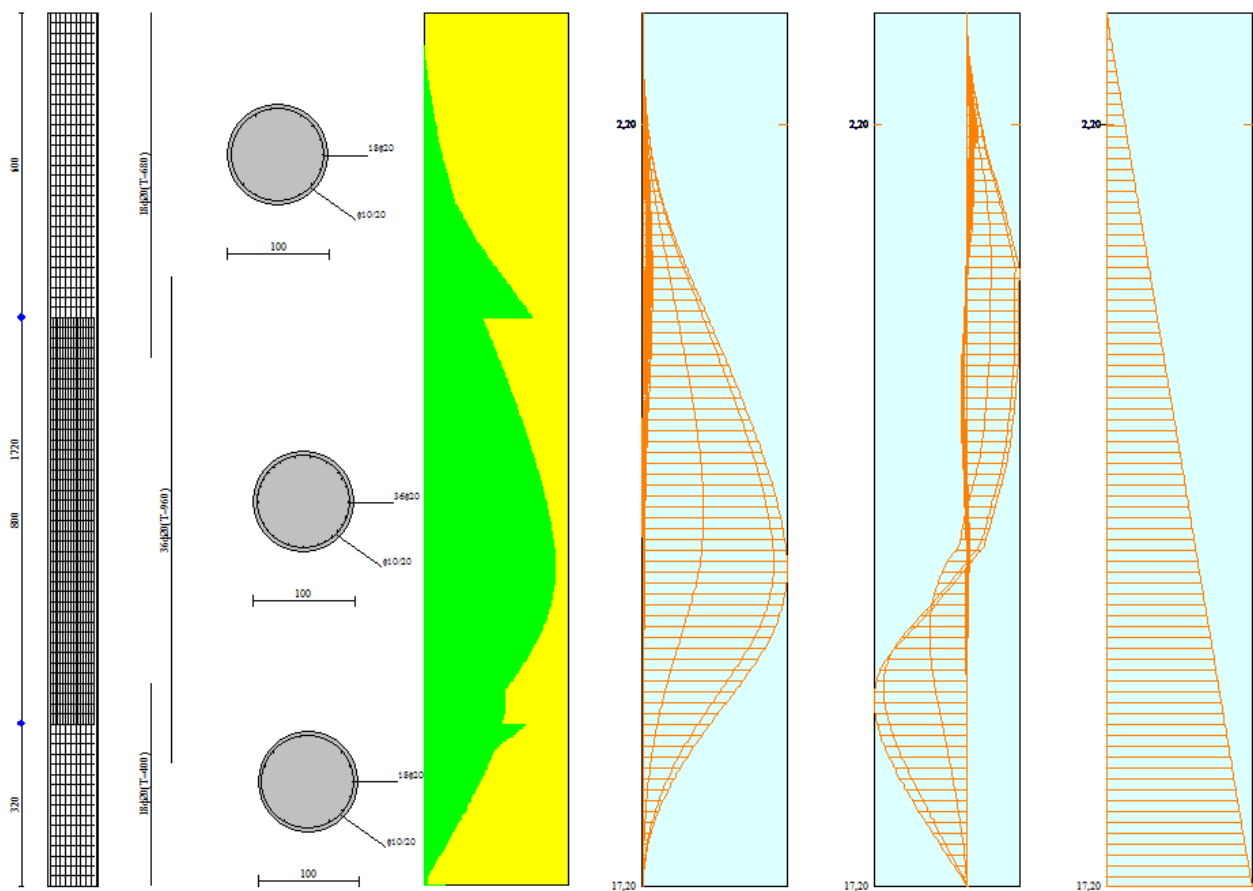


Inviluppo diagrammi pressioni

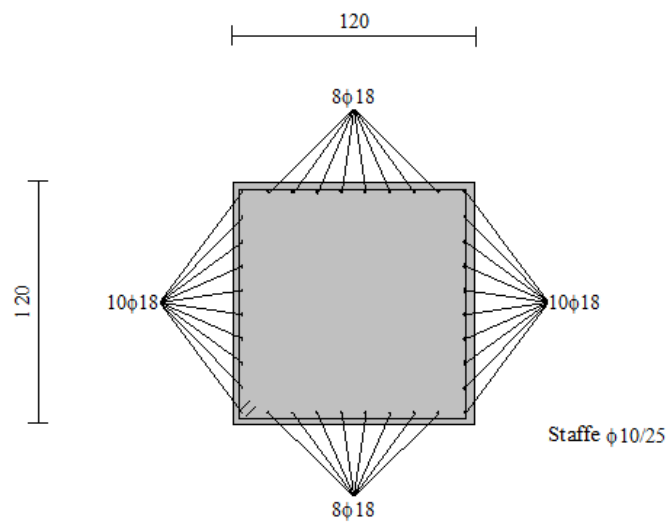


Inviluppo diagrammi spinte





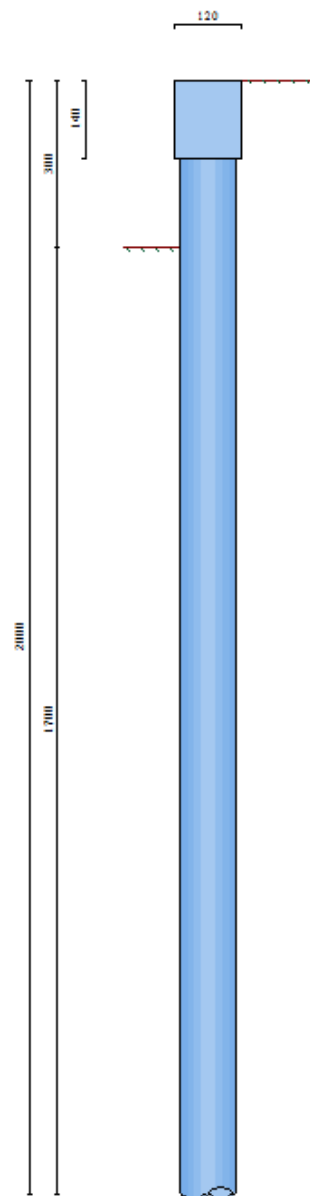
Esecutivi armature pali e diagramma sollecitazioni

