



Regione Autonoma Valle d'Aosta  
**Comune di Saint-Denis**  
Région Autonome Vallée d'Aoste  
**Commune de Saint-Denis**

## Studio VUILLERMOZ Rete di Geologi

Roby Vuillermoz Geologo - Alessandro Zoja Geologo iunior - Manuel Bertholin Geologo  
rue Charrey, 6 – 11100 AOSTA (AO) Tel 016541854 - e-mail: [studio@vuillermoz.it](mailto:studio@vuillermoz.it)

Geol. Roby Vuillermoz +39 3358079496 - Geol. iunior Alessandro Zoja +39 3470865279 - Geol. Manuel Bertholin +39 3485516132

# Coltivazione cava di marmo verde in località Blavesse **PROGETTO DI NUOVA AUTORIZZAZIONE**

Committente:



Commessa:

**23241RG**

Emissione:

giugno 2024

Versione:

1

## **PROGETTO MUNICIPALE**

- **RELAZIONE GEOLOGICA**
- **MODELLAZIONE SISMICA**
- **STUDIO DI COMPATIBILITÀ**



# SOMMARIO

<b>1. GENERALITÀ.....</b>	<b>5</b>
1.1 DOCUMENTAZIONE CONSULTATA.....	5
<b>2. INQUADRAMENTO GEOGRAFICO .....</b>	<b>6</b>
<b>3. DESCRIZIONE DELLE OPERE .....</b>	<b>8</b>
<b>4. DOCUMENTAZIONE FOTOGRAFICA .....</b>	<b>14</b>
<b>5. CARATTERIZZAZIONE E MODELLAZIONE GEOLOGICA DEL SITO .....</b>	<b>16</b>
5.1 CARATTERIZZAZIONE LITOLOGICA .....	16
5.2 CARATTERIZZAZIONE STRATIGRAFICA.....	17
5.3 CARATTERIZZAZIONE STRUTTURALE .....	20
5.4 CARATTERIZZAZIONE IDROGEOLOGICA .....	20
5.5 CARATTERIZZAZIONE GEOMORFOLOGICA .....	21
5.6 PERICOLOSITÀ GEOLOGICA.....	27
5.6.1 <i>Catasto Dissesti Regionale SCT</i> .....	27
5.6.2 <i>Piano Assetto Idrogeologico</i> .....	30
5.7 DATI PSINSAR™ .....	31
<b>6. ASSETTO GEOSTRUTTURALE .....</b>	<b>34</b>
6.1 CARATTERIZZAZIONE GEOMECCANICA DELL'AMMASSO ROCCIOSO .....	34
6.2 IL CRITERIO DI ROTTURA DI HOEK & BROWN (2002) .....	34
6.3 GEOLOGICAL STRENGHT INDEX .....	37
6.4 PARAMETRI GEOMECCANICI UTILIZZATI PER LE ANALISI DI STABILITÀ DEI FRONTI .....	37
6.5 VERIFICHE CINEMATICHE .....	39
6.5.1 <i>Pendii analizzati</i> .....	39
6.5.2 <i>Cenni teorici</i> .....	40
6.5.3 <i>Scivolamento/scorrimento planare</i> .....	44
6.5.4 <i>Scivolamento/scorrimento di cunei</i> .....	45
6.5.5 <i>Ribaltamento</i> .....	45
6.6 RISULTATI DEL TEST.....	47
6.6.1 <i>Fronte 1</i> .....	47
6.6.2 <i>Fronte 2</i> .....	48
6.6.3 <i>Fronte 3</i> .....	50
6.7 SINTESI DEI RISULTATI .....	51
<b>7. AMBITI INEDIFICABILI E VINCOLI TERRITORIALI .....</b>	<b>52</b>
<b>8. MODELLAZIONE SISMICA .....</b>	<b>56</b>
8.1 PREMESSE .....	56
8.2 DEFINIZIONE DEL TERREMOTO DI PROGETTO.....	58
8.3 VITA NOMINALE, CLASSI D'USO E PERIODO DI RIFERIMENTO .....	60
8.4 DEFINIZIONE DELLE FORME SPETTRALI .....	61
8.4.1 <i>Fase di coltivazione</i> .....	62
8.4.2 <i>Fase di recupero ambientale</i> .....	64
8.5 ANALISI DELLA RISPOSTA SISMICA LOCALE.....	65
8.5.1 <i>Coefficiente di amplificazione stratigrafica Ss</i> .....	67
8.5.2 <i>Coefficiente di amplificazione topografica St</i> .....	67
8.6 PERICOLOSITÀ SISMICA DEL SITO .....	68
8.6.1 <i>Stabilità alla liquefazione</i> .....	69
<b>9. INDAGINI, CARATTERIZZAZIONE E MODELLAZIONE GEOTECNICA .....</b>	<b>71</b>
<b>10. VERIFICHE DI STABILITÀ CON IL SOFTWARE SLIDE ROCSCIENCES INC.....</b>	<b>74</b>
10.1 FRONTI DI SCAVO E RILEVATI .....	74
10.2 SIMULAZIONI ESEGUITE.....	74
10.3 VALORI CARATTERISTICI .....	77

10.4	VERIFICHE .....	79
10.5	AZIONI SISMICHE .....	80
10.5.1	<i>Azioni sismiche in fase di coltivazione</i> .....	82
10.5.2	<i>Azioni sismiche in fase di recupero ambientale</i> .....	84
10.6	BACK-ANALYSIS .....	84
10.6.1	<i>Sezione 2 ba – back analysis – Metodo: Bishop semplificato</i> .....	87
10.6.2	<i>Valori di back analysis</i> .....	89
10.7	SITUAZIONE DI PROGETTO .....	89
10.8	VERIFICHE DI STABILITÀ IN FASE DI COLTIVAZIONE .....	90
10.8.1	<i>Impostazione del modello – fase di coltivazione</i> .....	91
10.8.2	<i>Valori di riferimento del modello geologico considerato – fase di coltivazione</i> .....	92
10.8.3	<i>Sezione 2 – fase di coltivazione – condizioni statiche</i> .....	98
10.8.4	<i>Sezione 2 sx-dx – fase di coltivazione – condizioni statiche</i> .....	100
10.8.5	<i>Sezione 7 – fase di coltivazione – condizioni statiche</i> .....	102
10.8.6	<i>Sezione 7 sx-dx – fase di coltivazione – condizioni statiche</i> .....	104
10.8.7	<i>Sezione 2 – fase di coltivazione – superfici di rottura secondo S – condizioni statiche</i> 106	
10.8.8	<i>Sezione 7 – fase di coltivazione – superfici di rottura secondo K2 – condizioni statiche</i> 108	
10.8.9	<i>Sezione 7 – fase di coltivazione – superfici di rottura secondo K6 – condizioni statiche</i> 110	
10.8.10	<i>Sezione 2 – fase di coltivazione – condizioni sismiche</i> .....	112
10.8.11	<i>Sezione 2 sx-dx – fase di coltivazione – condizioni sismiche</i> .....	114
10.8.12	<i>Sezione 7 – fase di coltivazione – condizioni sismiche</i> .....	116
10.8.13	<i>Sezione 2 – fase di coltivazione – superfici di rottura secondo S – condizioni sismiche</i> 118	
10.8.14	<i>Sezione 7 – fase di coltivazione – superfici di rottura secondo K2 – condizioni sismiche</i> 120	
10.8.15	<i>Sezione 7 – fase di coltivazione – superfici di rottura secondo K6 – condizioni sismiche</i> 122	
10.9	VERIFICHE DI STABILITÀ IN FASE DI RECUPERO AMBIENTALE .....	124
10.9.1	<i>Impostazione del modello – recupero ambientale</i> .....	125
10.9.2	<i>Valori di riferimento del modello geologico considerato – recupero ambientale</i> .....	125
10.9.3	<i>Sezione 7 – recupero ambientale – condizioni statiche</i> .....	129
10.9.4	<i>Sezione 7 – recupero ambientale – condizioni sismiche</i> .....	131
10.10	RISULTATI DELLE VERIFICHE .....	133
<b>11.</b>	<b>ANALISI PEDOLOGICA .....</b>	<b>133</b>
<b>12.</b>	<b>SPECIFICO STUDIO SULLA COMPATIBILITÀ DELL'INTERVENTO CON LO STATO DI DISSESTO ESISTENTE E SULL'ADEGUATEZZA DELLE CONDIZIONI DI SICUREZZA IN ATTO E DI QUELLE CONSEGUIBILI CON LE OPERE DI MITIGAZIONE DEL RISCHIO NECESSARIE .....</b>	<b>134</b>
<b>13.</b>	<b>COERENZA CON IL PTA .....</b>	<b>135</b>
13.1	ARTICOLO 19 .....	135
13.2	ARTICOLO 42 .....	135
13.3	ARTICOLO 43 .....	136
<b>14.</b>	<b>COERENZA CON L'ART 41 L.R. 11/98 E RD 523 1904 .....</b>	<b>136</b>
<b>15.</b>	<b>CONFORMITÀ CON IL VINCOLO IDROGEOLOGICO .....</b>	<b>136</b>
<b>16.</b>	<b>CONCLUSIONI .....</b>	<b>138</b>
<b>17.</b>	<b>ALLEGATI .....</b>	<b>139</b>

# 1. GENERALITÀ

Su incarico dei committenti è stata eseguita un'indagine geologico-tecnica riguardante il progetto per il rinnovo dell'autorizzazione della cava di marmo verde sita in località Blavesse, nel comune di Saint-Denis.

Al fine di raggiungere la piena conoscenza dell'area oggetto dell'opera, si è proceduto all'esecuzione di una campagna di rilievi, all'analisi delle fotografie aeree disponibili ed allo studio della letteratura esistente circa il sito in questione.

Il contenuto della presente è conforme a:

- D.M. 11.03.88 – *"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 sulle terre e delle opere di fondazione"*;
- D.M. 17.01.18 – Aggiornamento delle *"Norme tecniche per le costruzioni"*;
- CIRCOLARE n. 7 del 21 gennaio 2019 del C.S.LL.PP con oggetto: *Istruzioni per l'applicazione dell'aggiornamento delle "Norme tecniche per le costruzioni" di cui al decreto ministeriale 17 gennaio 2018*;
- Legge regionale 6 aprile 1998, n. 11 e s.m.i. – *Normativa urbanistica e di pianificazione territoriale della Valle d'Aosta*;
- Deliberazione della Giunta regionale n. 2939 del 10 ottobre 2008 – *Approvazione delle nuove disposizioni attuative della legge regionale 6 aprile 1998 n. 11 previste agli artt. 35, 36 e 37 in sostituzione dei capitoli I, II e III dell'allegato a alla deliberazione della giunta regionale 15 febbraio 1999, n. 422 e revoca della deliberazione della giunta regionale n. 1968/2008 – e s.m.i.*;
- Legge regionale 31 luglio 2012, n. 23 e s.m.i. – *Disciplina delle attività di vigilanza su opere e costruzioni in zone sismiche*;
- Decreto Legislativo 03/04/2006 n°152 *"Norme in materia ambientale"*.

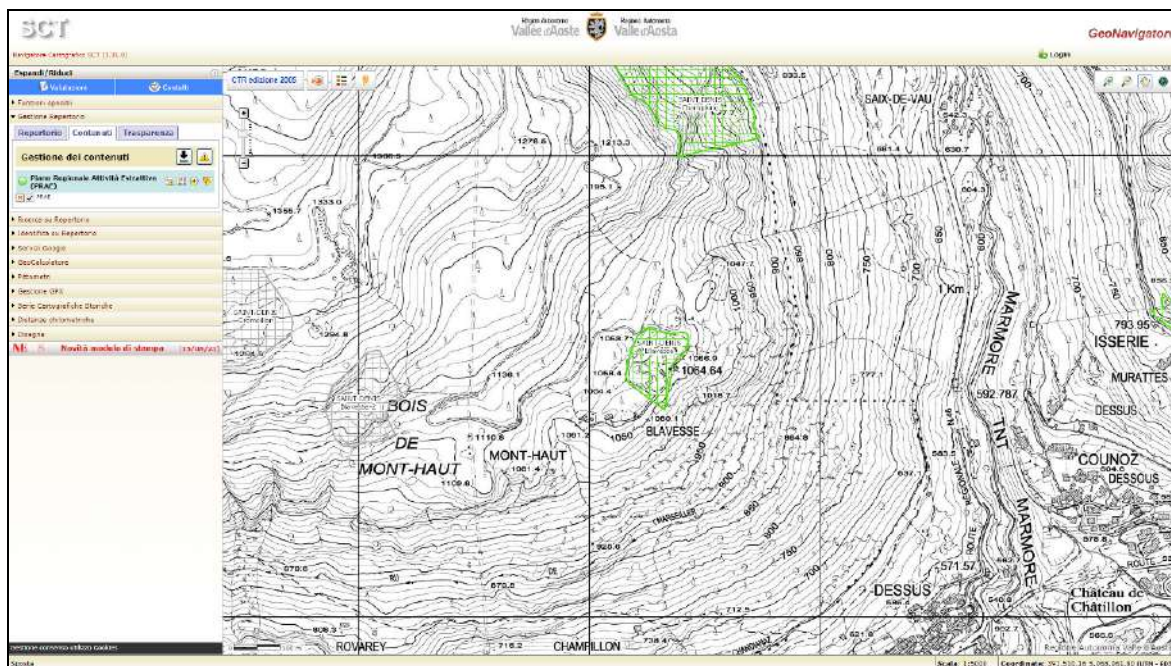
## 1.1 DOCUMENTAZIONE CONSULTATA

- *Carta geologica d'Italia alla scala 1:50.000 – foglio 91 (Chatillon): carta e note illustrative - G.V. Dal Piaz, F. Gianotti, B. Monopoli, G. Pennacchioni, P. Tartarotti, A. Schiavo (2010)*;
- *"Carta dei Suoli della Valle d'Aosta", Note illustrative, Interreg Alpine Space – Link4Soils - RAVDA, ottobre 2019*;
- *Atti del convegno nazionale Geologia urbana di Aosta – Aosta, 28 ottobre 2016*;

## 2. INQUADRAMENTO GEOGRAFICO

Il settore, individuato sulla planimetria catastale del comune di Saint-Denis, è situato in località “Blavesse” lungo il versante orografico sinistro della valle principale, ad una quota di riferimento del piano campagna pari a circa 1.060 m s.l.m..

L’accesso all’area estrattiva è possibile dal lato nord ovest tramite la strada poderale che si diparte dalla S.R. n° 11 per il Col de Saint Pantaléon presso la località Plan.



**Corografia su base C.T.R. – GeoNavigator – sito web RAVA**



**Corografia su base C.T.R. – GeoNavigator – sito web RAVA**



**Situazione a dicembre 2023**

### 3. DESCRIZIONE DELLE OPERE

In base al progetto a firma dell'Ing. Fabio Croatto, si intende richiedere la nuova autorizzazione per la cava di marmo, sita in località Blavesse nel Comune di Saint Denis.

Nello specifico:

*“La coltivazione della cava si è sviluppata secondo una geometria a “fossa”; infatti, le fasi di coltivazione hanno interessato sia i fronti verticali che i piazzali in profondità.*

*Premesso che l'avanzamento della coltivazione è fortemente legato alle caratteristiche dell'ammasso roccioso (qualità, colore, omogeneità, e soprattutto fratturazione) e che quindi le quote e la posizione planimetrica dei tagli previsti in progetto hanno valore indicativo per illustrare l'impostazione generale delle fasi di avanzamento della cava, ma ferme restando le norme di polizia mineraria ( nel rispetto dei limiti di coltivazione della cava e delle norme di sicurezza), potranno subire delle modeste variazioni nell'ambito del rispetto dell'impostazione generale sia della coltivazione che delle fasi di recupero ambientale.*

*Dove la morfologia della roccia lo consentirà si tenderà a mantenere una geometria “modulare” delle bancate di estrazione ottimizzando l'estrazione di blocchi da telaio di dimensioni commerciali.*

*Le bancate presenteranno indicativamente le seguenti dimensioni:*

- Altezza multipla di 3,00 m
- Larghezza pedata 3,00 m
- Estensione variabile ( ove possibile multipla della dimensione del telaio)

*Il taglio delle bancate si svolge con la tecnica del filo diamantato.*

*Parte degli scarti di sbancamento e coltivazione potranno trovare adeguata sistemazione entro i “vuoti” residui degli scavi, senza interessare le aree esterne allo scavo.*

*La coltivazione NON SUBIRÀ VARIAZIONI RISPETTO A QUANTO INDICATO ED AUTORIZZATO NEL PROGETTO REDATTO NELL'ANNO 2016 e più precisamente:*

- Area denominata “A”
  - o Avanzamento da Ovest sui fronti attuali fino raggiungere quota 1.042 m s.l.m.
  - o Preparazione e pulizia della retrostante parete rocciosa
  - o Avanzamento dei fronti
- Area denominata “B”
  - o Avanzamento fino a quota 1.048 m s.l.m. come previsto da progetto autorizzato con delibera n° 555 del 24/02/1997
  - o Abbassamento di tutta l'area denominata “B” fino a quota 1.042 m s.l.m..

*L'attività estrattiva proseguirà la coltivazione seguendo una configurazione di cava di monte a sviluppo in area a geometria aperta.*

*Le fasi di coltivazione proseguiranno l'avanzamento dall'alto verso il basso mediante tagli successivi con l'utilizzo di macchina a filo diamantato; la progressione dell'estrazione del materiale si svilupperà lungo le tre dimensioni dello spazio fino al raggiungimento del piazzale basso del giacimento e seguiranno il seguente schema di avanzamento:*

*FASE 1 Preparazione dell'area di cava*

*La preparazione dell'area di cava prevede le seguenti operazioni: pulizia e adeguamento area, adeguamento dell'area di cava, predisposizione cartellonistica, preparazione del fronte di coltivazione, predisposizione dell'area per il deposito materiali di risulta, realizzazione delle opere idrauliche per*



regimazione delle acque. (a seguito di sospensioni nelle lavorazioni, forti e prolungate precipitazioni durata prevista mesi 1)

**FASE 2 Disgaggio falesie rocciose**

Questa fase comprende tutte le attività di disgaggio previste nella relazione geologica. (a seguito di sospensioni nelle lavorazioni, forti e prolungate precipitazioni durata prevista mesi 1)

**FASE 3 Avanzamento coltivazione da Ovest sui fronti fino a raggiungere quota 1.042 "Area A"**

L'avanzamento della fase di estrazione prevede lo sbasso fino a quota 1.042 (durata prevista 4 anni e mesi 6)

**FASE 4 Avanzamento fino a quota 1.048 come autorizzato nella D.G.R. n 555 "Area B"**

Abbassamento di tutta l'area denominata "Area B". (durata prevista anni 3 e mesi 6)

**FASE 5 Recupero ambientale**

Le operazioni di recupero ambientale prevedono il rimodellamento del terreno con interrimento dell'area adibita a piazzale realizzata durante le fasi di estrazione come indicato nella relazione geologica, creando le condizioni per un buon governo delle acque meteoriche. Per questa fase si deve fare riferimento alla relazione pedologica. (durata prevista mesi 10)

**DIAGRAMMA di GANTT**

FASI LAVORATIVE	MESI LAVORATIVI	SVILUPPO FASI
	108	
1 Preparazione Area di cava	1	
2 Disgaggio falesie rocciose	1	
3 Avanzamento coltivazione da Ovest sui fronti fino a quota 1.042 "Area A"	54	
4 Avanzamento fino a quota 1.048 "Area B"	42	
Sommano	97	
Recupero ambientale	10	
Smobilizzo strutture area di cava	1	
Totale	108	

L'acqua necessaria per il corretto funzionamento della macchina a filo diamantato è ottenuta dal disgelo e dallo scioglimento della neve in primavera e principalmente dal recupero di quella piovana e di ruscellamento superficiale.

Per garantire il recupero ed il riutilizzo a ciclo chiuso delle acque meteoriche, è stato realizzato in cava un sistema di cisterne di accumulo. La collocazione delle vasche di decantazione per la chiarificazione e accumulo (Vasca di accumulo 16,00 m3) in maniera tale da garantire l'approvvigionamento per gravità alle aree di taglio.

Inoltre, si trova in loco una cisterna di accumulo della capacità complessiva pari 10,00 m3 che in periodi, di eccessiva siccità e/o di carenza prolungata di precipitazioni, attraverso tale fonte di approvvigionamento garantisce l'alimentazione delle vasche di accumulo.

In cava l'acqua viene utilizzata principalmente durante l'uso della macchina tagliatrice a filo diamantato, tali consumi costituiscono necessariamente un'aliquota parziale dell'acqua effettivamente utilizzata in cava, la quale non risulta

quantificabile tramite la semplice installazione di contatori, dato il recupero a ciclo chiuso delle acque di lavorazione e delle acque piovane e di ruscellamento superficiale.

È stata tuttavia effettuata una stima del consumo di acqua a partire del fabbisogno idrico necessario per il raffreddamento dei tagli di marmo mediante tagliatrice a filo diamantato utilizzata:

l'azione del taglio delle macchine a filo diamantato avviene in presenza di sola acqua e il taglio prodotto dalla macchina ha una larghezza di circa 10 mm; tenuto conto che la resa media nel taglio è di circa 6 mq/h si ha un consumo di acqua pari a: 20 lt/min = 1,2 mc/h.

Considerando che mediamente nell'arco di una giornata lavorativa di 8h il tempo di funzionamento può essere stimato in 3h, tenuto conto dei tempi di posizionamento e spostamento, si stima che per la tagliatrice a filo diamantato nel corso di una giornata si produce una quantità di acqua pari a circa 5,00 m<sup>3</sup> (21,00 l/min).

$$20 \text{ l/min} \times 60 = 1.200 \text{ l/h} \quad 1.200 \text{ l/h} \times 3 \text{ h} = 3.600 \text{ l/gg} \quad 3,30 \text{ m}^3/\text{gg}$$

Pertanto, il consumo di acqua di taglio giornaliero e annuale si può riassumere nella seguente tabella:

CONSUMO IDRICO TEORICO		
Stato attuale e progetto	Consumo idrico giornaliero	Consumo idrico annuo (6 mesi attività estrattiva)
Tagliatrice a filo diamantato	3,30 m <sup>3</sup>	396 m <sup>3</sup>

CONSUMO IDRICO EFFETTIVO		
Stato attuale e progetto	Consumo idrico giornaliero	Consumo idrico annuo (6 mesi attività estrattiva)
Tagliatrice a filo diamantato	1,16 m <sup>3</sup>	138 m <sup>3</sup>

Questo consumo corrisponde alle acque utilizzate nei tagli, ma non corrisponde al consumo effettivo di acqua in quanto risorsa, poiché le acque di lavorazione vengono recuperate e riutilizzate.

Il consumo effettivo dipende dall'aliquota delle acque che non possono venire recuperate per effetto dell'evaporazione durante i tagli e dell'umidità che rimane nei materiali.

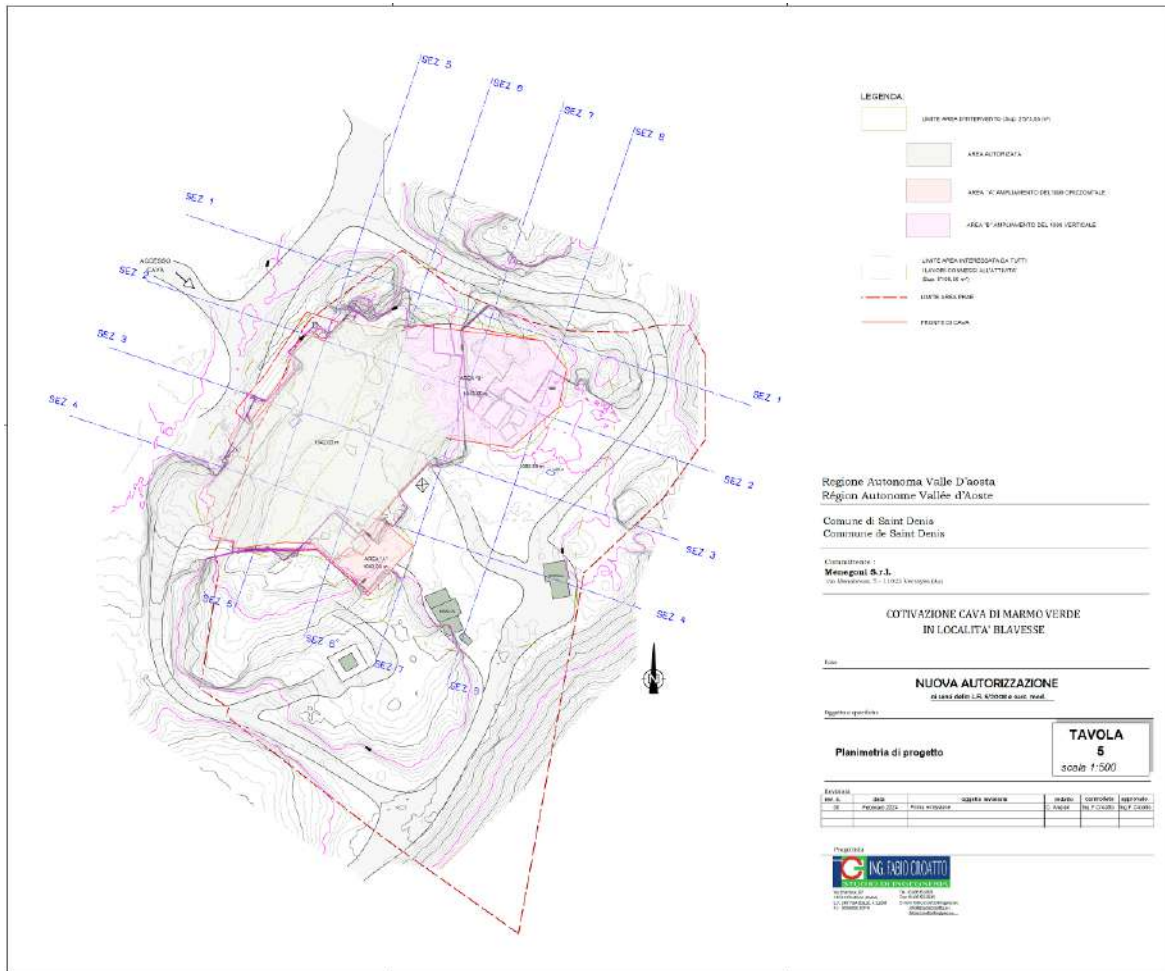
Il consumo effettivo si stima, quindi, in circa 30-40% dell'utilizzo per cui la quantità di acque da approvvigionare ammonta a circa 138 mc/annui.

#### SCARICHI IDRICI

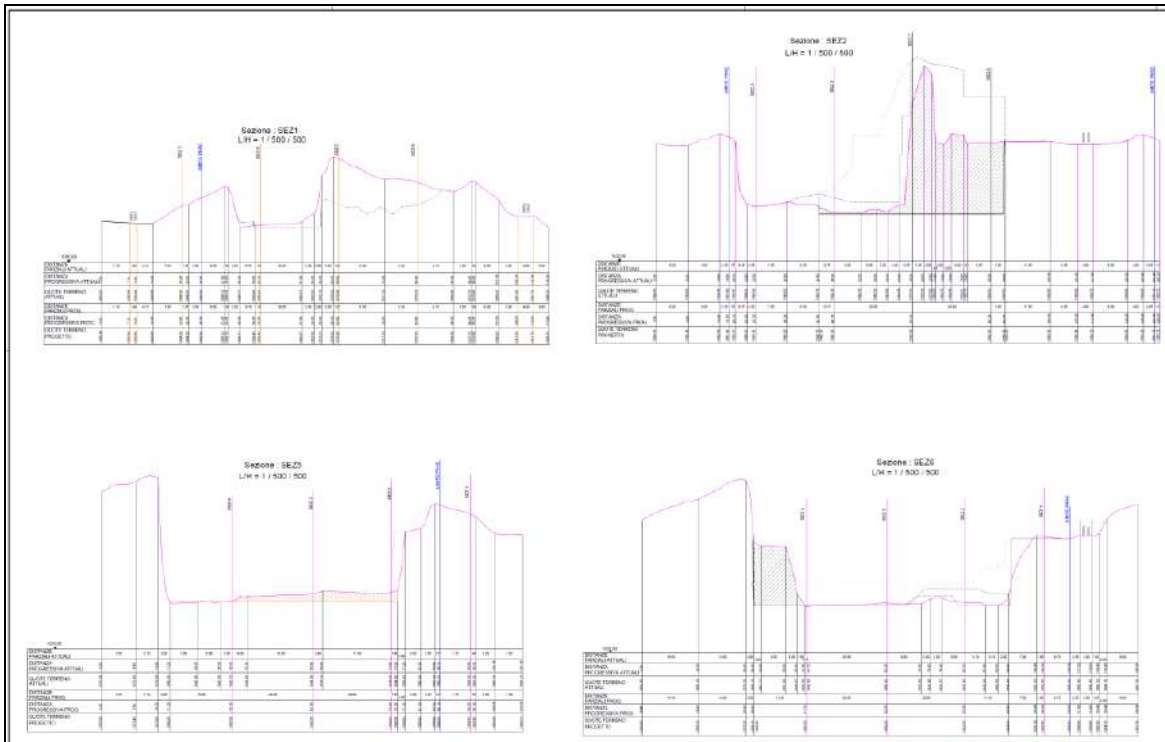
Per quanto detto al paragrafo sui consumi idrici in cava, si deduce che il ciclo delle acque di cava è sempre a bilancio matematicamente negativo in quanto durante il processo sono inevitabili le perdite di acqua (acqua contenuta nei fanghi di taglio recuperati, evaporazioni, ecc.) e quindi, al fine di reintegrare il ciclo chiuso che altrimenti sarebbe destinato ad esaurirsi, si rimpingua lo stesso dal recupero delle acque meteoriche.

Per tale motivo, necessitandosi sempre di reintegro di acqua, non è presente un punto di scarico di acque produttive..."

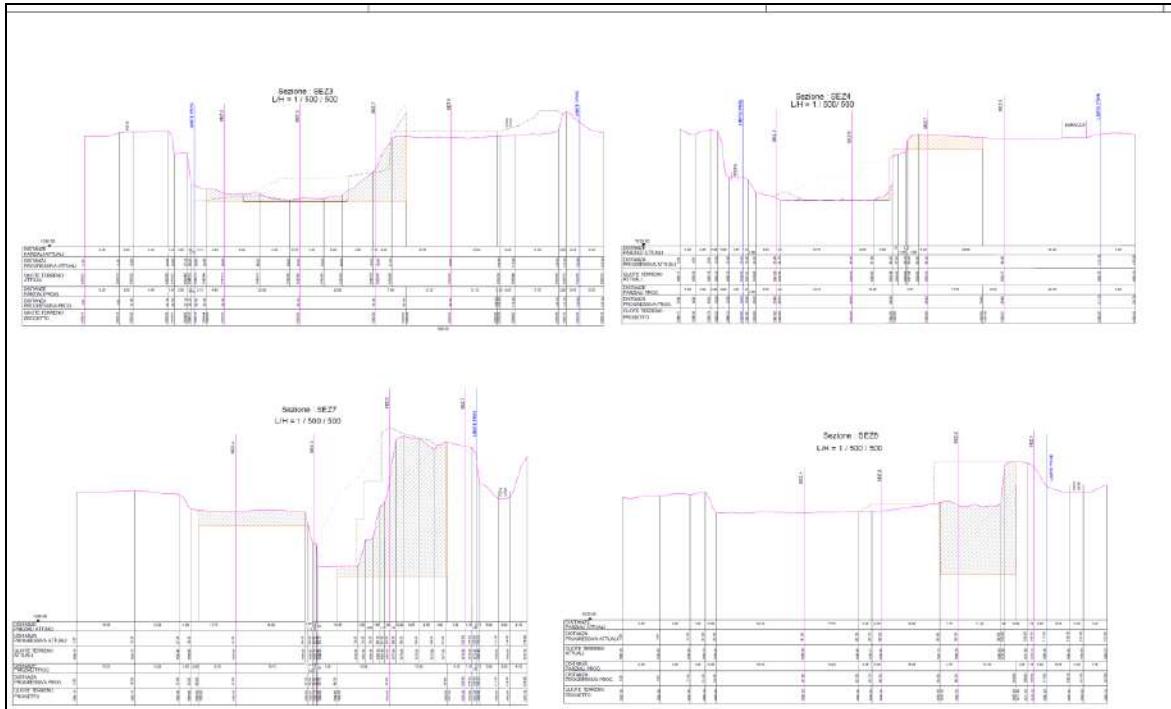
Di seguito si riportano gli stralci principali di progetto.



**Planimetria di progetto**



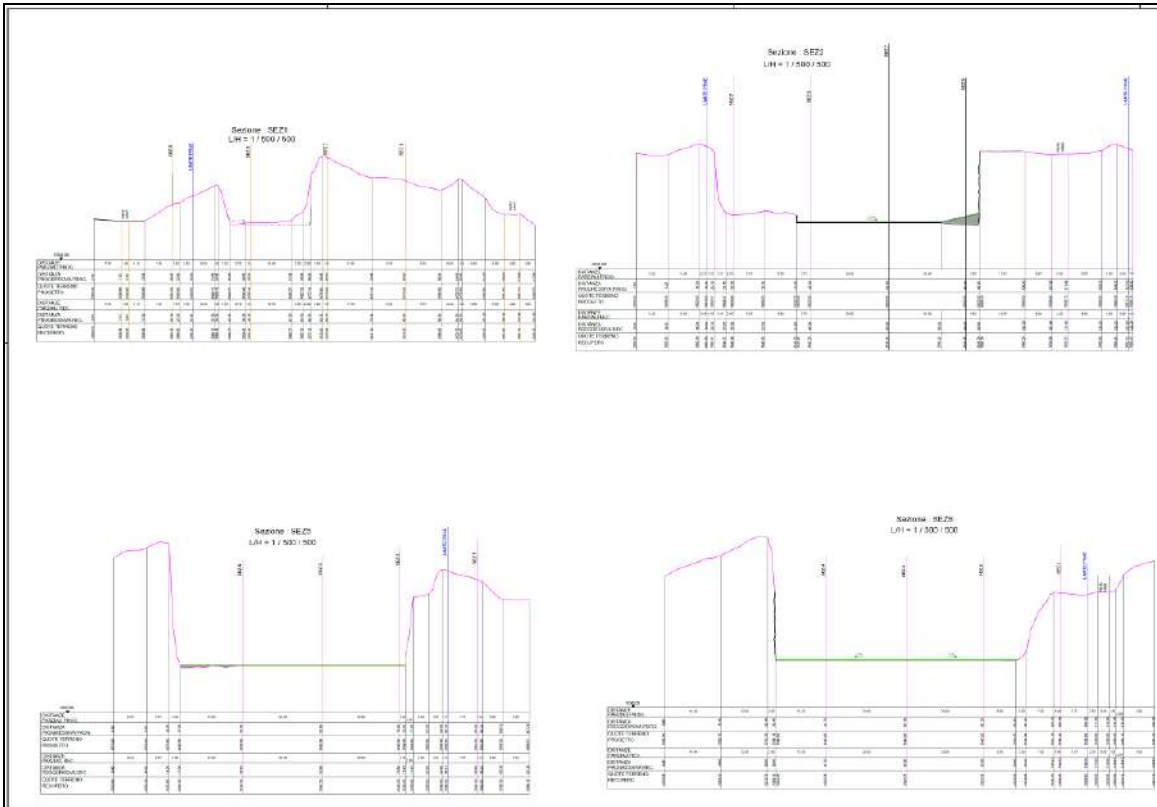
**Sezioni attuali e di progetto**



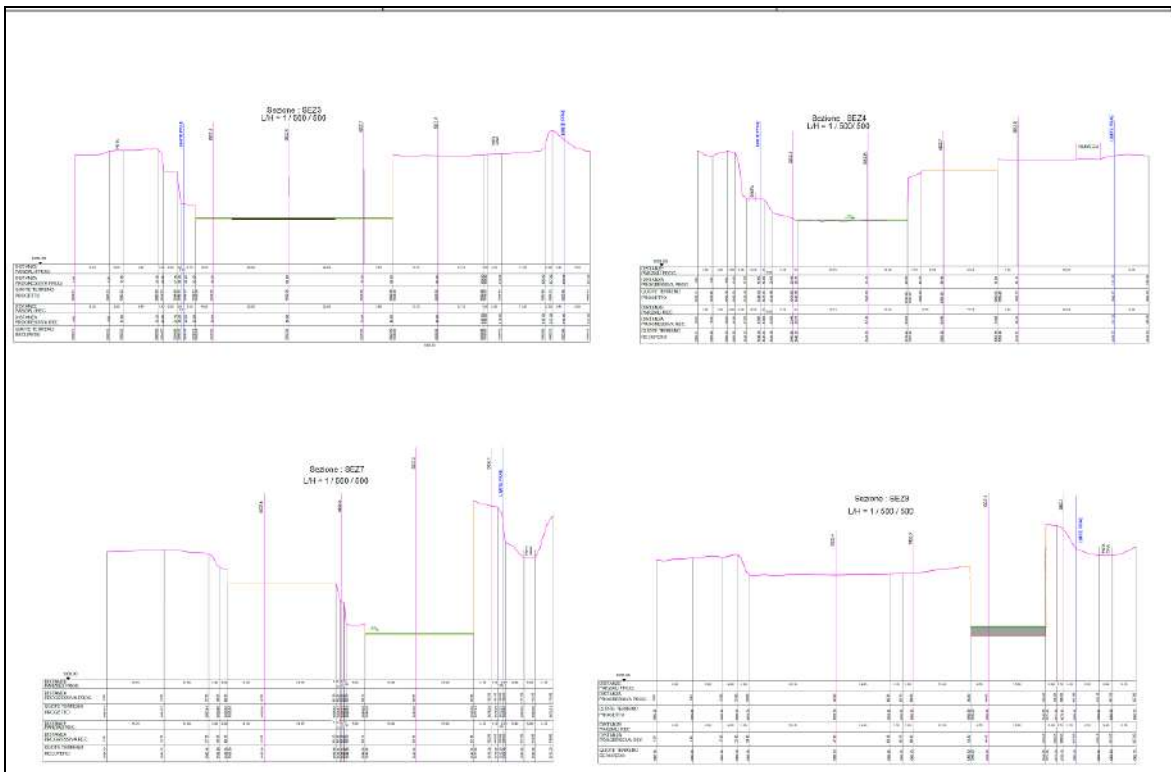
**Sezioni attuali e di progetto**



**Planimetria di recupero ambientale**

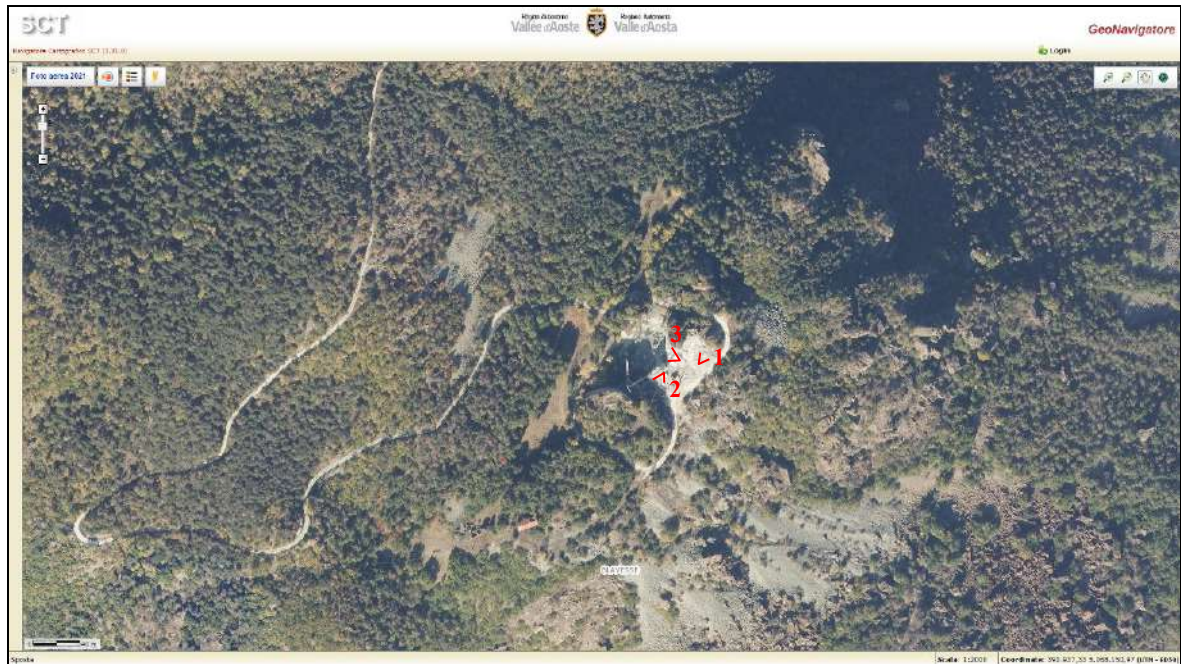


Sezioni di recupero



Sezioni di recupero

## 4. DOCUMENTAZIONE FOTOGRAFICA



**Corografia co indicazione dei coni ottici di ripresa delle fotografie**



**Foto n. 1**



**Foto n. 2**



**Foto n. 3**

## 5. CARATTERIZZAZIONE E MODELLAZIONE GEOLOGICA DEL SITO

### 5.1 CARATTERIZZAZIONE LITOLOGICA

Il substrato è presente in limitati affioramenti lungo gli speroni, nelle pareti rocciose ed in corrispondenza delle incisioni torrentizie. Le rocce appartengono alla "Falda ofiolitica Piemontese".

L'assetto litologico della zona è schematizzabile in:

- serpentiniti massicce, oficalciti e serpentinoscisti;
- metabasiti (prasiniti e anfiboliti);
- calcescisti grigi con intercalazioni di marmi calcarei micacei.

Nel settore di cava affiora un unico litotipo; una breccia serpentinitica a cemento carbonatico denominata oficalce, con variazioni locali in serpentiniti e/o serpentinoscisti. Nel territorio circostante affiorano, localmente, calcescisti foliati e rocce prasinitiche con intercalazioni di metabasiti varie.

L'assetto strutturale dell'area risulta particolarmente complicato dalla sovrapposizione degli effetti di più fasi tettoniche, plicative le più antiche ed a carattere fragile quelle più recenti. A questo si deve aggiungere la deformazione subita dall'intero versante a causa del fenomeno di deformazione gravitativa profonda.

Le rocce presentano una scistosità principale immergente verso Nord Nord-Ovest con inclinazione di circa 25° e interrotti da sistemi di faglie, giunti e fratture.



*Aspetto delle oficalciti in coltivazione, in verde la scistosità principale*

La roccia oggetto di attività estrattiva e che caratterizza altresì siti vicini già interessati da cave di marmo e di pietra da taglio, è costituita in genere da un litotipo di colore verde scuro con una trama di venature biancastre. Si tratta di roccia derivata in origine dal metamorfismo di ultramafiti in serpentiniti le quali presentano delle trasformazioni endometasomatiche legate alla serpentinnizzazione o, più frequentemente, successive a questa; le serpentiniti si sono disgregate in piccole masse fra le quali ha trovato spazio il fluido a composizione carbonatica che ha permeato le fessure, i vuoti, i ridotti interstizi e ha cementato la roccia con la cristallizzazione di calcite.



## 5.2 CARATTERIZZAZIONE STRATIGRAFICA

Il settore in oggetto si sviluppa lungo il versante sinistro della valle principale della Dora Baltea, in un'area costituita da affioramenti rocciosi del substrato e da depositi di materiali sciolti, in prevalenza di origine glaciale.

I depositi quaternari affiorano lungo tutto il versante. Si tratta in prevalenza di coperture detritico-colluviali formate da colluvium di depositi morenici, costituiti da una classica associazione di blocchi di varia pezzatura e natura immersi in una matrice limoso sabbiosa. Massi erratici e trovanti, sotto forma di blocchi isolati di cospicue dimensioni, si rilevano frequentemente; l'origine di tali blocchi è da correlare al notevole rimaneggiamento subito dai depositi morenici, ad opera soprattutto delle acque superficiali che hanno dilavato la frazione più fine, lasciando affioranti o subaffioranti i materiali più grossolani.

I depositi detritici affiorano principalmente alla base delle pareti e degli speroni rocciosi: si tratta di una formazione recente originata dall'intensa erosione delle rocce sovrastanti e costituita prevalentemente da elementi lapidei spigolosi e grossolani. In genere la pezzatura del materiale varia dal ciottolo decimetrico al blocco voluminoso; la matrice sabbioso limosa è scarsa e talora assente in superficie. Tali depositi derivano dal processo di disgregazione meccanica della roccia e dall'azione della gravità: responsabile di questo processo risulta il ciclo di gelo-disgelo ed in particolare il congelamento dell'acqua nelle fessure, con relativo aumento di volume.

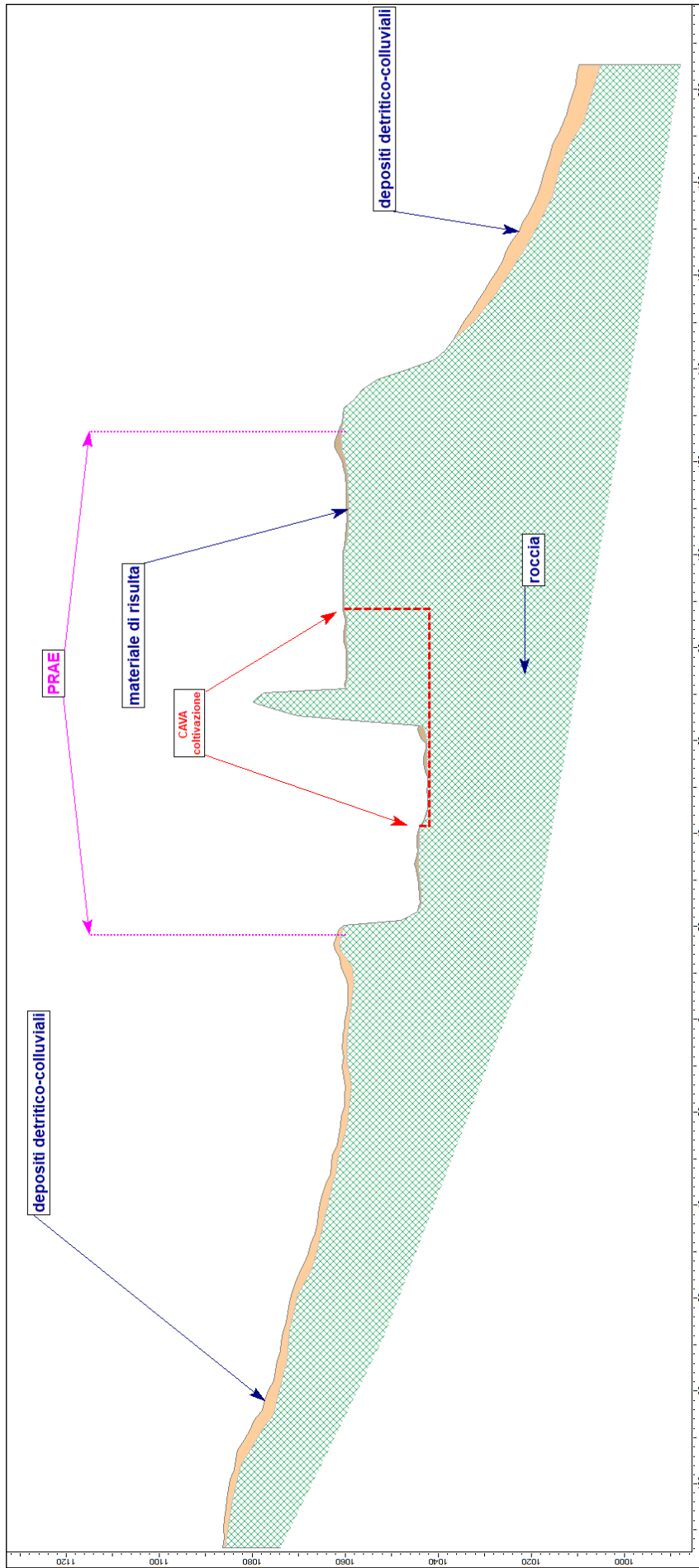
Analizzando gli scassi di coltivazione si è potuta constatare che la roccia presenta un "cappellaccio" molto limitato costituito da depositi detritico colluviali.

In alcune aree si hanno infine degli accumuli di materiale di risulta: tale materiale viene continuamente spostato per esigenze legate alle modalità di coltivazione.

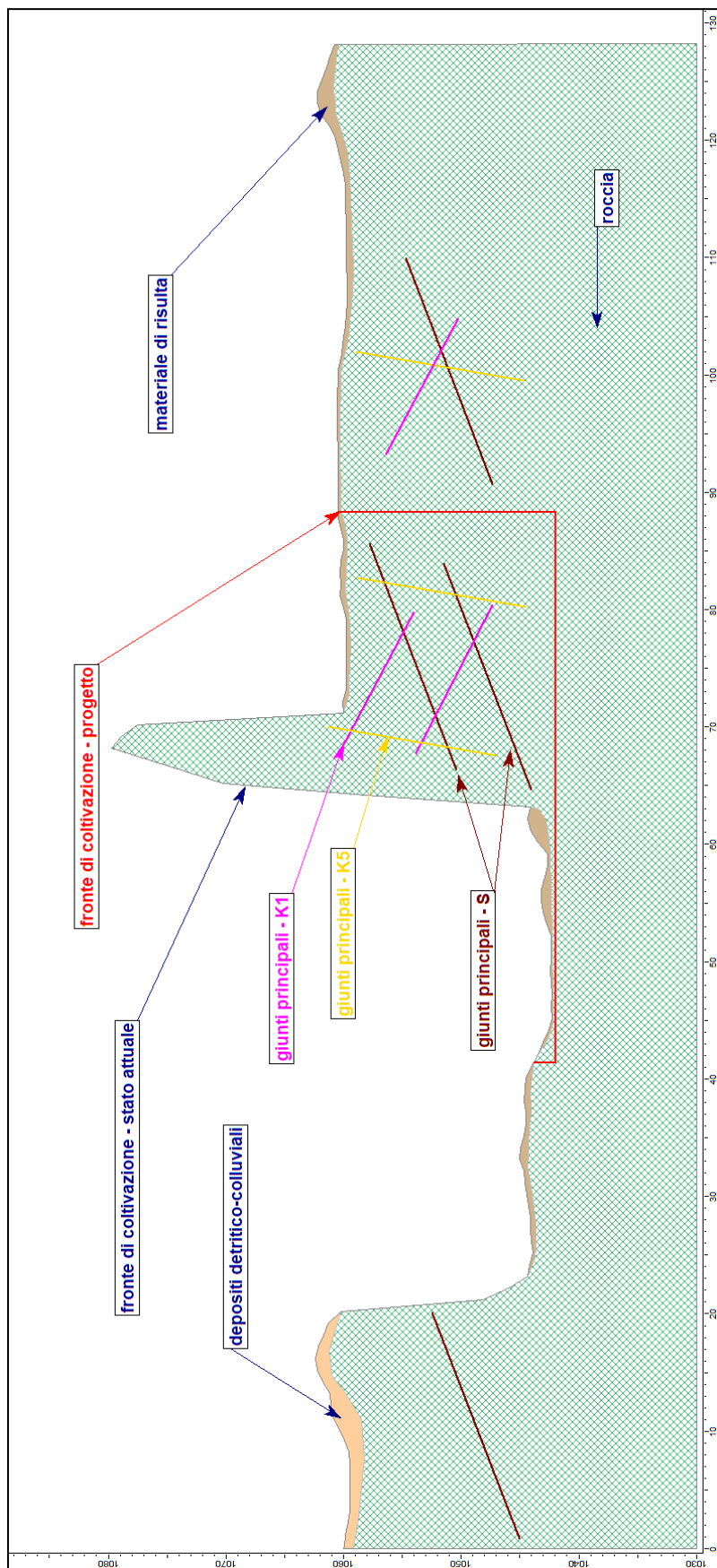
Di seguito si riporta una sezione geologica interpretativa schematica:



**Planimetria cava- Foto area (2012) +CTR – GeoNavigatore – sito web RAVA**



**Sezione geologica interpretativa – scala di versante**



Sezione geologica interpretativa - dettaglio

### 5.3 CARATTERIZZAZIONE STRUTTURALE

I fronti di coltivazione in oggetto risultano costituiti da oficalciti.

L'analisi strutturale ha permesso di individuare le caratteristiche geometriche delle deformazioni duttili (pieghe) e fragili (faglie, fratture, giunti) presenti all'interno della parete.

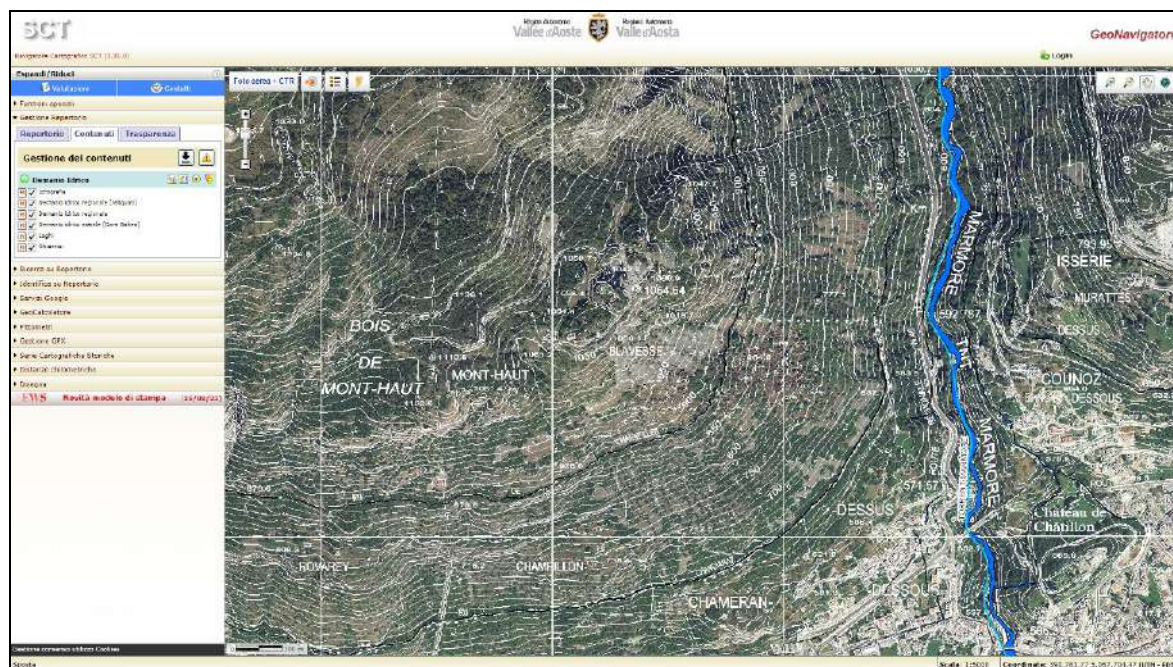
Lo stile strutturale dell'area oggetto di studio è riconducibile ad un insieme di elementi tabulari aventi immersione verso Nord-Ovest ad angolo medio-basso dovuti ad una fase deformativa di tipo plicativo e interrotti da sistemi di faglie, giunti e fratture.

Si rimanda al capitolo relativo all'assetto geostrutturale dell'areale per ulteriori dettagli.

### 5.4 CARATTERIZZAZIONE IDROGEOLOGICA

Il territorio considerato presenta un reticolo idrografico superficiale molto limitato, con impluvi incisi sui versanti che delimitano l'area di cava.

A valle del settore considerato si segnala inoltre la presenza del Ru de Marseiller e del Ru Chandianaz che, provenendo dalla Valtournenche, attraversano il versante sul territorio comunale di Saint Denis, e garantiscono l'irrigazione dei prati/pascoli a monte di Chambave e Saint Denis.



**Demanio idrico – GeoNavigator – sito web RAVA**

Per quanto riguarda le acque sotterranee, allo stato delle conoscenze attuali basate essenzialmente su osservazioni di carattere geomorfologico, è difficile dare valide interpretazioni di quello che dovrebbe essere lo schema della circolazione della zona: si tratta comunque sicuramente di una circolazione profonda e complessa, anche se molto limitata nel settore di cava in quanto posto a poca distanza dallo spartiacque morfologico.

