

COMUNE DI GREVE IN CHIANTI
**NUOVO PROGETTO PER LA COLTIVAZIONE ED IL RECUPERO AMBIENTALE
DELLA CAVA DI PONETA IN LOCALITÀ FERRONE**



Elaborato
REL.04.A

RELAZIONE GEOLOGICA E GEOTECNICA
AI SENSI ARTT. 2 E 4 C. 1 D.P.G.R. 72/2015

Il proponente:



Progettazione:



STG A - STUDIO TECNICO DI GEOLOGIA E INGEGNERIA AMBIENTALE

50121 FIRENZE – Viale Giovanni Amendola n.6/4 – www.stgassociati.it
studio@stgassociati.it – stga@pec.it - 055.9336400 – P.IVA 03740890482

Gruppo di lavoro

geol. Giancarlo Ceccanti (STGA)
geol. Giampaolo Mariannelli (STGA)
ing. Lapo Consumi (STGA)
for. Gianluca Capecci

Collaboratori

geol. Marco Folini (STGA)
chimico Giuseppe Sarti
biologo Alberto Conti
geol. Francesco Facchini

Revisione 0 - data: aprile 2025

1	PREMESSA.....	3
2	GEOLOGIA GENERALE.....	3
3	GEOMORFOLOGIA E IDROGRAFIA	5
4	IDROGEOLOGIA.....	7
5	INDAGINI GEOGNOSTICHE E GEOFISICHE	8
5.1	INDAGINI GEOGNOSTICHE	8
5.2	PROVE DI LABORATORIO	13
5.3	INDAGINI GEOFISICHE.....	14
5.4	MONITORAGGIO INCLINOMETRICO	18
6	CARATTERIZZAZIONE SISMICA	20
6.1	TIPOLOGIA DELL'OPERA E AZIONE SISMICA.....	20
6.2	SISMICITÀ DI BASE	20
6.3	VALUTAZIONE DELL'AZIONE SISMICA	21
7	DISCUSSIONE DEI RISULTATI DELLE PROVE IN SITU	23
7.1	PROVE SPT.....	23
7.1.1	Correlazioni NSPT / ϕ'	24
7.1.2	Correlazioni NSPT / mv.....	26
7.1.3	Correlazione NSPT / Resistenza al taglio non drenata Cu	28
8	DISCUSSIONE DEI RISULTATI DELLE PROVE DI LABORATORIO	29
8.1	PARAMETRI FISICI.....	30
8.2	GRANULOMETRIA.....	30
8.3	CARATTERISTICHE DI CONSISTENZA E DI ESPANSIVITÀ.....	33
8.4	SENSITIVITÀ DELLE ARGILLE.....	36
8.5	CARATTERISTICHE DI COMPRESSIBILITÀ'	37
8.6	PARAMETRI DI RESISTENZA AL TAGLIO.....	37
8.6.1	Correlazioni IP/ ϕ'	37
8.6.2	Correlazioni WL/ $\phi'R$ e IP/ $\phi'R$	38
8.6.3	Prove di taglio diretto e residuo	38
9	MODELLO GEOTECNICO	39
9.1	PARAMETRI CARATTERISTICI E DI PROGETTO.....	40
10	VERIFICHE DI SICUREZZA	41
10.1	STABILITÀ NEI CONFRONTI DELLA LIQUEFAZIONE	41
10.2	STABILITÀ DEL PENDIO.....	42
10.2.1	Verifiche di stabilità	42
10.2.2	Metodo di analisi e impostazioni di calcolo.....	44
10.2.3	Risultati delle verifiche.....	45

1 PREMESSA

Il progetto di cui si tratta riguarda l'attività di coltivazione e recupero ambientale della cava di Poneta nei pressi del Ferrone, dove, fino dai tempi più remoti, sono presenti le Aziende del distretto industriale grevigiano che operano nel settore del cotto fiorentino. Questa cava si è sviluppata sui terreni a suo tempo a destinazione agricola di proprietà delle Tenute di Poneta e Casa Greve che, per la loro vicinanza allo stabilimento della Ferrone Spa, furono oggetto da parte di quest'ultima, di una specifica richiesta di variante urbanistica che ne consentisse lo sfruttamento ai fini estrattivi.

L'intervento che viene qui proposto si configura quindi come una variante per la continuazione dell'attività estrattiva in essere, diversamente inquadrata però sulla base delle mutate condizioni del contesto economico generale e dello specifico settore produttivo, che obbligano a tenere conto della necessità di limitare decisamente le volumetrie di scavo.

Il nuovo piano che viene predisposto è stato elaborato sulla base delle Norme di Attuazione del Comune di Greve in Chianti, aggiornate in adeguamento al Piano Regionale delle Attività Estrattive, con particolare riferimento all'art. 17 della Legge Regionale 35/2015.

2 GEOLOGIA GENERALE

Nell'area affiorano terreni riconducibili all'Unità di Monte Morello e più in particolare alla Formazione delle Argille a Palombini e alla Formazione di Sillano (Figura 1).

Queste formazioni si trovano alla base delle sequenze liguri e sono costituite da un'alternanza irregolare di argille e argilliti nerastre, fissili, e di strati di calcilutiti grigie, risedimentate, in strati di spessore variabile da 20 cm ad oltre il metro. Nelle argilliti, che a luoghi sono il litotipo predominante, si possono rinvenire intercalati strati singoli o pacchi di sottili torbiditi arenaceo-pelitiche con grana da media a finissima.

Difficilmente è possibile rinvenire affioramenti in cui la formazione conserva un ordine stratigrafico interno. Quasi ovunque, infatti, sono così intensamente deformate da assumere un aspetto stratigraficamente disordinato e caotico. La stratificazione non è quasi mai riconoscibile poichè gli strati calcarei appaiono ridotti a blocchi più o meno allineati, deformati in modo fragile. La pelite, che nelle porzioni poco deformate è costituita da argilliti con una pronunciata fissilità parallela alla stratificazione, assume di norma una spiccata struttura scagliosa.

Nell'estratto sopra vengono riportate le seguenti descrizioni litologiche, procedendo dalla formazione più recente a quella più antica:

AVR – Argille a Palombini (Argille Varicolori), argilliti e marne da grigio scure a grigio chiare alternate a strati calcarei micritici, talora marnosi, calcarenitici e siltitici. Presenti intercalazioni di arenarie ofiolitiche con grana da grossolana a fine e frequenti intercalazioni di brecce ad elementi serpentinitici e basaltici con matrice serpentinitica e/o cemento carbonatico. Età *Cretaceo Inferiore*.

SIL – Formazione di Sillano, argilliti variegata, spesso siltitiche, alternate a calcari marnosi verdastri o grigi, siltiti, calcareniti minute ed arenarie calcarifere. Più raramente si ritrovano limitate porzioni di successioni stratigrafiche dei suddetti litotipi calcarei. Rare intercalazioni di brecce ad elementi ofiolitici e calcarei. Età *Cretaceo Superiore – Eocene Inferiore*.

Il contatto tra le due formazioni è cartografato nella parte alta del fronte di cava con un andamento a reggipoggio. Data la natura argillitica prevalente del substrato non esistono veri e propri affioramenti, o risultano poco visibili in quanto obliterati per lo più dalle coperture e dai riporti.

All'interno delle Argille a Palombini, che costituiscono la quasi totalità del versante di cava, sono presenti in modo caotico olistoliti di natura calcarea anche di grosse dimensioni.

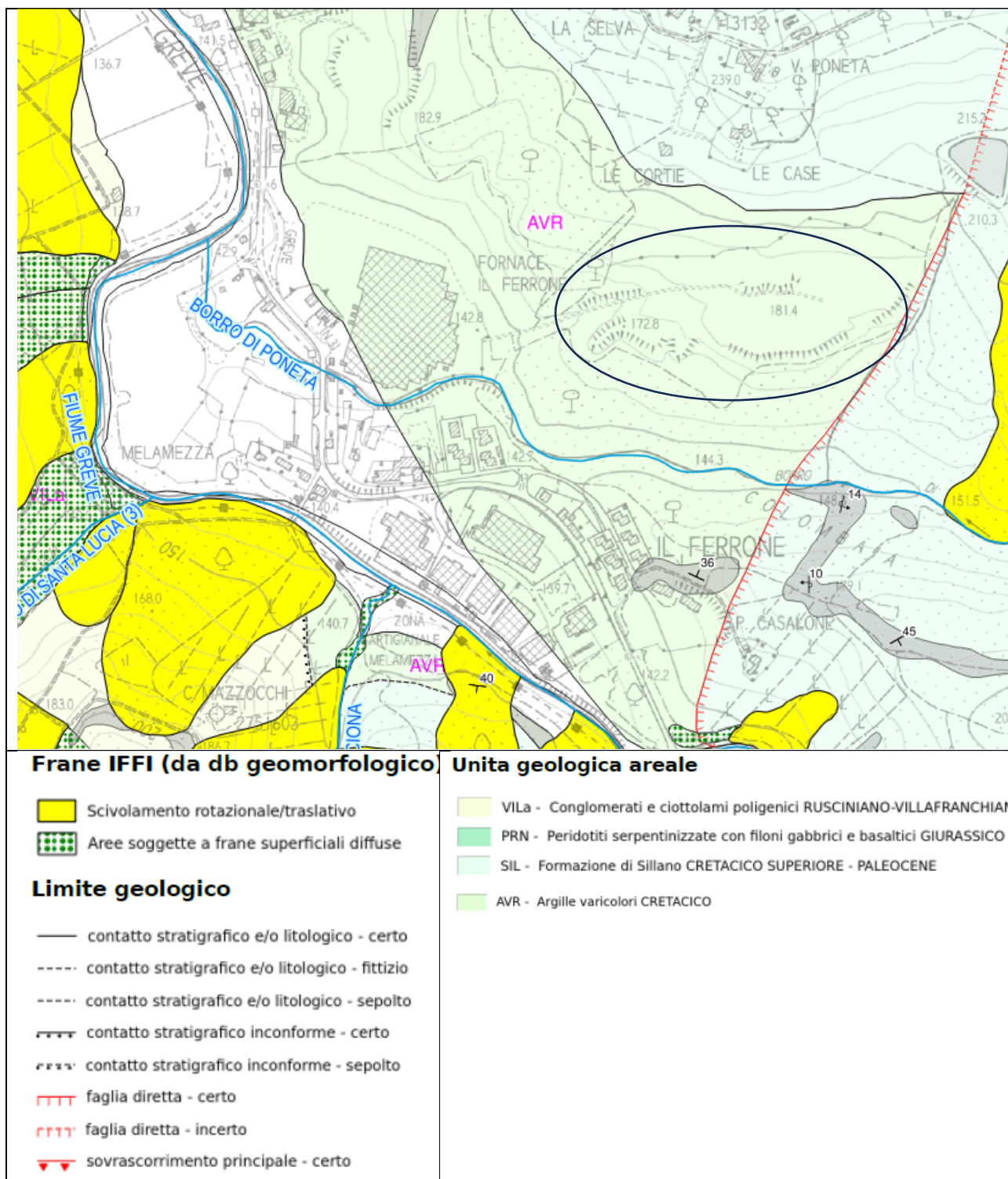


Figura 1 – estratto dal continuum geologico regionale – CARG

La materia prima per la produzione del cotto è costituita da una serie litologica particolare rappresentata in prevalenza da argilliti più o meno marnose.

Nel Chianti questa successione viene rappresentata dalla Formazione di Sillano e dalle Argille Varicolori che, per stessa natura e a causa delle notevoli dislocazioni subite, si presenta più o meno sempre in un assetto che a prima vista e sbrigativamente può essere definito *caotico* o *indifferenziato*, termini con i quali effettivamente, i vecchi A.A. la definivano.

Le argilliti utilizzate per la lavorazione del cotto provengono da questa formazione geologica o dal suo complesso derivato riconducibile dal punto di vista genetico a depositi di frana sottomarina

(olistostromi). Dal punto di vista litologico le Argille a Palombini sono costituite da un'alternanza irregolare di arenarie, siltiti finemente stratificate, marne, calcareniti, calcari più o meno marnosi il cui spessore può raggiungere il metro e prevalenti argilliti grigio scure o varicolori.

Dove la Formazione è stata studiata si è rilevato che le varie successioni affioranti potevano essere ricondotte a tre campi nettamente distinti dal punto di vista litologico:

- argilliti più o meno marnose;
- calcari, calcareniti, calcari marnosi e marne;
- calcari arenacei e arenarie calcaree.

Nell'area storica di produzione del cotto fiorentino tra Impruneta e Ferrone si è notata invece una certa omogeneità nella frequenza e nella distribuzione dei vari litotipi, caratteristica questa che connota effettivamente la tipicità della risorsa utilizzata e di conseguenza, anche del prodotto finale. Dal punto di vista mineralogico la materia prima si caratterizza per la prevalenza dei minerali argillosi (circa = 70%) fra i quali vanno segnalati l'illite idrata (15-20%) e i minerali espandibili quali la montmorillonite, la vermiculite a strati misti con illite e clorite (15-20%). I carbonati si aggirano intorno al 15%. Le analisi chimiche mettono in evidenza valori elevati di allumina, ferro ferroso, potassio e magnesio tutti elementi caratteristici dei minerali argillosi.

3 GEOMORFOLOGIA E IDROGRAFIA

L'area si colloca nel contesto della fascia collinare alle pendici dei Monti del Chianti che si caratterizza da forme generalmente morbide e sinuose e pendenze modeste. Il progetto si sviluppa tra i 165 e i 195 m di quota in corrispondenza del versante sudoccidentale della dorsale collinare di Poneta-Poggio ai Mandorli (271 m s.l.m.). Il pendio degrada con pendenze dell'ordine del 30 – 40% (che corrispondono ad angoli di scarpata di 16 – 22°) verso il Borro di Poneta che affluisce in destra idrografica della Greve, asta di drenaggio principale della vallata.

In rapporto al bassissimo grado di permeabilità del terreno, il reticolo idrografico si presenta molto sviluppato e ad andamento radiale che si concentra verso le aste di drenaggio rappresentate a nord dal Borro di Calosina e a sud dallo stesso Borro di Poneta.

Le forme riferibili a fenomeni di ruscellamento concentrato o diffuso risultano tutto sommato molto limitate a causa della omogenea copertura del terreno da parte della vegetazione che ha potuto radicare praticamente sull'intera area a causa della ridotta attività dell'azienda durante questi ultimi anni.

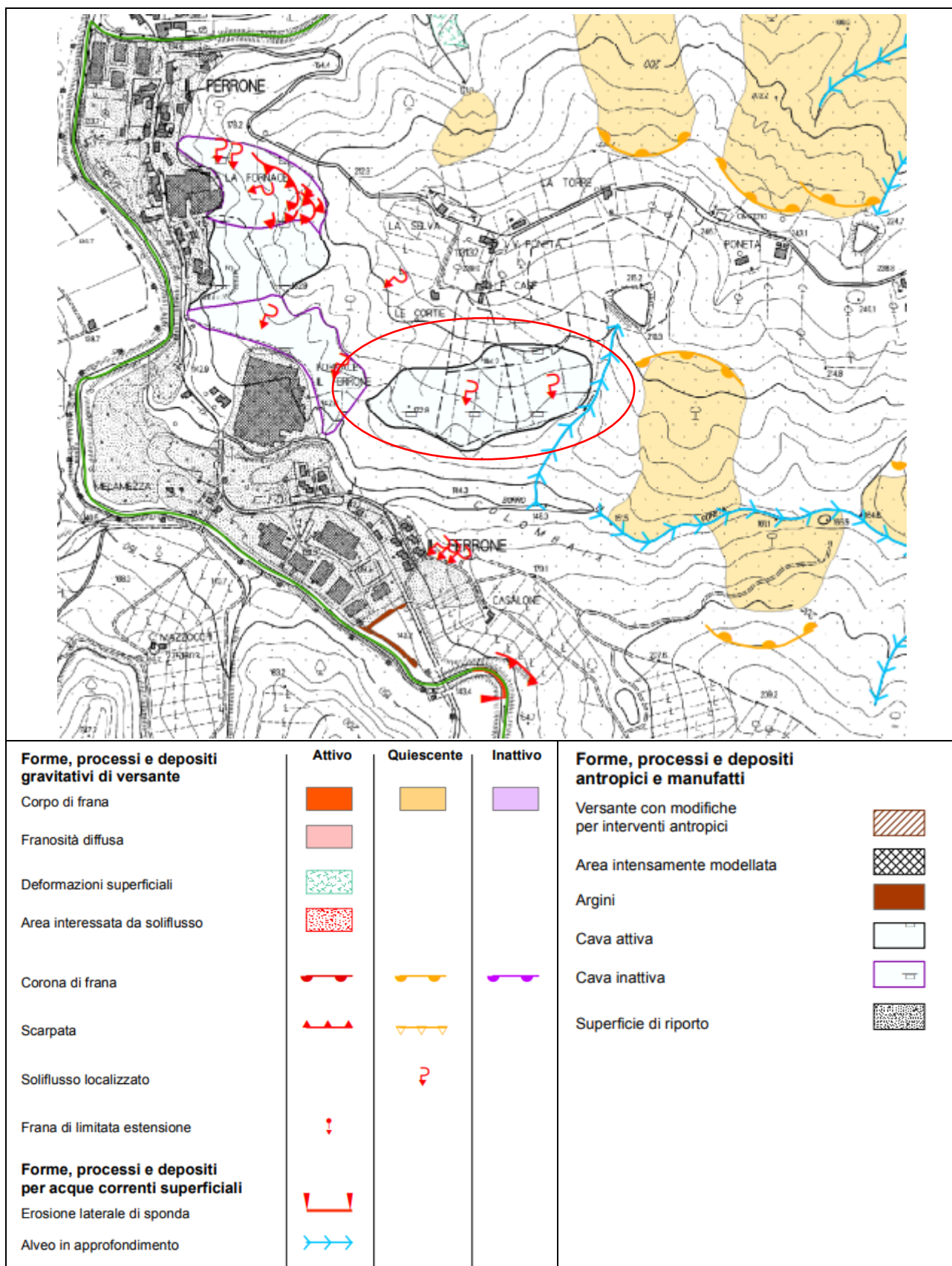


Figura 2 – estratto Carta Geomorfologica del PS comunale (PS.01n).

4 IDROGEOLOGIA



In termini di idrogeologia, la caratteristica principale di una formazione geologica è rappresentata dalla permeabilità.