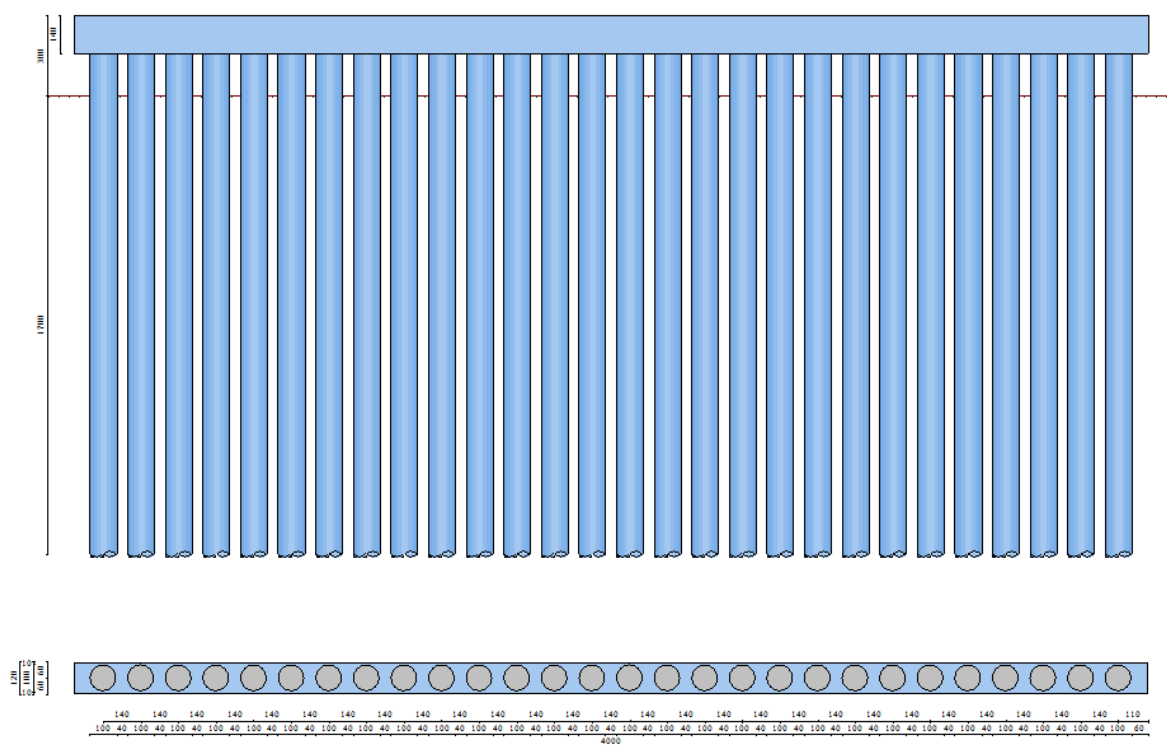


Esecutivi armature cordolo

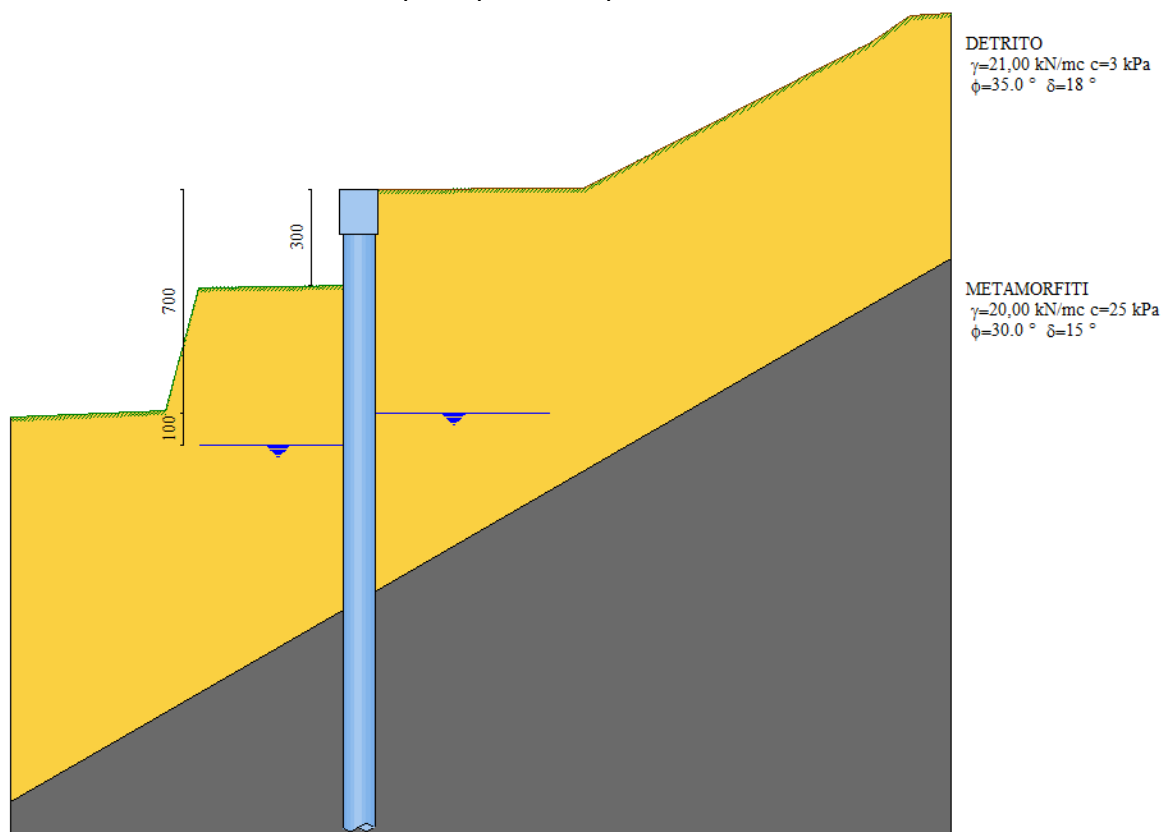
5.8.4 PARATIA DI PALI TIPO B – Monte strada

L'opera strutturale prevista è composta da una paratia di pali in c.a. di profondità pari a 20 m., diametro pari a 1,00 m ed interasse dei pali pari a 1,40m per come meglio rappresentato di seguito:





Prospetto paratia di pali

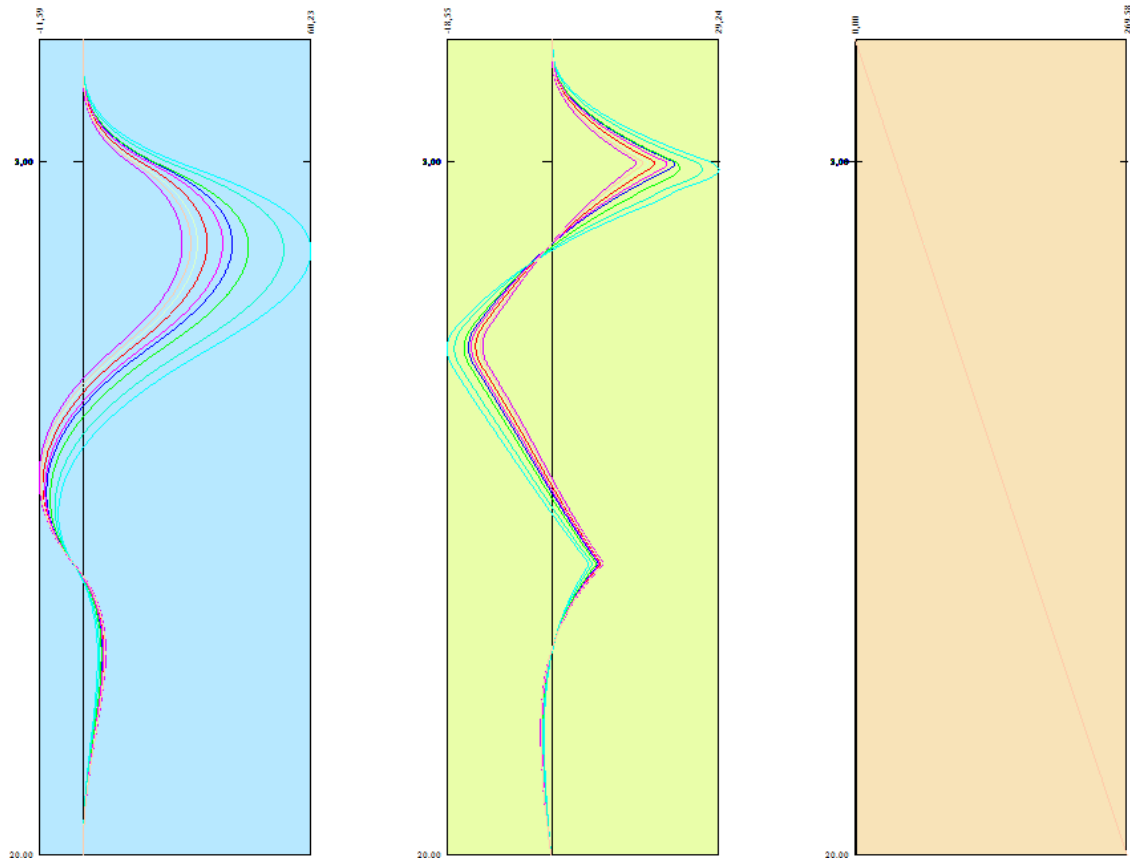


Schema geotecnico paratia

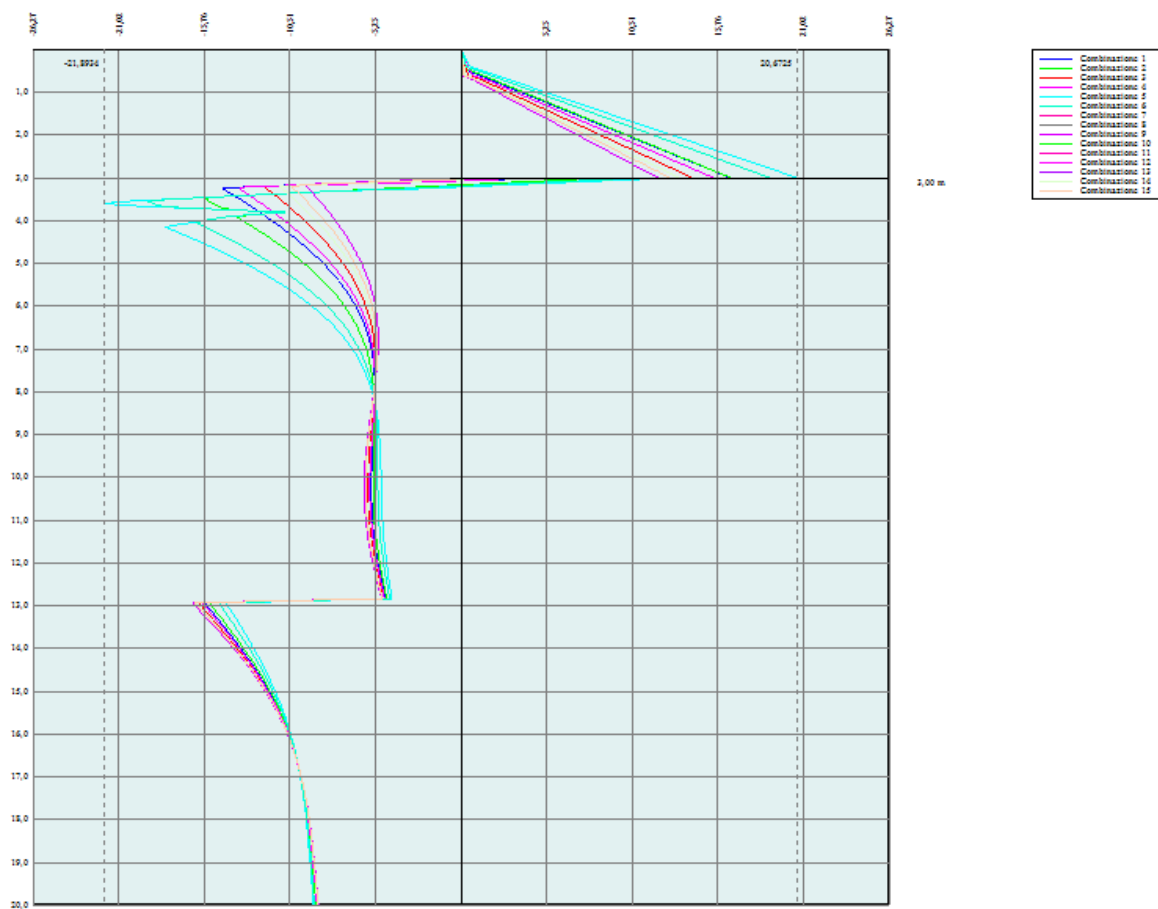
5.8.1 Risultati delle verifiche geotecniche

Nel presente paragrafo vengono riportate i risultati grafici delle verifiche geotecniche condotte e previste dalla normativa.

