COMUNE DI FINALE LIGURE

Provincia di Savona



Riformulazione del progetto di P.U.O. del sub distretto di trasformazione DT1A - aree ex cava ghigliazza a seguito del parere del Comitato VIA n.° 269/11

integrazione - aprile 2014

committente

CAVA ARENE CANDIDE SRL

Sede legale: Via Ferruccio Ferrari 4 - 42100 Reggio Emilia *Sede operativa:* Via Clementi 16 - 42100 Reggio Emilia
Tel. 0522.306086 Fax. 0522.935164 E.mail: melioli@intertechsrl.com
Presidente e legale rappresentante Giovanni MELIOLI

responsabile progettazione:

arch. PierGiorgio CASTELLARI
Piazza del Popolo 3/8, 17100 Savona
tel 019 812807 - fax 019 8486939
e-mail: archet@archet.it

arch. Valter CATTANEO
Via Garibaldi 17, 17027 Pietra Ligure (SV)
tel - fax 019 625320
e-mail: info@architettocattaneo.it

consulenza per le tematiche geologico-geotecniche:

CeAS
CENTRO DI ANALISI STRUTTURALE S.r.l.
V.le Giustiniano 10, 20129 - MILANO
tel +39 02 2020 221 - fax +39 02 2951 2533 - e-mail: ceas@finzi-ceas.it
ing. Giovanni CANETTA

geol. Umberto GUERRA
Via Magenta 20, 26900 Lodi
tel 333 9429215 - fax 0371 425739
e-mail: umbeto.guerra@alice.it

oggetto RELAZIONE INTEGRATIVA GEOLOGICA

data aprile 2014

elaborato
14011
PGR-PG-001

revisioni	motivo	redatto	corretto	approvato
rev0	Integrazione di progetto	Guerra	Canetta	Canetta
rev1				
rev2				
rev3				
rev4				

INDICE

1. PREMESSA 4

2. DEFINIZIONE DEL QUADRO CONOSCITIVO: INDAGINI ESEGUITE 7

2.1 Indagini effettuate in marzo-aprile 2014 8

2.1.1 Sondaggi carotaggio continuo 8

2.1.2 Prova penetrometrica dinamica discontinua SPT 9

2.1.3 Indagine sismica a rifrazione 11

2.1.4 Prelievo di campioni rimaneggiati 13

2.1.5 Posa di piezometro tipo Norton 13

2.2 Indagini effettuate prima del 2014 14

2.2.1 Indagine geologico strutturale 14

2.2.2 Sondaggi su pendio di cava 14

2.2.3 Sondaggi eseguiti per la caratterizzazione dei terreni 14

2.3 Rilievo laser scanner 3D 15

2.3.1 Premessa 15

2.3.2 Principi e metodi 15

2.3.3 Rilievo laser scanner ex aree Cava Ghigliazza 16

3. CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA DEPOSITI DETRITICI 24

3.1 Definizione delle unità litotecniche considerate 24

3.2 Criteri di valutazione del campo di variabilità dei parametri geotecnici 26

3.2.1 Stato di consistenza 26

3.2.2 Densità relativa 26

3.2.3 Angolo di resistenza al taglio 27

3.2.4 Angolo di attrito di picco 28

3.2.5 Modulo elastico 29

3.2.6 Modulo edometrico 30

3.2.7 Peso di volume 31

3.2.8 Peso di volume saturo 32

3.2.9 Coesione efficace 32

3.2.10 Coesione non drenata 32

3.2.11 Modulo elastico non drenato Eu 33

3.3 Valori caratteristici dei parametri geotecnici 33

4. INTERVENTI DI CONSOLIDAMENTO DEI TERRENI 36

4.1 Premessa 36

4.2 Rilevati di precarico 36
4.2.1 Generalità 36
4.2.2 Dreni verticali 36
4.2.3 Rilevato di precarico: specifiche tecnico-costruttive 37
4.2.4 Prescrizione per la fase operativa 40

5. RILEVATI DI PROGETTO 41
5.1 Caratteristiche del piano di posa e della soprastruttura in rilevato 42
5.2 Costruzione del rilevato 43
5.3 Compattazione 43

6. CARATTERIZZAZIONE GEOMECCANICA DEL SUBSTRATO ROCCIOSO 45
6.1 Parametri caratteristici di "ammasso roccioso" 45
6.2 Parametri caratteristici delle discontinuità 49

7. MODELLO GEOLOGICO-TECNICO DI SINTESI 52

8. RIFERIMENTI BIBLIOGRAFICI 55

ALLEGATI

Allegato 01	Certificato di indagine n. 1162 / Parte 1 PRO.MO.GEO. S.r.l.: Planimetrie – Stratigrafie – Prove SPT – Documentazione Fotografica – Elaborati indagine sismica a rifrazione
Allegato 02	Certificato di indagine n. 1162 / Parte 2 PRO.MO.GEO. S.r.l.: Relazione alle indagini – Indagine sismica – Certificati prove laboratorio geotecnico
Allegato 03	Relazione descrittiva Ad Hoc 3D Solutions S.r.l.: Rilievo 3D della cava Arene Candide

TAVOLE ALLEGATE

14011 PGD PG 101	Stato di fatto – Sezioni litotecniche 7-14 – Planimetria di inquadramento (scala 1:1000/2000)
14011 PGD PG 102	Stato di fatto – Sezioni litotecniche 1-6 (scala 1:1000)
14011 PGD PG 103	Stato di fatto – Sezioni litotecniche A-G/V1-11 (scala 1:500)
14011 PGD PG 104	Stato di fatto – Sezione litotecnica V11 (scala 1:500)

1. Premessa

Il presente documento costituisce la **Relazione Geologica integrativa** della documentazione di progettazione per gli interventi relativi al Piano Urbanistico Operativo (PUO) Revisione Dicembre 2012, che la società Cava Arene Candide S.r.l., con sede in Reggio Emilia, ha sviluppato per le aree di sua proprietà, individuate come sub distretto di trasformazione DT1.a aree ex Cava Ghigliazza, nel comune di Finale Ligure (SV).

L'integrazione si è resa necessaria allo scopo di perseguire un livello di conoscenza approfondito in ragione della complessità degli interventi in progetto e delle problematiche geologiche riconosciute per l'area in esame, in particolare lo studio si è concentrato sulla definizione delle seguenti tematiche:

- definizione da un punto di vista litostratigrafico e geotecnico degli accumuli e degli scarti derivati dalla passata attività di cava;
- stima della profondità e della geometria del contatto stratigrafico tra substrato roccioso e depositi di cava;
- definizione di un nuovo rilievo topografico, acquisito mediante tecnologia laser scan 3D.

A tale scopo, tra marzo ed aprile 2014, è stata condotta una specifica campagna di indagini geognostiche e geofisiche presso l'ex Cava Ghigliazza. Le indagini condotte dalla ditta PRO.MO.GEO S.rl. (Genova) (vedasi allegato alla presente "Certificati di Indagine") si sono concentrate nei settori di versante intermedio e alla base dello stesso, presso il settore sud-occidentale della zona di cava, praticamente in corrispondenza dei lotti previsti edificabili. La lettura integrata delle indagini in oggetto e delle campagne geognostiche pregresse hanno consentito di pervenire alla caratterizzazione geologica-geotecnica di dettaglio di un settore dell'area di PUO particolarmente interferito dall'attività antropica di cava del recente passato.

In questo settore sono presenti depositi eterogenei da fini a medio-grossolani, di natura prevalentemente antropica, costituiti da residui e scarti della lavorazione dei materiali di estrazione; tali materiali sono stati accumulati prevalentemente in questi settori per ragioni organizzative e logistiche relative all'attività industriale. Alla base del versante hanno sede gli impianti di produzione ed i piazzali (tuttora operativi) di stoccaggio e movimentazione dei prodotti di cava.

In fase preparatoria del Progetto di PUO e secondo quanto riportato nella "Carta Geologica-finalizzata alla progettazione urbanistica" (elaborato E3 progetto di PUO, agosto 2012) tali depositi sono stati distinti in limi derivanti dal trattamento per decantazione delle acque di lavaggio (**DT2**), accumuli detritici grossolani legati all'attività di cava in frequente movimentazione (si veda figura successiva) (**DT1**), nonché da uno specifico settore (**L**) di localizzazione degli ex bacini di decantazione dei limi di lavaggio inerti (ad oggi completamente colmati).

Il piano di indagini integrativo ha consentito di affinare la conoscenza del modello geologico-geotecnico complessivo di sito, focalizzando l'attenzione proprio su quei settori caratterizzati da una storia "geologica" particolarmente complessa poiché interferita intensamente da processi antropici: i prodotti generati (terre) dai processi industriali rilevano a priori, come è ovvio, una notevole incertezza in termini di spessore, natura litologica e presumibili rapporti stratigrafici (vedasi figure seguenti).

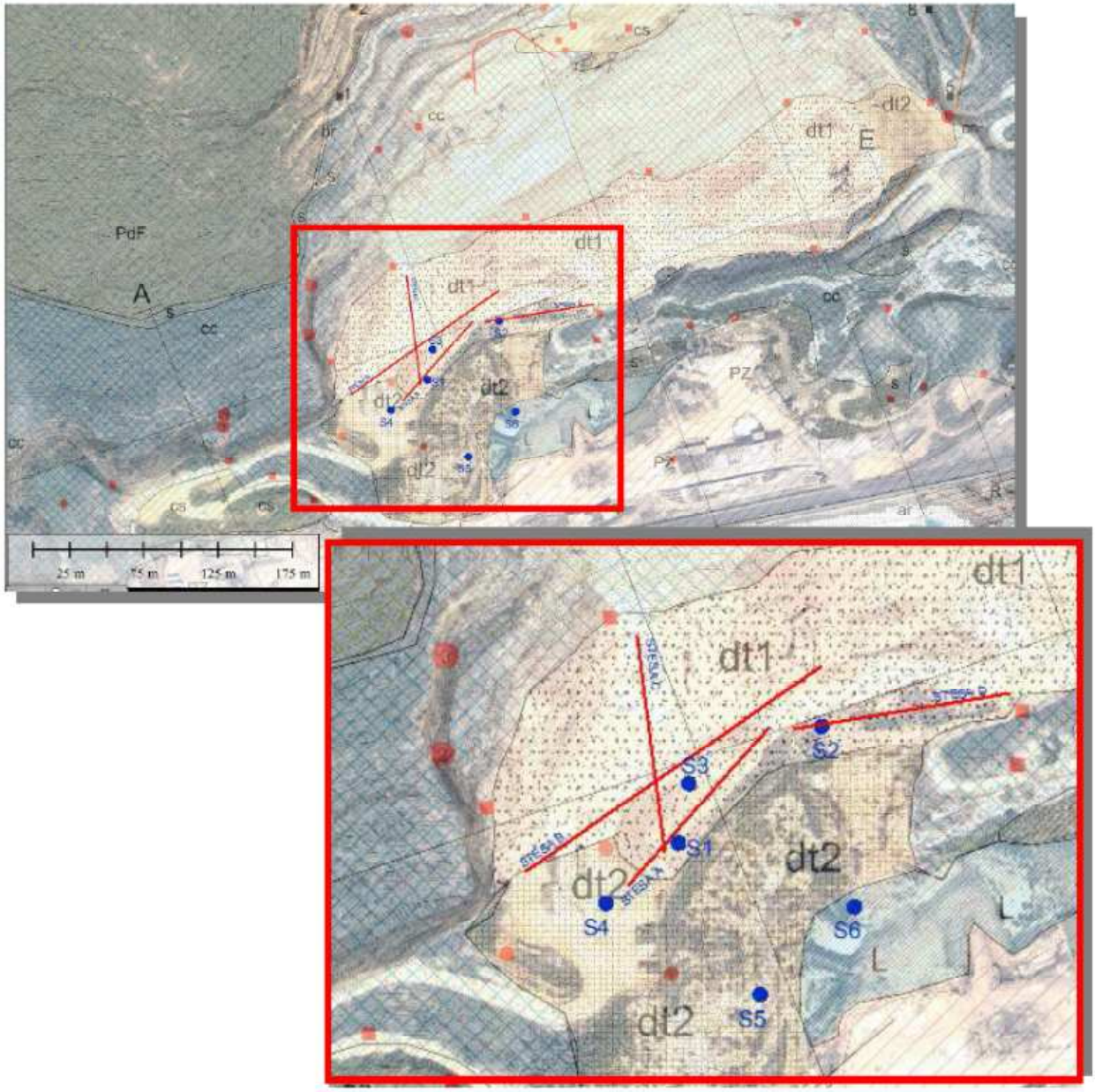


Figura 1 - Ubicazione di sintesi delle indagini geognostiche (sondaggi in BLU) e geofisiche (tracce delle stese a sismica a rifrazione di onde tipo P in ROSSO relative alla campagna marzo-aprile 2014. Sovrapposizione su Ortofoto Google Earth e "Carta Geologica" del progetto PUO ex Cava Ghigliazza

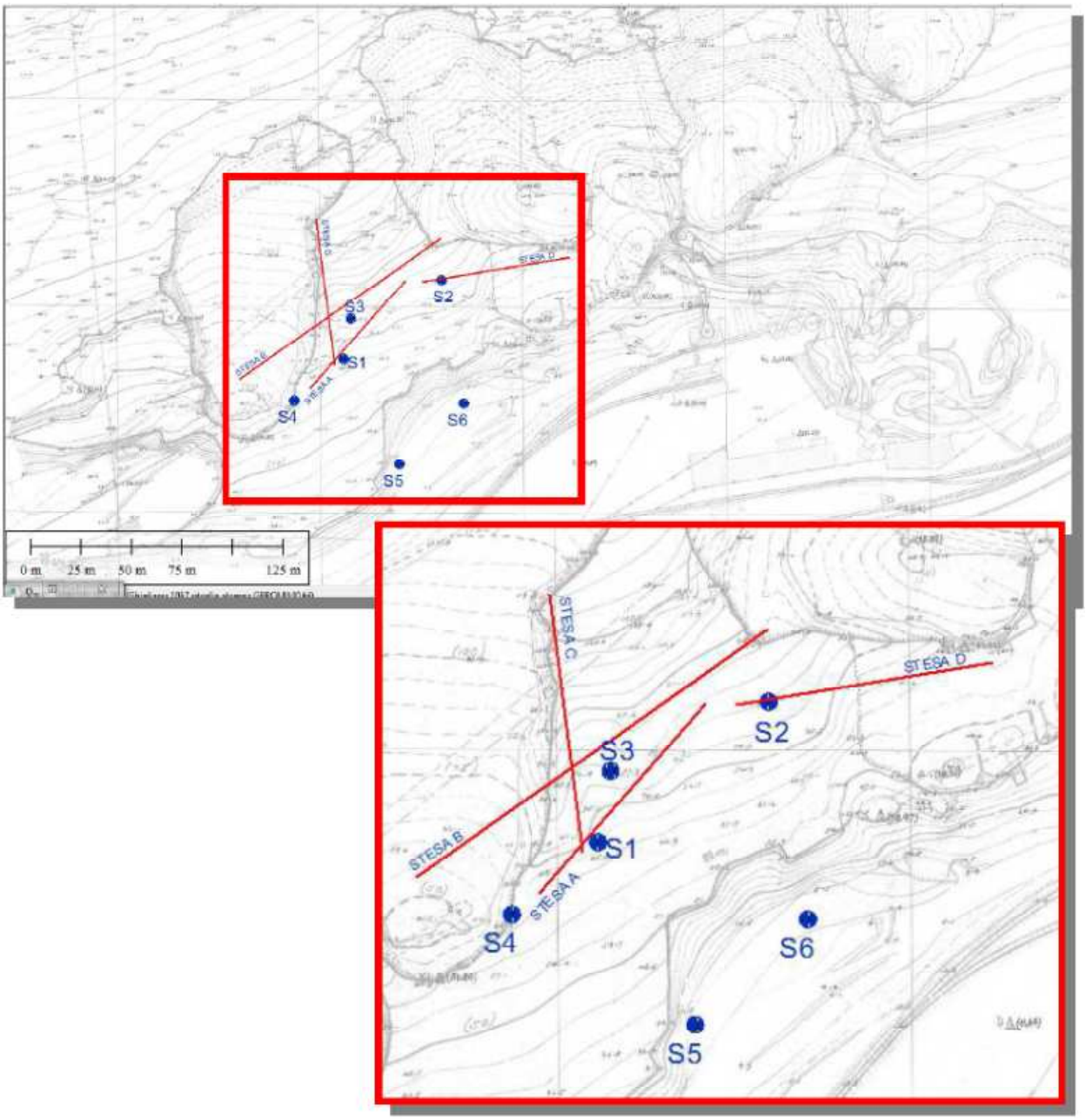


Figura 2 - Ubicazione di sintesi delle indagini geognostiche (sondaggi in BLU) e geofisiche (tracce delle stese a sismica a rifrazione di onde tipo P in ROSSO) su stato di progetto piano di coltivazione Cava Ghigliazza anno 1957 (rilievo topografico in scala 1:1.000, gennaio 1957). In evidenza, parte dei bacini di coltivazione (tipo "dolina") attivi all'epoca. Da tale elaborato è possibile "cogliere" la sostanziale diversità morfologica (quote altimetriche) del settore rispetto lo stato di fatto attuale e recente, che oggi vede una morfologia a gradoni, un deciso arretramento del versante roccioso e la presenza di evidenti depositi di "colmata" costituiti da materiale di scarto.