La situazione idrogeologica dell'area è infatti caratterizzata dalla presenza di due principali tipi di acquiferi:

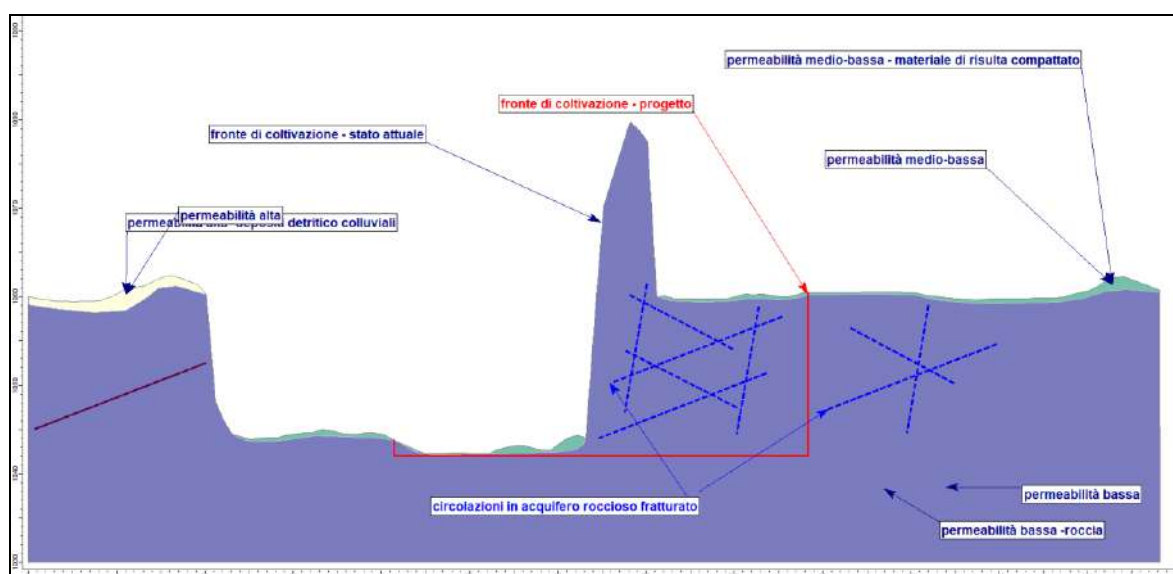
- **acquifero in formazioni detritico-colluviali e detritiche:** esso è costituito da blocchi spigolosi eterometrici immersi in una scarsa matrice sabbiosa. Questo acquifero presenta una buona estensione e,

a causa dell'elevata permeabilità, presenta una notevole potenzialità idrica.

- **acquifero in formazioni fratturate**: questo acquifero è rappresentato in buona parte dagli affioramenti rocciosi appartenenti alla "Zona Piemontese". Esso risulta limitato in quanto la roccia presenta un reticolo di fratture e di piani di faglia che determinano un basso grado di permeabilità.

I terreni che risultano invece impermeabili sono costituiti dai settori ove il substrato è poco tettonizzato e dalle locali intercalazioni limose ed argillose presenti nei depositi detritico colluviali.

Gli acquiferi sopra descritti riguardano l'assetto idrogeologico a scala di versante: la sezione idrogeologica interpretativa indica solamente quelli riscontrabili in sito.



Sezione idrogeologica interpretativa

## 5.5 CARATTERIZZAZIONE GEOMORFOLOGICA

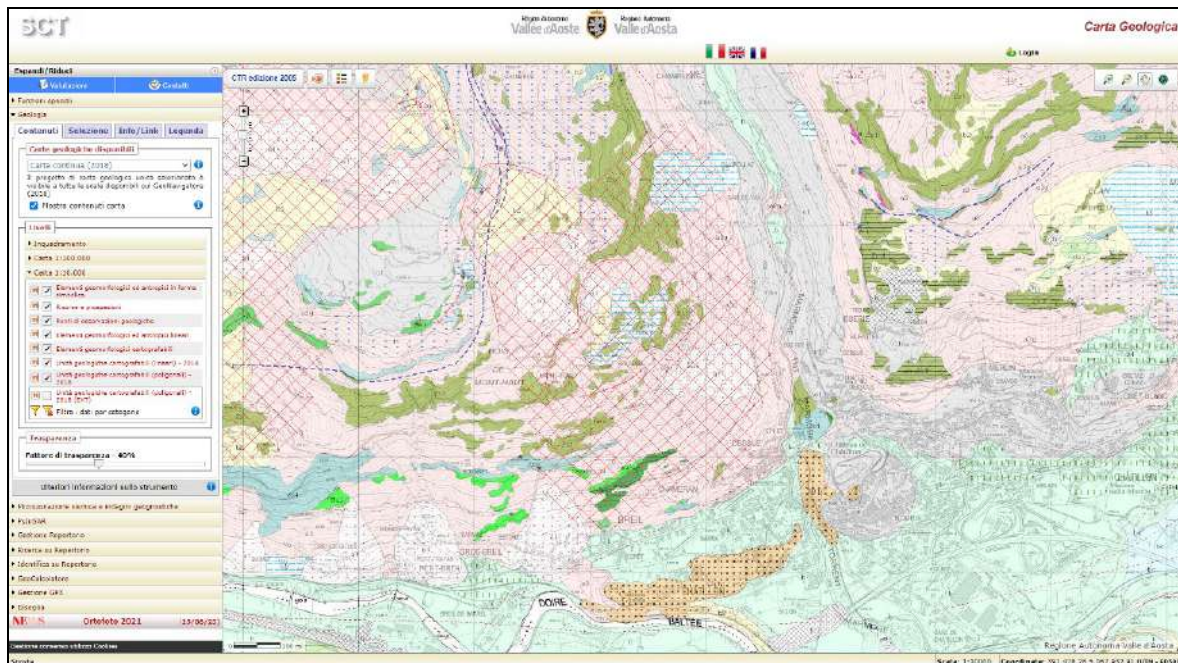
Tutto il versante è caratterizzato da una morfologia glaciale profondamente rimodellata, sulla quale si è sovrimposta l'azione di importanti movimenti gravitativi profondi ("deformazione gravitativa profonda di versante") che ne hanno determinato l'attuale assetto morfologico.

Il versante presenta nella parte più elevata una forma ad ampia conca che racchiude le depressioni del "Lac Loson", di "Grand Villa" e di "Vencorère". In questo settore il pendio presenta delle pendenze moderate, degli estesi ripiani, delle forme arrotondate e un reticolo idrografico minimamente inciso. La morfologia originariamente glaciale di tale area è stata profondamente modificata dalla deformazione gravitativa profonda dell'intero versante: questa avrebbe avuto come scarpata principale il ripido versante roccioso presente subito a valle dello spartiacque tra la "Cima Longuede", la "Becca d'Aver" e il "Puy Saint Evence".

Nella zona mediana del versante si riconoscono dei settori interessati da fenomeni gravitativi a carattere di scivolamento superficiale e profondo. La maggior parte dei dissesti risulta essere collegata al grande fenomeno gravitativo profondo che ha interessato, presumibilmente in epoca post-glaciale, il versante sinistro della valle della Dora tra Verrayes e Chambave, e che, nella sua porzione sud-orientale, mostra ancora segni di attività su di un'area di circa 2,3 chilometri quadrati. Tale area è delimitata a monte da una scarpata principale che diventa evidente a partire dall'incisione del "Torrent Crétaz" ad una quota di circa 715

metri e sale poi verso l'abitato di Marseiller. Da questa frazione la scarpata prosegue in direzione Nord-Est fino all'impluvio del "Torrent de Chambave" (Comune di Saint-Denis). Poco a valle delle frazioni di Petit e Gros Ollian questa cambia direzione verso Sud-Ovest e perde poi definizione laddove finisce anche l'area instabile (settore di Cly).

L'attività di questo settore è testimoniata dalle lesioni che caratterizzano le abitazioni della frazione di Gubioche e gli abbassamenti della sede viabile della Strada Regionale che sale verso le frazioni alte di Saint-Denis.



**Estratto della Carta Geologica SCT – sito web RAVA**

<b>Risorse e previsioni</b>	
Carra	
<b>Punti di osservazione geologica</b>	
Asse di ripa tipo 3	
Superficie di scartata (scartata regionale)	
<b>Elementi geomorfologici ed antropici lineari</b>	
Tracci	
Gradino di erosione	
<b>Elementi geomorfologici cartografabili</b>	
DGRV, Deformazione Geotecnica Profonda di Versante	
<b>Unità geologiche cartografabili (lineari)</b>	
Contatto tettonico incerto	
Limite geologico netto	
Contatto tettonico	
Faglia incerta	
<b>Unità geologiche cartografabili (poligonali)</b>	
<b>Fiumi, laghi e ghiacciai</b>	
Laghi e fiumi	
Laghi e fiumi	
<b>DEPOSITI QUATERNARI</b>	
Cenote di origine gravitativa	
Cenote di origine gravitativa	
Deposito di contatto glaciale s.l. Alterna tra compatta di ghiaie, sabbie e ghiaie sabbiose friese e stratificazione inclinata a texture variabile.	
Deposito alluvionale e fluvio-glaciale. Ghiaie sabbiose stratificate, a supporto di ciottoli, con ciottoli, arrotolati, arroccati, in matrici sabbiose medio-grossolane.	
Deposito di delta fluv. Sabbie friese con ghiaie, a prevalente supporto di matrici, mai stratificate e poco ossidate, con tratti a ghiaie blocchi.	
Depositi di delta fluvio-glaciale. Ghiaie calciose stratificate, a supporto di ciottoli, a ciottoli arroccati, arroccati, in matrici sabbiose medio-grossolane.	
Detrito di faglia	
Sabbie di faglia	
Deposito di sabbie miste	
Deposito di sabbie miste. Deposito eterogeneo, con stratificazione grossolana a matrici sabbiose pure friese, con interstratificazioni di ghiaie e sabbie sabbionate.	

	Deposito di conoidi alluvionali/fluvioglaciali Deposito di conoidi alluvionali e fluvioglaciali. Ottime sezioni stratificate, e sussorio di clasti: con ciottoli arrotondati, erratici. In matrici sabbiose medio-grandiose.
	Conoidi di origine mista Conoidi di origine mista.
	Accumulo di fango Accumulo di fango.
	Coltre detritico-olistiche Coltre detritico-olistiche. Sabbie ghiaiose, poco limose, massime e mal strutturate, non adesevoli, a clasti saggolati.
	Dacarda / ngariti antropici Dacarda e ngariti antropici.
	Tali indifferenziati Tali indifferenziati: ottime sabbiose-fine con blocchi, massime, con clasti da sabbiosità a sabbiosandati.
	Accumulo a grandi masse Accumulo a grandi masse. Ammasso di blocchi saggolati: monogonici, talora in parte derivati dalla distaccozione in situ, del substrato.
	Depositi pascuati e torbati Depositi pascuati e torbati. Rilascio di frusti arborei, sabbiose-fine a di fango, ben stratificati e di colore variabile.
<b>Substrato pre-quotenario</b>	
<b>AUSTROALPINO (A - 100000)</b>	
Lenti accostate inferiori con metamorfismo eclogico: di età oceanica (A2 - 120000)	
Lenti eclogiche a letto nella faglia Blavesse Anza-Bianca (A31 - 221000)	
Lenti di Châtillon, Saint Vincent e Dorsey (A32C - 221000)	
	Oligocene di Châtillon Oligocene di Châtillon: massi quarzosi-ebbero-ebbero-massivi a grana da media a fine, derivati da antichi granito-quarzodioriti, con piccoli nuclei ferro e altro oligoceno (Châtillon).
	Mioceni eclogici di St Vincent Mioceni eclogici di St Vincent: Mioceni granitici, con matrici di gabbro e diorite e nuclei noduli di oligoceno, passanti a varietà molto ricche (a nord di St Vincent).
<b>ZONA PIEMONITISE (O - 200000)</b>	
Unità superiori non eclogiche (Zona del Cuneo a L3 (O2 - 210000))	
Unità Pancheris-cava Bianca-Stratofera (O3E - 220000)	
	Quarzi tabulari Quarzi tabulari. Quarzi bianchi tabulari, in genere molto puri, con val di mica bianca. Sessantina, Anza, Valore della Cava Bianca, Cava Bianca, Basse d'Arvi, Pancheris, Chianca, CANTICCO?
	Dolomie e marmi dolomitici Dolomie e marmi dolomitici. Dolomie massicce e stratificate, marmi dolomitici con intercalazioni di breccia sedimentaria, Valore della Cava Bianca, La Balme-Pe Soto, Cava della Dolofora, TRASSICO MEDIO-SUR.
<b>Unità del Cuneo (O1C - 211000)</b>	
	Sodi quarzosi-massivi Sodi quarzosi-massivi. Sodi quarzosi-massivi a grana, quarzi inglobati, talora con nuclei noduli di fango micaceo di quarzi e silicati e clasti di manganese. GURASSICO?
	Prasiti Prasiti. Felsiti tabulari in clasti ed altre porfiridite e pacifiche, eclogite, clivati, epido, talora a carbonato. In corpi maggiori e in alternanza stratificati con i calcareati: anfiliti albite epidote e varietà ad altre corriere clivati (quarzi Anza); nei valli di anfiliti sodali.
	Serpentinitic Serpentinitic. Serpentinitic antigorite e magnetite, in corpi felsitici sodali e dolomitici, Tale Grig, Brossato, Le Trinità, Cava del Lago, Cava Rosso, ecc.
	Calcarei e s.l. indifferenziati Calcarei e s.l. indifferenziati. Calcarei pelitico-carbonati, con intercalazioni con cartograniti di marmi massivi, scisti felsitici, quarzi massivi e sfalti metamorfiche. GURASSICO-CRISTACCIO?
<b>Unità inferiori eclogiche: Unità di Zermatt Saaz e delle Grivola-Uster (O2 - 220000)</b>	
<b>Zermatt-Saaz (O2Z - 221000)</b>	
	Serpentinitic scabbia-laminata Serpentinitic scabbia-laminata. Serpentinitic scabbia-laminata e micolitica, di colore verde chiaro tendente allo amaro, al limite tra l'unità di Zermatt-Saaz e l'unità inferiore del Cuneo, Valore di Cuvet.
	Serpentinitic antigorite Serpentinitic antigorite, serpentinitic antigorite a magnetite, spesso con vasi aggrupati di titanio-ferrite-olivina-epidote e talvolta di età oceanica e letti: livelli di carbonato, in corpi chiamati derivati da porfidi di margale (de sabbie-olivina di Nallo-Monte Rosso di Nallo, Anza) con abbondanti fango redolenti, e in spoglie micacee scabbie felsitiche e micolitiche.
	Quarzi micacei Quarzi micacei. Quarzi micacei e sodali quarzosi a grana fine e clivati, albite, granato: principali mineralizzazioni nei calcareati.
	Calcarei e s.l. indifferenziati Calcarei e s.l. indifferenziati. Calcarei pelitico-carbonati e micolitici quarzosi e variati s.l. antigorite, granato e flogopite all' glaucofane e riva gabbro, con intercalazioni di marmi, scisti felsitici, quarzi massivi e sfalti. GURASSICO - CRISTACCIO 1807.
	Prasiti Prasiti. Prasio di un'alternanza retrocessione in facce sodali verdi di basalti s.l. sodali di fango caratterizzati da abbondante albite scabbie.
	Anfiliti eclogiche Anfiliti eclogiche, anfiboli in facce scure verdi, con aggregati stratificati: di anfiliti calcio-albite, sodio, clivati e felsitici verdi eclogici (granato, glaucofane, riva, s.l. calcite e calcite), in corpi anche di notevole spessore, s.l. de. prasio. CRISTACCIO 1807.

**Legenda della carta geologica**



**Pittometri (2009)**

La cava in oggetto è posta in prossimità dello spartiacque topografico che divide la Valtournenche con il versante esposto a sud compreso nel territorio del comune di Saint Denis. Tale settore si inserisce su di una “spalla glaciale”, delimitata a valle da un pendio uniforme formato da detrito a grossi blocchi che si

raccorda con il fondovalle, mentre a monte il pendio presenta una acclività ridotta e sono presenti affioramenti rocciosi di limitata estensione.

L'area di cava è posta al margine della spalla glaciale, e si inserisce all'interno di un "trench" della DGPV sopra descritta che disegna una lieve contropendenza rispetto al versante.



***Panoramica Google Earth del settore, in verde è evidenziato il trench in contropendenza***

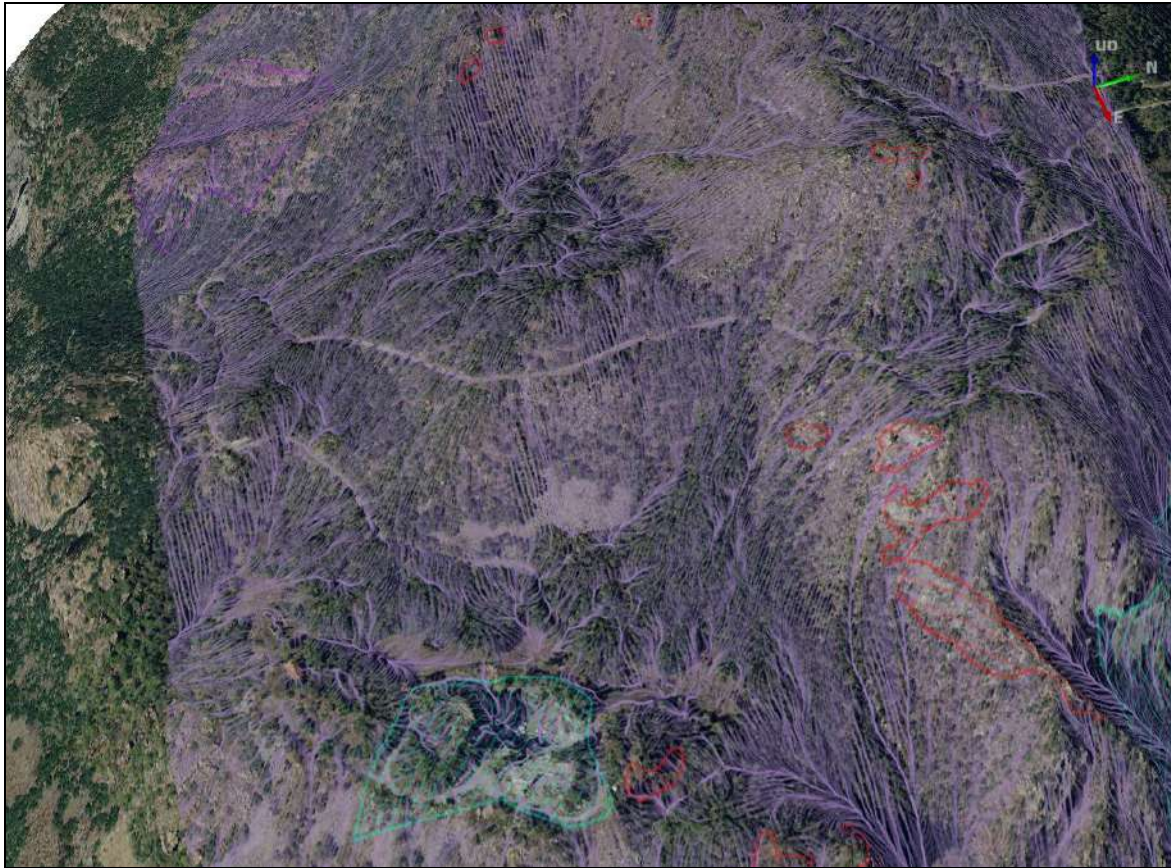


***Panoramica Google Earth del settore, in verde è evidenziato il trench in contropendenza***

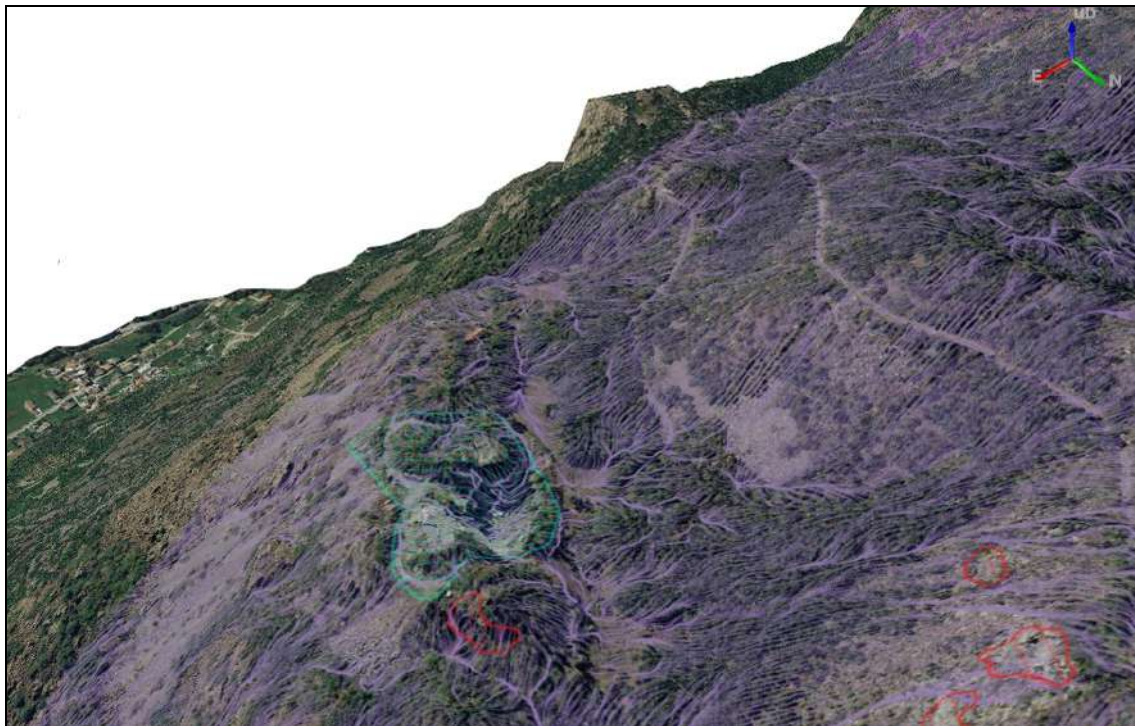
La presenza della contropendenza immediatamente a monte della cava, unitamente alla tipologia di coltivazione a fossa del giacimento, oltre a mascherare l'attività garantisce la protezione delle aree di coltivazione da eventuali blocchi rocciosi che potrebbero distaccarsi dai ridotti affioramenti presenti a monte.

Di seguito si riportano i risultati dell'analisi morfometrica condotta attraverso l'elaborazione del DTM regionale (calcolo delle flow lines).





**Mappa 3D con sovrapposte le flow-lines, la cava in oggetto (in azzurro) e gli affioramenti più prossimi all'area di cava(in rosso)**



**Mappa 3D con sovrapposte le flow-lines, la cava in oggetto (in azzurro) e gli affioramenti più prossimi all'area di cava(in rosso)**

L'analisi morfometrica, attraverso l'elaborazione del DTM dell'area ha permesso di ricostruire le direzioni di flusso a valle degli affioramenti rocciosi, le

quali presentano un andamento generale verso E S-E, e non interferiscono con l'area di cava. Immediatamente a monte di quest'ultima è presente, infatti, come descritto in precedenza, un settore in contropendenza con una direzione di deflusso verso Nord est.

Si ritiene pertanto, che eventuali fenomeni di caduta massi, dalle falesie presenti nell'area, presentano traiettorie all'incirca parallele alle direzioni di deflusso calcolate e quindi per la maggior parte al di fuori del perimetro di concessione della ditta Menegoni.

Si è ritenuto pertanto di non realizzare delle analisi traiettografiche 3D non avendo affioramenti che possono interferire con il perimetro di concessione. Relativamente alle scarpate rocciose di coltivazione verranno seguite le prescrizioni e precauzioni riportate nei capitoli successivi.

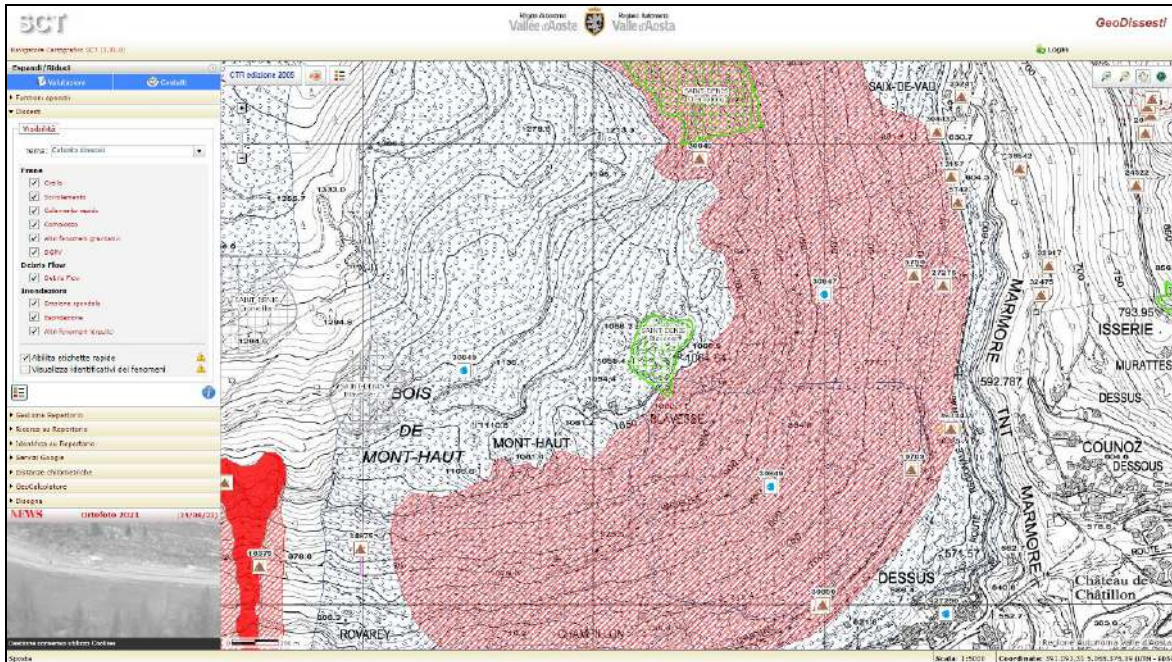
## 5.6 PERICOLOSITÀ GEOLOGICA

Il settore oggetto di intervento risulta essere posto all'interno delle aree vincolate ai sensi della L.R. 11/98 e s.m.i..

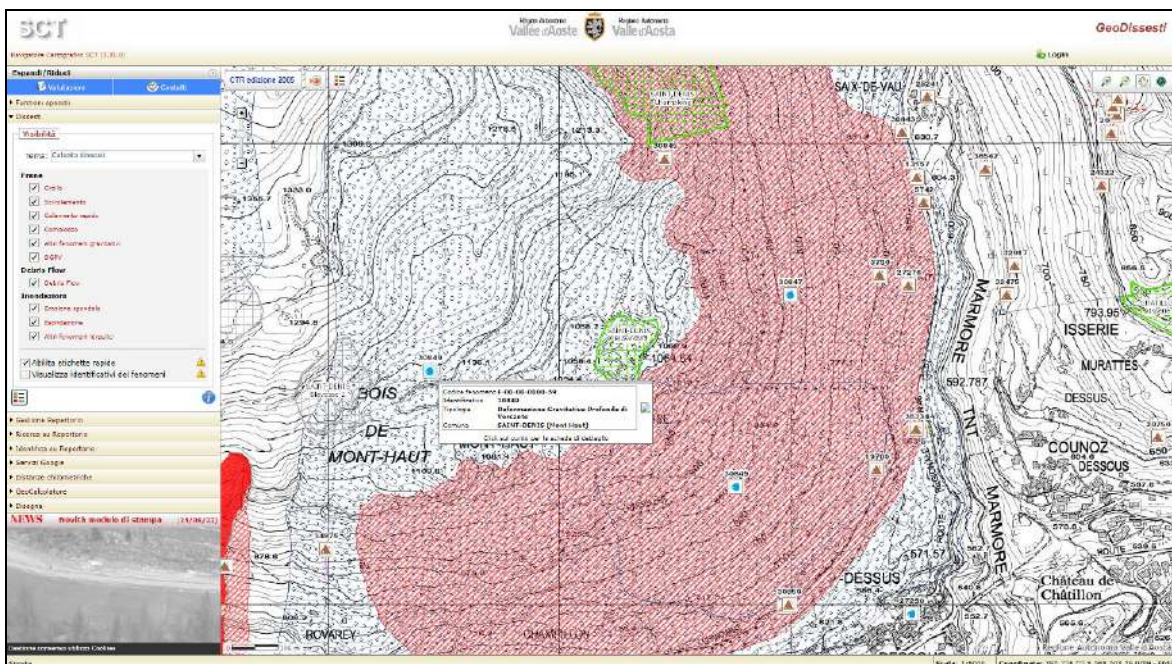
### 5.6.1 Catasto Dissesti Regionale SCT

Secondo la carta dei dissesti della RAVA, che include le zone censite dal PROGETTO IFFI (Inventario dei Fenomeni Franosi in Italia), nel settore oggetto di studio si segnalano fenomeni di dissesto.

Si segnala, infatti, il fenomeno di DGPV descritto nei capitoli precedenti. Immediatamente a valle dell'area estrattiva è presente, inoltre, un'area soggetta a fenomeni di crollo diffusi.



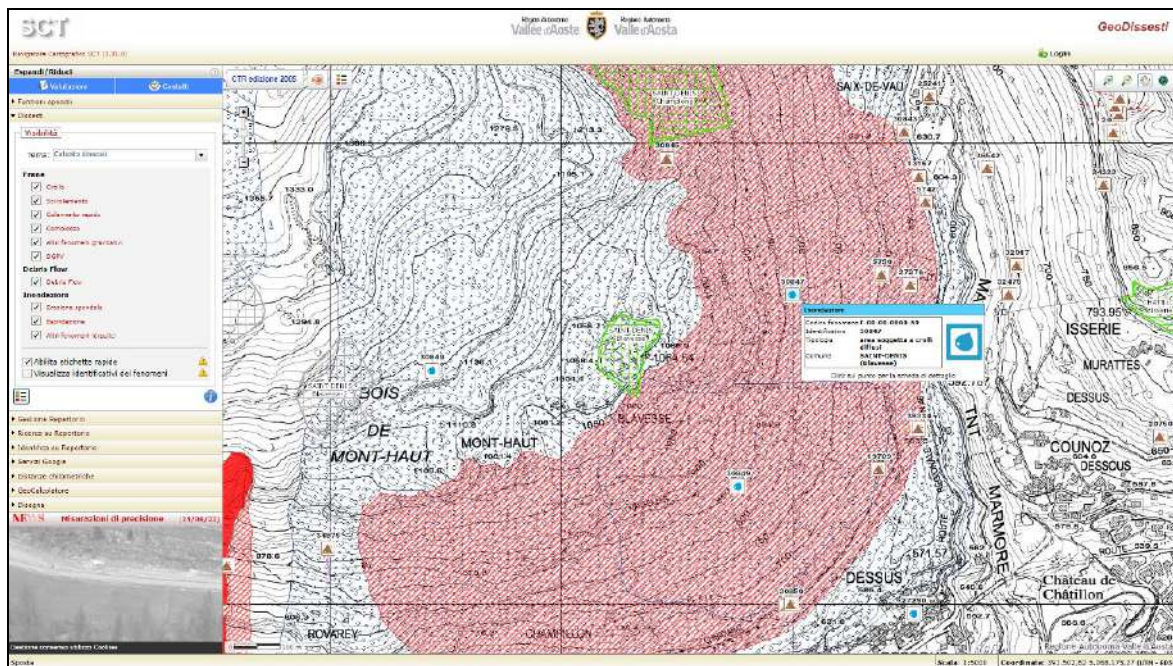
**Catasto Dissesti – GeoNavigatore – sito web RAVA**



**Catasto Dissesti – GeoNavigatore – sito web RAVA**

## CATASTO DISSESTI REGIONALE SCT

Codice fenomeno	F-00-00-0000-59-v-DG-x	Id. fenomeno	30849
Nome fenomeno	DGPV in loc. Mont Haut (SAINT-DENIS) anno 0000		
Sottocategoria	Deformazione gravitativa profonda di versante		
Data e ora	-		
Descrizione	ND		
Cause	-		
Dim./Morfometria	-		
Danni	Danni a: n.d.		
Comune	SAINT-DENIS		
Località	Mont Haut		
Bacino princ.,sec.	Dora Baltea, -		
Bacino locale	-		
Fonte	Ente produttore: Università di Torino Oggetto/Titolo: Metodo: Fotointerpretazione Allegati: -		

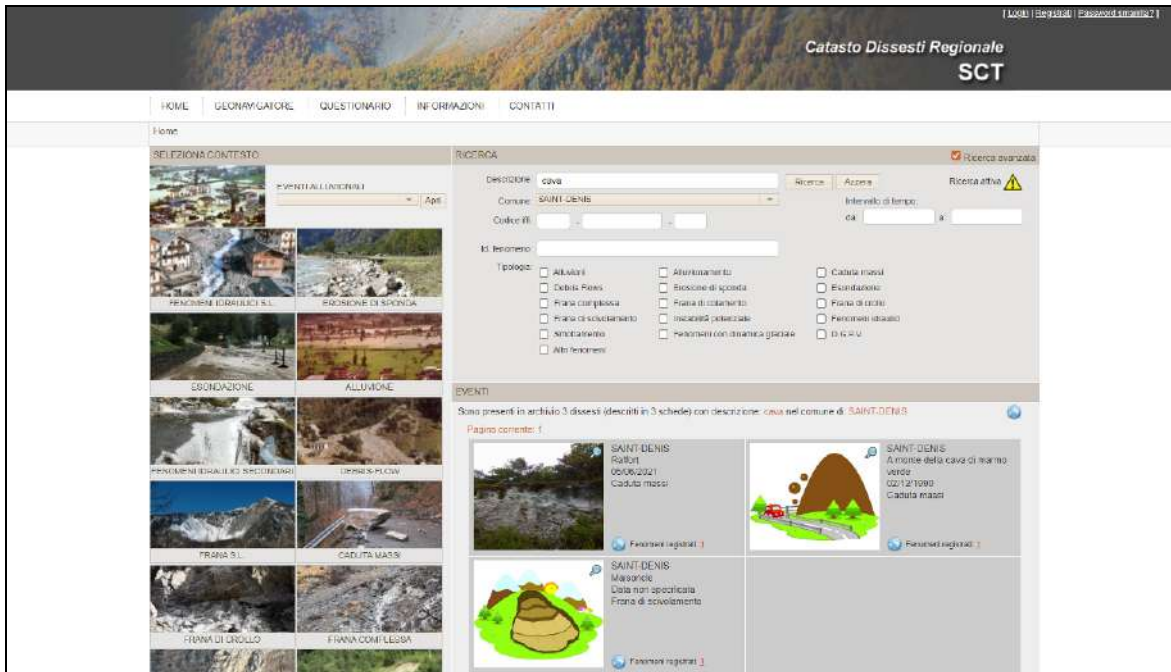


**Catasto Dissesti – GeoNavigatore – sito web RAVA**

CATASTO DISSESTI REGIONALE SCT			
Codice fenomeno	F-00-00-0000-59-v-Ac-x	Id. fenomeno	30847
Nome fenomeno	Aree soggette a crolli diffusi in loc. Blavesse (SAINT-DENIS) anno 0000		
Sottocategoria	Aree soggette a crolli diffusi		
Data e ora	-		
Descrizione	vasto settore soggetto a crolli diffusi. Roccia rilasciata a causa della presenza della DGPV		
Cause	-		
Dim./Morfometria	-		
Danni	Danni a: n.d.		
Comune	SAINT-DENIS		
Località	Blavesse		
Bacino princ.,sec.	Dora Baltea, -		
Bacino locale	-		
Fonte	Ente produttore: Università di Torino Oggetto/Titolo: Metodo: Fotointerpretazione Allegati: -		

Si segnala che la disamina dei dissesti è stata riferita non solo ai fenomeni georiferiti (fonte: <https://mappe.regione.vda.it/pub/geodissesti/>) ma anche ai dati provenienti dalle ricerche dal catasto dissesti regionale <http://catastodissesti.partout.it/>, per campo località e/o per campo descrizione (“Blavesse” e “cava”).

**Catasto Dissesti Regionale SCT – ricerca per località**



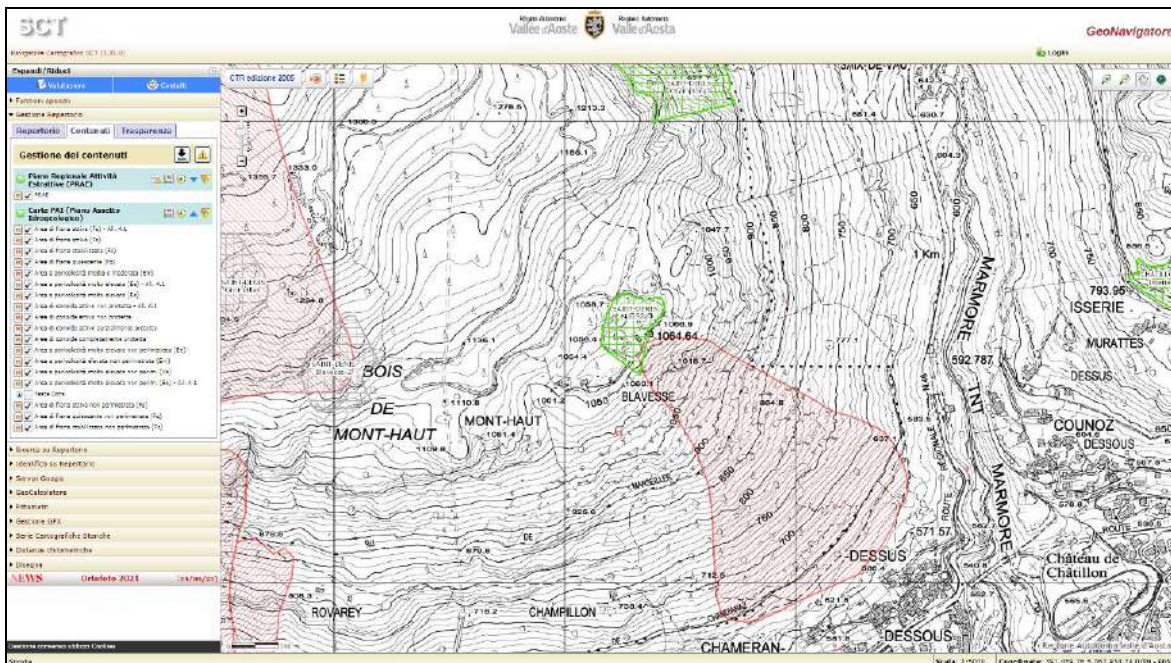
**Catasto Dissesti Regionale SCT – ricerca per descrizione**

### 5.6.2 Piano Assetto Idrogeologico

Secondo il PAI (Piano Assetto Idrogeologico) il sito non rientra in aree pericolose riconosciute dal piano.

Tuttavia, immediatamente a valle dell'area di cava, è presente un'area di frana attiva (Fa).

Di seguito si riporta uno stralcio della cartografia del progetto PAI.



**Carta PAI – GeoNavigator – sito web RAVA**

## 5.7 DATI PSINSAR™

La propensione al dissesto dell'areale è stata valutata attraverso l'analisi dei dati PSInSAR™ presenti sul Geoportale della Regione Autonoma Valle d'Aosta.

Per l'interpretazione dei dati si è fatto riferimento alle "Linee guida per l'utilizzo dei dati interferometrici del Geoportale della Regione Autonoma Valle d'Aosta" realizzato dal Centro per la Protezione Civile dell'Università degli studi di Firenze in collaborazione con il Dipartimento programmazione, risorse idriche e territorio della Regione Autonoma Valle d'Aosta.

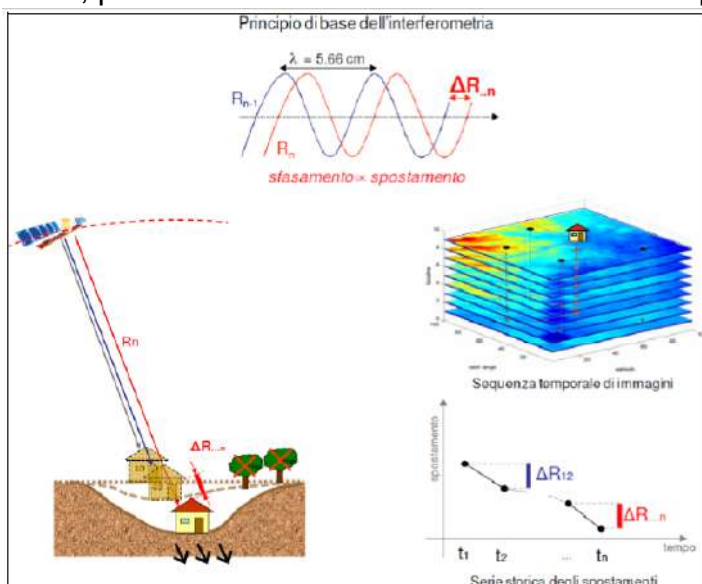
L'interferometria radar satellitare rappresenta uno strumento efficace per la misura delle deformazioni della superficie terrestre con un'accuratezza millimetrica.

L'interferometria satellitare si basa sulla misura delle variazioni di fase tra due acquisizioni del satellite nello stesso punto. Il satellite passa su di un punto acquisendo un segnale la cui fase è dipendente dalla distanza sensore-bersaglio in quel dato momento, in caso di movimento del terreno la distanza sensore bersaglio aumenta e di conseguenza la fase subisce una variazione misurabile. Questo tipo di elaborazione viene comunemente chiamata interferometria differenziale (acronimo DInSAR).

Tuttavia, diversi effetti riducono, o compromettono la qualità dei risultati ottenuti con l'analisi DInSAR. In primo luogo, i fenomeni di decorrelazione temporale. Questi sono causati dalla variabilità delle proprietà elettromagnetiche (riflettività) dei bersagli radar tra i diversi giorni di acquisizione del dato e dalla distanza tra le due orbite effettivamente percorse dal sensore durante l'acquisizione delle due immagini.

Tali limiti sono stati superati con lo sviluppo delle tecniche multi-interferometriche. Queste tecniche si basano sull'analisi di tipo multi-interferogramma o multimmagine, cioè utilizzano una lunga serie di immagini radar relative ad una stessa area all'interno della quale vengono identificati alcuni bersagli che vengono utilizzati per la misura degli spostamenti.

Le tecniche multi-interferometriche si basano sulla definizione in ogni immagine radar dei così detti riflettori permanenti (Permanent Scatterers), rappresentati da elementi già presenti al suolo che mantengono la stessa "firma elettromagnetica" in tutte le immagini al variare della geometria di acquisizione e delle condizioni climatiche, preservando quindi l'informazione di fase nel tempo. Questi punti, essendo praticamente immuni da effetti decorrelazione temporale e spaziale, consentono di seguire gli spostamenti intercorsi tra multiple immagini radar, preservando l'informazione di fase nel tempo.



I PS corrispondono generalmente ad elementi già presenti al suolo, quali strutture di origine antropica (edifici, monumenti, strade, linee ferroviarie, antenne, tralicci, elementi metallici, etc.), oppure elementi naturali (affioramenti rocciosi, accumuli di detrito).

Per ogni singolo bersaglio si ricavano la posizione, il trend medio di deformazione e l'intera serie temporale degli spostamenti,

fornendo un valore di spostamento per ognuna delle acquisizioni disponibili.

La particolare combinazione tra il moto del satellite che orbita intorno alla terra ed il movimento di rotazione della Terra, permette al sensore di rilevare la stessa area geografica secondo due differenti geometrie:

- In modalità ascendente, quando il satellite percorre l'orbita da S verso N, e illumina l'area da O verso E
- In modalità discendente, quando il satellite percorre l'orbita da N verso S, e illumina l'area da E verso O.

Come conseguenza delle diverse geometrie di acquisizione si possono registrare deformazioni di segno opposto. Per convenzione si hanno segni positivi per spostamenti in avvicinamento lungo la congiungente sensore-bersaglio e segni negativi per allontanamenti rispetto al sensore.

I dati presenti sul GeoNavigatore vengono visualizzati secondo una specifica scala colori, e sono classificati secondo la velocità media annua di deformazione [mm/anno]; inoltre a seconda del verso del simbolo viene specificato anche il segno (positivo o negativo).

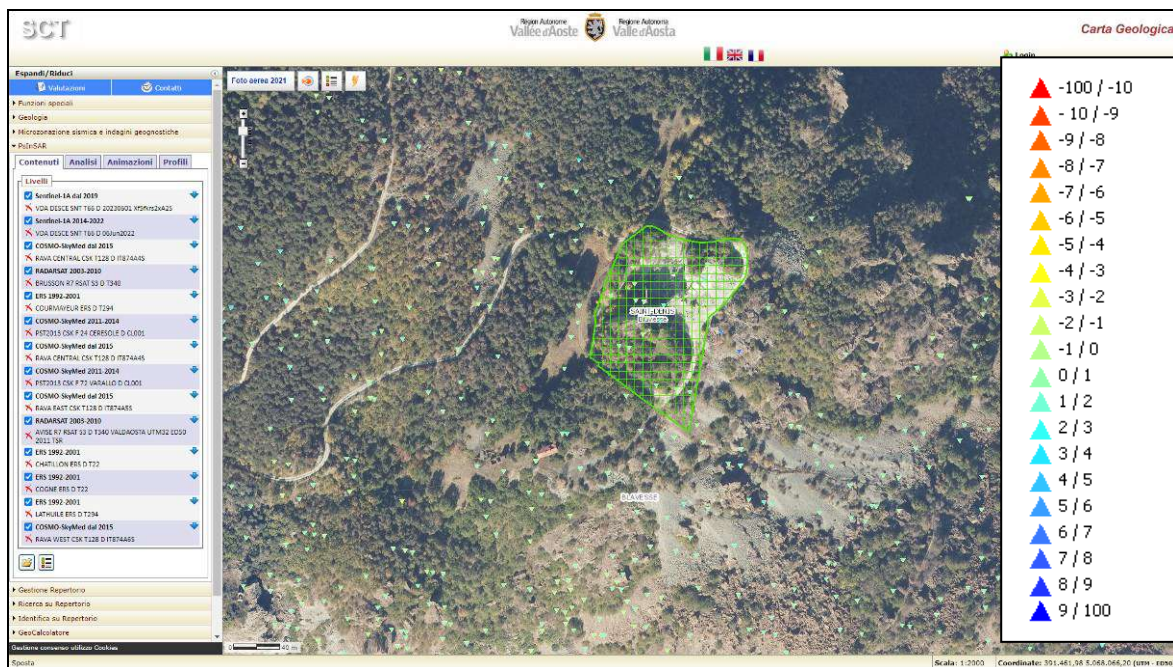
La visualizzazione dei dati permette di avere indicazioni utili sul tipo di fenomeno che ha generato i movimenti del terreno registrati da satellite. In particolare:

- in zone pianeggianti, velocità aventi lo stesso segno in entrambe le orbite sono riferibili a movimenti di abbassamento o innalzamento del terreno;
- in zone pianeggianti, velocità di segno opposto nelle due orbite, soprattutto se riferite a punti isolati non sono da considerare come effettivamente legate ad un movimento del terreno ma a problemi in fase di elaborazione del dato;
- in zone montane o collinari, velocità aventi segno opposto nelle due orbite sono molto probabilmente legate a movimenti di versante;
- in zone montane o collinari, velocità dello stesso segno in entrambe le orbite sono legate a frane solamente in caso in cui la componente principale sia sub-verticale, riscontrabile solitamente nelle porzioni di corona di scivolamenti rotazionali o di frane complesse. Negli altri casi, i dati satellitari devono essere attentamente valutati caso per caso.





**PS-InSAR orbita ascendente – GeoNavigatore – SCT util – sito web RAVA**



**PS-InSAR orbita discendente – GeoNavigatore – SCT util – sito web RAVA**

Nel settore di versante comprendente l'area di studio sono stati riconosciuti movimenti superficiali che vanno da pochi millimetri fino ad alcuni centimetri, per l'arco temporale preso in considerazione. Nel settore di cava tali movimenti, evidenti essenzialmente nel piazzale, sono legati all'attività di coltivazione che si è protratta nel tempo e che ha creato sconvolgimenti morfologici dovuti agli spostamenti ed alla riprofilatura dei blocchi.

In considerazione di tali modificazioni antropiche si è ritenuto di non effettuare le analisi sui singoli PS in quanto i movimenti non dipendono solamente da fenomeni gravitativi di versante.

## 6. ASSETTO GEOSTRUTTURALE

### 6.1 CARATTERIZZAZIONE GEOMECCANICA DELL'AMMASSO ROCCIOSO

L'analisi strutturale globale (rilievo in sito) ha permesso di individuare le caratteristiche geometriche delle deformazioni duttili (pieghe) e fragili (faglie, fratture, giunti) presenti all'interno dell'ammasso roccioso oggetto di studio.

Dal momento che l'ammasso roccioso risulta fratturato per la presenza di più sistemi di discontinuità che lo scompongono in blocchi, è necessario valutare un comportamento globale dell'ammasso in termini di resistenza.

Per l'analisi della falesia in questione si è fatto riferimento a criteri di rottura empirici o semi-empirici, spesso fondati su ipotesi circa il ruolo delle discontinuità. Questi criteri permettono di attribuire un dominio di resistenza ad un ammasso roccioso, a partire dalle proprietà del materiale roccia che costituisce i singoli blocchi dell'ammasso e dall'influenza delle discontinuità sul comportamento dell'ammasso stesso.

Al fine di caratterizzare dal punto di vista geomeccanico la roccia si è fatto riferimento al criterio di rottura di Hoek & Brown (2002).

### 6.2 IL CRITERIO DI ROTTURA DI HOEK & BROWN (2002)

Il criterio di rottura generalizzato Hoek & Brown assume che ammassi rocciosi fratturati giungano in condizioni di rottura per

$$\sigma_1' = \sigma_3' + \sigma_{ci} [m_b (\sigma_3'/\sigma_{ci}) + s]^a$$

dove :

$\sigma_1'$  e  $\sigma_3'$  = sforzi efficaci, rispettivamente maggiore e minore, nel materiale alla rottura;

$m_b$  = costante caratteristica dell'ammasso roccioso;

$s$  e  $a$  = costanti che dipendono dalle caratteristiche di fratturazione e dalle condizioni di discontinuità dell'ammasso roccioso;

$\sigma_{ci}$  = resistenza a compressione monoassiale della roccia intatta.

Nel caso di  $\sigma_3'=0$ , equivalente a uno stato di compressione in condizioni non confinate, si ottiene:

- resistenza a compressione monoassiale  $\sigma_c = \sigma_{ci} s a$
- resistenza a trazione  $\sigma_t = - (s \sigma_{ci}) / m_b$
- Gli sforzi normali e di taglio sono definiti dalle equazioni:

$$\sigma_n' = \frac{\sigma_1' + \sigma_3'}{2} - \frac{\sigma_1' - \sigma_3'}{2} \cdot \frac{\frac{d\sigma_1'}{d\sigma_3'} - 1}{\frac{d\sigma_1'}{d\sigma_3'} + 1} \quad \tau = (\sigma_1' - \sigma_3') \frac{\sqrt{\frac{d\sigma_1'}{d\sigma_3'}}}{\frac{d\sigma_1'}{d\sigma_3'} + 1}$$

dove:

$$\frac{d\sigma_1'}{d\sigma_3'} = 1 + a m_b \left( m_b \cdot \frac{\sigma_3'}{\sigma_{ci}} + s \right)^{a-1}$$

Per stimare i parametri di resistenza e deformabilità degli ammassi rocciosi fratturati mediante il criterio di Hoek & Brown occorre conoscere:

- $\sigma_{ci}$  = resistenza a compressione monoassiale della roccia intatta;
- $m_i$  = costante che dipende dai caratteri petrografici e tessiturali della roccia intatta secondo la Tabella sotto riportata;

GSI = Geological Strength Index, funzione dalle caratteristiche strutturali dell'ammasso e dalle condizioni delle discontinuità (vedi paragrafo successivo per il relativo calcolo)

I parametri  $m_b$ ,  $s$ ,  $a$  sono calcolati mediante le relazioni

- $m_b = m_i \exp[(GSI-100)/(28-14D)]$
- $s = \exp[(GSI-100)/(9-3D)]$
- $a = 1/2 + 1/6(e^{-GSI/15} - e^{-20/3})$

dove  $D$ , "fattore di disturbo" dell'ammasso roccioso, rappresenta il degrado o detensionamento a seguito di scavi meccanici o del rilascio di stress tensionali (Hoek, 2002), variabile da  $D = 0$  per pendii non disturbati a  $D = 1$  nel caso peggiore.

Hoek propone inoltre il concetto di resistenza globale dell'ammasso roccioso, cioè un parametro che non individui solo il limite di rottura del materiale, ma che dia una resistenza globale dello stesso.

La "resistenza globale dell'ammasso roccioso"  $\sigma'_{cm}$  è calcolata con l'espressione:

$$\sigma'_{cm} = \frac{2c' \cos \phi'}{1 - \sin \phi'}$$

Dalla relazione non-lineare di Hoek e Brown si ottengono coppie di valori  $\sigma'_3$ ,  $\sigma'_1$  che definiscono lo stato tensionale a rottura. Questi possono essere rappresentati su diagramma  $\sigma'_1$ - $\sigma'_3$  ed approssimati a relazioni lineari in uno specifico campo di pressione di confinamento  $\sigma'_t < \sigma'_3 < \sigma'_3 \max$ .

Dal diagramma  $\tau'$ - $\sigma'_n$ , secondo il criterio lineare Mohr-Coulomb,

$$\tau = c' + \sigma'_n \tan \phi'$$

si ottengono i parametri equivalenti di resistenza al taglio dell'ammasso roccioso:

$c'$  = coesione apparente;

$\phi'$  = angolo di resistenza al taglio.

Il valore massimo di sforzo principale minore ( $\sigma'_3 \max$ ) delimita il campo di validità della relazione tra criterio Hoek-Brown e criterio lineare Mohr-Coulomb e dei parametri di resistenza equivalenti  $c'$  e  $\phi'$  che da questa si ricavano  $\sigma'_3 \max$  è funzione del problema specifico.

Nell'applicare il metodo a pendii di altezza  $H$  gli autori suggeriscono la relazione:

$$\frac{\sigma'_{3 \max}}{\sigma'_{cm}} = 0.72 \cdot \left( \frac{\sigma'_{cm}}{\gamma \cdot H} \right)^{-0.91}$$

Il modulo di elasticità dell'ammasso roccioso  $E_m$  è calcolato dall'espressione

$$E_m (GPa) = \left( 1 - \frac{D}{2} \right) \sqrt{\frac{\sigma'_{ci}}{100} \cdot 10^{((GSI-10)/40)}} \quad \text{se } \sigma_{ci} \leq 100 \text{ MPa}$$

$$E_m (GPa) = \left( 1 - \frac{D}{2} \right) \cdot 10^{((GSI-10)/40)} \quad \text{se}$$

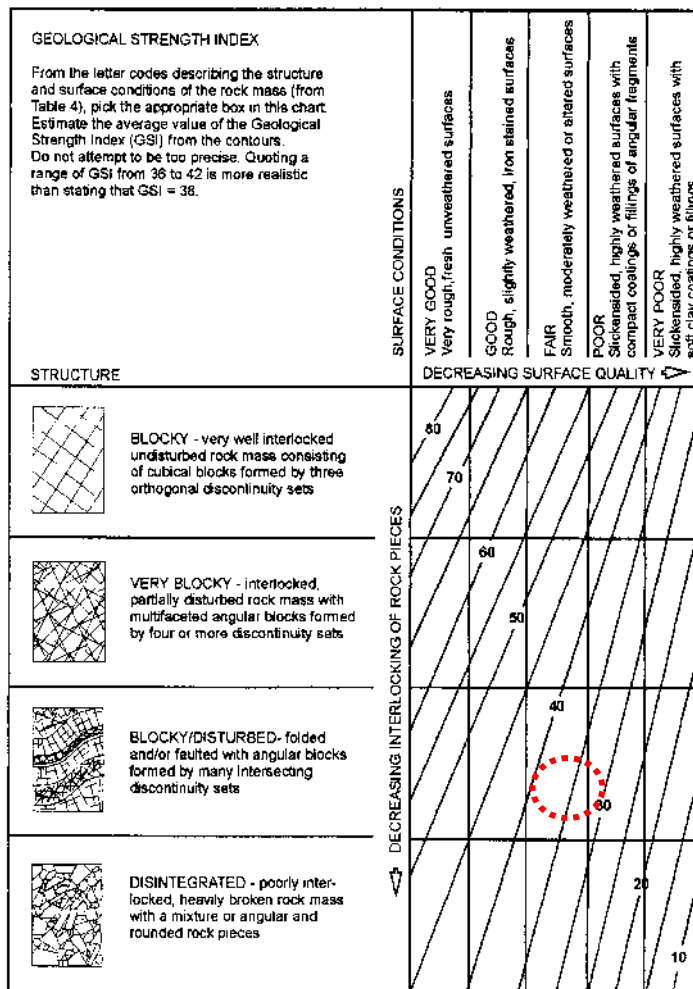
$\sigma_{ci} > 100 \text{ MPa}$

Rock type	Class	Group	Texture			
			Coarse	Medium	Fine	Very fine
SEDIMENTARY	Clastic		Conglomerate (22)	Sandstone 19 —— Greywacke —— (18)	Siltstone 9	Claystone 4
		Organic		—— Chalk —— 7 —— Coal —— (8-21)		
	Non-Clastic	Carbonate	Breccia (20)	Sparitic Limestone (10)	Micritic Limestone 8	
		Chemical		Gypstone 16	Anhydrite 13	
METAMORPHIC	Non Foliated		Marble 9	Hornfels (19)	Quartzite 24	
	Slightly foliated		Migmatite (30)	Amphibolite 25 - 31	Mylonites (6)	
	Foliated*		Gneiss 33	Schists 4 - 8	Phyllites (10)	Slate 9
IGNEOUS	Light		Granite 33		Rhyolite (16)	Obsidian (19)
		Granodiorite (30)		Dacite (17)		
	Dark	Diorite (28)		Andesite 19		
		Gabbro 27 Norite 22	Dolerite (19)	Basalt (17)		
Extrusive pyroclastic type		Agglomerate (20)	Breccia (18)	Tuff (15)		

**Tabella - Valori della costante  $m$  proposti da Hoek & Brown (2002)**

### 6.3 GEOLOGICAL STRENGTH INDEX

Dalla campagna di rilievi effettuata si sono raccolte informazioni sufficienti a definire l'“indice di resistenza dell'ammasso roccioso” GSI, secondo quanto proposto da Hoek (1997).