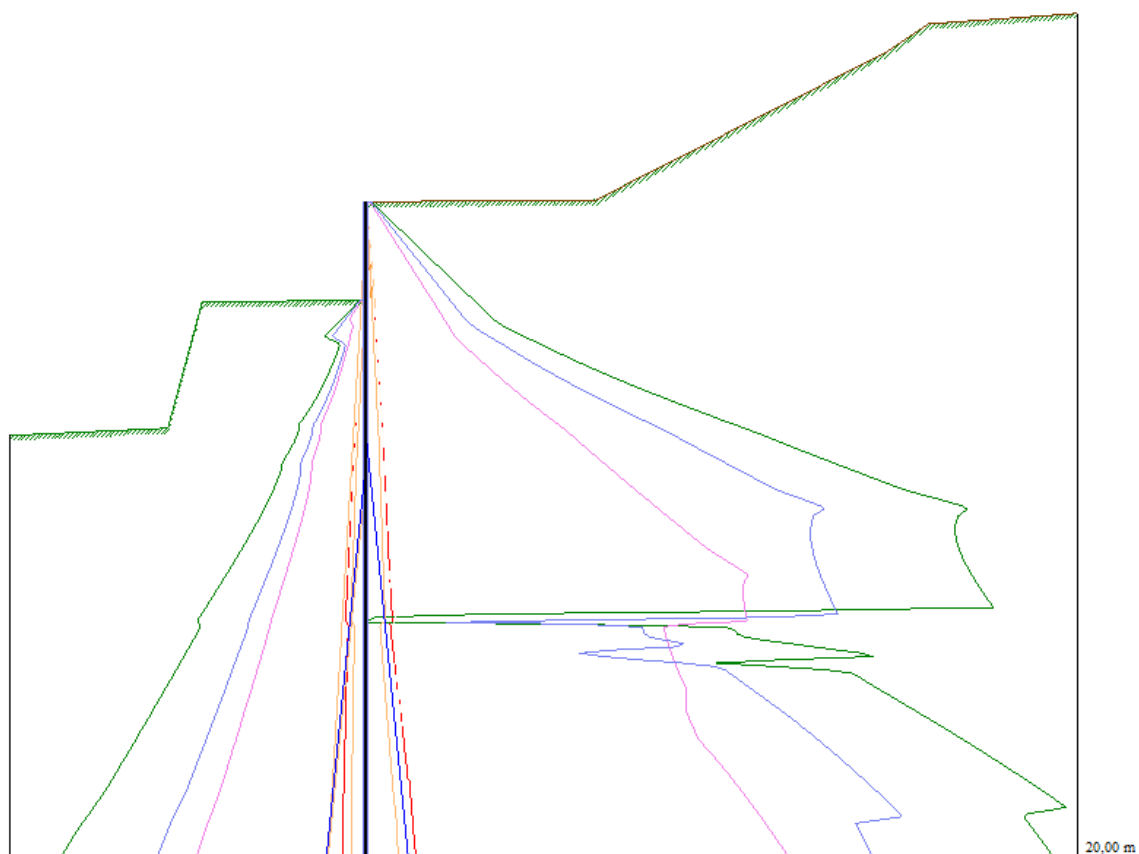
Le verifiche attengono esclusivamente alle combinazioni definite dai coefficienti parziali A1-M1-R1.