2. Definizione del quadro conoscitivo: indagini eseguite

La nuova campagna di indagini, eseguita nei mesi di marzo-aprile 2014 dalla ditta PROMO-GEO S.r.l. di Genova, è consistita principalmente in:

- n. 6 sondaggi a carotaggio continuo;
- prove in foro (*Standard Penetration Test – SPT*) effettuate nel corso dello sviluppo delle terebrazioni dei sondaggi a carotaggio continuo S1, S2, S3, S4, S5, S6;
- prove di laboratorio su campioni rimaneggiati prelevati nel corso delle terebrazioni specifiche (finalizzate alla caratterizzazione granulometrica dei materiali e alla valutazione delle proprietà indice per le granulometrie fini a partire da determinazioni di limiti liquido, plastico e di ritiro);
- indagini indirette (profili sismici a rifrazione) eseguiti presso il sito in esame (n° 4 stese sismiche funzionali alla correlazione dei dati puntuali di sondaggio, alla ricostruzione stratigrafica dei terreni, all'individuazione ed andamento del bedrock sismico);
- prelievo di n. 28 campioni rimaneggiati dai sondaggi destinati a caratterizzazione granulometrica e definizione dei limiti di Atterberg (i servizi di laboratorio sono stati svolti da S.G.L. - Servizi Geotecnici Liguri S.r.l.);
- posa di due piezometri tipo Norton.

Si rimanda alle relazioni specifiche allegate (allegato 01 e 02) per un esauriente trattazione delle metodologie adottate e per una preventiva elaborazione dei dati acquisiti; di seguito vengono brevemente descritti i principi ed i metodi delle indagini DIRETTE in situ svolte.

A queste indagini si devono aggiungere tutte le informazioni desunte dalle campagne di indagini svolte in precedenza e che consistono in:

- indagine geologico-strutturale su pareti rocciose significative della cava effettuata dallo Studio Geologia Applicata (Prof. Maifredi e dott. A. Maifredi) e da Geologia Verticale Studio Associato (dott. F. Costi, dott. A. Maifredi, dott. F. Nicosia);
- n. 6 sondaggi sul pendio di cava (eseguiti da PRO.MO.GEO. S.r.l.);
- n. 10 sondaggi eseguiti per la caratterizzazione dei terreni, di cui 4 attrezzati con piezometro a tubo aperto (eseguiti da PRO.MO.GEO. S.r.l.).

Infine, occorre ricordare anche l'esecuzione di nuovo rilievo topografico laser scan 3D, che ha consentito di acquisire la nuova base topografica utile, come confronto, con la precedente base fotogrammetrica.

L'immagine seguente riepiloga in planimetria l'insieme delle indagini svolte.

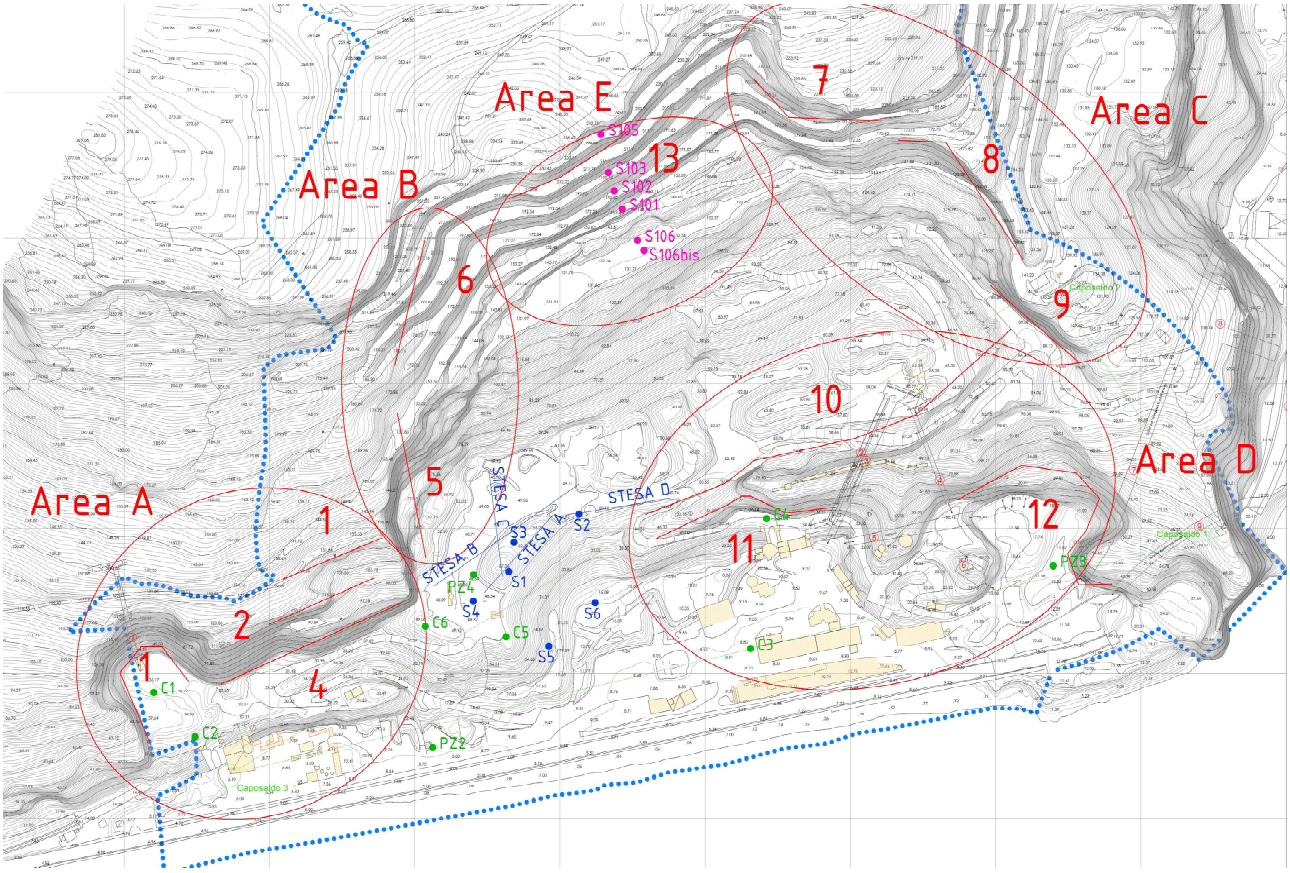


Figura 3 – Planimetria riepilogativa delle indagini svolte su rilievo fotogrammetrico (stato di fatto maggio 2012): colore rosso = ambiti e aree di rilievo geologico-strutturale, colore magenta = sondaggi sul pendio, colore verde = sondaggi caratterizzazione terreni (la sigla C indica semplicemente i sondaggi a carotaggio continuo, la sigla PZ indica i sondaggi attrezzati con il piezometro), blu = sondaggi ed indagini geofisiche eseguite nel 2014 (la sigla S indica i sondaggi e mentre le stese si riferiscono alla sismica a rifrazione).

2.1 Indagini effettuate in marzo-aprile 2014

2.1.1 Sondaggi carotaggio continuo

Sono stati eseguiti n° **6** sondaggi a carotaggio continuo completi di descrizione stratigrafica, cassette catalogatrici dei campioni estrusi dal tubo campionatore, relative fotografie e prelievi di campioni rimaneggiati per valutazioni granulometriche specifiche di laboratorio. La tabella seguente riporta in sintesi le specifiche di sondaggio, si rimanda alle già citate Figura 1 e Figura 2 per il corretto posizionamento dei sondaggi.

Codice	Profondità (m)	Campioni rimaneggiati (numero)	Prove SPT (numero)	Piezometro Norton 2" (lunghezza in m)
S1	26.70	6	12	26.70 m
S2	30.00	6	15	
S3	28.50	5	15	
S4	28.60	4	15	
S5	19.30	4	9	19.00 m
S6	17.70	3	8	

Tabella 1 – Dati principali relativi a sondaggi, prove SPT, prelievo campioni e posizionamento piezometri.

I sondaggi sono stati eseguiti con attrezzatura meccanica tipo GEOMARC 600C (coppia massima 1100 Kg, spinta 3900 Kg, tiro 5800 Kg) impiegando batterie di rivestimento (casing) e aste di perforazione delle seguenti caratteristiche:

- Casing ϕ 127 mm;
- Aste di perforazione ϕ 67 mm;
- Carotieri: semplice tipo B ϕ 101 mm, lunghezza utile 150-300 cm; doppio tipo T6 ϕ 101 mm (per attraversamento di massi e/o trovanti e/o roccia), lunghezza utile 150-300 cm;

Nel corso del sondaggio sono state descritte le caratteristiche stratigrafiche dei terreni attraversati con riferimento alla terminologia AGI (1977) (vedasi allegato), sono state inoltre eseguite n° 74 prove SPT nei fori in avanzamento.

In accordo con le specifiche richieste preventivamente, tutti i sondaggi sono spinti sino a raggiungere e superare l'interfaccia substrato roccioso-coperture detritiche di almeno un paio di metri.

2.1.2 Prova penetrometrica dinamica discontinua SPT

In totale sono state eseguite n. 74 prove SPT a differenti profondità. In accordo con le specifiche di indagine le prove si sono svolte a partire 3 m di profondità, ca. a passo 1,5 m, e comunque in corrispondenza di marcati passaggi di strato; il grafico seguente descrive lo sviluppo delle indagini.

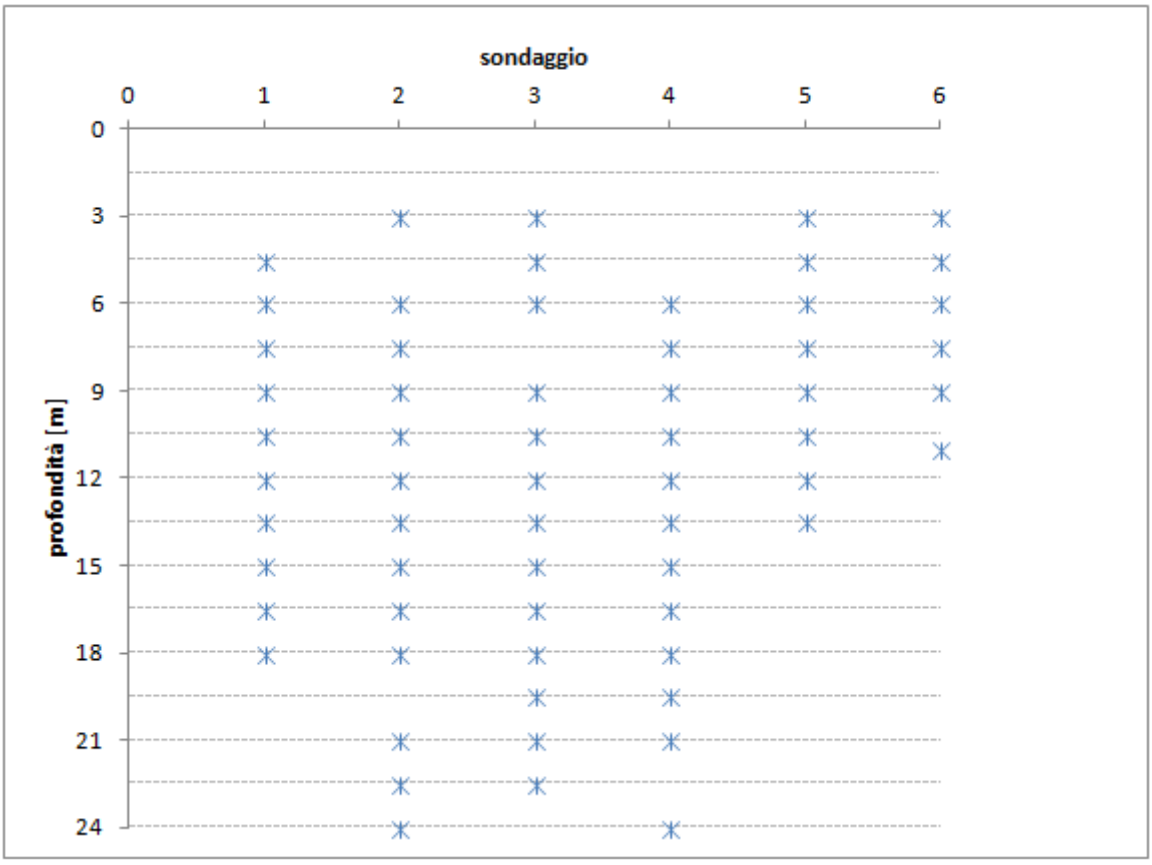


Figura 4 – Sviluppo delle prove SPT nei differenti sondaggi eseguiti (campagna di indagine marzo-aprile 2014).

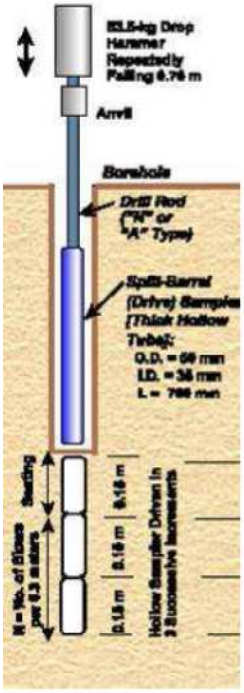
L'indagine *in situ* consente di stimare direttamente le proprietà meccaniche dei terreni e di risalire per via indiretta ad una presunta stratigrafia. La prova impiega un utensile con caratteristiche dimensionali standard, infisso a percussione nel terreno. Si misura il numero di colpi necessario per infiggere il campionatore standard per 30 cm di profondità, battendo con un maglio di peso di 63,5 Kg, e con un altezza di caduta di 76,2 cm. La prova viene eseguita sul fondo del foro di sondaggio infiggendo il campionatore per 45 cm e tenendo conto dei colpi relativi agli ultimi 30 cm di infissione. Mediante apposite tabelle e diagrammi è possibile correlare empiricamente i risultati della prova con le caratteristiche di terreni granulari e, in misura più limitata, anche coesivi.

L'energia teorica sviluppabile per la caduta di un maglio di dato peso da una data altezza sulla testa di battuta del sistema è maggiore di quella effettiva per effetto degli attriti del sistema e del carico eccentrico. L'efficienza complessiva è quindi molto variabile e dipendente da numerosi fattori, ampiamente trattati in letteratura (es.: Skempton, 1986), tra cui principalmente sono da annoverare le caratteristiche strumentali dei dispositivi di percussione e la profondità a cui si sviluppa la prova (pressione del terreno sovrastante). Studi specifici e prove dei sistemi in commercio hanno classificato la variabilità dell'efficienza suddetta. Secondo la norma americana ASTM D-4633 la variabilità è in genere pari a <30%ER<85%, con valori medi di ER=60% (ER, rendimento energetico).