Si parla di porosità e permeabilità di tipo primario o interstiziale se gli spazi tra i granuli (i pori) si sono formati durante il processo di sedimentazione come nel caso dei cosiddetti terreni sciolti quali i limi, le sabbie o le ghiaie; se questi spazi si formano invece a causa della fratturazione della roccia si parla di porosità in grande e di permeabilità secondaria.

L'acquifero è lo spazio al cui interno l'acqua si muove da un punto all'altro in maniera più o meno uniforme sotto la spinta di un gradiente di pressione; un flusso le cui velocità e continuità risultano correlate alla classazione granulometrica che determina direttamente questo parametro fisico caratteristico.

La gradazione dei vuoti condiziona quindi il moto dei fluidi nel sottosuolo e la permeabilità varia per questo, anche in rapporto al livello di fratturazione della roccia.

Di seguito si riporta una tabella che mostra il grado di variazione del coefficiente di permeabilità K in funzione delle dimensioni dei granuli (da Castany, 1985); la permeabilità è rappresentata dal coefficiente K (cm/sec) che è stata definita come la quantità d'acqua che, sotto l'azione di un gradiente unitario e alla temperatura di 20°, attraversa una sezione unitaria del terreno nell'unità di tempo.

$K(m/s)$														
GRANULOMETRIA	omogenea	Ghiaia			Sabbia		Sabbia molto fine		Silt			Argilla		
	varia	Ghiaia grossa e media		Ghiaia e sabbia		Sabbia e argilla — Limi								
GRADI DI PERMEABILITA		ELEVATA					BASSA					NULLA		
TIPI DI FORMAZIONI		PERMEABILI					SEMI-PERMEABILI					IMPER.		
<div>limiti convenzionali</div>														

limiti convenzionali

Figura 3 - Tabella contenente i valori del coefficiente di permeabilità (Castany, 1985)

La permeabilità di un acquifero di solito è superiore a $1 \cdot 10^{-5}$ m/s. Una formazione geologica con una permeabilità inferiore a $1 \cdot 10^{-9}$ m/s viene considerata impermeabile (acquicludo) perché anche quando è satura d'acqua non ne consente comunque il movimento; una formazione che permette all'acqua di transitare con velocità molto basse viene considerata un acquifero semipermeabile (acquitardo).

Il primo acquifero che si trova sotto la superficie del terreno viene chiamato a falda libera (acquifero freatico) perché la quota del livello dell'acqua (livello piezometrico) ha la possibilità di sollevarsi o abbassarsi liberamente; più in profondità se un acquifero è delimitato da due formazioni geologiche impermeabili, la falda - sottoposta a pressioni di tipo geostatico - viene definita di tipo artesiano.

In riferimento all'area in oggetto, si può escludere la presenza di una falda acquifera superficiale di tipo freatico pur potendosi manifestare localmente modeste circolazioni d'acqua che possono dar luogo a stillicidi e gemitii in corrispondenza del contatto fra livelli caratterizzati da un diverso livello di conducibilità idrica. In sostanza l'acqua può muoversi solo all'interno di livelli litici fratturati che abbiano tra loro un qualche grado di continuità e quindi possano effettivamente rappresentare un percorso praticabile. I terreni affioranti pur essendo su grande scala impermeabili consentono quindi comunque all'acqua di infiltrarsi e di muoversi. Tuttavia, nelle zone dove le argilliti sono preponderanti, la possibilità di flusso viene interrotta e si creano le condizioni per la formazione di

sacche, sempre molto pericolose per la stabilità del terreno perché possibile innesco di movimenti franosi anche profondi.

5 INDAGINI GEOGNOSTICHE E GEOFISICHE

Nel corso del 2024 è stata svolta una campagna di indagini finalizzata alla definizione del modello geologico su cui basare le modalità di coltivazione del fronte.

Le indagini svolte sono state le seguenti:

- Sondaggi geognostici a carotaggio continuo;
- Prove SPT in foro;
- Analisi di laboratorio;
- Profili sismici a rifrazione in onde P ed Sh;
- Misure masw.

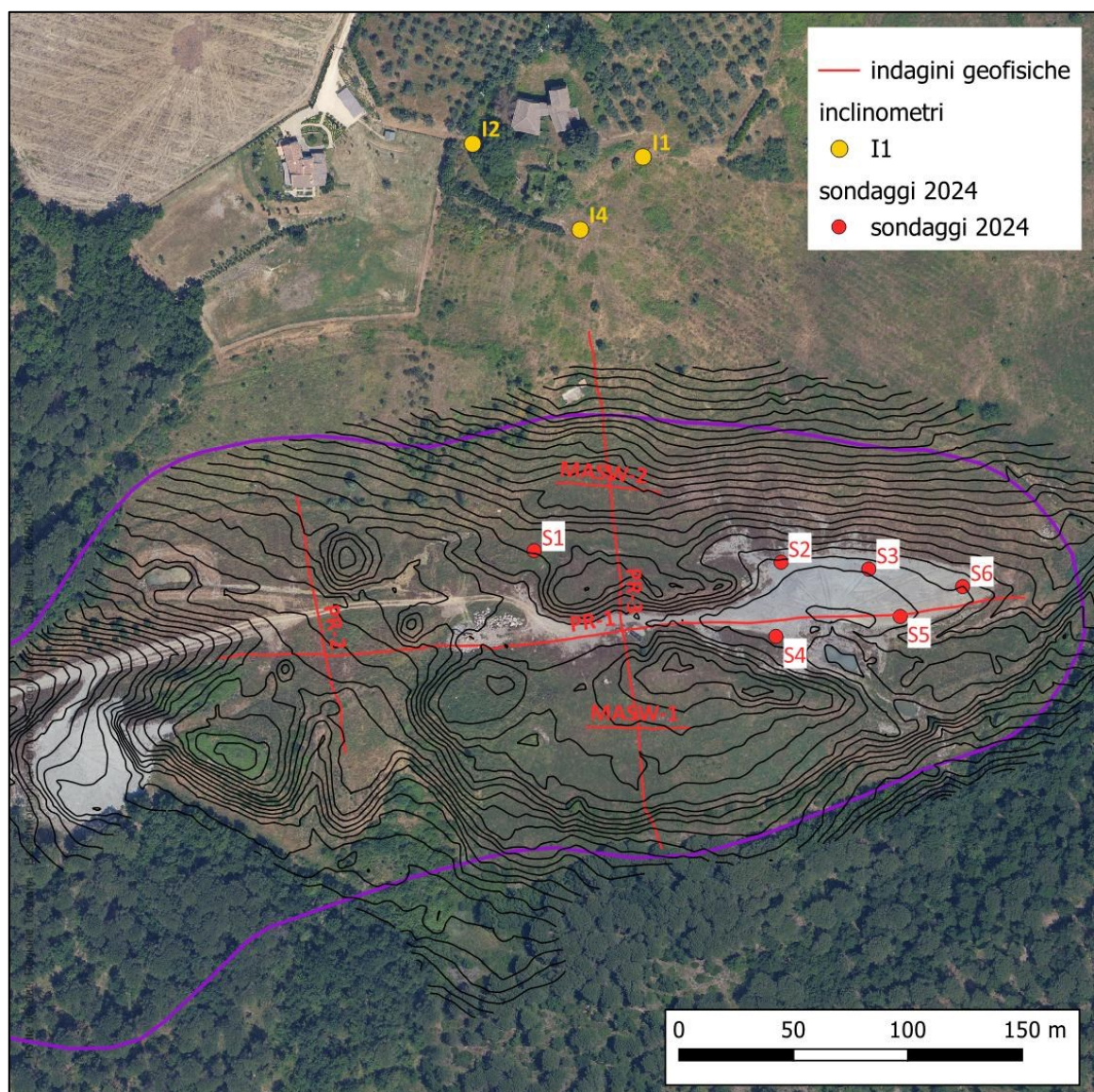


Figura 4 – ubicazione delle indagini

5.1 INDAGINI GEOGNOSTICHE

Durante l'estate 2024 una specifica campagna geognostica per la ricostruzione della stratigrafia del

sottosuolo e soprattutto per la caratterizzazione geotecnica del terreno.

È stato dato incarico all'impresa IBT Prospezioni di Firenze che ha proceduto ad eseguire il lavoro dal 6 al 13 giugno. In particolare, sono stati eseguiti sei sondaggi geognostici spinti fino a profondità variabili dai 10 ai 15 m, nel corso dei quali sono stati prelevati 7 campioni (in fustella e disturbati), successivamente sottoposti a prove di laboratorio ed eseguite 17 SPT in avanzamento. Sono state eseguite analisi granulometriche, limiti di consistenza, prove di taglio ed espansione laterale libera. Per l'analisi dei risultati si rimanda al report specifico allegato.

Di seguito si riportano le stratigrafie rilevate:

SONDAGGIO S1

Da m 0,0 a m 5,0 argilla limosa grigio avana con trovanti calcarei e calcareo marnosi centimetrici.

Da m 5,0 a m 6,3 argilliti avana con trovanti calcarei e calcareo marnosi centimetrici.

Da m 6,3 a m 10,0 argilliti grigie con trovanti calcarei e calcareo marnosi centimetrici e decimetrici.

Campione in fustella S1C1 - prof. 2,7 m

SPT1 prof. 2 m	colpi n. 3-5-6
SPT2 prof. 4 m	colpi n. 3-3-4
SPT3 prof. 6 m	colpi n. 17-19-23

Livello piezometrico profondità 0,9 m dal p.c.

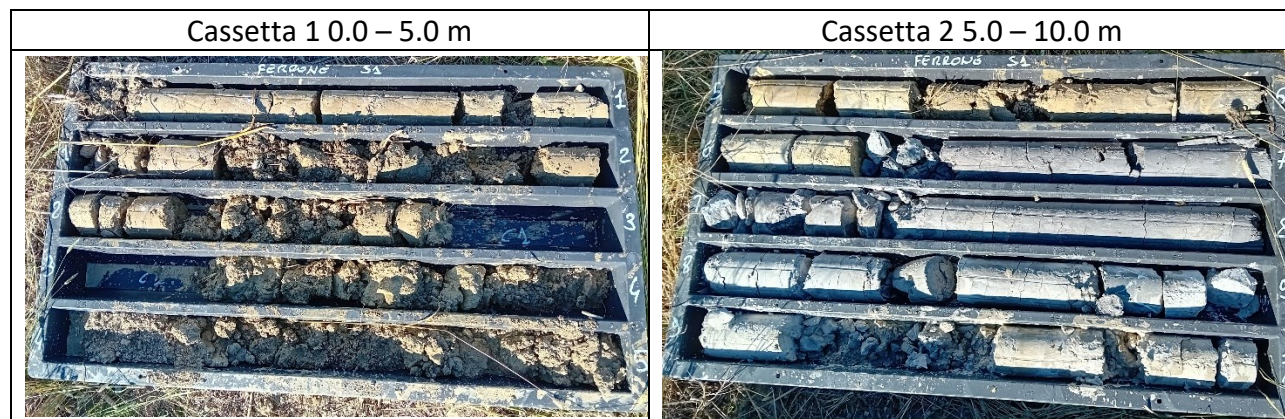


Figura 5 – S1 carote estratte

SONDAGGIO S2

Da m 0,0 a m 0,9 argilla limosa grigio avana con trovanti calcarei e calcareo marnosi centimetrici.

Da m 0,9 a m 10,0 argilliti grigie con trovanti calcarei e calcareo marnosi centimetrici e decimetrici

Campione disturbato S2C1 - prof. 2,0

SPT1 prof. 3 m	colpi n. 20-22-30
SPT2 prof. 5 m	colpi n. 19-25-33

SPT3 -prof. 6 m colpi n. 28-30-50R

Livello piezometrico non rilevato

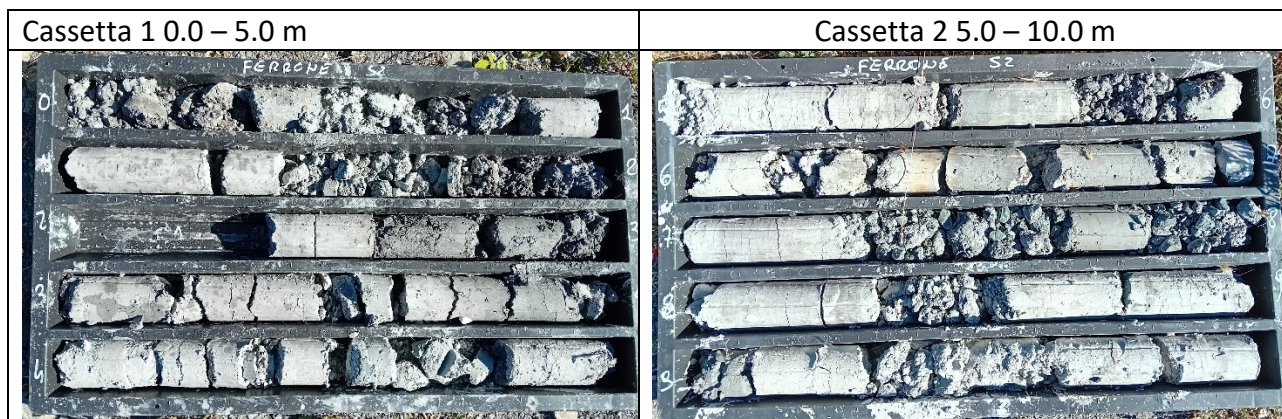


Figura 6 – S2 carote estratte

SONDAGGIO S3

Da m 0,0 a m 15,0 argilliti grigie con trovanti calcarei e calcareo marnosi centimetrici e decimetrici

Campione disturbato S3C1 – prof. 5,3-5.5

SPT1 prof. 2,5 m colpi n. 20-23-38
 SPT2 prof. 4,5 m colpi n. 30-50R
 SPT3 prof. 10 m colpi n. 25-38-50R

Livello piezometrico non rilevato

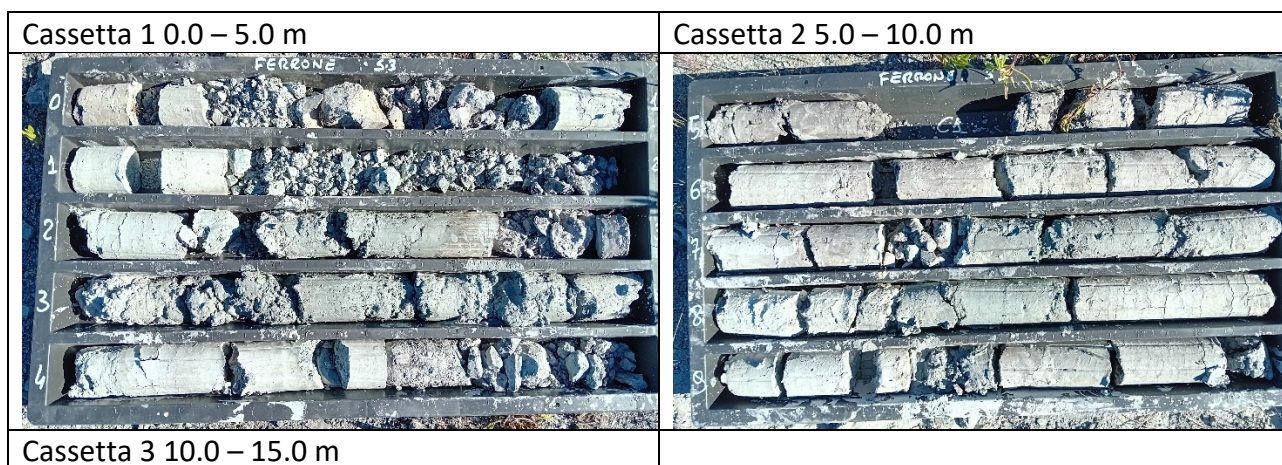




Figura 7 – S3 carote estratte

SONDAGGIO S4

Da m 0,0 a m 0,6 argilla limosa grigio avana con trovanti calcarei e calcareo marnosi centimetrici e decimetrici.
 Da m 0,6 a m 1,2 argilliti grigio avana con trovanti calcarei e calcareo marnosi centimetrici.
 Da m 1,2 a m 15,0 argilliti grigio avana con trovanti calcarei e calcareo marnosi centimetrici.

Campione in fustella S4C1 – prof. 3,0

Campione disturbato S4C2 – prof. 3,6

SPT1 prof. 2,5 m colpi n. 17-19-21

SPT2 prof. 5 m colpi n. 23-25-27

Livello piezometrico profondità 2,1 m dal p.c.

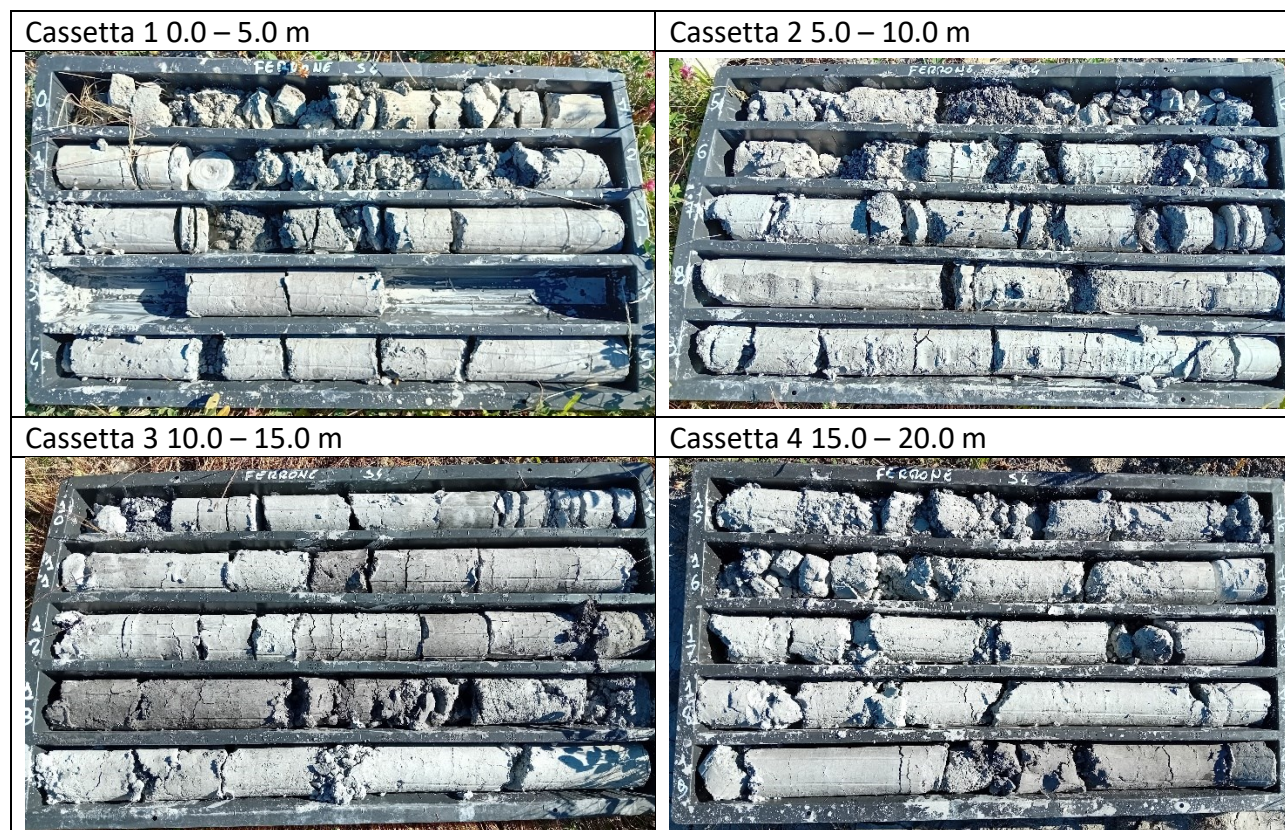


Figura 8 – S4 carote estratte

SONDAGGIO S5

Da m 0,0 a m 2,6 argilla limosa grigio avana con trovanti calcarei e calcareo marnosi centimetrici.