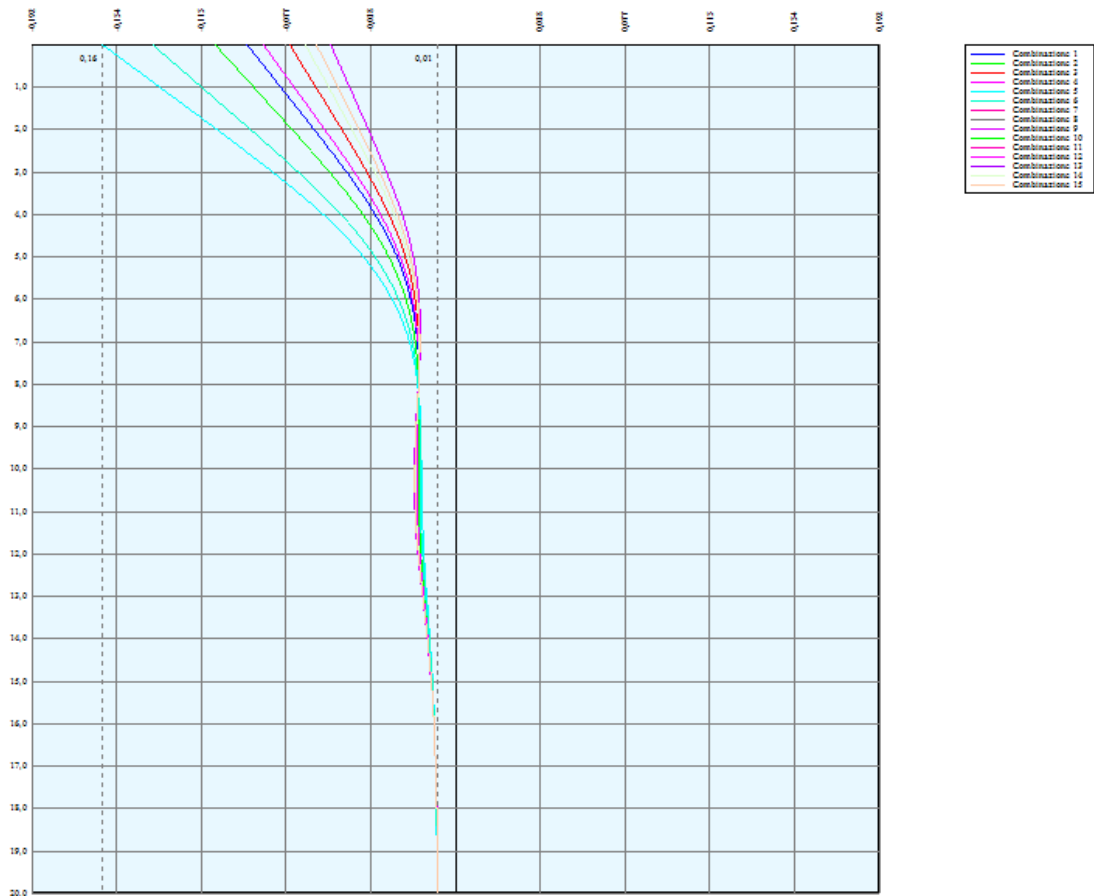
Involuppo diagrammi sollecitazioni



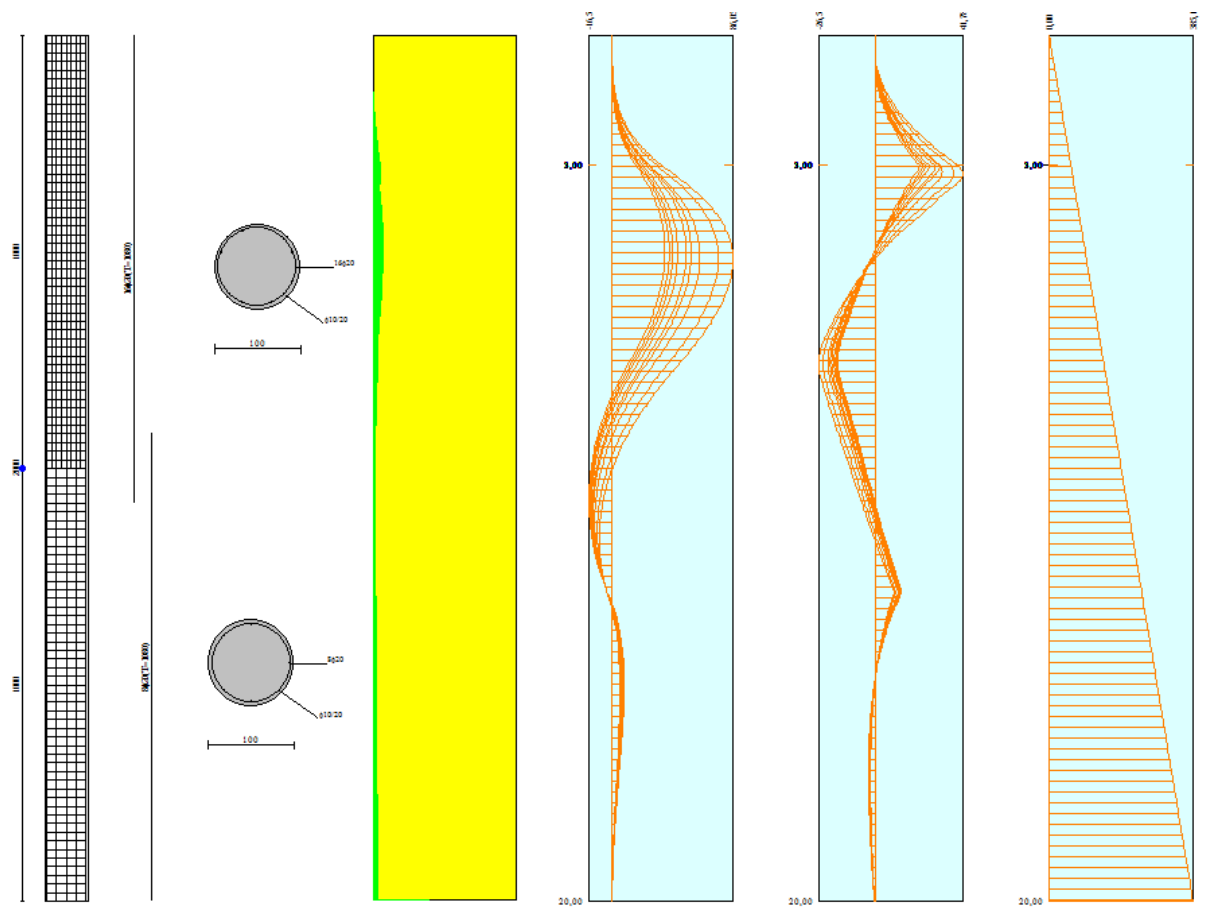
Involuppo diagrammi pressioni



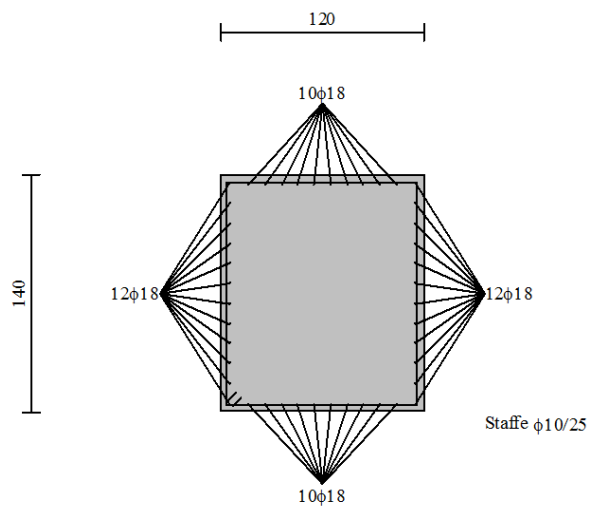
Involuppo diagrammi spinte



Involuppo spostamenti



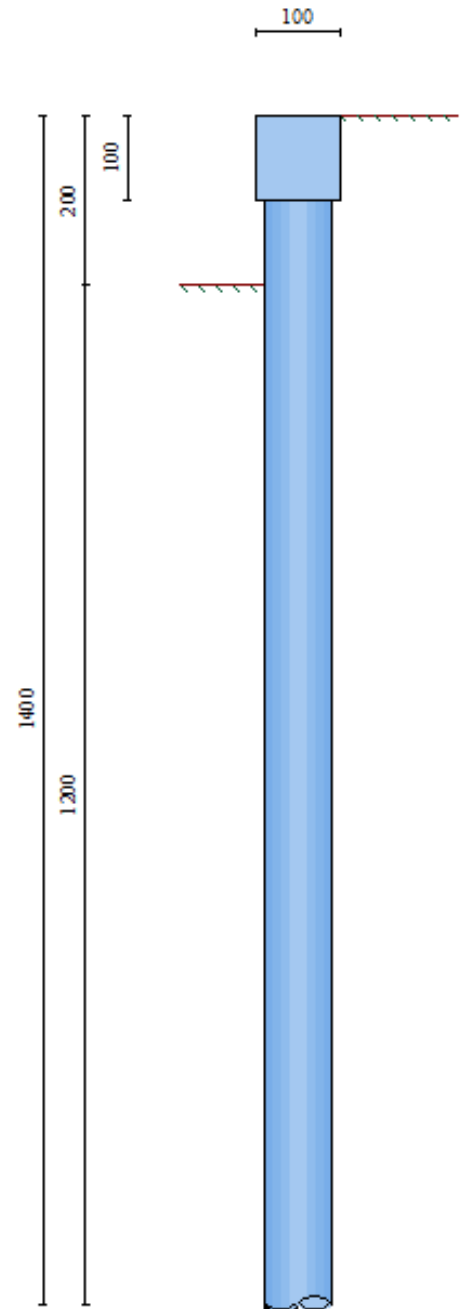
Esecutivi armature pali e diagramma sollecitazioni

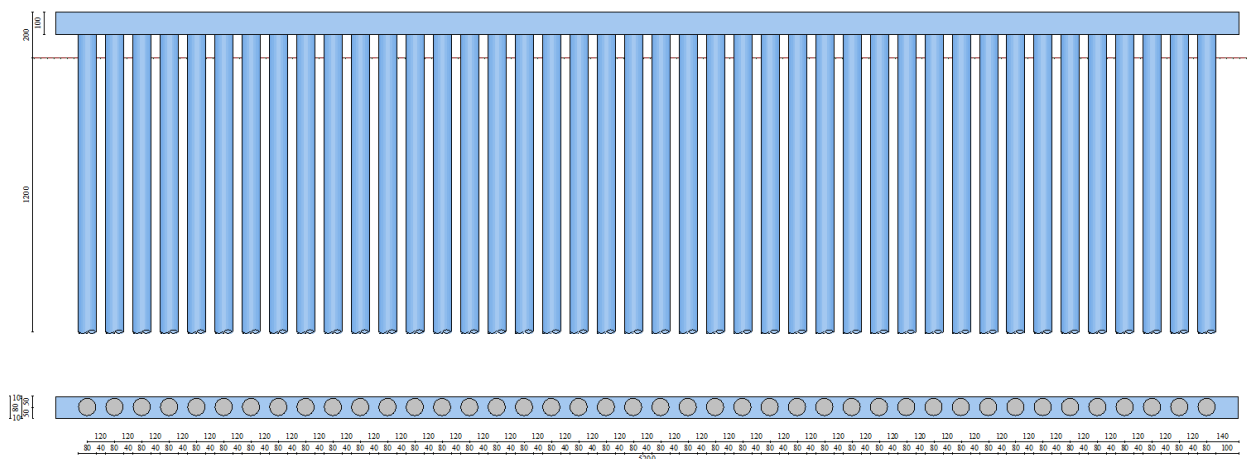


Esecutivi armature cordolo

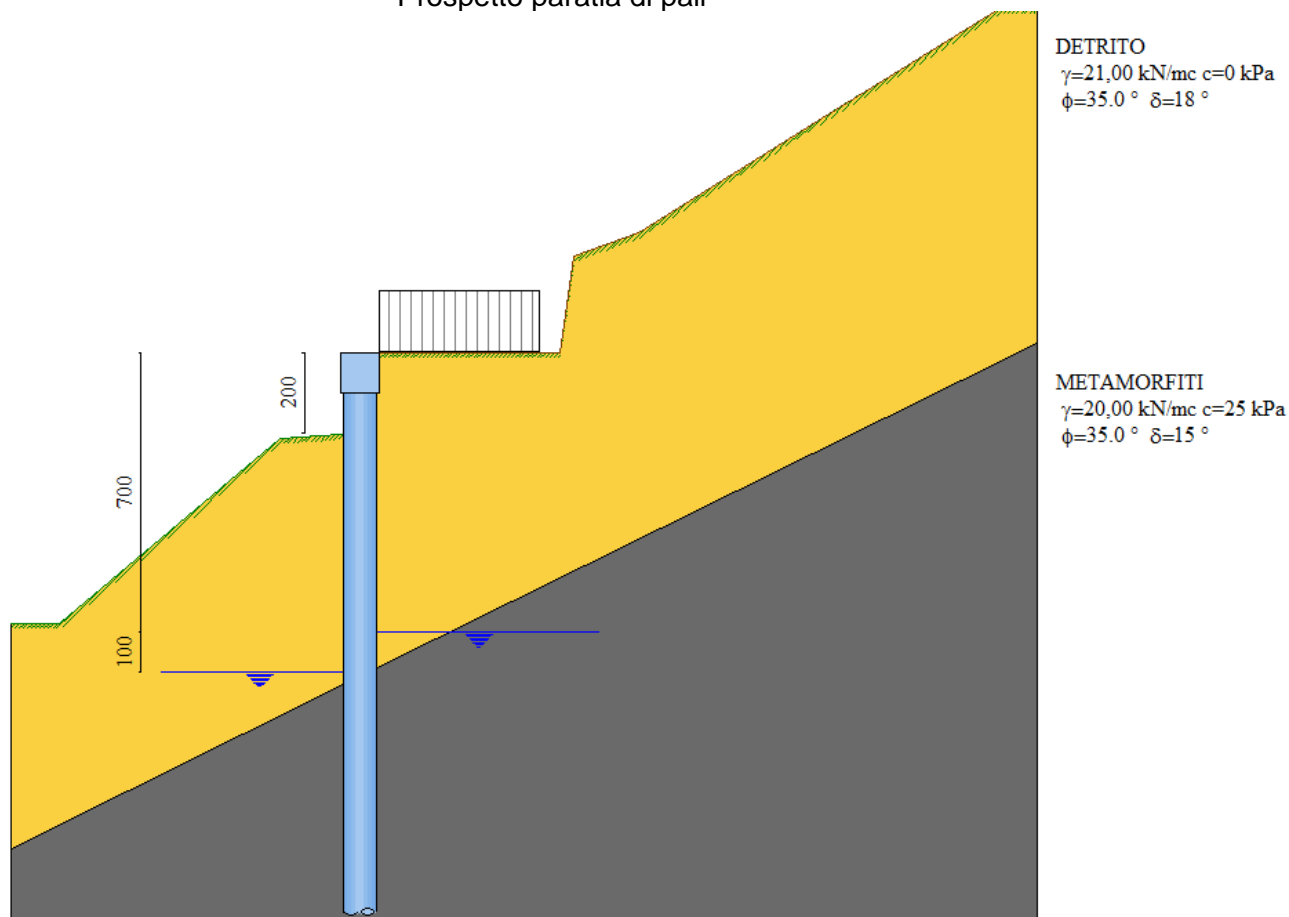
5.8.2 PARATIA DI PALI TIPO C – Valle strada

L'opera strutturale prevista è composta da una paratia di pali in c.a. di profondità pari a 14 m., diametro pari a 0,80 m ed interasse dei pali pari a 1,20m per come meglio rappresentato di seguito:





