



Engineering & Construction



GRE CODE

GRE.EEC.R.99.IT.W.09458.12.016.02

PAGE

1 di/of 37

TITLE:

AVAILABLE LANGUAGE: IT

# INTEGRALE RICOSTRUZIONE DELL' IMPIANTO EOLICO "CALTAVUTURO1", UBICATO NEL COMUNE DI CALTAVUTURO (PA)

## PROGETTO DEFINITIVO

### Relazione di calcolo delle opere di sostegno

File: GRE.EEC.R.99.IT.W.09458.12.016.02 - Relazione di calcolo delle opere di sostegno.docx

REV.	DATE	DESCRIPTION	PREPARED	VERIFIED	APPROVED
02	13/07/2023	Terza emissione	G. Alfano	G. Sembenelli	P. Polinelli
01	28/06/2023	Seconda emissione	G. Alfano	G. Sembenelli	P. Polinelli
00	15/05/2023	Prima emissione	G. Alfano	G. Sembenelli	P. Polinelli

#### GRE VALIDATION

		G. Papa	L. Iacofano
COLLABORATORS		VERIFIED BY	VALIDATED BY

PROJECT / PLANT <b>Caltavuturo 1</b>	GRE CODE																		
	GROUP	FUNCTION	TYPE	ISSUER	COUNTRY	TEC	PLANT				SYSTEM	PROGRESSIVE	REVISION						
	GRE	EEC	R	9	9	I	T	W	0	9	4	5	8	1	2	0	1	6	0
CLASSIFICATION	<b>PUBLIC</b>				UTILIZATION SCOPE	<b>BASIC DESIGN</b>													

This document is property of Enel Green Power Italia s.r.l. It is strictly forbidden to reproduce this document, in whole or in part, and to provide to others any related information without the previous written consent by Enel Green Power Italia s.r.l.

**INDEX**

1. INTRODUZIONE .....	3
2. DATI GENERALI DELL'IMPIANTO DI CALTAVUTURO .....	4
2.1. INQUADRAMENTO TERRITORIALE .....	4
2.2. IMPIANTO ESISTENTE.....	4
2.3. IMPIANTO IN PROGETTO.....	5
2.3.1. Schema .....	5
2.3.2. Piazzole.....	7
2.3.3. Piste .....	7
3. GEOLOGIA E GEOTECNICA .....	8
3.1. MORFOLOGIA E ELEMENTI DI GEOLOGIA DELL'AREA .....	8
3.2. GEOTECNICA.....	9
3.2.1. INFORMAZIONI DISPONIBILI .....	9
3.2.2. Profilo stratigrafico tipico .....	10
3.3. CIRCOLAZIONE DELLE ACQUE SOTTERRANEE.....	14
3.4. CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA DEI PRINCIPALI TERMINI DEL PROFILO STRATIGRAFICO	14
3.4.1. Arenarie e sabbie.....	14
3.4.2. Argille e marne.....	15
3.4.3. Coltri colluviali e di alterazione .....	15
4. SCAVI.....	17
4.1. SEZIONE TIPO .....	17
4.2. VERIFICHE CONDOTTE .....	17
4.3. VERIFICHE DELLA SEZIONE TIPO IN CORRISPONDENZA DELLA PIAZZOLA CVT 1 - 03.....	18
4.3.1. Geometria e materiali .....	18
4.3.2. Condizioni di carico .....	18
4.3.3. Risultati.....	18
4.4. POSSIBILI AFFINAMENTI IN FASE ESECUTIVA .....	19
4.4.1. Aumento della pendenza delle scarpate $H < 2$ m .....	19
4.4.2. Sostegno degli scavi per scarpate alte (indicativamente $h > 8$ m).....	19
5. RILEVATI .....	29
5.1. SEZIONE TIPO .....	29
5.2. VERIFICHE CONDOTTE .....	31
5.3. VERIFICHE DI STABILITÀ DELLA SEZIONE TIPO IN CORRISPONDENZA DELLA PIAZZOLA CVT	31
1 - 03	31
5.3.1. Geometria e materiali .....	31
5.3.2. Condizioni di carico .....	31
5.3.3. Risultati.....	31
5.4. ASSESTAMENTI DELLA SEZIONE TIPO IN CORRISPONDENZA DELLA PIAZZOLA CVT 1 - 03	32
5.5. POSSIBILI AFFINAMENTI IN FASE ESECUTIVA .....	32

## 1. INTRODUZIONE

Enel Green Power Italia S.r.l. (EGP Italia) è una società del Gruppo Enel che si occupa dello sviluppo e della gestione delle attività di generazione di energia da fonti rinnovabili facente capo a Enel Green Power Spa. In questa qualità, EGP è proprietaria dell’Impianto eolico ubicato nel Comune di Caltavuturo (PA), costituito da 20 turbine eoliche (WTG), di potenza 0.85 MW ciascuna, per un totale di 17 MW installati.

Stantec S.p.A., in qualità di Consulente Tecnico, è stata incaricata da Enel Green Power Italia S.r.l. (“EGP Italia”) di redigere il progetto definitivo per il potenziamento dell’esistente impianto di Caltavuturo.

L’intervento in progetto prevede l’integrale ricostruzione dell’impianto, tramite l’installazione di nuove turbine eoliche, in linea con gli standard più alti presenti sul mercato, in modo da ridurre il numero di macchine da 20 a 6, diminuendo in questo modo l’impatto visivo, in particolare il cosiddetto “effetto selva”. Inoltre, la maggior efficienza dei nuovi aerogeneratori comporta un aumento considerevole dell’energia specifica prodotta, riducendo in maniera proporzionale la quantità di CO2 equivalente.

I nuovi generatori hanno dimensioni considerevolmente più grandi rispetto agli esistenti, il che richiede che vengano adeguate le piste di accesso e servizio e la realizzazione di piazzole molto ampie. L’ubicazione dell’impianto, distribuito lungo una dorsale montuosa, fa sì che la realizzazione di piste e piazzole comporti la necessità di scavi e terrapieni per raccordare la geometria di progetto con la morfologia naturale.

La presente relazione ha per oggetto la realizzazione di tali scavi e rilevati per il nuovo Impianto di Caltavuturo.

La relazione contiene oltre a una descrizione della sezione tipo e alcune indicazioni sulla sua realizzazione, gli elementi essenziali della geologia e della geotecnica dell’area, la definizione del profilo stratigrafico medio per ciascuna piazzola, una caratterizzazione dei materiali presenti e alcune verifiche di stabilità condotte per la piazzola nelle condizioni più impegnative, su una sezione di scavo e su una sezione in rilevato.

## 2. DATI GENERALI DELL'IMPIANTO DI CALTAVUTURO

### 2.1. INQUADRAMENTO TERRITORIALE

Il sito si trova nella provincia di Palermo ed interessa il territorio del comune di Caltavuturo.

L'area è identificata dalle seguenti coordinate geografiche:

- Latitudine: 37°48'34,35"N
- Longitudine: 13°56'32,94"E

L'impianto in progetto ricade all'interno dei seguenti fogli catastali:

- Comune di Caltavuturo: n° 23, n° 29, n° 30

L'area di progetto ricade all'interno del foglio I.G.M. in scala 1:25.000 codificato 259-II-NE, denominato "Caltavuturo".

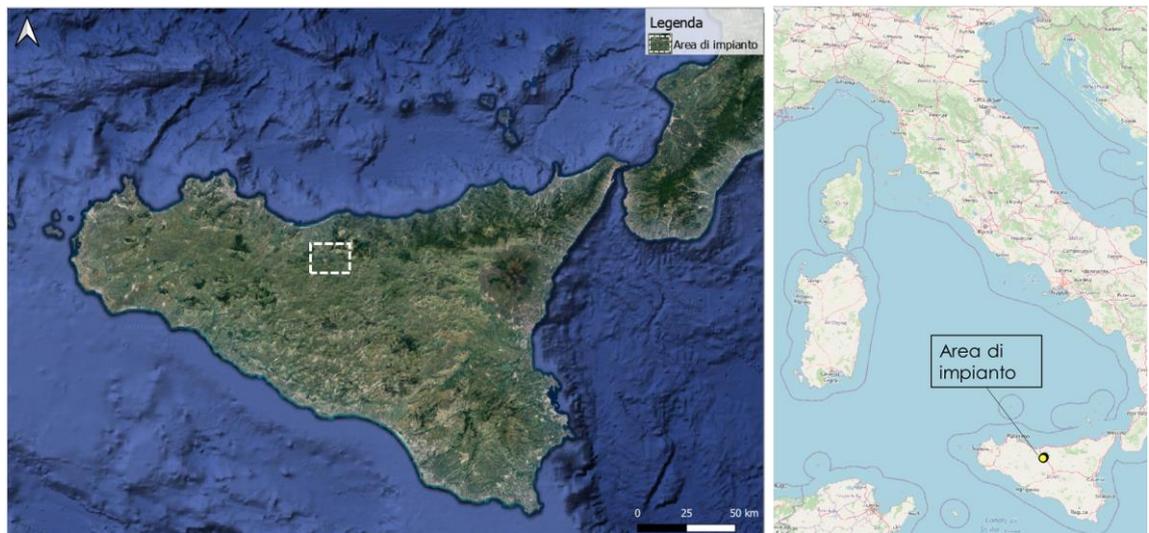


Figura 2-1 – Impianto di Generazione Eolica di Caltavuturo. Inquadramento generale dell'area di progetto

### 2.2. IMPIANTO ESISTENTE

L'impianto esistente consiste di 20 WTG disposte in altrettante piazzole, lungo il crinale di una collina a poca distanza dall'abitato di Caltavuturo, in direzione SE. La disposizione generale è mostrata in Figura 2-2.

Le WTG sono disposte a formare una L aperta, su una lunghezza complessiva di circa 1 + 2 km.

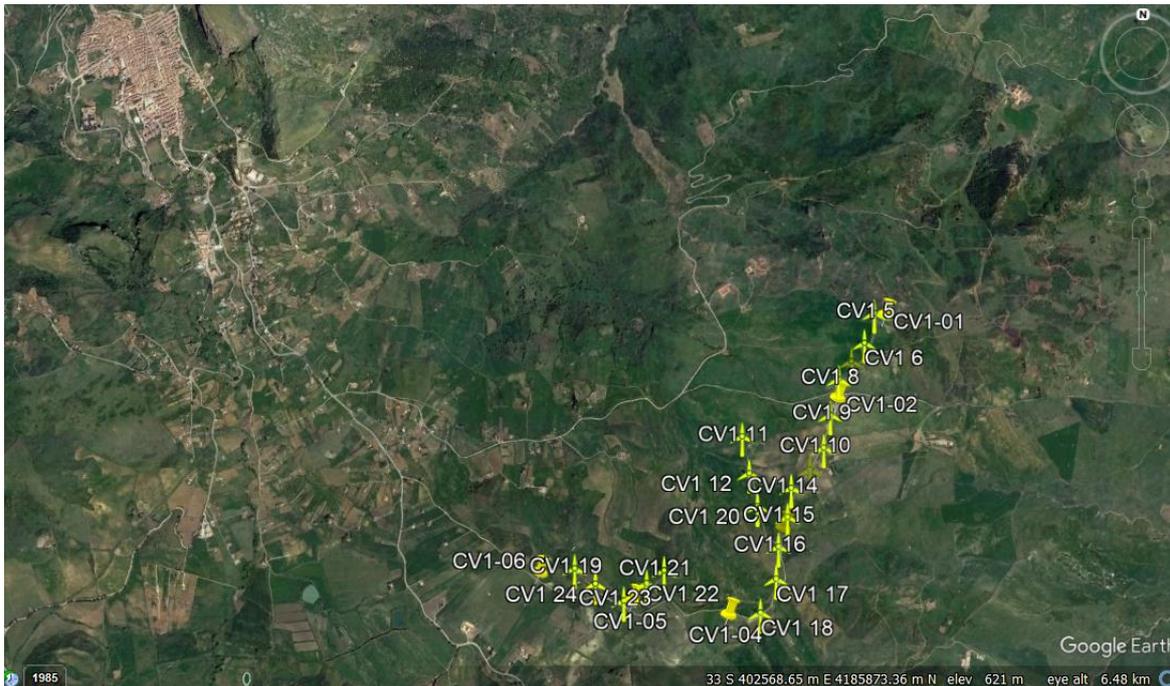


Figura 2-2 - Impianto di Caltavuturo attualmente in esercizio. Vista d'insieme

## 2.3. IMPIANTO IN PROGETTO

### 2.3.1. SCHEMA

Il nuovo impianto di Aerogenerazione sarà costituito da 6 WTG disposte su altrettante piazzole che si diramano dall'asse dell'impianto esistente, in genere sul lato opposto rispetto alle attuali piazzole.