Da m 2,6 a m 20,0 argilliti grigie con trovanti calcarei e calcareo marnosi centimetrici e decimetrici.

Campione in fustella S5C1 - prof. 3,7 m

SPT1 prof. 3 m colpi n. 15-17-19

SPT2 prof. 5,5 m colpi n. 20-23-27

SPT3 prof. 9 m colpi n. 28-32-50R

Livello piezometrico non rilevato

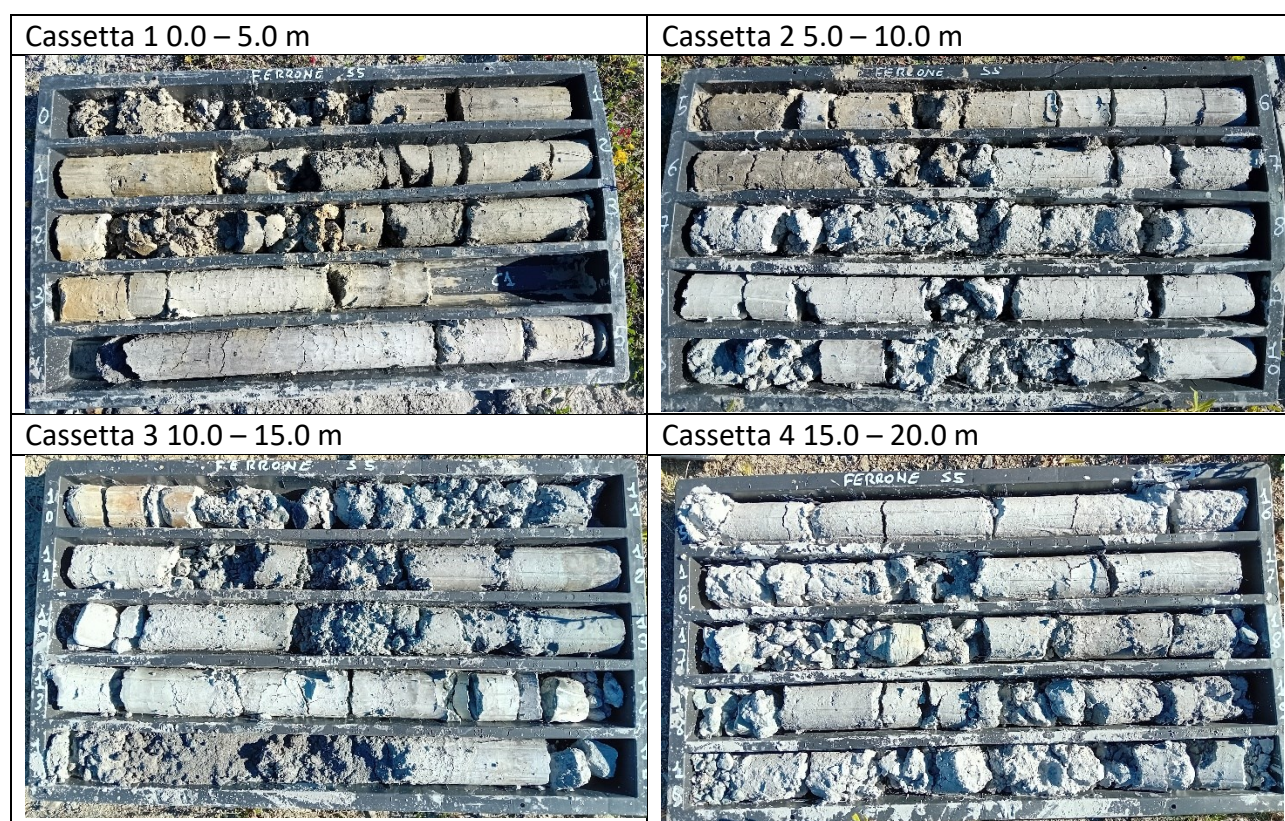


Figura 9 – S5 carote estratte

SONDAGGIO S6

Da m 0,0 a m 1,2 argilla limosa grigio avana con trovanti calcarei e calcareo marnosi centimetrici e decimetrici.

Da m 1,2 a m 5,7 argilliti avana con trovanti calcarei e calcareo marnosi centimetrici.

Da m 5,7 a m 15,0 argilliti grigie con trovanti calcarei e calcareo marnosi centimetrici e decimetrici.

Campione in fustella S6C1 prof. 2,8-3,3 m

SPT1 prof. 5 m colpi n. 13-15-21

SPT2 prof. 8 m colpi n. 19-22-26

SPT3 prof. 10 m

colpi n. 10-22-27

Livello piezometrico non rilevato.

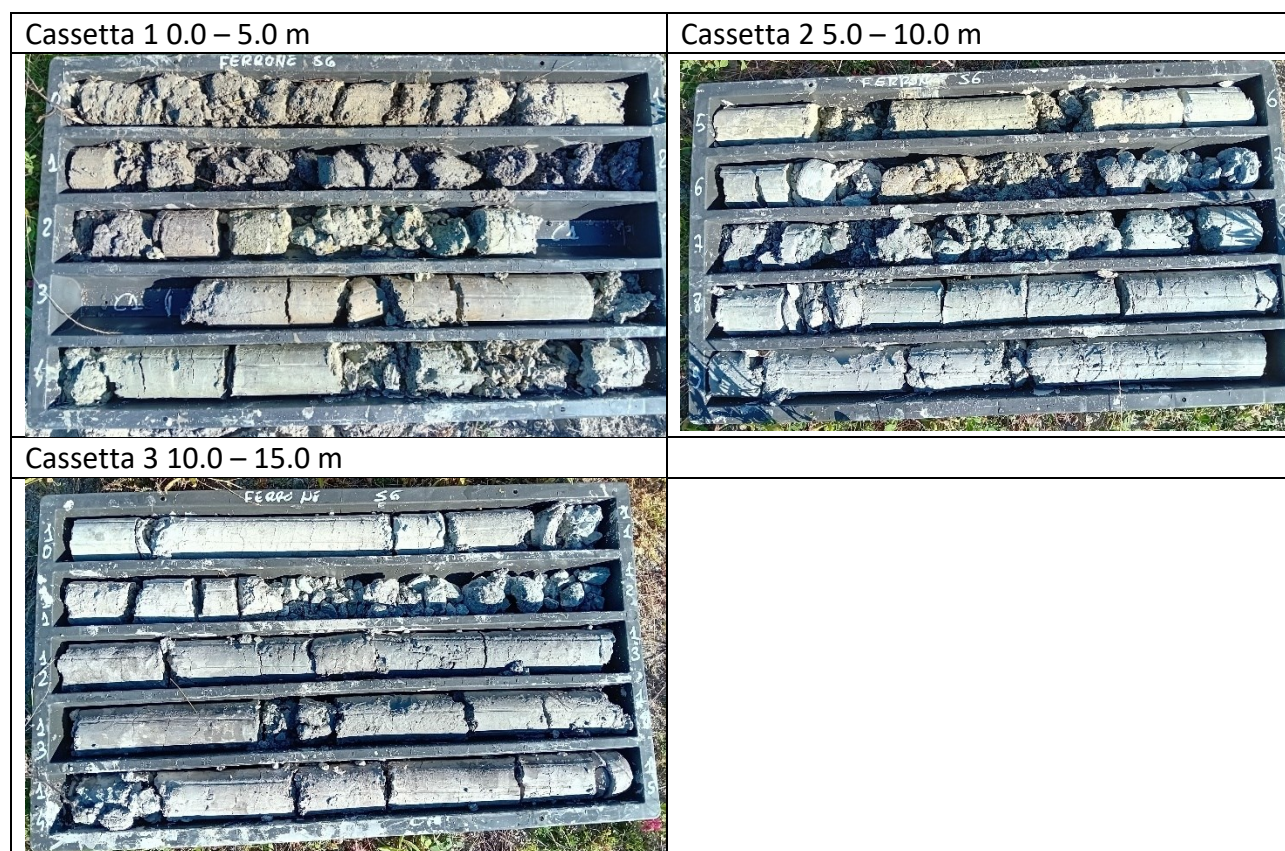


Figura 10 – S6 carote estratte

5.2 PROVE DI LABORATORIO

I campioni prelevati nel corso delle perforazioni sono stati sottoposti a prove di laboratorio che sono riportate in dettaglio in Figura 11:

Sondaggio Borehole	Campione Sample	Profondità Depth	Prove eseguite - Performed tests
S1	C1	2.40- 3.20m	Contenuto naturale in acqua, granulometria meccanica e con il metodo del densimetro, limiti di consistenza di Atterberg, prova di taglio diretto, CD, in scatola di Casagrande.
S2	C1	2.00- 2.30m	Contenuto naturale in acqua, granulometria meccanica e con il metodo del densimetro, limiti di consistenza di Atterberg, prova di taglio diretto, CD, in scatola di Casagrande con determinazione delle resistenze residue.
S3	C1	5.30- 5.50m	Contenuto naturale in acqua, granulometria meccanica e con il metodo del densimetro, limiti di consistenza di Atterberg, prova di taglio diretto, CD, in scatola di Casagrande con determinazione delle resistenze residue.
S4	C1	3.00- 3.40m	Contenuto naturale in acqua, granulometria meccanica e con il metodo del densimetro, limiti di consistenza di Atterberg, prova di taglio diretto, CD, in scatola di Casagrande con determinazione delle resistenze residue.
S4	C2	3.60- 3.90m	Peso di volume, prova di taglio diretto, CD, in scatola di Casagrande.
S5	C1	3.70- 4.10m	Peso di volume, granulometria meccanica e con il metodo del densimetro, limiti di consistenza di Atterberg, prova di taglio diretto, CD, in scatola di Casagrande con determinazione delle resistenze residue, compressione non confinata.
S6	C1	2.80- 3.30m	Peso di volume, granulometria meccanica e con il metodo del densimetro, limiti di consistenza di Atterberg, prova di taglio diretto, CD, in scatola di Casagrande.

Figura 11 – elenco delle prove di laboratorio eseguite

Si rimanda all'allegato specifico per i risultati delle analisi eseguite.

5.3 INDAGINI GEOFISICHE

L'indagine geofisica di sismica a rifrazione eseguita è consistita in n° 3 profili di lunghezza compresa tra 120 e 360m, per complessivi 720m di indagine e n° 2 prove di tipo MASW della lunghezza di 48m ciascuna. Dei 3 profili sismici, tutti acquisiti con passo intergeofonico di 5m, il PR2 è stato acquisito anche in onde SH mentre il PR1 e il PR3 in sole onde P.

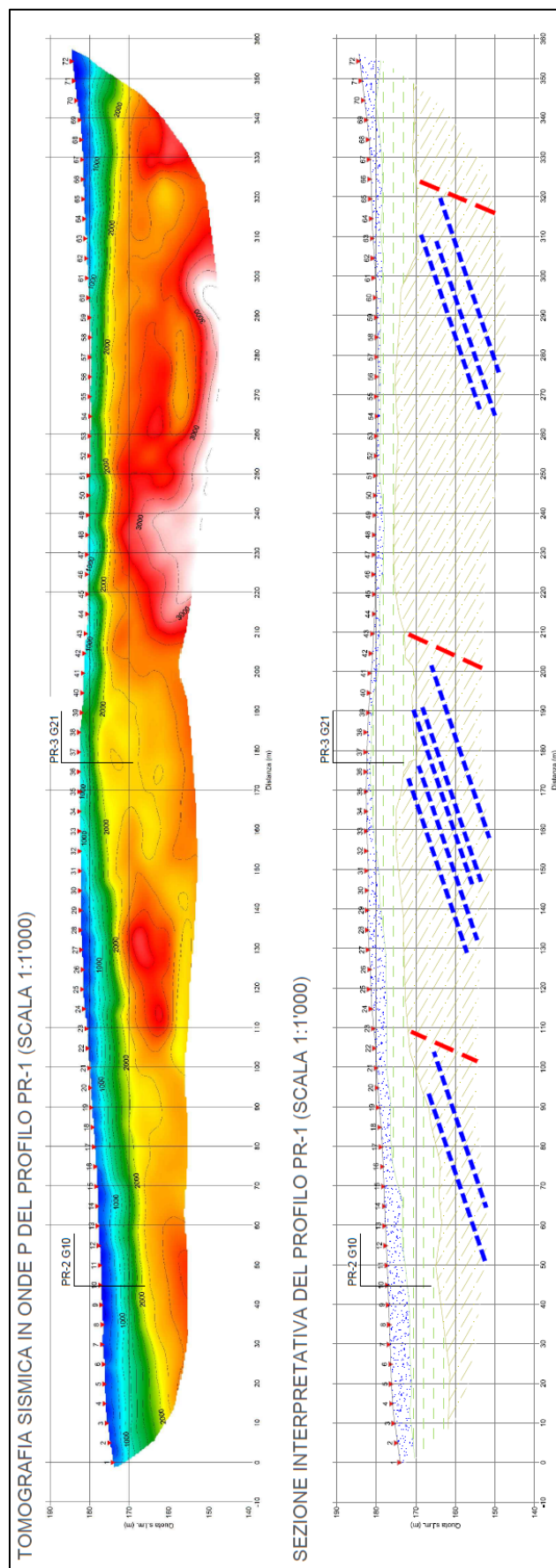


Figura 12 - elaborazione tomografica ed interpretazione del profilo PR-1

Per i dettagli relativi alle modalità di acquisizione e elaborazione dei dati si rimanda al rapporto specifico della Georisorse Sas che ha svolto le indagini. Nel seguito si entra nel dettaglio dei risultati acquisiti ai fini della definizione del modello geologico e della caratterizzazione della risposta sismica del sito di progetto.