Valutazione del GSI ("Geological Strength Index"), secondo Hoek (1997)

L'ammasso roccioso in oggetto, costituito da oficarbonatiti, presenta una struttura compresa nella classe "BLOCKY/DISTURBED": "ammassi rocciosi piegati e fagliati con blocchi angolari formati da diverse famiglie di discontinuità".

Le discontinuità sono piuttosto rugose, poco alterate. Alcune mostrano evidenze di scorrimento, mentre le discontinuità maggiori sono spesso interessate da riempimenti granulari o brecce di faglia. Sono state quindi riferite a cavallo delle classi che attribuiscono alle superfici mediocri caratteristiche di qualità geomeccaniche (FAIR).

Di conseguenza il valore di GSI è stato stimato compreso tra 30 e 40 (come evidenziato da un cerchio rosso in figura). L'utilizzo dei dati ricavati ha permesso di definire il valore del parametro in 35.

### 6.4 PARAMETRI GEOMECCANICI UTILIZZATI PER LE ANALISI DI STABILITÀ DEI FRONTI

Quest'analisi è stata condotta al fine di definire i parametri che governano il comportamento dell'ammasso roccioso ai fini della valutazione della stabilità dei fronti. Nell'applicazione del metodo sopra descritto, ci si è avvalsi del software di analisi "RocLab" (Rocscience, 2002).

Di seguito si riportano i dati utilizzati per il calcolo secondo il criterio di Hoek & Brown, nonché i dati di input forniti al software.

**Material: oficalciti**

**Hoek Brown Classification**

sigci 150 MPa  
 GSI 35  
 mi 20  
 D 0.7  
 Ei 67500

**Hoek Brown Criterion**

mb 0.562313  
 s 8.10625e-005  
 a 0.51595

**Failure Envelope Range**

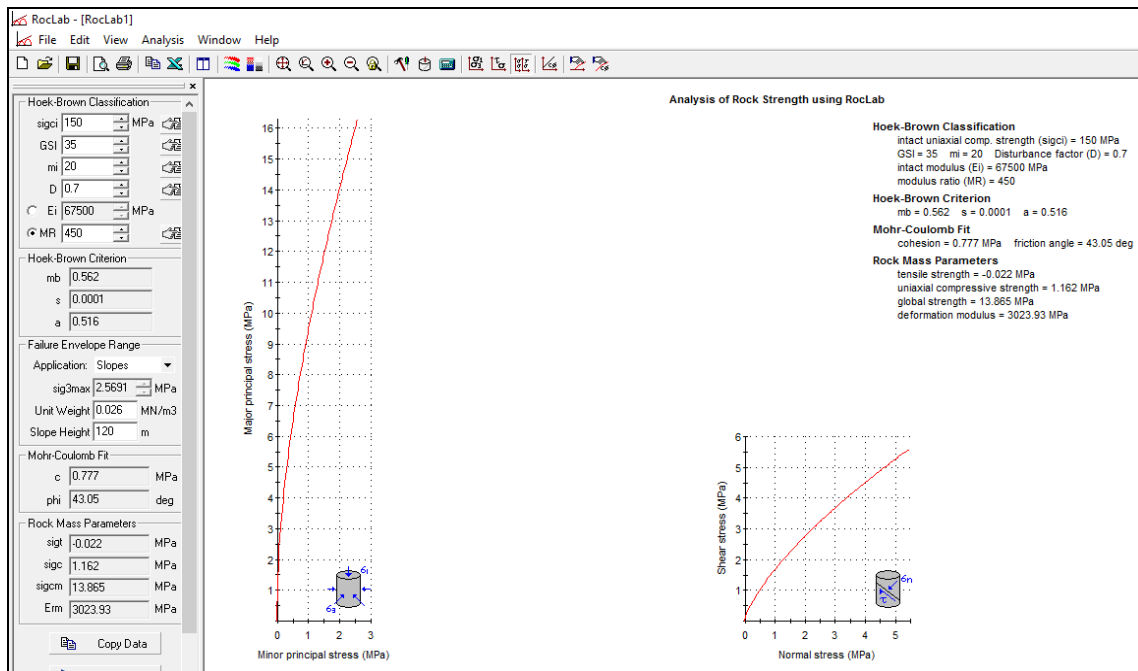
Application Slopes  
 sig3max 2.56913 MPa  
 Unit Weight 0.026 MN/m3  
 Slope Height 120 m

**Mohr-Coulomb Fit**

c 0.776964 MPa  
 phi 43.0472 degrees

**Rock Mass Parameters**

sigt -0.0216239 MPa  
 sigc 1.16211 MPa  
 sigcm 13.8651 MPa  
 Erm 3023.93 MPa



## 6.5 VERIFICHE CINEMATICHE

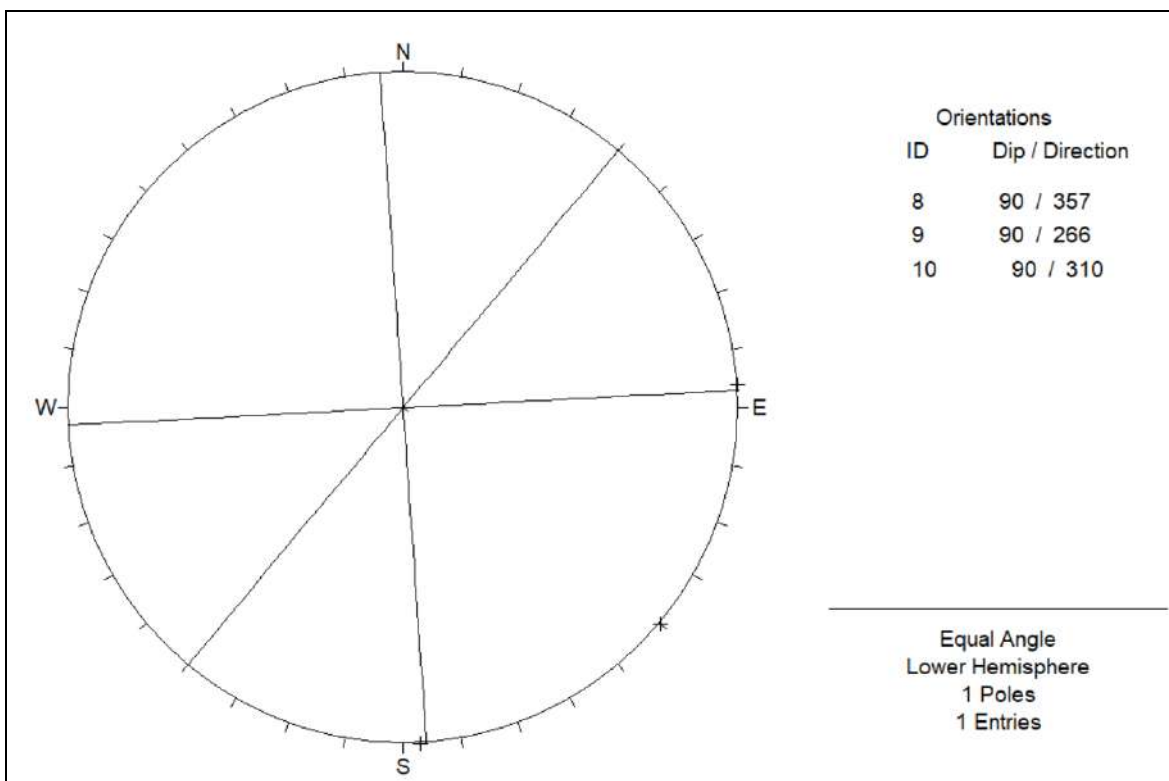
### 6.5.1 Pendii analizzati

Per le verifiche cinematiche sono stati presi come riferimento tre pendii “tipo”, ritenuti rappresentativo della orientazione dei principali fronti di coltivazione.

- Fronte 1: 357/90
- Fronte 2: 266/90
- Fronte 3: 310/90



**Corografia con indicazione dei principali fronti di coltivazione**



**Proiezione stereografica dei principali fronti di coltivazione**

### 6.5.2 Cenni teorici

Il termine ammasso roccioso si riferisce ad un insieme di roccia intatta e piani di discontinuità. Il termine piano di discontinuità ha un'accezione molto generica ed è riferibile a qualsiasi interruzione che interrompe la continuità della roccia intatta, senza quindi alcun riferimento alla natura e al meccanismo genetico della frattura. Infatti, le discontinuità possono essere di natura:

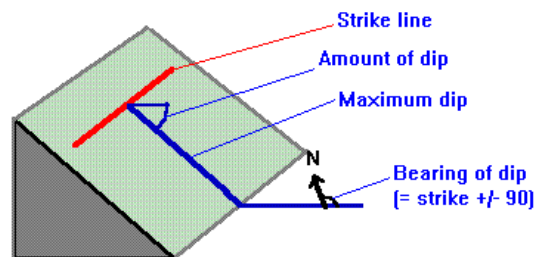
- primaria: stratificazione, piani di strutture sedimentarie, etc.;
- secondaria: discontinuità tettoniche, di alterazione, di detensionamento, di raffreddamento, etc...

Gli ammassi rocciosi possono quindi essere considerati come un più o meno complesso insieme di blocchi, la cui propensione a svincolarsi e franare (instabilità) è fortemente condizionata dai rapporti geometrici e dalla natura delle superfici di discontinuità e, naturalmente, dai litotipi interessati. Chiaramente, l'instabilità può aumentare considerevolmente nelle porzioni di ammasso delimitate da superfici libere, coincidenti con le scarpate degli affioramenti.

In linea generale, tutte le superfici di discontinuità hanno in comune alcune caratteristiche, quali una resistenza alla trazione trascurabile e valori di resistenza al taglio nettamente inferiori a quelli della roccia intatta. Quindi, le caratteristiche di resistenza al taglio alla scala dell'ammasso roccioso dipendono sensibilmente dalle resistenze disponibili lungo i piani di discontinuità, dalla loro orientazione nello spazio e dai rapporti geometrici che intercorrono fra essi.

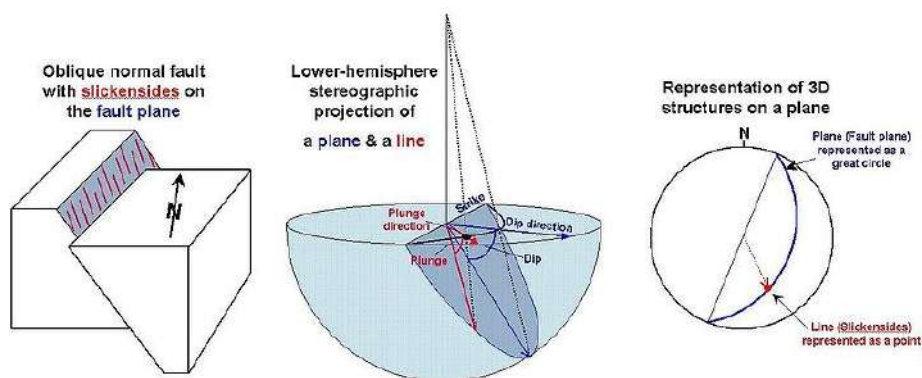
I metodi operativi che sono stati utilizzati per il rilevamento delle discontinuità coincidono con quelli usualmente adottati nel campo della geologia strutturale e della geomeccanica, essenzialmente derivati dalle metodologie proposte dall'ISRM (1978) e da Priest (1993).

La posizione di un piano di discontinuità nello spazio può essere definita mediante la sua immersione (o azimuth misurato da Nord in senso orario della linea di massima pendenza) e inclinazione (angolo tra la linea di massima pendenza e l'orizzontale).



Per rappresentare graficamente le giaciture si ricorre alle proiezioni stereografiche su un piano orizzontale delle superfici di discontinuità. In questo lavoro è stata utilizzata la proiezione equivalente, sull'emisfero inferiore del reticolo di Wulff (equiangolare).





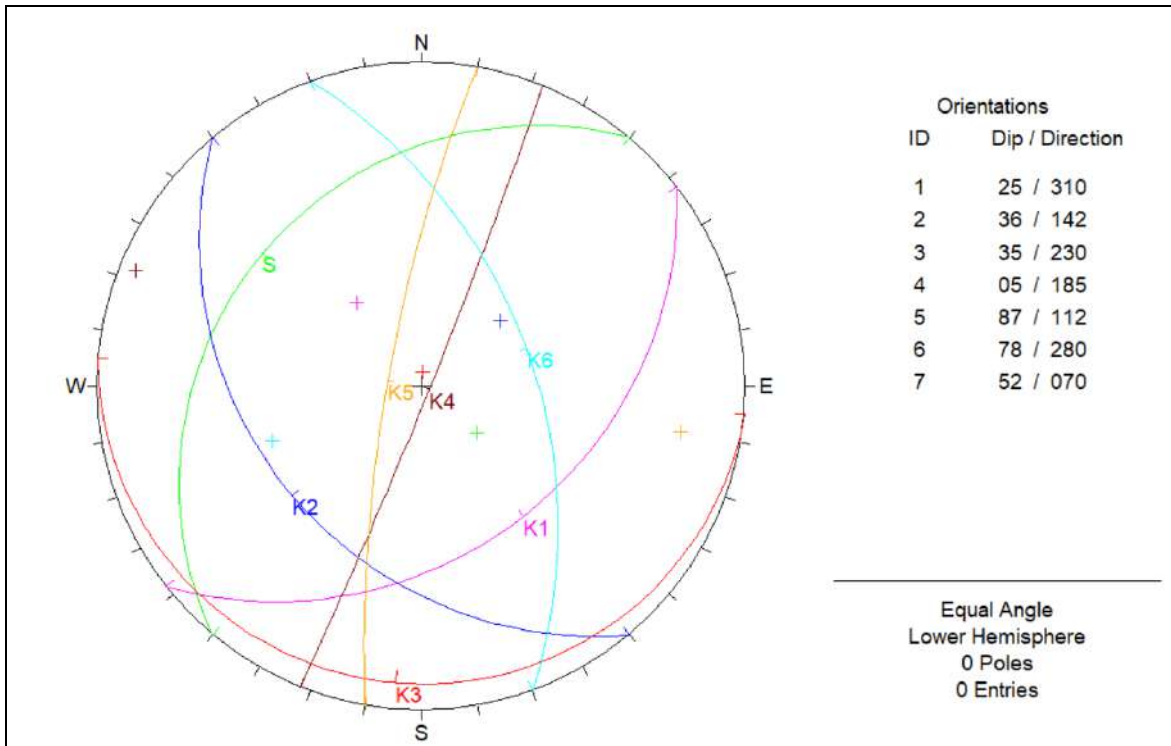
L'assetto strutturale dell'area è alquanto complesso a causa della evidente fase deformativa che subisce l'ammasso roccioso e che provoca una riorientazione ed una dispersione dei valori di giacitura della scistosità e delle altre famiglie di discontinuità.

Dal punto di vista strutturale sono state identificate 6 famiglie di discontinuità principali.

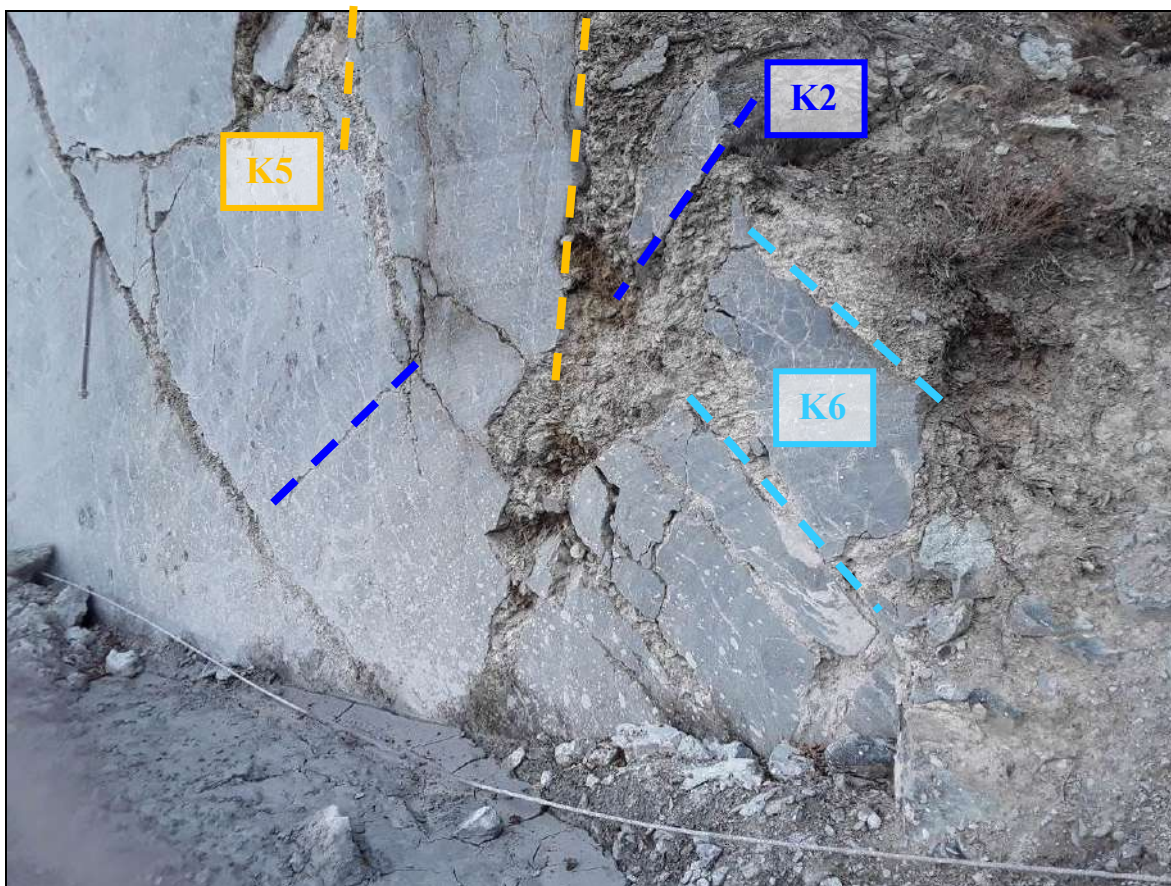
<i>Sistema</i>	<i>Giacitura</i>
S	310/25
K1	142/36
K2	230/35
K3	185/05
K4	112/87
K5	280/78
K6	70/52

La scistosità principale immerge prevalentemente verso N – N-O (azimut/dip medio = 310/25).

Di seguito si riportano gli stereogrammi di Wulff ove sono rappresentate le famiglie di discontinuità rilevate sul terreno e considerate nelle relative verifiche cinematiche. Per facilitare la lettura dello stereogramma le discontinuità secondarie non sono state rappresentate.



**Stereogramma con l'indicazione dei poli e dei piani delle discontinuità rilevate**



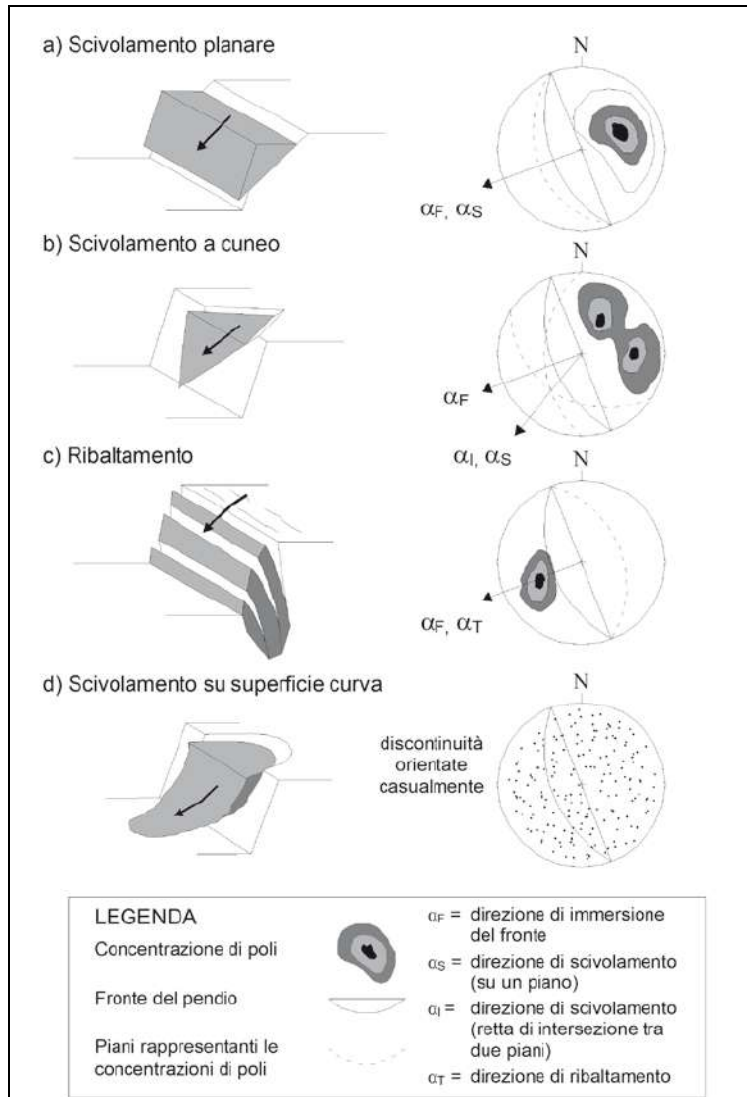


L'analisi dei potenziali cinematismi di movimento dei blocchi delimitati dai piani principali individuati, può essere effettuata attraverso l'esame delle rappresentazioni stereografiche: vengono studiati l'assetto delle singole famiglie di discontinuità e i rapporti geometrici che intercorrono fra esse e rispetto alla giacitura media del pendio.

Per questo tipo di studio si utilizza la proiezione dell'emisfero inferiore, di tipo equiangolare (reticolo di Wulff), poiché mantiene inalterate le relazioni fra gli angoli.

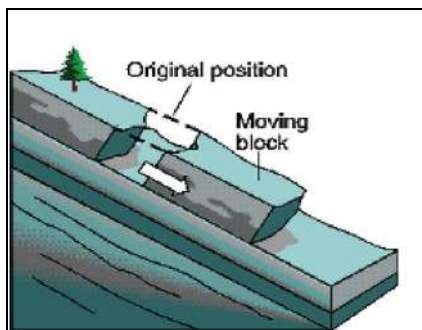
I cinematismi analizzati in seguito sono:

- scivolamento/scorrimento planare;
- scivolamento/scorrimento di cunei;
- ribaltamento.



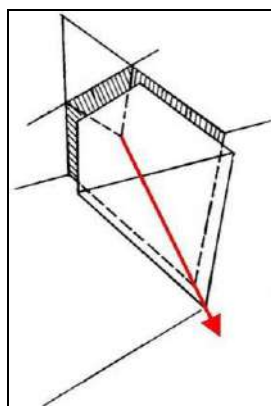
### 6.5.3 Scivolamento/scorrimento planare

La superficie di rottura può essere costituita da una vera e propria superficie piana o da una fascia relativamente sottile di intensa deformazione a taglio. Dal punto di vista cinematico, il fenomeno si manifesta in ammassi interessati da discontinuità aventi una direzione di immersione prossima a quella del fronte con un'approssimazione di  $20^\circ$ . La seconda condizione fondamentale affinché si manifesti la possibilità cinematica di scivolamento planare è che l'angolo di inclinazione del piano della discontinuità sia inferiore all'angolo di inclinazione del fronte del pendio in roccia. Discontinuità addizionali sub-verticali possono definire l'estensione laterale del volume potenzialmente instabile, ma essendo considerate semplicemente come superfici di rilascio, il loro contributo ai fini della stabilità del pendio è nullo; nel caso non siano presenti superfici laterali, l'estensione laterale della massa potenzialmente scivolante può essere definita solamente quando la superficie planare sia localizzata su uno sperone di roccia. Il volume instabile può essere ulteriormente delimitato da una superficie sub-verticale posta a monte con il ruolo di giunto di trazione.



#### 6.5.4 Scivolamento/scorrimento di cunei

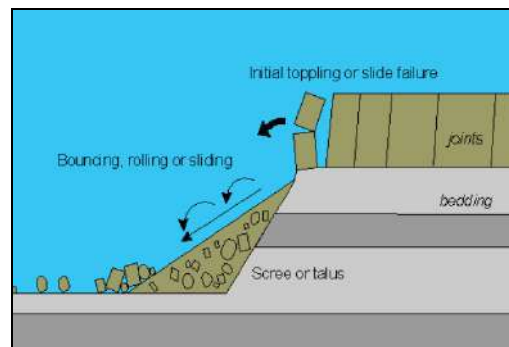
Avviene su due piani di discontinuità che si intersecano in una linea con angoli di immersione e di inclinazione compatibili con il fronte del pendio. Affinché sia verificata la possibilità cinematica di scivolamento a cuneo occorre infatti che la linea di intersezione rispetti due condizioni fondamentali: il suo angolo di inclinazione deve essere inferiore all'angolo di inclinazione del fronte del pendio ed il suo angolo di immersione deve essere compreso in un campo di variabilità di  $\pm 90^\circ$  intorno al valore dell'angolo di immersione del fronte del pendio (la retta di intersezione deve cioè intersecare il fronte). Anche in questo caso il volume potenzialmente instabile può essere delimitato da superfici sub-verticali laterali o poste a monte (giunti di trazione), con il ruolo di superfici di rilascio.



#### 6.5.5 Ribaltamento

Comporta la formazione di colonne alte e sottili che, per particolari condizioni geometriche, si distaccano dall'ammasso roccioso secondo un movimento rotatorio che ha il fulcro alla base della colonna. Goodman e Bray (1976) hanno individuato una serie di differenti tipi di crolli per ribaltamento, i quali possono essere classificati in due grandi categorie: il ribaltamento a blocchi ed il ribaltamento flessionale. In particolare, il ribaltamento a blocchi avviene in seguito alla formazione di blocchi prismatici generati dall'intersezione di due sistemi di discontinuità sub-ortogonali; il primo presenta una forte inclinazione, una ridotta spaziatura ed un'elevata persistenza, mentre il secondo è caratterizzato essenzialmente da una debole inclinazione e costituisce la base del blocco. Essendo il meccanismo di instabilità strettamente legato alla forma dei blocchi, le condizioni cinematiche sono in questo caso più incerte rispetto alle instabilità per scivolamento. Generalmente si considera unicamente la condizione che l'immersione dei piani che compongono il blocco sia simile (con un'orientazione di  $\pm 180^\circ$  nel caso di piano sub-verticale a reggipoggio). Nel caso invece del

ribaltamento flessionale, solo la famiglia di discontinuità a forte inclinazione è preesistente mentre la base del blocco è costituita da una superficie di rottura dovuta agli sforzi di trazione indotti nelle colonne inflesse.



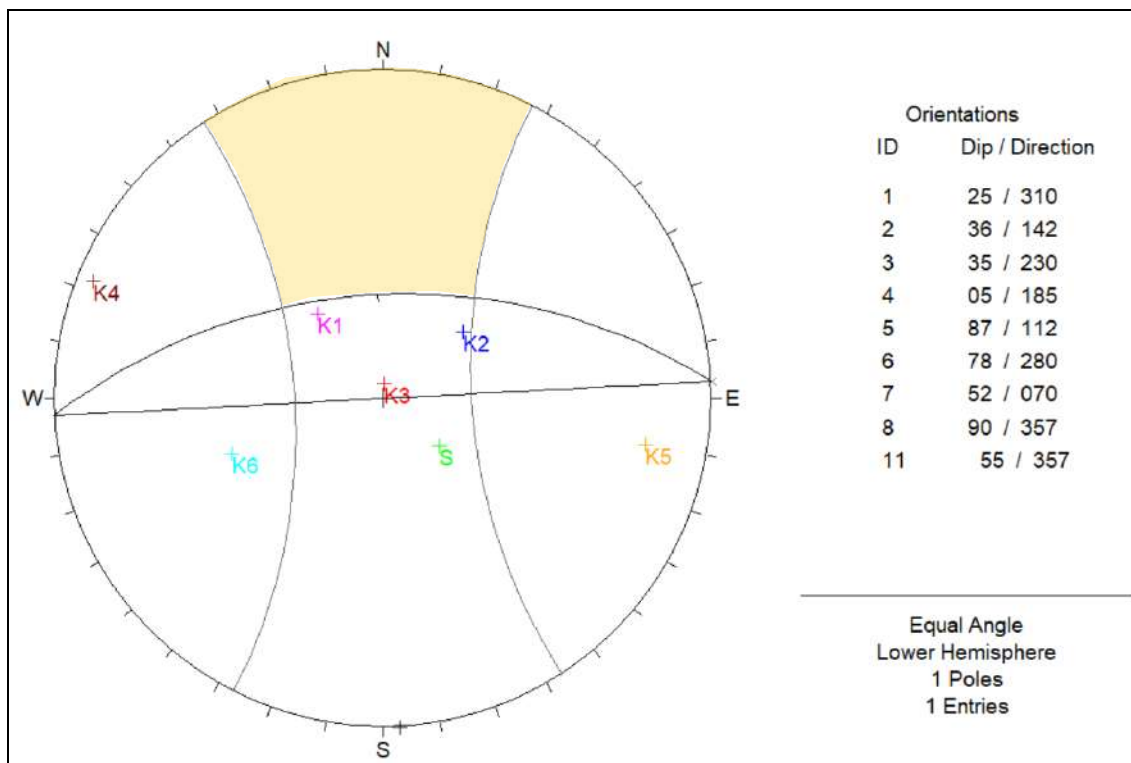
Per impostare ed effettuare le analisi cinematiche, è necessario disporre di una serie di dati relativi al contesto geomeccanico (angolo di attrito), strutturale (giacitura delle famiglie di discontinuità) e morfometrico (giacitura dei pendii) dell'ammasso roccioso in esame. È anche necessario ricordare che l'analisi cinematica fornisce indicazioni solo sui possibili meccanismi, non sul grado di stabilità dei casi esaminati.

Il valore dell'angolo di attrito da utilizzare in questo tipo di analisi deve rappresentare l'ammasso roccioso nel suo complesso, in questo caso costituito prevalentemente da oficalciti è stato desunto dalla letteratura ed adottato per le verifiche un angolo di attrito pari a  $35^\circ$ .

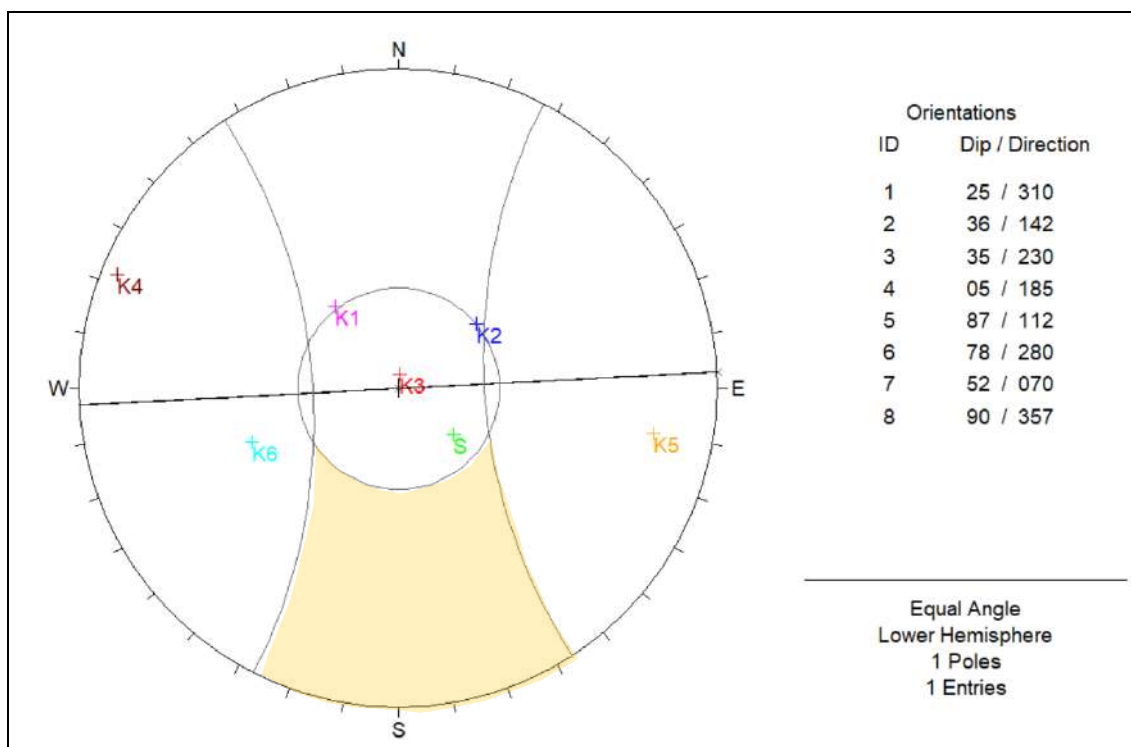
## 6.6 RISULTATI DEL TEST

Di seguito si riportano i risultati relativi ai tre cinematismi analizzati (ribaltamento, scorrimento planare e di cunei) per i fronti considerati:

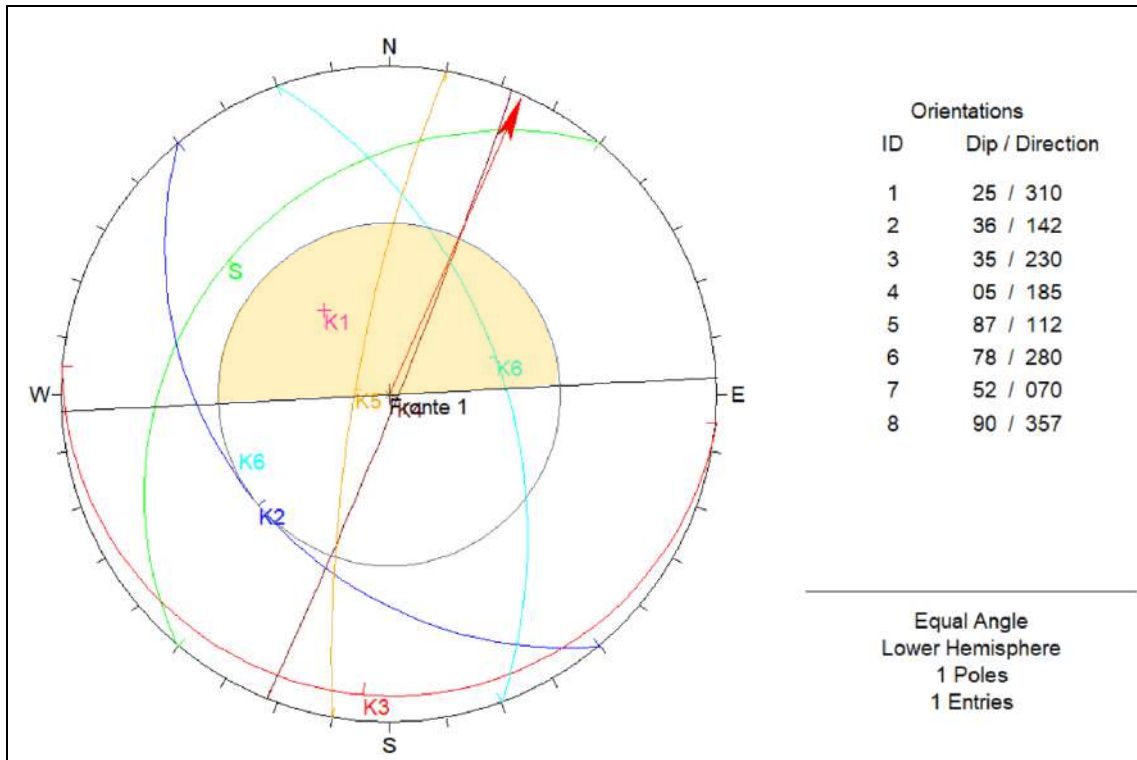
### 6.6.1 Fronte 1



**Verifica cinematica relativa a possibili fenomeni di ribaltamento: nessun ribaltamento**

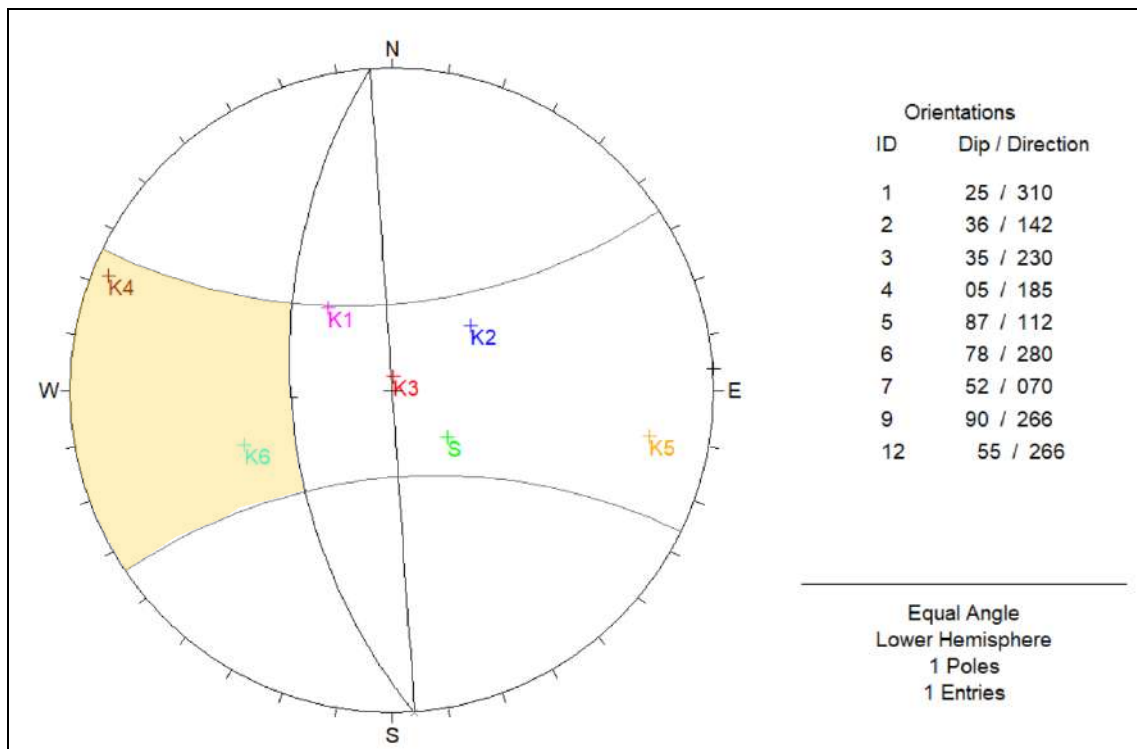


**Verifica cinematica relativa a possibili fenomeni di scorrimento planare: nessuno scorrimento**



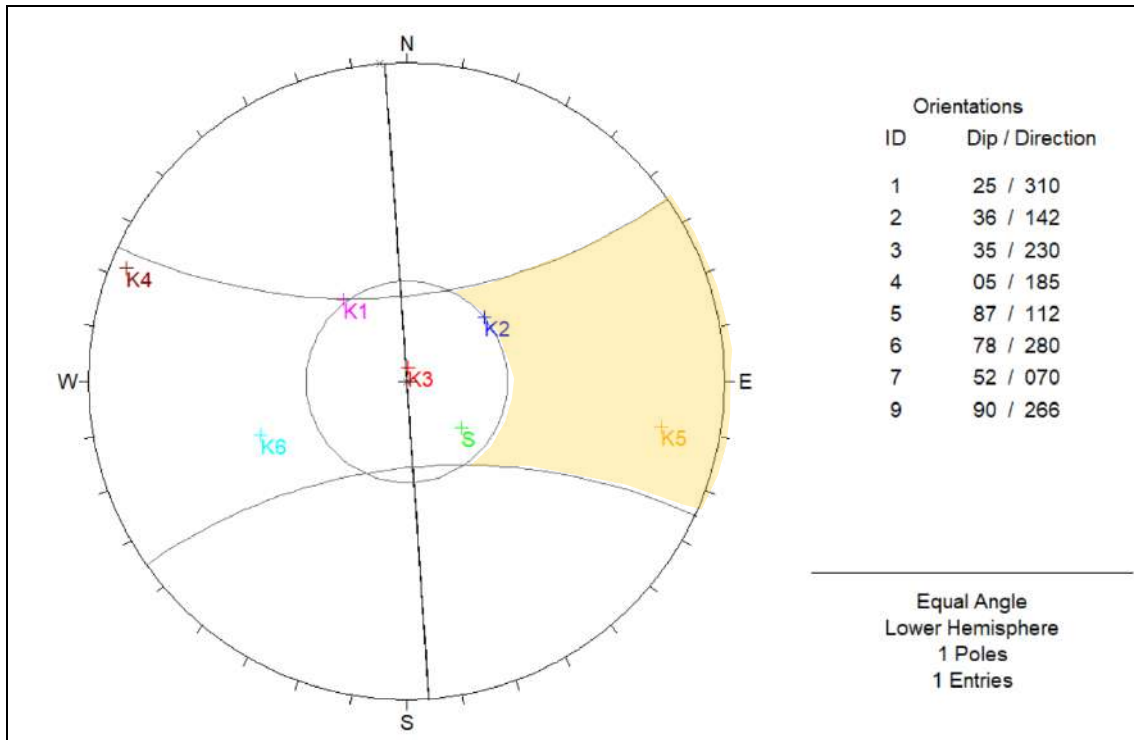
**Verifica cinematica relativa a possibili fenomeni di scorrimento di cunei: angolo di resistenza al taglio pari a 35°. Possibili scorrimenti di cunei secondo le intersezioni K4/K6**

### 6.6.2 Fronte 2

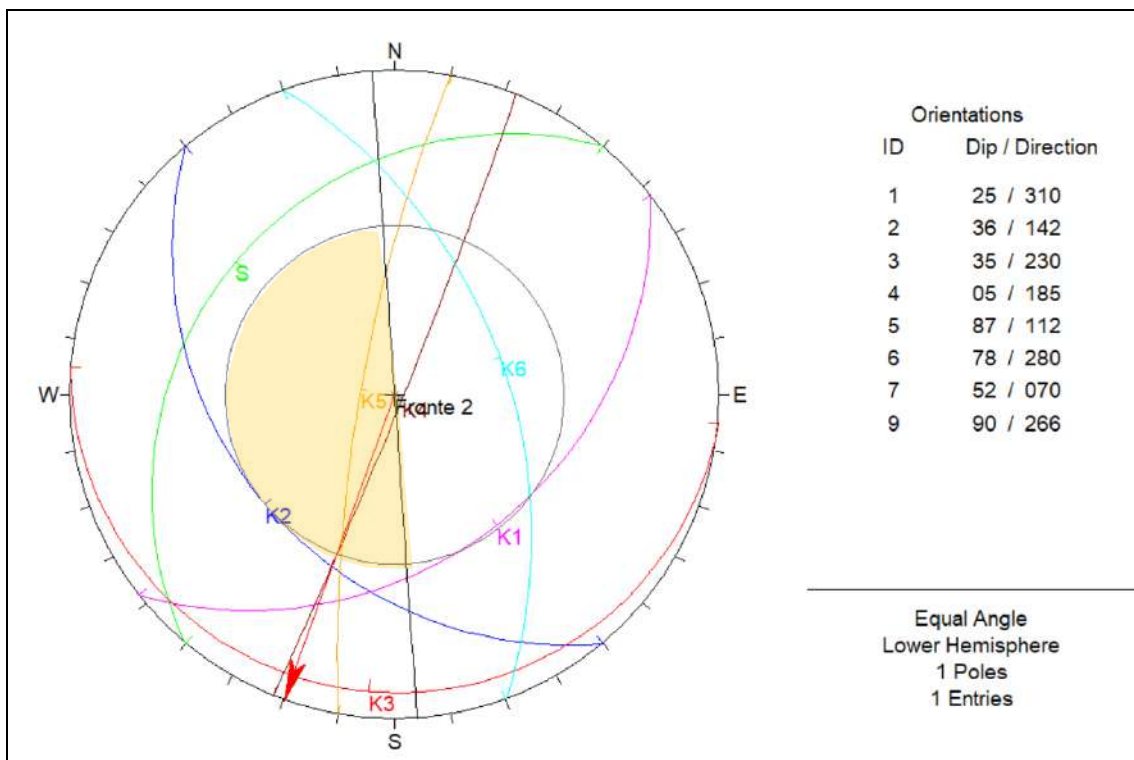


**Verifica cinematica relativa a possibili fenomeni di ribaltamento: possibili ribaltamenti secondo K4 e K6**



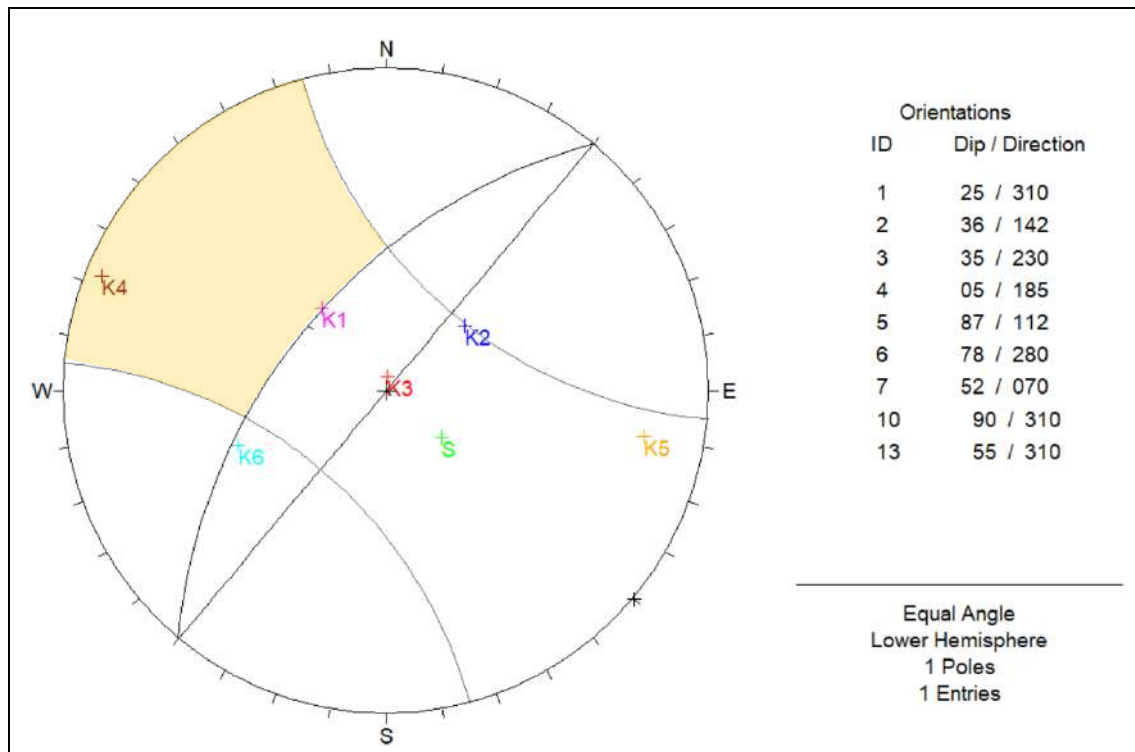


**Verifica cinematica relativa a possibili fenomeni di scorrimento planare: possibili scorrimenti su K2 e K5**

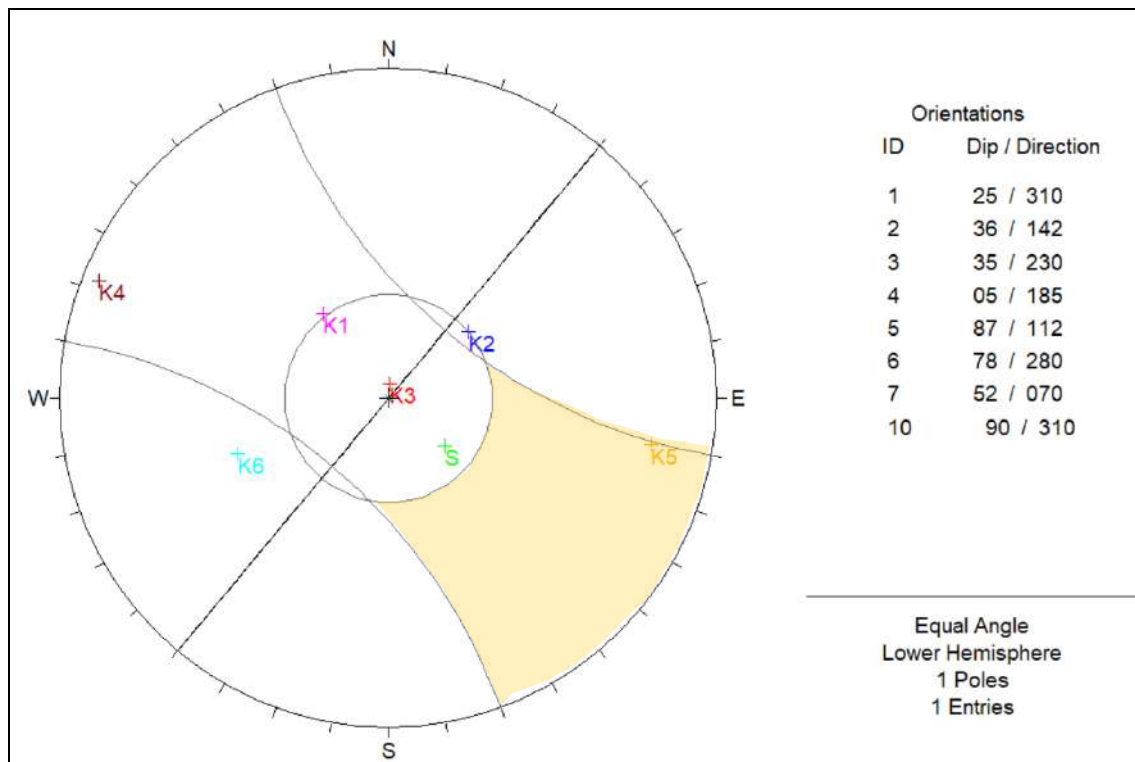


**Verifica cinematica relativa a possibili fenomeni di scorrimento di cunei: angolo di resistenza al taglio pari a 35°. Possibili scorrimenti di cunei secondo le intersezioni K4/K5**

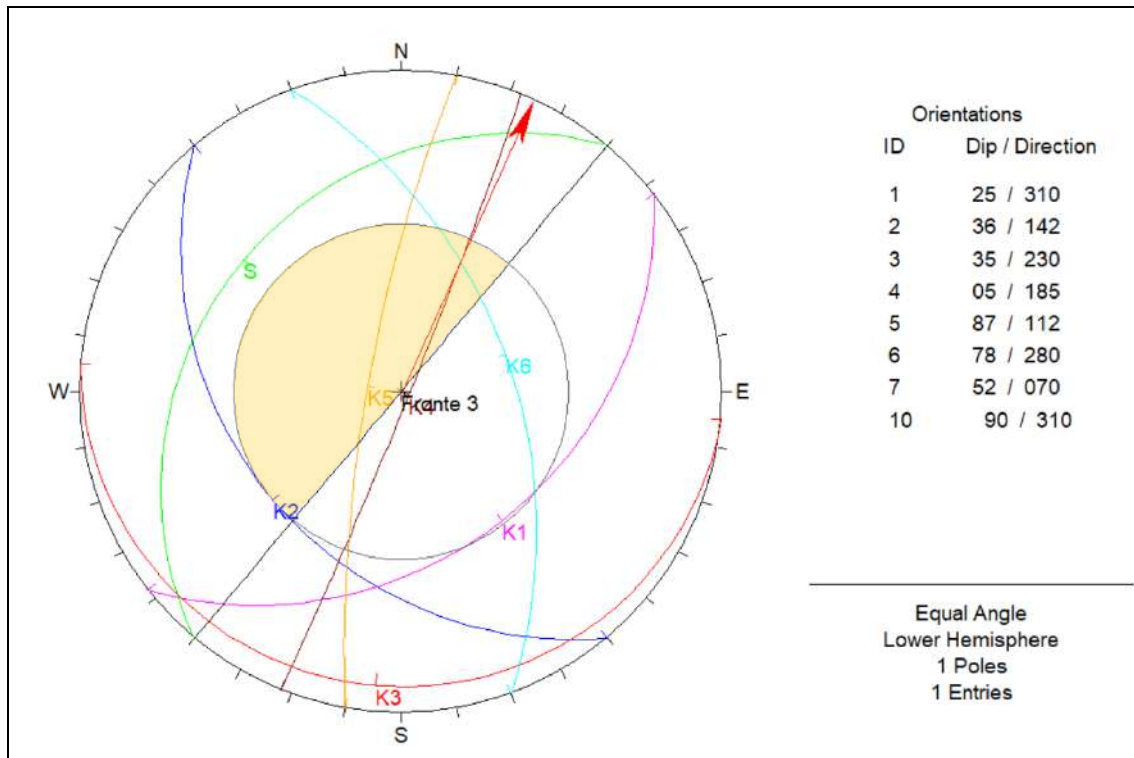
### 6.6.3 Fronte 3



**Verifica cinematica relativa a possibili fenomeni di ribaltamento: possibili ribaltamenti secondo K1 e K4.**



**Verifica cinematica relativa a possibili fenomeni di scorrimento planare: possibili scorrimenti su K5.**



**Verifica cinematica relativa a possibili fenomeni di scorrimento di cunei: angolo di resistenza al taglio pari a 35°. Possibili scorrimenti di cunei secondo le intersezioni K4/K6**

### 6.7 SINTESI DEI RISULTATI

I meccanismi di mobilitazione principali sui fronti di coltivazione oggetto di rilievo sono quindi:

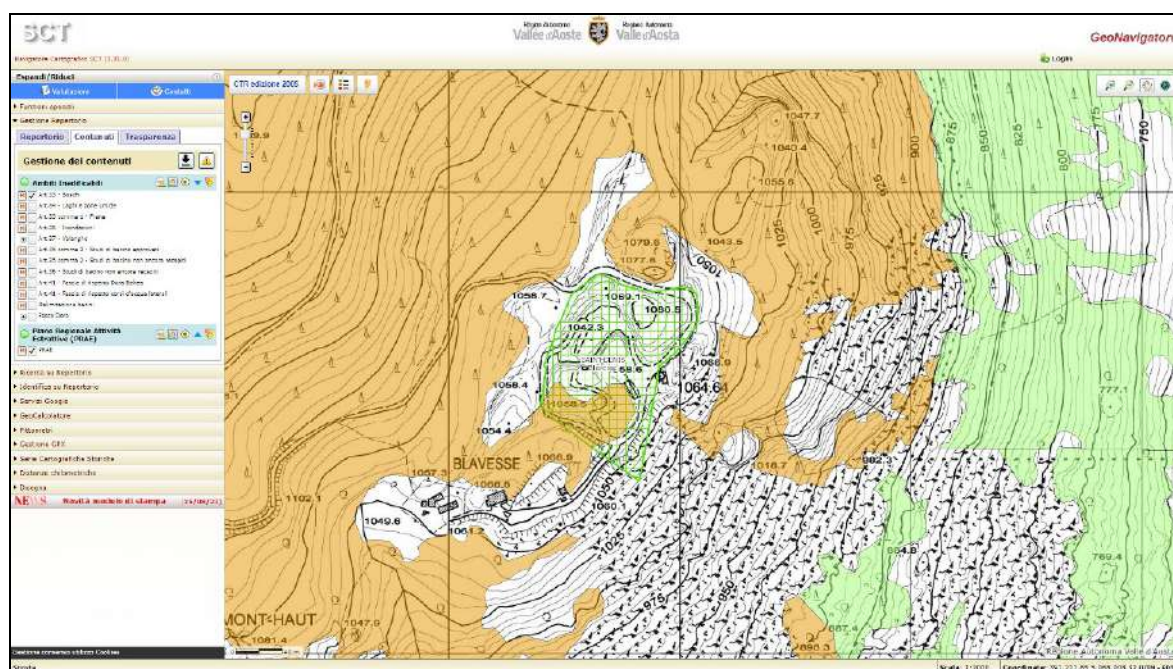
Fronte	Ribaltamento	Scorrimento planare	Scorrimento su diedro
357/90	-	-	K4/K6
266/90	K4 e K6	K2 e K5	K4/K5
310/90	K4	K5	K4/K6

## 7. AMBITI INEDIFICABILI E VINCOLI TERRITORIALI

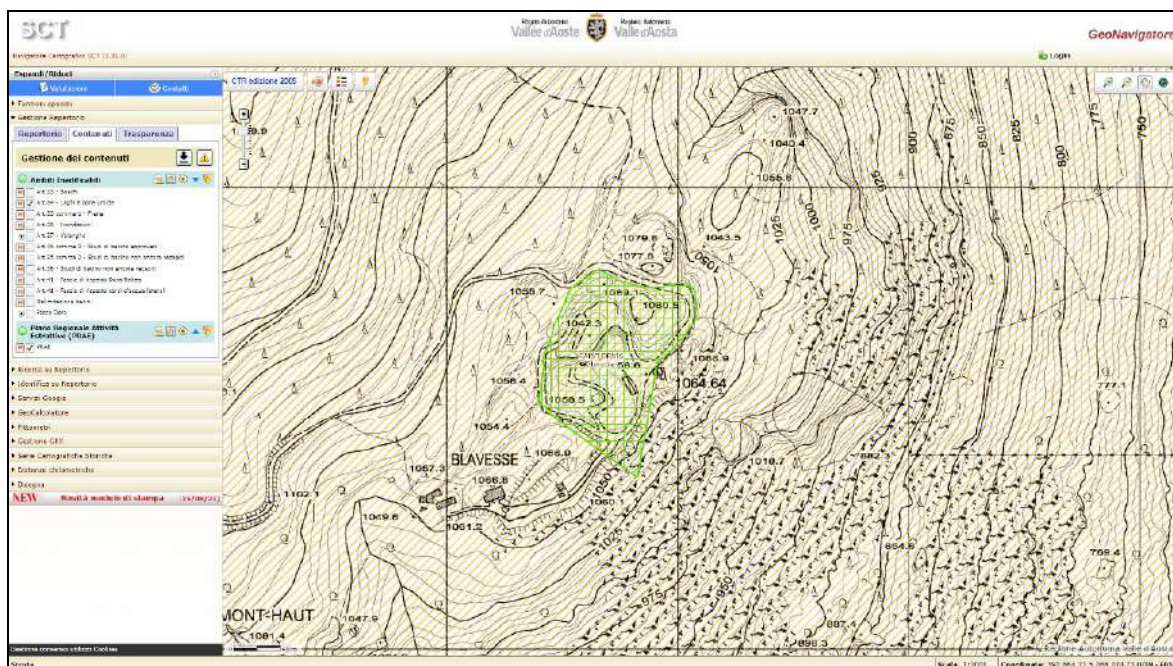
Il settore oggetto degli interventi risulta essere posto all'interno delle **AREE** boscate, delle **ZONE** inedificabili per frana (art. 35 L.R. 11/98 e suc. mod.). e del vincolo idrogeologico.