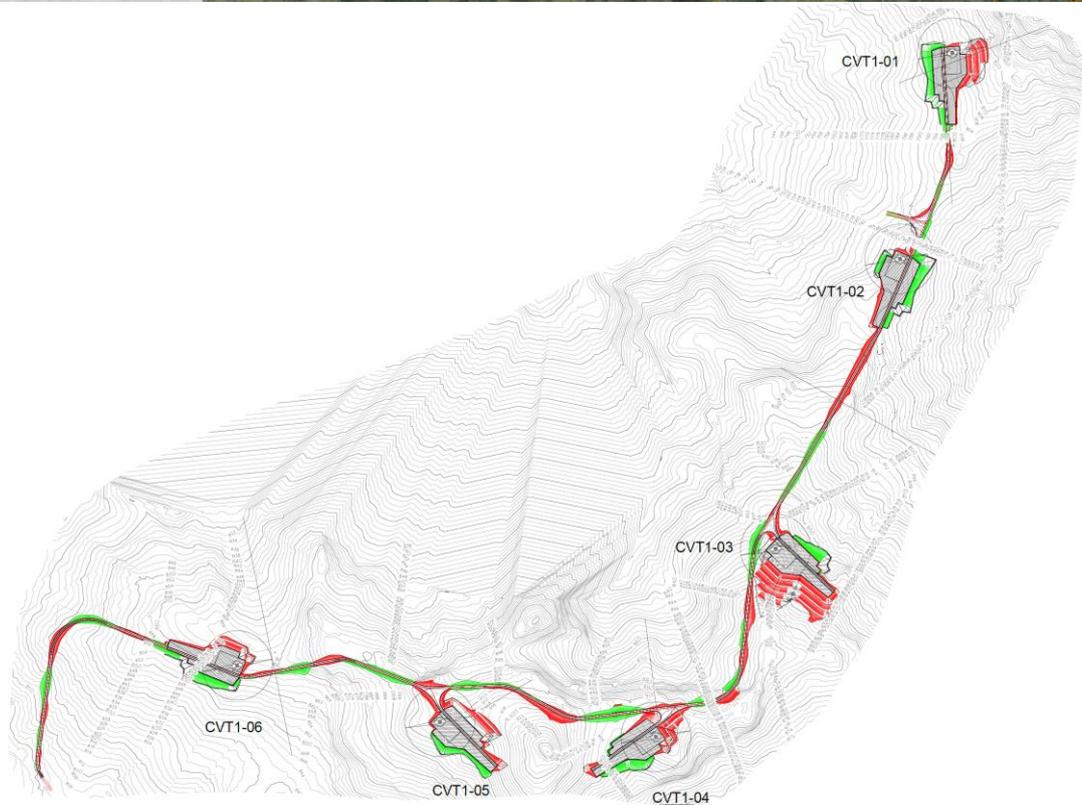
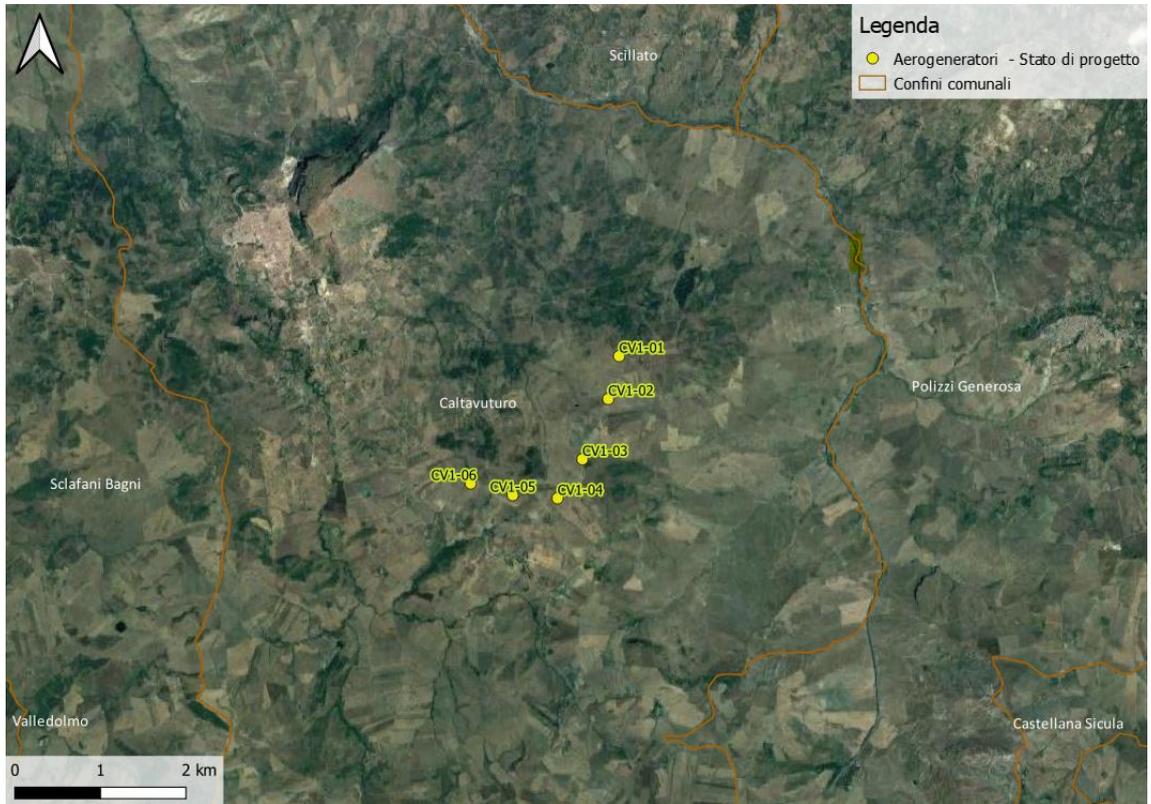
Le nuove WTG hanno potenza nominale pari a 6MW e dimensioni ragguardevoli, essendo l'asse della turbina posto a circa 115m di altezza e il diametro delle pale pari a 170 m.

La posizione delle nuove WTG sarà come riassunto nella seguente Tabella 2-1 (in coordinate WGS84 UTM fuso 33 N)

La Figura 2-3 offre una visualizzazione del posizionamento e della geometria del nuovo impianto, nel territorio.

Tabella 2-1: Impianto di Aerogenerazione di Caltavuturo. Coordinate degli aerogeneratori di nuova realizzazione

ID	Comune	Est [m]	Nord [m]	Altitudine [m s.l.m.]
<b>CV1 01</b>	Caltavuturo	406489,80	4185156,00	805
<b>CV1 02</b>	Caltavuturo	406363,04	4184651,96	799
<b>CV1 03</b>	Caltavuturo	406061,14	4183943,01	869
<b>CV1 04</b>	Caltavuturo	405770,85	4183483,46	909
<b>CV1 05</b>	Caltavuturo	405247,00	4183520,00	905
<b>CV1 06</b>	Caltavuturo	404755,00	4183658,00	868



**Figura 2-3 - Impianto di Aerogenerazione di Caltavuturo. Configurazione proposta per le nuove installazioni, su ortofoto e in planimetria**

### 2.3.2. PIAZZOLE

Le piazzole di servizio dei nuovi generatori hanno dimensioni importanti, tenuto conto che devono permettere lo scarico temporaneo degli elementi delle turbine, di notevoli dimensioni e massa, e devono permettere le operazioni di montaggio, incluso l'impiego di attrezzature di dimensioni commensurate alle parti da montare.

Indicativamente le piazzole si estendono per una lunghezza massima nell'ordine di 190 m e una larghezza massima di circa 80 m, nella porzione ove è ubicato il generatore e si va restringendo fino a circa 25 m, all'estremità opposta.

L'inserimento di piazzole di queste dimensioni in un terreno collinare implica forzatamente la realizzazione di scavi e rilevati. Come principio progettuale è stato adottato il criterio di ottimizzare il posizionamento delle piazzole in modo da minimizzare le altezze dei rilevati e le profondità di scavo.

Le pendenze sono inferiori a circa 1%, rispettando i limiti prescritti per l'installazione dei generatori, e allo stesso tempo nello spirito di ottimizzazione delle altezze di scavo e rilevato.

L'accesso è disposto parallelamente al lato lungo.

### 2.3.3. PISTE

La pista di servizio si sviluppa lungo il crinale principale e serve da accesso alle piazzole.

In qualche caso, la pista principale risulta passante, mentre in altri l'accesso alle piazzole avviene attraverso un ramo che si stacca dalla pista principale.

La geometria della pista principale e dei raccordi è vincolata al posizionamento e alle necessità imposte dalle piazzole, oltre che rispettare le specifiche di trasporto degli elementi costitutivi gli aerogeneratori.

In considerazione della natura collinare del supporto, ciò comporta la realizzazione di scavi e rilevati.

### 3. GEOLOGIA E GEOTECNICA

#### 3.1. MORFOLOGIA E ELEMENTI DI GEOLOGIA DELL'AREA

La collina su cui sorge l'impianto esistente e sui cui si svilupperà quello futuro si erge a Sudest dell'abitato di Caltavuturo e presenta una altezza massima sul piano medio circostante di circa 200 m.

Il crinale della collina forma una V, con vertice che punta a Sud. Le pendici sono mediamente poco acclivi, con pendenze medie del 15-20%, che solo localmente, in corrispondenza di affioramenti arenacei, raggiunge o supera il 30%.

La superficie appare vegetata principalmente a prato.

La superficie appare solcata da pochi assi di drenaggio, prevalentemente asciutti, che confluiscono verso il reticolo principale che si dirama a Nord e verso Sudovest.

Dal punto di vista geologico, la zona del progetto si trova nell'Unità Appenninico-Maghrebidi e dell'avampese deformato. All'interno di tale Unità, si trova una fascia di avanfossa interessata da formazioni evaporitiche, la cui presenza è accertata poco a Sud dell'area di Progetto (Diga di Cannamasca).

La geologia dell'area è caratterizzata da 3 elementi principali:

- Formazioni marnoso-arenacee più recenti (Trubi), costituite da marne e calcari marnosi biancastri a globigerine, con intercalazioni di calcareniti ri-sedimentate passanti a calcareniti grigiastre-giallastre ad evidente stratificazione incrociata alternate con arenarie e conglomerati. Intervallo ha un'età ascrivibile al Pliocene medio-inferiore
- Argille, argille sabbiose, marne argillose e marne di colore grigio, grigio-verdastro ed azzurrognolo, sottilmente stratificate e laminate, con evidenti fenomeni di piegamento, in pacchi centimetrici (Formazione Terravecchia). Tali depositi presentano una giacitura lenticolare in banchi con potenza anche superiore ai 30 metri, raramente gradati e più frequentemente amalgamati, talvolta presentano ben evidenti superfici di stratificazione marcate da intercalazioni sabbiose o di arenaria. Queste presentano in genere colore giallastro, con grana da media a grossa, gradate e con evidente laminazione parallela ed incrociata. Tale intervallo ha un'età ascrivibile tra il Tortoniano sup. ed il Messiniano (Miocene Superiore).
- Flysch Numidico, costituito da argille ed argilliti talvolta siltose, dal colore variabile dal grigio-bruno al tabacco, con evidente frattura scagliosa, sottilmente stratificate ed intensamente piegate con intercalazioni in strati e/o banchi di quarzareniti e/o quarzosiltiti, granulometricamente omogenee, a grana fine di colore variabile dal grigio-ruggine al giallo bruno. I livelli arenacei di tali litofacies sono quasi esclusivamente costituiti da granuli arrotondati di quarzo, tenuti insieme da un cemento siliceo. La granulometria è variabile da fine a grossolana (quest'ultima classe più comune), specie alla base di tali corpi, ove tali banchi presentano una superficie convessa verso il basso, di natura prettamente erosiva, marcata da sciami di ciottoli quarzosi; il colore nelle superfici alterate, varia dal giallo-bruno al rossastro. L'età di tale intervallo è ascrivibile all'Oligocene Sup. - Miocene Inf.

Elementi significativi dell'evoluzione geologica di queste Unità sono il forte carico geostatico applicato alle argille Tortoniane durante la fase deposizionale del tardo Miocene, con conseguente parziale diagenizzazione e formazione di minerali argillosi di Illite e relativi intergradi, e la successiva sovraconsolidazione prodottasi come conseguenza della rimozione del carico geostatico, e conseguente formazione di fratture e giunti, dovuti al rigonfiamento.

Potenzialmente, tale fenomeno di rigonfiamento potrebbe non essere ancora completato e quindi tali argille, non essendo il loro stato in equilibrio con il regime di pressioni efficaci circostante, mantengono un certo potenziale di espansione, anche senza l'ulteriore allagerimento locale prodotto con lo scavo.

### 3.2. GEOTECNICA

#### 3.2.1. INFORMAZIONI DISPONIBILI

Le informazioni disponibili si basano sui risultati di una Campagna di Indagini sviluppata nel 2005, per l'impianto esistente e che consiste in:

- 28 perforazioni di sondaggio, con una lunghezza complessiva di circa 540 m
- 113 prove di penetrazione dinamica SPT
- Prelievo di 40 campioni indisturbati.

Sui campioni indisturbati è stata condotta una campagna di prove di laboratorio, di cui non sono disponibili i risultati.

Come si evince da Figura 3-1 e Figura 3-2, i sondaggi sono stati ubicati in corrispondenza delle piazzole dell'impianto esistente. Le informazioni stratigrafiche raccolte in questo modo sono sufficienti alla finalizzazione di questa fase di progettazione e andranno integrate prima della finalizzazione a livello esecutivo.



Figura 3-1 - Campagna di indagini del 2005 per la progettazione del campo eolico esistente. Ubicazione dei sondaggi da CV 1 - 1 a CV 1 - 14

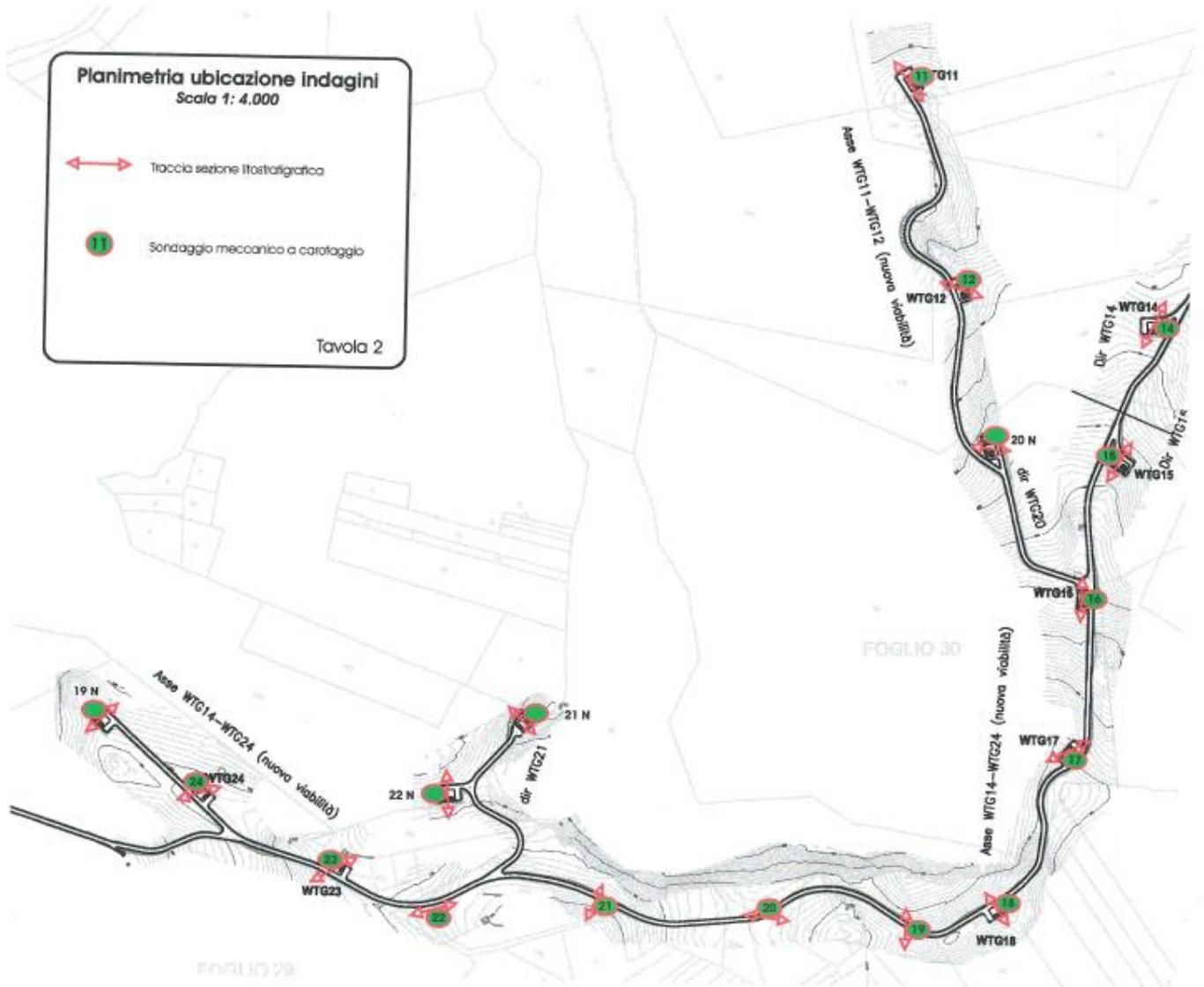


Figura 3-2 - Campagna di indagini del 2005 per la progettazione del campo eolico esistente. Ubicazione dei sondaggi da CV 1 – 11 a CV 1 - 24

### 3.2.2. Profilo stratigrafico tipico

#### 3.2.2.1. Elementi comuni

Gli elementi fondamentali del profilo stratigrafico che si incontra nell'area di progetto sono:

- Coltri di alterazione superficiale di spessore variabile da 3 a 6 m, circa, costituite da limi argillosi sabbiosi, con percentuali variabili delle frazioni argillosa e sabbiosa, in funzione del termine base da cui derivano (sabbie/arenarie o argille)
- Sabbie e arenarie
- Argille limose sovraconsolidate alterate
- Argille limose sovraconsolidate intatte o poco alterate.