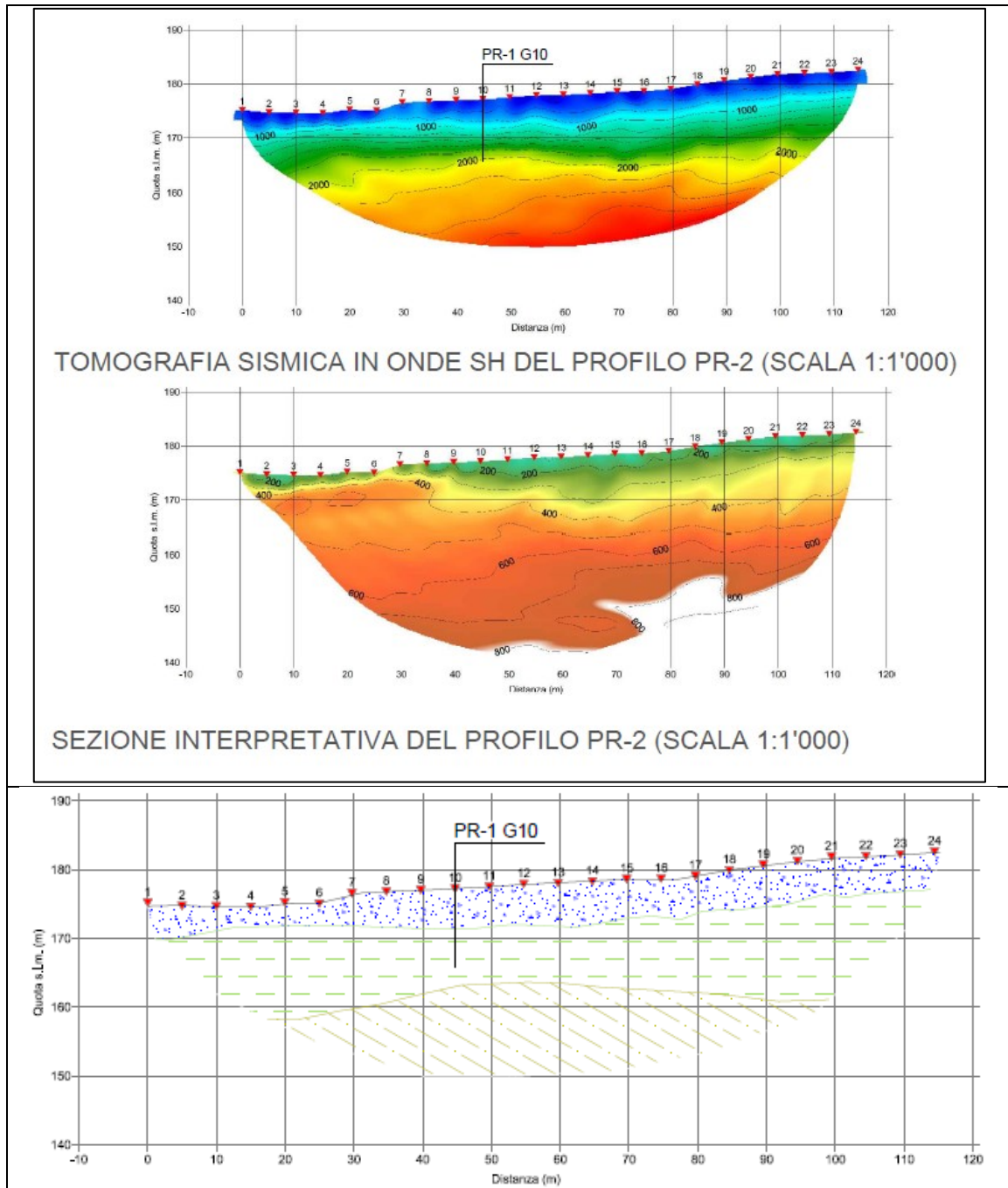


Figura 13 - elaborazione tomografica ed interpretazione del profilo PR-2

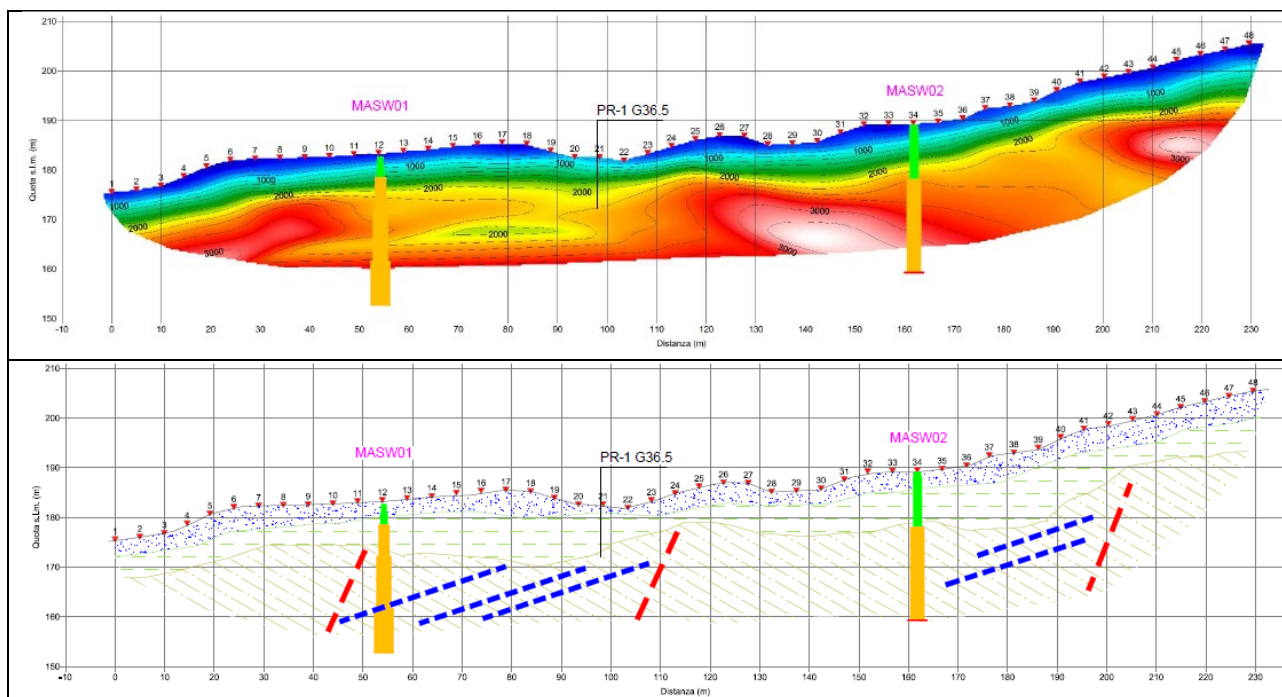


Figura 14 - elaborazione tomografica ed interpretazione del profilo PR-3

L'elaborazione dei dati ha portato alla realizzazione di tre sezioni interpretative in cui il primo strato, associato alla presenza di suolo, materiale di riporto e/o terreni di copertura si presenta con spessori che raramente superano i 5m. È caratterizzato da VP inferiori a 800-1'000 m/sec e da VS inferiori a 300-350 m/sec.

Il secondo strato, associato alla presenza di terreni allentati, si presenta con spessori compresi tra 2 e 15m (lo strato risulta più sviluppato lungo il profilo PR2); è caratterizzato da VP comprese tra 1'000 e 2'000-2'200 m/sec e da VS compresa tra 350 e 450-500 m/sec.

La Formazione in situ mediamente compatta si presenta con VP superiori a 2'200 m/sec e VS superiori a 550-600 m/sec.

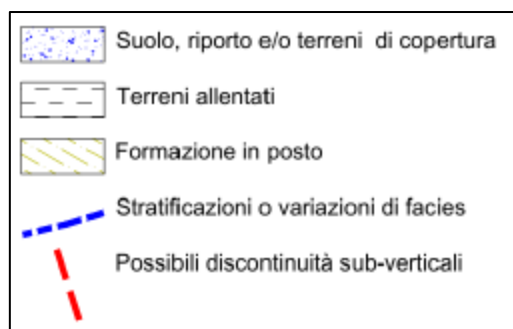


Figura 15 – legenda delle unità sismiche individuate

In fase di interpretazione sono state indicate, con apposito simbolismo, alcune zone di possibile fratturazione, con andamento sub-verticale. Le zone di locale riduzione della velocità sono state associate a stratificazioni o variazioni di facies all'interno della Formazione in posto.

Il substrato sismico si presenta a profondità generalmente superiori a 30m dal p.c.

Attraverso i valori di Vs registrati mediante la metodologia MASW è stato possibile quantificare il parametro Vseq che corrisponde alla velocità equivalente delle onde sismiche di taglio nello spessore dei terreni sovrastanti il substrato inalterato con Vs>800 m/sec.

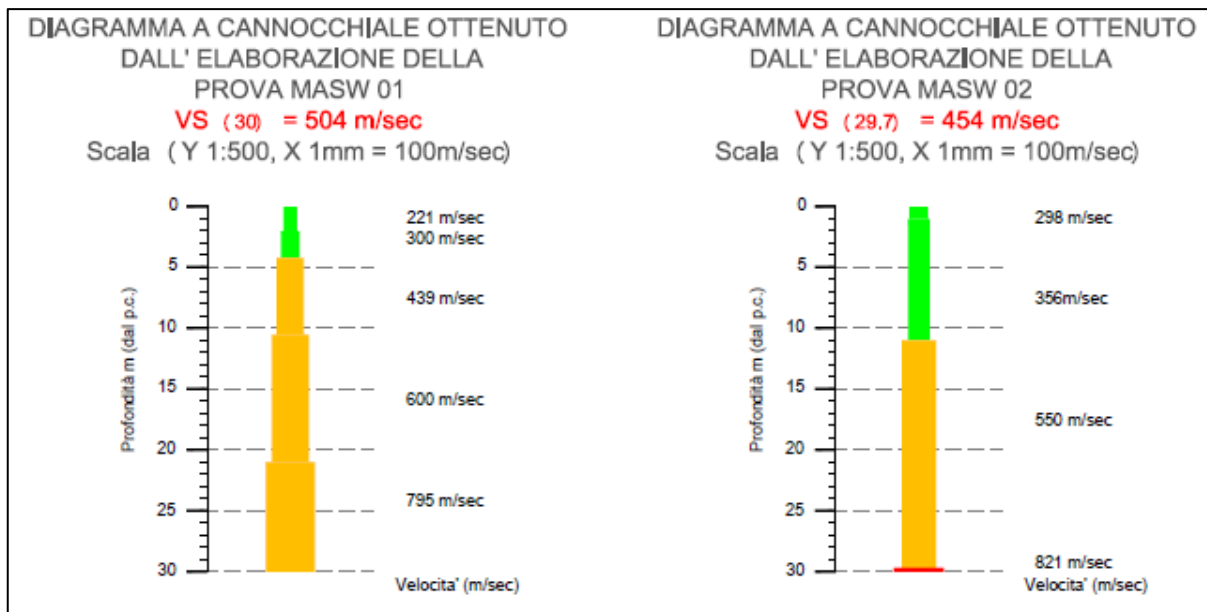


Figura 16 – elaborazione delle masw

Detto parametro è stato calcolato con la seguente espressione:

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

con:

h_i indica lo spessore dell' i -esimo strato;

$V_{s,i}$ la 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.

Nel caso in esame, avendo intercettato entro la profondità di 30 metri un substrato rigido solo in corrispondenza della MASW2, alla variabile H sono stati associati i valori di **30** per la MASW1 e di **29.7** per la MASW2 ottenendo quindi un valori di $V_{seq}=Vs_{30}$ per la prima prova e $V_{seq}=Vs_{29.7}$ per la seconda.

I risultati emersi, **$Vs_{30}=504$ m/sec** (MASW1) e **$Vs_{29.7}=454$ m/sec** (MASW2), permettono di classificare il terreno di fondazione in **Categoria B**, cioè:

*“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**”.*

5.4 MONITORAGGIO INCLINOMETRICO

Nella documentazione geologica di inquadramento del progetto originario del 2002 veniva evidenziata la presenza di una antica frana stabilizzata proprio in mezzo al versante di Poneta, la qual cosa condizionò da subito il rilascio dell'autorizzazione che fu subordinata al costante monitoraggio del versante.

Per questo motivo, prima dell'inizio dei lavori di coltivazione, l'allora Commissione Cave del Comune prescrisse la messa in opera di tre inclinometri da posizionare a monte del nuovo fronte di cava approssimativamente in corrispondenza della strada poderale sopra la vigna appena dismessa. A

questi inclinometri se ne aggiunse un quarto perché, durante l'autunno del '98, ancora prima che i lavori di scavo avessero inizio, due piccole frane si produssero (all'interno dell'area di cava) sotto al pozzo a sterro della fattoria.

Furono eseguiti i lavori di bonifica e di consolidamento realizzando opere di drenaggio a gravità e un rilevato in terre rinforzate che consentirono di stabilizzare il versante che veniva contemporaneamente veniva tenuto sotto controllo grazie al monitoraggio strumentale.

Solo tre di questi strumenti (Figura 4) sono ancora funzionanti essendo stato divelto quello in prossimità di La Carlia durante i lavori di ristrutturazione della casa. Per consentire la ripresa delle misurazioni i tre inclinometri sono stati riportati in efficienza e in data 6 marzo 2025 sono state eseguite le letture di zero.

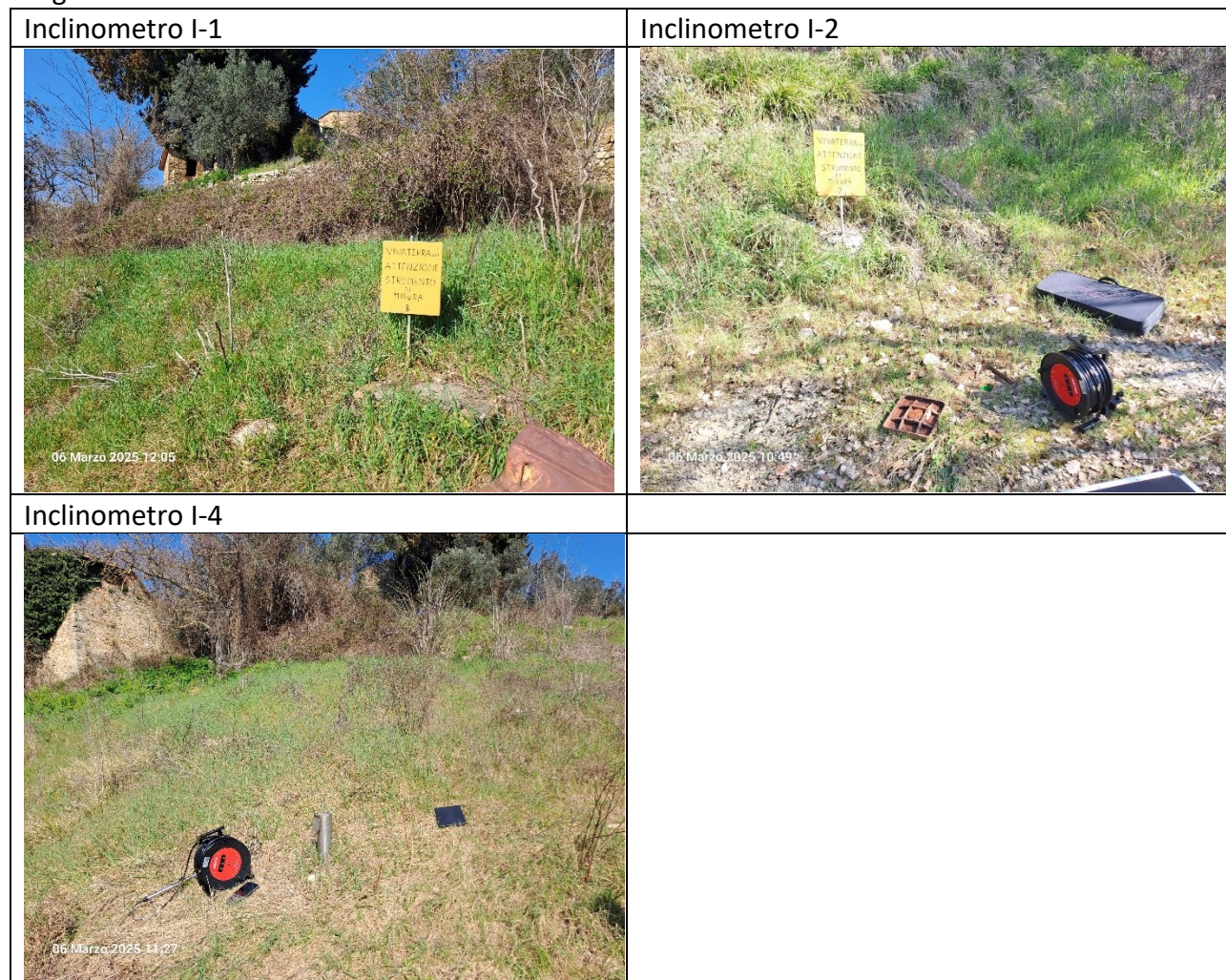


Figura 17 – postazioni inclinometriche

I risultati derivanti dalle letture disposte secondo il calendario che viene riportato qui sotto potranno essere riportati nella relazione di fine anno richiesta dalla normativa.

	Mar-2025	Mag-25	Ago-25	Nov-25	Feb-26
lettura inclinometrica	lettura 0	lettura 1	lettura 2	lettura 3	lettura 4

Figura 18 – scansione temporale delle letture inclinometriche

6 CARATTERIZZAZIONE SISMICA

6.1 TIPOLOGIA DELL'OPERA E AZIONE SISMICA

La valutazione delle azioni sismiche sulle strutture viene condotta in relazione ad un periodo di riferimento V_R che si ricava moltiplicando la vita nominale V_N per il coefficiente d'uso C_U (§2.4.3 NTC 2018).

Nel caso specifico risulta:

$V_N = 50$ anni (Opere ordinarie, ponti, opere infrastrutturali e dighe di dimensioni contenute o di importanza normale)

$C_U = 1.0$ anni (Classe d'uso II §2.4.2 NTC 2018)

$V_R = 50$ anni

Gli stati limite nei confronti dell'azione sismica, in relazione alle prestazioni della costruzione nel suo complesso, si dividono in:

Stati limite di esercizio

Stato Limite di Operatività (**SLO**);

Stato Limite di Danno (**SLD**).

Stati limite ultimi

Stato Limite di salvaguardia della Vita (**SLV**);

Stato Limite di prevenzione del Collasso (**SLC**).

Per ciascuno degli stati limite considerati viene associata una probabilità di superamento nel periodo di riferimento P_{V_R} (Tab. 3.2.I. NTC 2018).

Per ogni valore di P_{V_R} viene calcolato il periodo di ritorno medio T_R di un evento avente quell'entità attraverso la seguente relazione:

$$T_R = \frac{-V_R}{\ln(1 - P_{V_R})}$$

i valori così ottenuti vengono riportati nella seguente tabella:

Stato limite	P_{V_R} [%]	T_R [anni]
SLO	5	30
SLD	10	50
SLV	63	475
SLC	81	975

6.2 SISMICITÀ DI BASE

L'elemento di conoscenza primario per la valutazione delle azioni sismiche in un determinato sito è rappresentato dalla "pericolosità sismica di base". Questa viene espressa, per ogni stato limite, in funzione della probabilità di superamento P_{V_R} in termini di spettro di risposta in accelerazione per un suolo di categoria A.

I parametri che identificano la pericolosità sismica di base sono:

a_g : accelerazione orizzontale massima al sito;

F_0 : valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale;

T_C^* : periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale.

Tali parametri vengono forniti dalla norma (NTC 2018), per diversi periodi di ritorno T_R , su tutto il territorio nazionale in un numero di punti che definiscono un reticolo di riferimento. Pertanto, per ogni punto del

territorio nazionale è possibile individuare quattro punti del reticolo in modo da definire una maglia. I parametri sismici di tale punto si ottengono da quelli della maglia attraverso la seguente relazione:

$$p = \frac{\sum_{i=1}^4 \frac{p_i}{d_i}}{\sum_{i=1}^4 \frac{1}{d_i}}$$

dove:

p : generico parametro (a_g, F_0, T_C^*) da calcolare per il punto oggetto di studio;

d_i : distanza tra il punto oggetto di studio e l' i -esimo punto della maglia;

p_i : valore del generico parametro (a_g, F_0, T_C^*) nell' i -esimo punto della maglia.

Nel caso specifico si ha:

Coordinate del sito

Latitudine (WGS84) : 43°.6549

Longitudine (WGS84) : 11°.2597

Latitudine (ED50): 43°.6559

Longitudine (ED50) : 11°.2607

Identificativi e coordinate (Datum ED50) dei punti che includono il sito		
Numero punto	Latitudine [°]	Longitudine [°]
20503	43°.6640	11°.2786
20724	43°.6127	11°.2113
20725	43°.6140	11°.2803
20502	43°.6627	11°.2095

	Parametri dello spettro di risposta orizzontale			
	SLV	SLC	SLD	SLO
Tempo di ritorno [anni]	475	975	50	30
Accelerazione sismica [g]	0.122	0.156	0.052	0.043
Coefficiente F_0	2.395	2.398	2.609	2.588
Periodo T_C^* [sec]	0.295	0.298	0.263	0.252

6.3 VALUTAZIONE DELL'AZIONE SISMICA

Categoria di sottosuolo

Gli effetti della risposta sismica locale possono essere valutati con metodi semplificati adottando i parametri relativi alle categorie di suolo. Nel caso specifico, si fa riferimento alla prova masw eseguita nell'area di intervento dalla quale è possibile classificare il sito in esame in *categoria di sottosuolo B*.