Il valore di N_{SPT} dovrebbe pertanto essere corretto in tal senso (N_{60} = (ER/60) N_{SPT}). Di seguito è proposta una formula specifica per la riduzione del valore N_{SPT} rilevato in foro (Kulhawy & Mayne, 1990) $(N_1)_{60}$ valore di N_{SPT} corretto per il rendimento energetico del sistema e normalizzato rispetto ad una pressione efficace di 1 atmosfera)

$$(N_1)_{60} = C_N\, C_E\, C_B\, C_S\, C_R\, N_{SPT}$$

dove C_N,C_E, C_B, C_S, C_R sono fattori di riduzione che variano come indicato nella seguente tabella.



Effect	Variable	Term	Value
Overburden Stress	σ_{vo}'	C_N	$(P_a/\sigma_{vo}')^{0.5}$ but ≤ 2
Energy Ratio[1]	· Safety Hammer · Donut Hammer · Automatic Hammer	C_E	0.6 to 0.85 0.3 to 0.6 0.85 to 1.0
Borehole Diameter	· 65 to 115 mm · 150 mm · 200 mm	C_B	1.00 1.05 1.15
Sampling Method	· Standard sampler · Sampler without liner	C_S	1.0 1.1 to 1.3
Rod Length	· 10 m to 30 m · 6 to 10 m · 4 to 6 m · 3 to 4 m	C_R	1.0 0.95 0.85 0.75
Particle Size	Median Grain Size (D_{50}) of Sand in mm	C_P	$60 + 25 \log D_{50}$
Aging	Time (t) in years since deposition	C_A	$1.2 + 0.05 \log (t/100)$
Overconsolidation	OCR	C_{OCR}	$OCR^{0.2}$

[1] Obtain by energy measurement per ASTM D4633

Figura 5: schema prova SPT e fattori di correzione N_{60}

Adottando il valore di $(N_1)_{60}$ le variazioni registrate nel numero di colpi dipenderanno solo dalle caratteristiche intrinseche del terreno. Nel presente lavoro è stata scelta tale metodologia per la stima dei parametri geotecnici del terreno (si vedano i capitoli successivi) e per la definizione delle unità geotecniche.

2.1.3 Indagine sismica a rifrazione

Sono state realizzate n. 4 stese sismiche a rifrazione caratterizzate dalle seguenti lunghezze:

- Stesa A – 72 m;
- Stesa B – 120 m;
- Stesa C – 72 m;
- Stesa D – 72 m.

Lo scopo dell'indagine geofisica, correlata con le informazioni derivanti dalle altre metodologie di indagine, era quello di determinare profondità e geometria dei vari orizzonti litostratigrafici riconosciuti nei sondaggi, compresa l'interfaccia substrato roccioso-depositi di cava, "estrapolando" i dati ottenuti per via diretta a tutto l'ambito indagato.

La metodologia si prestava bene ad essere sviluppata principalmente in corrispondenza del gradone-piazzale superiore della cava (ca. quota 49 m s.l.m.), attualmente sede di movimento terra, dove peraltro sono stati eseguiti i sondaggi S1-S4.

Le stese A e B sono state posizionate parallele al pendio di cava, interpolate dalla stesa C circa perpendicolare alle altre due; le tre stese hanno permesso di acquisire le informazioni necessarie per lo scopo prefissate. La stesa D, invece è stata realizzata più a est rispetto le precedenti, su di un'area coperta solo marginalmente dalle indagini geognostiche (S2), secondo l'intento, riuscito, di estrapolare le geometrie riconosciute pure per quel settore di cava.

L'indicazione di profondità del tetto del substrato roccioso, identificato nelle stese sismiche e nei sondaggi S1-S4, correlato con la medesima informazione desunta dai sondaggi S5 e S6 sottostanti (ubicati sul piazzale di cava alla base ca. quota 10-16 m s.l.m), ha permesso inoltre di definire la geometria di quella parte di versante in passato oggetto di coltivazione e attualmente "sepolto" nei depositi detritici.

Le indagini sono state eseguite mediante sistema di acquisizione a 24 canali, costituito da sismografo digitale AMBROGEO modello ECHO 24/2002, collegato ad una catena di 24 geofoni con frequenza 10 Hz. In fase di energizzazione è stata utilizzata una mazza battente di 10 kg.

L'elaborazione dei dati è stata effettuata utilizzando il programma WINSISM 2013 per il picking dei tempi di primo arrivo delle onde sismiche; la restituzione è stata effettuata mediante la metodologia di calcolo della tomografia sismica G.S.A.O. (Generalized Simulated Annealing Optimization), effettuata con il programma SeisOpt 2v. Nell'elaborazione si è tenuto conto delle correzioni topografiche.

Si rimanda all'allegato 02, per un'esauriente trattazione del metodo, delle informazioni circa la strumentazione utilizzata e dei profili tomografici ed interpretativi finali. Relativamente ai profili interpretativi finali descritti nel certificato di indagine n. 1162 (vedasi allegato), sono stati utilizzati i risultati delle prove geotecniche e sismiche condotte nel sito di indagine. In tal modo è stato possibile ricostruire l'andamento del valore N_{SPT} lungo la stesa A (vedasi immagine a pagina 30 del certificato) evidenziando la presenza di quattro intervalli con differente grado di addensamento/consistenza:

- Intervallo 1 da poco a moderatamente addensato, esteso da p.c. fino ad una quota di ca. 43 m s.l.m.;
- Intervallo 2 da moderatamente addensato ad addensato, compreso tra quota 43 m s.l.m. e quota 37-38 m s.l.m.;
- Intervallo 3 da poco a moderatamente addensato, compreso tra quota 37-38 m s.l.m. e circa 35 m s.l.m.;
- Intervallo 4 da moderatamente addensato ad addensato, esteso dal letto dell'intervallo 3 fino al substrato roccioso.

Al di là del naturale accrescimento dello stato di addensamento del materiale con l'aumentare della profondità, per altro logico soprattutto se riferito al valore di N_{STP} "grezzo", ciò che va notato è la presenza di una inversione di addensamento/consistenza specifica dell'intervallo 3. Tale inversione, anche secondo quanto emerge dalla caratterizzazione di laboratorio, sembra dovuta esclusivamente alle proprietà geotecniche del materiale che compone il livello stratigrafico.

I profili interpretativi descritti nel rapporto di indagini sono stati quindi utilizzati per la definizione in unità litostratigrafiche dei depositi di cava; aggiornando tali profili anche in base alla caratterizzazione di labora-

torio delle terre, è stato possibile elaborare le sezioni geotecniche di riferimento (vedasi tavole litoteniche allegate).

2.1.4 Prelievo di campioni rimaneggiati

Sono stati prelevati 28 campioni rimaneggiati di terreni dai sondaggi secondo quanto specificato nella Tabella 1 e riassunto nel grafico seguente. Come impostazione generale si sono scelti intervalli stratigrafici indagati dalle prove SPT e comunque indicativi delle due unità litostratigrafiche in cui sono stati distinti i depositi di cava (vedasi i capitoli seguenti); solo un campione si riferisce alle sottostanti sabbie marine (campione CR3 sondaggio S6).

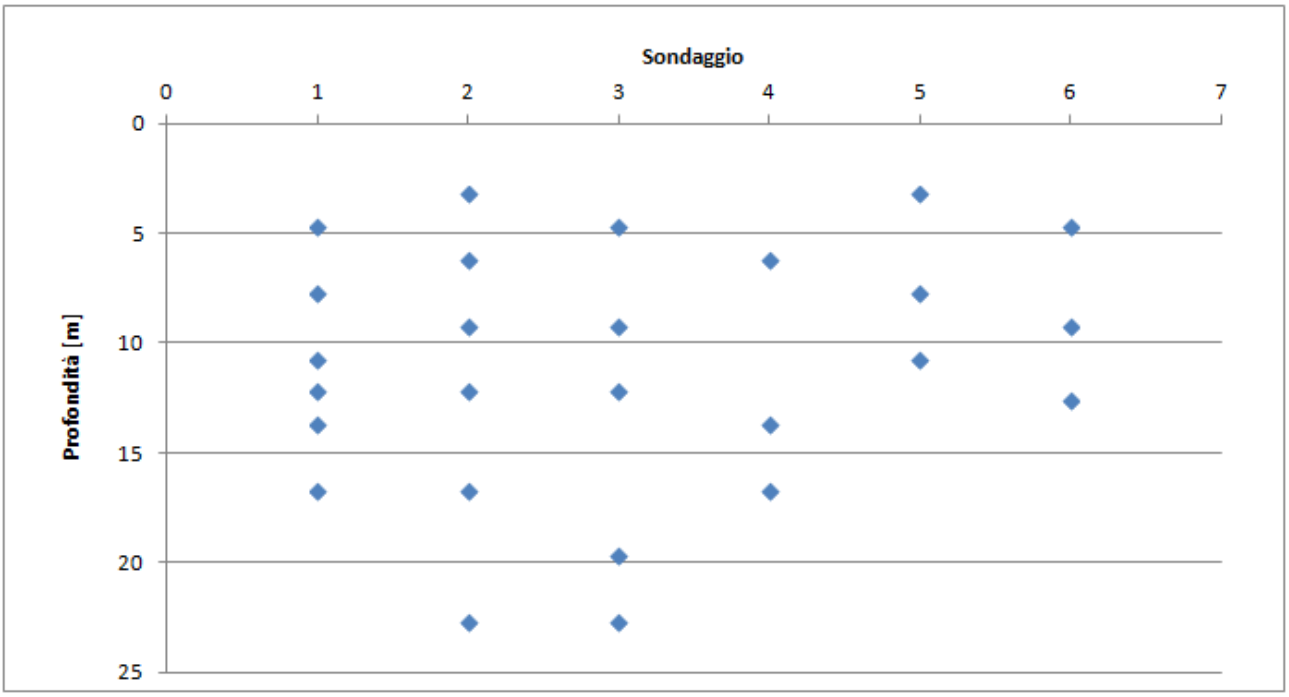


Figura 6 – Profondità di prelievo dei campioni rimaneggiati nei vari sondaggi.

2.1.5 Posa di piezometro tipo Norton

Nei sondaggi S1 e S5 sono stati posizionati due piezometri a tubo aperto 2":

- nel sondaggio S1 raggiunge una profondità di 26.70 m (quota 22.50 m s.l.m.), cieco nei primi 6 m da p.c., non è stata rilevata la presenza di falda;
- nel sondaggio S6 raggiunge una profondità di 19.00 m (quota -2.49 m s.l.m.), cieco nei primi 3 m da p.c., non è stata rilevata la presenza di falda.

2.2 Indagini effettuate prima del 2014

2.2.1 Indagine geologico strutturale

Il lavoro rappresentava una indagine conoscitiva preliminare che aveva come scopo lo studio dei principali fronti rocciosi insistenti sulla cava.

Nel dettaglio, è stata svolta un'indagine geologico-strutturale su una serie di pareti rocciose ritenute significative in vista del progetto di riutilizzo dell'area. La porzione di cava analizzata era stata suddivisa in dodici settori che rappresentavano zone ben delineate all'interno dell'area di coltivazione. Ogni settore corrisponde morfologicamente ad uno o più gradoni e dal punto di vista geomeccanico ad uno e più fronti. I settori numerati da 1 a 12 sono stati accorpati in 5 aree.

Lo studio ha permesso di pervenire alla definizione delle principali caratteristiche geomeccaniche e della roccia ed alla classificazione secondo Beniawski; infine si potuto formulare la zonizzazione della pericolosità.

Si rimanda agli specifici elaborati per ogni ulteriore dettaglio in merito.

2.2.2 Sondaggi su pendio di cava

Sono stati eseguiti n. 6 sondaggi sul pendio di cava nel settore centrale, da verticali a variamente inclinati, con profondità comprese tra 25 m e 67 m. Dai sondaggi sono stati prelevati n. 19 campioni poi sottoposti a prova sclerometrica.

Tali sondaggi indagano quasi esclusivamente il substrato roccioso; di particolare utilità per il presente lavoro, la descrizione stratigrafica e l'analisi visiva delle cassette catalogatrici che ha permesso una migliore comprensione del modello geologico.

Si rimanda all'elaborato E1 consegnato contestualmente allo Studio di Impatto Ambientale per ulteriori approfondimenti.

2.2.3 Sondaggi eseguiti per la caratterizzazione dei terreni

In questo caso le profondità di indagine sono modeste, comprese tra 5 e 20 m; i piezometri, laddove installati, sono posizionati sempre a 10 m di profondità e non rilevano mai la presenza di falda.

Per il presente lavoro, tali sondaggi risultano indicativi soprattutto della profondità del substrato roccioso, se raggiunto, o di eventuali cambi litologici all'interno dei depositi di cava. Da osservare, infine, che il piano campagna di riferimento per tali sondaggi in alcuni casi non può essere comparato con quello attuale, in quanto evidenti operazioni di movimento terra hanno comportato e continuano ad approntate un significativo stravolgimento delle morfologie superficiali, come per altro evidente anche dal confronto tra le quote che si desumono nelle basi cartografiche utilizzate (fotogrammetrico del 2012 e rilievo laser scan 3D del 2013).

Si rimanda quindi all'elaborato E2 per tutti i dettagli del caso.

2.3 Rilievo laser scanner 3D

2.3.1 Premessa

In risposta alle integrazioni richieste dal settore VIA-VAS con nota n. PG/2013/0106649 del 01/07/2013, la società proponente Cava Arene Candide S.r.l ha predisposto per l'area di cava in versante oggetto degli interventi di P.U.O l'acquisizione di un rilievo topografico di dettaglio (tecnologia laser scanner).

Allo stato attuale, si dispone del prodotto finale fornito dalla società Ad Hoc 3D Solutions mediante software proprietario. Si tratta di una soluzione "modulabile" secondo le esigenze dell'utente finale che potenzialmente consente l'integrazione di funzionalità in un ambiente GIS (misure di morfologia 3D, giaciture discontinuità e volumi, integrazione di altre informazioni generali o specifiche disponibili quali ubicazione indagini, note litologiche da rilievi di campagna...).

Si allegano alla relazione le specifiche tecniche del rilievo 3D in alta risoluzione fornite dalla società Ad Hoc 3D Solutions (vedasi allegati).

Di seguito viene invece sinteticamente illustrato il processo che ha consentito l'utilizzo del prodotto fornito per l'elaborazione di sezioni topografiche di maggiore dettaglio (in relazione al modulo di misure di morfologia 3D correntemente implementato nel software di gestione citato in precedenza).

2.3.2 Principi e metodi

L'intera area di interesse del P.U.O. ex Cava Ghigliazza è stata oggetto di un rilievo topografico ad alta risoluzione mediante strumentazione laser scanner di tipo terrestre. Con la tecnologia laser scanner si acquisiscono le coordinate spaziali di una data regione o della superficie di un oggetto in modo automatico, sistematico e con alta velocità.

Il principio alla base del metodo (indipendentemente dalle diverse tipologie di laser scanner) è la proiezione di un raggio, di un fascio di luce o di un pattern sull'oggetto da determinare e la successiva analisi del segnale di ritorno. Generalmente si utilizza quello che si chiama T.O.F o *Time of flight (tempo di volo)*: un impulso laser viene emesso verso l'oggetto e la distanza fra trasmettitore e superficie riflettente è calcolata in base al tempo impiegato dal segnale tra l'emissione e la ricezione.

Il risultato che ne consegue è una rappresentazione dei punti misurati nello spazio secondo una griglia ordinata, ovverossia la restituzione di una nuvola di punti. La griglia è determinata dal regolare spostamento del raggio laser, determinata dalla rotazione degli specchi (risoluzione verticale) o dalla rotazione dello strumento stesso (risoluzione orizzontale).

In generale, la scelta dello strumento laser scanner più adatto per un dato rilievo viene effettuata in base alle specifiche esigenze di utilizzo dell'informazione che si andrà ad acquisire, ma in particolare si deve tenere conto almeno delle seguenti caratteristiche:

- accuratezza della misura;
- velocità di acquisizione;
- range di misura (massima distanza misurabile);
- campo visivo dello strumento;
- dotazione di camere digitali;
- qualità del software di acquisizione ed elaborazione.