La distribuzione di questi termini varia da zona a zona lungo il tracciato, essendo gli elementi arenacei più presenti all'estremità Nordorientale e occidentale, con caratteristiche diverse.

L'informazione disponibile, in ogni caso, non ha permesso una ricostruzione organica e articolata delle sequenze litologiche, cui si rimanda all'approfondimento in fase esecutiva.

Gli scavi in genere interessano una decina di metri superficiali, direttamente incisi, e un volume variabile in estensione e profondità, in cui agisce la decompressione locale prodotta dall'asportazione di terreno.

Le informazioni oggi disponibili andranno in ogni caso integrate e confermate con una campagna di indagini mirata da eseguire nell'ambito della progettazione esecutiva. Tali indagini dovranno essere sviluppate in modo da definire la distribuzione spaziale del profilo, specie nell'intorno degli aerogeneratori (fondazione della torre, scarpata di scavo, fondazione del rilevato e pendio sottostante).

Tra gli elementi che richiedono integrazioni, oltre ai punti di indagine, sono la profondità dei sondaggi che va approfondita in corrispondenza delle fondazioni delle torri (almeno 1 diametro della dimensione del plinto sotto la estremità delle fondazioni profonde o 2 diametri sotto quelle superficiali), e l'indagine di laboratorio, attraverso cui almeno ricavare sia per le sabbie che in modo più approfondito per le argille, intatte e alterate/allentate:

- la composizione (Granulometrie con aerometria, limiti, caratteristiche volumetriche),
- la resistenza in condizioni drenate e non drenate
- le caratteristiche di deformazione con l'esecuzione di prove edometriche con scarico
- le caratteristiche di espansione con prove edometriche per la determinazione della pressione di rigonfiamento (meglio se con edometro cosiddetto Ko, ossia con misura anche della pressione orizzontale).

Nel seguito si riportano i dati salienti per ciascuna piazzola. Il profilo è esposto graficamente nei disegni di progetto.

### **3.2.2.2. Piazzola Generatore CVT 1 - 01**

La piazzola del Generatore CV1-01 si trova lungo la pista di accesso, all'estremità settentrionale dell'impianto, dove si osservano affioramenti arenitici sparsi. La quota media della superficie della piazzola è circa 803-804 m slm.

I sondaggi più prossimi sono il 5 e il 6, a monte della scarpata di scavo. I sondaggi 7 e 8 possono fornire qualche indicazione anche se si trovano a valle e spostati di almeno 100-200 m dall'estremità meridionale della piazzola.

Il sondaggio 5 mostra sabbie e arenarie per i primi 8 m, con uno strato di limo sabbioso tra 2 e 3 m di profondità, con scarsa alterazione in superficie. Al di sotto degli 8 m, circa dalla quota 811 iniziano le argille, nei primi 8 m, leggermente allentate e successivamente dalla quota 803 m slm, circa, indisturbate (argille marnose grigie). Nel sondaggio 6, il profilo è interamente occupato da argille, alterate nei primi 2 m, e grigio-azzurre indisturbate a 16 m di profondità, ossia circa a quote 787 m slm.

Assumendo per la stratificazione una immersione 190-200° (000° = immersione verso Nord), come derivabile, anche se approssimativamente, dall'osservazione dell'immagine Google Earth, si può stimare una inclinazione di circa 5-6° sull'orizzontale.

Osservando le curve di livello, infine si nota una fascia più ripida, appena a monte del sondaggio 5, e una fascia di circa 8-10 m di pendenza intermedia appena a valle dello stesso. Entrambe derivano dalla presenza di sabbie e arenarie, e in particolare la seconda corrisponde a quanto riportato nei primi 8 m del sondaggio.

In pratica, la parte saliente della scarpata di scavo, ossia la parte bassa, e la parte rimanente della piazzola si verrebbero a trovare in argilla, completamente alterata nei primi metri e allentata nei successivi 10-15 m. La presenza di sabbia è assunta nel pendio di scavo

principale, sopra la quota 810-812 m slm, circa.

### **3.2.2.3. Piazzola Generatore CVT 1 - 02**

La piazzola del Generatore CV1-02 inizia circa 300 m a Sud della piazzola 01, nella parte settentrionale dell'impianto. Anch'essa si trova lungo la pista di accesso. La quota media della superficie della piazzola è circa 796 m slm.

I sondaggi di riferimento sono il 9, posto circa al centro della piazzola, il sondaggio 8, 120-130 m a Nord, e 10, una cinquantina di metri a Sud.

I tre sondaggi offrono risultati apparentemente in contrasto, in quanto mentre il sondaggio 9 è interamente in sabbia e arenarie, gli altri sono interamente in argilla e marne.

Applicando una lettura spaziale dei risultati, anche con riferimento alle osservazioni sulla possibile giacitura della stratificazione fatta per la piazzola 01, si può assumere che esistano 3 bancate separate argille/sabbie-arenarie/argille, le cui linee di passaggio si trovino:

- a) Poco a Sud del sondaggio 9, per l'interfaccia argille/sabbie-arenarie
- b) Poco a Sud del sondaggio 8, per l'interfaccia sabbie-arenarie/argille

In altre parole, il profilo risultante per la piazzola CVT 1 - 02 sarà:

- A Sud della linea a), argille allentate, con cappa di alterazione di circa 5 m
- Tra la linea a) e la linea b) sabbie e arenarie con una coltre di alterazione formata da limi sabbiosi, di circa 3-4 m
- A Nord della linea b) (= fuori piazzola) argille, con copertura di alterazione limo-argillosa di circa 4-5 m

### **3.2.2.4. Piazzola Generatore CVT 1 - 03**

La piazzola del Generatore CV1-03 è posta appena a Est della pista di servizio, da cui si stacca con un breve raccordo, circa 600 m a Sud della piazzola 02. La quota media della superficie della piazzola è circa 860 m slm.

I sondaggi di riferimento, oltre al sondaggio 16, posto circa al centro della piazzola sul lato scarpata di scavo, sono i sondaggi 15 e 20N, a Nord, e 17 a Sud.

Tutti i sondaggi danno un profilo interamente in argilla, che risulta sempre includere rari orizzonti decimetrici di arenaria. La copertura in limi argillosi sabbiosi è in genere di 4-5 m, con eccezione del sondaggio 20N, che indica 7 m. Tale sondaggio, tuttavia, è il più spostato rispetto alla piazzola e quindi meno significativo.

Il profilo risultante per la piazzola CVT 1 - 03 sarà:

- 0 - 5 m, limi argillosi sabbiosi (cappa di alterazione)
- > 5 m, argille limose allentate

### **3.2.2.5. Piazzola Generatore CVT 1 - 04**

La piazzola del Generatore CV1-04 è posta appena a Sud della pista di servizio, da cui si stacca con un breve raccordo, circa 500 m a Sud-Ovest della piazzola 03. La quota media della superficie della piazzola è circa 901 m slm.

I sondaggi di riferimento sono i sondaggi 19, 100 m a Nord-Est della piazzola, il 18, 200 m a Nord-Est della piazzola, e il 20, circa 20 m a Nord, lungo la pista di servizio dell'impianto.

I sondaggi danno profili non facilmente correlabili. Il solo sondaggio 20 è interamente in sabbie e arenarie, mentre il 19 e il 18 mostrano arenaria dalla 893 e 899 m slm, rispettivamente, in giù, e alternanza di argille e arenarie a quote superiori.

Dalla lettura della morfologia, si osserva un infittimento delle curve di livello nei 10 m sottostanti la quota 900, verso il sondaggio 18, 890-895, in prossimità del 19, e poi a quote leggermente inferiori più a Sud. Tale infittimento corrisponde alla bancata arenacea, che costituisce quindi una superficie apparentemente regolare e poco inclinata verso SW, estesa a tutta l'area della piazzola 04 e più a Sud.

Meno chiaro è il profilo al di sopra di questa bancata, che comunque con tutta probabilità include strati di argille.

Il profilo vedrà dunque:

- 0-3/5 m: Coltre di alterazione
- Sopra il piano della piazzola, circa alla 901, argille
- Sotto al piano della piazzola fino alla 895-900, circa (ossia circa 1-5 m di profondità) argille
- Sotto alla quota 895-900, per almeno una quindicina di m, sabbie e arenarie

### **3.2.2.6. Piazzola Generatore CVT 1 - 05**

La piazzola del Generatore CV1-05 si stacca dalla pista di servizio con un breve raccordo, verso Sud, ponendosi circa 300 m a Ovest della piazzola 04. La quota media della superficie della piazzola è circa 902-905 m slm.

I sondaggi di riferimento sono i sondaggi 22, 25-30 m a Nord-Est della piazzola, il 22N, 100 m a Nord, sul lato opposto della pista, il 23, sul raccordo tra pista e piazzola, e in parte il 24, più lontano e perforato da quote più basse.

Anche in questo caso i sondaggi danno apparentemente risultati non coerenti, in quanto sono tutti interamente in argille, a parte includere un sottile strato arenaceo a quote diverse, mentre il solo sondaggio 23 è prevalentemente sabbioso.

Una lettura più attenta delle quote di boccaforo in relazione alla morfologia indicata nel rilievo topografico suggerisce tuttavia che il sondaggio 23 sia il solo a attraversare la bancata arenacea posta tra la quota 880 e la 900 m slm, già commentata per la piazzola 04, mentre tutti gli altri si trovino sopra, il sondaggio 22, o sotto, il 22N e il 24.

Il profilo vedrà dunque:

- 0-3/5 m: Coltre di alterazione
- Sopra il piano della piazzola, circa alla 903-905, argille
- Sotto al piano della piazzola fino alla 895-900, circa (ossia circa 5-8 m di profondità) argille
- Sotto alla quota 895-900, per almeno una quindicina di m, sabbie e arenarie

### **3.2.2.7. Piazzola Generatore CVT 1 - 06**

La piazzola del Generatore CV1-06 è posta lungo la pista di servizio, circa 500 m a Ovest della piazzola 03. La quota media della superficie della piazzola è circa 851 m slm.

Non ci sono sondaggi nelle immediate vicinanze della piazzola, in quanto il più vicino, il 19N, si trova 200 m a E - NE della piazzola, con boccaforo circa 20 m sopra la quota media della superficie finale della piazzola.

Tale sondaggio indica un profilo prevalentemente sabbioso, coerente con la bancata affiorante sul pendio 200 m a Est della piazzola, come evidenziato dal raffittimento delle curve di livello.

In corrispondenza della piazzola, le curve di livello si distendono, a indicare che le pendenze si addolciscono. Tali condizioni sono in genere legate alla presenza di argille.

Si assume pertanto che il profilo in corrispondenza della piazzola 6 sia prevalentemente in argilla, ossia:

- 0-3/5 m: Coltre di alterazione
- A profondità maggiori di 3/5 m, argille allentate

### **3.3. CIRCOLAZIONE DELLE ACQUE SOTTERRANEE**

La circolazione delle acque sotterranee avviene prevalentemente lungo le bancate sabbioso arenacee, essendo la permeabilità delle argille molto bassa.

In più punti vengono osservate e indicati strati sabbiosi o arenacei di spessore modesto, inglobati nella massa delle argille. Tali elementi oltre a costituire una potenziale via di drenaggio che potrebbe consentire un più rapido riequilibrio delle pressioni efficaci, possono fungere da accumulo di acqua con conseguente potenziale rammollimento della argilla immediatamente circostante.

La particolare origine delle argille, che comporta sistemi di frattura generati dall'espansione in fase di decompressione, produce ulteriori potenziali vie di accumulo e movimento secondari per la circolazione delle acque.

Nel complesso, ciò genera effetti sulle caratteristiche comportamentali delle argille, che aumentano il contenuto d'acqua e riducono la resistenza lungo tali zone di accumulo/passaggio delle acque.

La massa argillosa, dunque, potrà presentare caratteristiche poco uniformi, con locali zone di rammollimento.

### **3.4. CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA DEI PRINCIPALI TERMINI DEL PROFILO STRATIGRAFICO**

#### **3.4.1. ARENARIE E SABBIE**

Le arenarie e sabbie sono descritte avere tessitura variabile da fine a medio-grossolana e vari gradi di cementazione.

I valori NSPT, rilevati fino a una profondità di circa 10 m, sono risultati in genere superiori a NSPT=20 colpi/0.3 m, fino a rifiuto, e in qualche caso, nei primi metri del sondaggio, compresi tra NSPT = 12 e 16. Ciò corrisponde a valori della Densità relativa mai inferiori a  $D_r = 60$  e mediamente compresi tra 65 e 80.