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>Depositi 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>Depositi 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>

Categoria topografica

L'accelerazione sismica è anche influenzata, come detto, dalle condizioni topografiche in cui si trova il sito d'interesse poiché esse vanno a modificare l'azione sismica in ampiezza, durata e contenuto in frequenza, incidendo sullo spettro di risposta elastico. Pertanto, per le caratteristiche morfologiche locali che in questo caso sono relative a quelle di un versante con inclinazioni che localmente superano i 15°, si attribuisce alla zona in studio la categoria **T2**: pendio con inclinazione media $i > 15^\circ$.

Tab. 3.2.III – *Categorie topografiche*

Categoria	Caratteristiche della superficie topografica
T1	<i>Superficie pianeggiante, pendii e rilievi isolati con inclinazione media $i \leq 15^\circ$</i>
T2	<i>Pendii con inclinazione media $i > 15^\circ$</i>
T3	<i>Rilievi con larghezza in cresta molto minore che alla base e inclinazione media $15^\circ \leq i \leq 30^\circ$</i>
T4	<i>Rilievi con larghezza in cresta molto minore che alla base e inclinazione media $i > 30^\circ$</i>

Coefficienti sismici

Per le componenti orizzontali del moto e per le varie categorie di sottosuolo la forma spettrale su sottosuolo di categoria A viene modificata attraverso dei coefficienti sismici:

- *coefficiente stratigrafico* S_s (relativo all'amplificazione stratigrafica e definito come il rapporto tra il valore dell'accelerazione massima attesa in superficie e quello su sottosuolo di categoria A);
- *coefficiente topografico* S_T (definito in funzione delle condizioni topografiche, come da Tabella 3.2.VI delle NTC e che, nel caso in questione assume valore unitario);
- *coefficiente* C_C (dipende anch'esso dalla categoria di sottosuolo).

Tali coefficienti sono riportati di seguito insieme ai valori dei coefficienti sismici orizzontale K_h e verticale K_v e del coefficiente di riduzione dell'accelerazione massima attesa al sito.

Coefficienti Sismici – stabilità dei pendii e fondazioni

SLO	SLD	SLV	SLC
-----	-----	-----	-----

Ss: 1,200 Cc: 1,450 St: 1,200 Kh: 0,012 Kv: 0,006 Amax: 0,608 Beta: 0,200	Ss: 1,200 Cc: 1,440 St: 1,200 Kh: 0,015 Kv: 0,007 Amax: 0,733 Beta: 0,200	Ss: 1,200 Cc: 1,400 St: 1,200 Kh: 0,042 Kv: 0,021 Amax: 1,729 Beta: 0,240	Ss: 1,200 Cc: 1,400 St: 1,200 Kh: 0,054 Kv: 0,027 Amax: 2,203 Beta: 0,240
---	---	---	---

Coefficienti Sismici – stabilità fonti di scavo

SLO	SLD	SLV	SLC
Ss: 1,200 Cc: 1,450 St: 1,200 Kh: 0,000 Kv: 0,000 Amax: 0,608 Beta: 0,000	Ss: 1,200 Cc: 1,440 St: 1,200 Kh: 0,035 Kv: 0,018 Amax: 0,733 Beta: 0,470	Ss: 1,200 Cc: 1,400 St: 1,200 Kh: 0,067 Kv: 0,034 Amax: 1,729 Beta: 0,380	Ss: 1,200 Cc: 1,400 St: 1,200 Kh: 0,000 Kv: 0,000 Amax: 2,203 Beta: 0,000

7 DISCUSSIONE DEI RISULTATI DELLE PROVE IN SITU

Nel corso della perforazione dei sondaggi geognostici sono state eseguite n. 17 prove penetrometriche in foro SPT.

7.1 PROVE SPT

Le prove SPT sono state eseguite utilizzando la punta conica.

I valori misurati in situ (N_{SPT}) sono stati normalizzati (N_1)₆₀ rispetto ad una pressione litostatica approssimativa di 100 kPa e per un'energia efficace di battuta del 60% (coefficiente di efficienza) utilizzando le seguenti formule:

$$N_{60} = N \cdot \zeta \cdot \left(\frac{ER}{60}\right)$$

Dove ζ è la correzione per la profondità di indagine e diametro foro,

$$(N_1)_{60} = C_N \cdot N_{60}$$

Dove C_N è il fattore correttivo per la pressione litostatica.

Sondaggio	n.	Profondità (m)	SPT	N_{SPT} (punta conica)	N_{60}	$(N_1)_{60}$
S1	1	2	3-5-6	11	8.25	12.0
	2	4	3-3-4	7	5.25	6.0
	3	6	17-19-23	42	31.5	29.4
S2	1	3	20-22-30	52	39	49.7
	2	5	19-25-33	58	43.5	44.6
	3	6	20-30-50R	80	60	56.1
S3	1	2.5	20-23-28	61	45.75	62.0
	2	4.5	30-50R	50	37.5	40.4
	3	10	25-38-50R	88	66	45.5
S4	1	2.5	17-19-21	40	30	40.7
	2	5	23-25-27	52	39	40.0
S5	1	3	15-17-19	36	27	34.4
	2	5.5	20-23-27	50	37.5	36.7
	3	9	28-32-50R	82	61.5	45.4

S6	1	5	13-15-21	36	27	27.7
	2	8	19-22-26	48	36	28.6
	3	10	10-22-27	49	36.75	25.3

Nel sondaggio S1 assistiamo a valori N_{SPT} abbastanza bassi sino a 4 metri di profondità dovuti probabilmente a terreno di riporto.

Tutte le altre prove restituiscono invece valori piuttosto alti a indicare terreno molto consistente.

Nella tabella seguente sono state riportate le stime di consistenza correlati ai risultati di prova SPT secondo Terzaghi & Peck, 1967:

Soil Consistency	SPT N (See Note)	S_u (psf)
Very Soft	< 2	< 250
Soft	2 - 4	250 - 500
Medium	4 - 8	500 - 1000
Stiff	8 - 15	1000 - 2000
Very Stiff	15 - 30	2000 - 4000
Hard	> 30	> 4000

I terreni sono classificabili come “molto consistenti”.

7.1.1 Correlazioni $NSPT / \phi'$

I valori dell'angolo di attrito interno sono stati ottenuti mediante le correlazioni usate comunemente per i risultati delle prove SPT.

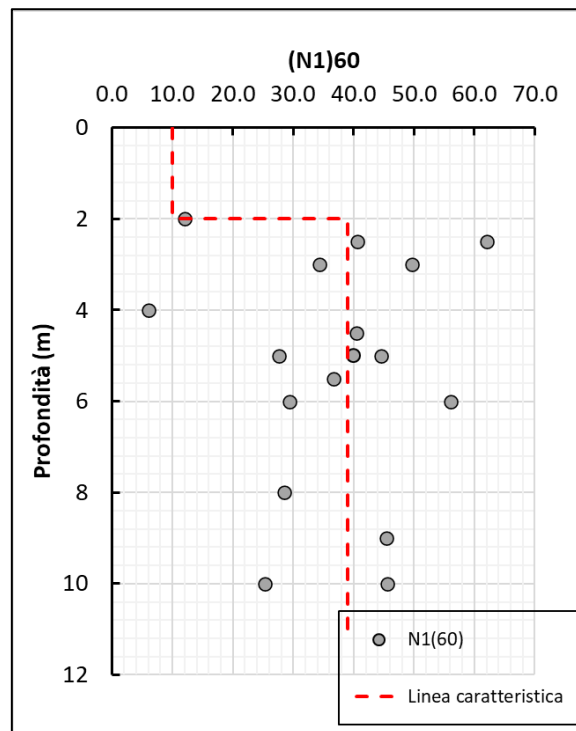


Figura 19 – valori di $(N1)60$ con la profondità

La resistenza di picco di terreni granulari dipende dalla densità relativa D_R [%]. La correlazione lineare che meglio interpola i dati da prove di laboratorio è la seguente:

$$\varphi_{max} = 20 \cdot D_R + 29$$

I risultati della prova SPT possono essere a loro volta correlati con la densità relativa D_R secondo Skempton (1986) mediante l'espressione:

$$(N_1)_{60}/D_R^2 = 60$$

Utilizzando (secondo la linea caratteristica individuata) un valore di $(N_1)_{60}$ di 10 per l'unità superficiale (1) e di 39 per l'unità più profonda (2), si ottiene:

unità	descrizione	Profondità (m)	$(N_1)_{60}$	D_R [%]	φ_{max}
1	Alterazione del sub.	0.0 – 2.0	10	40	37
2	Substrato	> 2.0	39	80	45

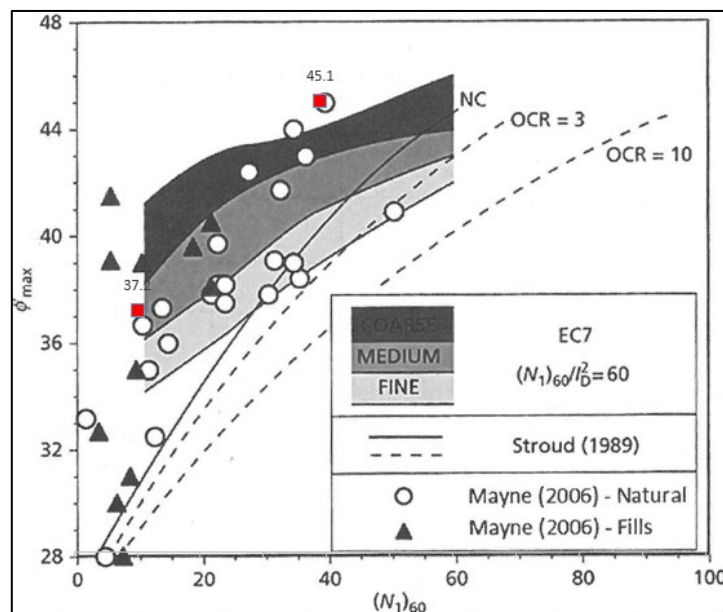


Figura 20 – determinazione dell'angolo di attrito da SPT in terreni granulari. In rosso i risultati ottenuti dalla correlazione di Skempton/EC7.

Applicando la formula di Peck – Hanson & Thornburn,

$$\varphi = 27.2 + (0.28 \cdot N_{160})$$

si ottengono i seguenti risultati maggiormente cautelativi e compatibili con le curve di Stroud (1989) di Figura 20:

unità	descrizione	Profondità (m)	$(N_1)_{60}$	φ
1	Alterazione del sub	0.0 – 2.0	10	29.5
2	Substrato	>2.0	39	38

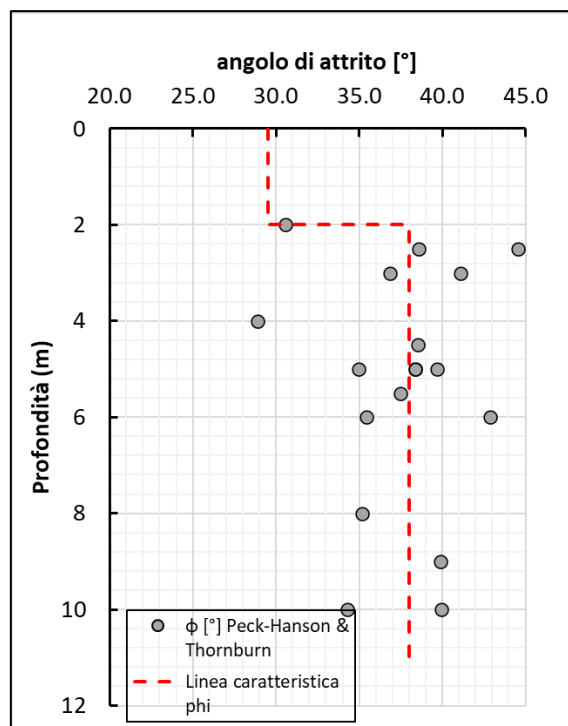


Figura 21 – valori dell'angolo di attrito ricavati dalle prove SPT

I valori ricavati sono stati poi confrontati con quelli ricavati dalle prove di taglio eseguite sui campioni.

7.1.2 Correlazioni NSPT / m_v

I valori del coefficiente di compressione volumetrica m_v sono stati ottenuti mediante l'applicazione delle formulazioni di Stroud (1974) basate sulla correlazione esistente tra valori N_{SPT} e indice di plasticità:

$$m_v(m^2/kN) = 1/(f_2 \cdot N_{60})$$

Sulla base dell'indice di plasticità ottenuto dalle analisi di laboratorio sui vari campioni, otteniamo i seguenti valori di f_2 :

Sondaggio	n.	Profondità (m)	Indice di plasticità IP (%)	f_2 (kN/m ²)	N_{60}
S1	1	2	19.7	590	8.25
	2	4			5.25
	3	6			31.5
S2	1	3			39
	2	5			43.5
	3	6			60
S3	1	2.5			45.75
	2	4.5			37.5
	3	10			66
S4	1	2.5			30
	2	5			39
S5	1	3			27
	2	5.5			37.5

	3	9			61.5
S6	1	5			27
	2	8			36
	3	10			36.75

Si riporta il grafico di riferimento:

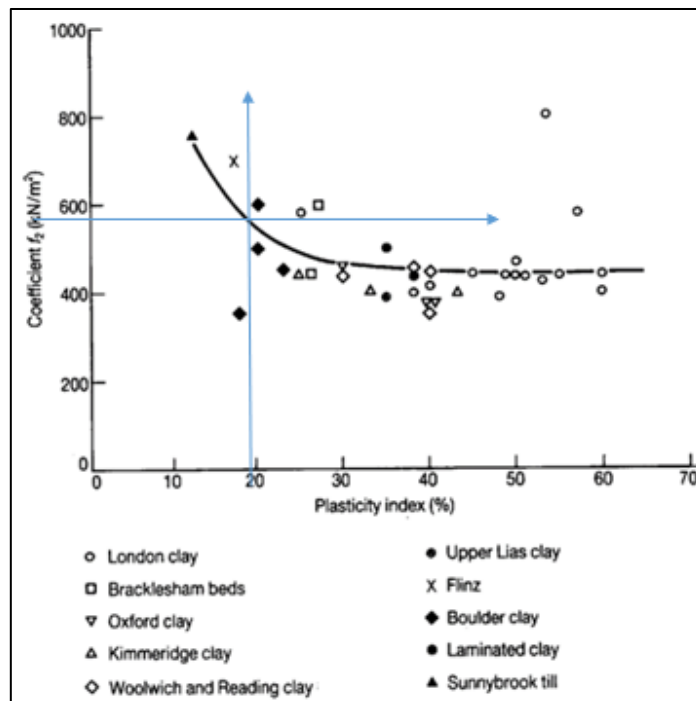


Figura 22 – correlazione tra coefficiente f_2 e indice di plasticità

Possiamo quindi ricavare i seguenti valori:

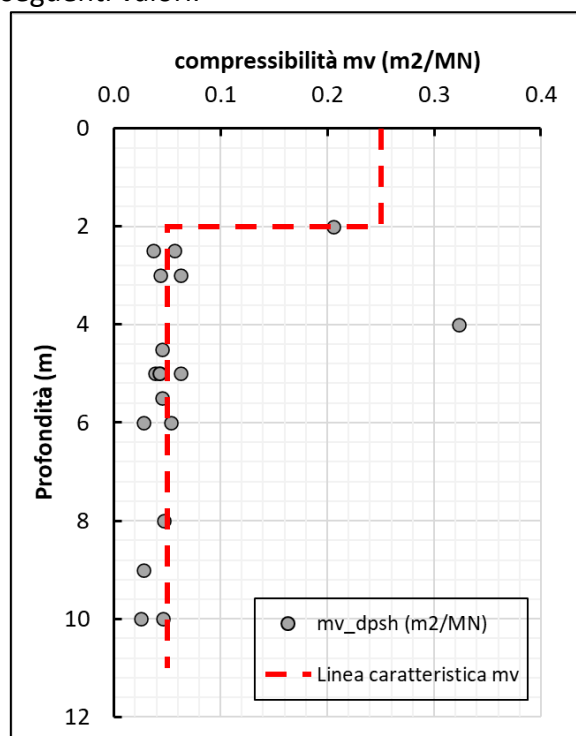


Figura 23 – profilo verticale del coefficiente di compressibilità volumetrica

unità	descrizione	Profondità (m)	$m_v(\frac{m^2}{M_N})$
1	Alterazione del sub	0.0 – 2.0	0.25
2	Substrato	>2.0	0.05

7.1.3 Correlazione NSPT / Resistenza al taglio non drenata C_u

Nel caso di terreni a comportamento coesivo come quelli oggetto di indagine, le prove SPT trovano applicazione nella stima della resistenza non drenata.

Stroud 1974 ha proposto una correlazione tra valori N_{SPT} e resistenza al taglio non drenata:

$$C_u(kPa) = f_1 \cdot N_{60}$$

Dove f_1 è un coefficiente che dipende dall'indice di plasticità. Il grafico seguente mette in correlazione l'indice di plasticità (ricavato dalle prove di laboratorio) e il rapporto C_u/N .