La strumentazione laser scanner terrestre, infine, può essere accoppiata ad una fotocamera metrica esterna ad alta risoluzione. In questo caso, allora, sono noti anche i parametri di distorsione degli obiettivi, la posizione e la distanza focale relativa alla fotocamera metrica. Il puntamento e la conseguente acquisizione delle immagini dell'oggetto rilevato sono controllati in automatico dal software di gestione dello strumento. Attraverso la combinazione della tecnologia laser con quella fotogrammetrica si hanno vantaggi di:

- migliore accuratezza nella misura 3D;
- grande capacità di definizione delle superfici;
- esteso campo di vista;
- migliore definizione di contorni e di discontinuità;
- alta risoluzione nella descrizione dei dettagli.

Alla fase di acquisizione di campagna segue il processo di elaborazione generalmente così articolato:

- unione e georeferenziazione delle nuvole di punti;
- filtraggio di elementi ridondanti esterni al rilievo (es.: vegetazione, arredi urbani, edifici o elementi esterni..);
- creazione di superfici dalle nuvole di punti (Mesh per la generazione di DTM e DEM);
- applicazione delle immagini alle superfici create (texture).

2.3.3 Rilievo laser scanner ex aree Cava Ghigliazza

2.3.3.1 Strumentazione utilizzata e programmazione punti di ripresa

Per il rilievo dell'ex area di cava è stata utilizzata una strumentazione RIEGL VZ-400 con una portata di 500 m ed una precisione sui punti di 5 mm su 100 m. Sono stati definiti complessivamente 18 punti di ripresa sull'area di cava e sono state acquisite misure GPS su 20 punti.

Presso ciascuno dei punti di stazionamento del dispositivo sono state acquisite immagini fotografiche ad alta risoluzione.

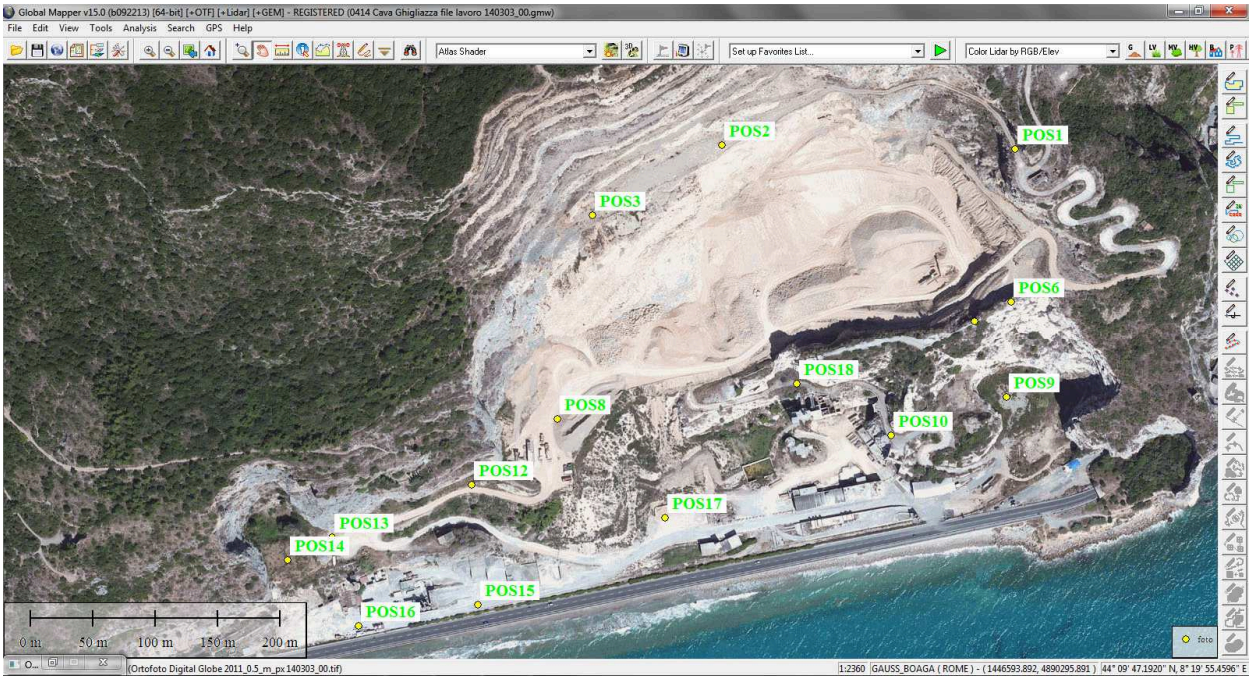


Figura 7 – Punti di ripresa del rilievo laser scanner.

2.3.3.2 Elaborazione di post-processing

Il prodotto finale (elaborazione a cura di Ad Hoc 3D Solutions) è il risultato della necessaria fase di post-processing delle acquisizioni grezze fornite dallo strumento. In particolare le elaborazioni compiute hanno riguardato:

- unione delle varie posizioni di scansione mediante individuazione e riconoscimento dei target retroriflettenti (*marker*) delle diverse posizioni che la strumentazione ha occupato nel corso della campagna;
- georeferenziazione dei *target* posizionati per l'allineamento delle posizioni di scansione (attraverso le rilevazioni GPS) e successiva rototraslazione del sistema di riferimento "locale", in cui sono stati acquisiti i punti laser scanner, in un sistema "proiettato" (UTM WGS84 F32 e GAUSS-BOAGA Roma 40 Fuso O);[1]
- eliminazione dei punti non contestualmente legati all'oggetto (es.: punti relativi al traffico veicolare);
- regolarizzazione della nuvola di punti a passo costante;

[1] *Il prodotto finale risulta quindi sovrapponibile alla cartografia regionale topografica (Carta Tecnica Regionale) e tematica (per congruenza del sistema di riferimento) nonchè al rilievo fotogrammetrico 2012 (utilizzato come base cartografica degli elaborati di progetto del P.U.O.)*

- riduzione della vegetazione mediante filtratura semi-automatica (algoritmi proprietari), tale operazione consente di separare il modello di superficie (DSM, digital surface model) ed il modello del terreno (DTM, digital terrain model) che, nel caso specifico, risulta di interesse pratico;
- passaggio dai punti alle superfici o facce mediante creazione di un modello (TIN) a maglia triangolare (di altissima risoluzione in funzione dell'elevata densità dei punti acquisibili con la strumentazione laser)
- applicazione della "colorazione" alla nuvola di punti e/o alle facce mediante l'utilizzo delle immagini della fotocamera metrica ad alta definizione. Si effettua una depurazione delle immagini dai parametri discorsivi conosciuti prima dell'applicazione alle superfici, fornendo un'informazione ed un dettaglio che solo la fotografia è in grado di determinare.

Nella figura seguenti si illustra il modello 3D finale ottenuto a seguito delle operazioni sopra citate.

Tale prodotto è stato quindi utilizzato nella fase di progetto integrativo per la definizione del modello geologico (aprile 2014); in particolare il rilievo 3D è stato utilizzato quale aggiornamento delle sezioni topografiche e geologico-tecniche elaborate (vedasi tavole litotecniche allegate). Poiché il piano topografico restituito dal nuovo rilievo non copre tutta l'area ex Cava Ghigliazza indagata e alcune zone limitrofe, le sezioni topografiche sono state estese verso il piazzale di cava inferiore e sino alla linea di battigia ricorrendo ancora una volta al fotogrammetrico disponibile. Nell'elaborato cartografico si riporta il limite di acquisizione del rilievo laser scan.

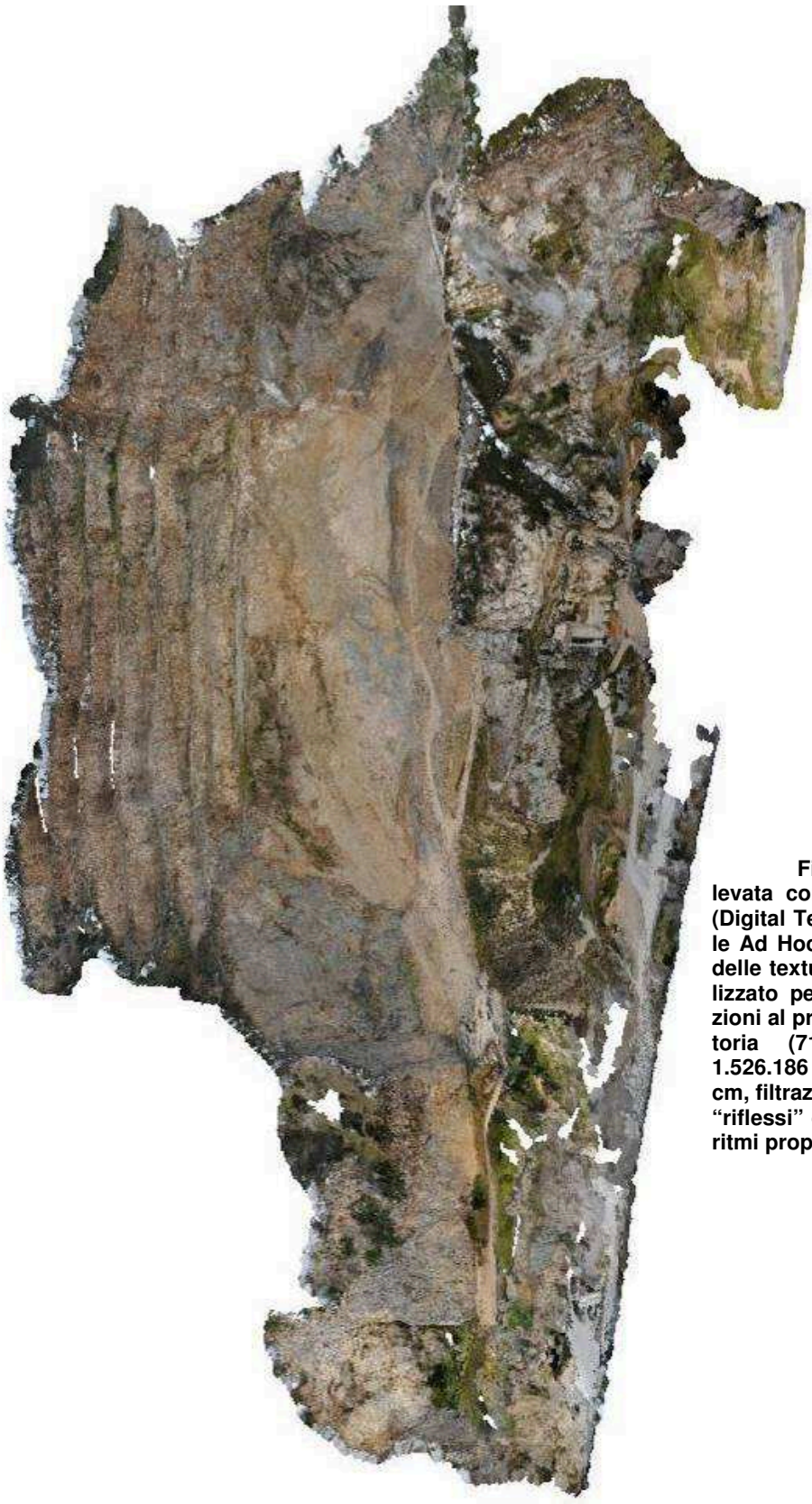


Figura 8 - Modello 3D dell'area rilevata con strumentazione laser scanner (Digital Terrain Model DMT), prodotto finale Ad Hoc 3D Solutions, con applicazione delle textures alle superfici o facce ed utilizzato per le elaborazioni delle integrazioni al progetto di P.U.O in corso di istruttoria (716.864 punti laser scanner, 1.526.186 facce o superfici, risoluzione 5 cm, filtrazione dei punti "estranei"e dei "riflessi" della vegetazione mediante algoritmi proprietari

2.3.3.3 Applicazioni nel progetto P.U.O. ex cava Ghigliazza

L'uso del software di gestione proprietario Ad Hoc 3D Solutions ha consentito di velocizzare e automatizzare la generazione di sezioni topografiche e curve di livello. Nelle successive figure si offrono degli esempi concreti tratti da fasi di computazioni applicate al modello 3D della cava.

Agli effetti degli approfondimenti del modello geologico del sito nonché della progettazione degli interventi di consolidamento/sostegno e di fondazione delle opere, poter disporre di una modellazione "fisica" il più possibile confrontabile con la realtà presenta ovvi vantaggi tra i quali:

- la tridimensionalità consente una visione globale d'insieme ed efficace sulle morfologie, le irregolarità delle pareti in roccia, l'eventuale presenza di discontinuità persistenti..;
- la precisione di un'analisi di stabilità dipende strettamente dalla morfologia del pendio restituito: inesattezze o semplificazione eccessive dei profili (come nel caso delle restituzioni fotogrammetriche a grande scala) possono condurre ad errori anche significativi nei calcoli;
- la precisione di un modello ad alta risoluzione maggiore rispetto quella di modello tradizionale prodotto tramite restituzione fotogrammetrica consente una precisa definizione del calcolo dei volumi di scavo.

Nella successiva Figura9 si propone, come esempio, l'estrazione di curve di livello dal modello mediante apposita funzione del software di gestione di rilievo Ad Hoc 3D Solutions. Le curve di livello (che possono essere restituite secondo qualsiasi intervallo di equidistanza) possono essere generate in pochi secondi ed esportate nei più comuni formati (ASCII, DWG, DXF) agevolando l'uso in software tecnici (CAD, GIS..).

Nella Figura10 invece si illustra una funzionalità integrata la quale permette di generare (tramite input diretto o, in alternativa, importandoli) piani dalla cui intersezione con il modello 3D si perviene alla generazione di tracce di profili topografici di dettaglio. Nel caso in esame, come già detto, si è proceduto ad aggiornare le sezioni geologiche-geotecniche presenti negli elaborati di progetto di P.U.O. (cfr.: tavole C2.1, C2.2, C2.3) estendendole soprattutto a monte delle stesse; il modello geologico (aggiornato anche alla luce delle nuove conoscenze acquisite con la campagna di indagini marzo-aprile 2014) è stato quindi applicato a tali profili topografici



Figura9 – Modello 3D dell'area di cava ed estrazione curve di livello (software proprietario Ad Hoc 3D Solutions). Esempio di applicazione pratica ed utilizzo del rilievo 3D. L'elaborazione in figura rappresenta solo le isolinee a 10 m di equidistanza (per necessità di chiarezza espositiva grafica).

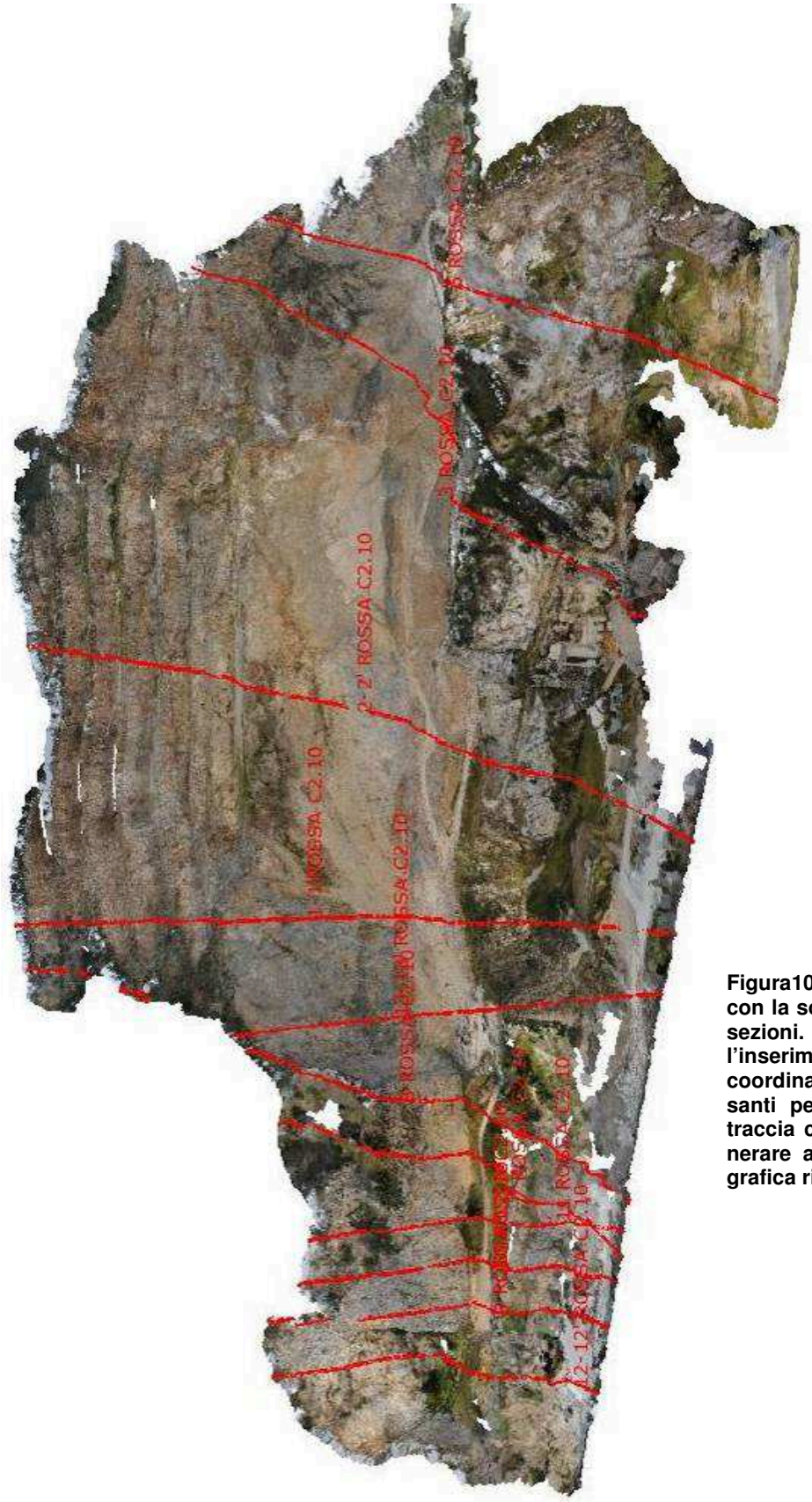


Figura10 – Modello 3D dell'area di cava con la sovrapposizione di alcune tracce di sezioni. Il software di gestione consente l'inserimento automatico di piani note le coordinate x,y di almeno due punti passanti per esso. L'intersezione della sua traccia con il modello 3D consente di generare automaticamente la sezione topografica richiesta.