I corrispondenti angoli d'attrito sono in genere superiori a  $\phi=33^\circ$ , per le granulometrie fini, e  $\phi=35^\circ$ , per le granulometrie medie e grossolane. Si trascura la coesione, in considerazione della variabilità del profilo e della evanescenza di questa proprietà nelle arenarie, in quanto la cementazione può sparire nel tempo, oltre che con le deformazioni.

### 3.4.2. ARGILLE E MARNE

Le argille si presentano in 2 differenti maniere descritte sinteticamente come:

- Argille siltitiche grigie
- Argille siltitiche grigio-azzurre e marne

Entrambe presentano un elevato grado di sovraconsolidazione, mostrano in genere struttura scagliettata e inglobano elementi arenacei in forma di clasti isolati e in forma di sottili stratificazioni. Le indicazioni disponibili suggeriscono che le prime, in genere più superficiali, si trovino nel campo di plasticità del materiale, mentre le seconde, ne siano al limite se non al di là di tale limite, nel campo delle argille sovraconsolidate dure. Per questo motivo si indicano le argille grigie anche come argille allentate.

Non esistono risultati di indagini di laboratorio su questi materiali. Tuttavia, da esperienze passate su argille del Tortoniano a pochi chilometri di distanza dal sito in esame (Diga di Cannamasca) si può pensare che queste argille abbiano importanti frazioni argillose ( $< 2 \mu\text{m}$ ), superiori al 40%, Limite di Liquidità  $LL = 50-80\%$ , e Indice di Plasticità  $PI = 30-50$ , il che pone tali materiali al di sopra della curva di plasticità di Casagrande tra le argille inorganiche di alta plasticità. L'indice di attività colloidale è in genere compreso tra  $A = 0.7$  e  $0.8$ , in quanto i minerali argillosi più significativi sono in genere le Illiti, in forma pura o come integrato con la smectite.

I valori di resistenza NSPT sono in genere alti e superiori a 30, sistematicamente a profondità superiori a 8-10 m. Nei primi 6 m, talvolta si rilevano valori inferiori, mai al di sotto di NSPT = 10-12.

I corrispondenti valori di resistenza non drenata possono essere assunti pari a  $su = 100 \text{ kPa}$ , per le argille grigie, con minimi locali pari a 50-60 kPa, e  $su > 200 \text{ kPa}$ , per le argille dure, profonde.

Le caratteristiche di resistenza drenata possono prudenzialmente essere assunte come:

- $c = 10$ ,  $\phi = 24^\circ$ , per le argille grigie
- $c = 15$ ,  $\phi = 25^\circ$ , per le argille dure.

L'angolo d'attrito residuo è in genere inferiore a  $\phi_r = 14^\circ$ .

Di più difficile individuazione con i dati disponibili è il valore di spinta a riposo che possono esercitare queste argille, in quanto richiederebbe l'esecuzione di prove specifiche. In prima approssimazione si può assumere che queste argille abbiano un grado di sovraconsolidazioni pari a  $OCR=2$ , per cui il  $K_0 = (1-\sin\phi) (OCR)^{\sin\phi} = 0.6 \cdot 2^{0.41} = 0.80$  per le argille grigie, e  $0.56 \cdot 2^{0.42} = 0.75$ , per le argille dure indisturbate.

### 3.4.3. COLTRI COLLUVIALI E DI ALTERAZIONE

Le coltri colluviali di alterazione hanno caratteristiche prossime a quelle delle argille grigie, anche se in genere presentano una certa frazione sabbiosa. Anche se non è possibile in questa sede distinguere le proprietà di tali coltri, in base alla formazione su cui giacciono, arenacea o argillitica (per l'assenza di prove e perché in ogni caso i due termini si combinano in modo casuale), è comunque pensabile che le coltri derivate dalle argille possano avere una plasticità leggermente maggiore di quelle dell'argilla grigia e viceversa in caso di alterazione di sabbie o argille con lenti arenacee.

Rispetto alle argille di base, comunque, le coltri presentano in genere una attività colloidale leggermente inferiore, circa  $A = 0.6-0.7$ .

Sicuramente le coltri si trovano nel campo di plasticità, anche se si presentano sovraconsolidate, sia come conseguenza della loro storia tensionale, sia per effetto di suzione generato dal loro basso grado di saturazione. Ciò potrebbe corrispondere a una pressione di preconsolidazione equivalente posta tra 200 e 300 kPa.

I valori disponibili di resistenza SPT si pongono nel campo NSPT = 10 - 15 Colpi/0.3m, da cui si può derivare una resistenza non drenata su = 50 -70 kPa.

Le caratteristiche di resistenza drenata possono prudenzialmente essere assunte come  $c = 10$ ,  $\phi = 22^\circ$ , con angolo d'attrito residuo inferiore a  $\phi_r = 16^\circ$  (minore componente argillosa rispetto alle argille grigie).

Per quanto riguarda la spinta a riposo, con le precisazioni discusse al paragrafo precedente, si può assumere in prima approssimazione che queste argille abbiano un grado di sovraconsolidazioni modesto, per cui il  $K_0 = (1 - \sin\phi) (OCR)^{\sin\phi} = 0.6 * 1.5^{0.41} = 0.70$ .

## 4. SCAVI

### 4.1. SEZIONE TIPO

La sezione tipo di scavo prevede pendenze dolci, 2.5H:1V, su banche di altezza 5 m, separate da un tratto orizzontale di 5 m di larghezza. Ove l'altezza di scavo della banca più alta fosse inferiore a 2.5 m, si può considerare l'eventualità di fondere le ultime due banche con un'altezza massima di 7.5 m.

Le banche sono state inserite per controllare meglio le acque superficiali, tenuto conto che le argille presenti nell'area di progetto, una volta asciugate possono diventare erodibili.

La pendenza di scavo è stata prudenzialmente scelta in funzione del potenziale espansivo delle argille una volta tolto il confinamento del materiale asportato con lo scavo, in relazione alle importanti installazioni dell'impianto. Un approfondimento di indagine, con prove di laboratorio mirate potrebbe consentire di rendere tale pendenza un po' più ripida e ridurre gli espropri.

Esperienze dirette su queste formazioni hanno dimostrato che le scarpate possono essere non stabili su pendenze 1H:1V.

Le scarpate di scavo vanno protette non appena ultimate, in modo che non modificano significativamente la umidità iniziale. Ciò comporta da un lato l'installazione di una finitura vegetata, a prato, eventualmente sostenuta da geosintetici o geojuta che aiutino la crescita della vegetazione, e dall'altro l'eventuale inserimento di chiodi poco profondi diffusi per prevenire il rigonfiamento superficiale.

Il controllo delle acque deve essere fatto con canalette poste al piede delle singole scarpate, che recapitano verso canalette che indirizzano le acque verso i compluvi naturali. Fa eccezione la canaletta di guardia che deve essere posta in sommità dello scavo per prevenire che le acque eventualmente drenate dal pendio si riversino sugli scavi.

Come discusso, si raccomanda una campagna di indagini geotecniche integrative in situ e di laboratorio da eseguire in fase di progettazione esecutiva, al fine di acquisire dati comportamentali sulle argille e sulle coltri alterate, al fine di confermare e possibilmente affinare le soluzioni identificate in questa sede.

### 4.2. VERIFICHE CONDOTTE

Sono state condotte verifiche all'equilibrio limite, con un procedimento modificato per tenere conto della particolare natura delle argille sovraconsolidate e della loro tendenza a sviluppare fenomeni di rottura progressiva.

Il procedimento consiste nell'individuare un potenziale meccanismo che possa attivare il processo. Si assume che questo possa derivare dalla mancanza della spinta stabilizzante che esisteva nel terreno prima della sua rimozione, e che si stimerà a partire dalla spinta a riposo.

Il fattore di sicurezza è stato assunto pari a

$$F_s = R / (D + Ph)$$

Dove:

- R = forza resistente per la superficie di scorrimento considerata
- D = forza destabilizzante per la superficie di scorrimento considerata
- Ph = Forza equilibrante orizzontale originariamente presente nel materiale rimosso con gli scavi e calcolato come  $Ph = 0.65 \cdot K_o \cdot h^2$ , con h = distanza verticale tra piede della superficie di scorrimento e superficie originaria del terreno.

Si osservi che R/D è il fattore di sicurezza prodotto dal calcolo all'equilibrio limite e quindi l'aggiunta delle forze di preconsolidazione iniziale va a ridurre quel fattore di sicurezza, in linea con osservazioni condotte in esperienze passate.

Per l'equilibrio limite si è utilizzato il programma GeoslopeW di Geostudio, adottando il metodo di Janbu semplificato, lungo superfici circolari generate automaticamente dal programma a partire da vincoli imposti. Questo metodo è stato scelto, in quanto esprime il fattore di sicurezza come equilibrio alle forze orizzontali, il che consente di ricalcolare più direttamente l'effettivo fattore di sicurezza, una volta aggiunta la spinta orizzontale iniziale.

E' stata considerata la stabilità di una piazzola tipo, facendo riferimento alla Piazzole CV-03, anche se la geometria non è esattamente quella di progetto. Si osserva che questa è rappresentativa anche delle altre sezioni di scavo, in quanto in tutte le piazzole la parte di scavo si sviluppa principalmente in argilla.

Sono state condotte sia le verifiche in condizioni statiche che in condizioni sismiche, mediante analisi pseudostatica.

#### **4.3. VERIFICHE DELLA SEZIONE TIPO IN CORRISPONDENZA DELLA PIAZZOLA CVT 1 - 03**

##### **4.3.1. GEOMETRIA E MATERIALI**

La sezione analizzata è la più impegnativa per altezze di scavo e perché il profilo è più sfavorevole. La geometria di verifica è illustrata in Figura 4-1 con le caratteristiche dei materiali riassunte, per i vari casi, in

Tabella 4-1.

La falda è stata posta nelle verifiche in termini efficaci qualche metro sotto la superficie, anche se questo presumibilmente corrisponde a una situazione stagionale e non permanente.

#### 4.3.2. CONDIZIONI DI CARICO

Per le condizioni di carico è stato assunto solo il peso proprio del pendio, nel caso drenato e non drenato.

E' stata considerata la condizione con sisma, applicando un coefficiente sismico pari a  $k_h = 0.087$ , in condizioni non drenate.

#### 4.3.3. RISULTATI

I risultati sono riassunti in termini di fattore di sicurezza nella seguente tabella, con riferimento alle immagini da Figura 4-2 a Figura 4-8. La forza espansiva totale è stata ottenuta applicando il coefficiente  $K_0$  a una altezza che corrisponde alla differenza tra testa e piede della massa sottesa dalla superficie di scorrimento critica. Si osservi che il fattore di sicurezza reale, che tiene conto della forza di espansione dell'ammasso porta a un abbassamento significativo dei valori calcolati con il metodo convenzionale.

CASO	Superficie	Fattore di Sicurezza Janbu semplificato Fs	Forze Resistenti R kN/m	Forze destabilizzanti D kN/m	Profondità scavo al piede superficie h m	Forza espansiva potenziale Ph kN/m	Fattore di sicurezza effettivo Fsr
<b>Pendenza media 2.5H:1V</b>							
Statico - Drenato	Globale	<b>1.546</b>	2515	1630	4.7	229	<b>1.353</b>
	In copertura alterata	<b>1.780</b>	283.5	159.2	2.6	58.4	<b>1.303</b>
Statico Non Drenato	Globale	<b>3.691</b>	7095	1922	4.2	183	<b>3.371</b>
Sisma Non Drenato	Globale	<b>2.636</b>	7095	2690	4.1	174	<b>2.477</b>
	In copertura alterata	<b>4.301</b>	1928	448.3	2.6	58.4	<b>3.805</b>
Sisma Drenato		<b>1.772</b>	3878	2188	5.6	325	<b>1.543</b>
<b>Pendenza media 3H:1V</b>							
Statico - Drenato	In copertura alterata	<b>1.959</b>	497.7	254.8	2.6	58.4	<b>1.58</b>

I valori ottenuti nel caso statico in condizioni drenate (stabilità a medio-lungo termine) sono soddisfacenti. Si osservi che essendo la massa sottesa dalla superficie critica relativamente piccola, l'effetto delle forze espansive è più marcato. D'altro canto, le rotture in queste argille sono tipicamente progressive a partire da un primo distacco locale. Con pendenze più ripide, il valore di  $F_{sr}$  risulterebbe troppo basso, se non inferiore all'unità. Con riferimento alle superfici che si sviluppano prevalentemente nelle coltri di alterazione superficiale, il Fattore di sicurezza appare più basso che per superfici estese a tutto il pendio, anche se ancora accettabile. Si noti che con una piccola riduzione della pendenza da 2.5H:1V a 3H:1V, in fattore di sicurezza si porta da  $F_s=1.31$  a 1.58. In sede di progettazione esecutiva e con i risultati della campagna di prove di laboratorio mirate alla definizione della resistenza e del potenziale espansivo di queste coltri, sarà possibile decidere con più precisione la pendenza ottimale. Una eventuale riduzione della pendenza non porterebbe a una maggiore invasione degli scavi verso l'esterno grazie all'ampia berma introdotta alle quote superiori, con lo specifico intento di consentire questi eventuali aggiustamenti.

I valori ottenuti nel caso non drenato statico sono ampiamente soddisfacenti. Tale analisi, tuttavia, non può forzatamente tenere conto di eventuali rammollimenti locali, che potrebbero dare instabilità in condizioni non drenate. Si ritiene tuttavia che i margini siano sufficientemente ampi per poter compensare anche tale eventualità.

I valori ottenuti nel caso con sisma sono sempre ampiamente soddisfacenti. Si ricorda che il fattore di sicurezza effettivo si trova tra quello calcolato in condizioni drenate e non drenate, in quanto il carico statico non dissociabile dal sismico, mobilita la resistenza drenata mentre quello sismico risponde con la resistenza non drenata.

#### **4.4. POSSIBILI AFFINAMENTI IN FASE ESECUTIVA**

##### **4.4.1. AUMENTO DELLA PENDENZA DELLE SCARPATE $H < 2$ M**

Disponendo di dati più accurati sul profilo delle piazzole e sulle caratteristiche dei materiali con la campagna integrativa da eseguire in fase esecutiva, potrebbe risultare possibile procedere a un affinamento della soluzione mediante riduzione dei volumi di scavo.