Prospetto paratia di pali

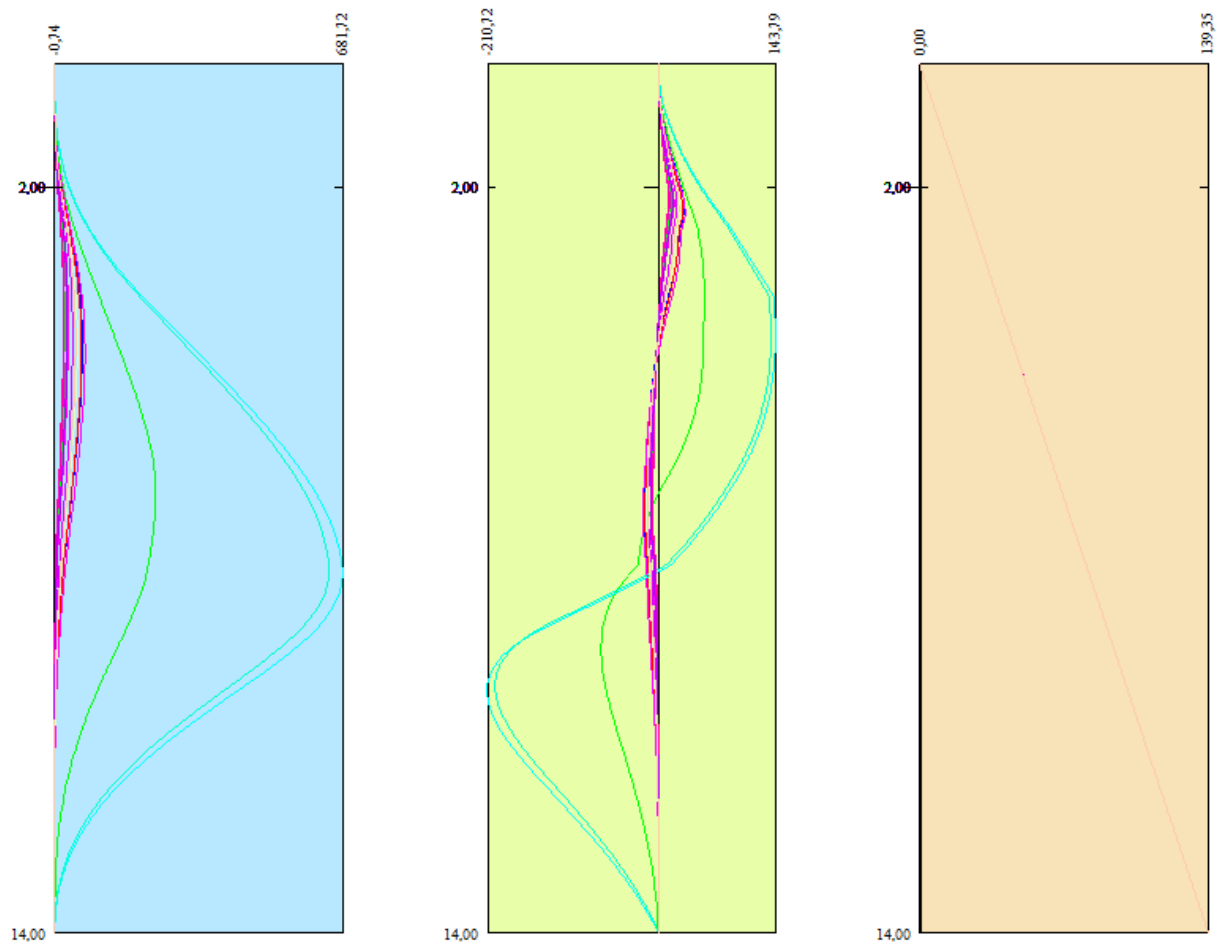


Schema geotecnico paratia

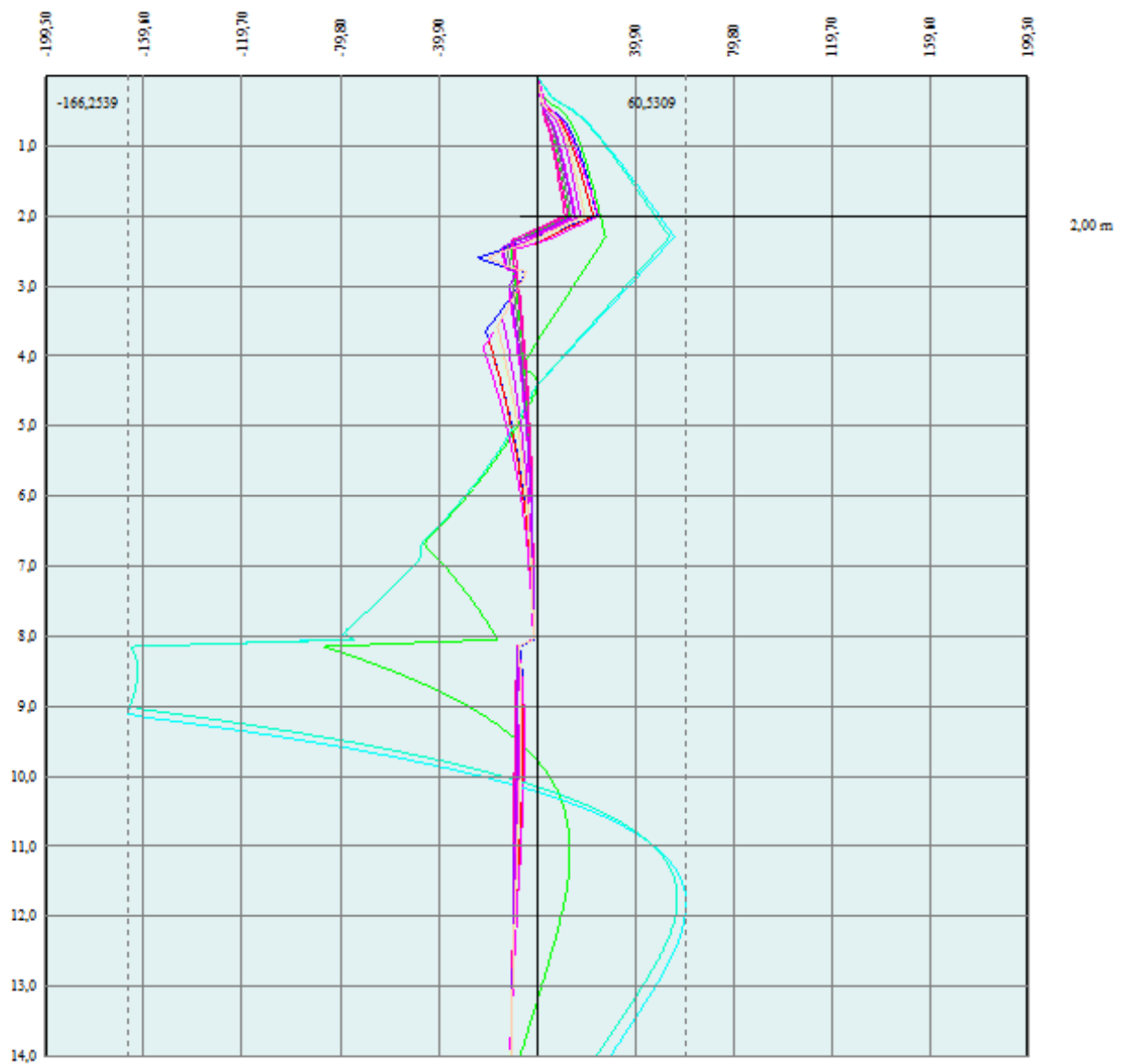
5.8.3 Risultati delle verifiche geotecniche

Nel presente paragrafo vengono riportate i risultati grafici delle verifiche geotecniche condotte e previste dalla normativa.

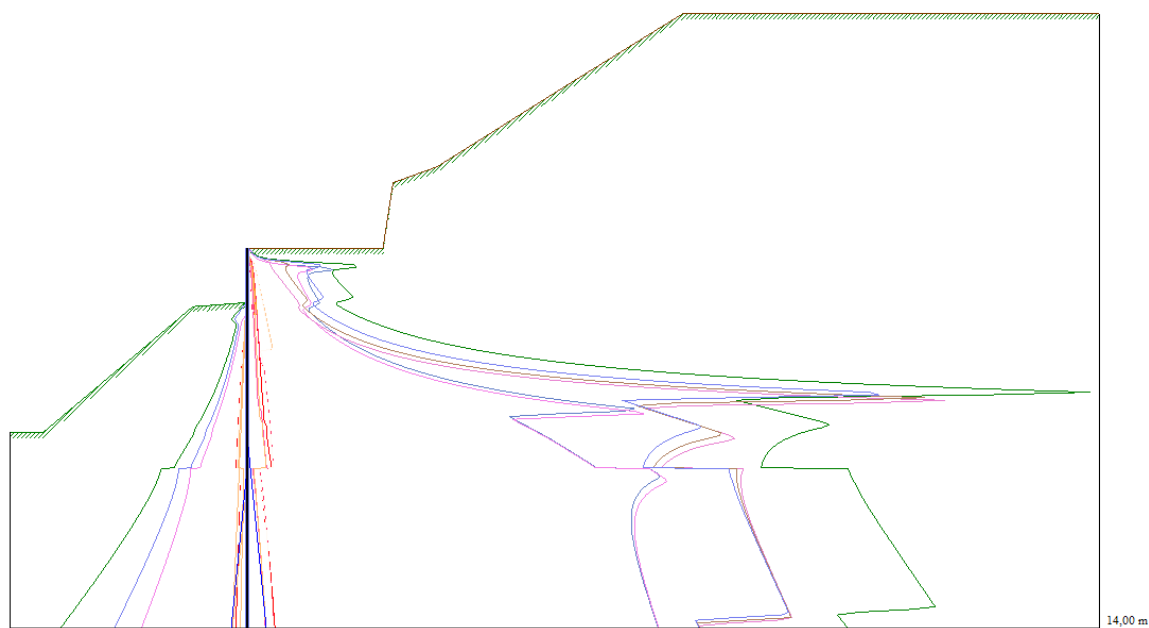
Le verifiche attengono esclusivamente alle combinazioni definite dai coefficienti parziali A1-M1-R1.