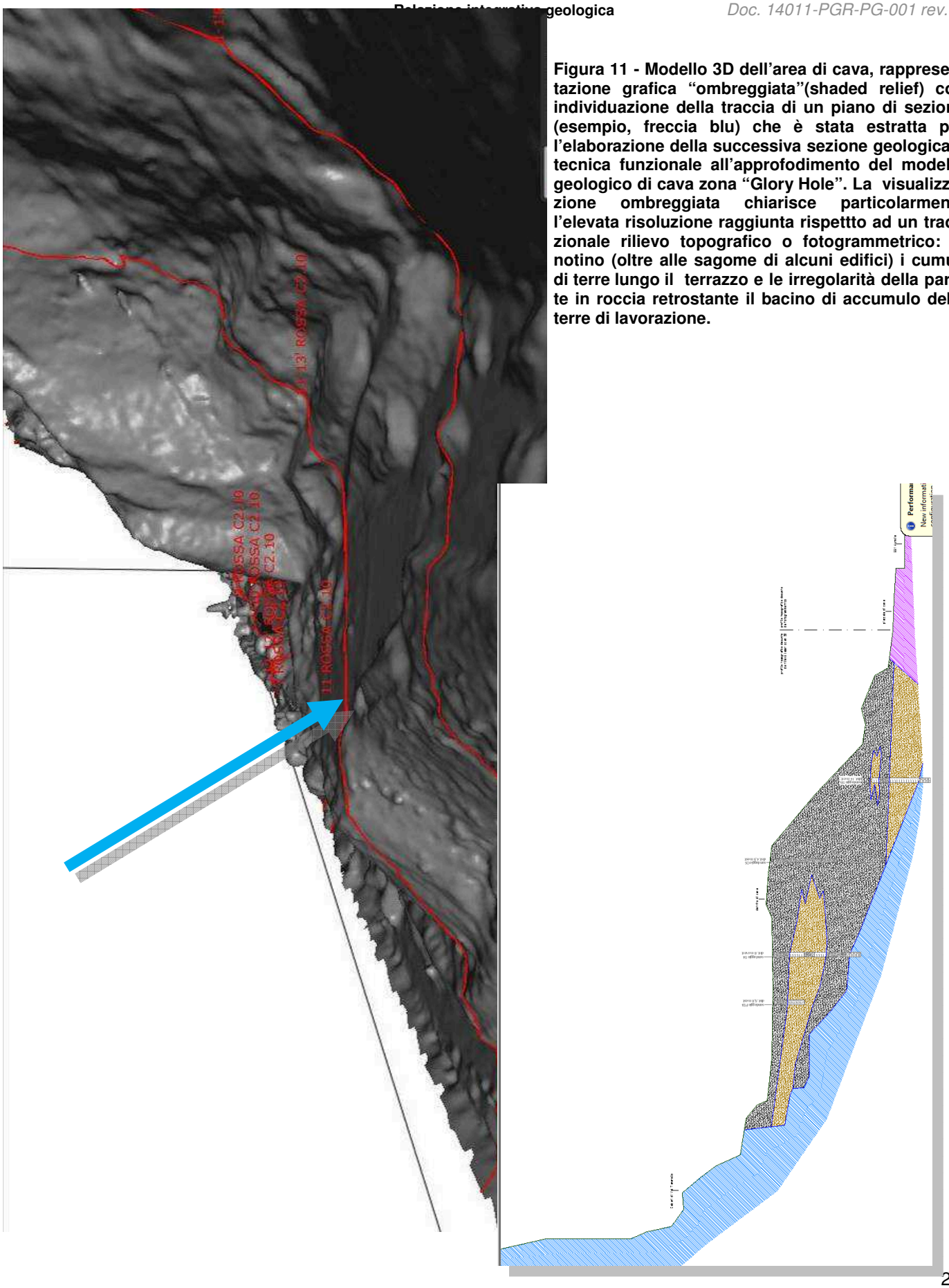


Figura 11 - Modello 3D dell'area di cava, rappresentazione grafica "ombreggiata"(shaded relief) con individuazione della traccia di un piano di sezione (esempio, freccia blu) che è stata estratta per l'elaborazione della successiva sezione geologica e tecnica funzionale all'approfodimento del modello geologico di cava zona "Glory Hole". La visualizzazione ombreggiata chiarisce particolarmente l'elevata risoluzione raggiunta rispettto ad un tradizionale rilievo topografico o fotogrammetrico: si notino (oltre alle sagome di alcuni edifici) i cumuli di terre lungo il terrazzo e le irregolarità della parete in roccia retrostante il bacino di accumulo delle terre di lavorazione.

3. Caratterizzazione geotecnica depositi detritici

Le elaborazioni delle prove penetrometriche discontinue sono state interpretate mediante correlazioni empiriche o bibliografiche specifiche scelte appropriatamente in funzione delle caratteristiche granulometriche delle carote di sondaggio e dei campioni di laboratorio. Tali correlazioni sono suggerite da vari autori con determinati campi di validità e sono generalmente correlati al numero di colpi/resistenza alla punta. Infine, sui valori valutati empiricamente sono state applicate stime cautelative per la determinazione dei valori caratteristici NTC 2008 (vedi paragrafi successivi).

3.1 Definizione delle unità litotecniche considerate

Sulla base dei risultati di tutte le indagini sviluppate e dei risultati specifici delle analisi di laboratorio sui campioni prelevati è stato proposto un modello geotecnico dei depositi antropici e marini costituito da diverse unità, come di seguito proposto.

- Unità geotecnica 1 – Con questo termine si vuole raggruppare l'insieme di terreni costituiti in prevalenza da **ghiaie limose (GM)[2], ghiaie argillose (GC)** e **sabbie limose (SM),** ovverossia terreni a grana grossa prevalenti e subordinati fini (ML-limi inorganici) **dei detriti di versante e scarti di cava,** aventi comportamento non o poco coesivo. Sono depositi da poco addensati (in superficie) ad addensati (in profondità), in genere presenti al tetto del complesso dei materiali delle colmate delle regioni di cava investigata o alla base al di sopra del substrato roccioso (intervallo 2 e 4 dei profili interpretativi, pagina 30 certificato n. 1162, per i sondaggi S1-S4 anche intervallo 1).

- Unità geotecnica 2 – Si tratta in prevalenza di **limi inorganici (ML),** terreni a grana fine con subordinate frazioni grossolane derivate dagli **scarti di cava** e costituiti da comportamento coesivo. Sono depositi in genere poco consistenti, poco o nulla plastici, ritracciabili perlopiù nell'intervallo stratigrafico intermedio per quanto riguarda il settore morfologicamente più alto dell'area investigata (sondaggi S4, S3,S2,S1; intervallo 3 dei profili interpretativi, pagina 30 certificato n. 1162); nei settori topograficamente più bassi dell'area di indagine (sondaggi S5, S6) sono generalmente presenti fin dalla superficie di piano campagna. Si caratterizzano per le proprietà geotecniche mediocri-scadenti e per la consistenza generalmente bassa o talvolta quasi nulla. La posizione del sondaggio S6, infatti, risulta compatibile con l'ubicazione delle vasche di lavaggio segnalate nei piani di coltivazione e colmate di recente.

- Unità geotecnica 3 – Si tratta di depositi marini costituiti da **sabbie limose (SW-SM)** a comportamento prevalentemente incoerente. Sono materiali rinvenuti nel solo sondaggio S6 a profondità di ca.10-15 m da p.c. Si tratta di terreni da addensati a molto addensati il cui tetto è correlabile alla quota dei depositi marini di spiaggia: è un'unità geotecnica di interesse (ai fini del volume signi-

[2] *Sistema di classificazione convenzionale U.S.C.S.-Unified Soil Classification system*

ficativo delle strutture di fondazione e/o provvisionali) per il settore dell'areale di intervento topograficamente più basso che si estende nel piazzale attuale tra la *S.S Aurelia* ed il versante di cava.

Nelle figure seguenti si riporta l'analisi comparativa dei segnali delle prove SPT eseguite distinte per area di sondaggio (piazzale superiore e piazzale di cava alla base) e per sondaggio.

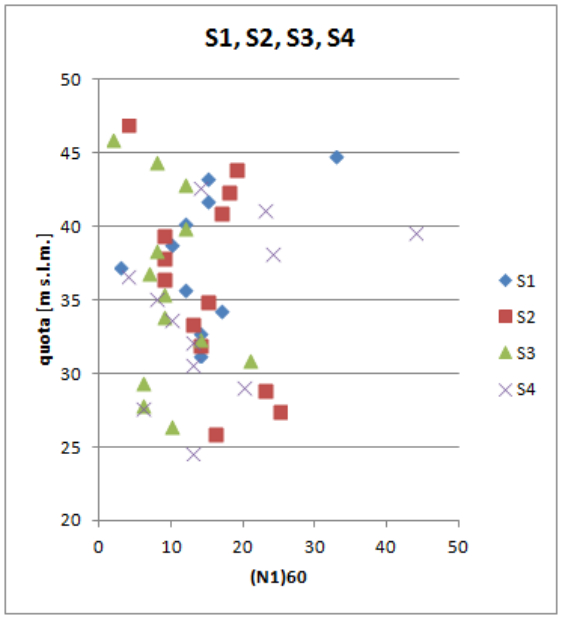


Figura 12 – Diagramma delle prove SPT relative ai sondaggi S1-S4: tra i 10 e i 15 m di profondità si nota la diminuzione generalizzata dei valori di battuta (la quota p.c. di tutti i sondaggi è circa la medesima).

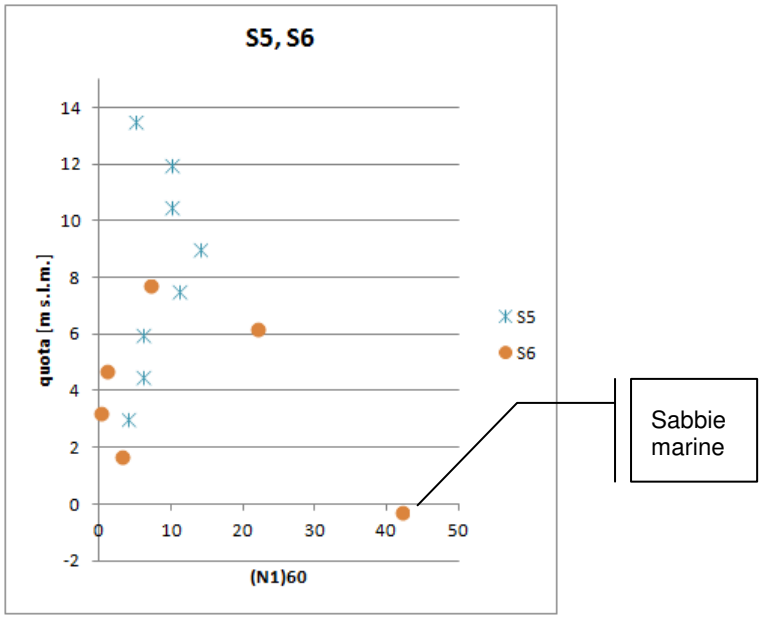


Figura 13 - Diagramma delle prove SPT relative ai sondaggi S5-S6: soprattutto per il sondaggio S6 si riscontrano valori di battuta decisamente bassi.

3.2 Criteri di valutazione del campo di variabilità dei parametri geotecnici

I range di variabilità dei parametri geotecnici fondamentali che definiscono il comportamento fisico-meccanico dei materiali, propedeutici alla definizione dei valori caratteristici, sono stati determinati sulla base di correlazioni empiriche ampiamente consolidate nella letteratura geotecnica relative alle prove SPT; di seguito si riporta l'elenco di quelle utilizzate.

3.2.1 Stato di consistenza

Lo stato di consistenza è stato stimato in accordo con la classificazione A.G.I. del 1977.

3.2.2 Densità relativa

Per la stima della densità relativa è stata adottata come riferimento la relazione proposta da Meyerhof (1957) basandosi sulle esperienze di Gibbs & Holtz (1957) valida per qualunque pressione efficace

$$Dr = 21.\sqrt{\frac{N_{SPT}}{\left(\frac{\sigma'_{vo}}{98} + 0{,}7\right)}} \quad (\%)$$

ove

Dr = densità relativa

N_{SPT} = numero di colpi standardizzato secondo la prova SPT;

σ'_{vo} = pressione verticale efficace (in KPa).

I valori ottenuti sono stati confrontati con quelli stimati seguendo l'approccio di Skempton, così come riportato da Kulhawy e Mayne (1990), a partire dai valori di resistenza N_{SPT} ottenuti estrapolando i dati delle penetrometrie, secondo l'equazione

$$Dr = 100.\sqrt{\frac{(N_1)_{60}}{60}}$$

dove:

$(N_1)_{60}$ = valore di resistenza N_{SPT} riferito ad un rendimento medio del 60% e depurato dagli effetti di sovraccarico locali.

Tale metodologia è stata applicata esclusivamente ai quei valori di N_{SPT} compatibili con presenza di materiali a granulometria per lo più sabbiosa; nei casi di elevata variabilità dei valori ottenuti anche all'interno di tratti considerati omogenei, si è scelto di classificare i materiali secondo il minimo di densità relativa stimato per una data profondità, individuando un inviluppo cautelativo di progetto dei valori di Dr stimati sull'intera zona a favore di sicurezza.