A questo proposito potrebbe essere possibile aumentare la pendenza di scavo al di sotto di una certa altezza, che in questa sede indichiamo come 2 m, ma che i dati aggiornati potrebbero consentire di aumentare ulteriormente.

##### **4.4.2. SOSTEGNO DEGLI SCAVI PER SCARPATE ALTE (INDICATIVAMENTE $H > 8$ M)**

Le scarpate più alte potrebbero risultare eccessivamente impattanti sia dal punto di vista estetico che dal punto di vista degli espropri.

In questa eventualità, è possibile pensare a una soluzione con scavi sostenuti o a una soluzione mista con sostegno parziale degli scavi nella parte bassa e scavi con le stesse regole sopra esposte nella parte alto.

Come già discusso, potrebbe essere possibile rendere la pendenza globale leggermente più ripida, se confortati dai risultati di laboratorio (Classificazione, Edometria, Resistenza).

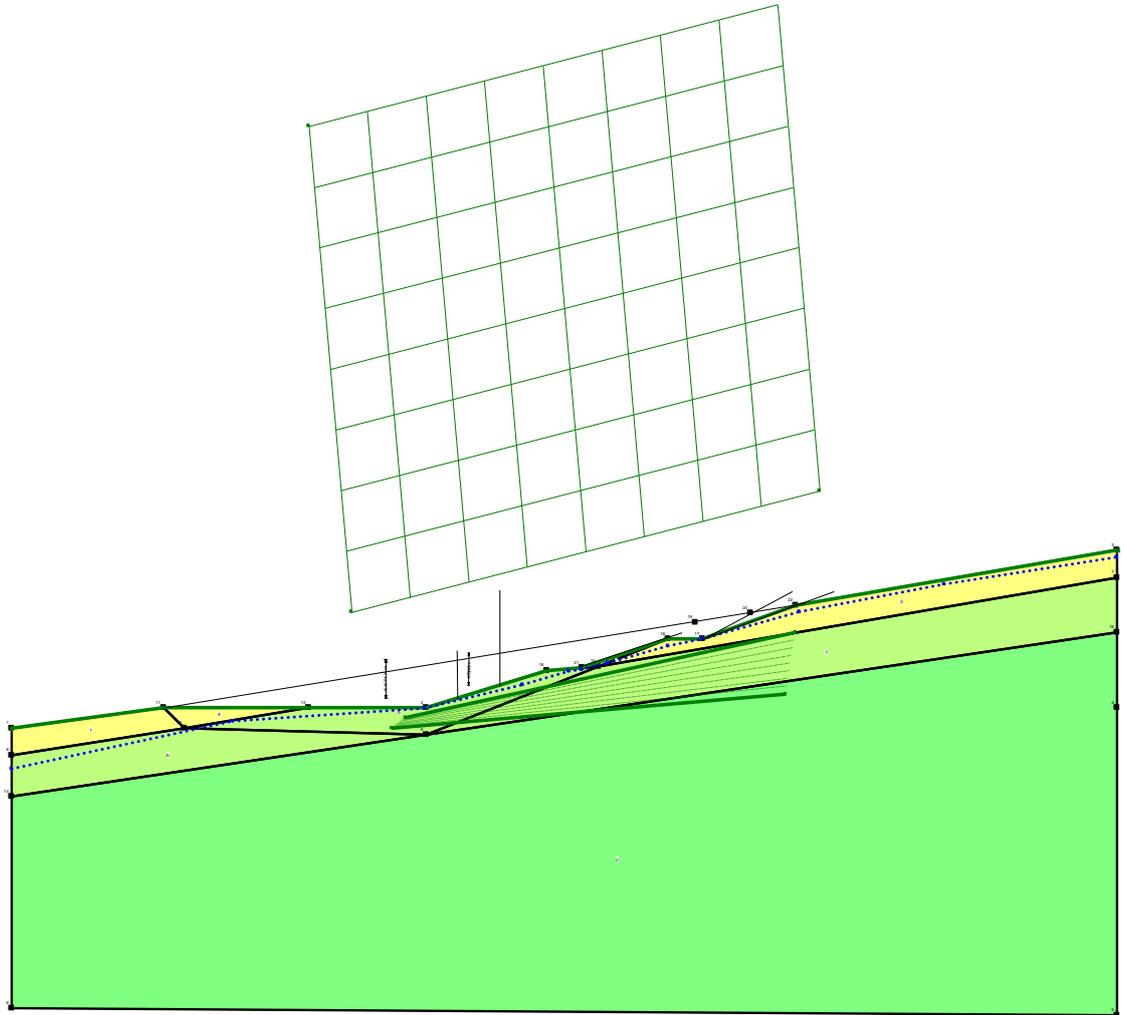
**Tabella 4-1 - Verifiche di Stabilità degli scavi. Geometria di verifica e distribuzione dei materiali**

Verifiche drenate

Parametro	Materiali		
	weathered clay	Clay	Deep Clay
Model:	Mohr-Coulomb	Mohr-Coulomb	Mohr-Coulomb
Unit Weight:	19 kN/m <sup>3</sup>	19 kN/m <sup>3</sup>	19 kN/m <sup>3</sup>
Cohesion':	10 kPa	15 kPa	20 kPa
Phi':	22 °	24 °	25 °
Phi-B:	0 °	0 °	0 °
Pore Water Pressure	Pore Water Pressure	Pore Water Pressure	Pore Water Pressure
Piezometric Line:	Line 1	Line 1	Line 1
Include Ru in PWP: No	No	No	No

Verifiche non drenate

Parametro	Materiali		
	weathered clay	Clay	Deep Clay
Model:	Undrained	Undrained	Undrained
Unit Weight:	19 kN/m <sup>3</sup>	19 kN/m <sup>3</sup>	19 kN/m <sup>3</sup>
Undrained Cohesion':	60 kPa	100 kPa	250 kPa
Phi-B:	0 °	0 °	0 °
Pore Water Pressure	Pore Water Pressure	Pore Water Pressure	Pore Water Pressure
Piezometric Line:	Line 1	Line 1	Line 1
Include Ru in PWP: No	No	No	No



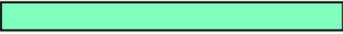
Materials	
Name	Color
<a href="#">Weathered Clay Undrained</a>	
weathered clay	
Deep Clay Undrained	
Deep Clay	
Clay Undrained	
Clay	

Figura 4-1 - Verifiche di Stabilità degli scavi. Geometria di verifica e distribuzione dei materiali

Parameter	
Method	Janbu
Factor of Safety	1.546
Total Volume	384.41 m <sup>3</sup>
Total Weight	7,303.8 kN
Total Resisting Moment	
Total Activating Moment	
Total Resisting Force	2,514.5 kN
Total Activating Force	1,626.8 kN

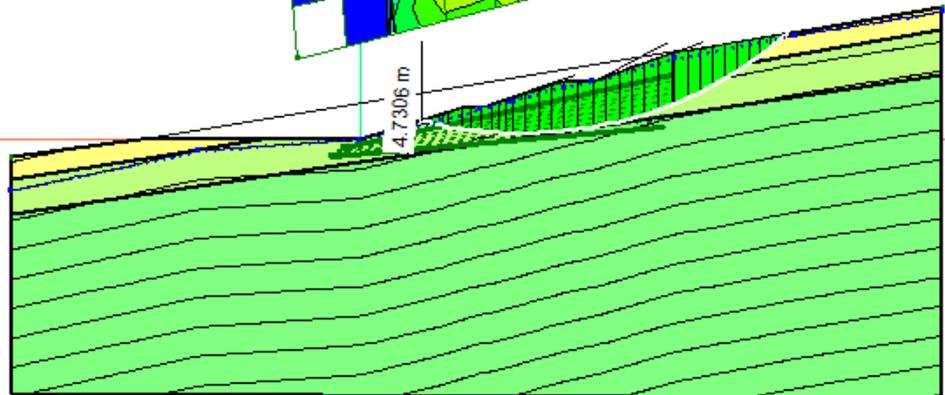
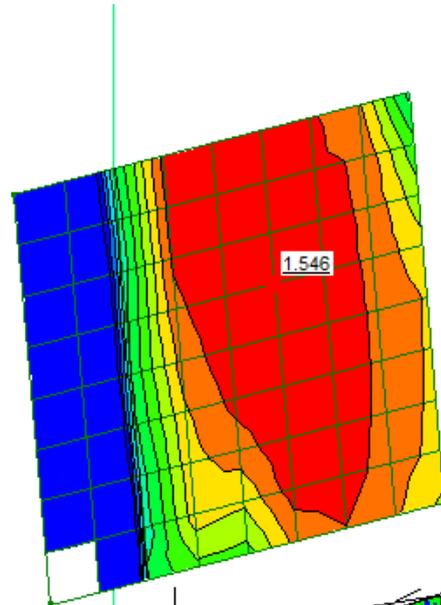
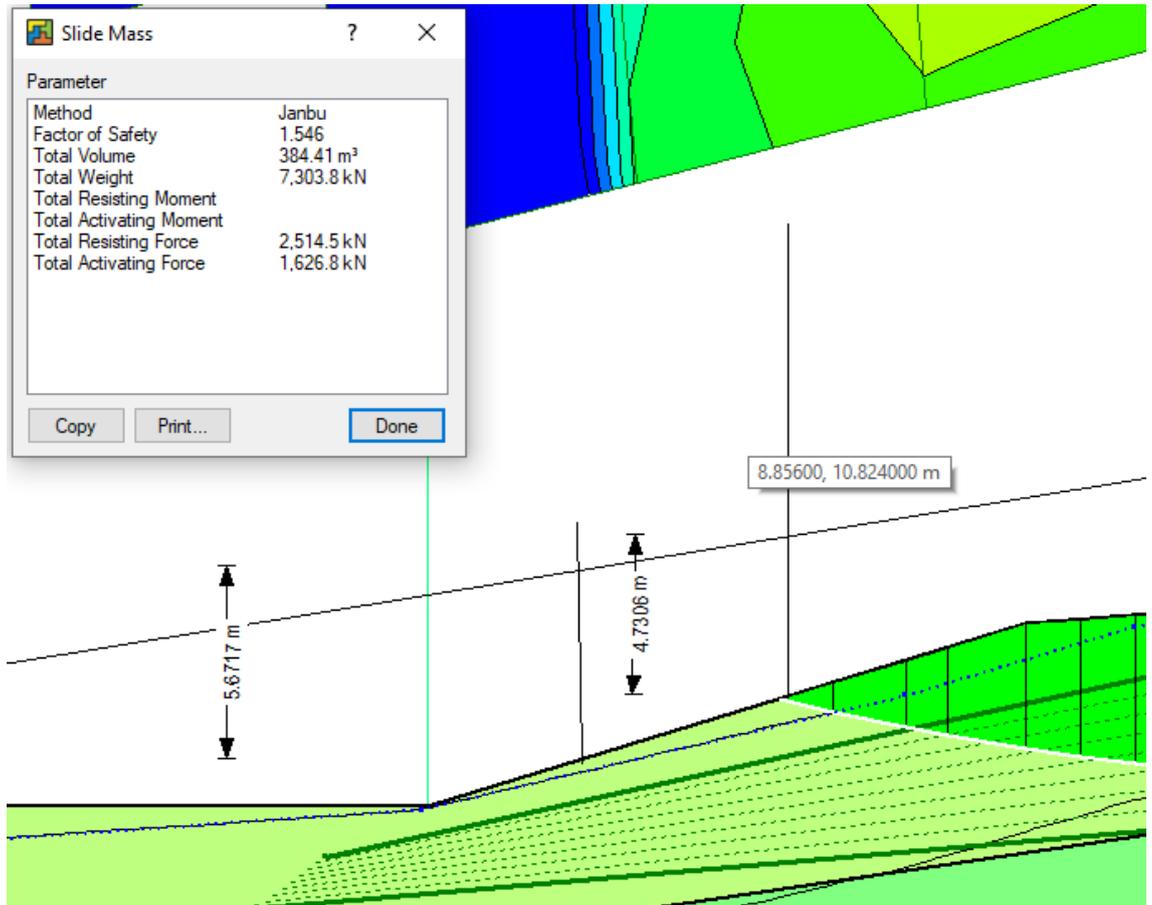


Figura 4-2 - Verifiche di Stabilità degli scavi. Risultati delle verifiche statiche in condizioni drenate. Immagine del caso critico



**Figura 4-3 - Verifiche di Stabilità degli scavi. Risultati delle verifiche statiche in condizioni drenate. Dettaglio del caso critico, utilizzato per la stima delle forze d espansione elastica post-scavo**