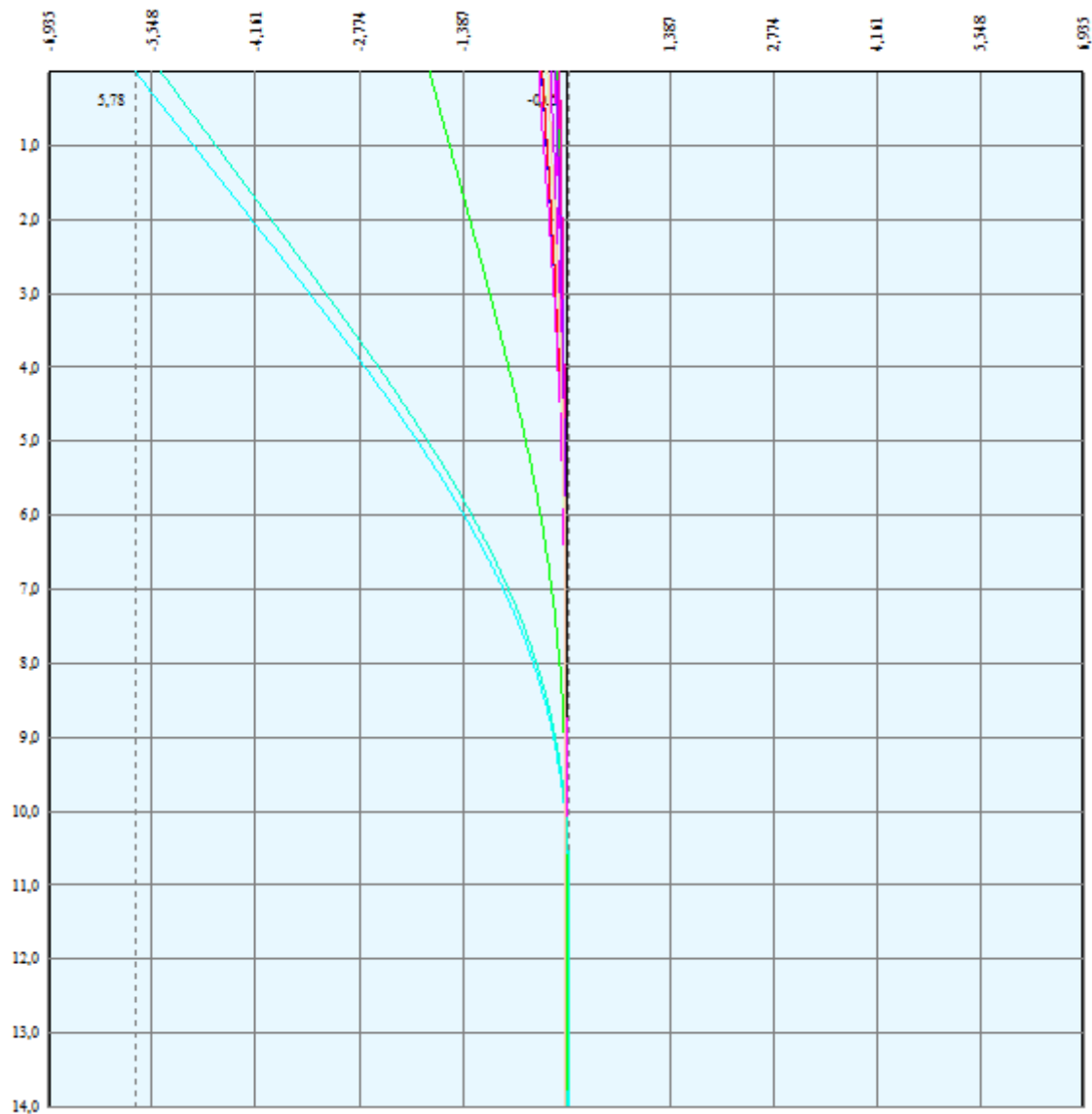
Involuppo diagrammi sollecitazioni



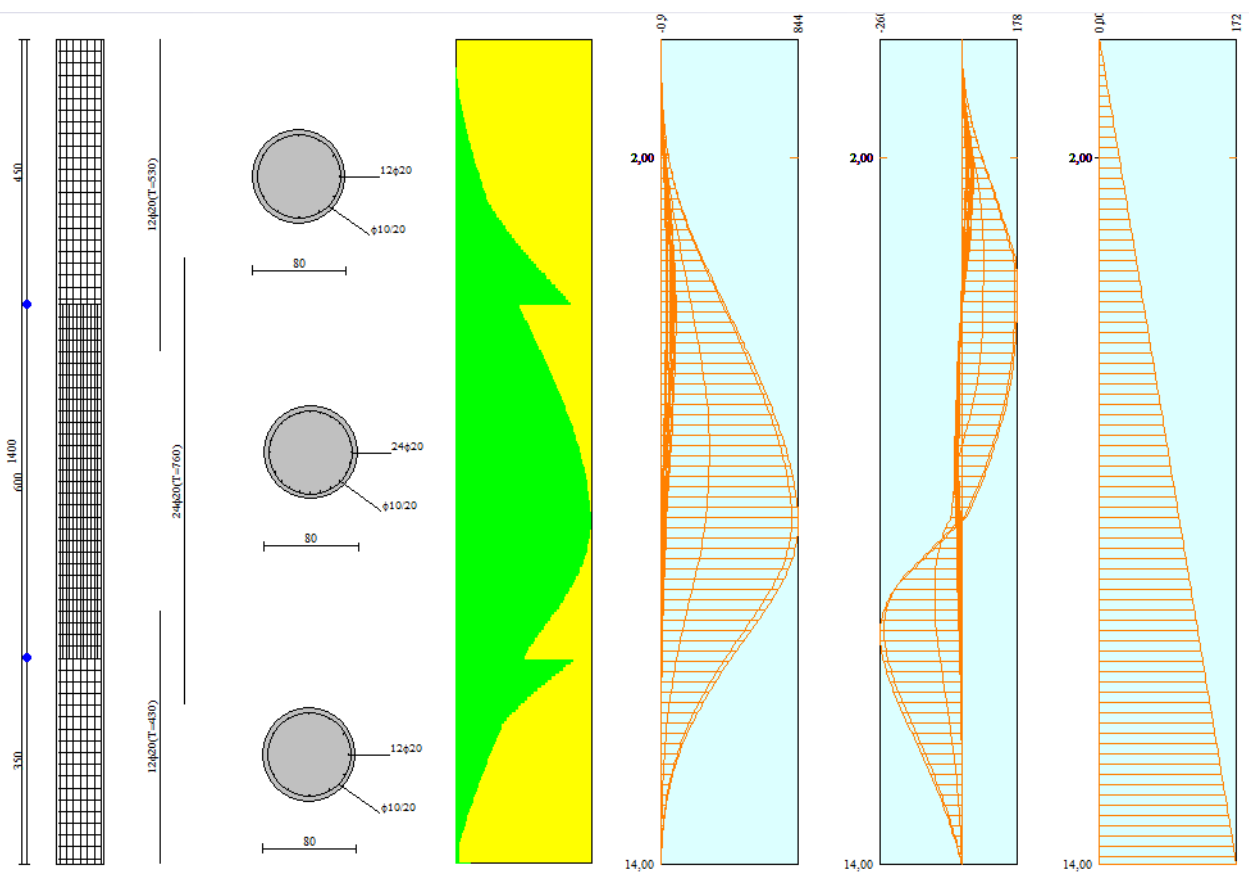
Involuppo diagrammi pressioni



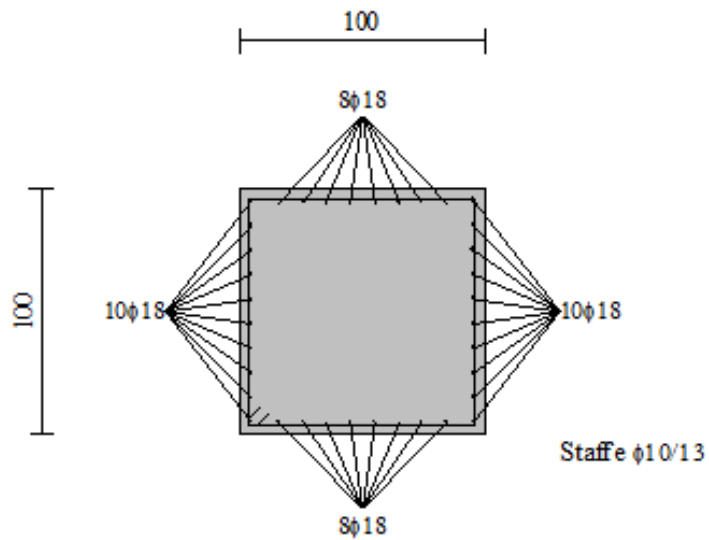
Inviluppo diagrammi spinte



Inviluppo spostamenti



Esecutivi armature pali e diagramma sollecitazioni



Esecutivi armature cordolo

5.9 Sistemazione versante

Dalle verifiche di stabilità, nelle condizioni sismiche ed in assenza di queste, risulta che il pendio è interessato da fenomenologie di dissesto sull'ammasso detritico per il quale si è deciso di intervenire con opere che non incidano nell'appesantimento del versante stesso.

L'intervento dunque si prefigge di effettuare:

- Sfalcio e taglio di elementi arbustivi/arborei entro la fascia sul versante entro cui effettuare le opere di protezione;
- Posa, attraverso scavi a sezioni obbligata, degli elementi tirantati a barriera metallica, per successiva riprofilatura;
- Ricoprimento e riprofilatura del terreno.

In particolare si illustrano l'elemento barriera con tipologia assimilabile a gabbioni metallici, con la differenza che non occorre materiale lapideo per rendere efficace il sistema ma il terreno in posto, con conseguente economicità di scala.

Tali barriere devono arrivare in cantiere opportunamente preassemblate, accompagnate dalle previste marcature e certificazioni CE, in modo da occupare il minor spazio possibile, rendendo economico il trasporto ed il successivo montaggio e posa in opera.

Effettuati gli idonei scavi a sezione ristretta sul versante ove è prevista la posa, al fine di consentire la posa delle piastre di ancoraggio in c.c.a. o l'esecuzione di tiranti di ancoraggio, si procede con il riempimento con il terreno rimosso, opportunamente costipato.

La scelta di utilizzare tale sistema, a cucire il versante a valle del muro, è dettata dalle seguenti motivazioni:

- Economicità:
Sono strutture che hanno un costo ridotto per una serie di ragioni:
 - Ridotti costi per la manutenzione,
 - Non occorre prevedere costosi interventi per il drenaggio,
 - Facile reperimento del materiale di riempimento, reperito in loco,
 - Elevata facilità realizzativa (non occorre manodopera specializzata);
 - Non occorre prevedere fondazioni particolari.
- Permeabilità:

Data la caratteristica, le strutture si presentano altamente permeabili all'acqua inibendo la formazione di pericolose spinte idrostatiche in grado di minacciare la stabilità della struttura stessa.

- Flessibilità ed Elasticità

Le strutture sono estremamente elastiche e flessibili, nel senso che sono in grado di sopportare deformazioni e cedimenti differenziali senza che ne venga compromessa la stabilità e la funzionalità.