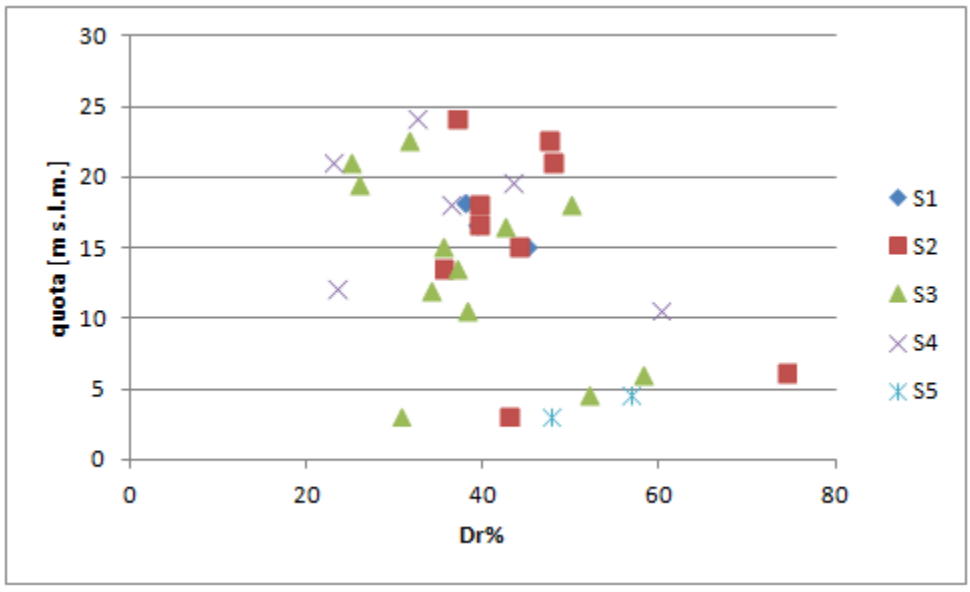


Figura 14 – Analisi comparativa dei valori di Dr%

3.2.3 Angolo di resistenza al taglio

Per la determinazione dell'angolo di resistenza al taglio φ si è fatto riferimento alla relazione proposte da Hatanaka e Uchida (da Mayne et al., 2001)

$$\varphi = 20 + \sqrt{15{,}4 N_{1(60)}}$$

e da Hatanaka et al. (1998)

$$\varphi = 3.5\sqrt{N_1(60)} + 22.3$$

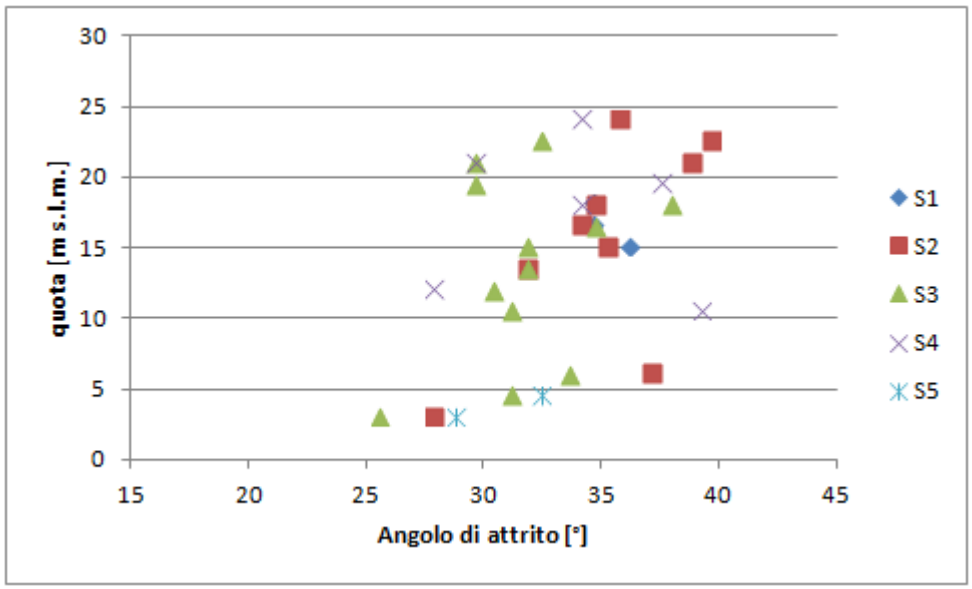


Figura 15 – Analisi comparativa dei valori di angolo di attrito relativo alla unità geotecnica 1 per i depositi granulari (sforzi efficaci).

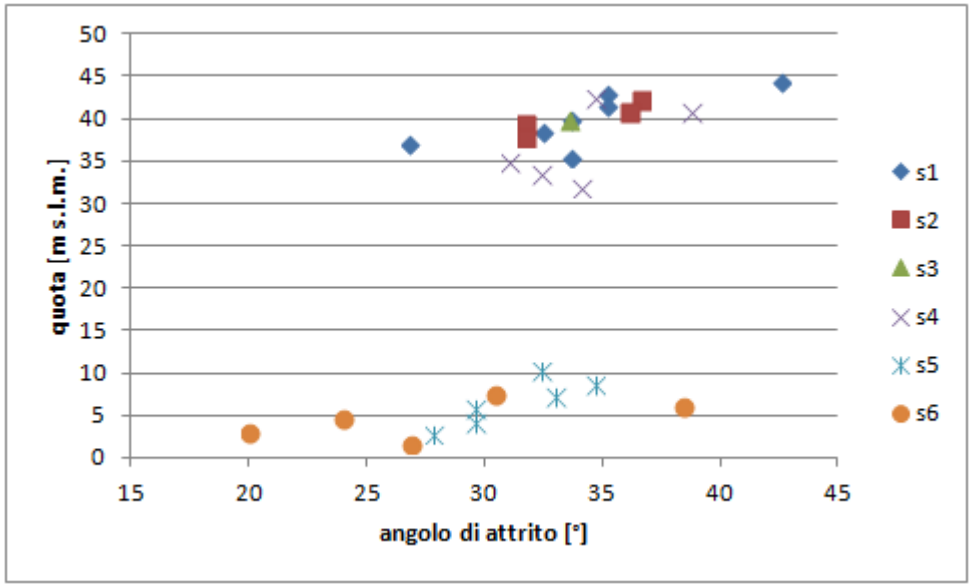


Figura 16 - Analisi comparativa dei valori di angolo di attrito relativo alla unità geotecnica 2 per i depositi non granulari (sforzi efficaci).

3.2.4 Angolo di attrito di picco

La stima dell'angolo di attrito di picco è stato elaborato in accordo con la formulazione di Bolton (1986), da cui si ottiene un valore di 36° per i terreni incoerenti dell'unità geotecnica 1 e di 48° per le sabbie marine (unità geotecnica 3).

3.2.5 Modulo elastico

I valori del modulo elastico E sono stati ricavati, in prima istanza, dalla formula di Bowles, correlazione valida per sabbia argillosa, sabbia limosa, limo sabbioso, sabbia media, sabbia e ghiaia, secondo la seguente espressione:

$E_Y = 3.2\ (N_{SPT} + 15)$ per sabbia argillosa

$E_Y = 3.0\ (N_{SPT} + 6)$ per sabbia limosa, limo sabbioso

$E_Y = 5.0\ (N_{SPT} + 15)$ per sabbia media

$E_Y = 12.0\ (N_{SPT} + 6)$ per sabbia ghiaiosa e ghiaia

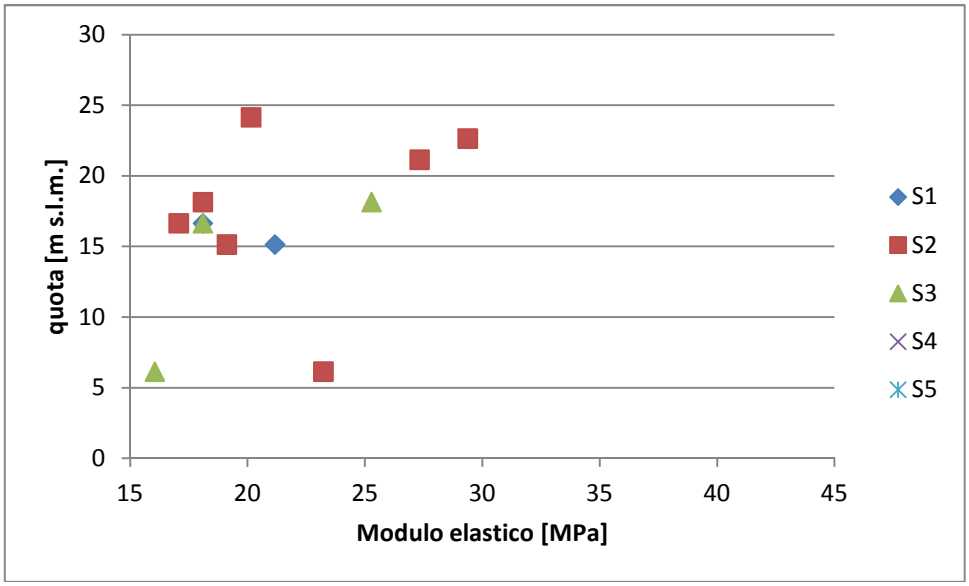


Figura 17 – Analisi comparativa dei valori di modulo elastico relativo alla unità geotecnica 1 per i depositi granulari.

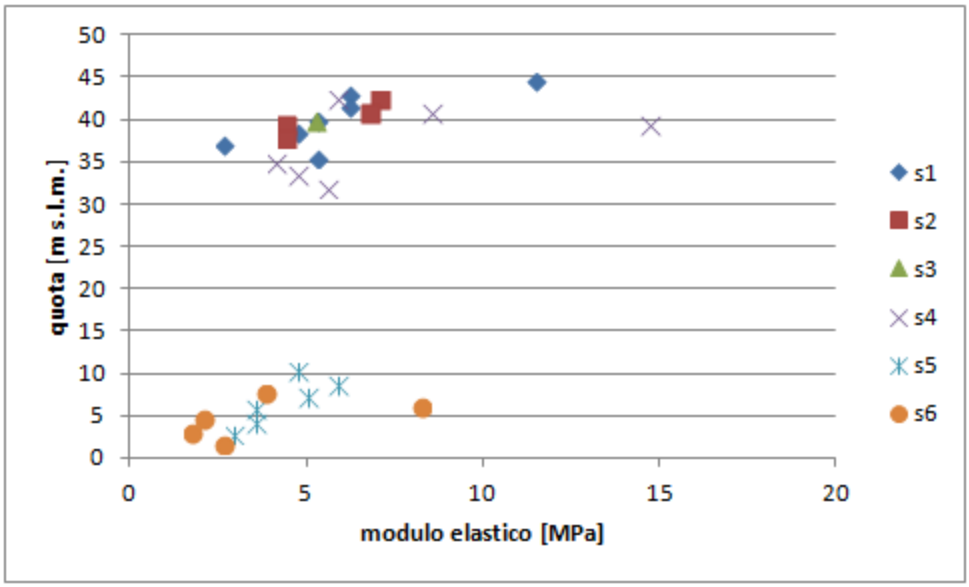


Figura 18 – Analisi comparativa dei valori di modulo elastico relativo alla unità geotecnica 2 per i depositi non granulari.

3.2.6 Modulo edometrico

Per il modulo edometrico (Ed) si è fatto riferimento alla formulazione di Menzenbach e Malcev valida per sabbia fine, sabbia ghiaiosa e sabbia e ghiaia.

- Ed = 3.54 + 38 N_{SPT} per sabbia fine
- Ed = 4.46 + 38 N_{SPT} per sabbia media
- Ed = 10.46 + 38 N_{SPT} per sabbia e ghiaia
- Ed = 11.84 + 38 N_{SPT} per sabbia ghiaiosa.

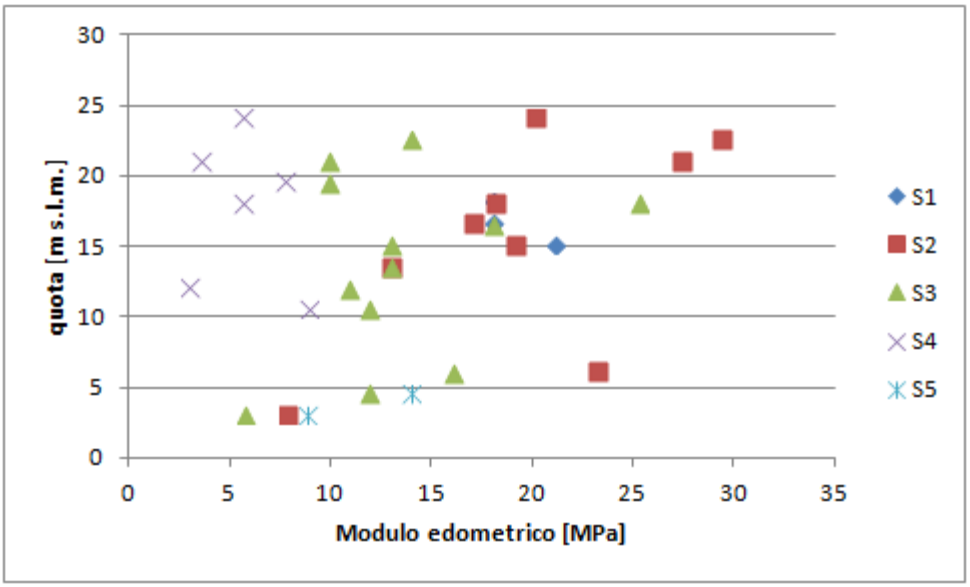


Figura 19 – Analisi comparativa dei valori di modulo edometrico relativo alla unità geotecnica 1 per i depositi granulari.

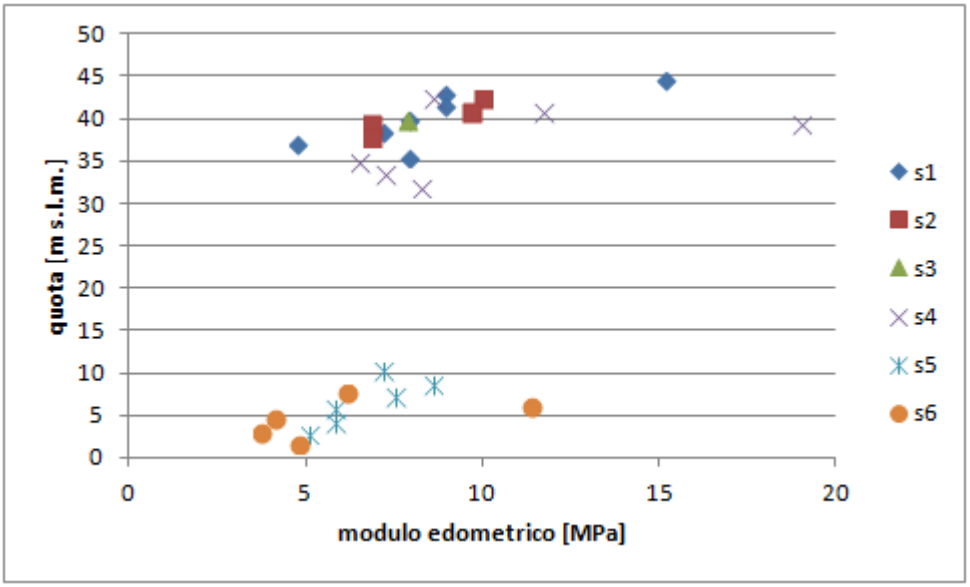


Figura 20 – Analisi comparativa dei valori di modulo edometrico relativo alla unità geotecnica 2 per i depositi non granulari.

3.2.7 Peso di volume

Il peso di Volume è stato stimato secondo l'equazione di Meyerhof ed altri, valida per sabbie, ghiaie, limo, limo sabbioso, argille, argille sabbiose e limose prevalentemente coerenti.

3.2.8 Peso di volume saturo

Il peso di volume saturo è stato calcolato mediante la formulazione di Bowles 1982, Terzaghi-Peck 1948-1967. Correlazione valida per peso specifico del materiale pari a circa γ = 2,65 t/mc e per peso di volume secco variabile da 1,33 (Nspt = 0) a 1,99 (Nspt = 95). Per termini coesivi correlazione valida per peso del materiale pari a circa γ=2,70 (t/mc) e per indici dei vuoti variabili da 1,833 (Nspt=0) a 0,545 (Nspt=28).

3.2.9 Coesione efficace

In via cautelativa, per i depositi non coesivi in termini di sforzi efficaci si assume un valore nullo di coesione efficace.

3.2.10 Coesione non drenata

Esclusivamente per i depositi fini a componente coesiva, la coesione non drenata (Su) è stata calcolata con la formula di Sanglerat valida per argille limose-sabbiose poco coerenti, valori validi per resistenze penetrometriche < 10 colpi. Tali valori sono stati poi confrontati con i dati desunti tramite stima diretta mediante le misure di resistenza uniassiale in condizioni di espansione laterale libera con "pocket penetrometer" effettuate sulle carote di sondaggio.