Nello specifico, l'areale rientra nelle zone F3 per frana.

VINCOLI	Riferimenti di legge	PRESENZA	PARERE
<i>Ambiti inedificabili – aree boscate</i>	<i>art. 33 – L.R. 11/98 e s.m.i.</i>	<b>X</b>	
<i>Ambiti inedificabili – zone umide e laghi</i>	<i>art. 34 – L.R. 11/98 e s.m.i.</i>		
<i>Ambiti inedificabili – frane</i>	<i>art. 35 – L.R. 11/98 e s.m.i.</i>	<b>X</b>	
<i>Ambiti inedificabili – fenomeni di trasporto in massa</i>	<i>art. 35 comma 2 – L.R. 11/98 e s.m.i.</i>		
<i>Ambiti inedificabili – inondazioni</i>	<i>art. 36 – L.R. 11/98 e s.m.i.</i>		
<i>Ambiti inedificabili – valanghe</i>	<i>art. 37 – L.R. 11/98 e s.m.i.</i>		
<i>Fasce di rispetto – Fasce di rispetto dei corsi d'acqua e delle vasche di carico</i>	<i>art. 41 – L.R. 11/98 e s.m.i.</i>		
<i>Fasce di rispetto – Fasce di tutela, rispetto e protezione delle captazioni e delle opere di stoccaggio delle acque per consumo umano</i>	<i>art. 42 – L.R. 11/98 e s.m.i.</i>		
<i>Vincolo idrogeologico</i>	<i>R.D. 3267 – 30/12/1923</i>	<b>X</b>	<b>X</b>



**Art. 33 – GeoNavigator – sito web RAVA**

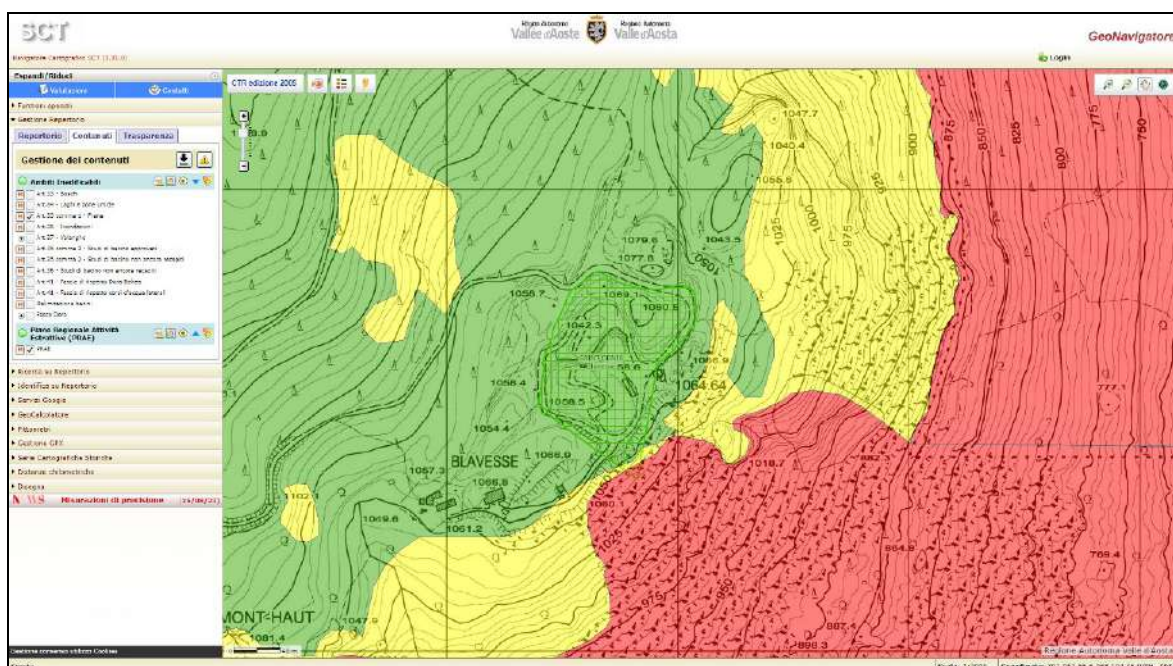


**Art. 34 – GeoNavigator – sito web RAVA**

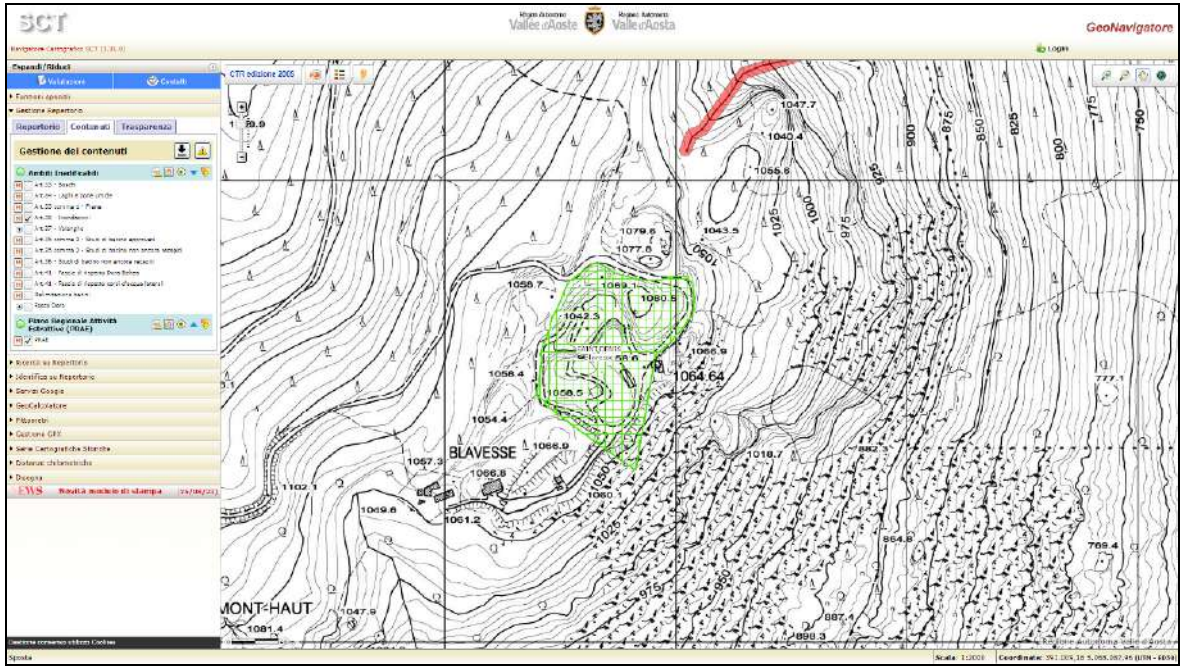
La legge regionale 11/98 e suc mod. e relative delibere attuative (delibera della Giunta regionale 2939 del 10 ottobre 2008), prevede che:

**Art. 35 – F3:**

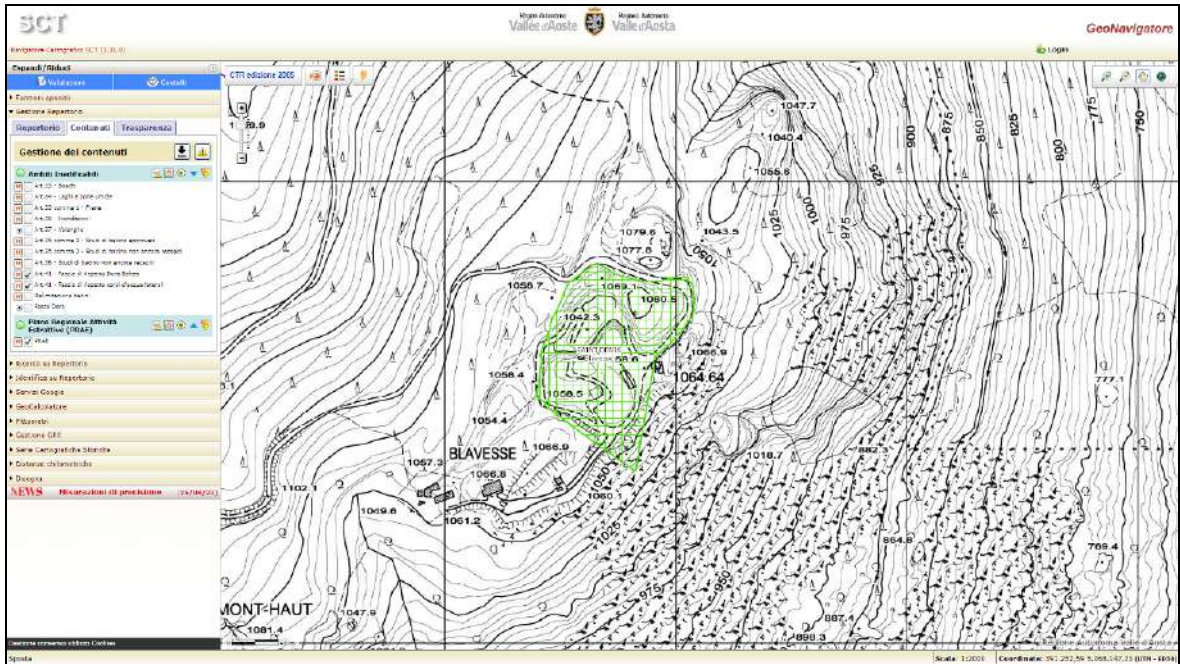
*Nelle aree a bassa pericolosità di cui all’art. 35, comma 1 – F3, è consentito ogni genere di intervento, edilizio ed infrastrutturale; nel caso di interventi di nuova costruzione, i relativi progetti devono essere corredati da uno specifico studio sulla compatibilità dell’intervento con i fenomeni idraulici, geologici e idrogeologici che possono determinarsi nell’area, e di verifica dell’adeguatezza delle condizioni di sicurezza in atto e di quelle conseguibili con le opere di mitigazione del rischio necessarie.*



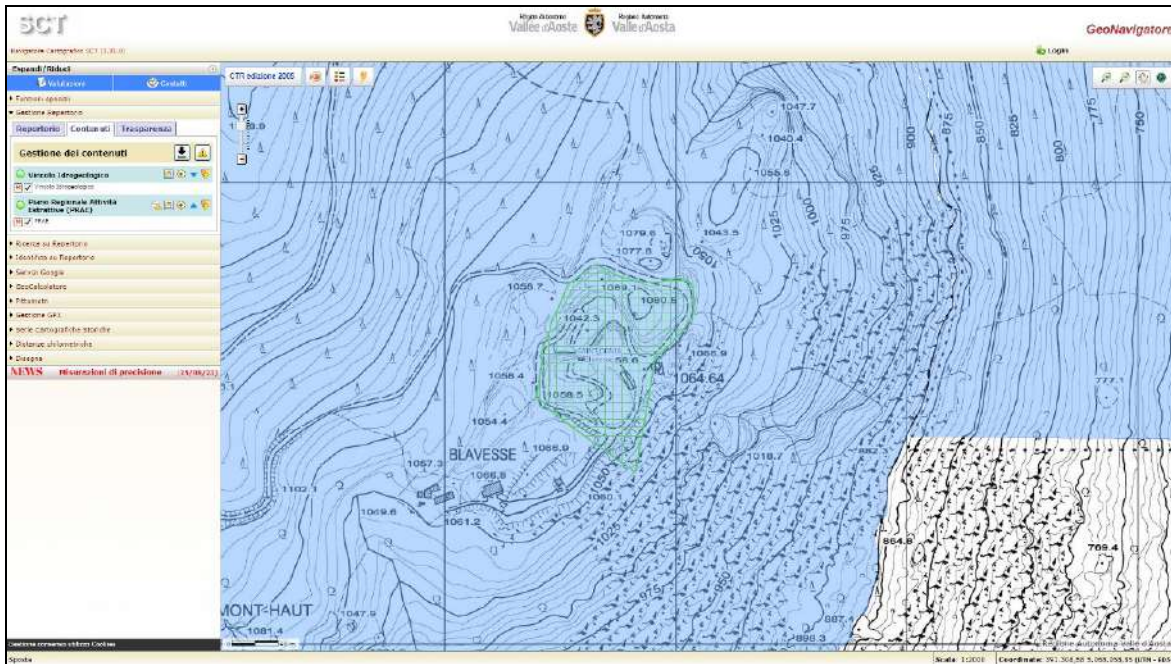
**Art. 35 – GeoNavigator – sito web RAVA**



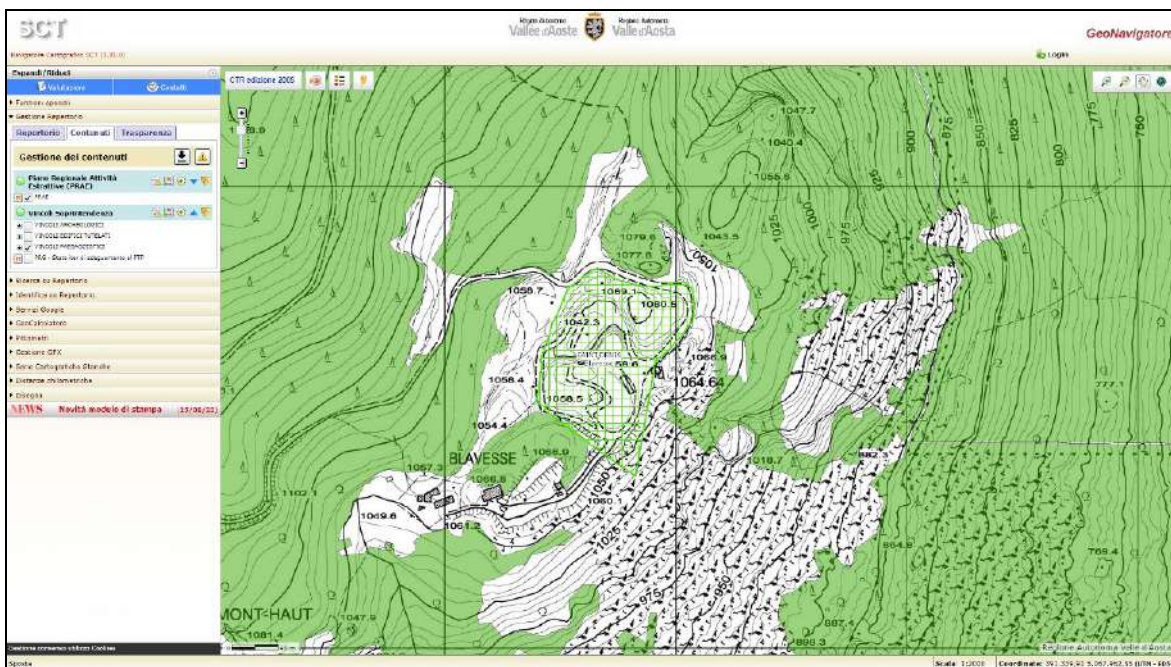
**Art. 36 – GeoNavigator – sito web RAVA**



**Art. 41 – GeoNavigator – sito web RAVA**



**Vincolo idrogeologico – GeoNavigator – sito web RAVA**



**Vincoli paesaggistici – GeoNavigator – sito web RAVA**

## 8. MODELLAZIONE SISMICA

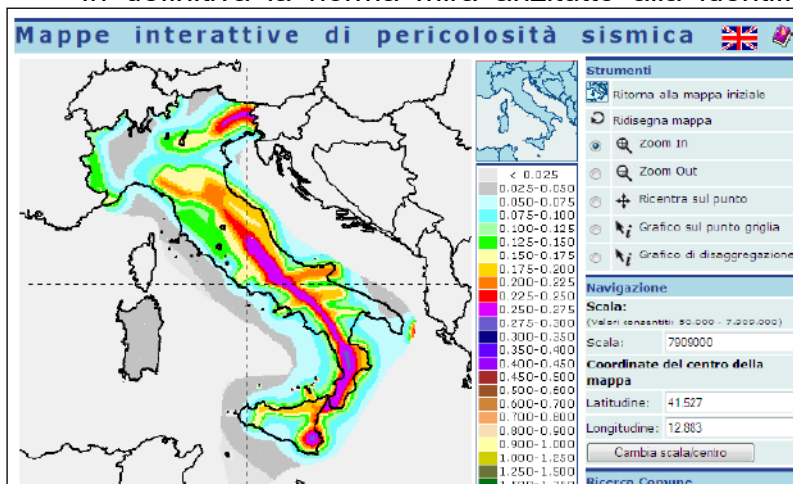
### 8.1 PREMESSE

La normativa attuale relativa alla classificazione sismica del territorio nazionale e delle normative tecniche per le costruzioni in zona sismica è rappresentata dal OPCM 3274 del 20 marzo 2003, dal OPCM 3379 del 5 novembre 2004, dal D.M. 14.01.08 "Norme tecniche per le costruzioni" e dal D.M. 17.01.18 – Aggiornamento delle "Norme tecniche per le costruzioni".

La vecchia normativa italiana (D.M. 16.1.96), come noto, classifica le aree sismiche in tre categorie (I, II e III) caratterizzate da diversi gradi di sismicità (12, 9 e 6), cui corrispondono i cosiddetti coefficienti sismici  $C$ , pari rispettivamente a 0.1, 0.07 e 0.04. Tale classificazione scaturisce essenzialmente dalle mappe di intensità macrosismica, che a loro volta si basano sulla osservazione degli effetti indotti dai terremoti in superficie, sull'ambiente fisico, sui manufatti ed anche sulle persone (vedi ad esempio le varie scale di intensità Mercalli). In pratica la classificazione sismica, e le azioni che congruentemente si determinano, derivano da una osservazione del fenomeno terremoto che potremmo definire "dall'alto" ed "a posteriori": dall'alto nel senso fisico del termine, poiché si osservano sia l'ambiente fisico sia quello costruito, ed a posteriori, poiché si tiene conto degli effetti prodotti al termine dell'azione sismica, che sono funzione sia della "pericolosità" intrinseca del sito, sia della "vulnerabilità" dell'ambiente fisico e costruito.

Nella valutazione delle azioni sismiche è inoltre contemplato il ruolo delle condizioni "locali" dei terreni del sottosuolo, attraverso il cosiddetto coefficiente di fondazione  $\varepsilon$ , che incrementa le azioni sismiche del 30% per il solo caso di depositi alluvionali di spessore variabile da 5 a 20 m, soprastanti terreni coesivi o litoidi con caratteristiche meccaniche significativamente superiori. Tale coefficiente costituisce quindi una sorta di numero magico, che si basa esclusivamente sulla natura del deposito, e non su valutazioni quantitative delle reali caratteristiche meccaniche dei terreni. La nuova normativa italiana che recepisce parte del EC8 (EN1998 - Eurocodice 8 – Design of structures for earthquake resistance), invece, cambia completamente approccio nella valutazione della sismicità di un'area, in quanto essa scaturisce da una osservazione del fenomeno sismico che potremmo definire "dal basso" ed "a priori": dal basso nel senso fisico del termine, poiché si osserva direttamente il moto sismico nel suo propagarsi dal sottosuolo "profondo" verso la superficie libera, ed a priori, poiché la zonazione sismica tiene conto esclusivamente del moto sismico atteso (in termini di accelerazioni), prima che esso produca i suoi effetti sull'ambiente fisico e costruito.

In definitiva la norma mira anzitutto alla identificazione del valore di una



particolare accelerazione massima, al termine del viaggio del moto sismico dalla zona d'origine (sorgente sismica) fino in superficie, su di una formazione rigida affiorante.

Con il D.M. 14 gennaio 2008 e gli aggiornamenti successivi la stima della



pericolosità sismica, intesa come accelerazione massima orizzontale su suolo rigido viene definita mediante un approccio "sito dipendente" e non più tramite un criterio "zona dipendente".

La pericolosità sismica di un sito è descritta dalla probabilità che, in un fissato lasso di tempo, in detto sito, si verifichi un evento sismico di entità pari ad un valore prefissato. Nelle NTC, tale lasso di tempo, espresso in anni, è denominato "periodo di riferimento" VR e la probabilità è denominata "probabilità di eccedenza o di superamento nel "periodo di riferimento" PVR.

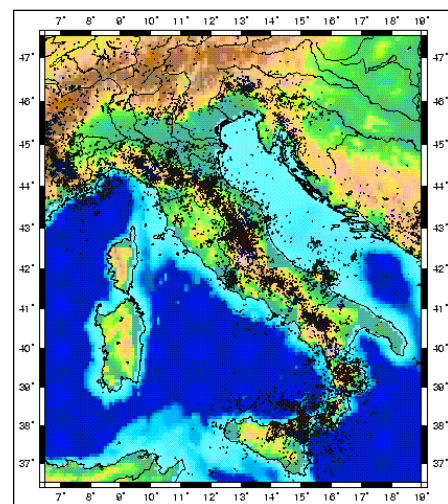
Per la determinazione delle azioni sismiche di progetto la pericolosità sismica del territorio nazionale è definita facendo riferimento ad un sito rigido con superficie topografica orizzontale in condizioni di campo libero, cioè in assenza di manufatti.

Le caratteristiche del moto sismico atteso al sito di riferimento, per una fissata PVR, si ritengono individuate quando se ne conosca l'accelerazione massima (ag) ed il corrispondente spettro di risposta elastico in accelerazione (SE).

E' necessario inoltre tenere conto, certamente in maniera più razionale, della presenza dei terreni sciolti a ricoprimento della formazione rigida, e quindi del cosiddetto effetto "locale", previa individuazione di diverse classi di sottosuolo, in funzione della natura e di specifici parametri di comportamento meccanico dei terreni. In tale caso, però, i diversi tipi di sottosuolo inducono modifiche sul segnale sismico che consistono non solo nella variazione dell'accelerazione di picco, ma anche nella implicita variazione del contenuto in frequenza del segnale stesso.

La Rete Sismica Nazionale Centralizzata registra più di 2000 terremoti l'anno. La rete opera con continuità dalla metà degli anni '70 ed è stata ampliata in seguito al terremoto distruttivo dell'Irpinia del 1980 (Ms=6.9). Il catalogo sismico strumentale riporta circa 35.000 terremoti verificatisi in Italia a partire dal 1975. La sismicità crostale rappresenta la maggior parte dell'attività sismica registrata. Come risulta dalla mappa, la sismicità si concentra soprattutto nelle Alpi, lungo gli Appennini e riguarda la maggior parte dei vulcani attivi del Quaternario (per esempio l'Etna, il Vesuvio, i Campi Flegrei, i Colli Albani). Inoltre, si verificano sequenze anche nel promontorio del Gargano mentre la Puglia e la Sardegna sembrano essere relativamente asismiche.

La penisola italiana è interessata anche da terremoti intermedi e profondi. Sebbene il loro numero sia relativamente esiguo, sono di grande importanza per la comprensione della dinamica dei processi profondi. Terremoti fino a 500 km di profondità avvengono nella zona del Tirreno meridionale e la loro profondità aumenta andando da Sud-Est verso Nord-Ovest. Questi eventi evidenziano la subduzione attiva della litosfera Ionica al di sotto dell'Arco Calabro. La maggior parte dell'attività è concentrata soprattutto verso i 300 km di profondità, dove i terremoti possono raggiungere anche Magnitudo 7. Un esiguo numero di terremoti di Magnitudo moderata (< 4.0) e di profondità intermedia si verificano anche nell'Appennino settentrionale. La profondità massima osservata per questi terremoti è di circa 100 Km e, sebbene non siano ancora ben studiati, suggeriscono un processo di subduzione attiva anche per questo settore della penisola italiana.



Nel D.M. 14 Gennaio 2008 e nel suo successivo aggiornamento del Gennaio 2018 viene evidenziato che, *“Ai fini della definizione dell’azione sismica di progetto, l’effetto della risposta sismica locale si valuta mediante specifiche analisi, da eseguire con le modalità indicate nel § 7.11.3. In alternativa, qualora le condizioni stratigrafiche e le proprietà dei terreni siano chiaramente riconducibili alle categorie definite nella Tab. 3.2.II, si può fare riferimento a un approccio semplificato che si basa sulla classificazione del sottosuolo in funzione dei valori della velocità di propagazione delle onde di taglio, VS. I valori dei parametri meccanici necessari per le analisi di risposta sismica locale o delle velocità VS per l’approccio semplificato costituiscono parte integrante della caratterizzazione geotecnica dei terreni compresi nel volume significativo, di cui al § 6.2.2.*

*I valori di VS sono ottenuti mediante specifiche prove oppure, con giustificata motivazione e limitatamente all’approccio semplificato, sono valutati tramite relazioni empiriche di comprovata affidabilità con i risultati di altre prove in sito, quali ad esempio le prove penetrometriche dinamiche per i terreni a grana grossa e le prove penetrometriche statiche”.*

## 8.2 DEFINIZIONE DEL TERREMOTO DI PROGETTO

L’area di Saint-Denis è attualmente classificata in **zona sismica 3** ai sensi dell’Ordinanza del Presidente del Consiglio dei ministri n. 3274 del 20 marzo 2003 con recepimento della Delibera di Giunta regionale n. 1603 del 4 ottobre 2013 – Approvazione delle prime disposizioni attuative di cui all’art 3 comma 3, della legge regionale 31 luglio 2012, n.23 “Disciplina delle attività di vigilanza su opere e costruzioni in zone sismiche” – Revoca della DGR 1271 del 2 agosto 2013 – per le quali **“tutti i comuni della Regione autonoma della Valle d’Aosta sono classificati in zona sismica 3 ai fini e per gli effetti di quanto stabilito dalla legge regionale 23/2012”.**

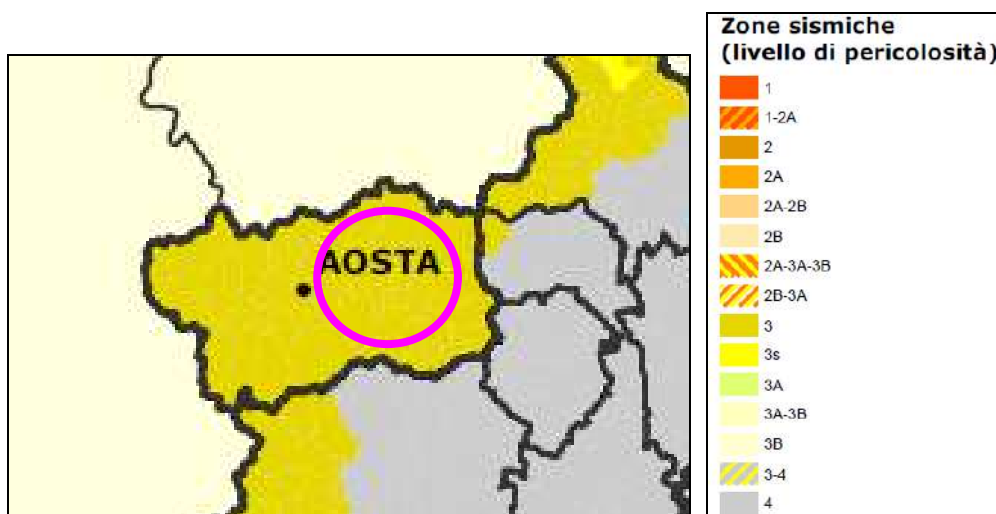


Presidenza del Consiglio dei Ministri  
**Dipartimento della protezione civile**  
 Ufficio rischio sismico e vulcanico

**Classificazione sismica al 2015**

Recepimento da parte delle Regioni e delle Province autonome dell’Ordinanza PCM 20 marzo 2003, n. 3274.

Atti di recepimento al 1° giugno 2014. Abruzzo: DGR 29/3/03, n. 438. Basilicata: DCR 19/11/03, n. 731. Calabria: DGR 10/2/04, n. 47. Campania: DGR 7/11/02, n. 5447. Emilia Romagna: DGR 21/7/03, n. 1435. Friuli Venezia Giulia: DGR 6/5/10, n. 845. Lazio: DGR 22/5/09, n. 387. Liguria: DGR 19/11/10, n. 1362. Lombardia: DGR 11/7/14, n. X/2129. Marche: DGR 29/7/03, n. 1046. Molise: DGR 2/8/06, n. 1171. Piemonte: DGR 12/12/11, n. 4-3084. Puglia: DGR 2/3/04, n. 153. Sardegna: DGR 30/3/04, n. 15/31. Sicilia: DGR 19/12/03, n. 408. Toscana: DGR 26/5/14, n. 878. Trentino Alto Adige: Bolzano, DGP 6/11/06, n. 4047; Trento, DGP 27/12/12, n. 2919. Umbria: DGR 13/9/12, n. 1111. Veneto: DCR 3/12/03, n. 67. Valle d’Aosta: DGR 4/10/13 n. 1603

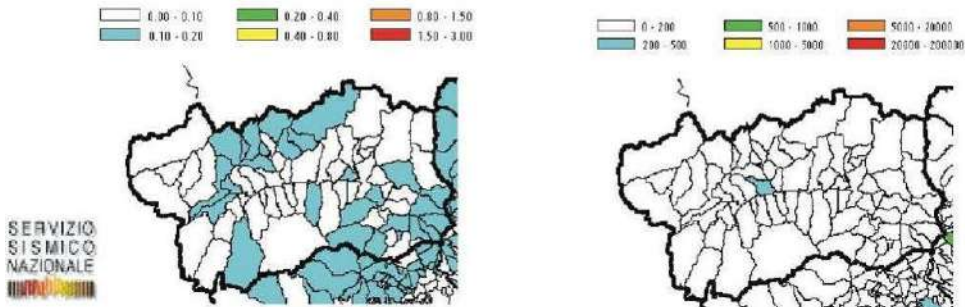


Di seguito si riporta, per maggiore completezza d’indagine, i risultati del Gruppo di lavoro del GNDT (1996) sull’analisi di rischio sismico per tutta la

nazione riferita al patrimonio abitativo (elaborazioni basate sui dati ISTAT 1991), le massime intensità macrosismiche osservate nei comuni italiani e le principali osservazioni sismiche disponibili per Saint-Denis (storia sismica):

Danno totale annuo atteso per comune espresso in percentuale della superficie abitativa

Danno totale annuo atteso del patrimonio abitativo per comune (metri quadri equivalenti)



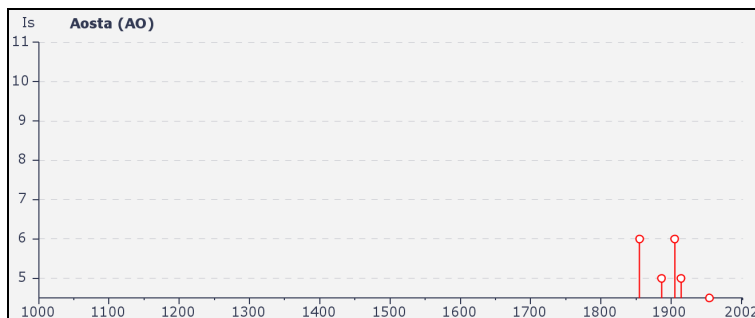
COD-ISTAT	COD-94	DENOMINAZIONE	IMAX
2007059	2007059	Saint-Denis	7

**Seismic history of Aosta**  
[45.737, 7.313]

Total number of earthquakes: 15

Is	Anno	Me	Gi	Or	Area epicentrale	Studio	nMDP	Io	Mw
3	1808	04	02	16 43	Valle del Pellice	CFTI	107	8	5.67
6	1855	07	25	12	Vallese	CFTI	52	8-9	5.81
2	1873	03	12	20 04	Marche meridionali	CFTI	196	8	5.88
4	1880	07	04	19 55	Vallese	CFTI	85	7	5.38
4	1884	11	27	22 15	Alpi Cozie	CFTI	63	6-7	5.36
5	1886	09	05		VAL DI SUSÀ	DOM	102	6-7	5.27
4	1887	02	23	05 21 50	Liguria occidentale	CFTI	1515	9	6.29
3	1892	03	05		PONT S. MARTIN	DOM	86	7	5.09
6	1905	04	29	01 46 45	Alta Savoia	CFTI	267	7-8	5.79
5	1914	10	26	03 45	TAVERNETTE	DOM	67	7	5.36
2	1920	09	07	05 55 40	Garfagnana	CFTI	638	9-10	6.48
4-5	1954	05	19	09 34 55	Vallese	CFTI	40	6	5.46
3	1960	03	23	08 49	Vallese	CFTI	178	6-7	5.36
F	1968	06	18	05 27	BARD	DOM	60	6	5.18
2	1983	11	09	16 29 52	Parmense	CFTI	835	6-7	5.10

this file has been downloaded from INGV - DBMI04



Negli “Indirizzi e Criteri per la Microzonazione Sismica- Gruppo di lavoro MS 2008”, è riportato un metodo semplice e in favore di sicurezza che può essere utilizzato per stimare quale sia il valore di magnitudo da considerare per il sito che si basa, sempre a partire sempre dalla zonazione sismogenetica (ZS 9) sulle coppie di valori Magnitudo media - distanza M-R caratteristici di ogni sito desunti dai dati di disaggregazione della pericolosità sismica (vedi dati Istituto nazionale di

geofisica e vulcanologia - Gruppo di lavoro, 2004 e INGV Spallarossa e Barani, 2007), i quali permettono di valutare i contributi di diverse sorgenti sismiche alla pericolosità di un sito per determinati tempi di ritorno. Di seguito si riportano, per il Comune in esame, i valori medi e modali presenti nella tabella Comuni\_MR (nel DVD allegato agli Indirizzi e Criteri per la Microzonazione Sismica):

Cod Istat	Comune	DentroVicino	Mmedia	Rmedia	Mmoda	Rmoda
2007059	Saint Denis	V	5,1	34	5,25	35

### 8.3 VITA NOMINALE, CLASSI D'USO E PERIODO DI RIFERIMENTO

La vita nominale di progetto VN di un'opera è convenzionalmente definita come il numero di anni nel quale è previsto che l'opera, purché soggetta alla necessaria manutenzione, mantenga specifici livelli prestazionali.

I valori minimi di VN da adottare per i diversi tipi di costruzione sono riportati nella Tab. 2.4.I. Tali valori possono essere anche impiegati per definire le azioni dipendenti dal tempo. Non sono da considerarsi temporanee le costruzioni o parti di esse che possono essere smantellate con l'intento di essere riutilizzate. Per un'opera di nuova realizzazione la cui fase di costruzione sia prevista in sede di progetto di durata pari a PN, la vita nominale relativa a tale fase di costruzione, ai fini della valutazione delle azioni sismiche, dovrà essere assunta non inferiore a PN e comunque non inferiore a 5 anni.

Tab. 2.4.I - Valori minimi della Vita nominale  $V_N$  di progetto per i diversi tipi di costruzioni

TIPI DI COSTRUZIONI		Valori minimi di $V_N$ (anni)
1	Costruzioni temporanee e provvisorie	10
2	Costruzioni con livelli di prestazioni ordinari	50
3	Costruzioni con livelli di prestazioni elevati	100

Con riferimento alle conseguenze di una interruzione di operatività o di un eventuale collasso, le costruzioni sono suddivise in **classi d'uso** così definite:

*Classe I:* Costruzioni con presenza solo occasionale di persone, edifici agricoli.

*Classe II:* Costruzioni il cui uso preveda normali affollamenti, senza contenuti pericolosi per l'ambiente e senza funzioni pubbliche e sociali essenziali. Industrie con attività non pericolose per l'ambiente. Ponti, opere infrastrutturali, reti viarie non ricadenti in Classe d'uso III o in Classe d'uso IV, reti ferroviarie la cui interruzione non provochi situazioni di emergenza. Dighe il cui collasso non provochi conseguenze rilevanti.

*Classe III:* Costruzioni il cui uso preveda affollamenti significativi. Industrie con attività pericolose per l'ambiente. Reti viarie extraurbane non ricadenti in Classe d'uso IV. Ponti e reti ferroviarie la cui interruzione provochi situazioni di emergenza. Dighe rilevanti per le conseguenze di un loro eventuale collasso.

*Classe IV:* Costruzioni con funzioni pubbliche o strategiche importanti, anche con riferimento alla gestione della protezione civile in caso di calamità. Industrie con attività particolarmente pericolose per l'ambiente. Reti viarie di tipo A o B, di cui al DM 5/11/2001, n. 6792, "Norme funzionali e geometriche per la costruzione delle strade", e di tipo C quando appartenenti ad itinerari di collegamento tra capoluoghi di provincia non altresì serviti da strade di tipo A o B. Ponti e reti ferroviarie di importanza critica per il mantenimento delle vie di comunicazione, particolarmente dopo un evento sismico. Dighe connesse al funzionamento di acquedotti e a impianti di produzione di energia elettrica.

Le **azioni sismiche** sulle costruzioni vengono valutate in relazione ad un periodo di riferimento VR che si ricava, per ciascun tipo di costruzione, moltiplicandone la vita nominale di progetto VN per il coefficiente d'uso CU:

$$V_R = V_N \cdot C_U$$

Tab. 2.4.II – Valori del coefficiente d'uso  $C_U$

CLASSE D'USO	I	II	III	IV
COEFFICIENTE $C_U$	0,7	1,0	1,5	2,0

Per le costruzioni a servizio di attività a rischio di incidente rilevante si adotteranno valori di CU anche superiori a 2, in relazione alle conseguenze sull'ambiente e sulla pubblica incolumità determinate dal raggiungimento degli stati limite.

Relativamente alla fase di coltivazione, in base alle indicazioni fornite dal progettista, si ha come periodo di riferimento VR:

Vita nominale	Classi d'uso	Periodo di riferimento
$V_N$	<b>I</b>	$V_R$
	<b>Coefficiente d'uso</b>	
	$C_U$	
<b>50</b>	<b>0,7</b>	<b>35</b>

Relativamente invece alla fase di recupero ambientale, in base alle indicazioni fornite dal progettista, si ha come periodo di riferimento VR:

Vita nominale	Classi d'uso	Periodo di riferimento
$V_N$	<b>II</b>	$V_R$
	<b>Coefficiente d'uso</b>	
	$C_U$	
<b>50</b>	<b>1</b>	<b>50</b>

#### 8.4 DEFINIZIONE DELLE FORME SPETTRALI

Di seguito si riportano gli spettri di risposta, la variabilità dei parametri ed i valori di  $a_g$ ,  $F_0$  e  $T_c$  riferiti al sito in oggetto calcolati con il programma SPETTRI-NTC ver. 1.0.3.

### 8.4.1 Fase di coltivazione

#### FASE 2. SCELTA DELLA STRATEGIA DI PROGETTAZIONE

Vita nominale della costruzione (in anni) -  $V_{Nt}$   info

Coefficiente d'uso della costruzione -  $C_{Ut}$   info

Valori di progetto

Periodo di riferimento per la costruzione (in anni) -  $V_R$   info

Periodi di ritorno per la definizione dell'azione sismica (in anni) -  $T_R$   info

Stati limite di esercizio - SLE { SLO -  $P_{VR} = 81\%$   info  
 SLD -  $P_{VR} = 63\%$   info

Stati limite ultimi - SLU { SLV -  $P_{VR} = 10\%$   info  
 SLC -  $P_{VR} = 5\%$   info

Elaborazioni

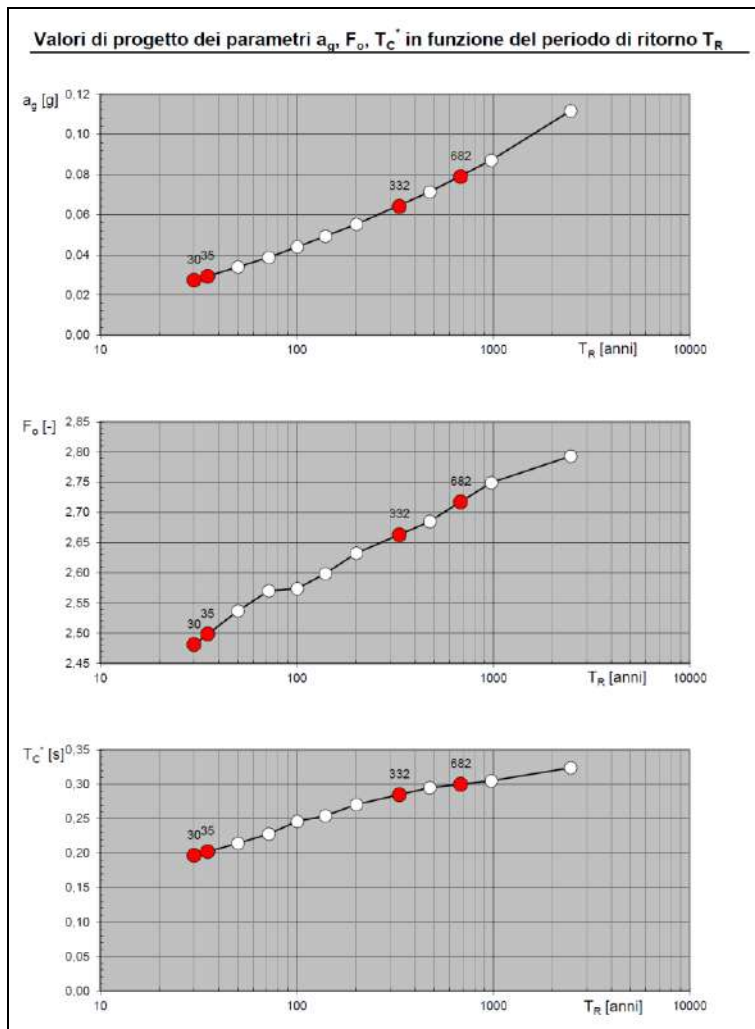
- Grafici parametri azione
- Grafici spettri di risposta
- Tabella parametrizzazione

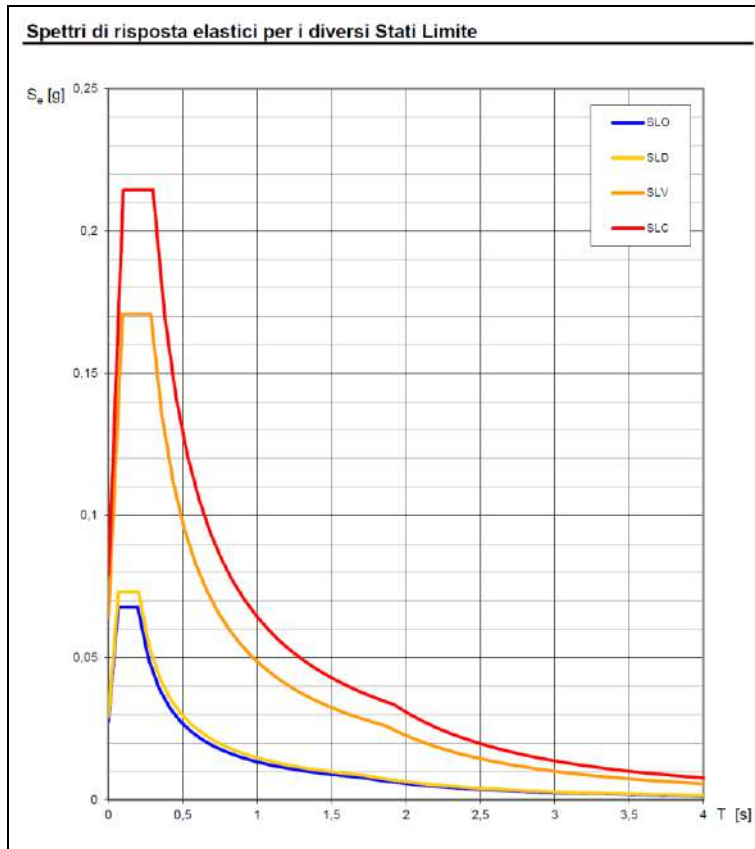
Strategia di progettazione

LEGENDA GRAFICO

- Strategie per costruzioni ordinarie
- ... Strategie scelte

INTRO
FASE 1
FASE 2
FASE 3





**Valori dei parametri  $a_g$ ,  $F_o$ ,  $T_C^*$  per i periodi di ritorno  $T_R$  associati a ciascuno SL**

SLATO LIMITE	$T_R$ [anni]	$a_g$ [g]	$F_o$ [-]	$T_C^*$ [s]
SLO	30	0,027	2,481	0,197
SLD	35	0,029	2,498	0,202
SLV	332	0,064	2,663	0,285
SLC	682	0,079	2,717	0,300

## 8.4.2 Fase di recupero ambientale

### FASE 2. SCELTA DELLA STRATEGIA DI PROGETTAZIONE

Vita nominale della costruzione (in anni) -  $V_N$   info

Coefficiente d'uso della costruzione -  $C_U$   info

**Valori di progetto**

Periodo di riferimento per la costruzione (in anni) -  $V_R$   info

Periodi di ritorno per la definizione dell'azione sismica (in anni) -  $T_R$   info

Stati limite di esercizio - SLE {

- SLO -  $P_{VR} = 81\%$
- SLD -  $P_{VR} = 63\%$

Stati limite ultimi - SLU {

- SLV -  $P_{VR} = 10\%$
- SLC -  $P_{VR} = 5\%$

**Elaborazioni**

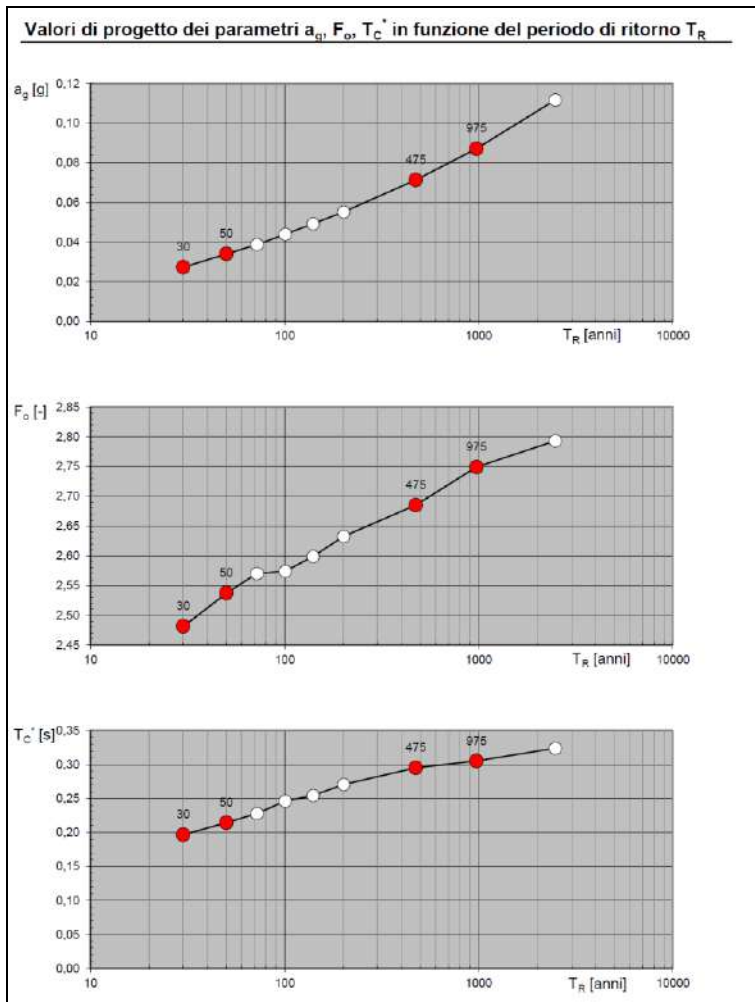
- Grafici parametri azione
- Grafici spettri di risposta
- Tabella parametri azione

**Strategia di progettazione**

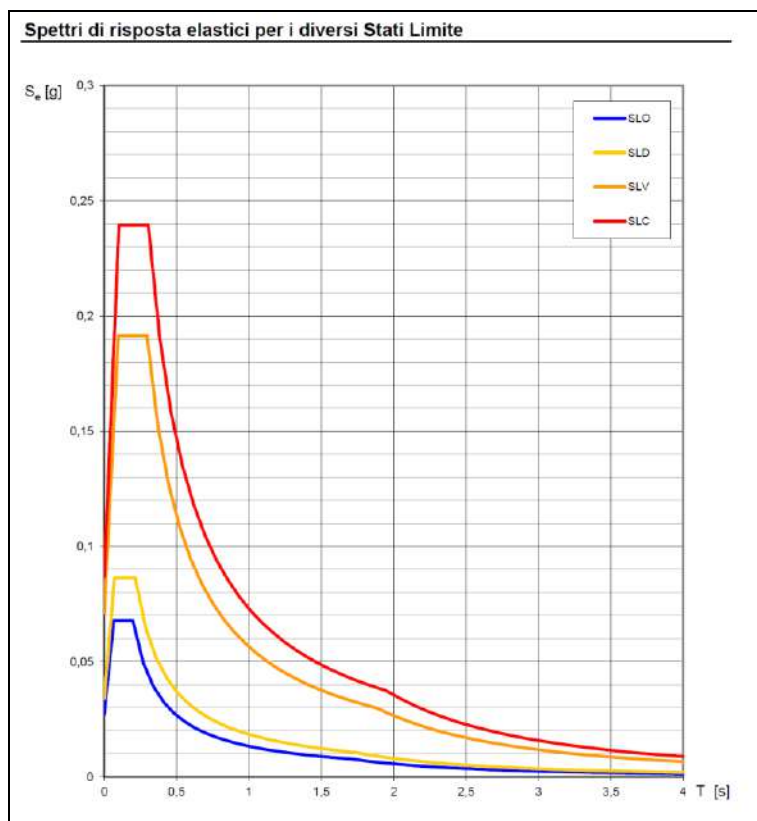
**LEGENDA GRAFICO**

- Strategia per costruzioni ordinarie
- Strategia scelta

INTRO      FASE 1      **FASE 2**      FASE 3







**Valori dei parametri  $a_g$ ,  $F_o$ ,  $T_C^*$  per i periodi di ritorno  $T_R$  associati a ciascuno SL**

SLATO LIMITE	$T_R$ [anni]	$a_g$ [g]	$F_o$ [-]	$T_C^*$ [s]
SLO	30	0,027	2,481	0,197
SLD	50	0,034	2,537	0,215
SLV	475	0,071	2,685	0,295
SLC	975	0,087	2,749	0,305

### 8.5 ANALISI DELLA RISPOSTA SISMICA LOCALE

L'azione sismica individuata al capitolo precedente viene successivamente variata, con le modalità precisate dalle NTC 08 e successivi aggiornamenti, per tener conto delle modifiche prodotte dalle condizioni stratigrafiche locali del sottosuolo, effettivamente presenti nel sito di costruzione e dalla morfologia della superficie; tali modifiche caratterizzano la risposta sismica locale (RSL).

Quindi, ai fini della definizione dell'azione sismica di progetto, si rende necessario valutare l'effetto della risposta sismica locale mediante specifiche analisi di dettaglio. In alternativa, qualora le condizioni stratigrafiche e le proprietà dei terreni siano chiaramente riconducibili alle categorie definite nella Tab. 3.2.II, si può fare riferimento a un approccio semplificato che si basa sulla classificazione del sottosuolo in funzione dei valori della velocità di propagazione delle onde di taglio, VS. I valori dei parametri meccanici necessari per le analisi di risposta sismica locale o delle velocità VS per l'approccio semplificato costituiscono parte integrante della caratterizzazione geotecnica dei terreni compresi nel volume significativo, di cui al § 6.2.2.

In considerazione delle condizioni geologico-stratigrafiche e strutturali, nonché alla luce dell'importanza del progetto, si è deciso di utilizzare l'approccio

semplificato. Tale approccio prevede che i valori di VS vengano ottenuti mediante specifiche prove oppure, con giustificata motivazione e limitatamente all'approccio semplificato, vengano valutati tramite relazioni empiriche di comprovata affidabilità con i risultati di altre prove in sito, quali ad esempio le prove penetrometriche dinamiche per i terreni a grana grossa e le prove penetrometriche statiche.

La classificazione del sottosuolo si effettua in base alle condizioni stratigrafiche ed ai valori della velocità equivalente di propagazione delle onde di taglio,  $V_{S,eq}$  (in m/s), definita dall'espressione:

$$V_{S,eq} = \frac{H}{\sum_{i=1}^N \frac{h_i}{V_{S,i}}}$$

Con:

$h_i$	spessore dell'i-esimo strato;
$V_{S,i}$	velocità delle onde di taglio nell'i-esimo strato;
N	numero di strati;
H	profondità del substrato, definito come quella formazione costituita da roccia o terreno molto rigido, caratterizzata da $V_s$ non inferiore a 800 m/s.

Ai fini della definizione dell'azione sismica di progetto, il D.M. 14.01.08 e l'aggiornamento del gennaio 2018 definiscono le seguenti categorie di profilo stratigrafico del suolo di fondazione. Per queste cinque categorie di sottosuolo, le azioni sismiche sono definibili come descritto al § 3.2.3 delle presenti norme. Per qualsiasi condizione di sottosuolo non classificabile nelle categorie precedenti, è necessario predisporre specifiche analisi di risposta locale per la definizione delle azioni sismiche.

Di seguito si riporta la tabella con i differenti tipi di profilo:

Tab. 3.2.II – Categorie di sottosuolo che permettono l'utilizzo dell'approccio semplificato.