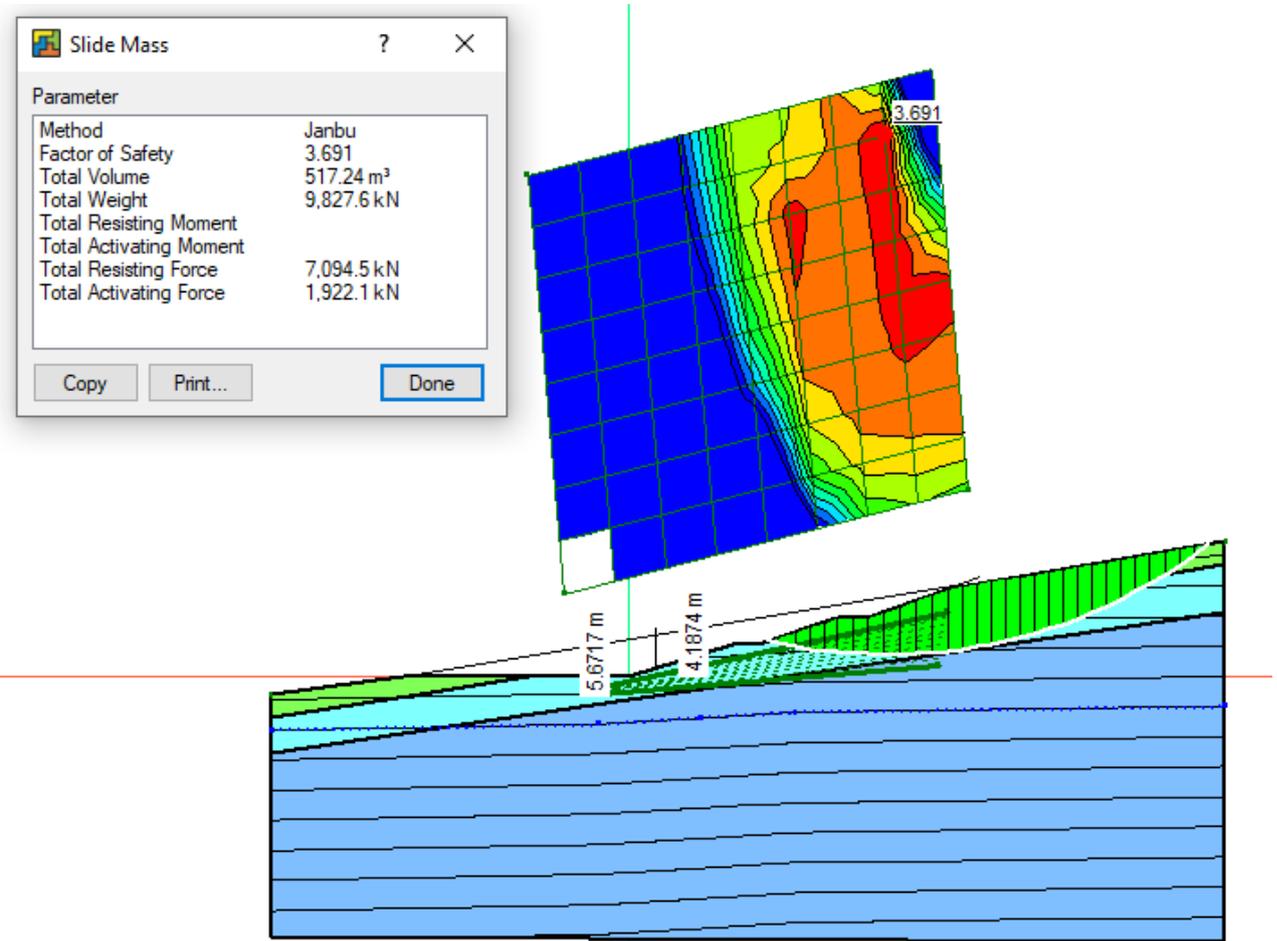
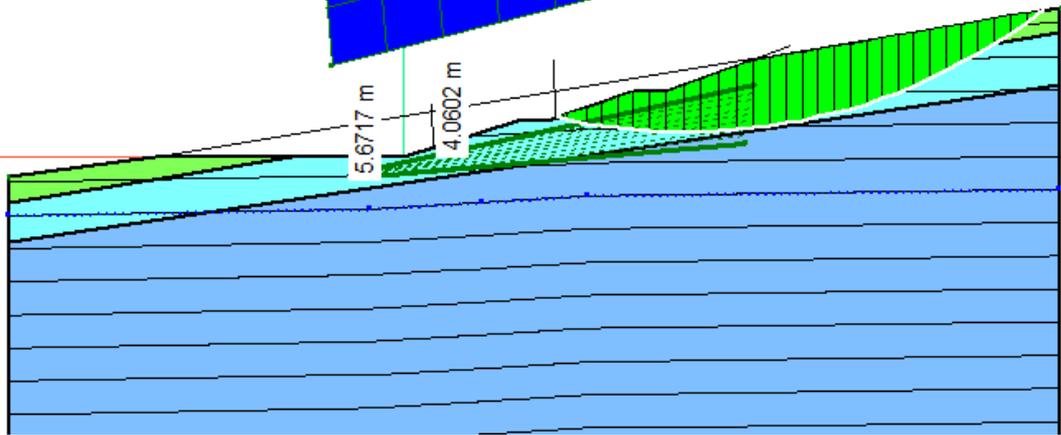
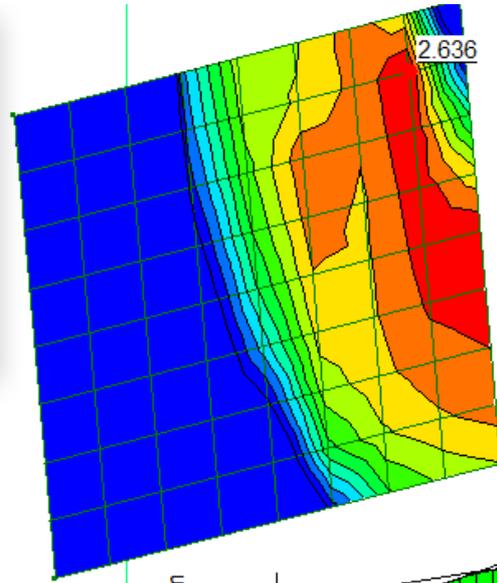


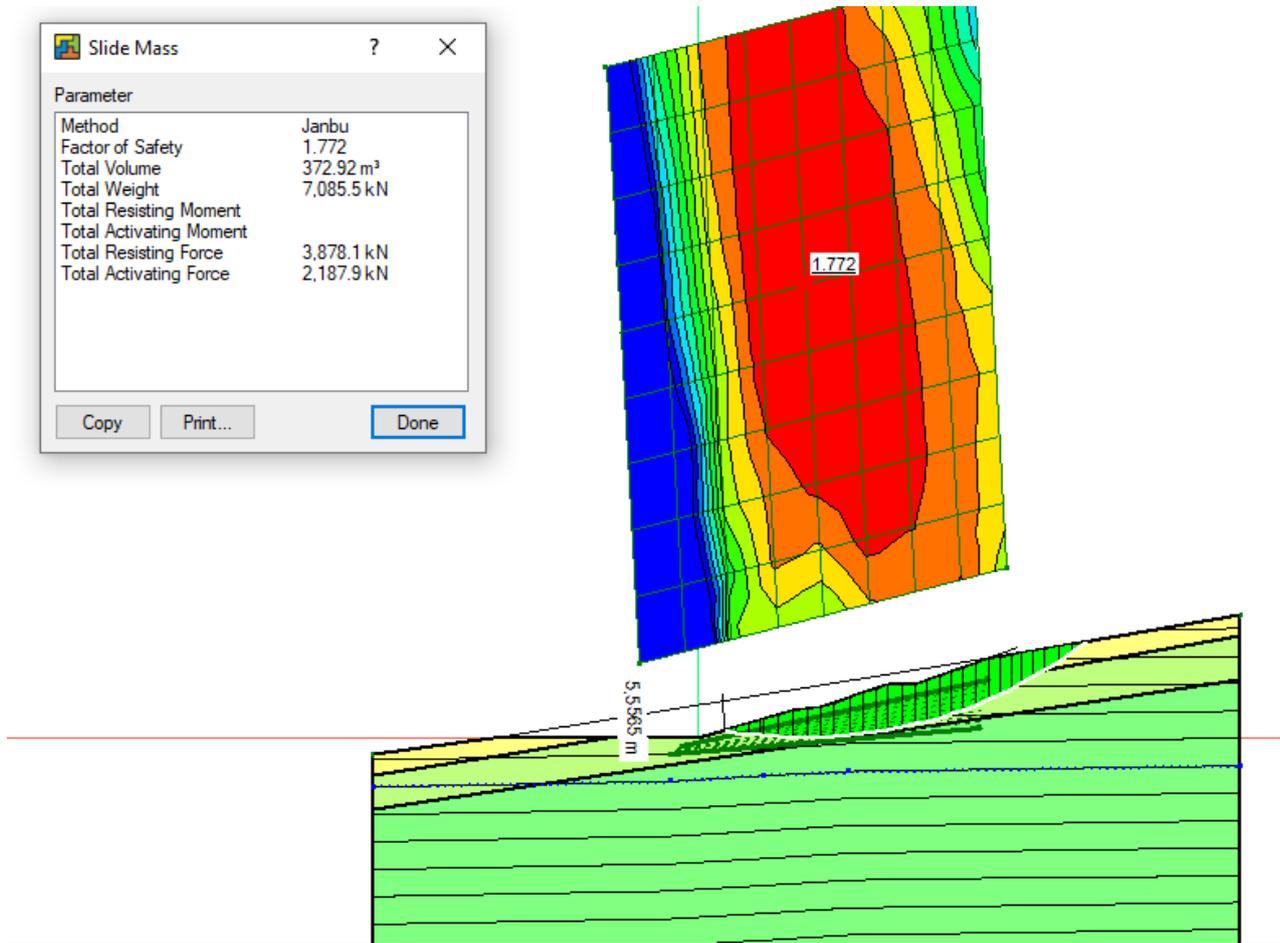
Figura 4-4 - Verifiche di Stabilità degli scavi. Risultati delle verifiche statiche in condizioni non drenate. Immagine del caso critico

Parameter	
Method	Janbu
Factor of Safety	2.636
Total Volume	517.24 m <sup>3</sup>
Total Weight	9,827.6 kN
Total Resisting Moment	
Total Activating Moment	
Total Resisting Force	7,094.5 kN
Total Activating Force	2,691 kN

Copy Print... Done

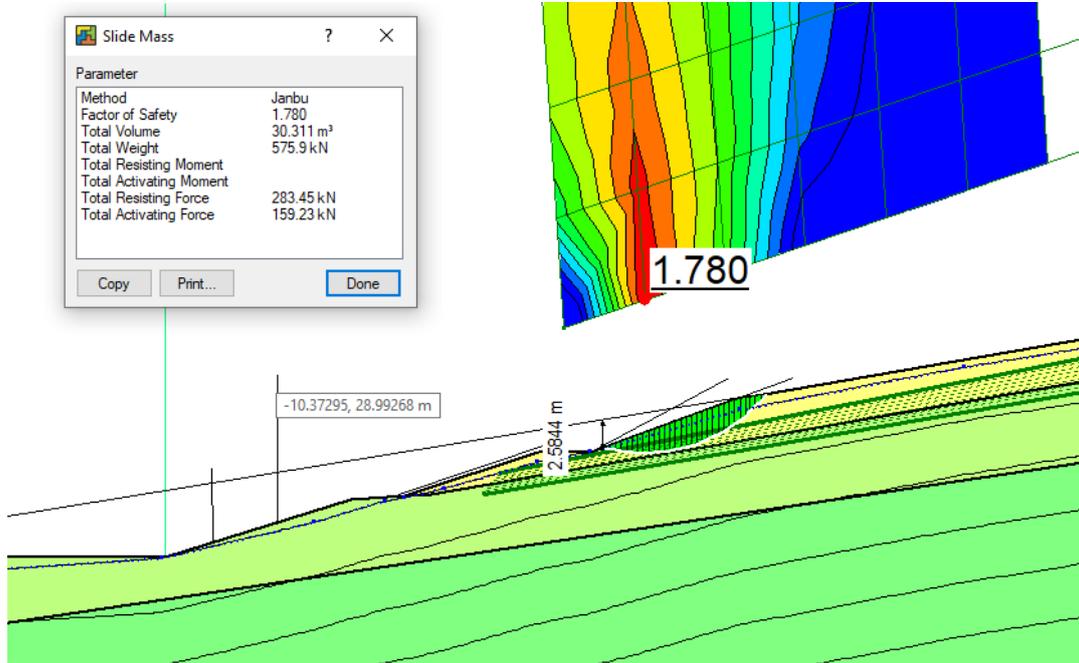


**Figura 4-5 - Verifiche di Stabilità degli scavi. Risultati delle verifiche con sisma in condizioni non drenate. Immagine del caso critico**



**Figura 4-6 - Verifiche di Stabilità degli scavi. Risultati delle verifiche con sisma in condizioni drenate. Immagine del caso critico**

a)



b)

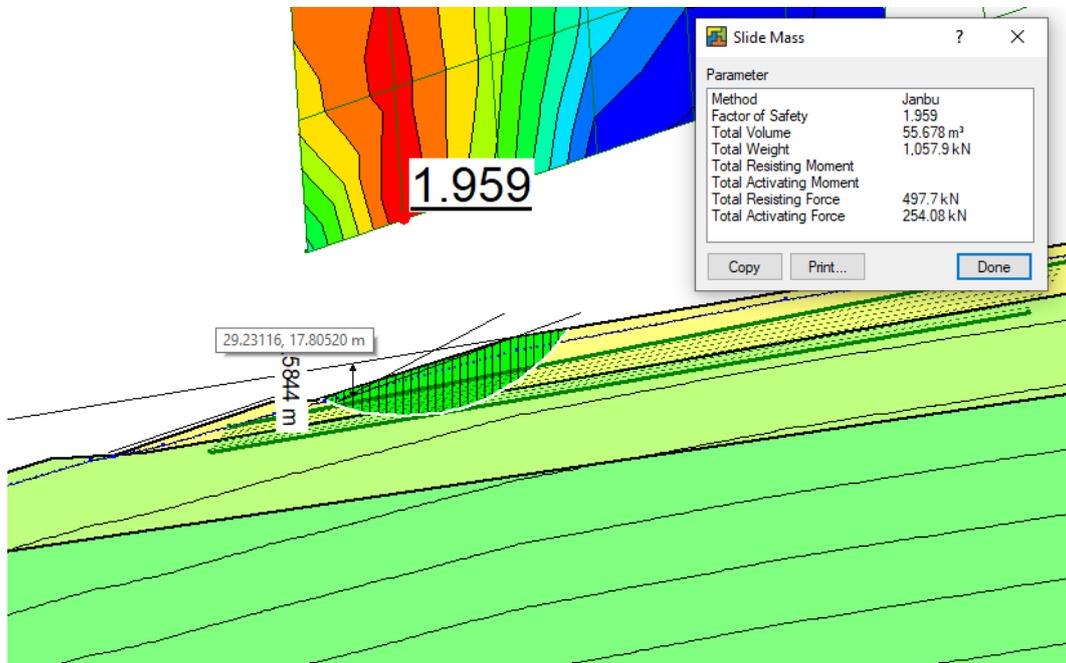


Figura 4-7 - Verifiche di Stabilità degli scavi. Risultati delle verifiche statiche in condizioni drenate (lungo termine). Immagine del caso critico per le superfici sviluppate prevalentemente nella coltre di alterazione superiore (pendenza di scavo in corrispondenza delle coltri: caso a) = 2.5H:1V, caso b) = 3.0H:1V).