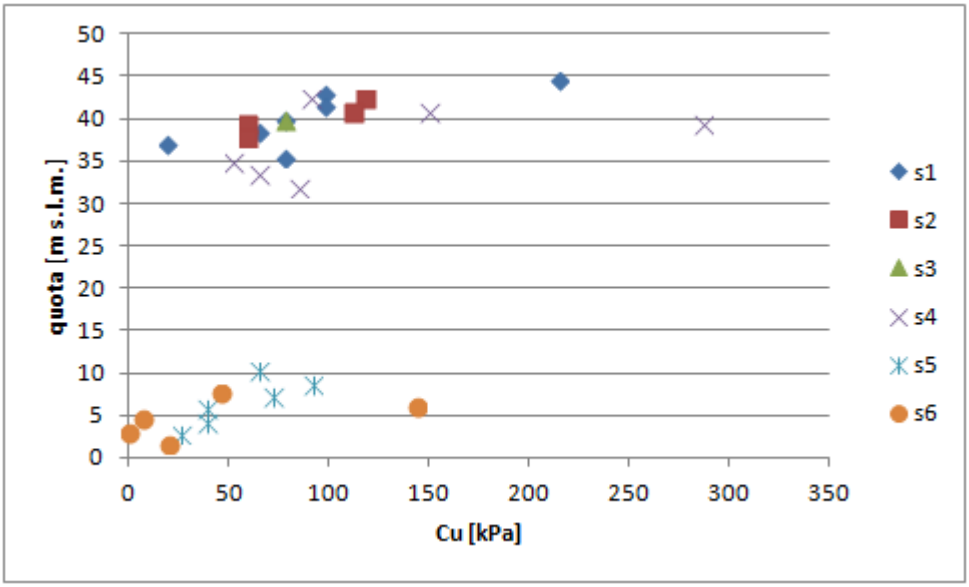


Figura 21 – Analisi comparativa dei valori di coesione non drenata relativo alla unità geotecnica 2 per i depositi non granulari (sforzi totali).

3.2.11 Modulo elastico non drenato Eu

Con riferimento al grafico di Duncan e Buchignani (1976), che mette in correlazione Eu con la coesione non drenata Cu in funzione di OCR, si può cautelativamente assumere Eu=40 MPa.

3.3 Valori caratteristici dei parametri geotecnici

Secondo l'Eurocodice 7 e le NTC, i valori caratteristici Xk consistono in una stima cautelativa del valore che influenza l'insorgere dello stato limite. Il § C 6.2.2.4 della Circolare C.S.LL.PP. n° 617/2009 illustra chiaramente come tali valori debbano essere scelti. In particolare:

"*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 rigidezza 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 rigidezza. La scelta di valori caratteristici prossimi ai valori minimi dei terreni; basti pensare, ad esempio, all'effetto delle discontinuità sul valore operativo della resistenza non drenata. Una migliore approssimazione nella valutazione dei valori caratteristici può essere ottenuta operando le opportune medie dei valori dei parametri geotecnici nell'ambito di piccoli volumi di terreno, quando questi assumano importanza per lo stato limite considerato".*

Nello specifico, per le caratteristiche stratigrafiche evidenziate in rapporto alla localizzazione dei punti di indagine, delle opere civili previste (non necessariamente sulle verticali indagate), è apparso appropriato considerare i seguenti valori caratteristici dei parametri geotecnici:

- i valori di peso specifico secco e umido per tutte le unità considerate sono stati definiti mediante il valore medio;
- i valori di angolo di attrito efficace e di picco per l'unità 1 e l'unità 3 (materiale incoerente) sono stati definiti mediante il valore medio.

Relativamente alla sola unità 2 (depositi a comportamento coesivo) e per la definizione dei valori di coesione e angolo di attrito, poiché desunti tramite correlazioni determinate da un significativo margine di incertezza se riferite a prove SPT, si è scelto una stima cautelativa della distribuzione dei dati. In particolare si è considerato il valore caratteristico ex EC7 punto 2.4.5.2 11 e relativa nota:

Una stima cautelativa del valore medio è una selezione del valore medio del limitato insieme dei valori del parametro geotecnico, con un livello di confidenza del 95%.

$$x_k = \overline{x} \pm t_{n-1}^{0.95}\left(\frac{s}{\sqrt{n-1}}\right)$$ iderato

- x con barra il valore medio (ignoto) della popolazione, ipotizzato essere uguale al valore medio del campione
- t è il valore della distribuzione di Student ad n-1 gradi di libertà con probabilità u = 95% (ossia, 1-α = 0.95 o alternativamente, α = 0.05)
- s è la deviazione standard del campione
- n il numero di dati.

Si è assunto quindi cautelativamente che il comportamento del sistema geotecnico venga tendenzialmente controllato dai valori minimi delle caratteristiche geotecniche del suolo di fondazione. Ciò equivale a considerare che il volume di terreno interessato dallo stato ultimo (rottura) è modesto, la superficie di rottura si può sviluppare all'interno di una zona di tipo debole e vi è assenza di compensazione tra zone deboli e zone più resistenti.

Di seguito si riportano dunque le tabelle di sintesi dei valori indice dei terreni considerati.

Descrizione	U.M.	Simbolo	Valore
Unità geotecnica 1 - U1			
Unità geologica (descrizione riportata in legenda sezioni geologiche)			Detrito di versante, scarto di cava - comportamento non o poco coesivo
Unità geotecnica			GM, GM-GC, SM, ML - caratterizzati in genere da valori SPT medi ed elevati ad eccezione di locali livelli poco addensati. La matrice è generalmente fine, attribuibile ad ML
Peso specifico secco	kN/m³	γdry	17
Peso specifico saturo	kN/m³	γsat	20
Angolo di attrito di picco	°	Φpicco	36
Angolo di attrito	°	Φ'	33
Coesione apparente	kPa	c'	0
Modulo elastico	Mpa	E	21

Descrizione	U.M.	Simbolo	Valore
Unità geotecnica 2 - U2			
Unità geologica (descrizione riportata in legenda sezioni geologiche)			Detrito di versante, scarto di cava - comportamento coesivo
Unità geotecnica			ML - caratterizzati in genere da valori SPT medi e medio bassi.
Peso specifico secco	kN/m³	γdry	19
Peso specifico saturo	kN/m³	γsat	21
Coesione non drenata	kPa	Cu	62
Modulo elastico non drenato	Mpa	Eu	40
Angolo di attrito efficace	°	Φ'	24
Coesione apparente	kPa	c'	0

Descrizione	U.M.	Simbolo	Valore
Unità geotecnica 3 - U3			
Unità geologica (descrizione riportata in legenda sezioni geologiche)			Sabbie marine
Unità geotecnica			SW-SM
Peso specifico secco	kN/m³	γdry	21
Peso specifico saturo	kN/m³	γsat	25
Angolo di attrito di picco	°	Φpicco	48
Angolo di attrito	°	Φ'	45
Coesione apparente	kPa	c'	0
Modulo elastico	Mpa	E	41

Tabella 2 – Sintesi dei valori indice per i terreni considerati.

4. Interventi di consolidamento dei terreni

4.1 Premessa

Lo sfruttamento di aree residuali del sistema urbano, la realizzazione di edifici in prossimità di fabbricati esistenti, la trasformazione strutturale e funzionale di costruzioni esistenti, le variazioni idrauliche nel sottosuolo e le relative ripercussioni sulla stabilità delle fondazioni degli edifici, la realizzazione di fabbricati in aree contaminate sono alcune delle diverse cause che impongono il trattamento dei terreni per l'ottenimento dei requisiti meccanici, fisici, chimici necessari per la realizzazione e l'esercizio delle opere.

I metodi ed i mezzi di intervento sono rivolti a modificare nel senso desiderato le proprietà del terreno quali la resistenza, la deformabilità e la permeabilità, o a modificare un certo volume di terreno introducendo in esso degli elementi formati da altri materiali con caratteristiche meccaniche e fisiche tali da ottenere il comportamento voluto.

Con riferimento alle caratteristiche del modello geologico-geotecnico del sito in esame sono di seguito esplicitati i riferimenti tecnici per un intervento di miglioramento dei depositi detritici mediante tecnica dei precarichi.

4.2 Rilevati di precarico

4.2.1 Generalità

L'utilizzo del rilevato di *precarico* quale mezzo per preconsolidare depositi di terreni caratterizzati da scadenti proprietà meccaniche è una delle tecniche più diffuse e di più lungo utilizzo nel tempo. In generale, i terreni che richiedono tale trattamento sono costituiti da tutti quei materiali che, in relazione ad uno specifico carico di progetto, possono manifestare cedimenti eccessivi o non offrire sufficienti margini di sicurezza per la stabilità.

Il *precarico* o *precompressione* si propone di incrementare la capacità portante e di ridurre la comprimibilità di suoli deboli, densificando terreni sciolti privi di coesione o consolidando terreni argillosi e/o limosi. In particolare, come per il caso in oggetto, data la scarsa permeabilità di alcuni dei depositi riconosciuti dalle indagini svolte (unità litotecnica U2) la conoscenza dell'evoluzione dei cedimenti nel tempo presenta notevoli interessi pratici. Infatti, per tali terreni è prevedibile che il cedimento non si manifesti solo istantaneamente con l'applicazione del carico ma si protragga per periodi più lunghi per effetto del fenomeno di consolidazione (espulsione dell'acqua interstiziale).

L'applicazione di un *sovraccarico*, sul sedime di realizzazione di un futuro intervento costruttivo, ed in eccesso rispetto al carico finale di progetto, ha lo scopo di anticipare l'aliquota desiderata di un prefissato cedimento di progetto.

In tutti gli interventi su terreni soffici (scarsa permeabilità) generalmente si ha un incremento della velocità del processo di consolidazione primaria impiegando anche *dreni verticali* e, nel caso di copertura relativamente impermeabile, con una superficie orizzontale di drenaggio sul piano campagna originario.

4.2.2 Dreni verticali

Sono installati per accelerare i cedimenti ed incrementare la resistenza dei terreni coesivi molli. In assenza di dreni verticali, infatti si possono verificarsi rotture per il superamento della capacità portante

durante il posizionamento della copertura e gli assestamenti dei terreni fini possono estendersi per tempi eccessivamente lunghi in rapporto alle esigenze costruttive.

Agli effetti pratici i dreni accelerano la consolidazione primaria che è dovuta ad un fenomeno idraulico di movimento dell'acqua generalmente lenta nei terreni fini perché dotati di scarsa permeabilità. L'incremento della velocità di consolidazione avviene sostanzialmente per la modificazione sensibile del *percorso di drenaggio* (semplicemente unidirezionale e verticale in assenza di dreni ma in più anche radiale con il loro impiego).

4.2.3 Rilevato di precarico: specifiche tecnico-costruttive

4.2.3.1 Caratteristiche e requisiti dei materiali

La classificazione delle terre idonee alla formazione del rilevato e la determinazione del loro gruppo di appartenenza sarà conforme alla norma CNR-UNI 10006 (adozione del sistema di classificazione HRB-AASHTO-ASTM D3282-92, *Classfication of soil and Soil-Aggregate Mixtures for Highway Construction Purposes*) (vedasi tabella successiva).

sificazione rale	Terre ghiaio-argillose Frazione passante al setaccio 0,075 UNI 2332<35%							Terre limo-argillose Frazione passante al setaccio 0,075 UNI 2332>35%					Torbe e terre organiche palustri
Gruppo	A1		A3	A2				A4	A5	A6	A7		A8
Sottogruppo	A1-a	A1-b		A2-4	A2-5	A2-6	A2-7				A7-5	A7-6	
Analisi granulometrica Frazione passante al setaccio 2 UNI EN 933	≤ 50	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	
0,4 UNI EN 933	≤ 30	≤ 50	≤ 50	--	--	--	--	--	--	--	--	--	
0,063 UNI EN 933	≤ 15	≤ 25	≤ 10	≤ 35	≤ 35	≤ 35	≤ 35	> 35	> 35	> 35	> 35	> 35	
Caratteristiche della frazione passante al setaccio 0,4 UNI EN 933 Limite liquido	--		--	≤ 40	> 40	≤ 40	> 40	≤ 40	> 40	≤ 40	> 40	> 40	
Indice di plasticità	≤ 6		N.P.	≤ 10	≤ 10	> 10	≤ 10	≤ 10	≤ 10	> 10	> 10	> 10	
											IP≤1.1.-30	IP>1.1.-30	
Indice di gruppo	0		0	0	≤ 4		≤ 8	≤ 12		≤ 16	≤ 20		
Tipi usuali dei materiali caratteristici costituenti il gruppo	Ghiaia o breccia, ghiaia o breccia sabbiosa, sabbia grossa, pomice, scorie vulcaniche, pozzolane		Sabbia fine	Ghiaia e sabbia limosa o argillosa				Limi poco compressib.	Limi fortemente compressib.	Argille poco compressibili	Argille fortemente compressibili mediamente plastiche	Argille fortemente compressibili fortemente plastiche	Torbe di recente o remota formazione; detriti organici di origine palustre
Qualità portanti quale terreno di sottofondo in assenza di gelo	Da eccellente a buono			Da mediocre a scadente									Da scartare come sottofondo
Azione del gelo sulle qualità portanti del terreno di sottofondo	Nessuna o lieve			Media				Molto elevata		Media	Elevata	Media	
Ritiro o rigonfiamento	Nullo			Nullo o lieve				Lieve o medio		Elevato	Elevato	Molto elevato	
Permeabilità	Elevata			Media o scarsa				Scarsa o nulla					
Identificazione del terreno in sito	Facilmente individuabile a vista		Aspri al tatto incoerenti allo stato asciutto	La maggior parte dei granuli sono individuabili ad occhio nudo Aspri al tatto Una tenacità media o elevata allo stato asciutto indica la presenza di argilla				Reagiscono alle prove di scuotimento* Polverulenti o poco tenaci allo stato asciutto. Non facilmente modellabili allo stato umido		Non reagiscono alla prova di scuotimento* Tenaci allo stato asciutto Facilmente modellabili in bastoncini sottili allo stato umido			Fibrosi di colore bruno o nero Facilmente individuabili a vista
Prova di cantiere che può servire a distinguere i limi e le argille. Si esegue scuotendo nel palmo della mano un campione di terra bagnata e comprimendolo successivamente fra le dita. La terra reagisce alla prova se, dopo lo scuotimento, apparirà sulla superficie un velo lucido di acqua libera, che scomparirà comprimendo il campione fra le dita.													

Tabella 3: Classifica stradale HEB-AASHTO CNR UNI 10006.

4.2.3.2 Formazione del rilevato di precarico

Per i rilevati di precarico e per i riempimenti potranno essere impiegati materiali di qualsiasi natura, fatta eccezione per quelli appartenenti ai gruppi A7 e A8 descritti nella tabella precedente.

Il materiale dovrà essere steso in strati regolari di spessore prestabilito e le modalità di posa dovranno essere atte a conseguire la densità uniforme dichiarata nel progetto, controllata con sistematicità, comunque tale da garantire l'opera nei confronti di fenomeni di instabilità ed erosione; non è richiesto il conseguimento di una densità minima.

Nel caso in questione i depositi risultano costituiti in prevalenza da materiale classificabile come "limi poco compressibili" (categoria A4), pertanto, qualora ritenuti idonei dalla direzione lavori, potranno essere impiegati per lo scopo richiesto.

4.2.3.3 Schema generale di progetto

Si riporta a seguire uno schema generale tecnico-costruttivo indicativo per l'adozione di un intervento di miglioramento delle caratteristiche dei suoli con la tecnica del precarico e l'impiego di congiunto di un eventuale schema di dreni verticali (da valutare per impiego e/o disposizione, diametro, tipologia costruttiva ed interasse opportuno in relazione agli obiettivi di cedimento di progetto da acquisire).