Categoria	Caratteristiche della superficie topografica
A	<i>Ammassi rocciosi affioranti o terreni molto rigidi caratterizzati da valori di velocità delle onde di taglio superiori a 800 m/s, eventualmente comprendenti in superficie terreni di caratteristiche meccaniche più scadenti con spessore massimo pari a 3 m.</i>
B	<i>Rocce tenere e depositi di terreni a grana grossa molto addensati o terreni a grana fina molto consistenti, caratterizzati da un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di velocità equivalente compresi tra 360 m/s e 800 m/s.</i>
C	<i>Depositati di terreni a grana grossa mediamente addensati o terreni a grana fina mediamente consistenti con profondità del substrato superiori a 30 m, caratterizzati da un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di velocità equivalente compresi tra 180 m/s e 360 m/s.</i>
D	<i>Depositati di terreni a grana grossa scarsamente addensati o di terreni a grana fina scarsamente consistenti, con profondità del substrato superiori a 30 m, caratterizzati da un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di velocità equivalente compresi tra 100 e 180 m/s.</i>
E	<i>Terreni con caratteristiche e valori di velocità equivalente riconducibili a quelle definite per le categorie C o D, con profondità del substrato non superiore a 30 m.</i>

In considerazione del fatto che il settore è posto direttamente su roccia, si è utilizzato un profilo stratigrafico di riferimento del **tipo A**, in quanto si è in presenza di *ammassi rocciosi affioranti o terreni molto rigidi, eventualmente comprendenti in superficie terreni di caratteristiche meccaniche più scadenti con spessore massimo pari a 3 m.*

### 8.5.1 Coefficiente di amplificazione stratigrafica $S_s$

L'influenza del profilo stratigrafico sulla risposta sismica locale può essere valutata in prima approssimazione con riferimento alle categorie di sottosuolo di cui ai capitoli precedenti. Il moto sismico alla superficie di un sito, associato a ciascuna categoria di sottosuolo, è definito mediante l'accelerazione massima ( $a_{max}$ ) attesa in superficie ed una forma spettrale ancorata ad essa. Il valore di  $a_{max}$  può essere ricavato dalla relazione:

$$a_{max} = S_s \cdot a_g$$

dove  $a_g$  è l'accelerazione massima su sito di riferimento rigido ed  $S_s$  è il coefficiente di amplificazione stratigrafica.

Per categorie speciali di sottosuolo, per determinati sistemi geotecnici o se si intende aumentare il grado di accuratezza nella previsione dei fenomeni di amplificazione, le azioni sismiche da considerare nella progettazione possono essere determinate mediante specifiche analisi di risposta sismica locale. Queste analisi presuppongono un'adeguata conoscenza delle proprietà geotecniche dei terreni, da determinare mediante specifiche indagini e prove.

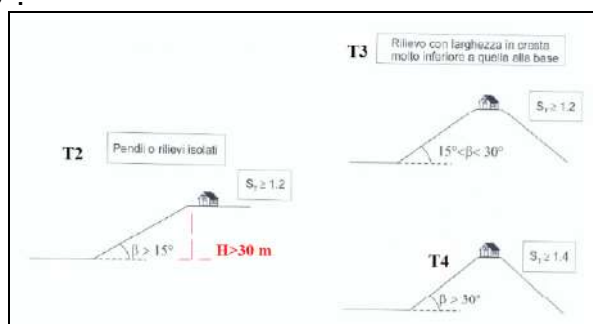
Per la valutazione delle azioni sismiche agenti nell'area in progetto si dovrà pertanto considerare il fattore  $S_s$  (fattore che tiene conto del profilo stratigrafico del suolo di fondazione), ottenuto attraverso la formulazione sotto riportata, considerando la categoria di sottosuolo precedentemente individuata.

Categoria sottosuolo	$S_s$	$C_c$
A	1,00	1,00
B	$1,00 \leq 1,40 - 0,40 \cdot F_v \cdot \frac{a_g}{g} \leq 1,20$	$1,10 \cdot (T_c^*)^{-0,20}$
C	$1,00 \leq 1,70 - 0,60 \cdot F_v \cdot \frac{a_g}{g} \leq 1,50$	$1,05 \cdot (T_c^*)^{-0,33}$
D	$0,90 \leq 2,40 - 1,50 \cdot F_v \cdot \frac{a_g}{g} \leq 1,80$	$1,25 \cdot (T_c^*)^{-0,50}$
E	$1,00 \leq 2,00 - 1,10 \cdot F_v \cdot \frac{a_g}{g} \leq 1,60$	$1,15 \cdot (T_c^*)^{-0,60}$

### 8.5.2 Coefficiente di amplificazione topografica $S_t$

Per la progettazione o la verifica di opere e sistemi geotecnici realizzati su versanti e per l'analisi delle condizioni di stabilità dei pendii, la valutazione dell'amplificazione topografica può essere effettuata mediante analisi di risposta sismica locale o utilizzando il coefficiente di amplificazione topografica  $S_t$ . Il parametro  $S_t$  deve essere applicato nel caso di configurazioni geometriche prevalentemente bidimensionali, creste o dorsali allungate, di altezza superiore a 30 m.

Gli effetti topografici possono essere trascurati per pendii con inclinazione media inferiore a  $15^\circ$ .



Per quanto riguarda le condizioni topografiche il settore di cava in oggetto è stato classificato nella categoria T2, in considerazione della morfologia del sito; il coefficiente di amplificazione topografica  $S_T$  risulta pertanto pari a 1,2.

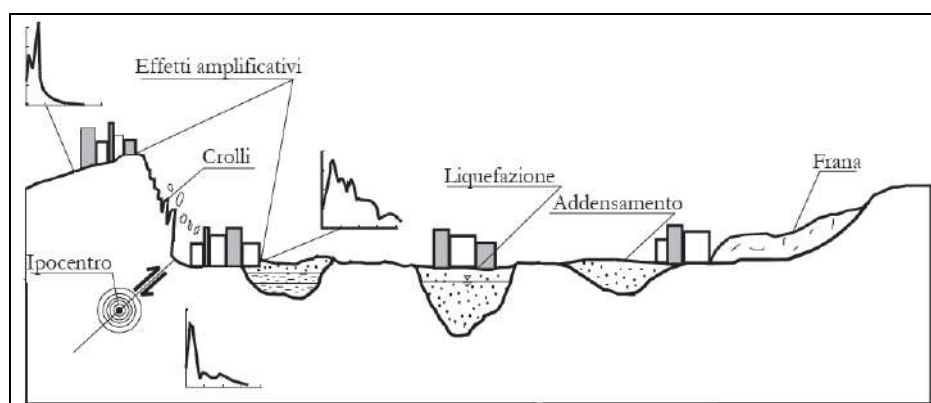
Categorie	$S_T$	Caratteristiche della superficie topografica	Ubicazione dell'opera
T1	1,0	Superficie pianeggiante, pendii con inclinazione media $i \leq 15^\circ$	-
T2	1,2	Pendii con inclinazione media $i > 15^\circ$	Sommità del pendio
T3	1,2	Larghezza in cresta molto minore che alla base, inclinazione media $15^\circ \leq i \leq 30^\circ$	Cresta del rilievo
T4	1,4	Larghezza in cresta molto minore che alla base, inclinazione media $i > 30^\circ$	Cresta del rilievo

## 8.6 PERICOLOSITÀ SISMICA DEL SITO

Il sito di costruzione ed i terreni in esso presenti devono in generale essere esenti da rischi di instabilità di pendii e di cedimenti permanenti causati da fenomeni di liquefazione o eccessivo addensamento in caso di terremoto.

Le situazioni geologiche e morfologiche, in cui le condizioni locali possono portare a una modificazione del segnale sismico in arrivo al sito su roccia sono essenzialmente tre:

- i depositi costituiti da terreni stratificati di caratteristiche meccaniche diverse da quelle della roccia sottostante (effetti stratigrafici 1D);
- i depositi di valle con bordi e morfologie del substrato irregolari dove le onde sismiche possono subire fenomeni di rifrazione e riflessione con generazione all'interfaccia di onde superficiali e concentrazioni di energia (effetti di bordo 2D-3D);
- la sommità di rilievi collinari, creste, promontori costituiti da formazioni rocciose, profili di versanti, pendii, bordi di terrazzi (effetti topografici)



**Possibili effetti locali indotti da un evento sismico (Madiati C.)**

La risposta sismica locale è condizionata, oltre che da fattori morfologici, legati alla collocazione del sito (valle stretta, cresta, pendio etc.), soprattutto dalla natura dei depositi sollecitati dalla vibrazione sismica. Questi infatti amplificano l'accelerazione massima in superficie rispetto a quella che ricevono alla loro base, agendo al contempo da filtro del moto sismico, diminuendone l'energia complessiva ma modificandone la composizione con accentuazione di alcune frequenze e smorzamento di altre. A parità di impedenza sismica (prodotto della velocità delle onde di taglio  $V_s$  per la densità  $\rho$ ) del bedrock, l'amplificazione,

inoltre, è tanto più elevata quanto minore è l'impedenza sismica dei terreni di copertura. Si ha, quindi, che a ciascuna categoria di sottosuolo è associato uno spettro di risposta ( $S_e/T$ ) che mostra la variazione in ampiezza dell'accelerazione al suolo in funzione del periodo delle vibrazioni del terreno: si ha "risonanza" e, quindi, particolare accentuazione dell'amplificazione, per periodo  $T = 4h/V_s$ , con  $h$  spessore della copertura e  $V_s$  velocità delle onde di taglio nella copertura; è noto che l'amplificazione massima del moto del suolo di un terreno si ha alla sua frequenza di risonanza.

Frequenza e periodo fondamentale dello strato ( $F, T$ )  $F=V_s/4H$   $T=4H/V_s$

Risentimenti particolari si avranno qualora il periodo del terreno (frequenza), o comunque il periodo fondamentale (frequenza fondamentale), coincida con il periodo proprio del fabbricato (frequenza struttura), determinando, in questi casi, dannosi effetti di risonanza. In base a quanto descritto nei capitoli precedenti, il sito non presenta particolari rischi di instabilità.

In fase esecutiva lo strutturista dovrà pertanto valutare gli effetti sopra descritti.

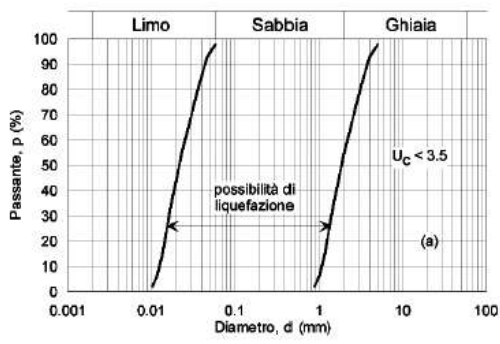
### 8.6.1 Stabilità alla liquefazione

Il sito presso il quale è ubicato il manufatto deve essere stabile nei confronti della liquefazione, intendendo con tale termine quei fenomeni associati alla perdita di resistenza al taglio o ad accumulo di deformazioni plastiche in terreni saturi, prevalentemente sabbiosi, sollecitati da azioni cicliche e dinamiche che agiscono in condizioni non drenate.

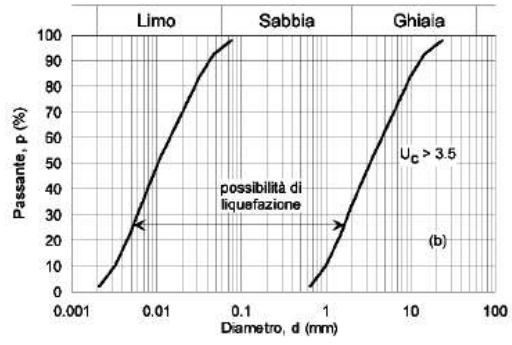
Se il terreno risulta suscettibile di liquefazione e gli effetti conseguenti appaiono tali da influire sulle condizioni di stabilità di pendii o manufatti, occorre procedere ad interventi di consolidamento del terreno e/o trasferire il carico a strati di terreno non suscettibili di liquefazione. In assenza di interventi di miglioramento del terreno, l'impiego di fondazioni profonde richiede comunque la valutazione della riduzione della capacità portante e degli incrementi delle sollecitazioni indotti nei pali.

La verifica a liquefazione può essere omessa quando si manifesti almeno una delle seguenti circostanze:

1. accelerazioni massime attese al piano campagna in assenza di manufatti (condizioni di campo libero) minori di  $0,1g$ ;
2. profondità media stagionale della falda superiore a 15 m dal piano campagna, per piano campagna sub-orizzontale e strutture con fondazioni superficiali;
3. depositi costituiti da sabbie pulite con resistenza penetrometrica normalizzata  $(N_1)_{60} > 30$  oppure  $q_{c1N} > 180$  dove  $(N_1)_{60}$  è il valore della resistenza determinata in prove penetrometriche dinamiche (Standard Penetration Test) normalizzata ad una tensione efficace verticale di 100 kPa e  $q_{c1N}$  è il valore della resistenza determinata in prove penetrometriche statiche (Cone Penetration Test) normalizzata ad una tensione efficace verticale di 100 kPa;
4. distribuzione granulometrica esterna alle zone indicate nella Fig. 7.11.1(a) nel caso di terreni con coefficiente di uniformità  $U_c < 3,5$  e in Fig. 7.11.1(b) nel caso di terreni con coefficiente di uniformità  $U_c > 3,5$ .



a)



b)

Nel caso in esame si può quindi escludere il rischio di liquefazione in quanto nel settore si ha roccia affiorante e/o subaffiorante.

## 9. INDAGINI, CARATTERIZZAZIONE E MODELLAZIONE GEOTECNICA

Le indagini geotecniche devono essere programmate in funzione del tipo di opera e/o di intervento, devono riguardare il volume significativo e devono permettere la definizione dei modelli geotecnici di sottosuolo necessari alla progettazione. 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 scelta dei valori caratteristici dei parametri geotecnici avviene in due fasi. 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. 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. 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. Nel caso di costruzioni o di interventi di modesta rilevanza, che ricadano in zone ben conosciute dal punto di vista geotecnico, la progettazione può essere basata su preesistenti indagini e prove documentate, ferma restando la piena responsabilità del progettista su ipotesi e scelte progettuali (Cap. 6.2.2. DM 17/01/18).

Per quanto riguarda la caratterizzazione geotecnica dei terreni, ci si è basati essenzialmente sull'analisi dei tagli artificiali e naturali: in tal modo si è potuto ricostruire la stratigrafia dell'area, utilizzando poi le caratteristiche tipiche dei terreni incontrati attribuendone dei valori desunti da prove effettuate dallo scrivente su terreni in situazioni geologiche analoghe.

Dall'analisi geostrutturale di dettaglio e dall'osservazione dei tagli artificiali e naturali si è potuto ricostruire la stratigrafia dell'area, utilizzando poi le caratteristiche tipiche dei terreni incontrati attribuendone dei valori desunti da prove effettuate dallo scrivente su terreni in situazioni geologiche analoghe e ricavati anche dalle pregresse relazioni. I fronti di coltivazione realizzati in questi anni hanno permesso di comprendere al meglio le caratteristiche geotecniche dei terreni.

Come indicato precedentemente, le caratteristiche della roccia sono state ricavate utilizzando il criterio di rottura generalizzato Hoek & Brown (paragrafo specifico della relazione geologica): attraverso il software Roclab della Rocscience sono stati ricavati i valori da utilizzare sia per la caratterizzazione geomeccanica che per le verifiche di stabilità: in tal modo il software può analizzare la roccia

come se fosse un materiale avente un angolo di attrito ed una coesione propri e farlo attraversare dalle superfici di scivolamento che naturalmente risultano esemplificative.

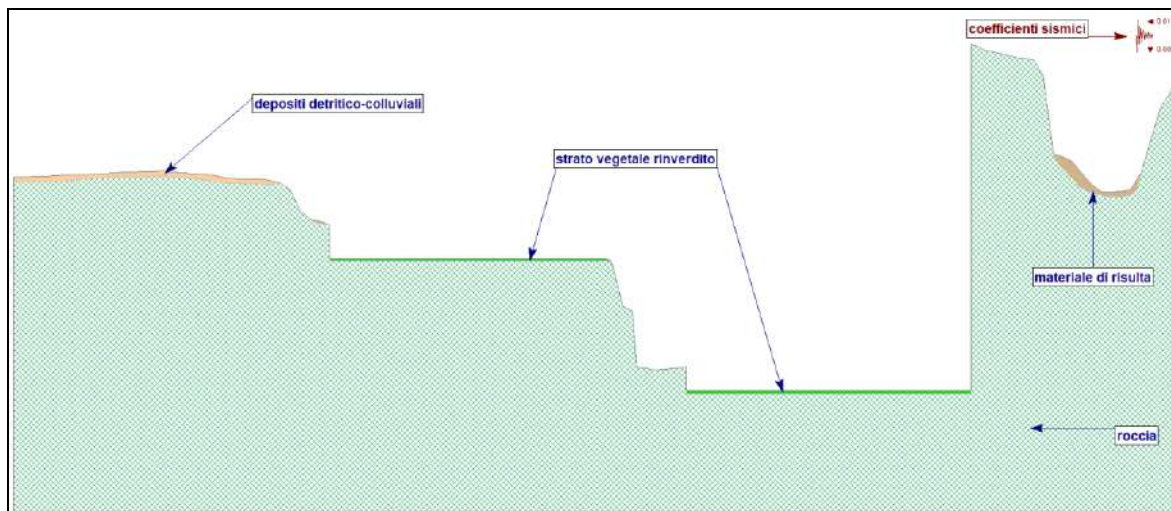
Il pendio analizzato è principalmente costituito da tre unità geologico-geotecniche differenti: roccia, materiali di risulta e depositi detritico-colluviali, questi ultimi presenti solo come sottile copertura della roccia stessa.

A questi si devono aggiungere quelli di origine antropica quali il materiale di risulta.

Di seguito si riporta lo schema litostratigrafico dell'area con le caratteristiche geotecniche dei terreni di rilievo e di progetto corrispondenti.

<b>approccio DA1-C2</b>		
<i>PARAMETRO</i>	<i>Unità di misura</i>	<i>Valore caratteristico</i>
<b>PARAMETRO</b>		<b>Depositi detritico-colluviali</b>
<i>Tangente dell'angolo di resistenza al taglio</i>	$\tan(\phi'_k)$	0.7002
	$\phi_k$	35.00
<i>Coesione efficace</i>	$C'_k$ (MPa)	0.0010
<i>Resistenza non drenata</i>	$C_{UK}$ (MPa)	0.0000
<i>Peso nell'unità di volume</i>	$\gamma_k$ (kN/m <sup>3</sup> )	18.0000
<b>PARAMETRO</b>		<b>Roccia</b>
<i>Tangente dell'angolo di resistenza al taglio</i>	$\tan(\phi'_k)$	0.9325
	$\phi_k$	43.00
<i>Coesione efficace</i>	$C'_k$ (MPa)	0.7770
<i>Resistenza non drenata</i>	$C_{UK}$ (MPa)	0.0000
<i>Peso nell'unità di volume</i>	$\gamma_k$ (kN/m <sup>3</sup> )	26.0000
<b>PARAMETRO</b>		<b>Materiale di risulta</b>
<i>Tangente dell'angolo di resistenza al taglio</i>	$\tan(\phi'_k)$	0.7536
	$\phi_k$	37.00
<i>Coesione efficace</i>	$C'_k$ (MPa)	0.0000
<i>Resistenza non drenata</i>	$C_{UK}$ (MPa)	0.0000
<i>Peso nell'unità di volume</i>	$\gamma_k$ (kN/m <sup>3</sup> )	19.0000
<b>PARAMETRO</b>		<b>Strato vegetale rinverdito (ripristino ambientale)</b>
<i>Tangente dell'angolo di resistenza al taglio</i>	$\tan(\phi'_k)$	0.7813
	$\phi_k$	38.00
<i>Coesione efficace</i>	$C'_k$ (MPa)	0.0040
<i>Resistenza non drenata</i>	$C_{UK}$ (MPa)	0.0000
<i>Peso nell'unità di volume</i>	$\gamma_k$ (kN/m <sup>3</sup> )	18.0000





**Sezione geotecnica interpretativa**

Ala luce di quanto riportato, si ritiene di avere tutti i dati geotecnici necessari per effettuare la progettazione: non è pertanto necessario l'esecuzione di una campagna di indagini dirette.

## **10. VERIFICHE DI STABILITÀ CON IL SOFTWARE SLIDE ROCSCIENCE INC.**

La verifica di stabilità globale deve essere effettuata, analogamente a quanto previsto al § 6.8 delle NTC, secondo la Combinazione 2 (A2+M2+R2) dell'Approccio 1 tenendo conto dei coefficienti parziali riportati nelle Tabelle 6.2.I e 6.2.II per le azioni e i parametri geotecnici, e nella Tab. 6.8.I per le resistenze globali.

Al fine di valutare attentamente la stabilità del sistema opera/pendio, sono state eseguite delle verifiche di stabilità lungo alcune sezioni di progetto: le verifiche sono state eseguite tramite il software SLIDE di Rocscience (Version 6.039).

Sotto l'effetto dell'azione sismica di progetto, le opere e i sistemi geotecnici devono rispettare gli stati limite ultimi e di esercizio definiti al § 3.2.1 delle NTC, con i requisiti di sicurezza indicati nel § 7.1.

Le verifiche agli stati limite ultimi di opere e sistemi geotecnici si riferiscono al solo stato limite di salvaguardia della vita (SLV) di cui al § 3.2.1; quelle agli stati limite di esercizio si riferiscono al solo stato limite di danno (SLD) di cui allo stesso § 3.2.1.

Le verifiche degli stati limite ultimi in presenza di azioni sismiche devono essere eseguite ponendo pari a 1 i coefficienti parziali sulle azioni e sui parametri geotecnici e impiegando le resistenze di progetto, con i coefficienti parziali  $\gamma_R$  indicati nel Capitolo 7 delle NTC, oppure con i  $\gamma_R$  indicati nel Capitolo 6 laddove non espressamente specificato.

### **10.1 FRONTI DI SCAVO E RILEVATI**

Il comportamento in condizioni sismiche dei fronti di scavo e dei rilevati può essere analizzato con gli stessi metodi impiegati per i pendii naturali; specificamente mediante metodi pseudostatici, metodi degli spostamenti e metodi avanzati di analisi dinamica.

Nei metodi pseudostatici l'azione sismica è rappresentata da un'azione statica equivalente, costante nello spazio e nel tempo, proporzionale al peso  $W$  del volume di terreno potenzialmente instabile. Le componenti orizzontale e verticale di tale forza devono essere ricavate in funzione delle proprietà del moto atteso nel volume di terreno potenzialmente instabile e della capacità di tale volume di subire spostamenti senza significative riduzioni di resistenza.

In mancanza di studi specifici, le componenti orizzontale e verticale della forza statica equivalente possono esprimersi come  $F_h = k_h W$  ed  $F_v = k_v W$ , con  $k_h$  e  $k_v$  rispettivamente pari ai coefficienti sismici orizzontale e verticale definiti nelle NTC (§ 7.11.3.5.2) e adottando i seguenti valori del coefficiente di riduzione dell'accelerazione massima attesa al sito:

$\beta_s = 0.38$  nelle verifiche dello stato limite ultimo (SLV)

$\beta_s = 0.47$  nelle verifiche dello stato limite di esercizio (SLD).

Nelle verifiche di sicurezza si deve controllare che la resistenza del sistema sia maggiore delle azioni impiegando lo stesso approccio per le opere di materiali sciolti e fronti di scavo, ponendo pari all'unità i coefficienti parziali sulle azioni e sui parametri geotecnici e impiegando le resistenze di progetto calcolate con un coefficiente parziale pari a  $\gamma_R = 1.2$ . Si deve inoltre tener conto della presenza di manufatti interagenti con l'opera.

### **10.2 SIMULAZIONI ESEGUITE**

Lungo alcune sezioni di progetto sono state eseguite specifiche analisi di stabilità globali che riguardano il sistema opera/pendio nella configurazione finale.

Queste verifiche sono state condotte seguendo le citate NTC – 18, confrontando il valore di progetto dell'azione o dell'effetto dell'azione  $E_d$  con quello di progetto della resistenza del sistema geotecnico  $R_d$ , utilizzando l'approccio 1 con la combinazione 2:

A2 + M2 + R2

tenendo quindi conto dei coefficienti parziali riportati nelle tabelle 6.2.I, 6.2.II e 6.8.I delle stesse NTC, riportati di seguito.

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

	Effetto	Coefficiente Parziale $\gamma_r$ (o $\gamma_{F_i}$ )	EQU	(A1)	(A2)
Carichi permanenti $G_1$	Favorevole	$\gamma_{G1}$	0,9	1,0	1,0
	Sfavorevole		1,1	1,3	1,0
Carichi permanenti $G_2^{(D)}$	Favorevole	$\gamma_{G2}$	0,8	0,8	0,8
	Sfavorevole		1,5	1,5	1,3
Azioni variabili Q	Favorevole	$\gamma_{Q1}$	0,0	0,0	0,0
	Sfavorevole		1,5	1,5	1,3

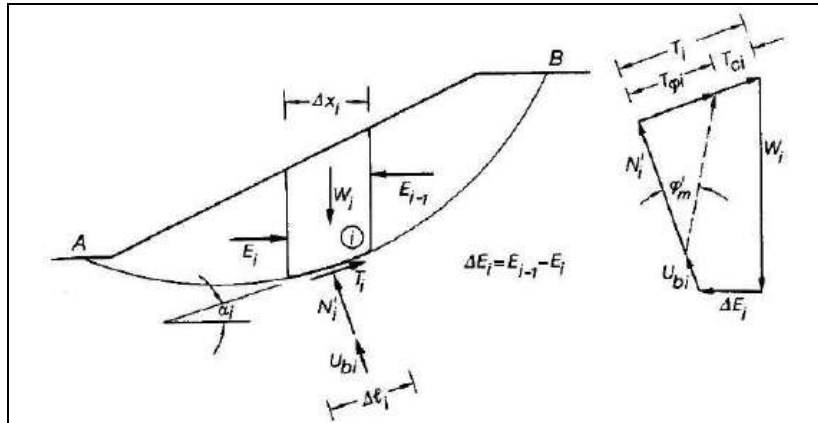
Tab. 6.2.II – Coefficienti parziali per i parametri geotecnici del terreno

Parametro	Grandezza alla quale applicare il coefficiente parziale	Coefficiente parziale $\gamma_M$	(M1)	(M2)
Tangente dell'angolo di resistenza al taglio	$\tan \varphi'_k$	$\gamma_{\varphi'}$	1,0	1,25
Coesione efficace	$c'_k$	$\gamma_{c'}$	1,0	1,25
Resistenza non drenata	$c_{uk}$	$\gamma_{cu}$	1,0	1,4
Peso dell'unità di volume	$\gamma_Y$	$\gamma_Y$	1,0	1,0

Tab. 6.8.I - Coefficienti parziali per le verifiche di sicurezza di opere di materiali sciolti e di fronti di scavo

COEFFICIENTE	R2
$\gamma_{G1}$	1,1

Le verifiche, implementate con il codice di calcolo SLIDE di Rocscience (Version 6.039) sono state condotte utilizzando il metodo di Bishop semplificato (1955) ed ipotizzando superfici di scorrimento circolari di raggio  $r$ , con il materiale coinvolto nella rottura suddiviso in conci di larghezza  $b$ , per ognuna delle quali vengono valutati il momento stabilizzante  $M_s$  e il momento ribaltante  $M_r$  calcolati rispetto al centro del cerchio. Si è preferita la modalità di analisi "Slope Search" rispetto alla "Grid Search" in quanto si possono investigare molte più superfici (nel nostro caso sono state scelte 5000 superfici) che interessano tutto il pendio e tali superfici risultano indipendenti a differenza di quelle individuate a partire dalla griglia dei centri. In tal modo il versante viene investigato nella sua globalità.



**Schema verifiche di stabilità secondo Bishop**

Il contributo al momento stabilizzante  $M_s$  di un concio è fornito in generale dalla resistenza alla base, somma della componente del peso  $W$  ortogonale alla base moltiplicata per la tangente dell'angolo di resistenza al taglio  $\phi$  e della eventuale coesione  $c$ , moltiplicata per la lunghezza  $b/\cos\alpha$ , dove  $\alpha$  è l'inclinazione della base del concio rispetto all'orizzontale. Nell'ipotesi che il concio sia parzialmente immerso in acqua e che alla base la pressione idraulica valga  $u$  si ottiene:

$$M_s = \frac{c \times b + (W - u \times b) \times \text{tg} \phi}{m \alpha} \times r$$

Dove:

$$m \alpha = \cos \alpha \times \left( 1 + \frac{\text{tg} \alpha \times \text{tg} \phi}{F} \right)$$

Il contributo al momento ribaltante  $M_r$  di un concio è fornito dalla componente del peso  $W$  parallela alla base del concio:

$$M_r = W \times \sin \alpha \times r$$

Nei casi in esame l'azione di progetto  $E_d$  corrisponde al momento ribaltante  $M_r$  e la resistenza di progetto  $R_d$  al momento stabilizzante  $M_s$ ; la verifica viene quindi soddisfatta, considerando il fattore parziale  $\gamma_r$  sulla resistenza di progetto, se:

$$E_d \leq R_d \Leftrightarrow M_r \leq \frac{M_s}{\gamma_r}$$

per cui il rapporto tra  $M_s$  e  $M_r$  che deve risultare  $\geq \gamma_r = 1.1$ .

Le verifiche in condizioni sismiche sono state condotte mediante l'analisi di tipo pseudo-statico che considera un sistema di forze orizzontali e verticali applicate ai volumi di terreno coinvolti. Le forze orizzontali di inerzia, dovute all'azione sismica, sono state considerate con intensità pari a:

$$F_h = \beta_s \times \frac{a_{\max}}{g} \times W$$

dove:

$\beta_s$  = coefficiente di riduzione dell'accelerazione massima al sito;

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

$W$  = peso del materiale;

$g$  = accelerazione di gravità.

Le forze verticali sono state considerate pari a:

$$F_v = \pm 0.5 \times F_h$$

### 10.3 VALORI CARATTERISTICI

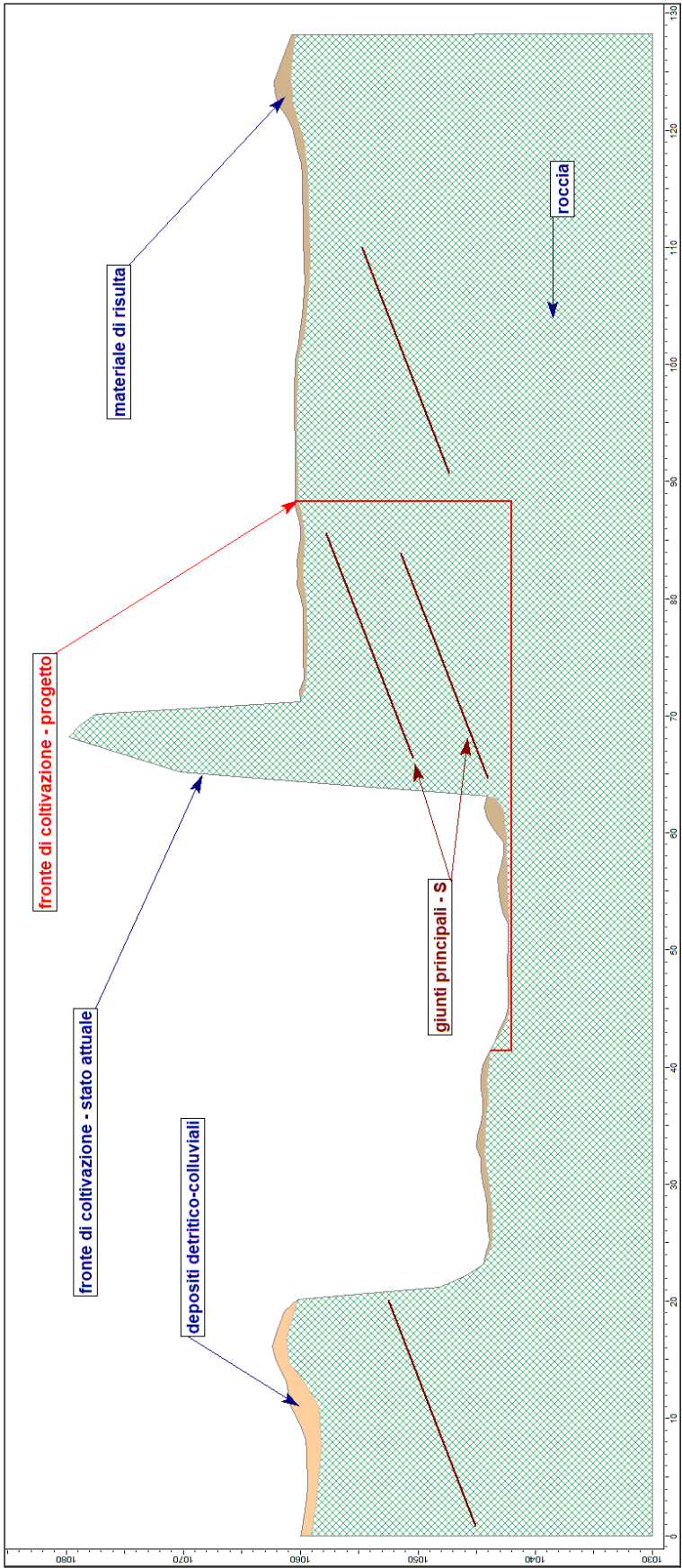
Dall'analisi geostrutturale di dettaglio e dall'osservazione dei tagli artificiali e naturali si è potuto ricostruire la stratigrafia dell'area, utilizzando poi le caratteristiche tipiche dei terreni incontrati, attribuendone dei valori desunti da prove effettuate dallo scrivente su terreni in situazioni geologiche analoghe e ricavati dalla back-analysis riportata nel seguito. Come indicato precedentemente, le caratteristiche della roccia sono state ricavate utilizzando il criterio di rottura generalizzato Hoek & Brown (paragrafo specifico della relazione geologica): attraverso il software Roclab della Rocscience sono stati ricavati i valori da utilizzare sia per la caratterizzazione geomeccanica che per le verifiche di stabilità: in tal modo il software può analizzare la roccia come se fosse un materiale avente un angolo di attrito ed una coesione propri e farlo attraversare dalle superfici di scivolamento che naturalmente risultano esemplificative.

Nei depositi glaciali e detritico colluviali, spesso sovraconsolidati, costituiti in genere da materiale eterogeneo con grossi trovanti, ciottoli, ghiaia e sabbia immersi in una variabile percentuale di matrice limoso-argillosa, è inverosimile che la resistenza sia data dalla sola coesione non drenata  $C_u$ . Le leggi della geotecnica affermano, inoltre, che la stabilità legata alla sola coesione è a "breve termine". Nel lungo periodo, invece, la stabilità di un terreno dipende fondamentalmente dall'angolo d'attrito, riducendo progressivamente l'effetto della coesione. Dall'analisi geomorfologica delle aree montane, si può osservare, come spesso siano presenti versanti molto stabili, costituiti da depositi glaciali e detritico colluviali, dotati di pendenze ben superiori a quelle dei valori dell'angolo di resistenza al taglio compatibili con tali materiali. È ovvio, che questa evidenza può essere geotecnica spiegata solo con una sensibile coesione indotta da un certo grado di sovraconsolidamento della matrice fine. Considerando il criterio di rottura Mohr-Coulomb, è evidente che entrambi i parametri geotecnici collaborano per la stabilità, anche nel lungo periodo. Ciò è stato appurato in molti casi studiati nell'attività professionale, ove è stato necessario considerare entrambi i parametri di resistenza al taglio per giustificare proprio le evidenze stratigrafiche e geomorfologiche, dalle quali non è possibile prescindere.

Il pendio analizzato è principalmente costituito dalle seguenti unità geologico-geotecniche:

- materiale di risulta (depositi medio-grossolani legati alle precedenti attività estrattive);
- depositi detritico-colluviali con spessori ridotti vista la presenza di substrato subaffiorante;
- roccia costituita in generale da oficalciti.

Di seguito si riportano gli schemi litostratigrafici dei settori di progetto con le caratteristiche geotecniche dei terreni di rilievo e di progetto corrispondenti.



**Schema adottato per le verifica di stabilità con il software Slide  
Nella sezione vengono evidenziati i terreni e i materiali di rilievo**

approccio DA1-C2		
PARAMETRO	Unità di misura	Valore caratteristico
<b>Depositi detritico-colluviali</b>		
<i>Tangente dell'angolo di resistenza al taglio</i>	$\tan(\phi'_k)$	0.7002
	$\phi_k$	35.00
<i>Coesione efficace</i>	$C'_k$ (MPa)	0.0010
<i>Resistenza non drenata</i>	$C_{UK}$ (MPa)	0.0000
<i>Peso nell'unità di volume</i>	$\gamma_k$ (kN/m <sup>3</sup> )	18.0000
<b>Roccia</b>		
<i>Tangente dell'angolo di resistenza al taglio</i>	$\tan(\phi'_k)$	0.9325
	$\phi_k$	43.00
<i>Coesione efficace</i>	$C'_k$ (MPa)	0.7770
<i>Resistenza non drenata</i>	$C_{UK}$ (MPa)	0.0000
<i>Peso nell'unità di volume</i>	$\gamma_k$ (kN/m <sup>3</sup> )	26.0000
<b>Materiale di risulta</b>		
<i>Tangente dell'angolo di resistenza al taglio</i>	$\tan(\phi'_k)$	0.7536
	$\phi_k$	37.00
<i>Coesione efficace</i>	$C'_k$ (MPa)	0.0000
<i>Resistenza non drenata</i>	$C_{UK}$ (MPa)	0.0000
<i>Peso nell'unità di volume</i>	$\gamma_k$ (kN/m <sup>3</sup> )	19.0000

#### 10.4 VERIFICHE

Come prevedono le NTC, sotto l'effetto dell'azione sismica di progetto, le opere e i sistemi geotecnici devono rispettare gli stati limite ultimi e di esercizio definiti al § 3.2.1 delle NTC, con i requisiti di sicurezza indicati nel § 7.1. Le verifiche agli stati limite ultimi di opere e sistemi geotecnici si riferiscono al solo stato limite di salvaguardia della vita (SLV) di cui al § 3.2.1 (es.: configurazione finale di progetto, ovvero a recupero ambientale completato); quelle agli stati limite di esercizio si riferiscono al solo stato limite di danno (SLD) di cui allo stesso § 3.2.1.

Le verifiche di stabilità nelle fasi di scavo (coltivazione) e di recupero ambientale sono state eseguite lungo le sezioni ritenute più critiche ovvero le sezioni 2 e 7, tratte dal progetto dell'ing. Fabio Croatto.

Come evidenziato precedentemente nel capitolo relativo all'assetto idrogeologico, le verifiche sono state eseguite in assenza di falda vista la presenza di roccia affiorante o subaffiorante. Anche per la sottile coltre di materiale sciolto non si è introdotta la falda in quanto l'assetto idrogeologico ammette che sia lecito assumere che le sovrappressioni interstiziali generate dall'applicazione dei carichi si dissipino contemporaneamente all'applicazione stessa.

Attribuiti i parametri caratteristici del terreno e stabilita la possibile geometria di rottura, la verifica di stabilità è stata effettuata con supporto informatico.

Nei casi in esame l'azione di progetto  $E_d$  corrisponde al momento ribaltante  $M_r$  e la resistenza di progetto  $R_d$  al momento stabilizzante  $M_s$ ; la verifica viene quindi soddisfatta, considerando il fattore parziale  $\gamma_r$  sulla resistenza di progetto, se:

$$E_d \leq R_d \Leftrightarrow M_r \leq \frac{M_s}{\gamma_r}$$

per cui il rapporto tra  $M_s$  e  $M_r$  deve risultare  $\geq \gamma_r = 1.1$  per le verifiche in condizioni statiche e  $\geq \gamma_r = 1.2$  per le verifiche in condizioni sismiche.

A partire da ogni fattore di sicurezza determinato con il software Slide corrispondente al rapporto tra il momento stabilizzante  $M_s$  ed il momento ribaltante  $M_r$  si può verificare la condizione imposta dalle NTC 2018  $E_d \leq R_d$  ovvero che  $\frac{R_d}{E_d} \geq 1$ , cioè che  $F_s/\gamma_r \geq 1$ .

### 10.5 AZIONI SISMICHE

Nei confronti delle azioni sismiche, sia gli Stati limite di esercizio (SLE) che gli Stati limite ultimi (SLU) sono individuati riferendosi alle prestazioni della costruzione nel suo complesso, includendo gli elementi strutturali, quelli non strutturali e gli impianti.

Le probabilità di superamento nel periodo di riferimento PVR, cui riferirsi per individuare l'azione sismica agente in ciascuno degli stati limite considerati, sono riportate nella Tab. 3.2.I.

Tab. 3.2.I – Probabilità di superamento  $P_{V_R}$  in funzione dello stato limite considerato

Stati Limite	$P_{V_R}$ : Probabilità di superamento nel periodo di riferimento $V_R$	
Stati limite di esercizio	SLO	81%
	SLD	63%
Stati limite ultimi	SLV	10%
	SLC	5%

I valori relativi agli stati limite scelti per le verifiche sono espressi per ciascuna fase analizzata e ad essi corrispondono gli specifici coefficienti e valori (in particolare  $\alpha_g$ ) ottenuti nel capitolo relativo alla modellazione sismica del sito trattato nella relazione geologica.

Nel caso di pendii con inclinazione maggiore di  $15^\circ$  e altezza maggiore di 30 m, l'azione sismica di progetto deve essere opportunamente incrementata, o attraverso un coefficiente di amplificazione topografica, o in base ai risultati di una specifica analisi bidimensionale della risposta sismica locale, con la quale si valutano anche gli effetti di amplificazione stratigrafica.

In generale l'amplificazione tende a decrescere sotto la superficie del pendio. Pertanto, gli effetti topografici tendono a essere massimi lungo le creste di dorsali e rilievi, ma si riducono sensibilmente in frane con superfici di scorrimento profonde. In tali situazioni, nelle analisi pseudostatiche gli effetti di amplificazione topografica possono essere trascurati ( $ST = 1$ ).

L'analisi delle condizioni di stabilità dei pendii in condizioni sismiche può essere eseguita mediante metodi pseudostatici, metodi degli spostamenti e metodi di analisi dinamica.

Nel nostro caso si è deciso di eseguire l'analisi delle condizioni di stabilità mediante metodi pseudostatici.

Nelle analisi si deve tenere conto dei comportamenti di tipo fragile, che si manifestano nei terreni a grana fina sovraconsolidati e nei terreni a grana grossa addensati con una riduzione della resistenza al taglio al crescere delle



deformazioni. Inoltre, si deve tener conto dei possibili incrementi di pressione interstiziale indotti in condizioni sismiche nei terreni saturi. Nei metodi pseudo-statici l'azione sismica è rappresentata da un'azione statica equivalente, costante nello spazio e nel tempo, proporzionale al peso  $W$  del volume di terreno potenzialmente instabile. Tale forza dipende dalle caratteristiche del moto sismico atteso nel volume di terreno potenzialmente instabile e dalla capacità di tale volume di subire spostamenti senza significative riduzioni di resistenza. Nelle verifiche allo stato limite ultimo, in mancanza di studi specifici, le componenti orizzontale e verticale di tale forza possono esprimersi come  $F_h = k_h \cdot W$  ed  $F_v = k_v \cdot W$ , con  $k_h$  e  $k_v$  rispettivamente pari ai coefficienti sismici orizzontale e verticale:

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

$$k_v = \pm 0,5 \cdot k_h$$

Dove:

$\beta_s$  = coefficiente di riduzione dell'accelerazione massima attesa al sito;

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

$g$  = accelerazione di gravità.

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

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

dove

$S$  = coefficiente che comprende l'effetto dell'amplificazione stratigrafica ( $S_S$ ) e dell'amplificazione topografica ( $S_T$ );

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

Tab. 3.2.IV – Espressioni di  $S_S$  e di  $C_C$

Categoria sottosuolo	$S_S$	$C_C$
A	1,00	1,00
B	$1,00 \leq 1,40 - 0,40 \cdot F_o \cdot \frac{a_g}{g} \leq 1,20$	$1,10 \cdot (T_C^*)^{-0,20}$
C	$1,00 \leq 1,70 - 0,60 \cdot F_o \cdot \frac{a_g}{g} \leq 1,50$	$1,05 \cdot (T_C^*)^{-0,33}$
D	$0,90 \leq 2,40 - 1,50 \cdot F_o \cdot \frac{a_g}{g} \leq 1,80$	$1,25 \cdot (T_C^*)^{-0,50}$
E	$1,00 \leq 2,00 - 1,10 \cdot F_o \cdot \frac{a_g}{g} \leq 1,60$	$1,15 \cdot (T_C^*)^{-0,40}$

**Coefficienti di amplificazione stratigrafica**

Tab. 7.11.I – Coefficienti di riduzione dell'accelerazione massima attesa al sito

	Categoria di sottosuolo	
	A	B, C, D, E
	$\beta_s$	$\beta_s$
$0,2 < a_g (g) \leq 0,4$	0,30	0,28
$0,1 < a_g (g) \leq 0,2$	0,27	0,24
$a_g (g) \leq 0,1$	0,20	0,20

**Coefficienti di riduzione dell'accelerazione massima attesa al sito**

Categoria topografica	Ubicazione dell'opera o dell'intervento	$S_T$
T1	-	1,0
T2	In corrispondenza della sommità del pendio	1,2
T3	In corrispondenza della cresta di un rilievo con pendenza media minore o uguale a $30^\circ$	1,2
T4	In corrispondenza della cresta di un rilievo con pendenza media maggiore di $30^\circ$	1,4

#### **Coefficienti di amplificazione topografica**

La condizione di stato limite deve essere valutata con riferimento ai valori caratteristici dei parametri geotecnici e riferita alla superficie di scorrimento critica, caratterizzata dal minore margine di sicurezza. L'adeguatezza del margine di sicurezza nei confronti della stabilità del pendio deve essere valutata e motivata dal progettista.

In terreni saturi e in siti con accelerazione orizzontale massima attesa  $a_{max} > 0,15g$ , nell'analisi statica delle condizioni successive al sisma si deve tenere conto della possibile riduzione della resistenza al taglio per incremento delle pressioni interstiziali o per decadimento delle caratteristiche di resistenza indotti dalle azioni sismiche.

Nell'analisi di stabilità di frane quiescenti, che possono essere riattivate dall'azione del sisma, si deve fare riferimento ai valori dei parametri di resistenza attinti a grandi deformazioni. L'eventuale incremento di pressione interstiziale indotto dal sisma, da considerare in dipendenza della natura dei terreni, deve considerarsi uniformemente distribuito lungo la superficie di scorrimento critica.

Per quanto riguarda i fronti di scavo e rilevati, in mancanza di studi specifici, le componenti orizzontale e verticale della forza statica equivalente possono esprimersi come  $F_h = k_h W$  ed  $F_v = k_v W$ , con  $k_h$  e  $k_v$  rispettivamente pari ai coefficienti sismici orizzontale e verticale definiti nelle NTC (§ 7.11.3.5.2) e adottando i seguenti valori del coefficiente di riduzione dell'accelerazione massima attesa al sito:

- $\beta_s = 0.38$  nelle verifiche dello stato limite ultimo (SLV)
- $\beta_s = 0.47$  nelle verifiche dello stato limite di esercizio (SLD).

I fronti di coltivazione possono essere considerati, secondo la normativa vigente (NTC 2018), da una vita nominale  $V_N$  inferiore come durata rispetto alle opere, pur mantenendo classi e coefficienti d'uso proprie delle opere definitive.

Nel caso in cui la risultante vita di riferimento  $V_R$  è inferiore od uguale a 35 anni si pone comunque  $V_R = 35$ .

Come descritto in precedenza, in considerazione del fatto che il settore è posto direttamente su roccia, si è utilizzato un profilo stratigrafico di riferimento del **tipo A**, in quanto si è in presenza di *ammassi rocciosi affioranti o terreni molto rigidi, eventualmente comprendenti in superficie terreni di caratteristiche meccaniche più scadenti con spessore massimo pari a 3 m.*

#### **10.5.1 Azioni sismiche in fase di coltivazione**

Imponendo le condizioni sopra descritte e volendo verificare i fronti di scavo anche in presenza di azione sismica relativa a fronti di coltivazione (verificato allo SLV), si ottengono i seguenti valori:

Imponendo le condizioni sopra espresse e volendo verificare la progettazione anche in presenza di azione sismica, si ottengono i seguenti valori:

$k_h = \beta_s \cdot \frac{a_{\max}}{g}$	<b>0.029</b>
$k_v = \pm 0,5 \cdot k_h$	<b>0.015</b>

dove:

$\beta_s$	<b>0.38</b>
$a_{\max}$	<b>0.077 g</b>
$g$	<b>9.81</b>

dove:

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

con:

$S_S$	<b>1</b>
$S_T$	<b>1.2</b>
$a_g$	<b>0.064</b>

**Coefficienti sismici considerati per la fase di coltivazione**

### 10.5.2 Azioni sismiche in fase di recupero ambientale

Per quanto riguarda la configurazione finale di progetto a recupero ambientale completato, le verifiche sono state realizzate allo stato limite ultimo (SLU), più precisamente allo stato limite di vita (SLV).

Imponendo le condizioni sopra espresse e volendo verificare la progettazione anche in presenza di azione sismica, si ottengono i seguenti valori:

$k_h = \beta_s \cdot \frac{a_{\max}}{g}$	0.017
$k_v = \pm 0,5 \cdot k_h$	0.009

dove:

$\beta_s$	0.2
$a_{\max}$	0.085 g
$g$	9.81

dove:

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

con:

$S_S$	1
$S_T$	1.2
$a_g$	0.071

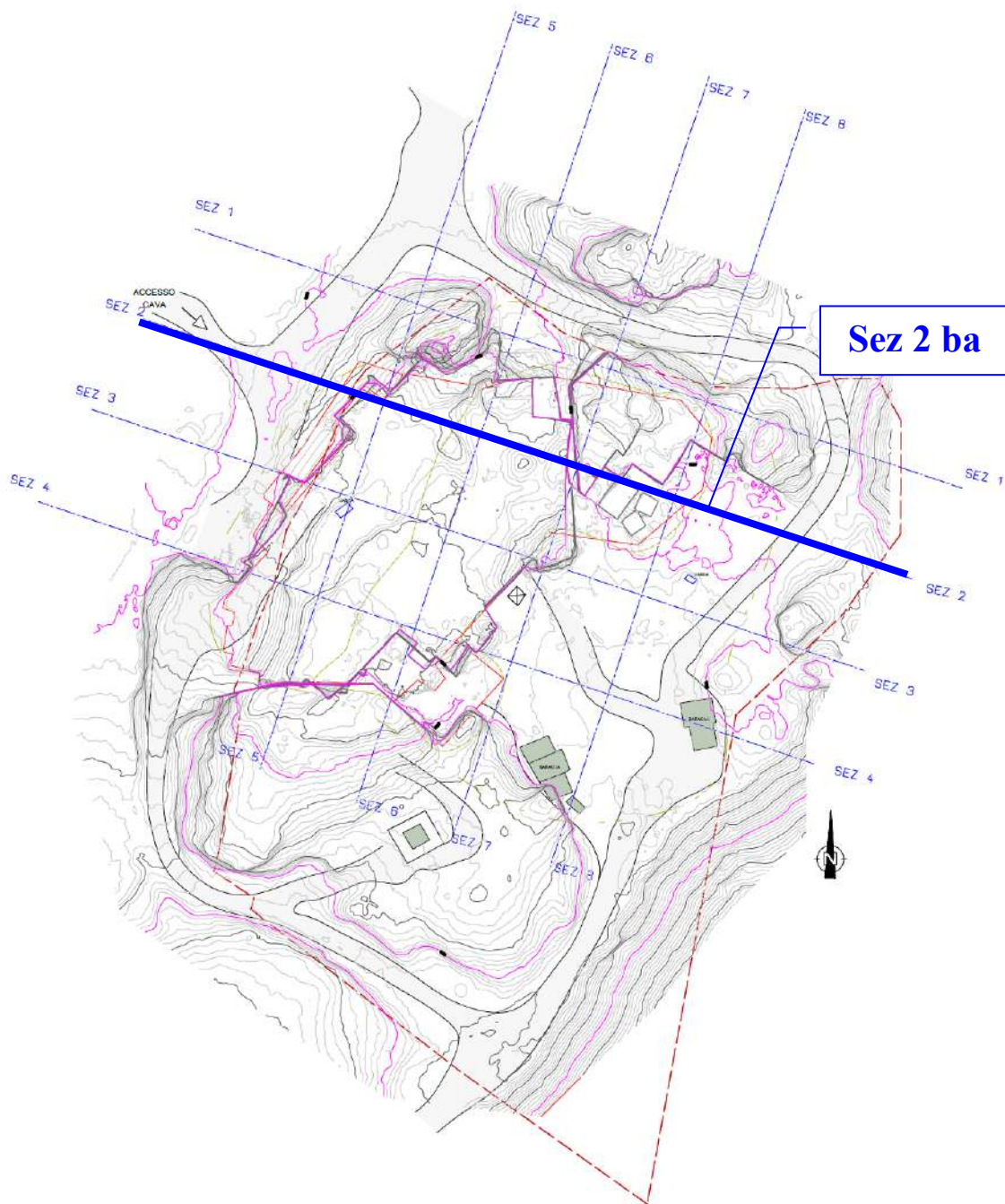
**Coefficienti sismici considerati per la fase di recupero ambientale**

### 10.6 BACK-ANALYSIS

Per poter estrapolare dei dati geotecnici oggettivi, a partire da quanto riportato nei capitoli precedenti, sono state realizzate reiterate verifiche di stabilità in "back-analysis", opportunamente predisposte allo scopo di valutare le caratteristiche di resistenza dei terreni presenti nel settore oggetto della presente relazione.

La back analysis consiste nell'analizzare un problema del quale sono noti la geometria e le condizioni al contorno, per ricavare a ritroso i parametri di resistenza del materiale, attraverso una risoluzione inversa delle equazioni di equilibrio o per tentativi o iterazioni successivi. Tuttavia, il fatto che uno o più set di parametri geotecnici forniscano in un modello analitico risultati comparabili a quanto si verifica in sito, non è di per sé garanzia della bontà dei parametri e delle equazioni di equilibrio utilizzate.

Per la back-analysis si è scelta una sezione, come meglio indicato nella planimetria seguente.



**Planimetria di rilievo con l'indicazione della sezione utilizzata per la back analysis**

Il pendio ove insiste la coltivazione in oggetto è posto a circa metà del versante: esso risulta essere principalmente costituito da depositi detritico-colluviali, da materiale di risulta legato alle attività di coltivazione pregresse o ovviamente dal substrato da subaffiorante ad affiorante.

Per ottenere risultati sufficientemente cautelativi tramite la back analysis sono state fissate le seguenti condizioni nel modello di calcolo:

- assenza di sollecitazioni sismiche;
- assenza di falda idrica;

parametri geotecnici "reali" (non ridotti secondo i coefficienti parziali imposti dai DM 14/01/2008 e D.M. 17/01/18).

Tenuto conto di tali condizioni si è ritenuto di considerare il versante attuale con dei fattori di sicurezza  $F_s$  ben superiori a 1,1, in considerazione della

situazione che al momento individua pendii che non mostrano evidenze di instabilità. La back analysis è stata effettuata infatti imponendo ai terreni le caratteristiche geotecniche ricavate dall'analisi geostrutturale di dettaglio, nonché dai valori desunti da prove effettuate dallo scrivente su terreni in situazioni geologiche analoghe ed in areali limitrofi.

Le verifiche sono state eseguite con il metodo di Bishop semplificato, nel quale si risolvono le equazioni del momento rispetto al centro dell'arco di cerchio che descrive la superficie di scivolamento.