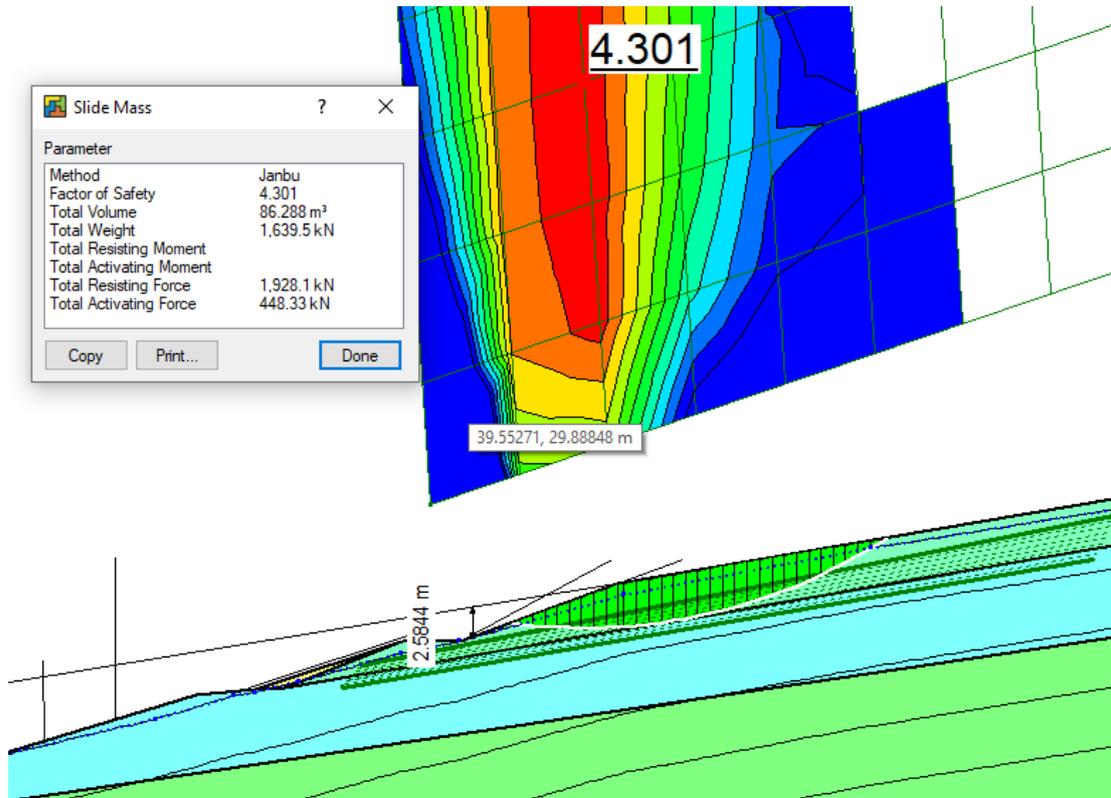


Figura 4-8 - Verifiche di Stabilità degli scavi. Risultati delle verifiche con sisma in condizioni non drenate. Immagine del caso critico per le superfici sviluppate prevalentemente nella coltre di alterazione superiore

## 5. RILEVATI

### 5.1. SEZIONE TIPO

I rilevati vengono eseguiti per completare le piazzole sul lato del pendio e presentano un'altezza massima, in alcuni casi, di circa 8-10 m, essendo mediamente attorno a 5-6 m.

La scarpata esterna ha pendenza 2H:1V e spicca dal piano di scavo più basso, almeno 2 m all'interno della superficie originaria del terreno. L'insieme è impostato su una superficie di scavo gradonata, per conferire stabilità.

La parte più alta del rilevato si trova verso il pendio naturale e per questo viene a poggiare sulle coltri di alterazione e le argille relativamente meno competenti. Per questo motivo, si prevede di renderlo più robusto, utilizzando materiali granulari ben gradati e, inserendo dei rinforzi geosintetici alla base secondo le seguenti tipologie, con riferimento alla Figura 5-1:

- Sezione tipo A: con altezza uguale o superiore a 5 m, tutta la porzione eccedente i 5 m con un minimo di 3 rinforzi
- Sezione Tipo B: con altezza inferiore a 5 m, 3 rinforzi.
- 

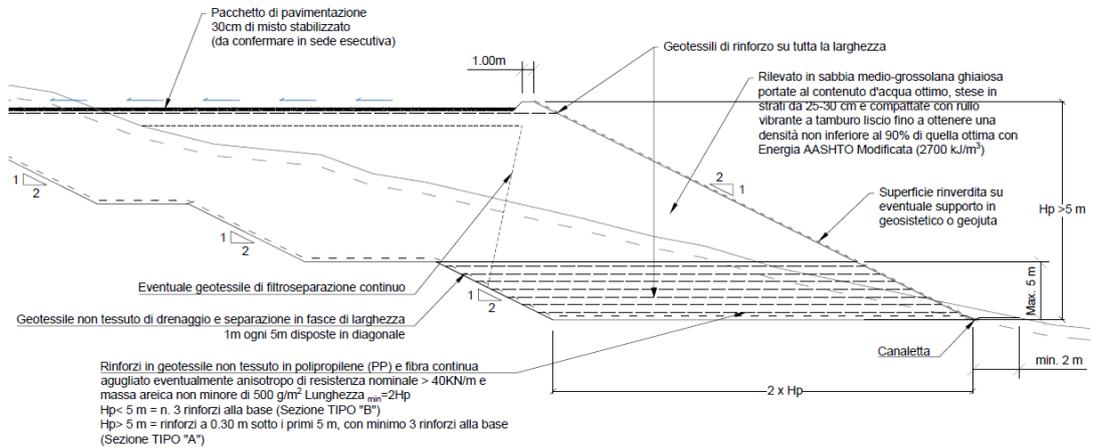
I geosintetici di rinforzo potranno essere geogriglie in Polietilene ad alta densità (tipo Tenax o Tensar, o equivalente) o geotessili non tessuti pesanti in Polipropilene a filo continuo agugliato, di alta qualità e resistenza. L'impiego di questi ultimi è imperativo, nel caso la permeabilità del materiale disponibile per questa porzione di rilevato risulti inferiore a  $k = 10E-5$  m/s.

La lunghezza dei rinforzi è proporzionata all'altezza del rilevato da trattenere come esplicitato nei disegni di progetto e riportato per praticità in Figura 5-1. Si noti che in genere il piano di appoggio più basso è dimensionate per accogliere queste lunghezze.

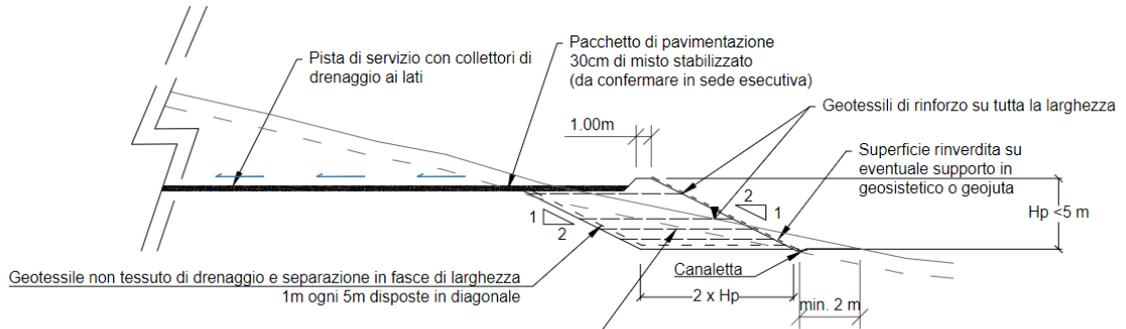
Oltre che irrobustire la zona di appoggio, questi accorgimenti intendono rendere la parte esterna del rilevato più permeabile, in modo da controllare le condizioni piezometriche nel terreno naturale, abbassando la linea di saturazione e aumentandone la resistenza.

La parte interna del rilevato potrà essere realizzata con materiale tout-venant sabbioso-arenaceo, proveniente dagli scavi. Nel caso si renda necessario l'impiego anche di materiale di scavo argilloso, questo dovrà forzatamente essere a basso contenuto d'acqua e dovrà essere steso e compattato infraponendo strati di geotessile non tessuto, per il controllo delle condizioni piezometriche e per una eventuale rapida dissipazione di sovrappressioni.

Sulle superfici di scavo, tra rilevato e terreno naturale andrà interposto del geotessile non tessuto con funzione di drenaggio e controllo delle condizioni piezometriche. Al fine di preservare la resistenza lungo il contatto il geotessile andrà disposto in fasce incrociate di larghezza 2 m, e interasse 5-8 m. Le fasce recapiteranno a collettori di drenaggio in posizioni selezionate che a loro volta faranno confluire le acque alla rete di drenaggio e restituzione esterna.



SEZIONE TIPO RILEVATO RINFORZATO "B"



Rinforzi in geotessile non tessuto in polipropilene (PP) e fibra continua agugliato eventualmente anisotropo di resistenza nominale > 40KN/m e massa areica non minore di 500 g/m<sup>2</sup> Lunghezza<sub>min</sub>=2Hp  
 Hp < 5 m = n. 3 rinforzi alla base (Sezione TIPO "B")  
 Hp > 5 m = rinforzi a 0.30 m sotto i primi 5 m, con minimo 3 rinforzi alla base (Sezione TIPO "A")

**Figura 5-1: Impianto Eolico Caltavuturo I. Tipologico delle sezioni in rilevato (stralcio dell'elaborato GRE.EEC.D.99.IT.W.09458.12.004.00) Tipo A, con altezza complessiva del rilevato uguale o superiore a 5 m; Tipo B, con altezza del rilevato inferiore a 5 m**

## 5.2. VERIFICHE CONDOTTE

La soluzione proposta è stata verificata con riferimento alla situazione più gravosa, ossia con altezza del rilevato 10 m e fondazione in argilla. Questa situazione si manifesta in particolare nella piazzola CVT 1-03 (tra le sezioni 06 e 07) e in parte CVT 1-02. Per le altre piazzole, le condizioni sono meno gravose in quanto il rilevato è meno alto o, in almeno 1 caso, è stata osservata la bancata arenacea correre sul il piano di appoggio o poco sotto.

Sono state condotte

- Verifiche di stabilità della scarpata e del complesso scarpata-fondazione
- Stima degli assestamenti.

Le verifiche di stabilità sono state condotte in base all'equilibrio limite, con il programma SlopeW di Geoslope, utilizzando il metodo di Janbu e Janbu completo. Al contrario di quanto visto in precedenza, non è stato necessario includere le forze di espansione orizzontale dell'ammasso in quanto il carico totale in questo caso aumenta e quindi le pressioni efficaci si mantengono con un leggero aumento.

## 5.3. VERIFICHE DI STABILITÀ DELLA SEZIONE TIPO IN CORRISPONDENZA DELLA PIAZZOLA CVT 1 - 03

### 5.3.1. GEOMETRIA E MATERIALI

La sezione analizzata è la più impegnativa per altezze di scavo e perché il profilo è più sfavorevole. La geometria di verifica è illustrata in Figura 5-2 con le caratteristiche dei materiali riassunte, per i vari casi, in Tabella 5-1. Si rimanda all'elaborato *GRE.EEC.D.99.IT.W.09458.12.004.00 - Tipico sezione stradali con particolari costruttivi* contenente il tipologico di sezioni e *GRE.EEC.D.99.IT.W. 09458.12.009.03 - Sezione longitudinale e trasversale piazzola* per maggiori informazioni in merito alle caratteristiche dimensionali.

La falda è stata posta nelle verifiche in termini efficaci qualche metro sotto la superficie, anche se questo presumibilmente corrisponde a una situazione stagionale e non permanente.

### 5.3.2. CONDIZIONI DI CARICO

Per le condizioni di carico in condizioni statiche è stato assunto il solo peso proprio del pendio, nella combinazione base, e il peso proprio più un sovraccarico distribuito di 20 kPa, nella combinazione non frequente.

E' stata considerata la condizione con sisma, applicando un coefficiente sismico pari a  $k_h = 0.087$ . Il calcolo è stato fatto sia in condizioni non drenate, che più si avvicinano al reale comportamento, che in condizioni drenate, meno vicino alla realtà, ma comunque assumibile come un limite inferiore di riferimento.

### 5.3.3. RISULTATI

I risultati sono riassunti in termini di fattore di sicurezza nella seguente tabella, con riferimento a Figura 5-3 e Figura 5-4.

I valori ottenuti nel caso statico sono soddisfacenti, considerata la predominanza del pendio originario sul comportamento globale. La presenza dei geosintetici di rinforzo permette di assorbire gli sforzi di taglio altrimenti concentrati sul piano di fondazione evitando rotture locali. Senza rinforzi il fattore di sicurezza di abbasserebbe in modo eccessivo.

I valori ottenuti nel caso con sisma sono anch'essi soddisfacenti. Si noti che il fattore di sicurezza reale si colloca tra i due determinati, in quanto il carico statico mobilita la resistenza drenata, mentre quello sismico agisce su quella non drenata.

Tuttavia, anche in condizioni drenate (ossia al limite inferiore dei casi possibili) il coefficiente di sicurezza risulta superiore a  $F_s = 1.1$ , il che indica che il sisma di progetto non produce

deformazioni significative sul pendio. Si assume in generale che in tali condizioni non è necessario passare a analisi più approfondite e basate sulla risposta dinamica del sistema rilevato-pendio.

Caso	Combinazione	Fs Condizioni drenate	Fs Condizioni non drenate
Statico	base	1.481	
	Sovraccarico 20 kPa	1.395	
Sisma	base	1.149	1.546

#### 5.4. ASSESTAMENTI DELLA SEZIONE TIPO IN CORRISPONDENZA DELLA PIAZZOLA CVT 1 - 03

Dalla sezione tipo si osserva che la scarpata del rilevato sale con pendenza 2H:1V, mentre il pendio naturale ha pendenza circa 4H:1V. La sola parte di rilevato che eccede il pendio andrà a produrre un aumento di carico effettivamente percepito dalla fondazione e la fondazione si potrà assumere come parzialmente compensata. Nel punto di carico massimo, ossia al limite della scarpata del rilevato, il rilevato è alto 10 m, mentre il pendio naturale passava a circa 5.5 m (tenuto conto che il piede scarpata è almeno 2 m all'interno del pendio originario  $h_i = 22/4 = 5.5$ , mentre il rilevato è  $h_r = 20/2 = 10$ ).

L'altezza netta di rilevato è pari a 4.5 m, che corrispondono a circa 90 kPa.

Dai risultati disponibili della campagna di indagini del 2005, si rileva che, nei profili prevalentemente argillosi, lo spessore dei materiali nel campo di plasticità che danno valori NSPT < 15, è limitato a circa 10 m. Di questi, i primi 5.5 m verranno rimossi con gli scavi, e solo i rimanenti 4.5 potrebbero essere interessati da assestamenti.