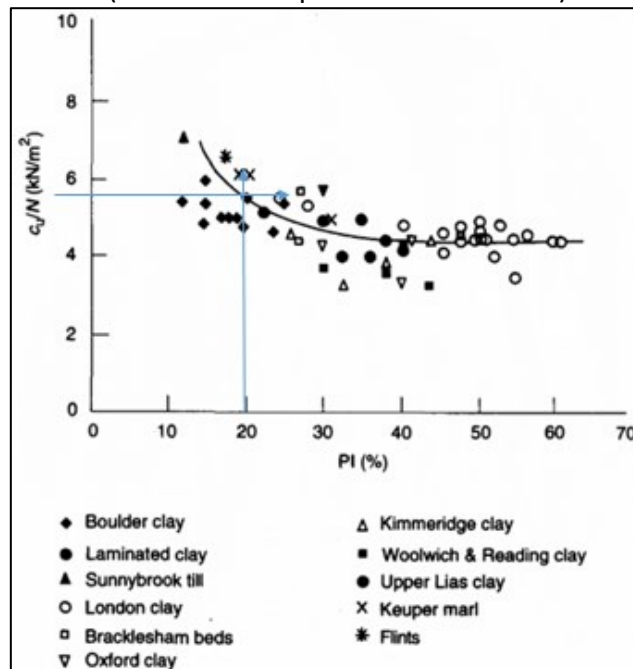


Figura 24 – correlazione tra C_u/N e indice di plasticità

Si ottiene quindi il seguente profilo della resistenza non drenata:

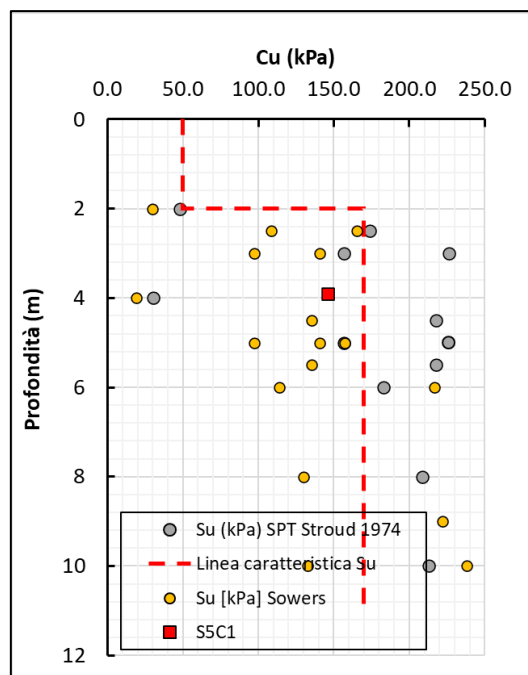


Figura 25 - profilo verticale della resistenza non drenata

È stata poi applicata anche la correlazione di Sowers per argille a media plasticità:

$$C_U[kPa] = 7.1 \cdot N_{60}$$

I risultati ottenuti applicando le due correlazioni alle due unità individuate sono:

unità	descrizione	Profondità (m)	Cu [kPa]
1	Alterazione del sub	0.0 – 2.0	50
2	Substrato	>2.0	170

8 DISCUSSIONE DEI RISULTATI DELLE PROVE DI LABORATORIO

Nel corso di esecuzione di ciascun sondaggio sono stati prelevati campioni indisturbati; nella seguente Tabella 1 sono riportate le analisi eseguite su ciascuno di essi:

Campione	Profondità di prelievo (m)	qualità	Litologia prevalente	Tipologia di prova								
				W	γ	γ _s	Gr	LA	T	T _{res}	E _{LL}	E _d
S1C1	2.7 – 3.2	Indisturbato	argillite	X	-	-	X	X	X	-	-	-
S2C1	2.0 – 2.3	Disturbato	argillite	X	-	-	X	X	X	X	-	-
S3C1	5.3 – 5.5	Disturbato	argillite	X	-	-	X	X	X	X	-	-
S4C1	3.0 – 3.4	indisturbato	argillite	X	-	-	X	-	X	X	-	-
S4C2	3.6 – 3.9	disturbato	argillite	X	X	X	-	-	X	-	-	-
S5C1	3.7 – 4.1	indisturbato	argillite	X	X	X	X	X	X	X	X	-
S6C1	2.8 – 3.3	indisturbato	argillite	X			X	X	X	-	-	-

Tabella 1 - dati relativi ai campioni prelevati e relative analisi eseguite

dove: w è il contenuto d'acqua, γ peso di volume, γ_s peso specifico, Gr granulometria, L_A limiti di Atterberg, T taglio diretto, T_{res} taglio residuo, E_{LL} compressione semplice, E_d prova edometrica.

Di seguito vengono riportati i principali risultati ottenuti in base alle prove eseguite, ma per maggior chiarezza, i campioni sono stati raggruppati secondo le unità litostratigrafica di appartenenza (unità 1 e unità 2).

8.1 PARAMETRI FISICI

Unità							
	S1C1	S2C1	S3C1	S4C1	S4C2	S5C1	S6C1
Peso di volume γ (kN/m ³)					19.5	20.8	
Peso di volume saturo γ_w (kN/m ³)							
Peso specifico γ_s (kN/m ³)							
Contenuto d'acqua naturale W_N %					9.04	14.7	
Porosità n %							
Indice dei vuoti e							

Unità	γ (kN/m ³)	γ_{sat} (kN/m ³)	γ_s (kN/m ³)	W_N %
	Valori medi			
1	19.5	20.5	-	-
2	21.5	22	-	12

8.2 GRANULOMETRIA

Le curve granulometriche sono state calcolate per tutti i campioni fatta eccezione per il S4C2 e determinano una eterogeneità delle classi granulometriche dovuta alla natura del terreno che è costituito da "scagliette" litiche che non permettono di mettere in evidenza la natura prevalentemente argillitica del terreno:

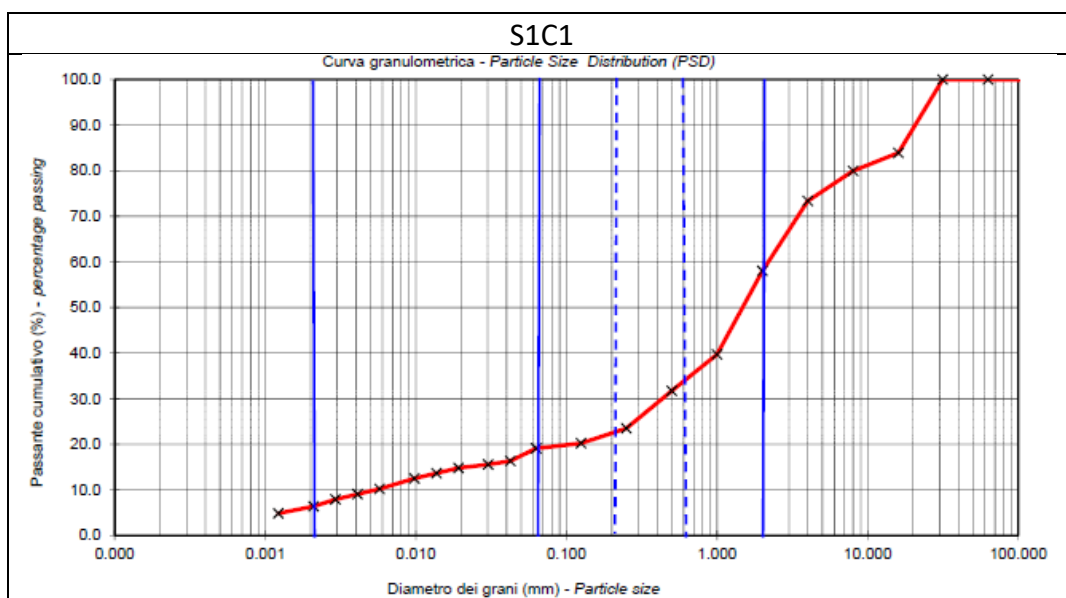


Figura 26 – curva granulometrica S1C1

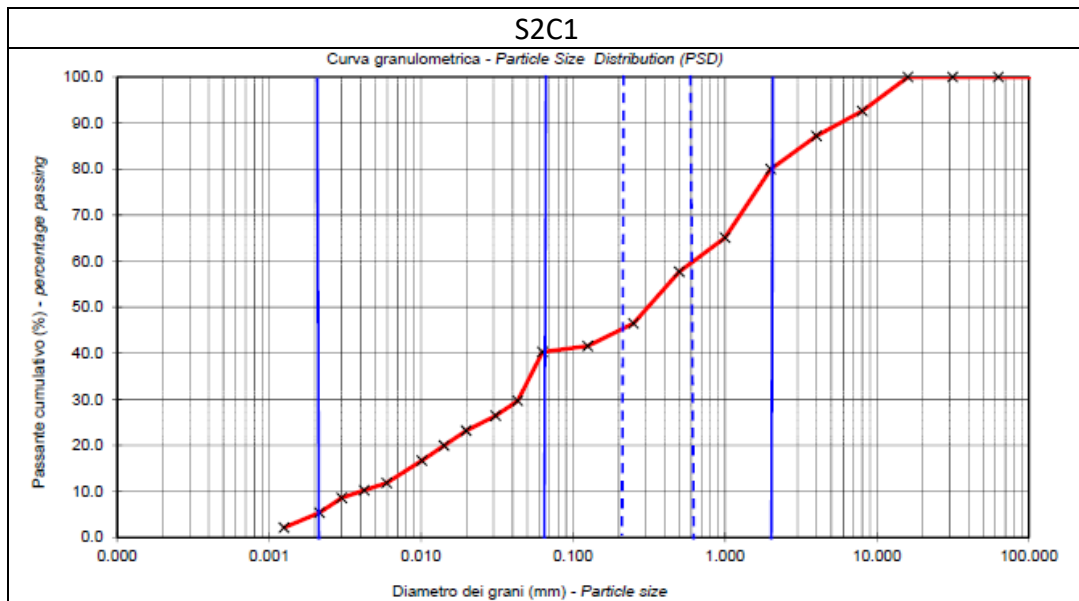


Figura 27 - curva granulometrica S2C1

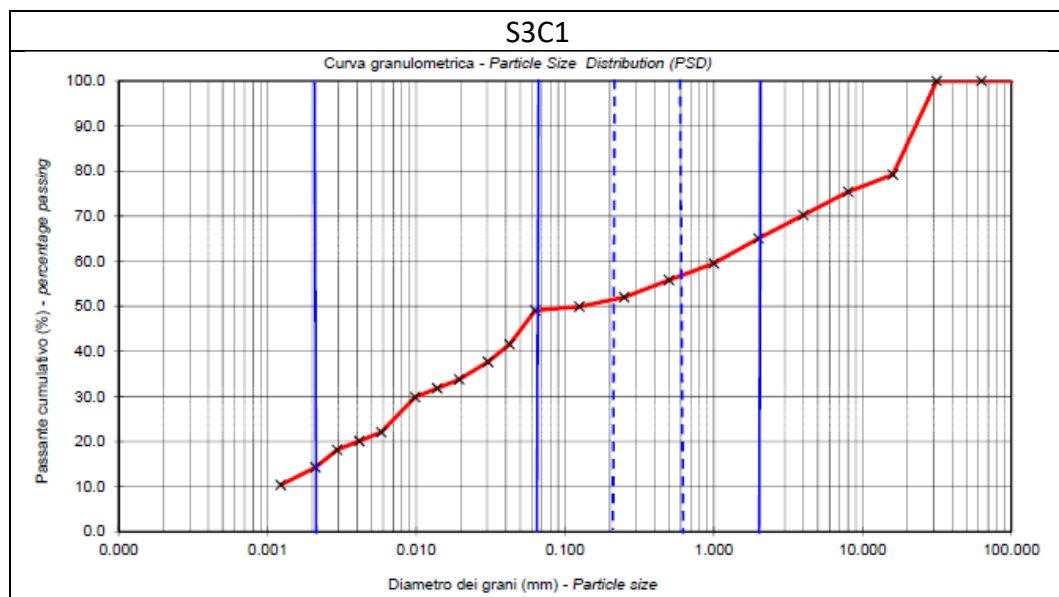


Figura 28 - curva granulometrica S3C1

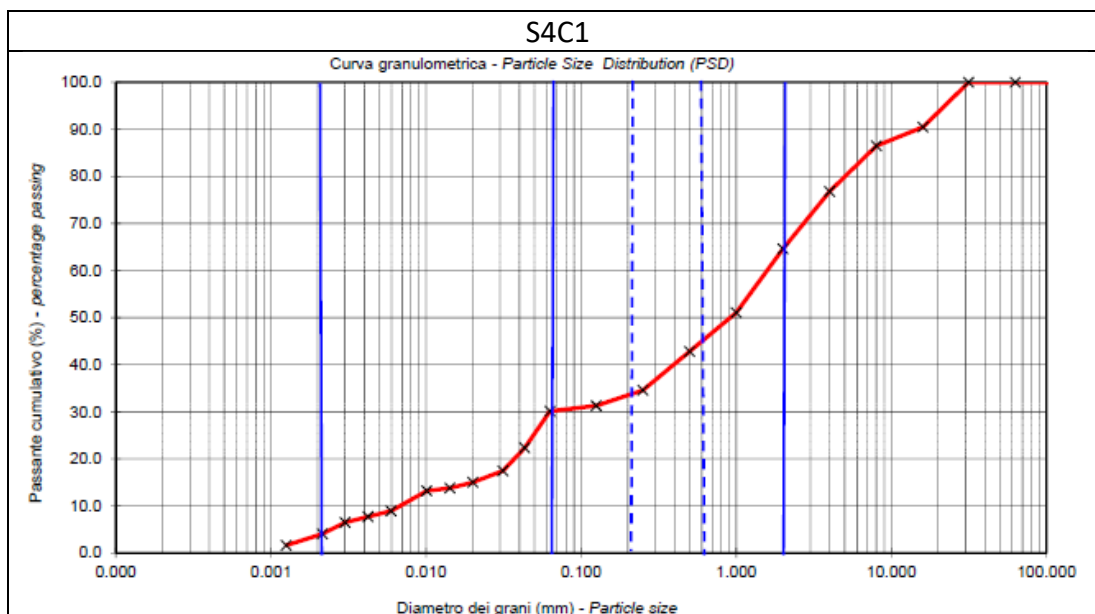


Figura 29 - curva granulometrica S4C1

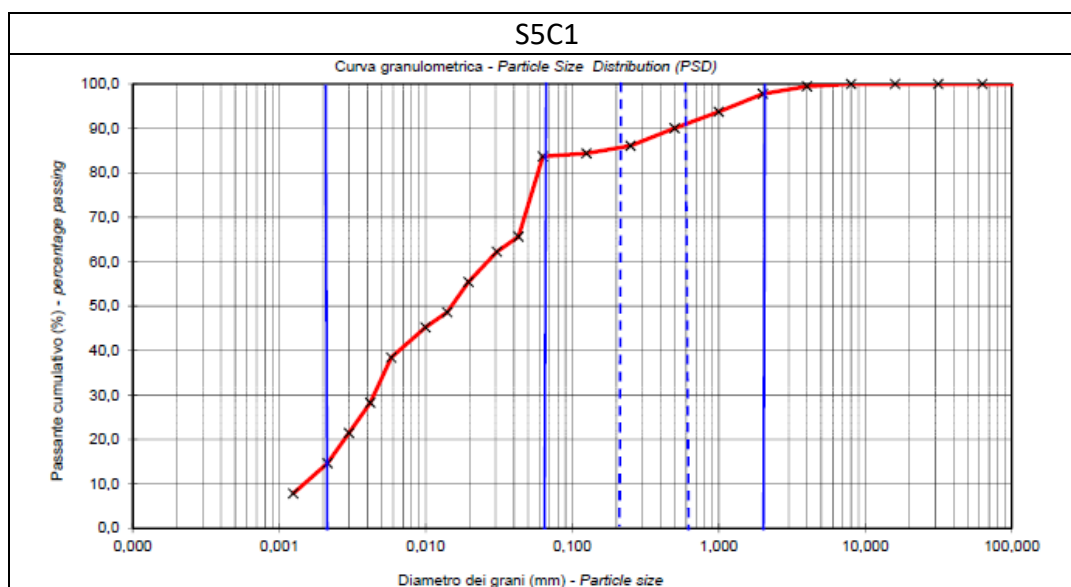


Figura 30 - curva granulometrica S5C1

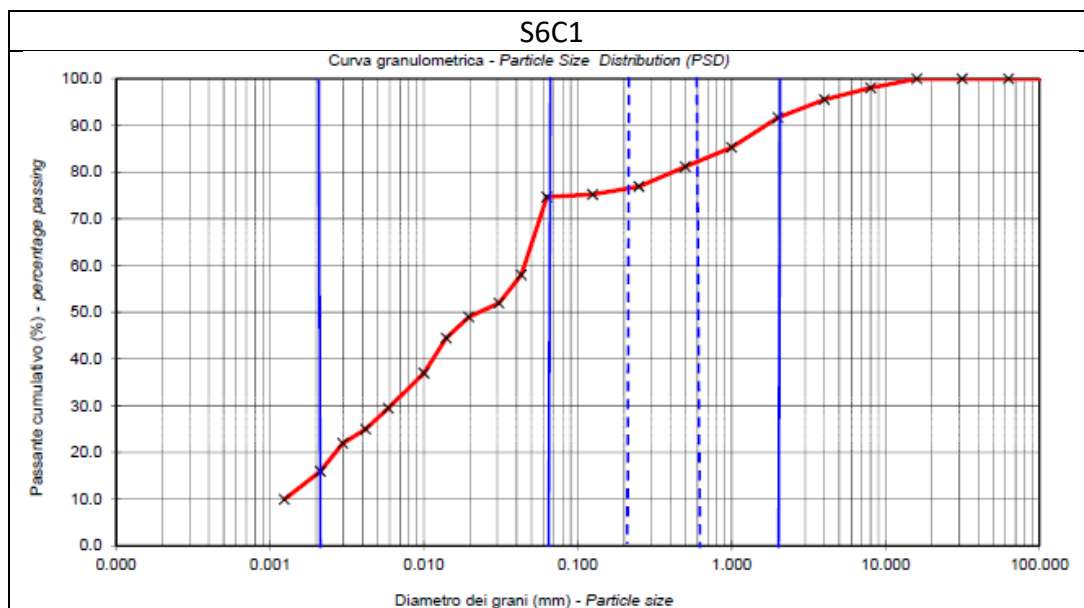


Figura 31 - curva granulometrica S6C1

Le percentuali delle varie classi granulometriche sono le seguenti:

sondaggio			S1C1	S2C1	S3C1	S4C1	S5C1	S6C1
Ciottoli	> 60 mm	%						
Ghiaia	60 – 2 mm	%	41.99	20.01	34.95	35.40	2.22	8.31
Sabbia	2 – 0.060 mm	%	39.33	41.33	17.09	35.68	16.80	19.51
Limo	0.060 – 0.002 mm	%	12.48	33.85	34.19	25.30	67.41	57.11
Argilla	< 0.002 mm	%	6.20	4.81	13.77	3.62	13.57	15.07

Di seguito la frazione argillosa (C.F. < 0.002 mm) e la frazione fine (FC < 0.075 mm) nei campioni esaminati:

unità								
sondaggio			S1C1	S2C1	S3C1	S4C1	S5C1	S6C1
Frazione argillosa CF	< 0.002 mm	%	6.2	4.81	13.77	3.62	13.57	15.07
Frazione fine FC	< 0.075 mm	%	18.68	38.66	47.96	28.92	80.98	72.18

8.3 CARATTERISTICHE DI CONSISTENZA E DI ESPANSIVITÀ

I Limiti di Atterberg trovano le più importanti applicazioni nell'identificazione e classificazione dei terreni argillosi; una correlazione tra i Limiti di Atterberg e i caratteri meccanici è evidenziata su un diagramma Limite di liquidità contro Indice di plasticità, detto *diagramma di Casagrande*.