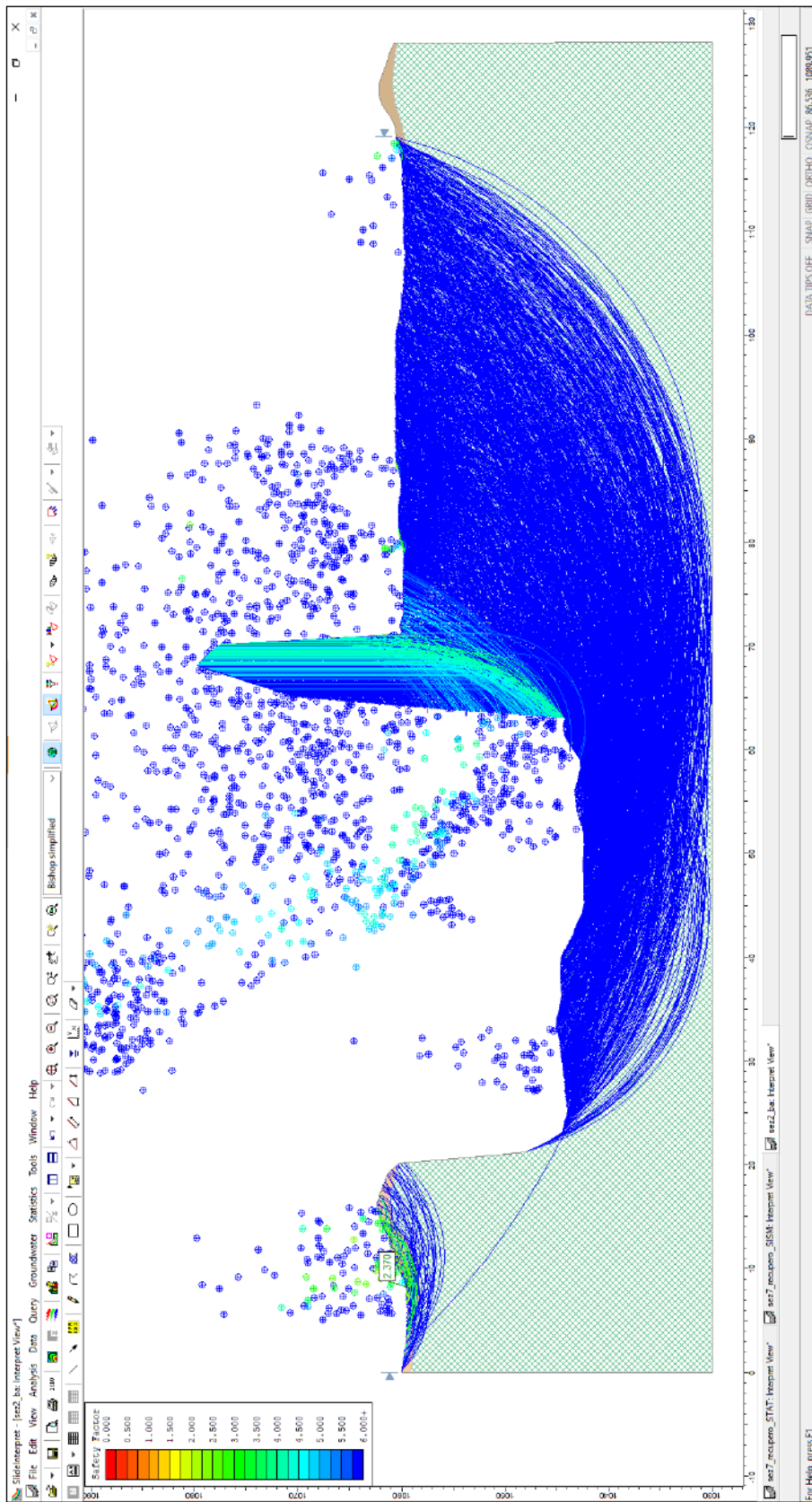
Le sezioni che vengono riportate di seguito comprendono la superficie con valore di  $F_s$  minore e, per una visione complessiva, tutte le superfici che il programma ha valutato: a seconda della colorazione della superficie corrisponde un  $F_s$ . Oltre il valore di  $F_s$  6.0 tutte le superfici sono rappresentate in blu.

10.6.1 Sezione 2 ba – back analysis – Metodo: Bishop semplificato

<i>Metodo di calcolo</i>	<i>Fs min</i>
Bishop semplificato	2.370



Verifica di stabilità (back analysis) con evidenziata la superficie con Fs minore






*In figura sono rappresentate tutte le superfici analizzate*



### 10.6.2 Valori di back analysis

La back analysis è stata effettuata infatti imponendo ai terreni le caratteristiche geotecniche ricavate dall'analisi geostrutturale di dettaglio, nonché dai valori desunti da prove effettuate dallo scrivente su terreni in situazioni geologiche analoghe ed in areali limitrofi:

Property	materiale di risulta	roccia	depositi detritico-colluviali
Color			
Strength Type	Mohr-Coulomb	Mohr-Coulomb	Mohr-Coulomb
Unit Weight [kN/m3]	19	26	18
Cohesion [kPa]	0	777	1
Friction Angle [deg]	37	43	35
Water Surface	None	None	None
Ru Value	0	0	0

La back analysis ha evidenziato che i valori utilizzati rappresentano correttamente le caratteristiche della stratigrafia del versante.

### 10.7 SITUAZIONE DI PROGETTO

In presenza di mezzi omogenei non si hanno a disposizione metodi per individuare la superficie di scorrimento critica ed occorre esaminare un numero elevato di potenziali superfici.

Come descritto precedentemente, si è preferita la modalità di analisi "Slope Search" rispetto alla "Grid Search" in quanto si possono investigare molte più superfici (nel nostro caso sono state scelte 5000 superfici) che interessano tutto il pendio e tali superfici risultano indipendenti a differenza di quelle individuate a partire dalla griglia dei centri. In tal modo il versante viene investigato nella sua globalità.

Ai dati geotecnici ricavati sono state apportate le correzioni dovute ai coefficienti parziali  $\gamma_R$  indicati nel Capitolo 7 delle NTC, oppure ai  $\gamma_R$  indicati nel Capitolo 6 laddove non espressamente specificato.

Come previsto, la verifica globale è stata condotta attraverso l'approccio 1, combinazione 2, adottando come coefficiente parziale per le verifiche di sicurezza  $\gamma_R$  quello riportato nella tabella 6.8.I delle NTC.

Come previsto dalle NTC 2018, a partire da ogni fattore di sicurezza determinato con il software Slide è stata poi ricalcolata la stabilità applicando allo stesso il fattore parziale  $\gamma_r$  sulla resistenza di progetto.

Di seguito si riportano i valori delle caratteristiche dei terreni utilizzati per le simulazioni ed i valori corretti secondo i coefficienti previsti dalla normativa.

approccio DA1-C2				
PARAMETRO	GRANDEZZA ALLA QUALE APPLICARE IL COEFFICIENTE PARZIALE	Valore caratteristico	Coefficiente parziale M2	Valore di progetto
<b>PARAMETRO</b>		<b>Depositi detritico-colluviali</b>		
<i>Tangente dell'angolo di resistenza al taglio</i>	$\tan(\phi'_k)$	0.7002	<b>1.25</b>	0.5602
	$\phi_k$	35.00		29.26
<i>Coesione efficace</i>	$C'_k$ (MPa)	0.0010	<b>1.25</b>	0.0008
<i>Resistenza non drenata</i>	$C_{UK}$ (Mpa)	0.0000	<b>1.40</b>	0.0000
<i>Peso nell'unità di volume</i>	$\gamma_k$ (kN/m <sup>3</sup> )	18.0000	<b>1.00</b>	18.0000
<b>PARAMETRO</b>		<b>Roccia</b>		
<i>Tangente dell'angolo di resistenza al taglio</i>	$\tan(\phi'_k)$	0.9325	<b>1.25</b>	0.7460
	$\phi_k$	43.00		36.72
<i>Coesione efficace</i>	$C'_k$ (MPa)	0.7770	<b>1.25</b>	0.6216
<i>Resistenza non drenata</i>	$C_{UK}$ (Mpa)	0.0000	<b>1.40</b>	0.0000
<i>Peso nell'unità di volume</i>	$\gamma_k$ (kN/m <sup>3</sup> )	26.0000	<b>1.00</b>	26.0000
<b>PARAMETRO</b>		<b>Materiale di risulta</b>		
<i>Tangente dell'angolo di resistenza al taglio</i>	$\tan(\phi'_k)$	0.7536	<b>1.25</b>	0.6028
	$\phi_k$	37.00		31.08
<i>Coesione efficace</i>	$C'_k$ (MPa)	0.0000	<b>1.25</b>	0.0000
<i>Resistenza non drenata</i>	$C_{UK}$ (Mpa)	0.0000	<b>1.40</b>	0.0000
<i>Peso nell'unità di volume</i>	$\gamma_k$ (kN/m <sup>3</sup> )	19.0000	<b>1.00</b>	19.0000
<b>PARAMETRO</b>		<b>Strato vegetale rinverdito (ripristino ambientale)</b>		
<i>Tangente dell'angolo di resistenza al taglio</i>	$\tan(\phi'_k)$	0.7813	<b>1.25</b>	0.6250
	$\phi_k$	38.00		32.01
<i>Coesione efficace</i>	$C'_k$ (MPa)	0.0040	<b>1.25</b>	0.0032
<i>Resistenza non drenata</i>	$C_{UK}$ (Mpa)	0.0000	<b>1.40</b>	0.0000
<i>Peso nell'unità di volume</i>	$\gamma_k$ (kN/m <sup>3</sup> )	18.0000	<b>1.00</b>	18.0000

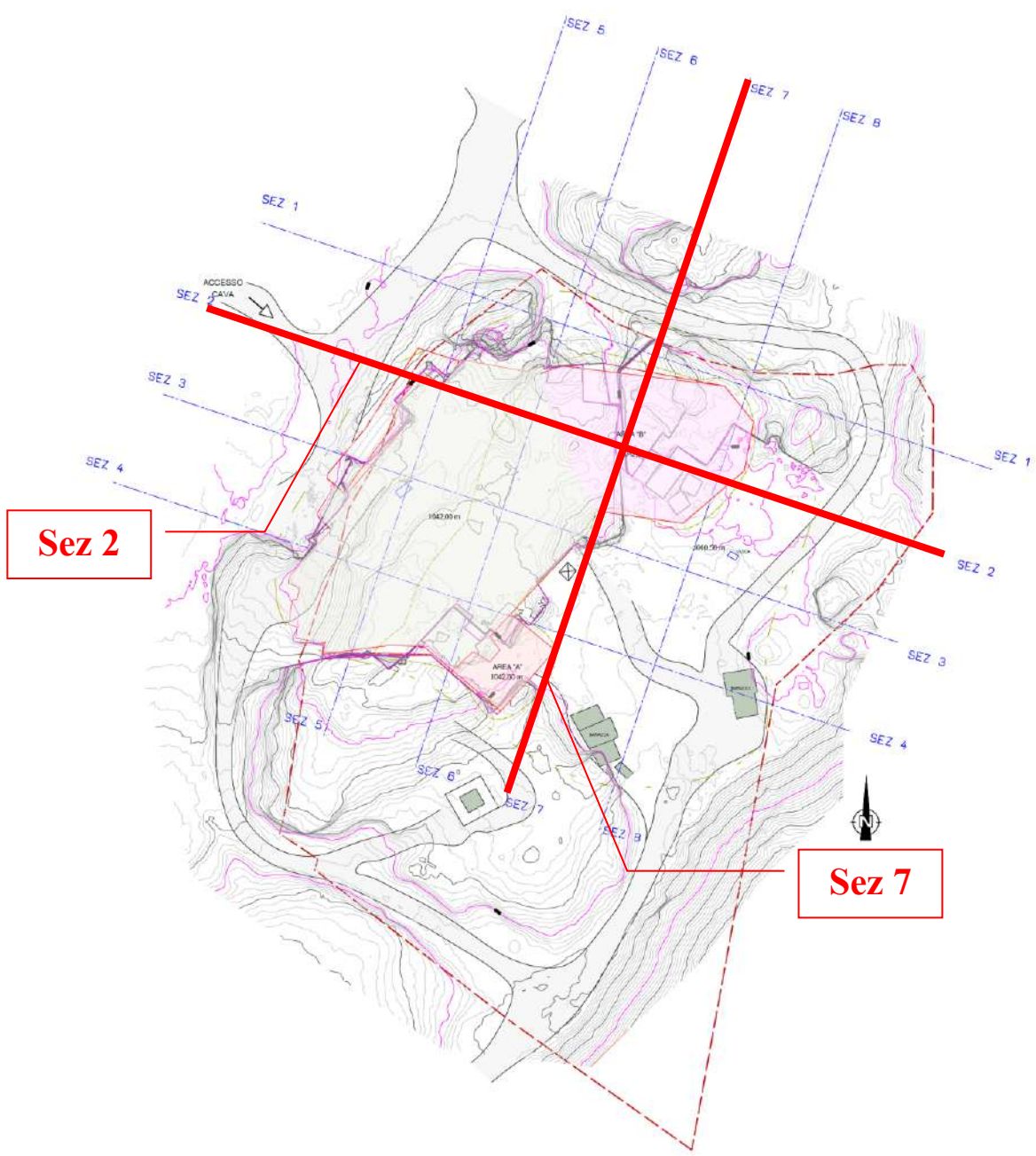
### 10.8 VERIFICHE DI STABILITÀ IN FASE DI COLTIVAZIONE

Si è verificato il sistema "coltivazione/pendio" con i criteri imposti dalle NTC 2018: le verifiche sono state dunque condotte con i parametri caratteristici dei terreni e dei materiali utilizzando i coefficienti previsti dalle norme e in condizioni di azione sismica.

Il supporto informatico utilizzato (**SLIDE - An Interactive Slope Stability Program - Rocscience**) ha permesso di individuare le possibili superfici di rottura, valutando in particolar modo quelle passanti per i settori più critici.

Le verifiche di stabilità nelle fasi di scavo (coltivazione) sono state eseguite lungo le sezioni ritenute più critiche ovvero la sezione 2 e la sezione 7, tratte dal progetto dell'ing. Fabio Croatto.

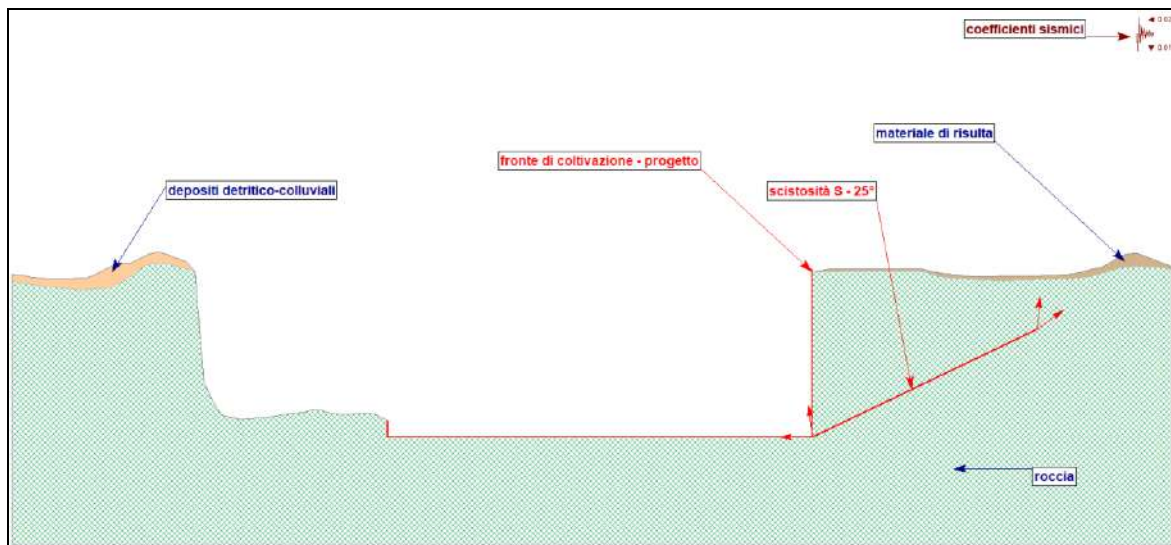
Si ricorda che i profili utilizzati per le verifiche di stabilità sono quelli forniti dal progettista.



**Planimetria di progetto – fase di coltivazione**

**10.8.1 Impostazione del modello – fase di coltivazione**

Il modello considerato è costituito dal pendio oggetto di coltivazione.



**Verifica di stabilità con il software Slide – Fase di coltivazione**  
**Nella sezione vengono evidenziati i terreni e i materiali**

Le verifiche sono state eseguite sia su tutto l'ammasso roccioso, sia sulle superfici di rottura ritenute più critiche e ricavate attraverso il test di Markland. Per quanto riguarda queste ultime è stata introdotta la superficie di scivolamento critica che, nel caso specifico della sezione 2, è la S (con una inclinazione di circa 25°): da questa sono state ricavate migliaia di superfici non-circolari, aventi comunque almeno due punti sulla superficie critica imposta. Alla stessa maniera sono stati considerati i giunti critici nella sezione 7, ovvero le discontinuità K2 e K6.

In questo modo il versante è stato verificato come ammasso roccioso indefinito e come ammasso roccioso attraversato da fratture note.

#### 10.8.2 Valori di riferimento del modello geologico considerato – fase di coltivazione

Di seguito si riportano i valori utilizzati per le simulazioni nel software di calcolo:

### **Condizioni statiche**

#### **Slide Analysis Information**

#### **SLIDE - An Interactive Slope Stability Program**

#### **General Settings**

- Units of Measurement: Metric Units
- Time Units: days
- Permeability Units: meters/second
- Failure Direction: Right to Left
- Data Output: Standard
- Maximum Material Properties: 20
- Maximum Support Properties: 20

#### **Analysis Options**

##### **Analysis Methods Used**

- Bishop simplified
- Janbu simplified
- Number of slices: 25
- Tolerance: 0.005

- Maximum number of iterations: 50
- Check  $\text{malpha} < 0.2$ : Yes
- Initial trial value of FS: 1
- Steffensen Iteration: Yes

### **Groundwater Analysis**

- Groundwater Method: Water Surfaces
- Pore Fluid Unit Weight: 9.81 kN/m<sup>3</sup>
- Advanced Groundwater Method: None

### **Random Numbers**

- Pseudo-random Seed: 10116
- Random Number Generation Method: Park and Miller v.3

### **Surface Options**

- Surface Type: Circular
- Search Method: Slope Search
- Number of Surfaces: 5000
- Upper Angle: Not Defined
- Lower Angle: Not Defined
- Composite Surfaces: Disabled
- Reverse Curvature: Create Tension Crack
- Minimum Elevation: Not Defined
- Minimum Depth: Not Defined

### **Surface Options – sezione 2 - S**

- Surface Type: Non-Circular Block Search
- Number of Surfaces: 5000
- Pseudo-Random Surfaces: Enabled
- Convex Surfaces Only: Disabled
- Left Projection Angle (Start Angle): 95
- Left Projection Angle (End Angle): 180
- Right Projection Angle (Start Angle): 35
- Right Projection Angle (End Angle): -85
- Minimum Elevation: Not Defined
- Minimum Depth: Not Defined

### **Surface Options – sezione 7 – K2**




- Surface Type: Non-Circular Block Search
- Number of Surfaces: 5000
- Pseudo-Random Surfaces: Enabled
- Convex Surfaces Only: Disabled
- Left Projection Angle (Start Angle): 95
- Left Projection Angle (End Angle): 180
- Right Projection Angle (Start Angle): 35
- Right Projection Angle (End Angle): 85
- Minimum Elevation: Not Defined
- Minimum Depth: Not Defined

### **Surface Options – sezione 7 – K6**

- Surface Type: Non-Circular Block Search
- Number of Surfaces: 5000
- Pseudo-Random Surfaces: Enabled

- Convex Surfaces Only: Disabled
- Left Projection Angle (Start Angle): 130
- Left Projection Angle (End Angle): 95
- Right Projection Angle (Start Angle): 5
- Right Projection Angle (End Angle): 85
- Minimum Elevation: Not Defined
- Minimum Depth: Not Defined

### Material Properties

Property	materiale di risulta	roccia	depositi detritico-colluviali
Color			
Strength Type	Mohr-Coulomb	Mohr-Coulomb	Mohr-Coulomb
Unit Weight [kN/m3]	19	26	18
Cohesion [kPa]	0	621.6	0.8
Friction Angle [deg]	31.08	36.72	29.26
Water Surface	None	None	None
Ru Value	0	0	0

### List Of Coordinates

#### Block Search Lines – sezione 2 - S

X	Y
88.3408	1042
113.164	1053.87

#### Block Search Lines – sezione 7 – K2

X	Y
97.8521	1042
111.485	1051.24

#### Block Search Lines – sezione 7 – K6

X	Y
54.313	1054.47
63.7068	1044.64

# Condizioni sismiche

## General Settings

- Units of Measurement: Metric Units
- Time Units: days
- Permeability Units: meters/second
- Failure Direction: Right to Left
- Data Output: Standard
- Maximum Material Properties: 20
- Maximum Support Properties: 20

## Analysis Options

### Analysis Methods Used

- Bishop simplified
- Janbu simplified
- Number of slices: 25
- Tolerance: 0.005
- Maximum number of iterations: 50
- Check malpha < 0.2: Yes
- Initial trial value of FS: 1
- Steffensen Iteration: Yes

## Groundwater Analysis

- Groundwater Method: Water Surfaces
- Pore Fluid Unit Weight: 9.81 kN/m<sup>3</sup>
- Advanced Groundwater Method: None

## Random Numbers

- Pseudo-random Seed: 10116
- Random Number Generation Method: Park and Miller v.3

## Surface Options

- Surface Type: Circular
- Search Method: Slope Search
- Number of Surfaces: 5000
- Upper Angle: Not Defined
- Lower Angle: Not Defined
- Composite Surfaces: Disabled
- Reverse Curvature: Create Tension Crack
- Minimum Elevation: Not Defined
- Minimum Depth: Not Defined

## Surface Options – sezione 2 - S

- Surface Type: Non-Circular Block Search
- Number of Surfaces: 5000
- Pseudo-Random Surfaces: Enabled
- Convex Surfaces Only: Disabled
- Left Projection Angle (Start Angle): 95
- Left Projection Angle (End Angle): 180
- Right Projection Angle (Start Angle): 35
- Right Projection Angle (End Angle): -85
- Minimum Elevation: Not Defined
- Minimum Depth: Not Defined

## Surface Options – sezione 7 – K2

- Surface Type: Non-Circular Block Search
- Number of Surfaces: 5000
- Pseudo-Random Surfaces: Enabled
- Convex Surfaces Only: Disabled
- Left Projection Angle (Start Angle): 95
- Left Projection Angle (End Angle): 180
- Right Projection Angle (Start Angle): 35
- Right Projection Angle (End Angle): 85




## Surface Options – sezione 7 – K6

- Surface Type: Non-Circular Block Search
- Number of Surfaces: 5000
- Pseudo-Random Surfaces: Enabled
- Convex Surfaces Only: Disabled
- Left Projection Angle (Start Angle): 130
- Left Projection Angle (End Angle): 95
- Right Projection Angle (Start Angle): 5
- Right Projection Angle (End Angle): 85
- Minimum Elevation: Not Defined
- Minimum Depth: Not Defined

## Loading

- Seismic Load Coefficient (Horizontal): 0.029
- Seismic Load Coefficient (Vertical): 0.015

## Material Properties

Property	materiale di risulta	roccia	depositi detritico-colluviali
Color			
Strength Type	Mohr-Coulomb	Mohr-Coulomb	Mohr-Coulomb
Unit Weight [kN/m3]	19	26	18
Cohesion [kPa]	0	777	1
Friction Angle [deg]	37	43	35
Water Surface	None	None	None
Ru Value	0	0	0

## List Of Coordinates

### Block Search Lines – sezione 2 - S

X	Y
88.3408	1042
113.164	1053.87

### Block Search Lines – sezione 7 – K2

X	Y
---	---



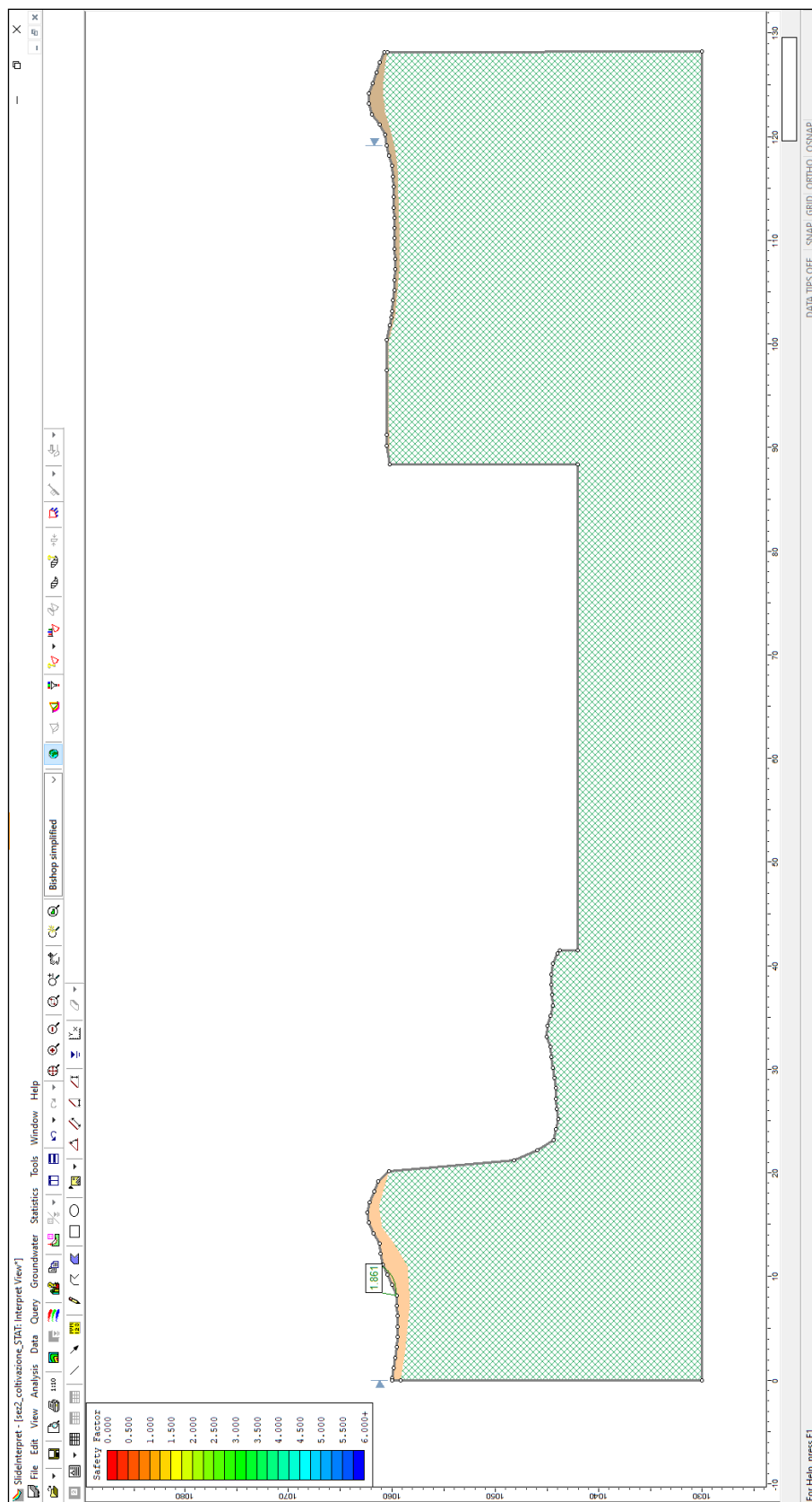
97.8521	1042
111.485	1051.24

### Block Search Lines – sezione 7 – K6

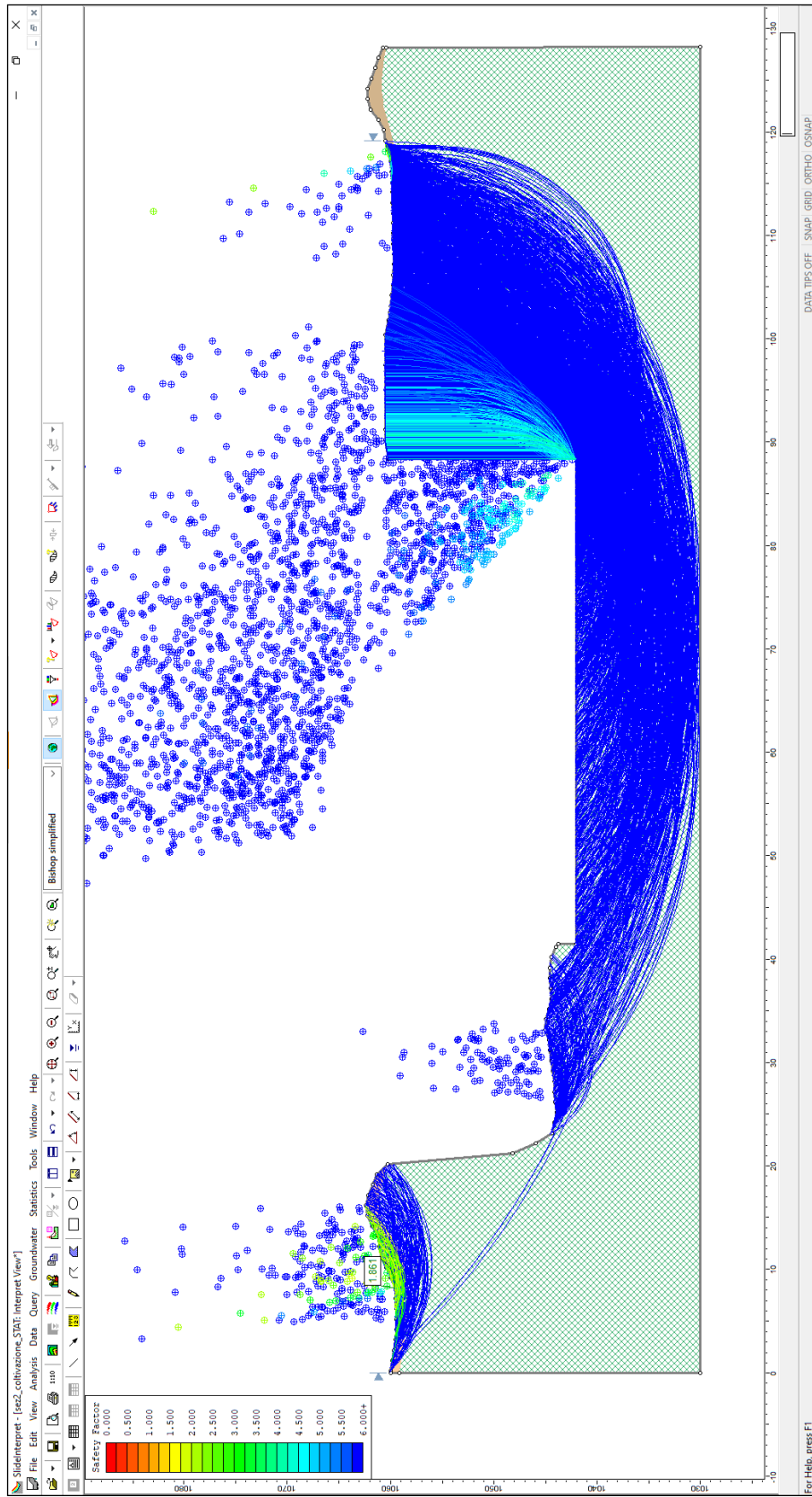
X	Y
54.313	1054.47
63.7068	1044.64

10.8.3 Sezione 2 – fase di coltivazione – condizioni statiche

<i>Metodo di calcolo</i>	<i>F<sub>s</sub> min</i>	<i>γ<sub>r</sub></i>	<i>F<sub>s</sub>/γ<sub>r</sub></i>
Bishop semplificato	1.861	1.1	> 1



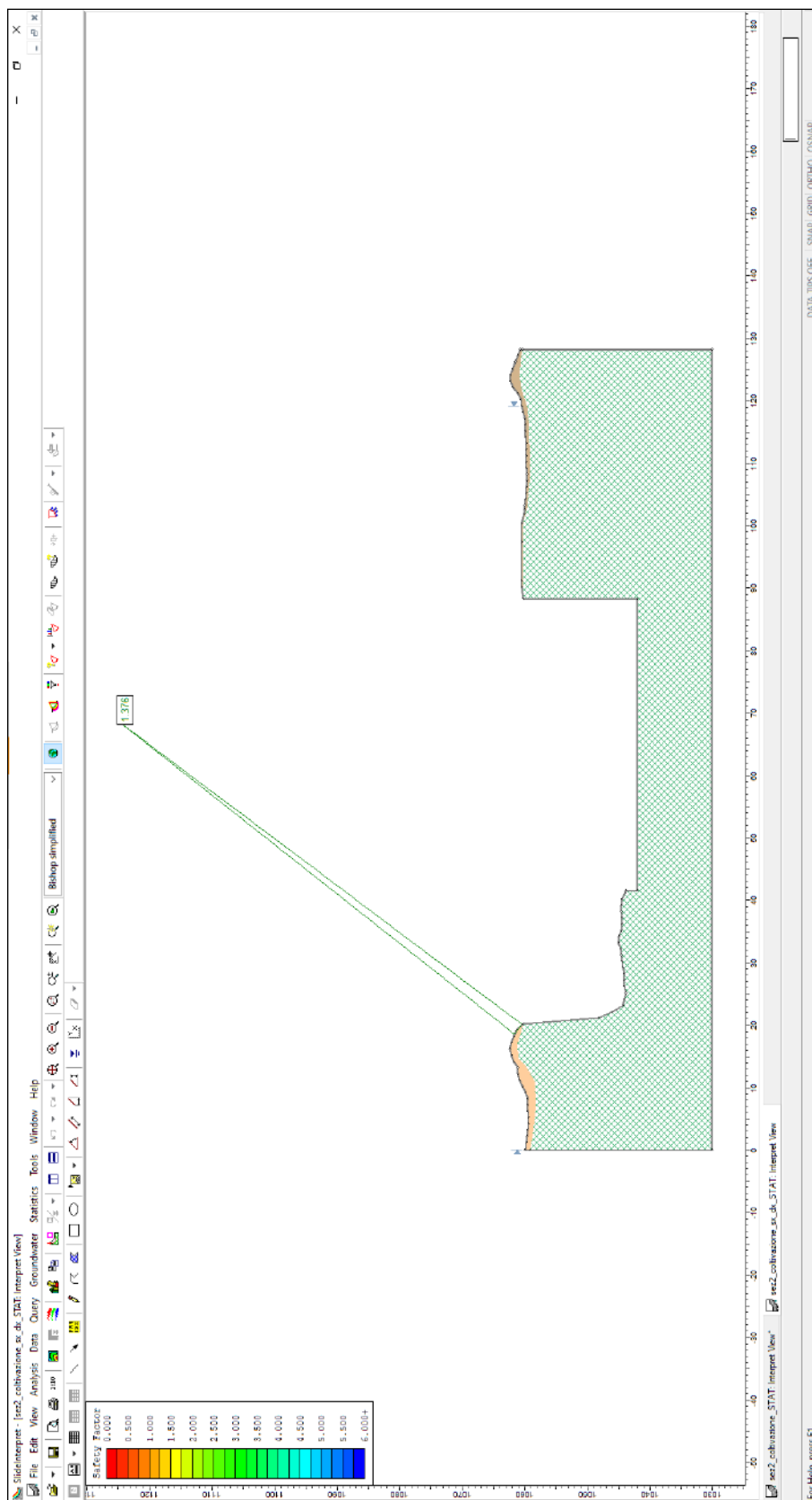
**Verifica di stabilità con evidenziata la superficie con F<sub>s</sub> minore**



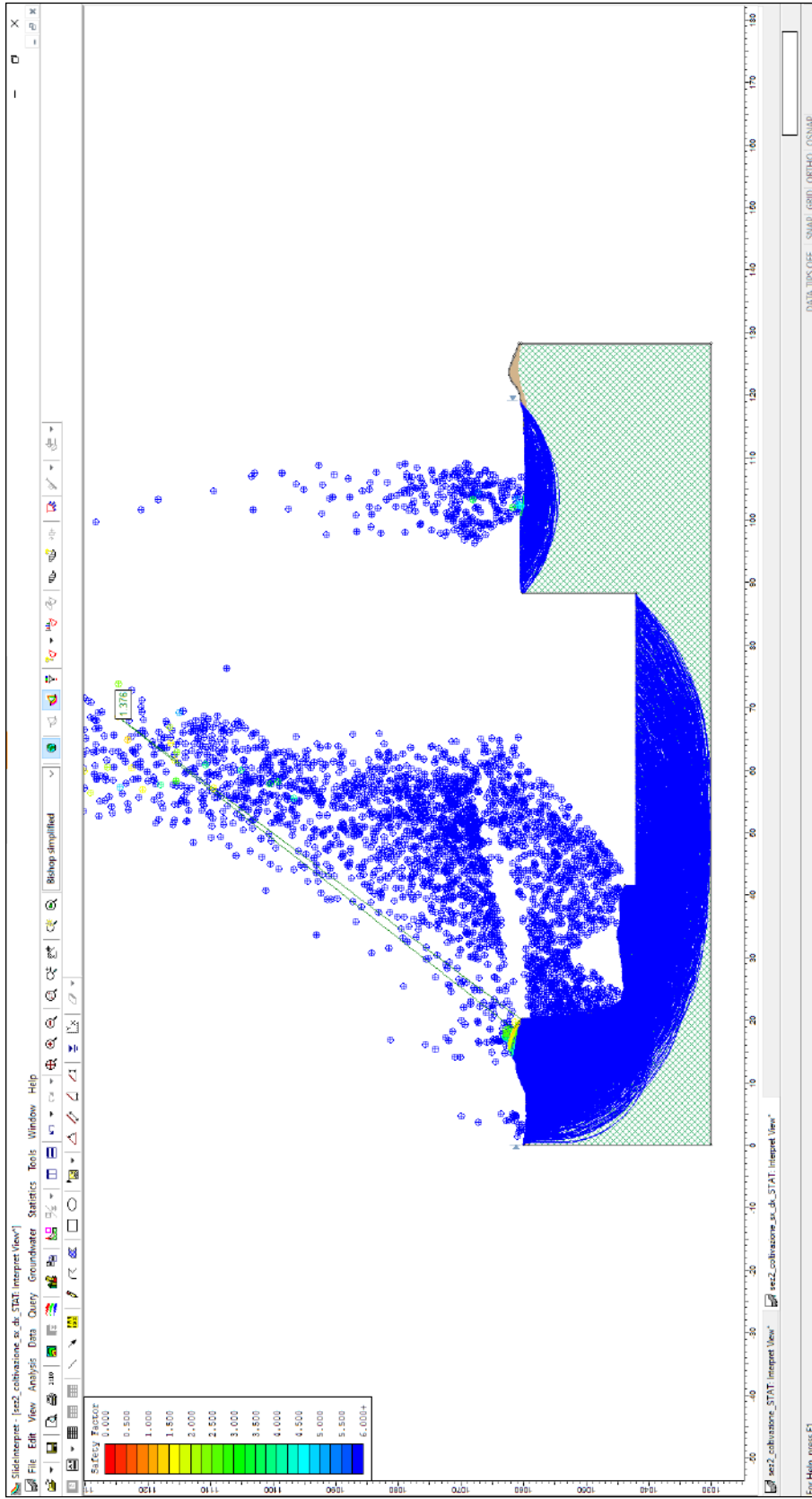
**In figura sono rappresentate tutte le superfici analizzate**

10.8.4 Sezione 2 sx-dx – fase di coltivazione – condizioni statiche

<i>Metodo di calcolo</i>	<i>F<sub>s</sub> min</i>	<i>γ<sub>r</sub></i>	<i>F<sub>s</sub>/γ<sub>r</sub></i>
Bishop semplificato	1.376	1.1	> 1



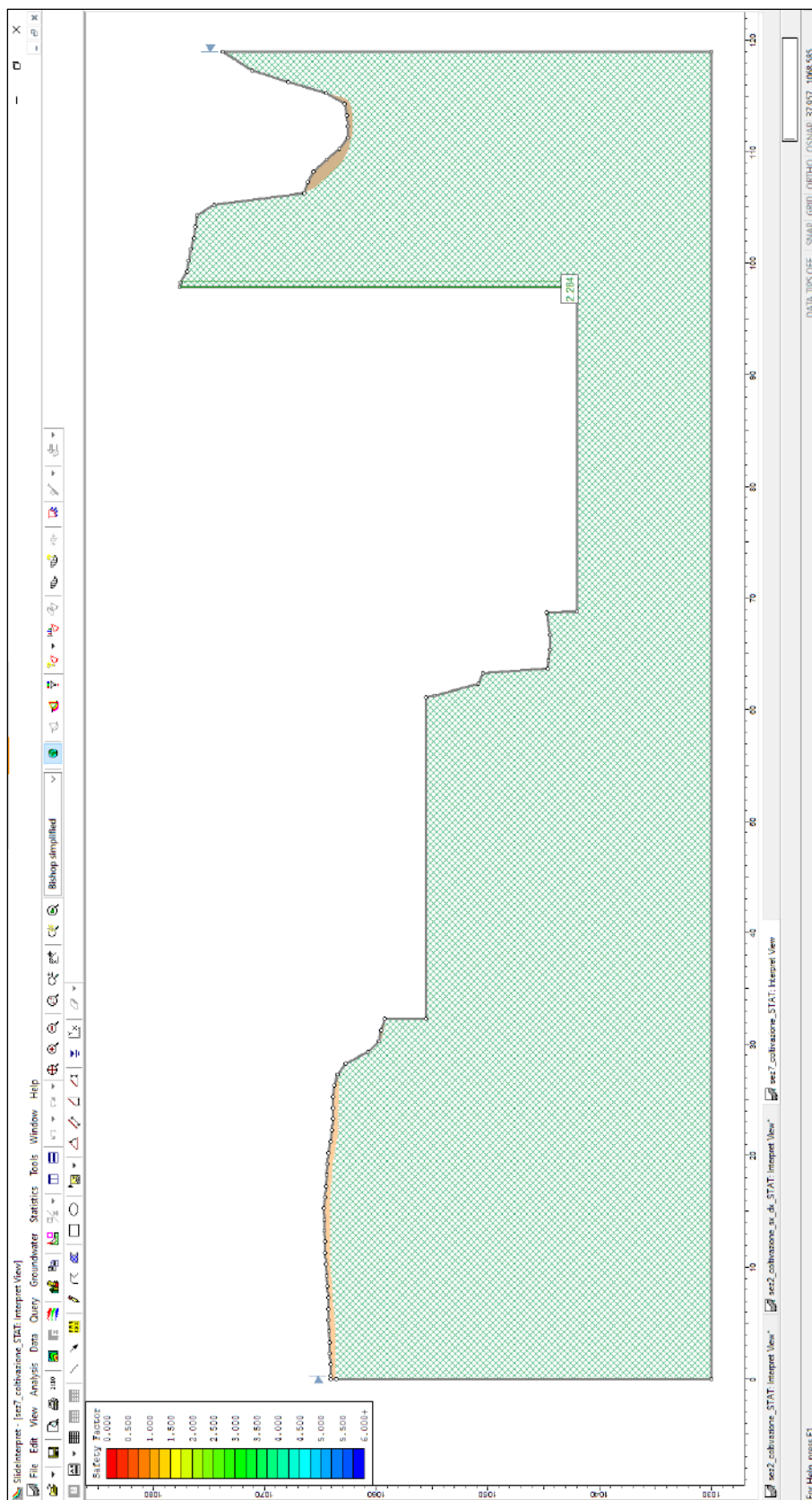
**Verifica di stabilità con evidenziata la superficie con F<sub>s</sub> minore**



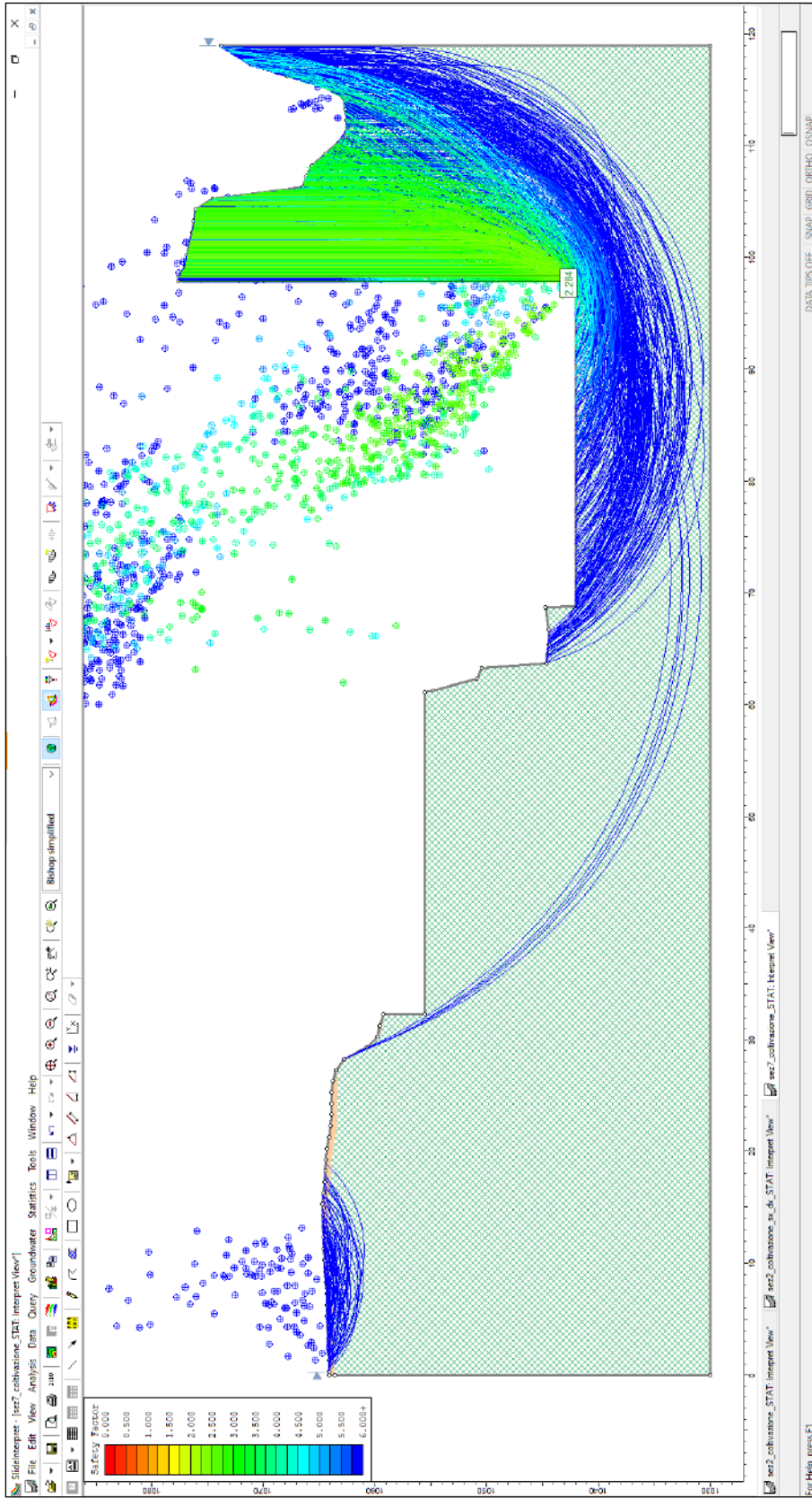
*In figura sono rappresentate tutte le superfici analizzate*

10.8.5 Sezione 7 – fase di coltivazione – condizioni statiche

<i>Metodo di calcolo</i>	<i>F<sub>s</sub> min</i>	<i>γ<sub>r</sub></i>	<i>F<sub>s</sub>/γ<sub>r</sub></i>
Bishop semplificato	2.284	1.1	> 1



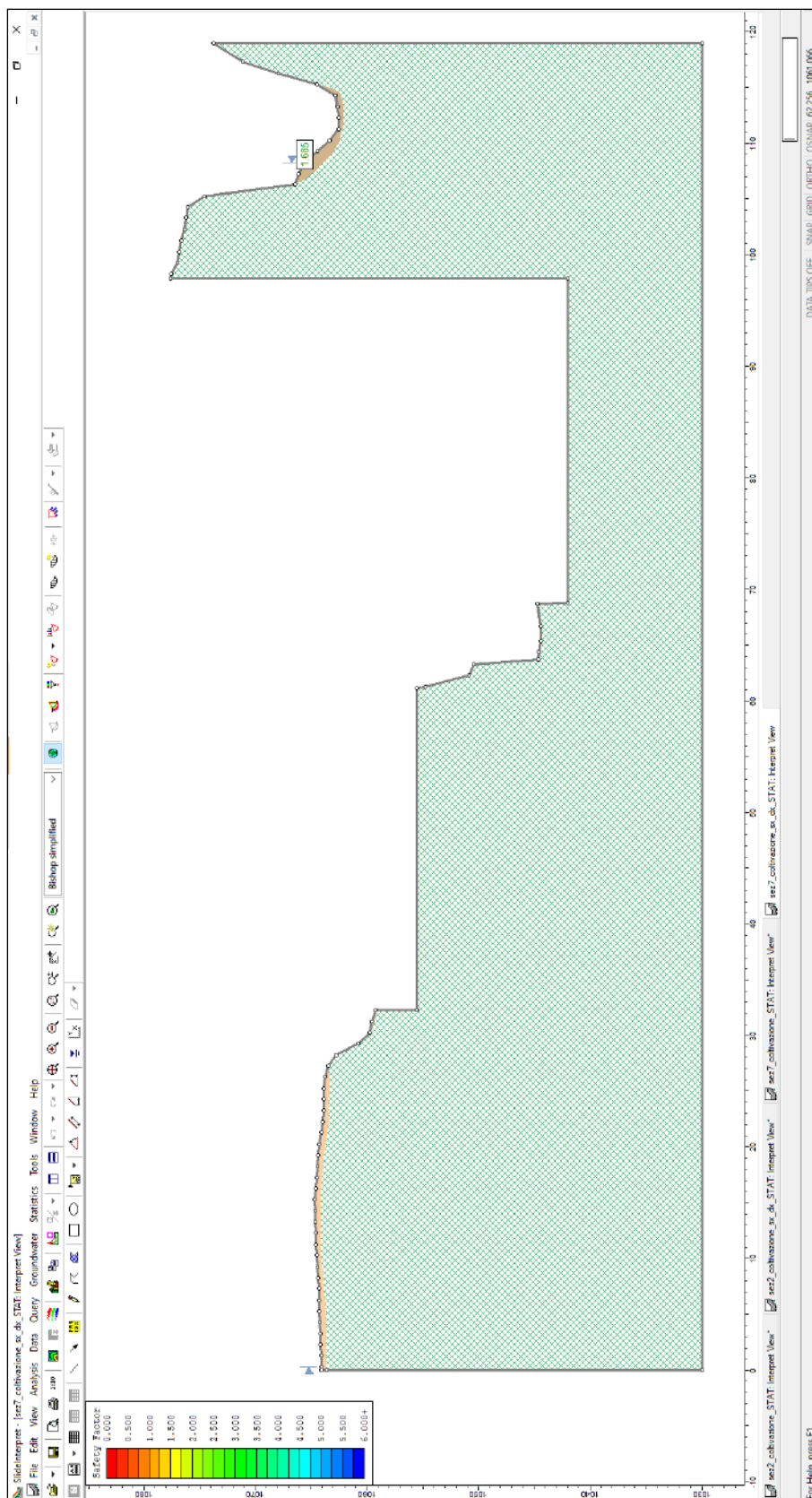
**Verifica di stabilità con evidenziata la superficie con Fs minore**



*In figura sono rappresentate tutte le superfici analizzate*

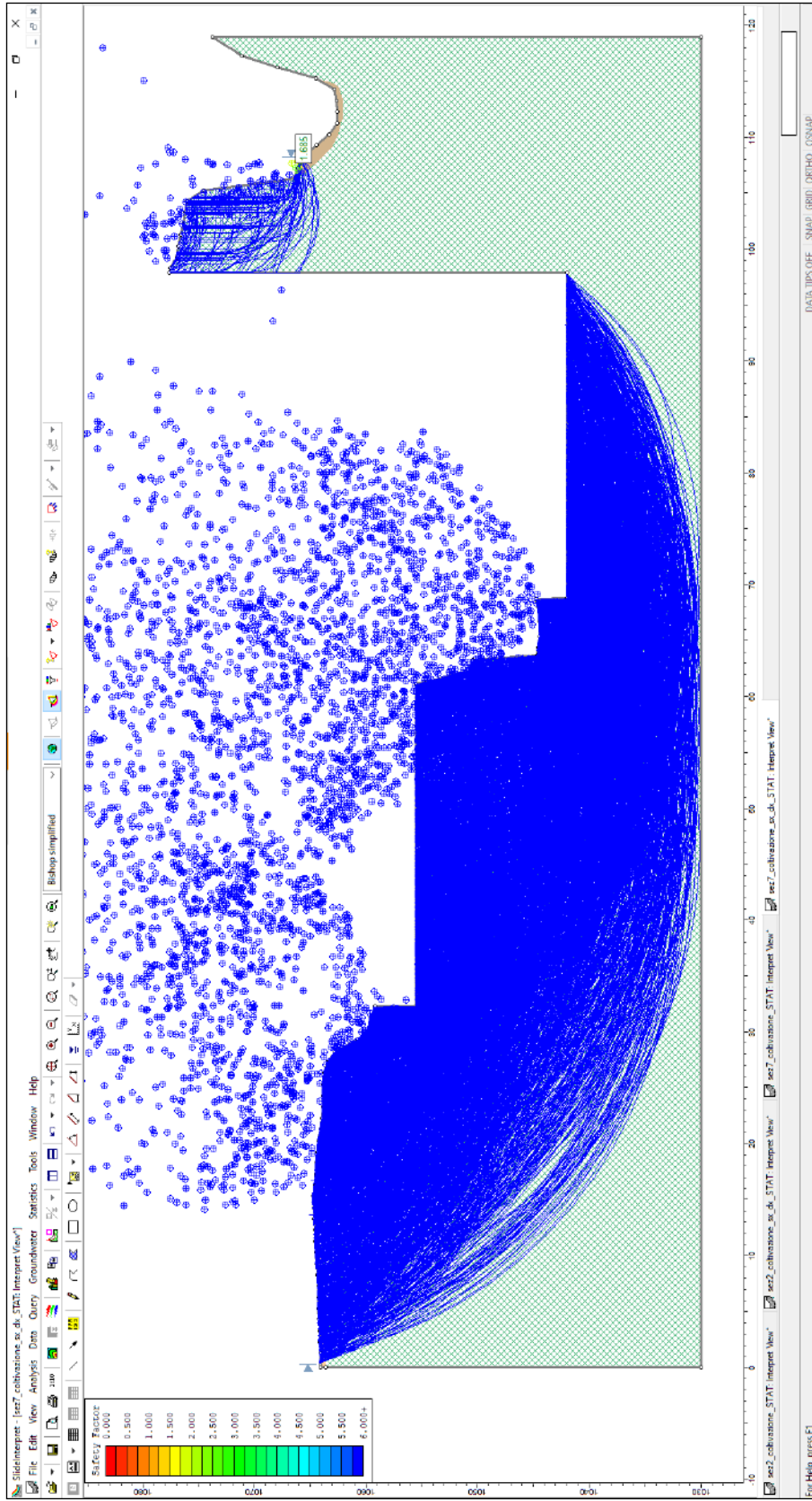
10.8.6 Sezione 7 sx-dx – fase di coltivazione – condizioni statiche

<i>Metodo di calcolo</i>	<i>F<sub>s</sub> min</i>	<i>γ<sub>r</sub></i>	<i>F<sub>s</sub>/γ<sub>r</sub></i>
Bishop semplificato	1.685	1.1	> 1