Abbiamo notato che le condizioni della pendice sono tali da poter presupporre un carico di preconsolidazione dovuto a carico geostatico in profondità e carico più desaturazione in superficie che potrebbe essere posto tra 150 e 200 kPa.

Assumendo un punto a metà dello strato potenzialmente deformabile (2.5 m sotto al piano di appoggio del rilevato), la pressione verticale efficace iniziale in assenza di falda è pari a  $sv'_i = (5.5+2.5)*19 = 152$  kPa, mentre con il rilevato si giunge a  $sv'_r = 152 + 90 = 242$  kPa. In tale intervallo si può pensare che il materiale si comporti ancora come sovraconsolidato e si deformi secondo un coefficiente di compressione relativamente basso, pari al modulo di recompressione  $C_{cr} = 0.04$  (Stimato come discusso in precedenza).

In tali condizioni e assumendo un indice dei vuoti iniziale pari a  $e_o = 0.65$ , si ottiene un assestamento massimo pari a:

$$d_{max} = 4500 * 0.04 * \log(242/152) / 1.65 = 22 \text{ mm.}$$

Tali valori sono trascurabili, nella realizzazione di un rilevato di queste dimensioni e non hanno conseguenze significative. In ogni caso, ove i pali di fondazione dovessero attraversare spessori significativi di rilevato, nel loro dimensionamento si dovrà tenere conto dell'assestamento che si produce sotto la loro quota di testa. Si ritiene pertanto soddisfatta anche la verifica a deformazione.

#### 5.5. POSSIBILI AFFINAMENTI IN FASE ESECUTIVA

Anche in questo caso è importante acquisire dei dati più accurati sul profilo delle piazzole e sulle caratteristiche dei materiali con la campagna integrativa da eseguire in fase esecutiva.

Con tali risultati sarà possibile eventualmente ampliare l'uso di materiali argillosi, recuperati dagli scavi.

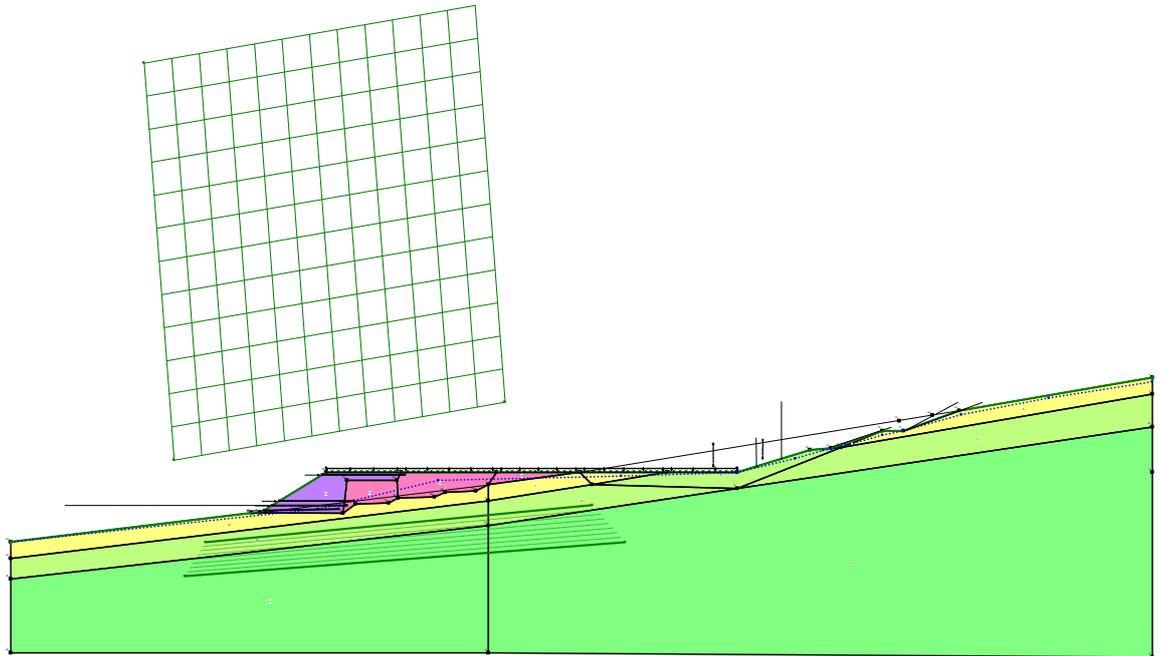
**Tabella 5-1 - Verifiche di Stabilità dei rilevati. Proprietà dei materiali per le diverse analisi**

Verifiche drenate

Parametro	Materiali				
	weathered clay	Clay	Deep Clay	Granular embankment	Toutvenant
Model:	Mohr-Coulomb	Mohr-Coulomb	Mohr-Coulomb	Mohr-Coulomb	Mohr-Coulomb
Unit Weight:	19 kN/m <sup>3</sup>				
Cohesion':	10 kPa	15 kPa	20 kPa	0 kPa	0 kPa
Phi':	22 °	24 °	25 °	36 °	33 °
Phi-B:	0 °	0 °	0 °	0 °	0 °
Pore Water Pressure	Pore Water Pressure	Pore Water Pressure	Pore Water Pressure	Pore Water Pressure	Pore Water Pressure
Piezometric Line:	Line 1				
Include Ru in PWP: No	No	No	No	No	No

Verifiche non drenate

Parametro	Materiali				
	weathered clay	Clay	Deep Clay	Granular embankment	Toutvenant
Model:	Mohr-Coulomb	Mohr-Coulomb	Mohr-Coulomb	Mohr-Coulomb	Mohr-Coulomb
Unit Weight:	19 kN/m <sup>3</sup>				
Undrained Cohesion	60 kPa	100 kPa	250 kPa		
Cohesion':				0 kPa	0 kPa
Phi':				36 °	33 °
Phi-B:	0 °	0 °	0 °	0 °	0 °
Pore Water Pressure	Pore Water Pressure	Pore Water Pressure	Pore Water Pressure	Pore Water Pressure	Pore Water Pressure
Piezometric Line:	Line 1				
Include Ru in PWP: No	No	No	No	No	No



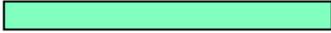
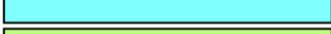
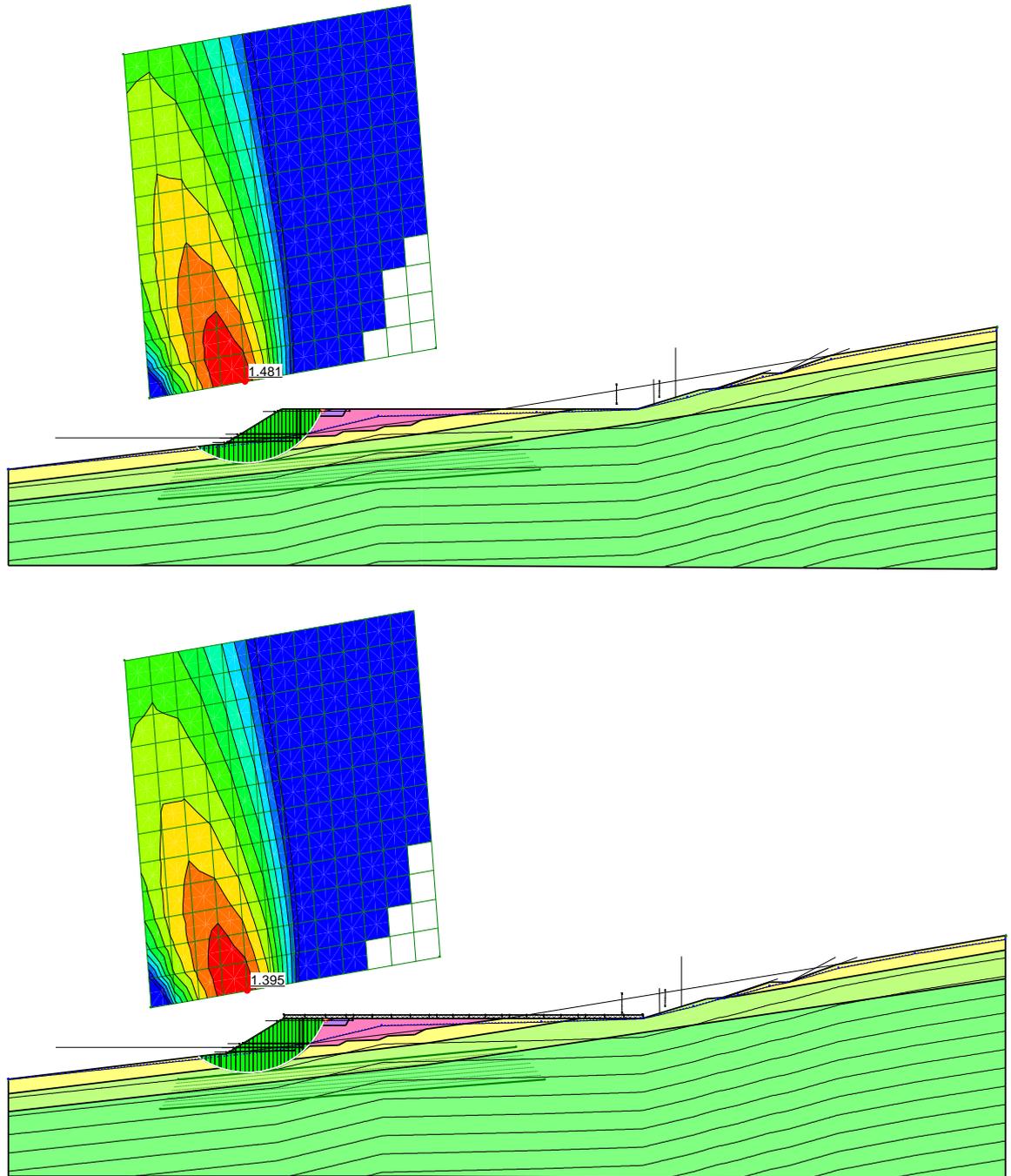
Materials	
Name	Color
Weathered Clay Undrained	
weathered clay	
Deep Clay Undrained	
Deep Clay	
Clay Undrained	
Clay	
Backfill Toutvenant	
Backfill Granular	

Figura 5-2 - Verifiche di Stabilità dei rilevati. Geometria di analisi e distribuzione dei materiali



**Figura 5-3 - Verifiche di Stabilità dei rilevati. Risultati delle verifiche statiche in condizioni drenate, senza sovraccarico (sopra) e con sovraccarico distribuito di 20 kPa (sotto). Immagine del caso critico**

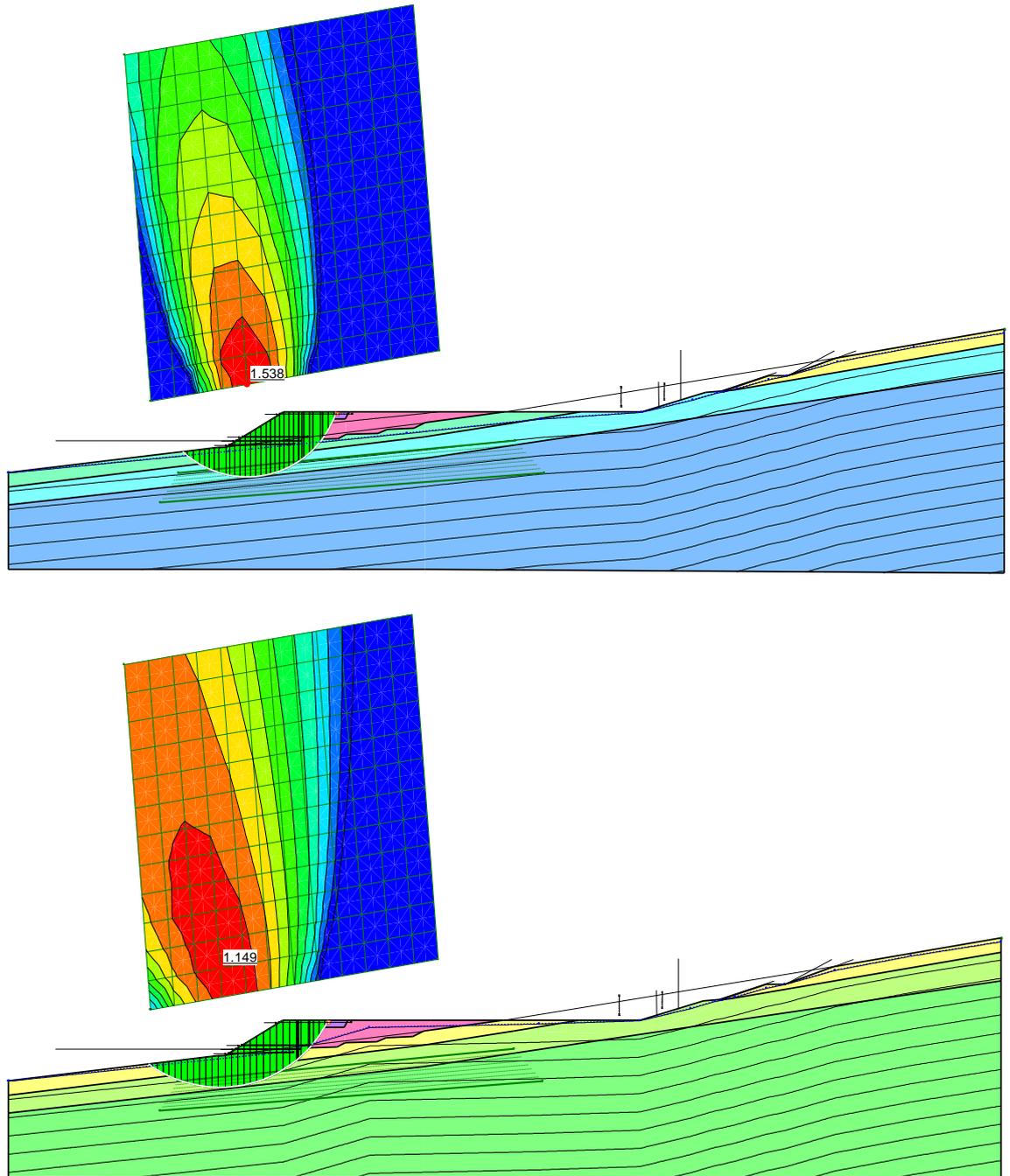


Figura 5-4 - Verifiche di Stabilità dei rilevati. Risultati delle verifiche con sisma (analisi pseudo statiche) in condizioni non drenate (sopra) e drenate (sotto). Immagine del caso critico