L'opera di sostegno si dimensiona, dunque, verificando la sua stabilità nei confronti di cinematismi e con gli approcci delle NTC, come meglio riscontrabile nei tabulati di calcolo a corredo.

Si tratta di sistemi che funzionano come strutture che sinergicamente interagiscono con i terreni come le terre armate e che creano un sistema assimilabile a gabbionate.

Le strutture consolidatrici consentono la riprofilatura del versanti instabile con elementi di dimensioni cm 360x310 circa.

Si tratta dunque di barriere per la stabilizzazione di versanti in frana costituite da elementi composti dai seguenti elementi, per i cui dettagli tecnologici e prestazionali si rimanda agli elaborati specifici:

- n. 2 travi in profilato di acciaio ammorsate tramite piastre per incrocio a formare una croce di S. Andrea;
- piastre anteriore e piastra posteriore con fori per alloggiamento bulloni e giunto sferico;
- pannelli di rete in fune realizzati con doppia fune di tessitura ad anima metallica del diametro Ø 8 mm;
- tirante centrale di ancoraggio, realizzato con tubolare in acciaio, secondo le indicazioni di progetto, completo in testa di chiocciola di alloggiamento del giunto sferico;
- nodo di ancoraggio a terra, realizzato in acciaio, completo di spinotto di collegamento;
- n. 4 funi di controvento, realizzate in acciaio zincato e con anima in acciaio;
- rete metallica a doppia torsione con maglia esagonale tipo;

- piastra di ancoraggio in C.A. necessaria per consentire il coinvolgimento per la stabilizzazione dell'opera di una piramide tronco piramidale rovescia.

Nelle succitate sezioni si procederà con limitati movimenti terra alla regolarizzazione del versante, eliminando i tratti con potenziale pericolo di dissesto.

Il materiale detritico da rimuovere per l'inserimento del sistema di protezione sarà riutilizzato in ambito del cantiere per il successivo costipamento dei terreni a tergo delle barriere.

Si considera un terreno di peso specifico γ , angolo di resistenza al taglio caratteristico ϕ'_k e coesione efficace caratteristica c'_k caratterizzati dai seguenti valori:

$$\begin{array}{rclcl} \gamma & = & 24 & \text{KN/m}^3 \\ \phi'_k & = & 35 & ^\circ \\ c'_k & = & 0 & \text{KN/m}^2 \end{array}$$

La spinta agente sulle strutture deriva quindi dalla spinta attiva del terreno e dal sovraccarico del terreno sovrastante gravante sulla struttura in esame tenendo in considerazione dell'inclinazione del pendio a monte della struttura.

La spinta agente sull'opera è stata calcolata secondo le disposizioni riportate nell'ordinanza N.T.C. 2008.

La spinta in condizioni sismiche può essere espressa mediante la seguente relazione:

$$E_d = \gamma g_2 \left(\frac{1}{2} \gamma (1+k_v) h^2 K \right) + \gamma Q_1 (Q h K) - \gamma g_2 (2 c' d h K^{1/2})$$

che di fatto non rappresenta altro che la spinta del terreno applicata su una parete piana, dove g indica il peso specifico del terreno, h l'altezza della barriera e K il coefficiente di spinta attiva, il quale tiene conto dell'azione sismica, Q il sovraccarico dato dal terreno sovrastante, $c'd$ la coesione efficace di progetto e g_i sono i coeff. parziali. Tali parametri sono caratterizzati dai seguenti valori:

COMB SISMICA				PARAMETRI SISMICI		
γ	=	24	KN/m ³	VN	=	>50
$\phi'd$	=	29	°	Tr	=	475
$c'd$	=	0	KN/m ²	ag	=	1,87
K	=	0,45		Fo	=	2,45
Q	=	4,00	KN/m ²	Cat. Suolo	=	C
				S = St*Ss	=	1,70

La spinta in condizioni statiche può essere espressa mediante la seguente relazione:

$$E_d = \gamma G_2 (1/2 \gamma h^2 K) + \gamma Q_1 (QhK) - \gamma G_2 (2c'd h K^{1/2})$$

Tali parametri cambiano valore a seconda della combinazione di carico nel modo seguente:

COMB 1				COMB 2			
γ	=	24	KN/m ³	γ	=	24	KN/m ³
$\phi'd$	=	35	°	$\phi'd$	=	29	°
$c'd$	=	0,00	KN/m ²	$c'd$	=	0,00	KN/m ²
K	=	0,28		K	=	0,35	
		 *			 *

Nel caso della combinazione sismica , la pressione indotta dalla spinta attiva del terreno può essere valutata secondo la seguente relazione:

$$P = \gamma G_2 (\gamma HK^*(1+k_v)) + \gamma Q_1 (QK^*) - \gamma G_2 (2 * c'd K^{1/2})$$

In corrispondenza del baricentro della barriera, la pressione risulta pari a circa:

$$P_b = 21,80 \quad \text{KN/m}^2$$

mentre in corrispondenza del piede si ottiene un valore di pressione pari a:

$$P_p = 41,83 \quad \text{KN/m}^2$$

Nel caso della combinazione fondamentale , la pressione indotta dalla spinta attiva del terreno può essere valutata secondo la seguente relazione:

$$P = \gamma G_2 (\gamma HK) + \gamma Q_1 (QK^*) - \gamma G_2 (2 * c'd K^{1/2})$$

In corrispondenza del baricentro della barriera, la pressione risulta pari a circa:

COMB1	Pb =	17,17	KN/m ²
COMB2	Pb =	17,36	KN/m ²

mentre in corrispondenza del piede si ottiene un valore di pressione pari a:

COMB1	Pp =	32,68	KN/m ²
COMB2	Pp =	32,60	KN/m ²

Strutturalmente la barriera viene assimilata ad un reticolo di elementi strutturali, caricati in corrispondenza del baricentro delle travi costituenti la croce di S.Andrea, da forze concentrate che nel caso più gravoso hanno intensità pari a:

Per le aste superiori	Comb. Sis.	32,91	KN
	Comb. 1	26,26	KN
	Comb. 2	26,38	KN
Per le aste inferiori	Comb. Sis.	88,76	KN
	Comb. 1	69,53	KN
	Comb. 2	68,91	KN

La risultante della spinta del terreno risulta dunque essere pari a circa:

Comb. Sis.	S =	243,34	KN
Comb. 1	S =	191,59	KN
Comb. 2	S =	190,58	KN

La spinta S rappresenta la sollecitazione massima applicata alla struttura in esame. Su tale valore andranno verificati gli elementi costituenti la barriera ed il relativo sistema di fondazione.

La risultante dei carichi agisce parallelamente al pendio.

DIMENSIONI DELLA STRUTTURA

Altezza struttura:	h =	3,60	m
Larghezza struttura:	b =	3,10	m
Lunghezza Gambo:	l =	4,50	m
Diagonale:	d =	4,75	m

NORMATIVA SUL CALCOLO STRUTTURALE

Il calcolo si presenta come calcolo di una struttura pressoinflessa, soggetta a carico di punta. A tale riguardo, si ricordano i seguenti limiti imposti dalla normativa:

- La snellezza massima nel caso di elementi strutturali soggetti a sollecitazioni dinamiche, deve rientrare nei seguenti limiti:

$l = 150$ per elementi principali;

$l = 200$ per elementi secondari.

Il metodo dello stato limite ultimo impone che la resistenza di calcolo per sollecitazioni assiali e/o flessionali f_d sia:

$f_d = 355 \text{ N/mm}^2$ (acciaio EN 10025-95 S355JR)

$f_d = 275 \text{ N/mm}^2$ (acciaio EN 10025-95 S275JR)

$f_d = 235 \text{ N/mm}^2$ (acciaio EN 10025-95 S235 JR)

- Le sollecitazioni utilizzate nella progettazione degli elementi della struttura sono stati ricavati mediante programma di calcolo agli elementi finiti, schematizzando in modo appropriato la struttura e caricandola in maniera tale che le sollecitazioni ottenute risultino essere il più possibile simili a quelle a cui è soggetta la struttura nelle condizioni di esercizio.

- Lo spessore degli elementi tubolari costituenti la struttura, viene mantenuto superiore o uguale a 4 mm, per evitare di incorrere in formulazioni particolarmente restrittive imposte dalla normativa.

- La struttura a croce, è formata da due travi in acciaio tipo HEB; il puntone è costituito da un elemento tubolare in acciaio, mentre il collegamento fra gli elementi strutturali è garantito dalla presenza di trefoli di collegamento tra la croce e la testa del puntone, nonché da trefoli formanti il perimetro della rete, la quale deve adagiarsi sulle travi HEB.

- La rete di tamponamento è realizzata in trefoli di acciaio del diametro 8 mm, a maglia quadrata di lato pari a 30 cm, sostenuti da una fune perimetrale in acciaio del diametro di 12 mm; su questa rete, che chiameremo strutturale, verrà posata una rete a doppia torsione con maglia cm 8x10, avente funzione di riduzione della maglia di contenimento.

5.9.1 Calcolo della struttura

Il carico gravante sulla struttura viene suddiviso in quattro vettori gravanti sulle porzioni inferiore e superiore delle due putrelle costituenti la croce. Il carico viene supposto distribuito in modo lineare.

Si suppone che tale struttura sia soggetta a pressoflessione con possibilità di insorgenza di problemi di carico di punta; pertanto, la progettazione strutturale è attenta a tali problematiche.