Terre con alti Limite di liquidità e Indice di plasticità sono dette argille plastiche o “argille grasse”, mentre quelle con bassi valori dei due indici sono definite argille poco plastiche o “argille magre”. La linea A divide le terre argillose (sopra alla linea A) da quelle siltose e organiche (sotto alla linea A).

Nella tabella seguente sono riportati i valori dei limiti di Atterberg per i campioni analizzati.

LIMITI DI ATTERBERG	unità								
	sondaggio			S1C1	S2C1	S3C1	S4C1	S5C1	S6C1
	Limite di liquidità	W_L	%	30	30.7	31.1		41.7	33
	Limite di plasticità	W_P	%	18.9	18.9	20		22	18.7
	Indice di plasticità	I_P	%	11.09	11.09	11.11		19.72	14.3
	Indice di liquidità	I_L	%	-1.7	-1.6	-1.79		-0.37	
	Indice di attività	I_A	-	1.78	2.45	0.80		1.45	0.95
	Indice di consistenza	I_c	-					1.37	

Nella tabella sono riportati anche gli indici di consistenza:

- **Indice di plasticità I_P** (definisce l'estensione del campo di contenuto d'acqua entro cui la terra ha un comportamento plastico; dipende dal contenuto d'argilla e dal tipo di minerali argillosi; all'aumentare del contenuto in argilla e della percentuale di minerali argillosi attivi l'indice aumenta e le proprietà meccaniche del materiale decadono);
- **Indice di attività I_A** (esprime il grado di attività dei minerali argillosi, ma nel caso specifico non è stato calcolato in quanto non si ha a disposizione prova granulometrica);
- **Indice di liquidità I_L** (esprime la consistenza della terra, la resistenza e la compressibilità diminuiscono all'aumentare dell'indice);
- **Indice di consistenza I_c** (esprime la consistenza della terra, l'indice pari a 0 indica il passaggio tra stato plastico e liquido, indice uguale a 1 indica il passaggio fra plastico e semi-solido).

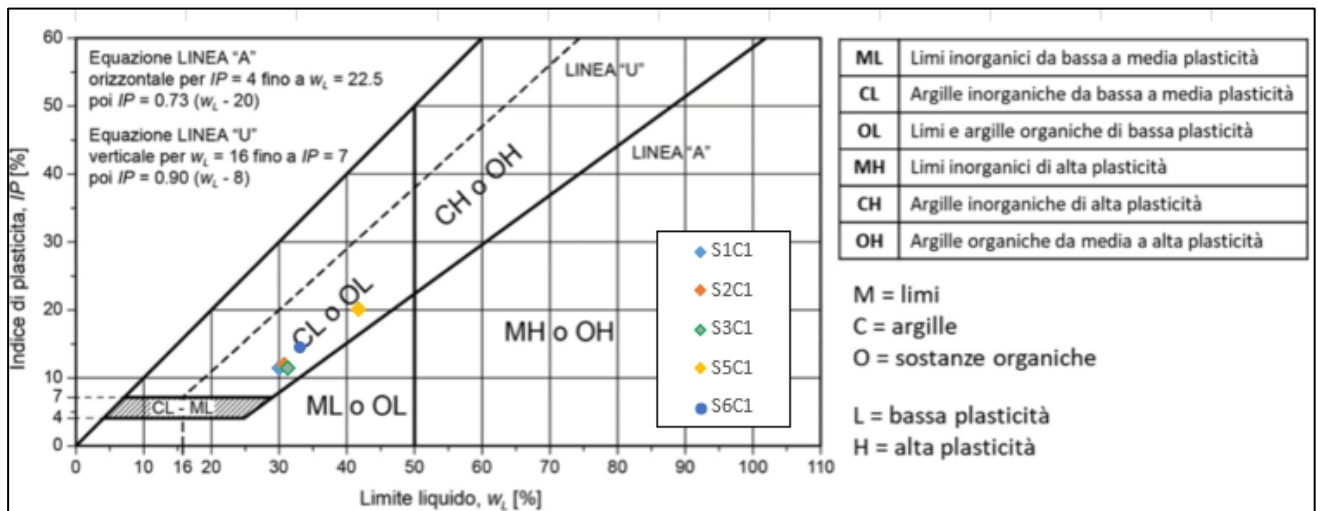


Figura 32 – carta di Casagrande

Tutti i campioni ricadono al di sopra della linea "A" e al di sotto della linea "U". Si tratta di argille e limi inorganici a bassa plasticità.

Nel caso dei campioni a disposizione, il confronto tra contenuto naturale d'acqua W_N e limite di plasticità W_P ci indica il grado di consistenza dei terreni nel loro stato naturale.

L'indice di consistenza si calcola con la seguente espressione:

$$I_c = \frac{W_L - W_N}{I_P}$$

Il campione S5C1, di cui abbiamo misura del contenuto d'acqua, ha un I_C maggiore di 1 a indicare un comportamento "semisolido - solido".

Uno dei caratteri più significativi delle argille da un punto di vista ingegneristico è la loro capacità di cambiare volume per acquisizione o perdita d'acqua. Per esempio, terreni particolarmente espansivi presentano seri problemi come terreni da fondazione, in quanto sottopongono le costruzioni ad innalzamento e abbassamento in relazione alle variazioni di umidità stagionale o a variazioni artificiali di umidità (perdite di fognature, di acquedotti, di piscine, irrigazione, ecc.). Questa proprietà dipende dal tipo e dal contenuto percentuale di minerali argillosi.

Per definire questa capacità è stato introdotto da Skempton (1953) l'Indice di attività I_A .

L'Indice di attività ci fornisce l'indicazione in merito al cambiamento di volume delle argille quando varia il contenuto d'acqua. È dato dal rapporto tra indice di plasticità IP e la percentuale di frazione argillosa:

$$I_A = \frac{I_P}{CF}$$

I campioni analizzati, sulla base della Figura 33, sono relativi a argille normali, ad eccezione del campione S5C1 che ricade nel campo delle argille attive.

CARATTERISTICHE DI PLASTICITÀ		CARATTERISTICHE DI CONSISTENZA			CARATTERISTICHE DI ATTIVITÀ	
Indice Plastico IP	Caratteristiche di plasticità del terreno	Indice di Consistenza IC	Condizione	Caratteristiche di consistenza del terreno	Attività A	Caratteristiche di attività del terreno
$0 < IP \leq 5$	Non plastico	$IC < 0$	$W_n > W_{li}$	Fluida	$A < 0,75$	Inattivo
$5 < IP \leq 15$	Poco plastico	$0,00 < IC \leq 0,25$	$W_n < W_{li}$	Fluidoplastica	$0,75 < A < 1,25$	Normalmente Attivo
$15 < IP \leq 40$	Plastico	$0,25 < IC \leq 0,50$		Molle-plastica	$A > 1,25$	Attivo
$IP > 40$	Molto plastico	$0,50 < IC \leq 0,75$		Plastica		
		$0,75 < IC \leq 1,00$		Solidoplastica		
		$IC > 1$	$W_n > W_{li}$	Semisolida		
		$IC > 1$	$W_n < W_{li}$	Solida		

Figura 33 – determinazione delle caratteristiche di plasticità, consistenza e attività

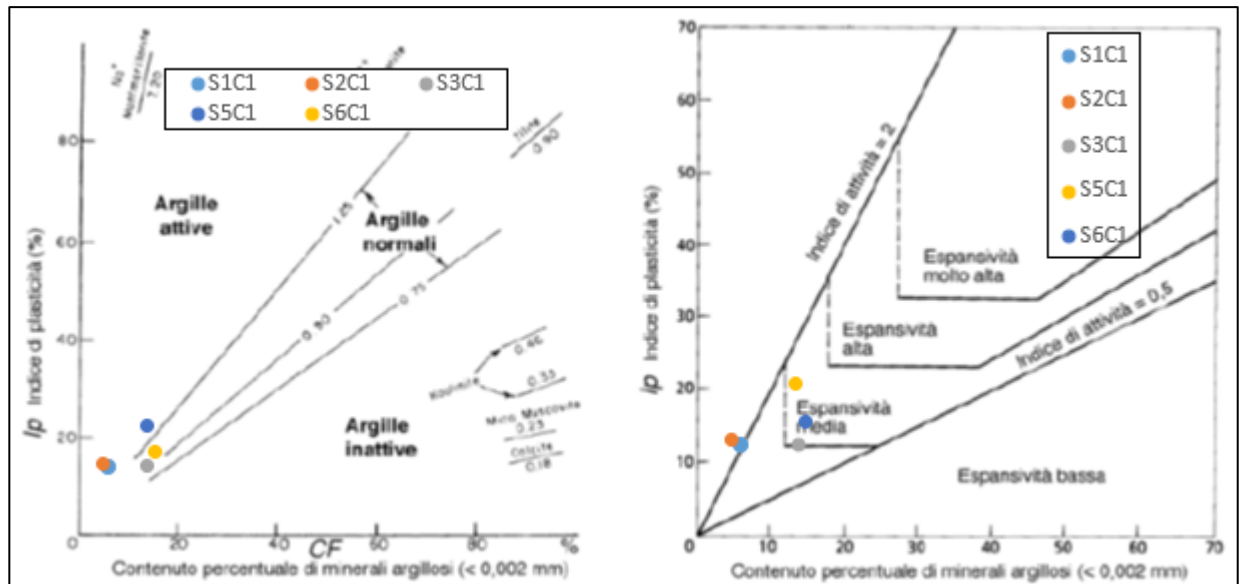


Figura 34 – a sinistra attività delle argille (Skempton, 1953); a destra valutazione del grado di espansività di una terra argillosa (Williams & Donaldson, 1980).

Se prendiamo a riferimento il grafico tratto da Williams & Donaldson (1980) riportato in Figura 34, il grado di espansività risulta *basso* o *medio* per tutti i campioni analizzati.

Altra classificazione della potenzialità di espansione dei terreni argillosi è quella proposta dalla USAEWES (United States Army Engineers Waterways Experimental Station) che si basa sul limite di liquidità W_L e sull'indice di plasticità I_p .

Limite di liquidità	Limite di plasticità	Espansione	Classificazione
meno del 50%	meno del 25%	meno dello 0,5%	basso
50 - 60	23 - 35%	0,5 - 1,5%	moderato
oltre il 60%	oltre il 35%	oltre 1,5%	alto

Figura 35 – espansività secondo la USAEWES

Anche in questo caso otteniamo un basso grado di espansività per tutti i campioni.

8.4 SENSITIVITÀ DELLE ARGILLE

La sensitività di un'argilla è definita dal rapporto tra resistenza al taglio non drenata di picco e la resistenza al taglio non drenata residua (*remoulded*). Tale parametro rappresenta la perdita di resistenza dei terreni argillosi a seguito di rottura.

La resistenza al taglio residua $S_{U(r)}$ (in kPa) può essere ricavata dall'indice di liquidità a I_L mediante la seguente espressione:

$$S_{U(r)} \approx 1.7 \cdot 100^{(1-I_L)}$$

La sensitività di un'argilla può essere invece calcolata nel modo seguente:

$$S_t \approx 100^{(0.43 \cdot I_L)}$$

$S_t = \frac{c_u}{c_{ur}}$	Classificazione delle argille
≈ 1	argille non sensibili
$1 \div 2$	argille di bassa sensibilità
$2 \div 4$	argille di media sensibilità
$4 \div 8$	argille sensibili
$8 \div 16$	argille extra sensibili
> 16	quick clay

Figura 36 – grado di sensitività delle argille

In riferimento alla componente argillosa presente nel campione S5C1, il valore calcolato mediante la correlazione proposta è di 0.48 (argille non sensibili).

8.5 CARATTERISTICHE DI COMPRESSIBILITA'

Le caratteristiche di compressibilità sono state valutate in riferimento all'indice di plasticità I_p e al limite di liquidità W_L in quanto non sono state eseguite prove edometriche (di minore importanza visto il tipo di progettazione).

Le correlazioni sono quelle di Wroth (1979) e Terzaghi & Peck (1967):

$$C_c \approx 0.009 \cdot (W_L - 10) \text{ (Terzaghi \& Peck, 1967)}$$

$$C_c \approx 0.5 \cdot G_s \cdot \left(\frac{I_p}{100}\right) \text{ (Wroth, 1979) approssimando per terreni argillosi } G_s = 2.7, \text{ risulta } C_c \approx 1.35 \cdot \left(\frac{I_p}{100}\right)$$

unità	campione	Prof. (m)	G_s	I_p (%)	C_c (I_p)	W_L (%)	C_c (W_L)
	S1C1	2.7 – 3.2	27	11.09	0.15	30	0.18
	S2C1	2.0 – 2.3	27	11.79	0.16	30.7	0.19
	S3C1	5.3 – 5.5	27	11.11	0.15	31.1	0.19
	S4C1	3.0 – 3.4	27				
	S5C1	3.7 – 4.1	27	19.72	0.26	41.7	0.28
	S6C1	2.8 – 3.3	27	14.3	0.19	33	0.21

I valori di C_c ricavati mediante le correlazioni con i limiti di Atterberg sono confrontabili con quelli tipici di limi e argille inorganiche che variano indicativamente tra 0.2 e 0.5.

8.6 PARAMETRI DI RESISTENZA AL TAGLIO

Si riportano di seguito i risultati delle prove di taglio diretto e alcune correlazioni tra parametri indice e parametri di resistenza al taglio relative ai campioni analizzati.

8.6.1 Correlazioni I_p/φ'

Sono state fatte valutazioni sui valori dell'angolo di attrito di picco ottenuti dalle seguenti correlazioni con l'indice di plasticità:

$$\varphi' = 40^\circ - 2.07 \cdot IP^{0.49} \quad (1)$$

$$\sin \varphi' = 0.59 - 0.25 \log \left(\frac{IP}{10}\right) \quad (2)$$

$$\sin \varphi'_{CV} = 0.8 - 0.094 \ln (IP) \quad (3)$$

$$\varphi'_{CV} = 57^\circ \cdot IP^{-0.21} \quad (4)$$

unità							
campione		S1C1	S2C1	S3C1	S4C1	S5C1	S6C1
φ'	(1)	33.3	33.1	33.3		31.1	32.4
	(2)	35.4	34.9	35.4		31.1	33.4
	(3)	35	34.6	35		31.3	33.4
	(4)	34.4	34.0	34.4		30.5	32.6

Le correlazioni (3) e (4), che si riferiscono alle condizioni di resistenza nello stato stazionario (a volume costante CV), presentano valori generalmente paragonabili rispetto alle precedenti correlazioni. I valori di post-picco o a volume costate sono quelli comunemente utilizzati per il calcolo di fondazioni profonde.

Tutte le correlazioni restituiscono valori sensibilmente superiori a quelli ottenuti dalle prove di taglio sui provini, descritte più avanti.

8.6.2 Correlazioni WL/ φ' R e IP/ φ' R

Sono stati calcolati i valori della resistenza al taglio residua mediante le correlazioni con i valori del limite di liquidità W_L secondo Jamiolkowski & Pasqualini e con l'indice di plasticità:

$$\varphi'_r = 453.1 \cdot W_L^{-0.85} \quad (1)$$

$$\varphi'_r = 93 \cdot I_p^{-0.56} \quad (2)$$

unità							
campione		S1C1	S2C1	S3C1	S4C1	S5C1	S6C1
φ'_r	(1)	25.2	24.7	24.4		19	23.2
	(2)	24.2	23.4	24.1		17.5	21

Si ottiene una discreta correlazione con i risultati di prova di taglio residuo ottenuti per il campione S5C1.

8.6.3 Prove di taglio diretto e residuo

Sui campioni prelevati sono state eseguite prove di taglio per la determinazione dei valori di angolo di attrito φ (°) e coesione c (kPa), in termini di tensioni di picco e residue.

Occorre precisare che la prova ha le seguenti limitazioni alle modalità di interpretazione, intrinseche alla strumentazione:

- la superficie di rottura è predeterminata;
- le tensioni orizzontali al contorno non sono misurabili;
- le deformazioni tangenziali non sono ricavabili dagli spostamenti orizzontali misurati;

La prova costituisce, in ogni caso, un test valido, di maggiore rapidità e di minor costo rispetto alle prove di compressione triassiale.

unità								
campione		S1C1	S2C1	S3C1	S4C1	S4C2	S5C1	S6C1
picco	φ' (°)	24.86	24.93	25.27	24.78	26.66	21.98	20.73
	c' (kPa)	0.74	0.6	3.88	0.56	0.17	23.64	6.09
residui	φ'_r (°)		18.77	21.83	15.06		19.07	

	c'_r (kPa)		0.05	0.15	3.43		0.15	
--	--------------	--	------	------	------	--	------	--

Oltre al taglio diretto, è stata eseguita anche una prova ad espansione laterale libera per la determinazione della resistenza al taglio non drenata con i seguenti risultati:

unità	
campione	S5C1
Resistenza a compressione q_U (kPa)	291.4
Coesione non drenata c_U (kPa)	146

Dalla medesima prova è stato possibile calcolare il *modulo elastico drenato* E' con valore pari a 21 Mpa.

9 MODELLO GEOTECNICO

L'elaborazione dei dati derivanti dalle prove in situ e dalle analisi di laboratorio ha consentito la caratterizzazione geotecnica del substrato argillitico presente nell'area di cava.

In particolare, sono state individuate due unità: la prima associabile alla copertura sciolta è al cappellaccio di alterazione del substrato, la seconda relativa alla formazione argillitica in posto, più compatta. Il contatto tra le due unità non è mai netto e gli spessori sono variabili. A meno della presenza di cumuli di terra gialla che sono ben individuabili sul terreno, il limite tra le due unità è sfumato in conseguenza del grado di alterazione dei minerali argillosi.

Il modello geotecnico è stato ottenuto partendo da quello geologico che ne costituisce la base concettuale di partenza. È stato quindi arricchito da tutte le informazioni geotecniche con l'attribuzione ad ogni livello presente nel volume significativo dell'opera dei parametri di resistenza e di compressibilità sia in condizioni drenate sia in condizioni non drenate.

Il risultato è espresso in termini di unità litotecniche alle quali sono state associati i parametri geotecnici caratteristici e di progetto.

Per tale motivo, essendo prevalenti i terreni fini coesivi, le prove SPT sono state ritenute poco rappresentative della resistenza in termini efficaci e quindi utilizzate solo per la stima della resistenza non drenata in termini di tensioni totali; perciò, la caratterizzazione geotecnica si è basata preferibilmente sui risultati dei test su campione per quanto riguarda i parametri di resistenza in termini di tensioni efficaci, utilizzati per le verifiche di stabilità.