**Verifica di stabilità con evidenziata la superficie con F<sub>s</sub> minore**

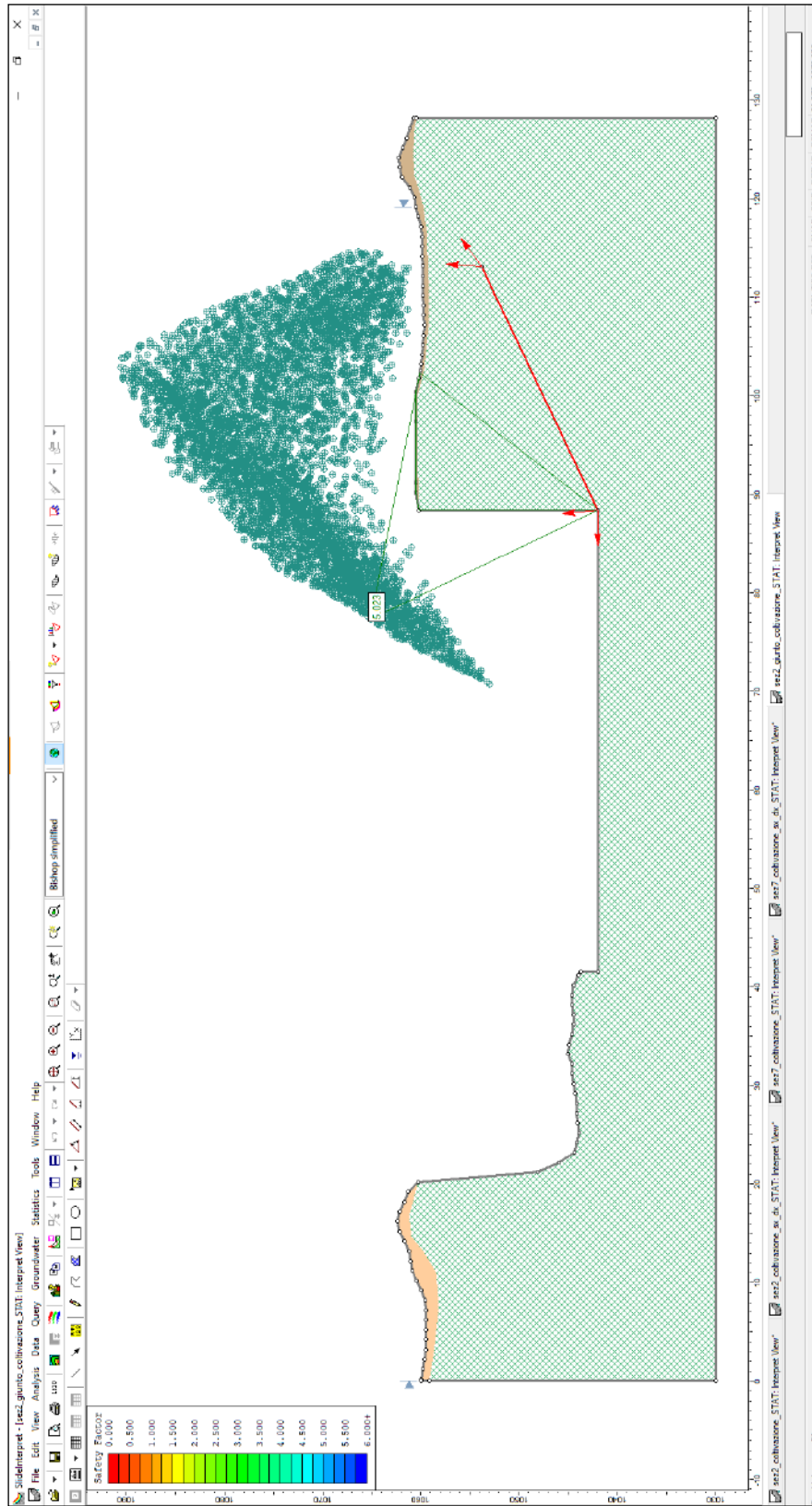




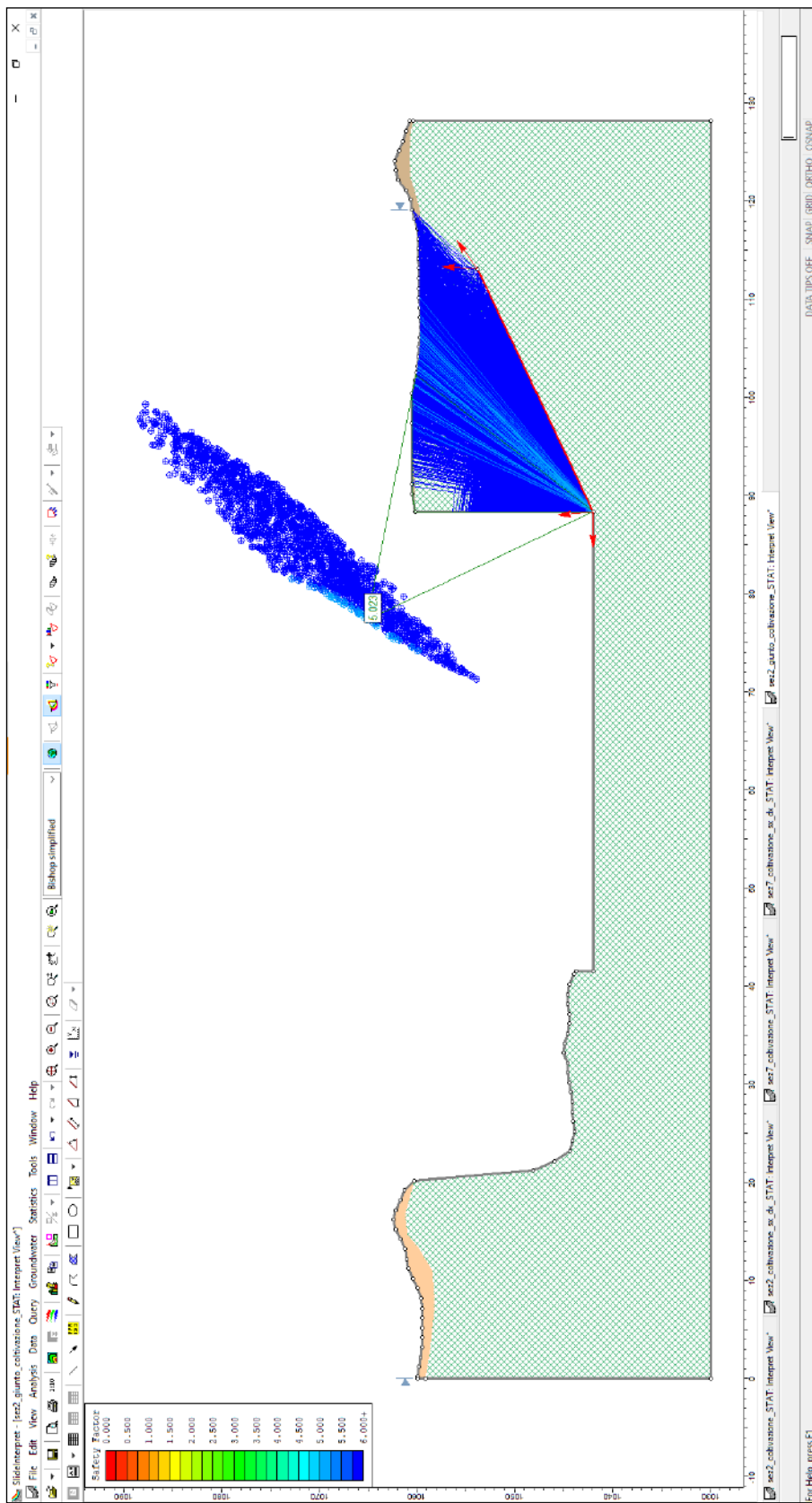
**In figura sono rappresentate tutte le superfici analizzate**

10.8.7 Sezione 2 – fase di coltivazione – superfici di rottura secondo S – condizioni statiche

<i>Metodo di calcolo</i>	<i>F<sub>s</sub> min</i>	<i>γ<sub>r</sub></i>	<i>F<sub>s</sub>/γ<sub>r</sub></i>
Bishop semplificato	5.023	1.1	> 1



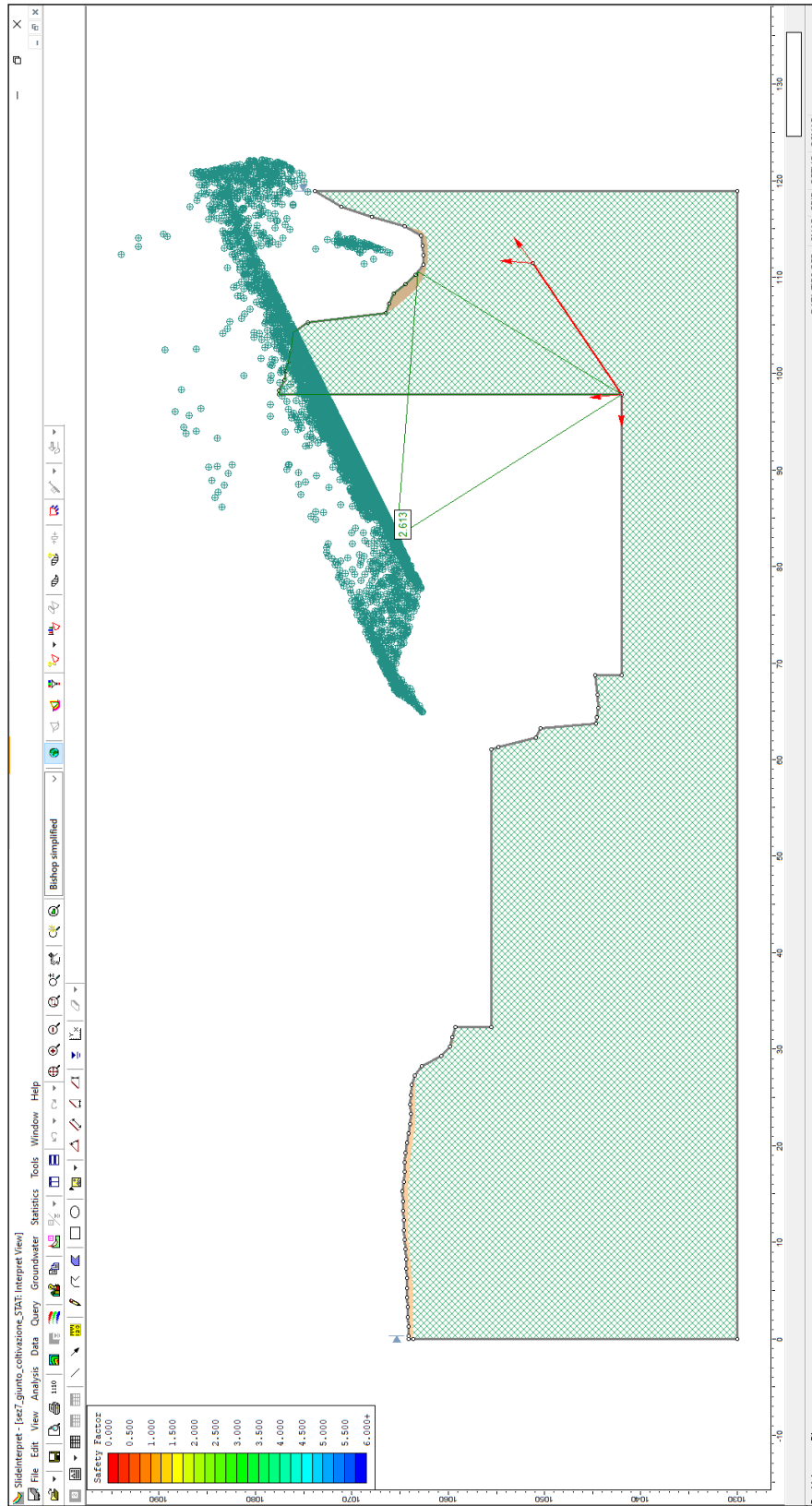
**Verifica di stabilità con evidenziata la superficie con F<sub>s</sub> minore**



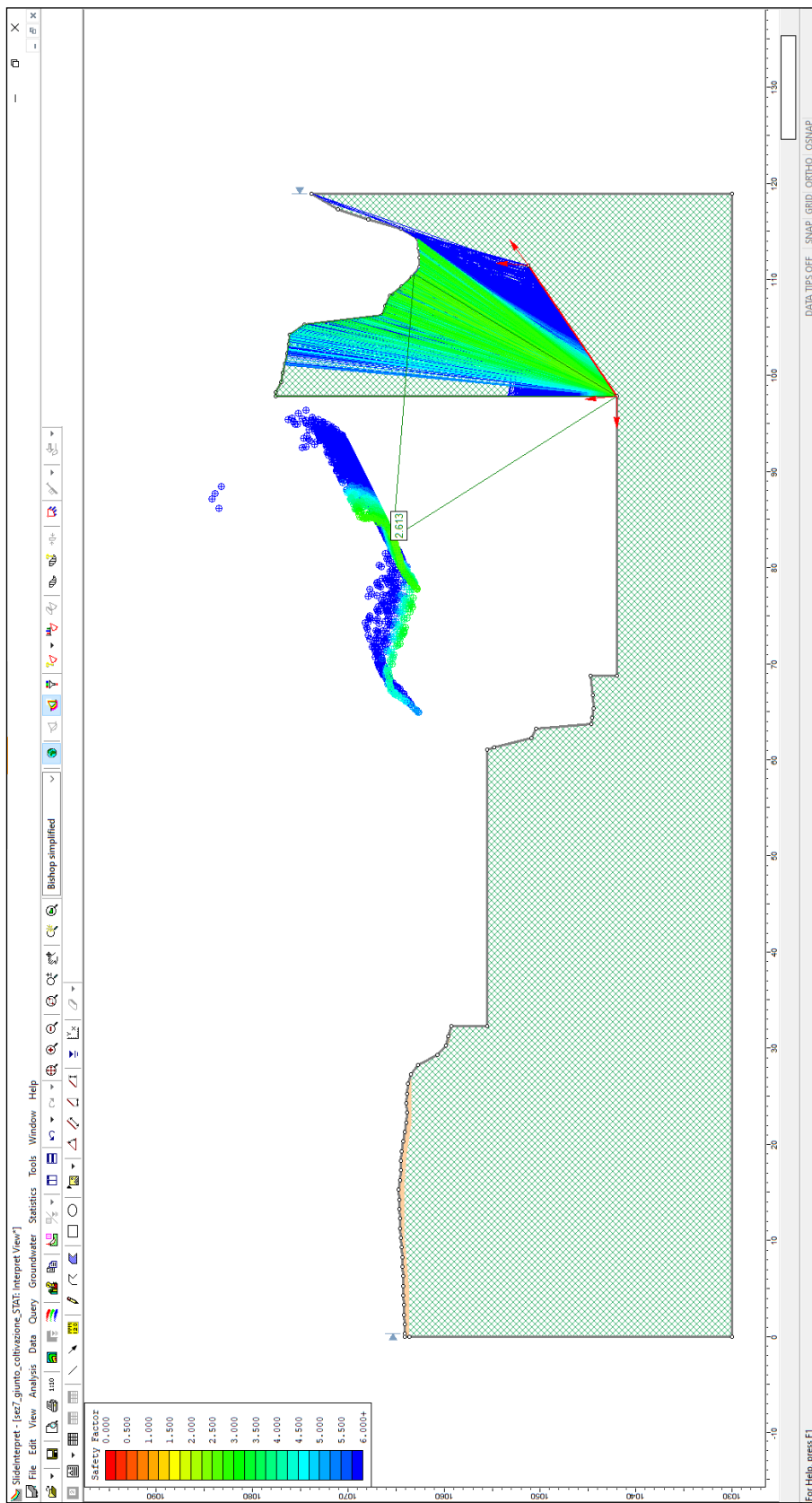
In figura sono rappresentate tutte le superfici analizzate

10.8.8 Sezione 7 – fase di coltivazione – superfici di rottura secondo K2 – condizioni statiche

<i>Metodo di calcolo</i>	<i>Fs min</i>	<i><math>\gamma_r</math></i>	<i>Fs/<math>\gamma_r</math></i>
Bishop semplificato	2.613	1.1	> 1



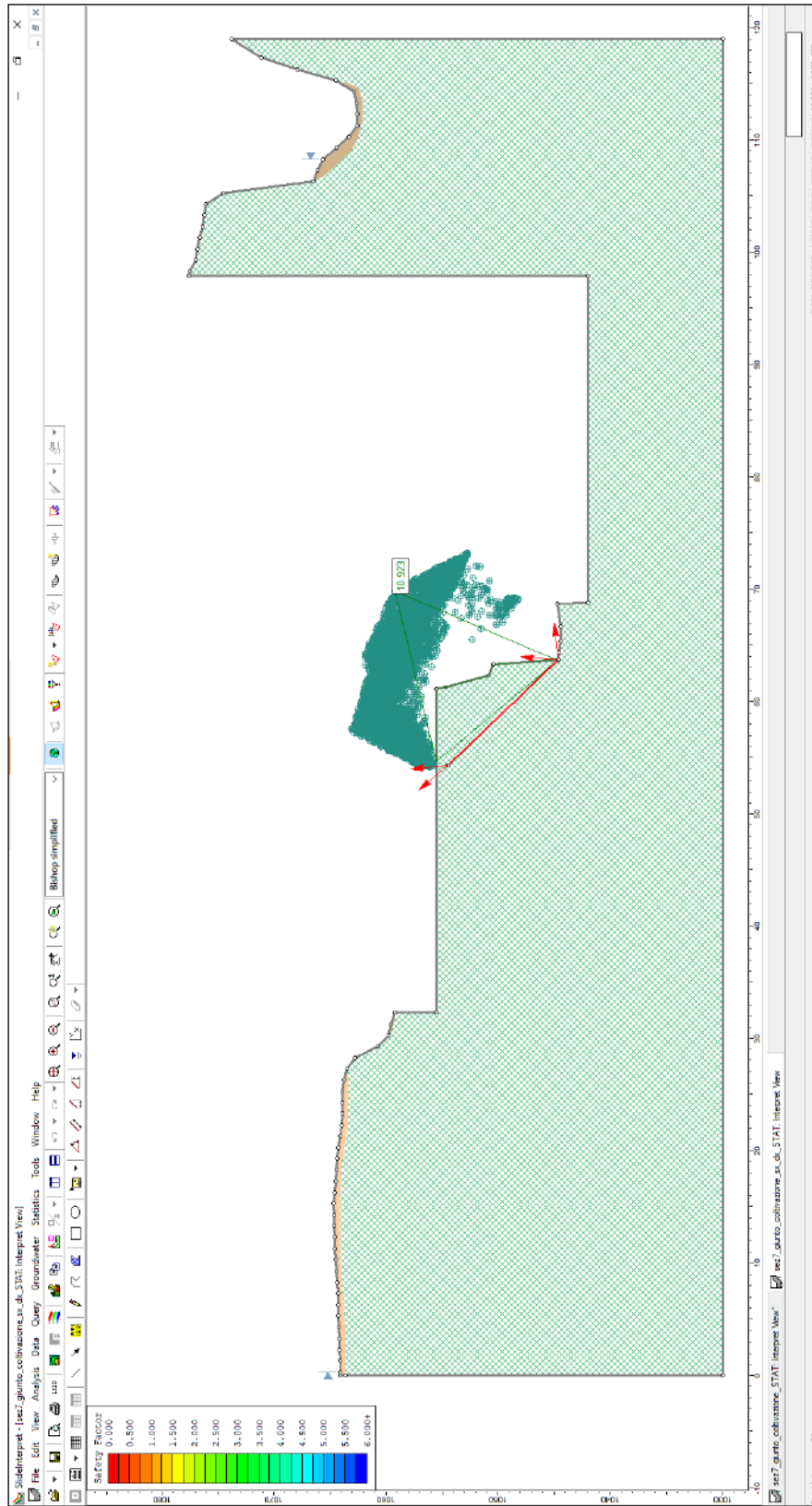
**Verifica di stabilità con evidenziata la superficie con Fs minore**



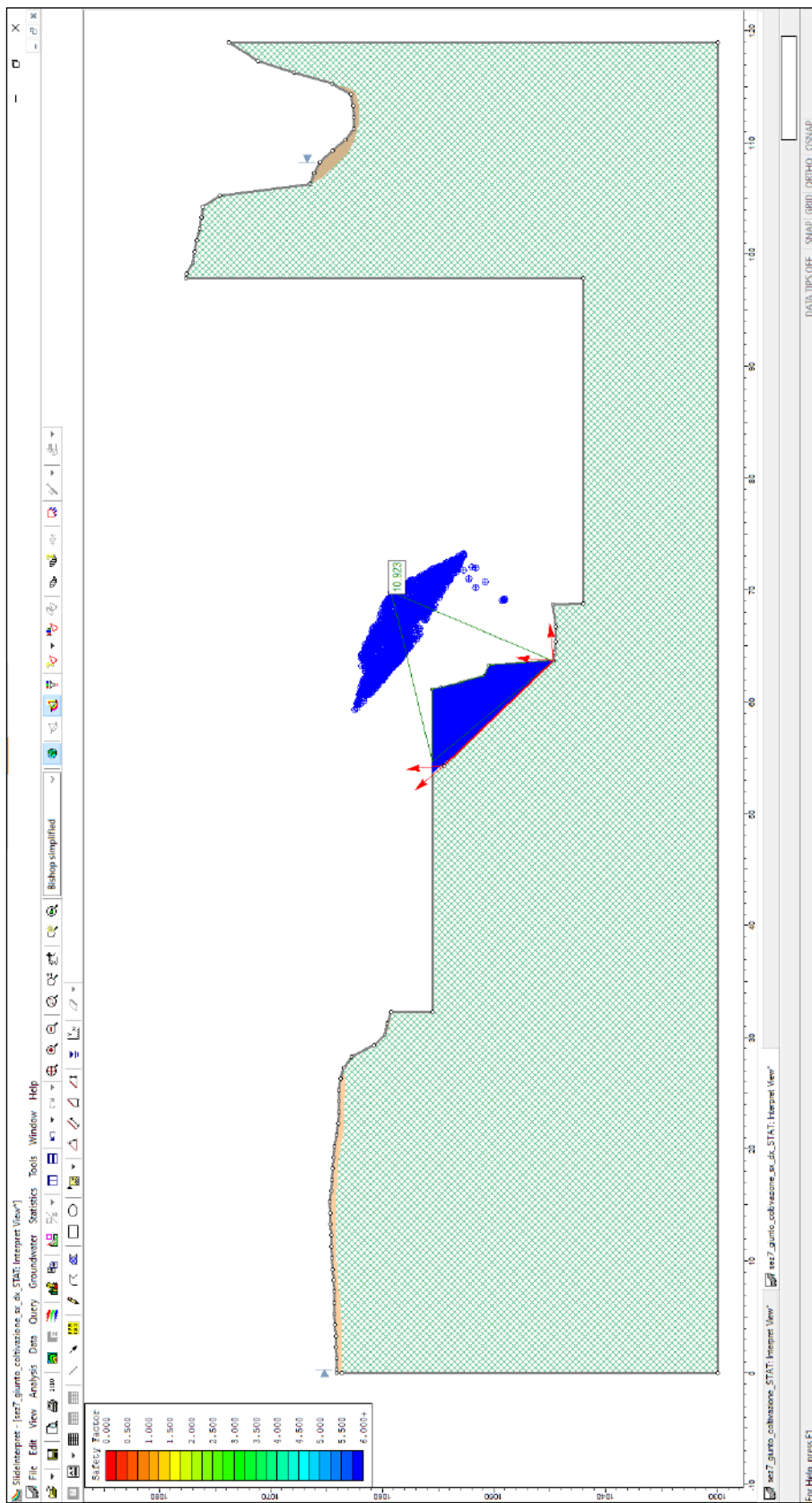
**In figura sono rappresentate tutte le superfici analizzate**

10.8.9 Sezione 7 – fase di coltivazione – superfici di rottura secondo K6 – condizioni statiche

<i>Metodo di calcolo</i>	<i>Fs min</i>	<i><math>\gamma_r</math></i>	<i>Fs/<math>\gamma_r</math></i>
Bishop semplificato	10.923	1.1	> 1



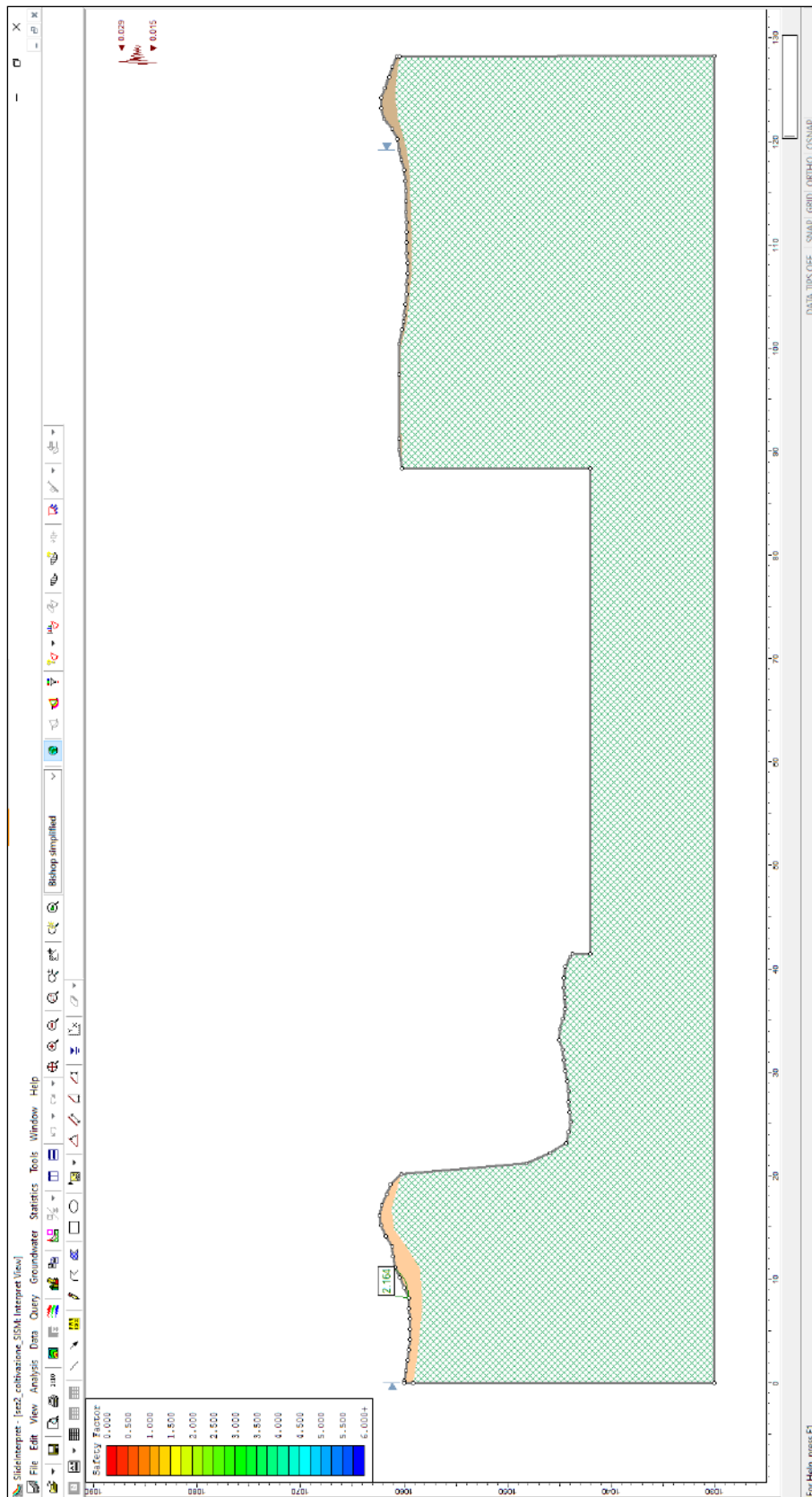
**Verifica di stabilità con evidenziata la superficie con Fs minore**



**In figura sono rappresentate tutte le superfici analizzate**

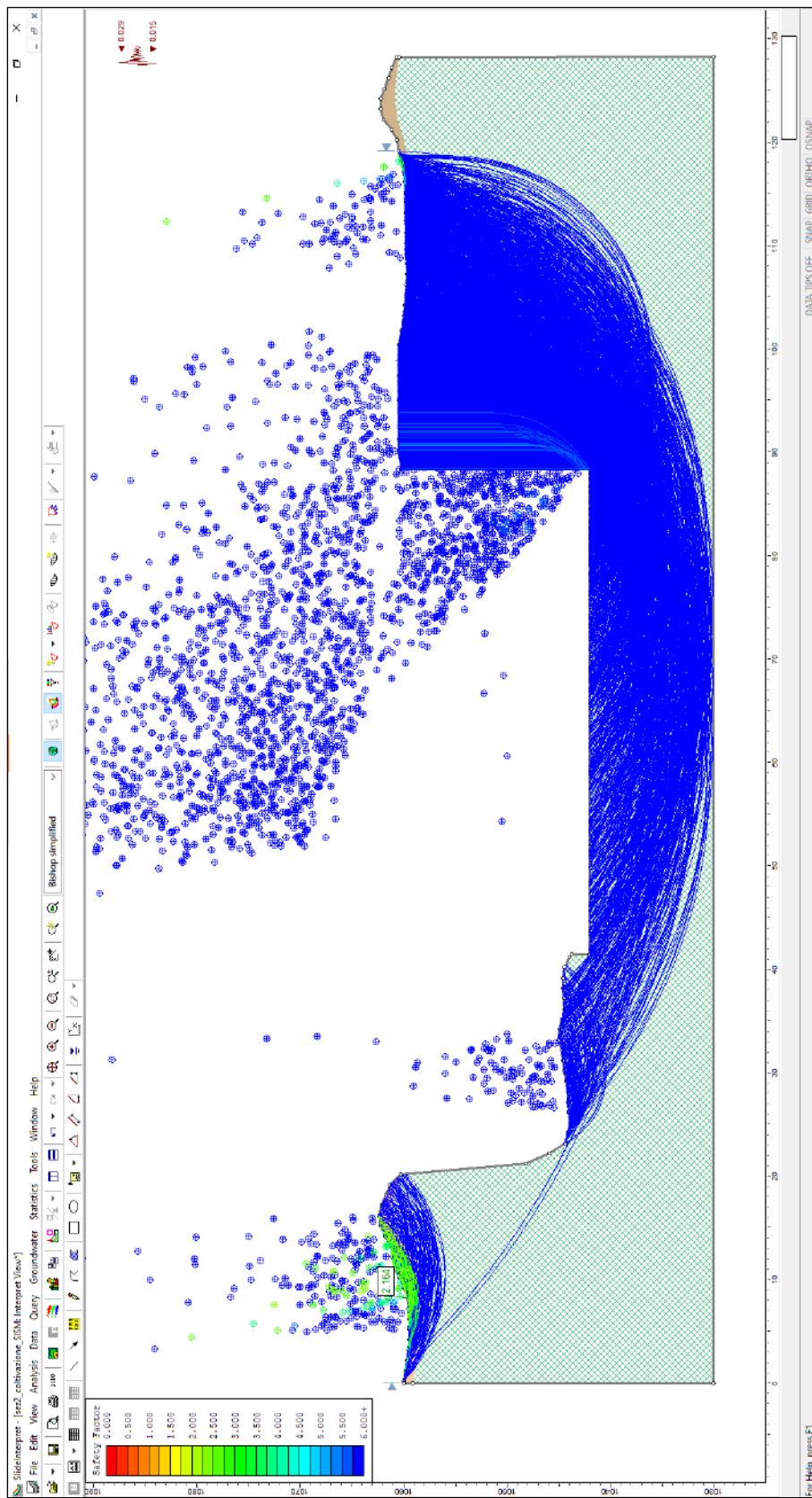
10.8.10 Sezione 2 – fase di coltivazione – condizioni sismiche

<i>Metodo di calcolo</i>	<i>F<sub>s</sub> min</i>	<i>γ<sub>r</sub></i>	<i>F<sub>s</sub>/γ<sub>r</sub></i>
Bishop semplificato	2.164	1.2	> 1



Verifica di stabilità con evidenziata la superficie con F<sub>s</sub> minore

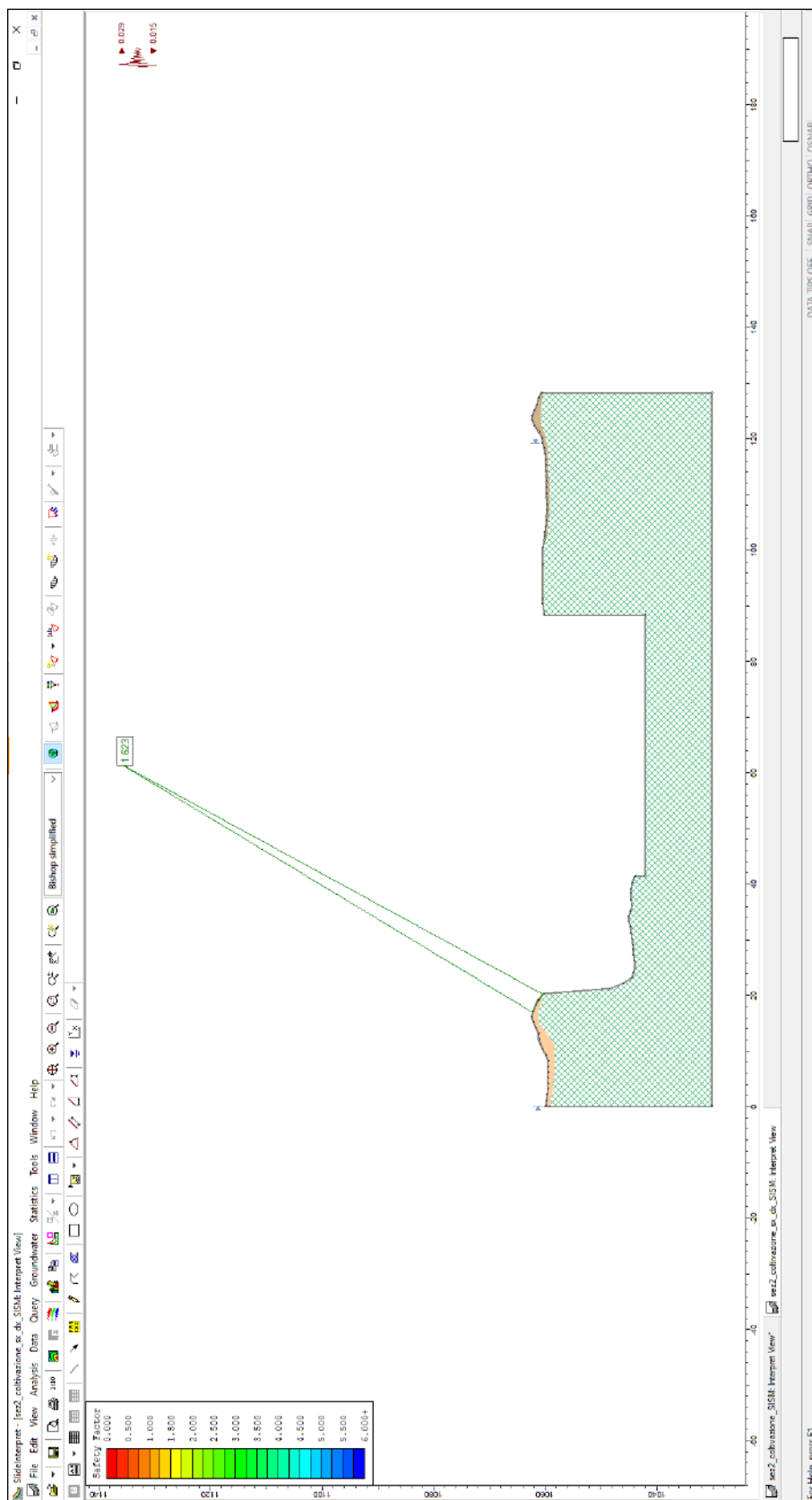




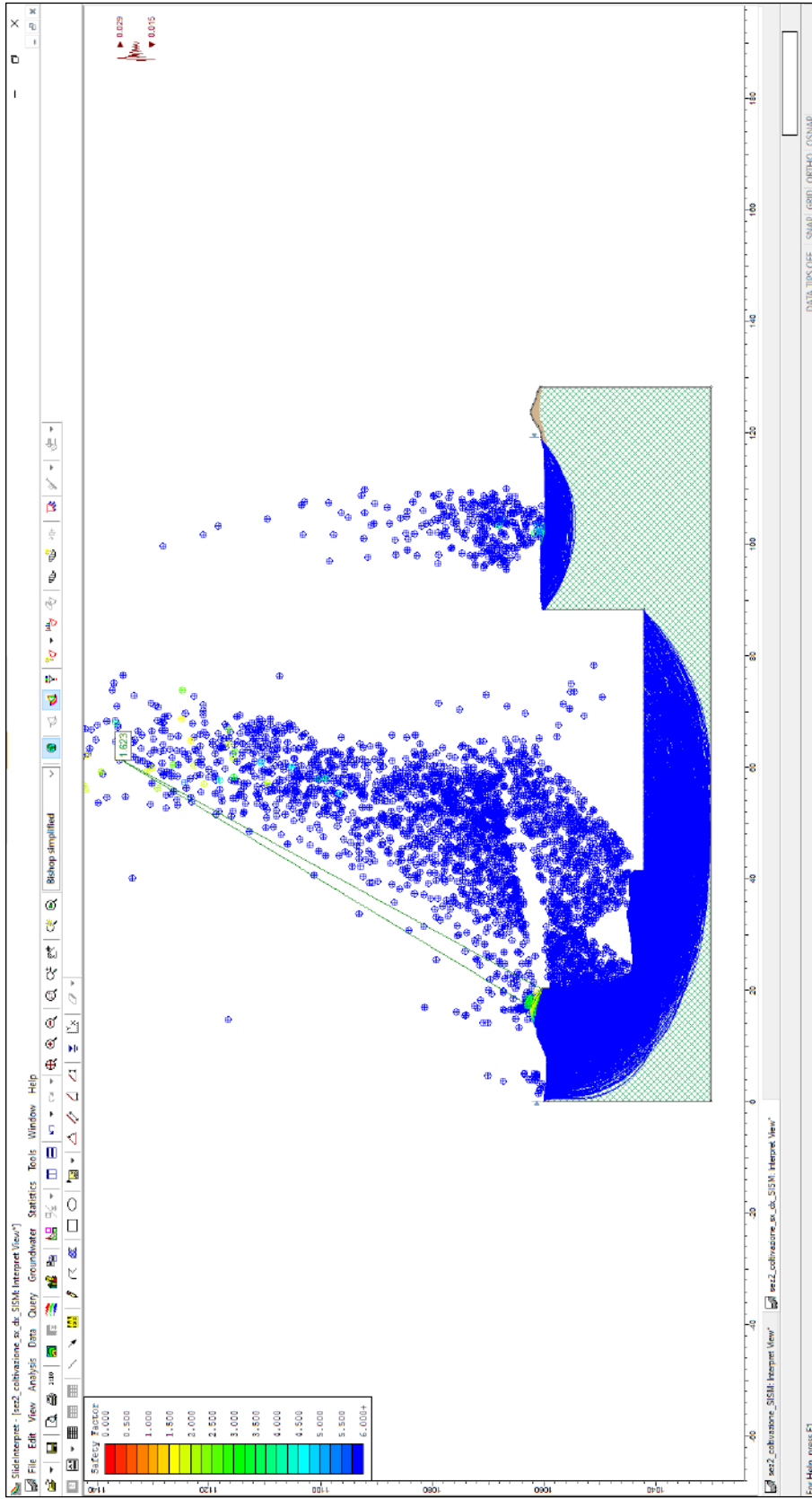
**In figura sono rappresentate tutte le superfici analizzate**

### 10.8.11 Sezione 2 sx-dx – fase di coltivazione – condizioni sismiche

<i>Metodo di calcolo</i>	<i>F<sub>s</sub> min</i>	<i>γ<sub>r</sub></i>	<i>F<sub>s</sub>/γ<sub>r</sub></i>
Bishop semplificato	1.623	1.2	> 1



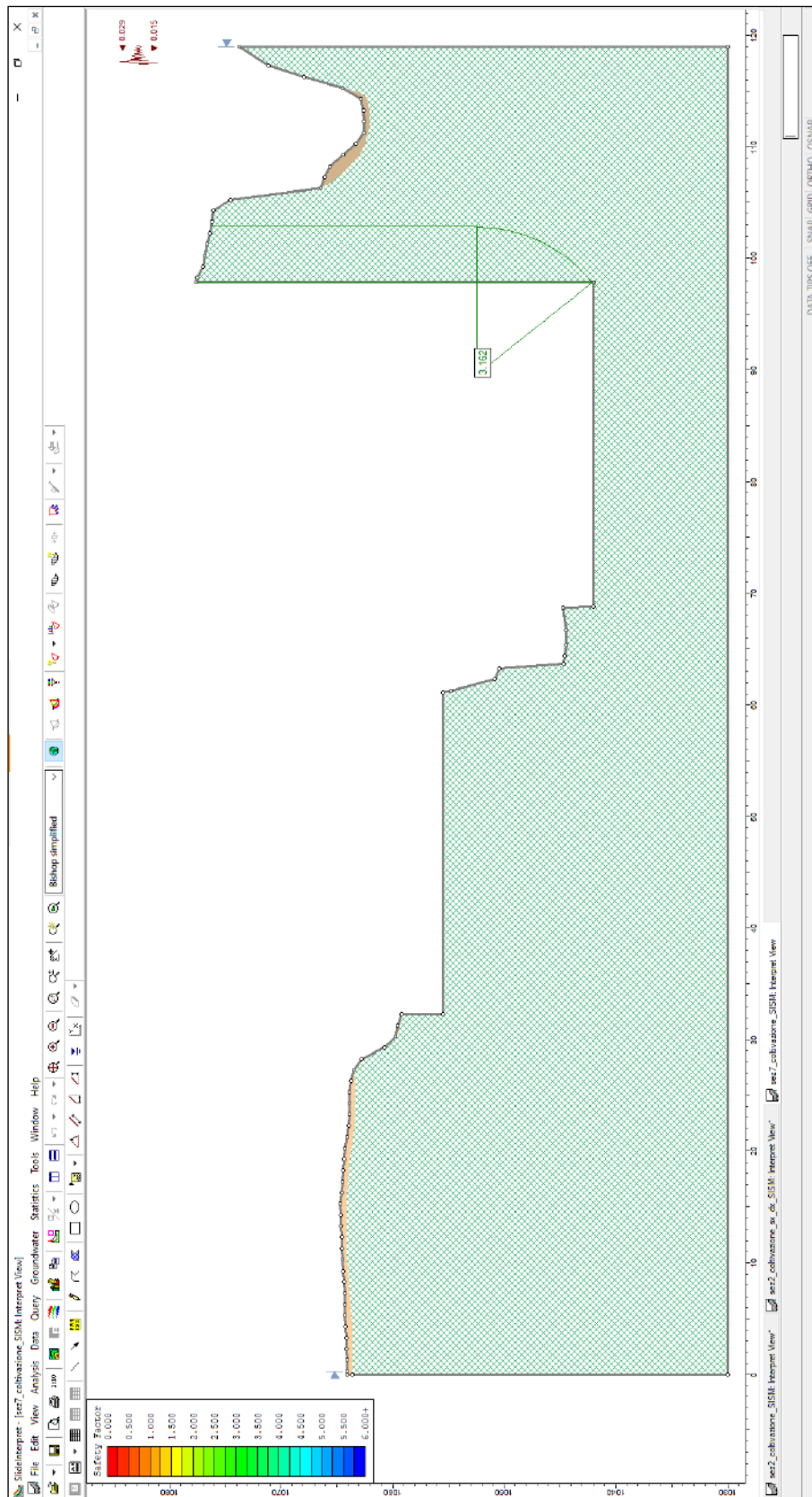
**Verifica di stabilità con evidenziata la superficie con F<sub>s</sub> minore**



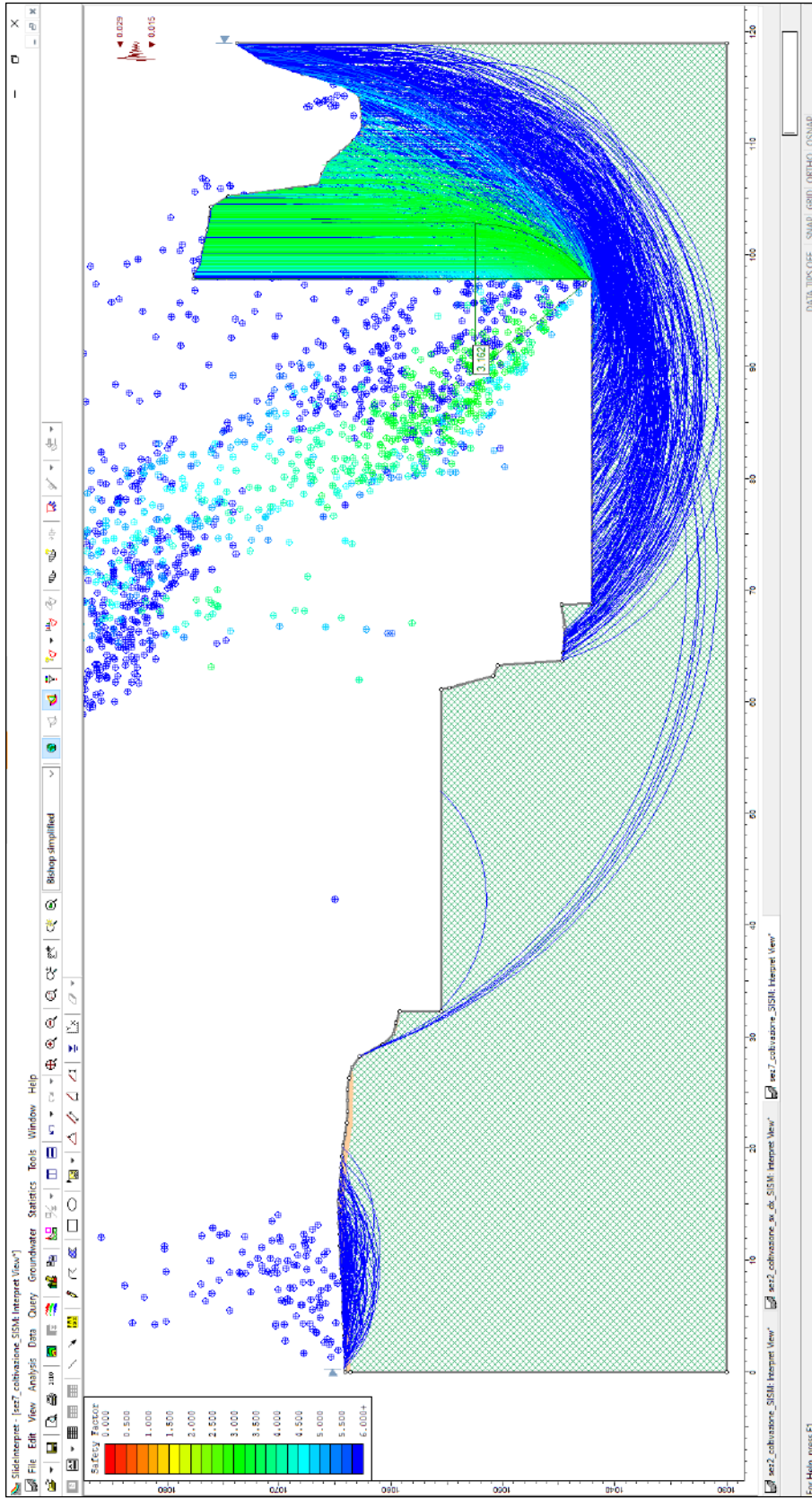
**In figura sono rappresentate tutte le superfici analizzate**

10.8.12 Sezione 7 – fase di coltivazione – condizioni sismiche

<i>Metodo di calcolo</i>	<i>F<sub>s</sub> min</i>	<i>γ<sub>r</sub></i>	<i>F<sub>s</sub>/γ<sub>r</sub></i>
Bishop semplificato	3.162	1.2	> 1



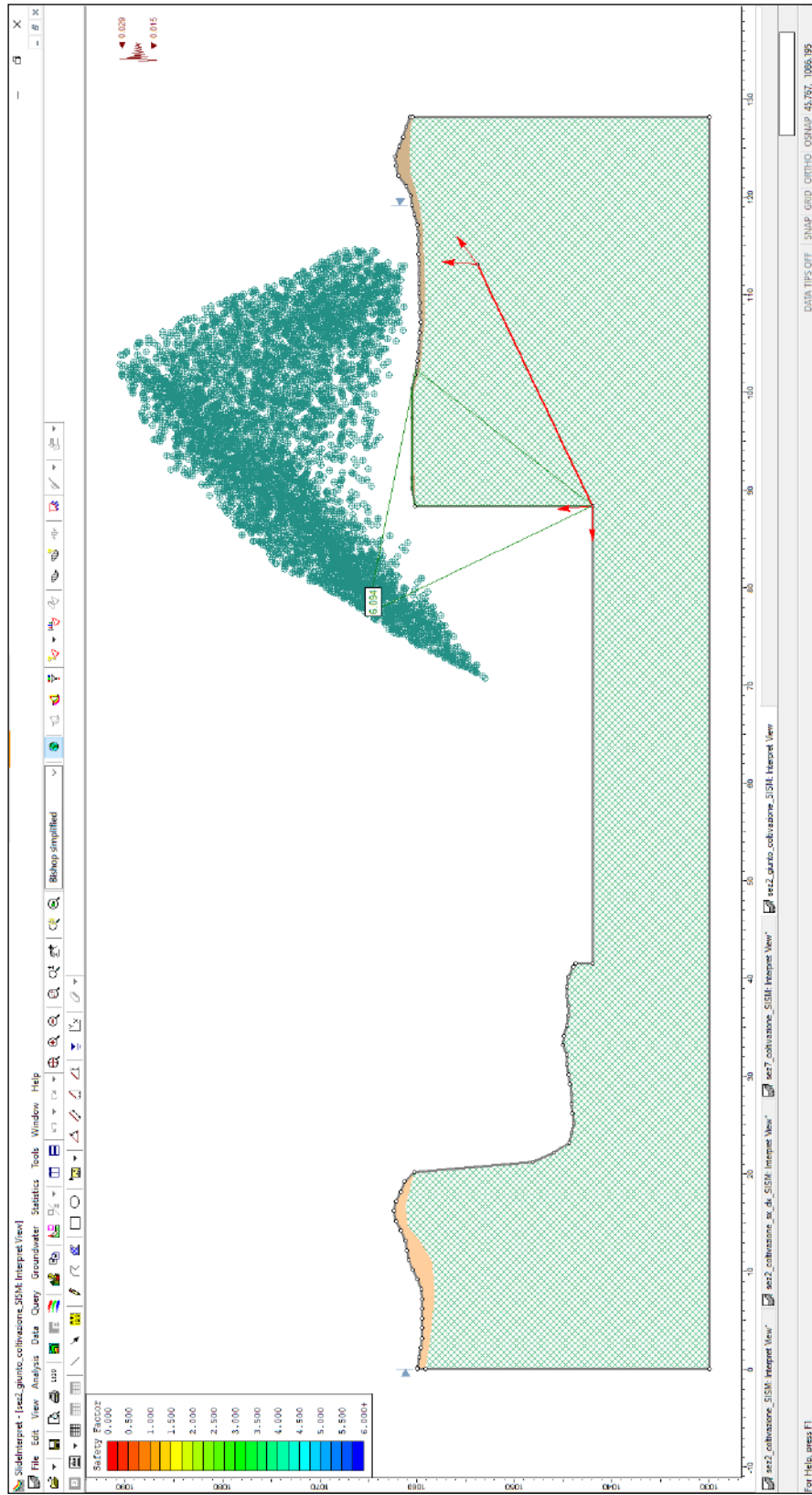
Verifica di stabilità con evidenziata la superficie con F<sub>s</sub> minore



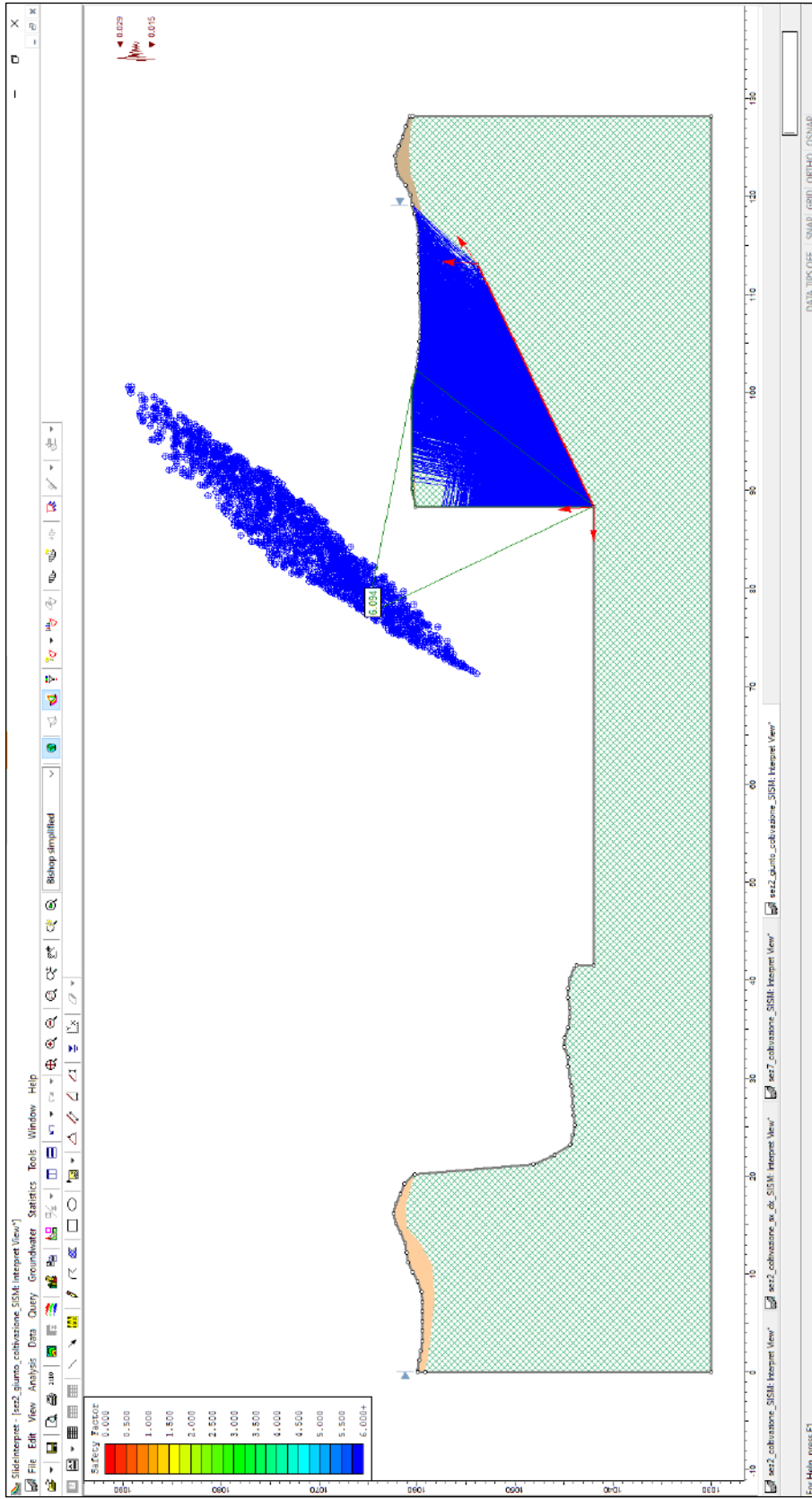
**In figura sono rappresentate tutte le superfici analizzate**

**10.8.13 Sezione 2 – fase di coltivazione – superfici di rottura secondo S – condizioni sismiche**

<i>Metodo di calcolo</i>	<i>Fs min</i>	<i><math>\gamma_r</math></i>	<i>Fs/<math>\gamma_r</math></i>
Bishop semplificato	6.094	1.2	> 1



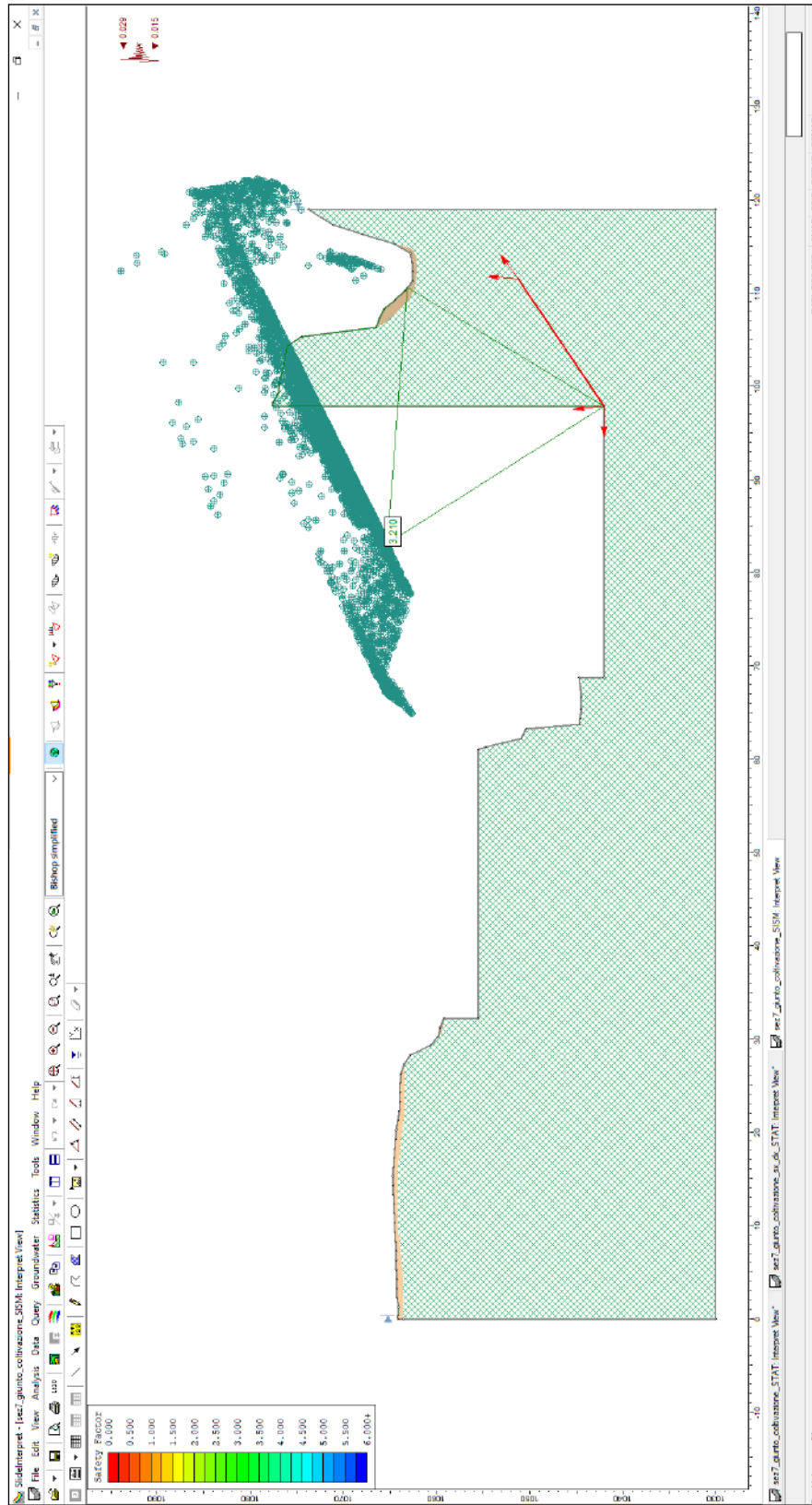
**Verifica di stabilità con evidenziata la superficie con Fs minore**