I parametri relativi alla geometria del pendio ed alla spinta sono quelli esposti nelle parti precedenti della trattazione. I parametri relativi alla struttura e al carico, sono i seguenti:

Inclinazione muro :	$\alpha =$	0	°
Interasse (Base):	b =	3,10	m
Altezza:	h =	3,60	m

Dal punto di vista strutturale la combinazione più gravosa è la
Dal punto di vista geotecnico la combinazione più gravosa è la

SISMICA
SISMICA

Le sollecitazioni presenti nella struttura, sono le seguenti:

SFORZI NORMALI	
GAMBO E TIRANTI	
Trazione gambo	118,91 kN
Trazione tirante obliquo alto	13,21 kN
Trazione tirante obliquo alto intermedio	0,00 kN
Trazione tirante obliquo basso intermedio	0,00 kN
Trazione tirante obliquo basso	53,27 kN
ELEMENTO PRICIPALE	
Trazione tirante complanare orizzontale alto	1,52 kN
Trazione tirante complanare orizzontale basso	7,7 kN
Azione assiale bracci superiore croce	7 kN
Azione assiale bracci inferiore croce	6,91 kN
MOMENTO FLESSIONALE	
Momento complanare bracci superiore	6,79 kN
Momento complanare bracci inferiori	27,38 kN
Momento massimo al nodo centrale	17,21 kN
TAGLIO	
Taglio complanare bracci superiore	20,55 kN
Taglio complanare bracci inferiori	49,85 kN

Porzione inferiore:

HEB 120

Peso al metro lineare : $p = 26.70 \text{ kg/m}$

Area sezione trasversale : $A = 3401 \text{ mm}^2$

Modulo di resistenza elastico : $W = 144100 \text{ mm}^3$

Modulo di resistenza plastico : $W_p = 165200 \text{ mm}^3$

Raggio di inerzia minimo : $\rho = 30.6 \text{ mm}$

L'elemento è stato verificato utilizzando il metodo dello stato limite ultimo seguendo quanto riportato nella normativa italiana (NTC2008). La trave è stata verificata per instabilità, secondo la seguente relazione:

$$\frac{\frac{N_{Ed}}{\chi_y * A * f_{yk}}}{\gamma_{M1}} + \frac{\frac{k_{yy} * M_{y,Ed}}{\chi_{lt} * W_{pl,y} * f_{yk}}}{\gamma_{M1}} = 0,65$$

Nodo centrale

HEB 120

Peso al metro lineare : p = 26.70 kg/m

Area sezione trasversale : A = 2959 mm²

Modulo di resistenza elastico : W_{eff} = 142818 mm³

Raggio di inerzia minimo : r = 30.4 mm

L'elemento è stato verificato utilizzando il metodo dello stato limite ultimo seguendo quanto riportato nella normativa italiana (NTC2008). Il nodo è stato verificata alla resistenza, secondo la seguente relazione:

$$\sqrt{\sigma_{x,,Ed}^2 + \sigma_{z,,Ed}^2 - \sigma_{x,,Ed} \sigma_{z,,Ed} + 3\tau_{Ed}^2} = 113 < 261,90 = \frac{f_y}{\gamma_{M0}}$$

Tiranti:

I tiranti previsti, realizzati con corde in acciaio del diametro di 16 mm, sono ampiamente verificati in quanto il carico di collaudo è di 163.00 kN. Per le condizioni di carico in esame si ha infatti:

- tiro porzione superiore =	13,21	KN	<	163,00	KN
- tiro porzione inferiore =	53,27	KN	<	163,00	KN

Gambo:

Il gambo centrale è realizzato mediante un profilato tubolare (EN 10025-95 S235JR) di dimensioni pari a 88.9 mm con uno spessore di 5 mm.

La resistenza a trazione di tale elemento è pari a KN 451.85 superiore a 118,91 KN di progetto.

Il gambo è collegato al nodo centrale mediante un giunto sferico, il tutto è poi bloccato tramite un apposito chiavistello. Una sfera del diametro di 80 mm viene saldata sulla piastra, dello spessore 10 mm, che tiene compresse e rigidamente vincolate le travi HEB. La saldatura dello spessore di 10 mm avviene lungo tutto il contorno per una lunghezza totale pari a 182 mm. Lo sforzo assiale sopportato dalla saldatura è di 1025 kN, ampiamente verificata per sopportare una forza sollecitante di 118,91 KN.

L'ancoraggio a terra termina con un bullone M30 , classe 8.8.

5.9.2 Dimensionamento delle Fondazioni

5.9.2.1 Fondazione – piastra in cls

L'ancoraggio verrà realizzato mediante due piastre di calcestruzzo, una posta verticalmente ed una orizzontalmente che andranno interrate a monte della barriera in opera; tali piastre avranno dimensioni LxLxS ed andranno ricoperte da uno spessore di terreno di altezza non inferiore ad H m, ,come indicato in sezione di progetto.

Dove:

$L = 1,6\text{m}$ $H = 3,25\text{m}$ $S = 0.18\text{ m.}$

Il terreno che è presente sopra la fondazione e la configurazione dei carichi verificata, garantisce che si generi una forza d'attrito fra il terreno e la fondazione stessa sufficiente a contrastare la forza di trazione impressa dalla struttura.

Il peso del cuneo di terreno sovrastante le piastre di fondazione considerando la condizione di carico verificata, considerando un angolo interno di collaborazione pari a 30° vale circa 740 KN ; applicando un coefficiente di attrito fra terreno e calcestruzzo pari a 0,35, si ottiene una reazione allo sforzo applicato pari a circa 262,1 KN, con un coefficiente di sicurezza (rapporto tra forza resistente e tiro applicato) pari a 1,1.

Nella determinazione della forza resistente, si è omissso, a favore della sicurezza, il computo del peso delle piastre di fondazione.

Il materiale di riempimento dello scavo dovrà garantire un coefficiente di sicurezza pari o superiore a quello utilizzato nel calcolo.

Il riempimento, quindi, dovrà essere eseguito con materiale caratterizzato da un angolo di attrito interno minimo pari a: $= 35^\circ$.

5.10 Prescrizioni, controlli in corso d'opera e collaudo

Si prescrive, data la natura delle opere e dei terreni, che il calcestruzzo abbia le seguenti caratteristiche:

PRESCRIZIONI DI PROGETTO CALCESTRUZZO						
D.M. 14/01/2008: "Nuove Norme Tecniche per le Costruzioni" Circolare 02/02/2009: "Istruzioni per l'applicazione delle Nuove Norme Tecniche per le Costruzioni"						
Struttura	Classi di Esp. Amb. (EN 206-1)	Rapporto Max Acqua-Cemento (A/C max)	Classe di Resistenza (fck/Rck)	Classe di Consistenza (SLUMP TEST)	Dmax aggregato mm	Copriferro cm
Palo	XC4	0,5	C28/35	S4 - Fluida (abbassamento da 160 a 200mm)	24	5 (misurato dal filo esterno della staffa garantito con distanziatori)
Muro	XC4	0,6	C28/35	S4 - Fluida (abbassamento da 160 a 200mm)	24	5 (misurato dal filo esterno della staffa garantito con distanziatori)
PRESCRIZIONI DI PROGETTO ACCIAIO						
D.M. 14/01/2008: "Nuove Norme Tecniche per le Costruzioni" Circolare 02/02/2009: "Istruzioni per l'applicazione delle Nuove Norme Tecniche per le Costruzioni"						
TIPO DI ACCIAIO					B450C	
Rapporto tra tensione di rottura e tensione di snervamento					1,15 \leq (ft/fy) $<$ 1,35	
Rapporto tra tensione di snervamento effettiva e tensione di snervamento nominale					(fy/fy,nom) $<$ 1,25	
Allungamento al massimo sforzo					(Agt) \geq 7,5%	

Le norme NTC raccomandano che nella progettazione si tenga conto degli aspetti costruttivi dei pali in relazione alle caratteristiche dei terreni.

6.4.3.5 Aspetti costruttivi

Nel progetto si deve tenere conto dei vari aspetti che possono influire sull'integrità e sul comportamento dei pali, quali la distanza relativa, la sequenza di installazione, i problemi di rifluimento e sifonamento nel caso di pali trivellati, l'addensamento del terreno con pali battuti, l'azione del moto di una falda idrica o di sostanze chimiche presenti nell'acqua o nel terreno sul conglomerato dei pali gettati in opera, la connessione dei pali alla struttura di collegamento.

La paratia è da realizzare adottando i seguenti criteri:

- Trivellazione con asportazione del terreno;

- Sostegno del foro mediante tubo-forma estraibile da utilizzare almeno per i primi 6 m e comunque in presenza di falda;
- Non si utilizzeranno fanghi bentonitici o schiume per il sostegno del foro;
- Le gabbie di armature dovranno essere collocate con l'utilizzo di distanziatori in modo da assicurare il copri ferro di progetto;
- I getti saranno eseguiti con calcestruzzo pompabile di classe di consistenza almeno S4 con l'utilizzo di tubo-getto fino a fondo foro.

6.4.3.6 Controlli d'integrità dei pali

In tutti i casi in cui la qualità dei pali dipenda in misura significativa dai procedimenti esecutivi e dalle caratteristiche geotecniche dei terreni di fondazione, devono essere effettuati controlli di integrità.

7.1.1.1 Il controllo dell'integrità, da effettuarsi con prove dirette o indirette di comprovata validità, deve interessare almeno il 5% dei pali della fondazione con un minimo di 2 pali.

Nel caso di gruppi di pali di grande diametro ($d > 80$ cm), il controllo dell'integrità deve essere effettuato su tutti i pali di ciascun gruppo se i pali del gruppo sono in numero inferiore o uguale a 4.

Relativamente alle paratie di pali previste si devono effettuare almeno 3 prove di integrità da eseguirsi con metodi Cross hole o con IT-system.

6.4.3.7.2 Prove di verifica in corso d'opera

Sui pali di fondazione devono essere eseguite prove di carico statiche di verifica per controllarne principalmente la corretta esecuzione e il comportamento sotto le azioni di progetto. Tali prove devono pertanto essere spinte ad un carico pari a 1,5 volte l'azione di progetto utilizzata per le verifiche SLE.

Nel caso in esame, si suggerisce l'esecuzione di almeno n°3 prove di carico laterale da eseguirsi riferendosi ad almeno "1,5 volte l'azione di progetto utilizzata per le verifiche SLE".

Palermo_____

Il Gruppo di Lavoro