Le prove eseguite e il rilievo geomorfologico di dettaglio hanno consentito la ricostruzione geometrica delle unità litologiche che viene schematizzato nella figura seguente (Figura 37):

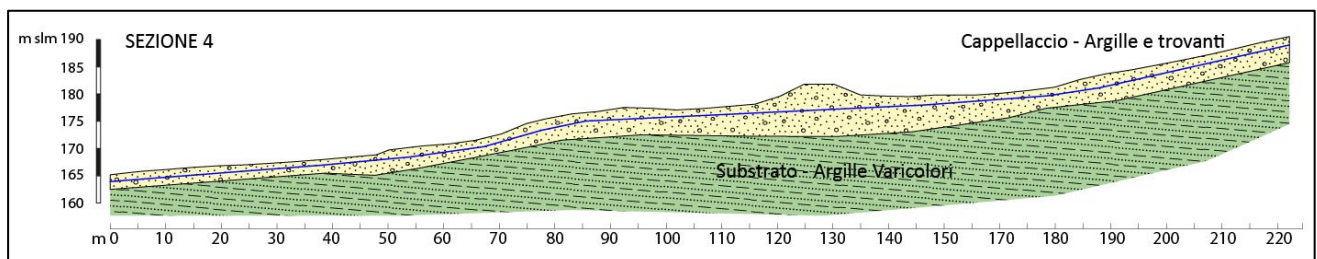


Figura 37 – schema litostratigrafico lungo la sezione 4

In merito alle condizioni idrogeologiche, è importante sottolineare come non sia presente una falda vera e propria all'interno del volume considerato nel modello; ad ogni modo, data l'estrema

importanza dello stato di saturazione del terreno nei confronti della stabilità, l'interno versante è stato considerato saturo per simulare le peggiori condizioni al contorno.

9.1 PARAMETRI CARATTERISTICI E DI PROGETTO

In riferimento alle NTC2018, al paragrafo 6.2.2, il concetto di parametro caratteristico viene così presentato: *per valore caratteristico di un parametro geotecnico deve intendersi una stima ragionata e cautelativa del valore del parametro per ogni stato limite considerato. I valori caratteristici delle proprietà fisiche e meccaniche da attribuire ai terreni devono essere dedotti dall'interpretazione dei risultati di specifiche prove di laboratorio su campioni rappresentativi di terreno e di prove e misure in sito.*

La Circolare 02.02.2009 (Istruzioni per l'applicazione delle Norme Tecniche per le Costruzioni) al paragrafo C6.2.2 riprende la definizione di parametro caratteristico facendo esplicito riferimento agli Eurocodici: *"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."*

I valori caratteristici dei parametri dovranno essere in grado di rappresentare adeguatamente e con ragionevole cautela il comportamento meccanico del terreno per quanto concerne lo stato limite da analizzare. Sulla base di quanto stabilito dal Testo Unico, viene definito valore caratteristico *"quel valore che ha il 95% di probabilità di essere superato (cioè il 5% di probabilità di essere superato verso il basso"*: tale definizione implica quindi già un fattore di sicurezza, in quanto risulta assai inferiore ai valori medi utilizzati con le metodologie di calcolo precedenti. Nei casi in cui è coinvolto un elevato volume di terreno, ovvero per la caratterizzazione del sedime di fondazioni superficiali o per verifiche di stabilità, dove il volume interessato dalla superficie di rottura è grande, è perciò consigliabile utilizzare i valori caratteristici prossimi ai valori medi. Nel caso invece siano coinvolti modesti volumi di terreno è preferibile adottare valori caratteristici prossimi a quelli minimi.

Nel caso specifico è possibile adottare valori prossimi ai valori medi dei parametri geotecnici, in quanto nello stato limite considerato è coinvolto un elevato volume di terreno, con possibile compensazione delle eterogeneità.

Lo scopo degli strumenti matematici della statistica, applicata alla stima dei valori caratteristici delle proprietà del terreno, è di consentire di estrapolare i dati misurati all'interno del volume indagato, procedendo in modo razionale quindi riducendo al minimo l'incertezza insita in questa operazione. Tale incertezza potrebbe infatti portare ad una sottostima o ad una sovrastima dei parametri geotecnici da utilizzare successivamente nelle verifiche richieste.

Nel caso in esame è stata fatta una trattazione statistica per i parametri per i quali si dispone di un numero significativo di dati ottenuti, suddivisa per singoli orizzonti omogenei dal punto di vista geotecnico.

Si è calcolata la frequenza cumulata dei valori ottenuti dalle prove penetrometriche e dalle prove di laboratorio per ogni unità litotecnica, scegliendo poi il 5% percentile.

Per le due unità litotecniche, quindi, si forniscono di seguito i relativi parametri caratteristici:

Unità geotecniche	parametri caratteristici							
	γ [KN/m ³]	γ_{sat} [KN/m ³]	φ' [°]	φ'_r [°]	c' [kPa]	c'_r [kPa]	c_u [kPa]	c_{ur} [kPa]
A (cappellaccio di alterazione)	19.5	20.5	25	17	0.5	0	50	-
B (substrato argillitico)	21.5	22.0	23	17	15	0	170	-

Tabella 2 – parametri caratteristici delle unità litotecniche

Dove γ è il peso di volume, φ l'angolo di attrito, φ'_r l'angolo di attrito residuo, c' la coesione efficace, c'_r la coesione residua, c_u la coesione non drenata e c_{ur} la resistenza non drenata residua

I valori di progetto di c' , c_u , γ e φ' da adottare per le varie combinazioni, si ottengono dividendo i valori caratteristici per un coefficiente riduttivo parziale γ_M della Tab. 6.2.II.

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

Parametro	Grandezza alla quale applicare il coefficiente parziale	Coefficiente parziale γ_M	(M1)	(M2)
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}	γ_{cu}	1,0	1,4
Peso dell'unità di volume	γ_k	γ_{γ}	1,0	1,0

per cui si avrà:

$$\begin{aligned}\tan \varphi'_d &= \tan \varphi'_k / \gamma_M \\ c'_d &= c'_k / \gamma_M \\ \gamma_d &= \gamma_k / \gamma_M\end{aligned}$$

10 VERIFICHE DI SICUREZZA

10.1 STABILITÀ NEI CONFRONTI DELLA LIQUEFAZIONE

Nell'area esaminata è stata presa in considerazione la possibilità che possa verificarsi il fenomeno della liquefazione in concomitanza di un evento sismico. Si tratta di un evento, peraltro abbastanza raro, che avviene soltanto nelle sabbie pulite a granulometria omogenea e provoca, in presenza di falda, la completa perdita di resistenza in seguito all'azione sismica.

Secondo le NTC 2018 (par. 7.11.3.4.2), “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 $(N1)_{60} > 30$ oppure $q_{c1N} > 180$ dove $(N1)_{60}$ 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 $U_c > 3,5$.

In relazione al sito di intervento, il sottosuolo è costituito da argilliti ed elementi litoidi e dunque è

possibile escludere che si possano verificare fenomeni legati a liquefazione in concomitanza di eventi sismici.

10.2 STABILITÀ DEL PENDIO

Per valutare le condizioni di stabilità del versante, i rilievi e le indagini svolte hanno consentito di avere un quadro approfondito dell'ammasso argillitico presente in sito, fornendo le basi per impostare correttamente i profili di scavo e verificare la stabilità del pendio una volta eseguiti gli interventi.

10.2.1 Verifiche di stabilità

Le verifiche sono state condotte lungo i profili indicati in Figura 38, prendendo in considerazione lo stato attuale e lo stato di progetto definitivo a seguito della riprofilatura del fronte.

I risultati hanno riguardato la stabilità sia in condizioni statiche sia in condizioni sismiche attraverso l'impiego di metodi pseudostatici dove la condizione di stato limite ultimo viene riferita al cinematismo di collasso critico, caratterizzato dal più basso valore di coefficiente di sicurezza F_s espresso come rapporto tra la resistenza al taglio disponibile e sforzo di taglio mobilitato lungo la superficie di scorrimento effettiva o potenziale:

$$F_s = \frac{\tau_s}{\tau_m}$$

Le verifiche sono state effettuate attraverso il metodo semiprobabilistico agli stati limite basati sull'impiego dei coefficienti parziali di sicurezza.

Con riguardo alle verifiche nei confronti degli Stati Limite Ultimi (SLU) per ognuno di essi deve essere rispettata la condizione:

$$E_d \leq R_d$$

dove E_d è il valore di progetto dell'azione o dell'effetto dell'azione e R_d è il valore di progetto della resistenza del sistema geotecnico.

La valutazione del coefficiente di sicurezza del pendio, espresso dal rapporto tra la resistenza al taglio disponibile (τ_f) e la tensione di taglio agente (τ) lungo la superficie di scorrimento, deve essere eseguita impiegando sia i parametri geotecnici, congruenti con i caratteri del cinematismo atteso o accertato, sia le azioni presi con il loro valore caratteristico.

Le verifiche di stabilità globale di un pendio si eseguono secondo l'Approccio 1 Combinazione 2 (A2+M2+R2) utilizzando valori unitari per i coefficienti parziali A2 e i valori M2 e R2 indicati nelle tabelle 6.2.I, 6.2.II e 6.8.I. In questo caso, la presenza di una paratia di pali e di terre rinforzate implica un coefficiente $\gamma_R = 1.1$.

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

Parametro	Grandezza alla quale applicare il coefficiente parziale	Coefficiente parziale γ_M	(M1)	(M2)
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}	γ_{cu}	1,0	1,4
Peso dell'unità di volume	γ_γ	γ_γ	1,0	1,0

Tab. 6.2.II

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

COEFFICIENTE	R2
γ_R	1,1

tab. 6.8.I

L'analisi dello stato di stabilità del versante in condizioni sismiche viene eseguita mediante metodi pseudostatici dove l'azione sismica è rappresentata da un'azione statica equivalente, costante nello spazio e nel tempo, proporzionale al peso del volume di terreno W potenzialmente instabile. Nelle verifiche allo stato limite ultimo le componenti orizzontale e verticale dell'azione sismica sono espresse da:

$$F_h = k_h \cdot W \quad F_v = k_v \cdot W$$

dove k_h e k_v sono, rispettivamente, i coefficienti sismici orizzontale e verticale

$$k_h = \beta_s \cdot \frac{a_{max}}{g} \quad k_v = \pm 0.5 \cdot k_h$$

con β_s : coefficiente di riduzione dell'accelerazione massima attesa al sito;
 a_{max} : accelerazione orizzontale massima attesa al sito;
 g : accelerazione di gravità.

L'accelerazione massima attesa al sito viene valutata tramite un coefficiente di amplificazione che comprende l'effetto dell'amplificazione stratigrafica S_s e di quella topografica S_t .

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

Nel caso specifico, la stabilità globale del pendio in condizioni sismiche va valutata mediante l'Approccio 1 - Combinazione 2 (A2+M2+R2) con $\gamma_A = 1$, $\gamma_M = 1$ e $\gamma_R = 1.2$.

Il modello geotecnico utilizzato è quello descritto nel capitolo 9.

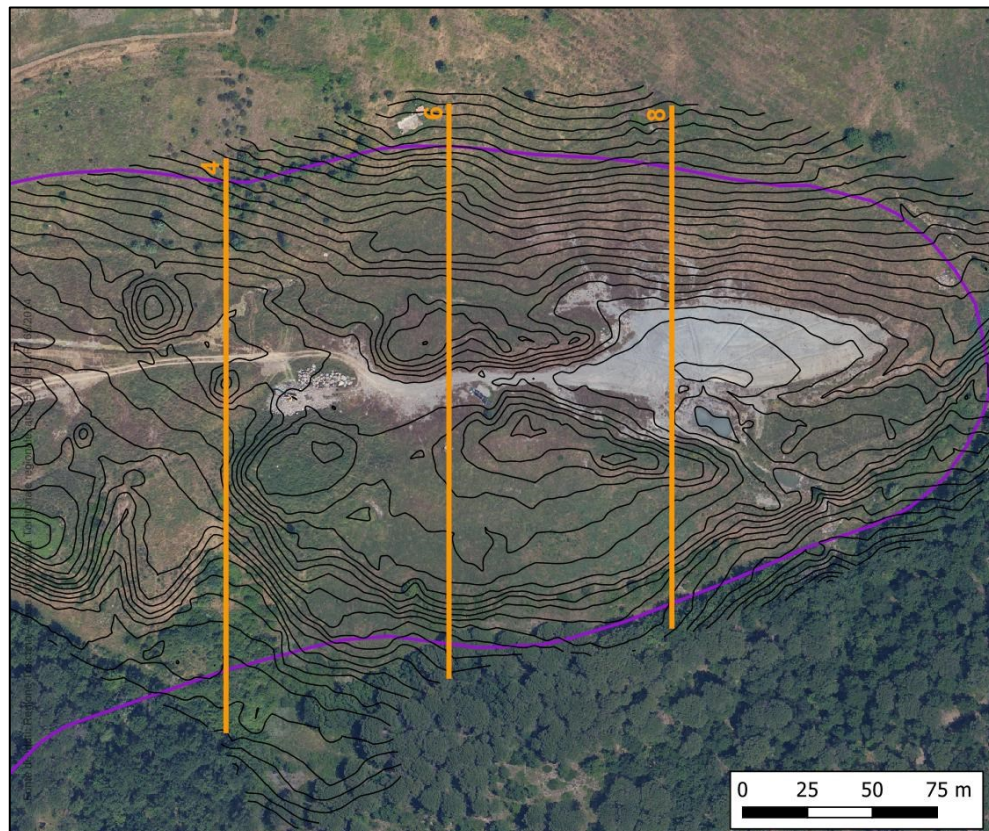


Figura 38 – traccia dei profili utilizzati per le verifiche di stabilità

10.2.2 Metodo di analisi e impostazioni di calcolo

I fenomeni franosi in genere possono essere ricondotti alla formazione di una superficie di rottura lungo la quale le forze, che tendono a provocare lo scivolamento del pendio, non risultano equilibrate dalla resistenza al taglio del terreno lungo tale superficie. La verifica di stabilità si riconduce alla determinazione di un coefficiente di sicurezza (F_s), relativo ad un'ipotetica superficie di rottura, pari al rapporto tra la resistenza al taglio disponibile e la resistenza al taglio mobilitata.

I metodi di calcolo di F_s impiegati comunemente si basano sulle tecniche di verifica dette *Limit Equilibrium Method* (LEM). Nei metodi LEM il calcolo di F_s viene effettuato su una specifica superficie di scivolamento definita entro un pendio. Dato che le porzioni potenzialmente instabili sono definibili in uno spazio 3D il calcolo viene sviluppato sopra una striscia rappresentativa di larghezza unitaria, quindi bidimensionale (2D) della superficie di potenziale scivolamento.

Nella applicazione del metodo dell'equilibrio limite tale superficie separa la parte di pendio stabile da quella potenzialmente instabile. La parte stabile inferiore rimane indeformata e non subisce rotture. Si suppone che la massa superiore, fino al momento della rottura, non subisca deformazioni. Collassi e deformazioni sono posteriori allo sviluppo di una superficie di rottura. Viene quindi assunto un comportamento a rottura rigido perfettamente plastico: non si deforma fino a quando non arriva a rottura. Tuttavia, il valore di F_s (e quindi il suo grado di stabilità o propensione al movimento) si riferisce alle condizioni precedenti al fenomeno di rottura.

Se $F_s > 1.0$ siamo in condizioni di stabilità, mentre per $F_s < 1.0$ siamo in condizioni instabili dovuti a un generalizzato deficit di resistenza.

Le forze agenti (ovvero quelle che inducono lo scivolamento) sono le componenti tangenziali del peso proprio della massa e degli eventuali sovraccarichi superficiali agenti sulla superficie di scivolamento, mentre le forze resistenti sono le resistenze al taglio mobilitate nei vari punti di detta superficie che dipendono dagli sforzi normali applicati e dalla resistenza al taglio locale del suolo. Sistemi di forze interne e esterne (es. opere di rinforzo) influiscono nella stabilità globale del pendio e devono essere considerate opportunamente.

Esistono vari metodi di calcolo nell'ambito dei modelli LEM dove i procedimenti di calcolo avvengono in modo iterativo. I vari metodi, *BISHOP* (1955), *MORGESTERN&PRICE* (1965), *SPENCER* (1967), *JANBU* (1973) sono tutti riconducibili al "*General equilibrium method*" di *FREDLUND* et al. (1981), abbreviato con GLE. Questi metodi si diversificano per il tipo delle assunzioni e semplificazioni fatte per ridurre il numero delle incognite nel problema, tuttavia, come mostrato in numerosi studi, la differenza percentuale dei valori di F_s calcolati generalmente non supera il 10%, che è perfettamente compatibile con il grado di incertezza insito in tale tipo di analisi.

Le verifiche sono state effettuate utilizzando il codice di calcolo SSAP 6.0 (2024) sia in condizioni statiche, sia in condizioni dinamiche, implementando il metodo di *MORGESTERN&PRICE*.

Ai fini della verifica del versante, il codice SSAP è stato utilizzato adottando le seguenti opzioni e dati di input:

- modello di calcolo: Morgenstern-Price (1965);
- motore di generazione e ricerca delle superfici: Random Search (RS);
- criterio di Mohr Coulomb;
- coefficiente sismico orizzontale (K_h SLV): 0.042 (CAT. B e T2);

Per quanto riguarda la presenza di spinte idrostatiche, è stata considerata la presenza di una falda superficiale in accordo con la quota di progetto che verrà raggiunta dai drenaggi previsti.

Perché le condizioni di sicurezza vengano verificate, una volta applicato il coefficiente $\gamma_R=1,1$, deve essere verificata la disuguaglianza $Ed \leq Rd$, ovvero che il rapporto tra il valore della resistenza Rd e

quello della risultante delle azioni Ed sia ≥ 1 .

10.2.3 Risultati delle verifiche

Rimando al report specifico per le impostazioni di calcolo, i dettagli di verifica ed i grafici in cui sono visualizzate le potenziali superfici di scivolamento, si riporta una tabella che sintetizza i risultati per ogni scenario analizzato su ognuno dei 3 profili presi in considerazione.

<i>Fase</i>	<i>scenario</i>	<i>Sezione 4</i>	<i>Sezione 6</i>	<i>Sezione 8</i>
Stato attuale	statico	1.54	1.18	1.15
	sisma	1.46	1.26	1.23
Stato finale di progetto	statico	1.16	1.20	1.14
	sisma	1.23	1.25	1.20