**In figura sono rappresentate tutte le superfici analizzate**

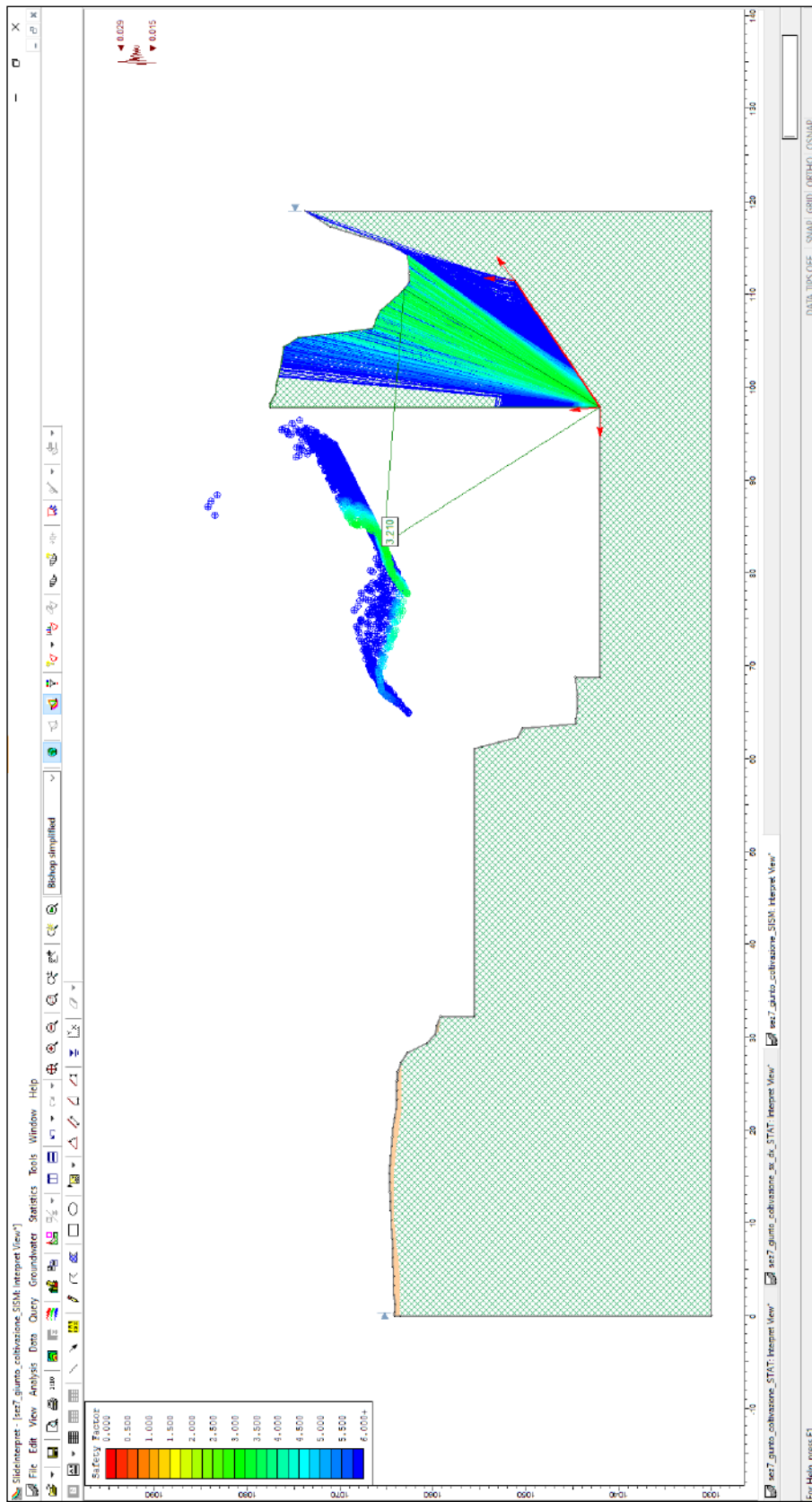
**10.8.14 Sezione 7 – fase di coltivazione – superfici di rottura secondo K2 – condizioni sismiche**

<b>Metodo di calcolo</b>	<b><math>F_s</math> min</b>	<b><math>\gamma_r</math></b>	<b><math>F_s/\gamma_r</math></b>
Bishop semplificato	3.210	1.2	> 1



**Verifica di stabilità con evidenziata la superficie con  $F_s$  minore**

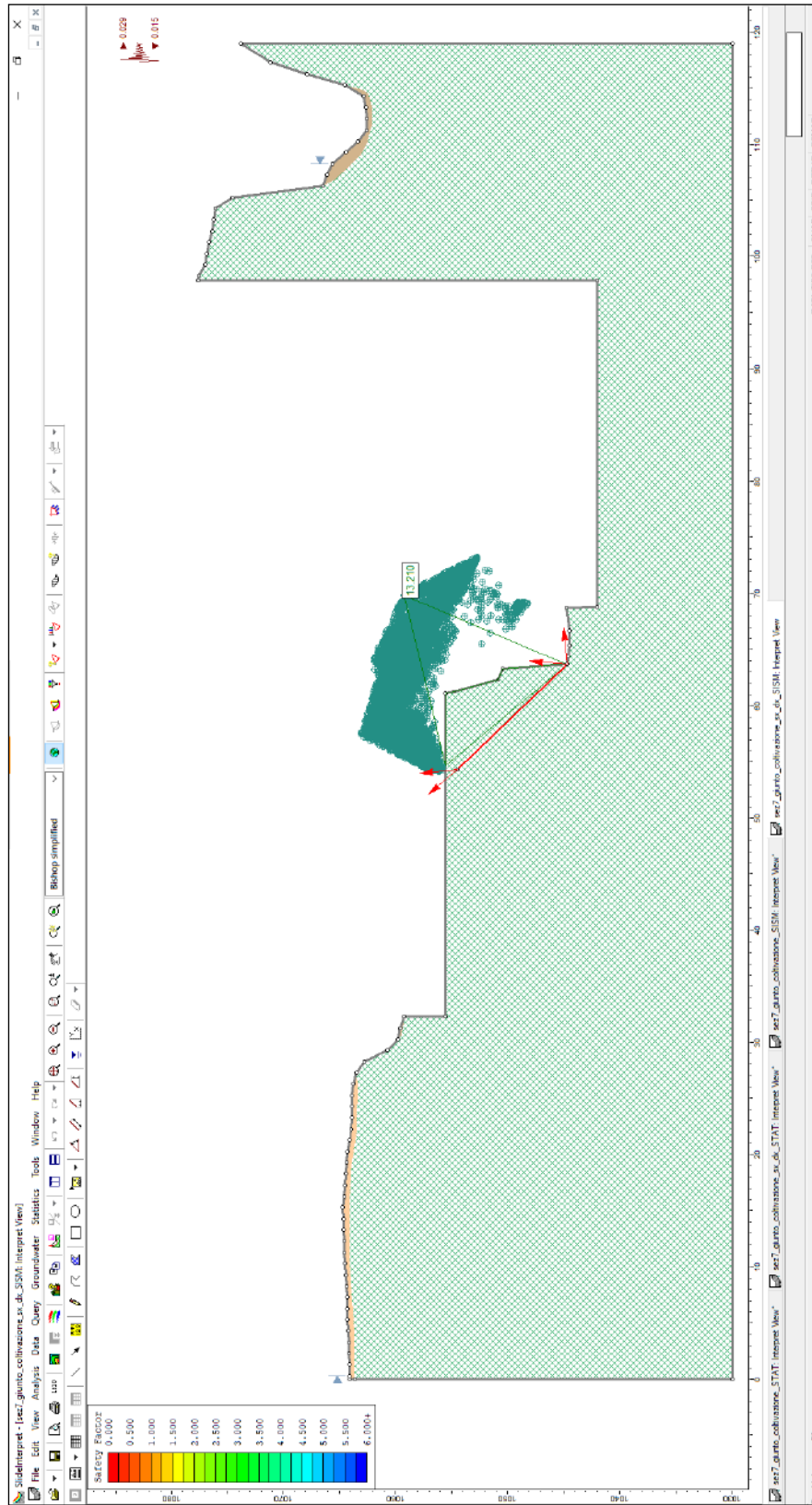




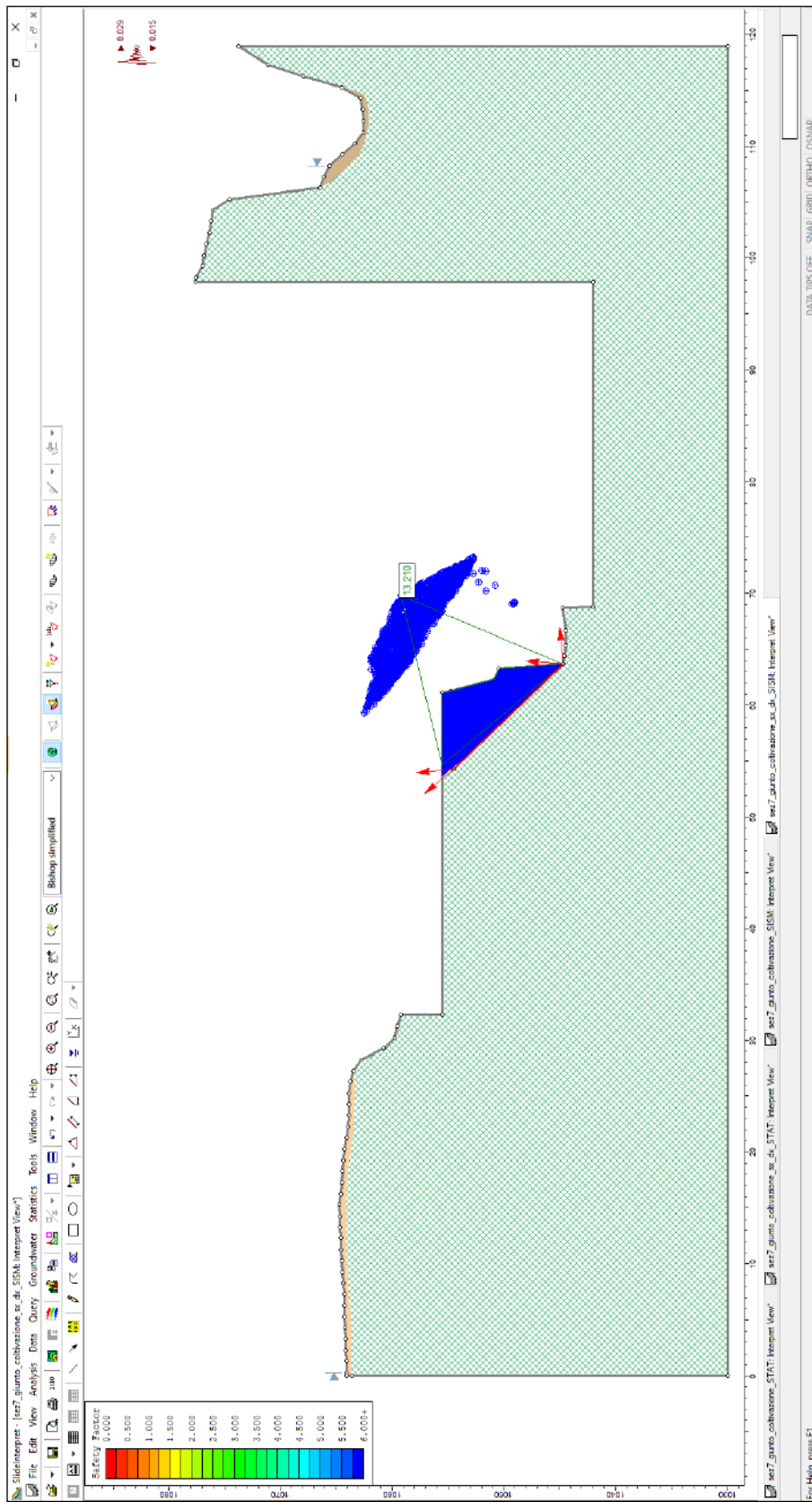
**In figura sono rappresentate tutte le superfici analizzate**

**10.8.15 Sezione 7 – fase di coltivazione – superfici di rottura secondo K6 –  
condizioni sismiche**

<i>Metodo di calcolo</i>	<i>Fs min</i>	<i><math>\gamma_r</math></i>	<i>Fs/<math>\gamma_r</math></i>
Bishop semplificato	13.210	1.2	> 1



**Verifica di stabilità con evidenziata la superficie con Fs minore**



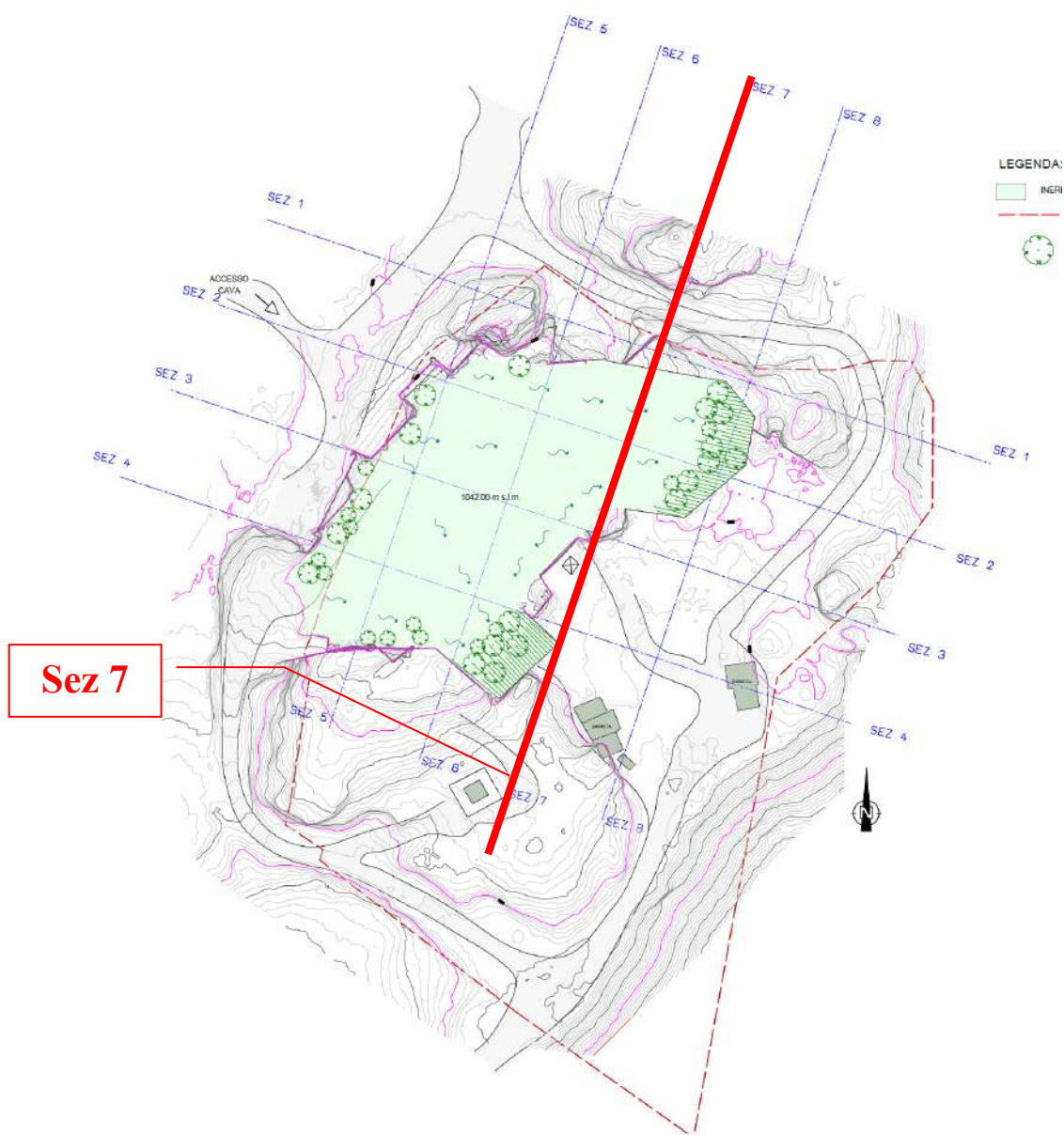
**In figura sono rappresentate tutte le superfici analizzate**

### 10.9 VERIFICHE DI STABILITÀ IN FASE DI RECUPERO AMBIENTALE

Le verifiche di stabilità nelle fasi di recupero ambientale sono state eseguite lungo una sola sezione critica ovvero la sezione 7, tratta dal progetto dell'ing. Fabio Croatto, in quanto del tutto simile a quelle verificate in fase di coltivazione: in effetti il recupero ambientale riguarda esclusivamente il riempimento del fondo di coltivazione e dei gradoni, caratterizzati da una riprofilatura sub-orizzontale con uno spessore del riempimento con materiale sciolto di circa 25 cm.

Si è verificato il sistema “opera/pendio” con i criteri imposti dalle NTC 2018: le verifiche sono state dunque condotte con i parametri caratteristici dei terreni e dei materiali utilizzando i coefficienti previsti dalle norme e in condizioni di azione sismica.

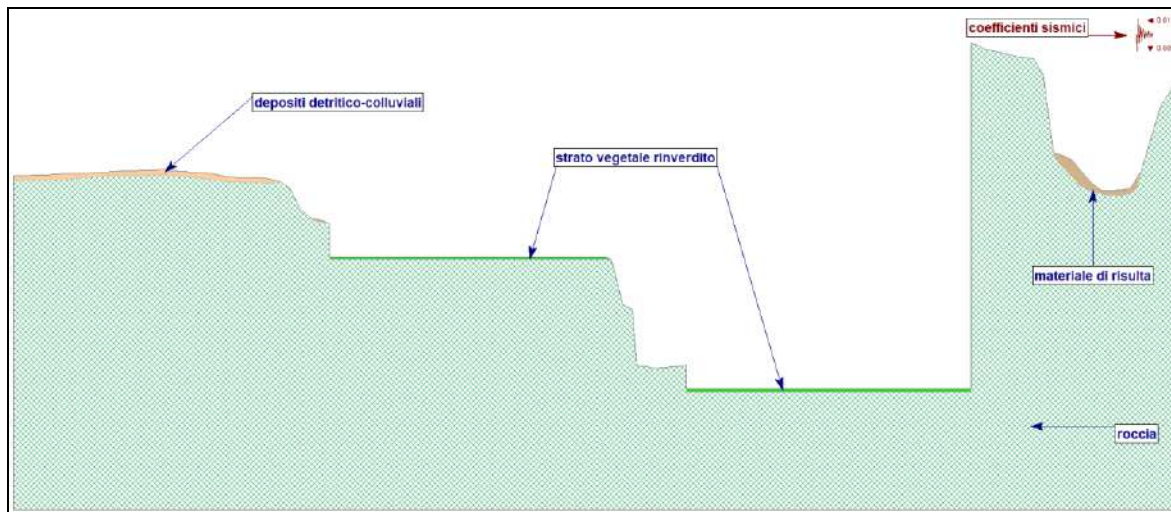
Il supporto informatico utilizzato (**SLIDE - An Interactive Slope Stability Program - rocscience**) ha permesso di individuare le possibili superfici di rottura, valutando in particolar modo quelle passanti per i settori più critici.



**Planimetria di progetto – fase di recupero ambientale**

### 10.9.1 Impostazione del modello – recupero ambientale

Il modello considerato è costituito dal versante oggetto di coltivazione nella fase di recupero ambientale.



**Verifica di stabilità con il software Slide – Fase di recupero ambientale**  
**Nella sezione vengono evidenziati i terreni e i materiali**

Attribuiti i parametri caratteristici dei materiali e dei depositi sciolti, e stabilita la possibile geometria di rottura, la verifica di stabilità è stata effettuata con supporto informatico e per il calcolo del Fs si sono scelti per completezza diversi metodi, tenendo comunque come riferimento il metodo di Bishop semplificato.

### 10.9.2 Valori di riferimento del modello geologico considerato – recupero ambientale

Di seguito si riportano i valori utilizzati per le simulazioni nel software di calcolo:

## **Condizioni statiche**

### **Slide Analysis Information**

#### **SLIDE - An Interactive Slope Stability Program**

#### **General Settings**

- Units of Measurement: Metric Units
- Time Units: days
- Permeability Units: meters/second
- Failure Direction: Right to Left
- Data Output: Standard
- Maximum Material Properties: 20
- Maximum Support Properties: 20

#### **Analysis Options**

##### **Analysis Methods Used**

- Bishop simplified
- Janbu simplified
- Number of slices: 25
- Tolerance: 0.005
- Maximum number of iterations: 50

- Check malpha < 0.2: Yes
- Initial trial value of FS: 1
- Steffensen Iteration: Yes

### Groundwater Analysis

- Groundwater Method: Water Surfaces
- Pore Fluid Unit Weight: 9.81 kN/m<sup>3</sup>
- Advanced Groundwater Method: None





### Random Numbers

- Pseudo-random Seed: 10116
- Random Number Generation Method: Park and Miller v.3

### Surface Options

- Surface Type: Circular
- Search Method: Slope Search
- Number of Surfaces: 5000
- Upper Angle: Not Defined
- Lower Angle: Not Defined
- Composite Surfaces: Disabled
- Reverse Curvature: Create Tension Crack
- Minimum Elevation: Not Defined
- Minimum Depth: Not Defined

### Material Properties

Property	materiale di risulta	roccia	depositi detritico-colluviali	strato vegetale rinverdito
Color				
Strength Type	Mohr-Coulomb	Mohr-Coulomb	Mohr-Coulomb	Mohr-Coulomb
Unit Weight [kN/m <sup>3</sup> ]	19	26	18	18
Cohesion [kPa]	0	621.6	0.8	3.2
Friction Angle [deg]	31.08	36.72	29.26	32.01
Water Surface	None	None	None	None
Ru Value	0	0	0	0

# Condizioni sismiche

## General Settings

- Units of Measurement: Metric Units
- Time Units: days
- Permeability Units: meters/second
- Failure Direction: Right to Left
- Data Output: Standard
- Maximum Material Properties: 20
- Maximum Support Properties: 20

## Analysis Options

### Analysis Methods Used

- Bishop simplified
- Janbu simplified
- Number of slices: 25
- Tolerance: 0.005
- Maximum number of iterations: 50
- Check  $m\alpha < 0.2$ : Yes
- Initial trial value of FS: 1
- Steffensen Iteration: Yes

## Groundwater Analysis

- Groundwater Method: Water Surfaces
- Pore Fluid Unit Weight: 9.81 kN/m<sup>3</sup>
- Advanced Groundwater Method: None

## Random Numbers

- Pseudo-random Seed: 10116
- Random Number Generation Method: Park and Miller v.3





## Surface Options

- Surface Type: Circular
- Search Method: Slope Search
- Number of Surfaces: 5000
- Upper Angle: Not Defined
- Lower Angle: Not Defined
- Composite Surfaces: Disabled
- Reverse Curvature: Create Tension Crack
- Minimum Elevation: Not Defined
- Minimum Depth: Not Defined

## Loading

- Seismic Load Coefficient (Horizontal): 0.017
- Seismic Load Coefficient (Vertical): 0.009

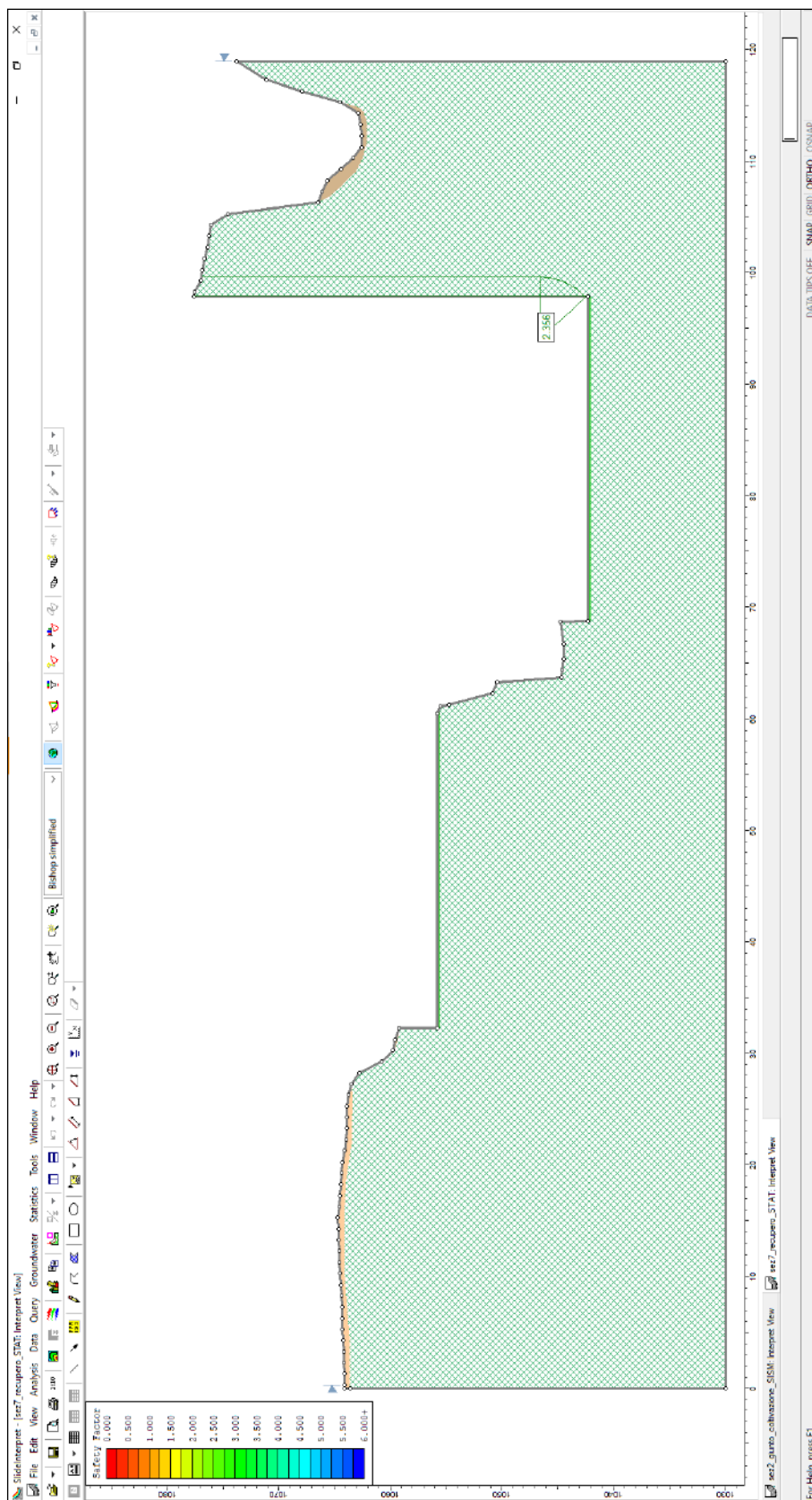
## Material Properties

Property	materiale di risulta	roccia	depositi detritico-colluviali	strato vegetale rinverdito
Color				
Strength Type	Mohr-Coulomb	Mohr-Coulomb	Mohr-Coulomb	Mohr-Coulomb
Unit Weight [kN/m3]	19	26	18	18
Cohesion [kPa]	0	777	1	4
Friction Angle [deg]	37	43	35	38
Water Surface	None	None	None	None
Ru Value	0	0	0	0

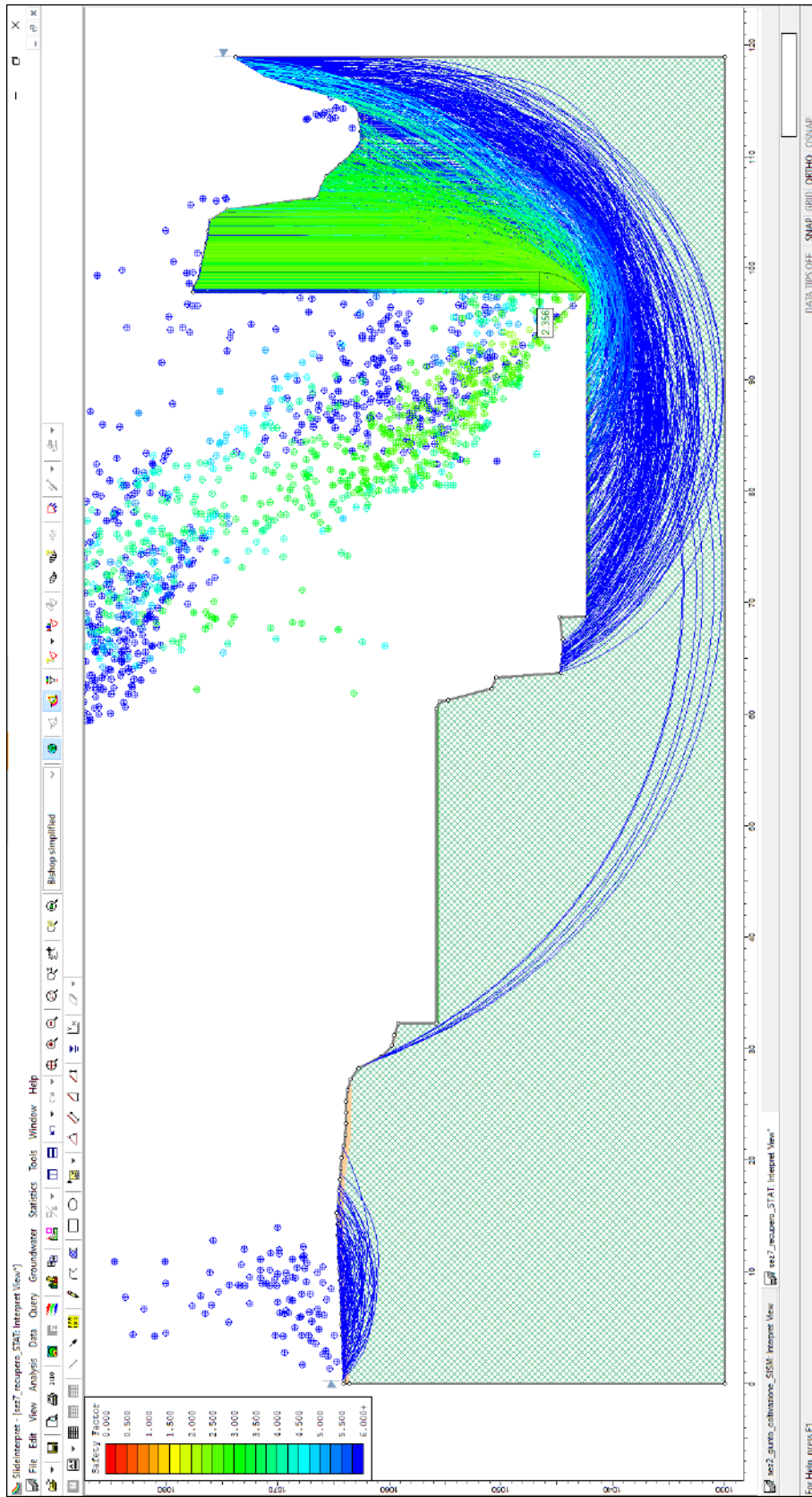


### 10.9.3 Sezione 7– recupero ambientale – condizioni statiche

<i>Metodo di calcolo</i>	<i>F<sub>s</sub> min</i>	<i>γ<sub>r</sub></i>	<i>F<sub>s</sub>/γ<sub>r</sub></i>
Bishop semplificato	2.356	1.1	> 1



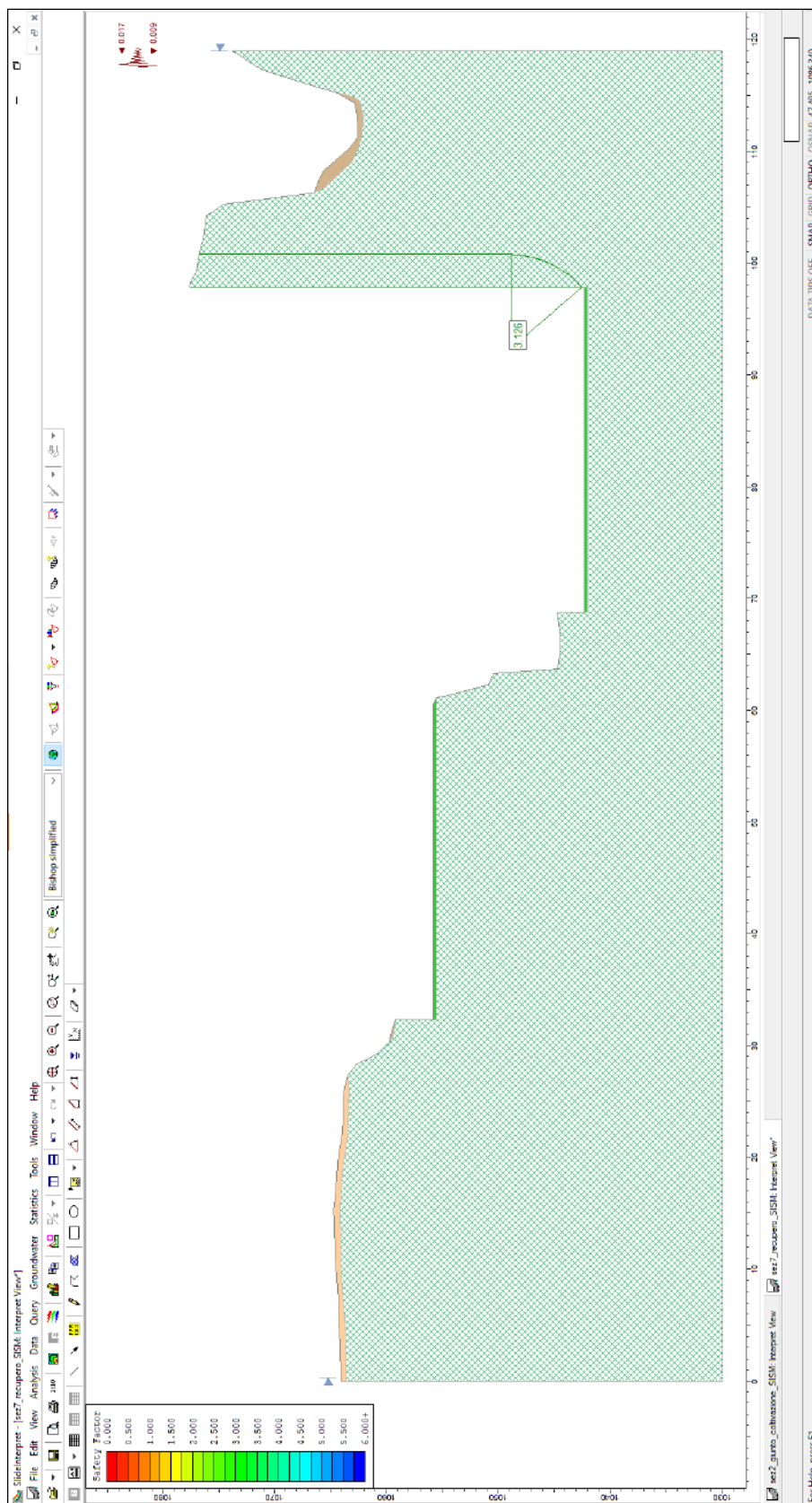
**Verifica di stabilità con evidenziata la superficie con F<sub>s</sub> minore**



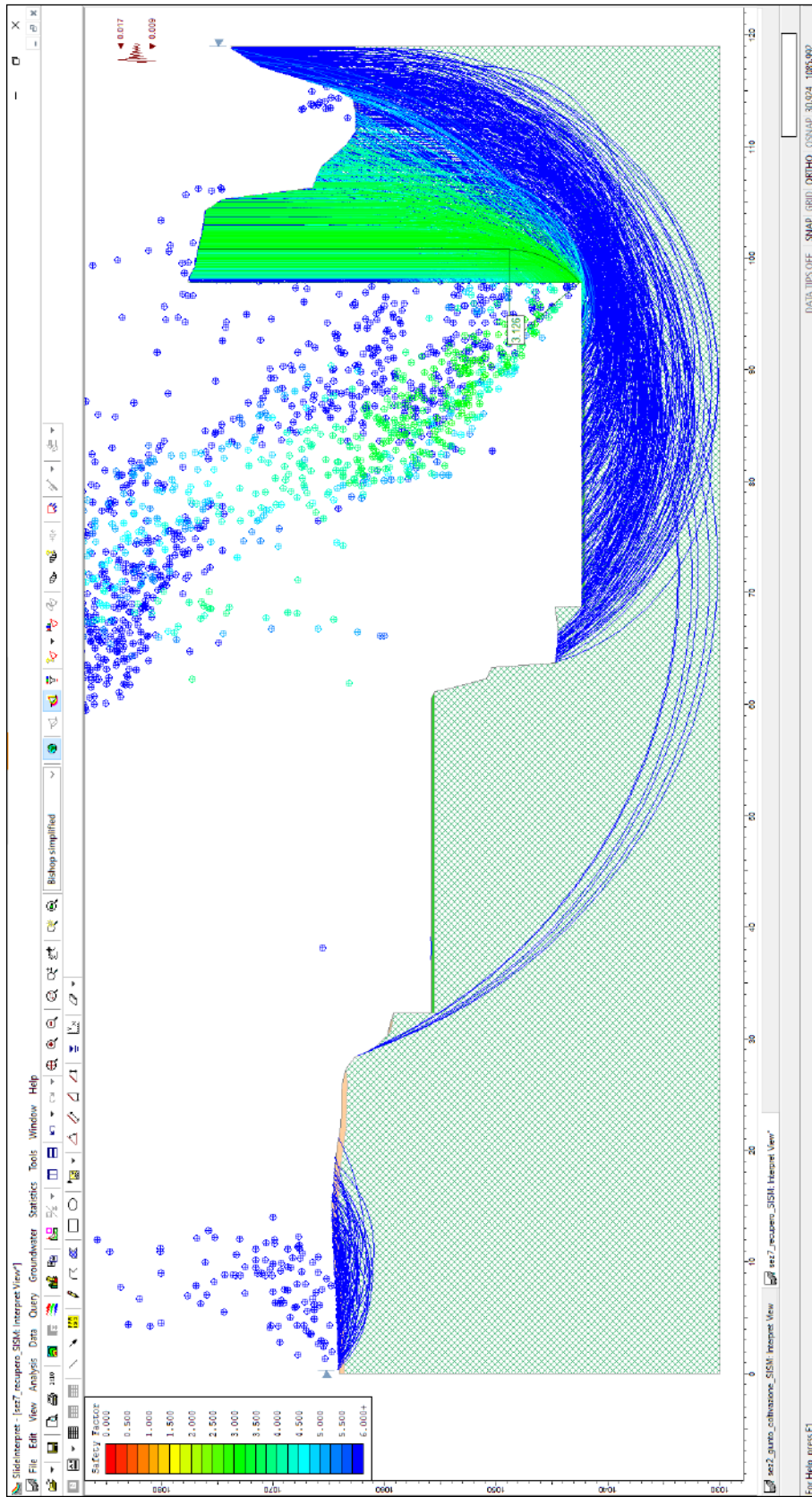
***In figura sono rappresentate tutte le superfici analizzate***

10.9.4 Sezione 7 – recupero ambientale – condizioni sismiche

<i>Metodo di calcolo</i>	<i>F<sub>s</sub> min</i>	<i>γ<sub>r</sub></i>	<i>F<sub>s</sub>/γ<sub>r</sub></i>
Bishop semplificato	3.126	1.2	> 1



Verifica di stabilità con evidenziata la superficie con F<sub>s</sub> minore



***In figura sono rappresentate tutte le superfici analizzate***

### **10.10 RISULTATI DELLE VERIFICHE**

Il supporto informatico utilizzato (SLIDE - An Interactive Slope Stability Program - rocscience) ha permesso di individuare le possibili superfici di rottura, valutando in particolar modo quelle passanti per i settori più critici.

Nell'analisi di stabilità sono state considerate le configurazioni di progetto: nello specifico si sono calcolate tutte le superfici di scivolamento con valore di Fs più basso, andando ad evidenziare se le stesse interessano le opere in progetto.

Come si può osservare dall'esame dei valori di Fs ottenuti, le verifiche eseguite confermano le condizioni di stabilità raggiunte dal sistema opera/pendio nella configurazione di coltivazione e di progetto (recupero ambientale) e la condizione imposta dalle NTC 2018  $Ed \leq Rd$  risulta essere sempre soddisfatta.

Al fine di garantire una maggiore sicurezza per lo svolgimento delle attività di coltivazione sarà comunque necessario eseguire le seguenti opere:

- eseguire dei disaggi lungo le falesie oggetto di coltivazione;
- prevedere, sul ciglio di scarpata, l'asportazione e/o la stabilizzazione del "cappellaccio" per garantire la stabilità del fronte di coltivazione;

## **11. ANALISI PEDOLOGICA**

Per l'analisi pedologica si rimanda all'allegato A.

## **12. SPECIFICO STUDIO SULLA COMPATIBILITÀ DELL'INTERVENTO CON LO STATO DI DISSESTO ESISTENTE E SULL'ADEGUATEZZA DELLE CONDIZIONI DI SICUREZZA IN ATTO E DI QUELLE CONSEGUIBILI CON LE OPERE DI MITIGAZIONE DEL RISCHIO NECESSARIE**

Come definito dalla Delibera della Giunta regionale 2939 del 10 ottobre 2008, si tratta di studi di carattere geologico, idrogeologico e idraulico volti ad individuare le eventuali conseguenze della realizzazione dell'intervento sullo stato di dissesto, a valutare dal punto di vista tecnico le conseguenze del dissesto sull'opera che si intende realizzare, vale a dire la vulnerabilità dell'opera stessa, e a individuare gli eventuali interventi di protezione o di messa in sicurezza necessari.

### 1. Individuazione della classificazione urbanistico-edilizia dell'intervento proposto, come specificato nel paragrafo "Interventi edilizi"

L'intervento in oggetto si configura come rinnovo di coltivazione.

### 2. Caratterizzazione dei vincoli presenti (in base agli artt. 35, 36 e 37 della l.r. n. 11/1998, oppure perimetrazione del P.A.I. in assenza delle cartografie degli ambiti inedificabili) nell'area oggetto di intervento e in relazione al tipo di intervento da realizzare, rappresentati su idonea cartografia

L'area di cava rientra nelle zone F3 per frana.

### 3. Individuazione e illustrazione delle dinamiche e della pericolosità dei fenomeni che caratterizzano il vincolo

Le zone F3 per frana sono state poste in considerazione del fatto che si tratta di un settore debolmente acclive e potenzialmente soggetto a fenomeni franosi (settore in DGPV), che si innescano generalmente in occasione di eventi idrogeologici particolarmente gravosi.

### 4. Valutazione della compatibilità dell'intervento con il fenomeno di dissesto considerato, con la sua dinamica e con la sua pericolosità

La realizzazione dell'intervento in progetto risulta compatibile con il dissesto presente nell'areale, a condizione che si abbia la massima cura nell'esecuzione delle opere di coltivazione, nella coltivazione secondo le fasi lavorative previste e nella corretta gestione delle acque superficiali. Per limitare l'erosione superficiale, lungo il coronamento dei profili di coltivazione di progetto, dovrà essere effettuata una pulizia sommaria dei depositi incoerenti eventualmente presenti, anche mediante riprofilatura per assicurare una maggiore stabilità soprattutto in condizioni di saturazione.

La morfologia del profilo di abbandono e la giacitura con la roccia affiorante comportano un alto rischio di ristagno idrico, dovuto al collettamento delle acque di ruscellamento del versante a monte. In fase di recupero ambientale, per limitare il ristagno e la formazione di acque torbide sarà fondamentale realizzare a contatto con la roccia uno strato di materiale grossolano atto a drenare l'acqua d'infiltrazione. Inoltre, il profilo del terreno al termine dei lavori di restauro pedologico prevede una leggera pendenza atta a evitare i ristagni e a favorire l'evapotraspirazione.

### 5. Valutazione della vulnerabilità dell'opera da realizzare in relazione anche agli usi alla quale essa è destinata

In considerazione delle problematiche rilevate e del grado di rischio individuato, la coltivazione presente una bassa vulnerabilità e risulta compatibile con l'uso al quale è destinata.

**6. Definizione degli interventi di protezione adottati per ridurre la pericolosità del fenomeno, ove possibile, e/o la vulnerabilità dell'opera e valutazione della loro efficacia ed efficienza rispetto al fenomeno di dissesto ipotizzato**

Per ridurre la pericolosità del fenomeno e la vulnerabilità dell'opera, è necessario eseguire le seguenti opere:

- eseguire dei disaggi lungo le falesie oggetto di coltivazione;
- prevedere, sul ciglio di scarpata, l'asportazione e/o la stabilizzazione del "cappellaccio" per garantire la stabilità del fronte di coltivazione;
- movimentare il materiale di preferenza orizzontalmente ponendo particolare attenzione alla stabilità di ogni singolo blocco.

L'efficacia degli interventi di protezione e di mitigazione risulta notevole, mentre l'efficienza dipende dalla manutenzione nel tempo degli stessi.

**7. Conclusioni della verifica che dichiarino che l'intervento, così come progettato, risulta compatibile con le condizioni di pericolosità indicate dalla cartografia degli ambiti ai sensi della l.r. n. 11/1998**

Alla luce delle considerazioni sopra riportate, le opere, così come progettate, risultano compatibili con le condizioni di pericolosità indicate dalla cartografia degli ambiti ai sensi della l.r. n. 11/1998.

## **13. COERENZA CON IL PTA**

Relativamente al Piano di Tutela delle Acque, le operazioni per le quali si presenta richiesta di autorizzazione insistono su aree Ed del PRGC e rientrano nel PRAE vigente.

### **13.1 ARTICOLO 19**

I terreni oggetto di intervento non ricadono nelle aree di salvaguardia, zone di tutela assoluta o di rispetto di sorgenti o pozzi utilizzabili per il consumo umano (art. 19).

### **13.2 ARTICOLO 42**

Il Piano di Tutela delle Acque prevede che per le fasce A e B di cui all'art. 36 l.r. 11/98 devono essere adottate specifiche misure di tutela ambientale finalizzate a garantire la tutela o il recupero dei corsi d'acqua e degli ecosistemi fluviali. In tali fasce sono ammissibili degli interventi nel rispetto della loro compatibilità con gli indirizzi generali di tutela ambientale e previa verifica dell'impossibilità di realizzare i medesimi al di fuori delle fasce stesse.

Nelle fasce A devono essere privilegiati gli interventi volti alla ricostituzione degli equilibri naturali e all'eliminazione, ove possibile, dei fattori incompatibili di interferenza antropica. Deve essere assicurato il mantenimento o il ripristino di una fascia continua di vegetazione compatibilmente con le condizioni di sicurezza idraulica e con le interferenze antropiche esistenti, perseguendo il recupero delle condizioni di equilibrio dinamico dell'alveo.

Nella fascia B devono essere privilegiati gli interventi volti alla ricostituzione degli equilibri naturali e ove possibile all'eliminazione dei fattori incompatibili di interferenza antropica cercando di mantenere o migliorare le condizioni di drenaggio superficiale evitando interferenze negative con le falde freatiche esistenti e con la sicurezza delle opere di difesa esistenti.

La cava non rientra in fasce A e B di esondazione ai sensi della l.r. 11/98.

### **13.3 ARTICOLO 43**

A tutela delle caratteristiche qualitative delle acque superficiali e dell'ecosistema fluviale il PTA richiede di evitare la realizzazione di interventi, opere e infrastrutture in una fascia di 20 m dalle sponde, fatta salva l'impossibilità della loro realizzazione in altro sito per ragioni tecniche e funzionali.

In tale fascia sono tuttavia ammessi i seguenti interventi:

- Interventi di protezione dalle piene
- Interventi per il prelievo delle acque
- Sentieri
- Limitate strutture accessorie destinate all'escursione
- Strutture destinate all'utilizzo ricreativo e sportivo dei corpi idrici stessi.

Tali opere devono comunque salvaguardare le caratteristiche morfologiche e naturalistiche dei corpi idrici. Relativamente a trasformazioni o destinazioni di luoghi a scopo agricolo le stesse, non sono ammesse fino ad una distanza di 15 metri dalla sponda dei corpi idrici superficiali classificati come significativi o di particolare pregio oppure di 10 metri per tutti gli altri corpi idrici.

ricade parzialmente in fasce B di cui all'art. 36 l.r. 11/98.

La cava è posta sempre ad una distanza maggiore di 10 m e 20 m dalla sponda dei corsi d'acqua laterali.

## **14. COERENZA CON L'ART 41 L.R. 11/98 E RD 523 1904**

L'Art. 41 prevede che deve essere garantita una fascia di rispetto dei corsi d'acqua naturali di ampiezza pari a 10 metri nella quale è vietata la realizzazione di nuove costruzioni, l'ampliamento di quelle esistenti e l'esecuzione di scavi o riporti di terreno, al fine di assicurare la tutela delle acque e la distanza delle costruzioni dagli argini e dalle sponde dei corsi d'acqua per consentirne la manutenzione.

Nella fascia di rispetto dei 10 m può essere autorizzata, in casi eccezionali, quando non è tecnicamente possibile rispettare la distanza, la realizzazione di interventi non consentiti in relazione alle peculiari condizioni degli argini, delle sponde e delle dinamiche del corso d'acqua, avendo sempre riguardo alla loro tutela e manutenzione.

La cava è posta sempre ad una distanza maggiore di 10 m dalla sponda dei corsi d'acqua laterali.

## **15. CONFORMITÀ CON IL VINCOLO IDROGEOLOGICO**

Il settore ove verranno realizzate le opere ricade nelle zone interessate dal vincolo idrogeologico ai sensi del R.D. n°3267 del 30 dicembre 1923 (Riordinamento e riforma della legislazione in materia di boschi e di terreni montani).

L'intervento si configura come rinnovo di coltivazione.

La realizzazione dell'intervento in progetto risulta compatibile con il vincolo presente nell'areale, a condizione che si eseguano gli interventi di protezione previsti nel capitolo precedente.

Ai sensi della DGR 1197 del 2020:

- *sono soggetti ad autorizzazione di vincolo idrogeologico gli interventi e le attività ricadenti nelle zone soggette a vincolo idrogeologico ai sensi del regio decreto legge 30 dicembre 1923, n. 3267 (Riordinamento e*



*riforma della legislazione in materia di boschi e di terreni montani), consistenti in:*

- *movimentazioni di terra che comportano il cambiamento dell'assetto idrogeologico o la modificazione, anche solo temporanea, dell'originaria destinazione del territorio, salvo che si tratti di interventi e attività non assoggettati a regime autorizzatorio, come individuati dalla Giunta regionale con propria deliberazione (comma 1, lettera a);*
  - *trasformazioni delle aree boscate di cui all'articolo 33, commi 2 e 4, della legge regionale 6 aprile 1998, n. 11 (Normativa urbanistica e di pianificazione territoriale della Valle d'Aosta), che comportano l'eliminazione della vegetazione esistente e l'asportazione o modificazione del profilo del suolo forestale, finalizzate a un'utilizzazione del predetto suolo diversa da quella forestale (comma 1, lettera b);*
- *non sono soggetti ad autorizzazione gli interventi e le attività di movimentazione di terra ricadenti in aree comprese nelle zone di cui all'articolo 22, comma 1, lettere a), b), c), d) e f), della l.r. 11/1998, dei piani regolatori generali comunali urbanistici e paesaggistici (PRGC), vale a dire in zone territoriali già edificate o destinate all'edificazione (comma 2).*

Nel nostro caso, essendo le opere poste in zona E (Ed5\*) del PRGC e con interventi eccedenti quelli previsti dall'art 3. della DGR (Interventi esclusi dal regime autorizzatorio in zone vincolate<sup>1</sup>), si ritiene che debba essere richiesto il parere.

In considerazione delle problematiche rilevate e del grado di rischio individuato, l'opera, una volta eseguiti i lavori in progetto, presenta una bassa vulnerabilità e risulta conforme con il vincolo idrogeologico.

---

<sup>1</sup> a) *Demolizione e ricostruzione a pari volumetria di manufatti preesistenti. Con tale definizione si intende la demolizione totale o parziale con ricostruzione successiva della identica quantità di volumetria, con una tolleranza del 20% nelle dimensioni di pianta e altezza;*

b) *Scavi di modeste entità fino a 50.00 mc (in base al bilancio di produzione dei materiali inerti da scavo e dei materiali inerti da demolizione e costruzione redatto ai sensi dell'articolo 16 della legge regionale 3 dicembre 2007, n. 31 (Nuove disposizioni in materia di gestione dei rifiuti)) per le opere di tipo puntuale e infrastrutture lineari e a rete, nonché gli altri interventi per adeguamento funzionale, tecnico, tipologico e normativo individuati ai sensi della DGR n. 966 del 12/07/2019 e s.m.i. (Approvazione delle tipologie e delle caratteristiche degli interventi edilizi e delle trasformazioni urbanistico-territoriali nelle zone dei piani regolatori generali, ai sensi dell'articolo 59, comma 4, della legge regionale 6 aprile 1998, n. 11);*

c) *Lavori di manutenzione ordinaria e straordinaria della sovrastruttura stradale delle relative opere ad essa connesse che non comportano un allargamento della sede stradale. Con tale termine si intendono a titolo esemplificativo e non esaustivo, la realizzazione di cunette, attraversamenti, pozzetti e il rifacimento dei muri (quando non si realizzi un aumento dell'ingombro degli stessi e una maggiore incisione del versante);*

d) *Realizzazione e manutenzione di reti tecnologiche, idriche e fognarie lungo la rete viaria esistente (se all'interno del manufatto stradale);*

e) *Opere di sistemazione idrogeologico-forestale, realizzate dalle strutture regionali competenti in materia di sistemazioni idrauliche e di versante, demanio idrico e attività geologiche (es. opere paramassi, paravalanghe, arginature, briglie, valli, ecc.);*

f) *Interventi di ordinaria manutenzione e adeguamento funzionale di opere pubbliche già esistenti (es. ponti, strade, linee elettriche di bassa tensione, muri, drenaggi, fossi, ecc.);*

g) *Interventi disposti in via d'urgenza, ai sensi dell'articolo 5, commi 2 e 5, della legge 24 febbraio 1992, n. 225 e s.m.i. (Istituzione del Servizio nazionale della protezione civile), al solo scopo di salvaguardare l'incolumità delle persone e di mettere in sicurezza gli immobili da un pericolo imminente o a seguito di calamità;*

h) *Interventi riconducibili alle normali pratiche agronomiche di messa a coltura, compresa la realizzazione di impianti di colture specializzate, eseguiti su terreni agrari inferiori al 25% di pendenza.*

## 16. CONCLUSIONI

In relazione a quanto esposto, tenendo conto delle modalità esecutive e delle precauzioni consigliate, non si rilevano elementi geologici tali da impedire il rilascio della nuova autorizzazione.

Aosta, giugno 2024



## 17. ALLEGATI

- **ALLEGATO A:**
  - **Relazione pedologica**
- **ALLEGATO 1:**
  - **Carte tematiche in scala 1:2000 su CTR o piano quotato a curve di livello opportunamente rilevato:**
    - **1.1 - Carta geologica e geomorfologica**
    - **1.2 - Carta idrogeologica**
    - **1.3 - Carta uso attuale del suolo**
    - **1.4 - Sezioni tematiche**