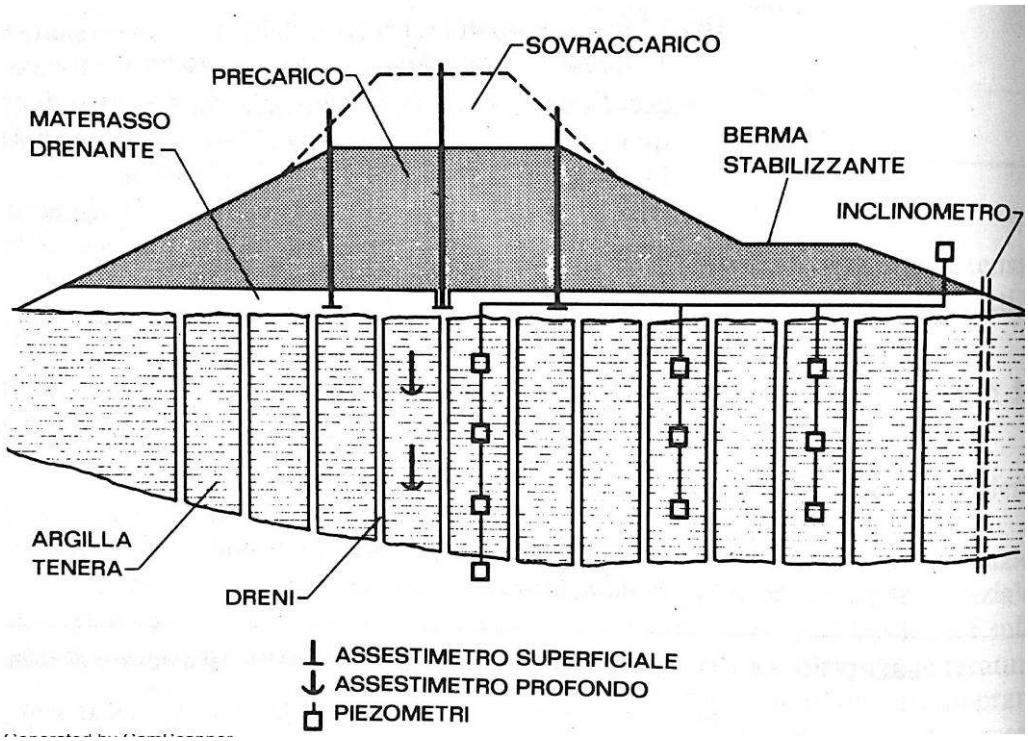


Figura 22: schema di rilevato di precarico con dreni verticali e strumentazione di controllo (Ladd, 1976)

4.2.4 Prescrizione per la fase operativa

Di seguito si riporta una descrizione sintetica delle fasi operative:

- nel progetto esecutivo dovrà essere approfondito il modello geologico-geotecnico di dettaglio (es.: lotti di esecuzione dei lavori) con particolare riguardo alla caratterizzazione di spessore ed estensione degli strati "compressibili" in relazione alla collocazione del rilevato di precarico e all'acquisizione dei necessari parametri geotecnici per la progettazione dell'intervento;
- si prevede di effettuare supplementi di indagini geognostiche (sondaggi e prove penetrometriche tipo statiche CPT o con piezocono CPTU) per l'acquisizione di:
    - stratigrafia di dettaglio dell'area di intervento;
    - parametri di deformabilità, compressibilità degli strati compressibili (da prove edometriche su campioni indisturbati prelevati alle profondità di interesse nel corso dei sondaggi geognostici e/o indagini penetrometriche);
    - parametri di permeabilità (da prove di permeabilità in foro di sondaggio tipo Lefranc e/o elaborazioni da prove penetrometriche con piezocono)
- allo scopo di controllare l'evoluzione del processo di consolidazione, oltre che come riscontro per le assunzioni fatte in sede di progetto, si predisporrà un'adeguata strumentazione, costituita da piezometri, assestimetri di superficie e tubi inclinometrici verticali ed orizzontali secondo quanto riportato sinteticamente nello schema generale precedentemente esposto.

5. Rilevati di progetto

Il termine "rilevato" comprende l'insieme di operazioni di scavo e di riporto per costruire con aggregati naturali, industriali, riciclati o misti uno stabile piano di posa posizionato a quota superiore al piano di scotico. Nel caso specifico si prevede il riutilizzo dei terreni di risulta dell'attività di cava, dove possibile, opportunamente stabilizzati e compattati, per la realizzazione di rilevati su cui verranno edificati i lotti secondo quanto specifico nel PUO.

A titolo indicativo e non esaustivo su tali materiali si prevedono le seguenti prove di laboratorio, secondo un piano di caratterizzazione di dettaglio che verrà specificato in sede di progettazione esecutiva:

- Analisi granulometrica completa, comprensiva anche della valutazione del contenuto fine;
- Determinazione del contenuto naturale d'acqua;
- Determinazione del limite liquido e dell'indice di plasticità della porzione passante il setaccio 0,4 UNI 2332-1;
- Prova di compattazione ed esecuzione eventuale di:
    - Analisi granulometrica sui materiali impiegati nella prova di compattazione, prima e dopo la prova stessa, limitatamente a quei materiali per i quali è sospetta la presenza di componenti instabili;
    - Prova edometrica, limitatamente ai materiali a grana fine prelevati dal campione dopo l'esecuzione della prova e compattati al 95% della densità massima (+- 2%);
    - Resistenza alla frammentazione per gli aggregati grossolani (d ≥ 1mm; D ≥ 2mm). Tale resistenza verrà valutata in accordo con la norma EN 1097-2_1998. In linea di principio si esclude l'impiego di materiali di categoria LA>40 salvo diversa indicazione fornita in fase di progettazione esecutiva o dalla Direzione Lavori.

Relativamente all'utilizzo a scopi drenanti del materiale di risulta di cava, esso dovrà avere caratteristiche granulometriche tali da assicurare un facile deflusso delle acque attraverso di esso e nello stesso tempo da evitare l'intasamento per effetto del trascinamento degli elementi fini. In particolare dovrà risultare

$$5 \cdot d_{15} \leq D_{15} \leq 5 \cdot d_{85}$$

Essendo

- D_{15} = diametro che corrisponde al 15% di passante nelle curve granulometriche del materiale drenante;
- d_{15} = diametro che corrisponde al 15% di passante nella curva granulometrica della terra da drenare;
- d_{85} = diametro che corrisponde all'85% di passante nella curva granulometrica della terra da drenare;

nel caso in cui lo smaltimento delle acque drenante avvenga per mezzo di tubi forati, tra la granulometria del materiale drenante posto attorno al tubo e la minima dimensione dei fori dei tubi, ovvero degli interstizi fra i tubi, andrà rispettata la seguente relazione:

$$D_{85} \geq 1.5 \cdot d$$

Essendo:

- D_{85} = diametro che corrisponde all'85% di passante nelle curve granulometriche del materiale drenante;
- d = diametro dei fori dei tubi o larghezza degli interstizi tra i tubi.

Affinché siano rispettate le predette relazioni, il materiale drenante sarà disposto a strati con elementi di dimensioni decrescenti a partire dal tubo verso il terreno da drenare.

Relativamente all'accettazione degli inerti, le dimensioni non dovranno essere superiori a 71 mm, gli eventuali ciottoli non potranno avere forma appiattita, allungata o lenticolare. La granulometria dovrà essere compresa indicativamente nel fuso indicato di seguito.

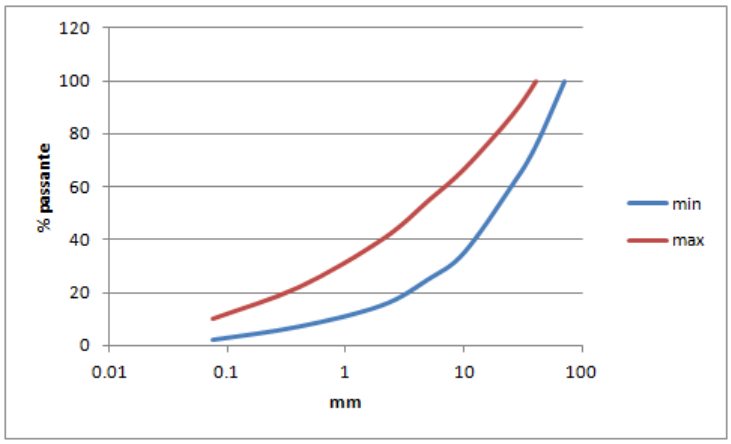


Figura 23 – Fuso granulometrico di accettazione per la formazione di rilevati.

5.1 Caratteristiche del piano di posa e della soprastruttura in rilevato

Salvo diverse e più restrittive prescrizioni motivate in sede di progettazione dalla necessità di garantire la stabilità del rilevato, i moduli di deformazione Md1 ed Md2 al primo ciclo di carico su piastra di diametro 30 cm dovranno risultare non inferiori a:

- 60 MPa: nell'intervallo compreso tra 1,5÷2,5 daN/cm² sul piano di posa della soprastruttura in rilevato ed in trincea;
- 20 MPa: nell'intervallo compreso tra 0,5÷1,5 daN/cm² sul piano di posa del rilevato (piano di scotico) quando posto a 1,00 m da quello della soprastruttura;
- 15 MPa: nell'intervallo compreso tra 0,5÷1,5 daN/cm² sul piano di posa del rilevato (piano di scotico) quando posto a 2,00 m da quello della soprastruttura.

La variazione di detti valori al variare della quota dovrà risultare lineare.
Per altezze di rilevato superiori a 2 m potranno essere accettati valori inferiori a 15 MPa sempre che sia garantita la stabilità dell'opera e la compatibilità dei cedimenti sia totali che differenziali e del loro decorso nel tempo.
Le caratteristiche di deformabilità dovranno essere accertate in modo rigoroso e dovranno ritenersi rappresentative, anche a lungo termine, nelle condizioni climatiche e idrogeologiche più sfavorevoli; si fa esplicito riferimento a quei materiali a comportamento "instabile" (collassabili, espansivi, gelivi, etc.) per i quali la determinazione del modulo di deformazione sarà affidata a prove speciali (edometriche, di carico su piastra in condizioni sature ecc.).

A rullatura eseguita il materiale impiegato per la bonifica dovrà avere le seguenti caratteristiche:

- densità almeno pari al 90% di quella massima AASHTO modificata T/180-57 o UNI EN 13286-2, Giugno 2005, sul piano di posa dei rilevati, comunque tale da consentire il raggiungimento dei moduli sopra specificati;
- densità almeno pari al 95% di quella massima AASHTO modificata T/180-57 o UNI EN 13286-2, sul piano di posa della soprastruttura in trincea, comunque tale da consentire il raggiungimento dei moduli sopra specificati.

5.2 Costruzione del rilevato

La stesa del materiale dovrà essere eseguita con sistematicità per strati di spessore costante e con modalità e attrezzature atte a evitare segregazione, brusche variazioni garnulometriche e del contenuto d'acqua. Durante le fasi di lavoro si dovrà garantire il rapido deflusso delle acque meteoriche conferendo sagomature aventi pendenza trasversale non inferiore al 2%. Ciascuno strato potrà essere messo in opera, pena la rimozione soltanto dopo avere certificato mediante prove di controllo l'idoneità dello strato precedente. Lo spessore allo stato sciolto (prima della compattazione) di ogni singolo strato sarà stabilito in relazione alle caratteristiche degli aggregati, delle modalità di compattazione e delle finalità del rilevato.

In particolare, per rilevati formati da aggregati naturali, riciclati o misti, si prevede lo spessore di ca. 30 cm. Nel caso di allargamento di un rilevato esistente, previa asportazione dello strato di terreno più superficiale, si dovrà con cautela gradonare la scarpata del rilevato esistente, sulla quale verrà addossato il materiale costituente il rilevato di allargo. Tale operazione avverrà per fasi, avendo cura di far seguire immediatamente ad ogni gradonatura (dell'altezza massima di 50 cm) la stesa del relativo nuovo strato ed il suo costipamento.

Nel caso di interruzione e/o sospensione dei lavori e quando la stesa dello strato di aggregato successivo avvenga oltre 72 ore dalla compattazione dello strato sottostante sarà cura e onere dell'Appaltatore spargere, per l'intera larghezza del rilevato, fitociti, antigerminali e anche taletissici. Prima della ripresa del lavoro, il rilevato già eseguito dovrà essere ripulito dalle erbe e dalla vegetazione in genere, praticandovi dei solchi per il collegamento del nuovo strato con quello già messo in opera. Sullo strato già messo in opera dovranno essere ripetuti i controlli di compattazione.

5.3 Compattazione

La compattazione potrà aver luogo soltanto dopo aver accertato che il contenuto d'acqua delle terre sia prossimo (±1,5% circa) a quello ottimo determinato mediante la prova AASHTO Modificata.

Se tale contenuto d'acqua dovesse risultare superiore, il materiale dovrà essere essiccato per aerazione; se inferiore l'aumento sarà conseguito per umidificazione e con modalità tali da garantire una distribuzione uniforme entro l'intero spessore dello strato.

Limitatamente ai materiali a granulometria grossolana, risultando le prove abituali non rappresentative, l'addensamento sarà controllato mediante successive livellazioni del piano di rullatura e la misura della densità in sito sarà fatta prelevando il materiale da un pozzetto che dovrà essere rivestito da apposito telo impermeabile successivamente riempito d'acqua. In alternativa verranno effettuate prove di carico su piastra di diametro 30 cm; i moduli Md dovranno risultare > 20 MPa, comunque tali da garantire il rispetto delle condizioni da verificare sui piani di posa.

Il tipo, le caratteristiche e il numero dei mezzi di compattazione nonché le modalità esecutive di dettaglio (numero di passate, velocità operativa, frequenza) dovranno essere sottoposte alla preventiva approvazione della Direzione Lavori.

La compattazione dovrà essere condotta con metodologia atta ad ottenere un addensamento uniforme; a tale scopo i rulli dovranno operare con sistematicità lungo direzioni parallele garantendo una sovrapposi-

zione fra ciascuna passata e quella adiacente pari almeno al 10% della larghezza del rullo. Per garantire una compattazione uniforme lungo i bordi del rilevato, le scarpate dovranno essere riprofilate, una volta realizzata l'opera, rimuovendo i materiali eccedenti la sagoma.

In presenza di paramenti flessibili e murature laterali, la compattazione a tergo delle opere dovrà essere tale da escludere una riduzione nell'addensamento e nel contempo il danneggiamento delle opere stesse. In particolare si dovrà evitare che grossi rulli vibranti operino entro una distanza inferiore a 1,5 m dai paramenti di terre rinforzate.

A tergo dei manufatti si useranno mezzi di compattazione leggeri quali piastre vibranti, rulli azionati a mano, provvedendo a garantire i requisiti di deformabilità e densità richiesti anche operando su strati di spessore ridotto.

Nella formazione di tratti di rilevato rimasti in sospeso per la presenza di tombini, canali, cavi, ecc. si dovrà garantire la continuità con la parte realizzata impiegando materiali e livelli di compattazione identici.

6. Caratterizzazione geomeccanica del substrato roccioso

La tematica è già stata oggetto di discussione e adeguato approfondimento (vedasi elaborato E1 "Relazione geologica" allegata alla documentazione di PUO, revisione dicembre 2012 e indagine sulle pareti rocciose effettuato dallo studio associato Geologia Verticale). Per gli scopi del presente lavoro si è reso necessaria una rilettura organica di tale documentazione al fine di integrare le informazioni pregresse con l'acquisizione di nuovi dati desunti dalle indagini geognostiche del 2014.

Nel caso specifico, si è ritenuto di rileggere i dati di input desunti dalle indagini in parete e di compiere una ulteriore elaborazione degli stessi per pervenire ad una sintetica caratterizzazione geomeccanica, in questo caso finalizzata alla definizione sia del materiale "ammasso roccioso" che a quella delle discontinuità. Perciò si tralascia, in quanto già oggetto di ampia trattazione, ogni valutazione in merito alla zonizzazione della pericolosità dei versanti, quale, a titolo di esempio, l'influenza della giacitura delle famiglie di giunti sulla stabilità del fronte di scavo già utilizzata per la definizione del valore di RMR corretto.

La metodologia utilizzata ha previsto i seguenti passaggi:

1. scelta degli ambiti da analizzare desunti da quelli forniti dall'indagine geologico-strutturale su pareti rocciosa (vedasi Figura 3 per la localizzazione degli ambiti);
2. per ogni ambito, definizione delle caratteristiche geomeccaniche di ammasso roccioso e delle discontinuità significative;
3. classificazione dell'ammasso roccioso secondo Bieniawski (1989) e secondo Hoek (2000).

Relativamente al primo punto, considerata la finalità del presente lavoro, si sono considerati solo quegli ambiti, definiti nell'indagine geologico-strutturale presentata da Geologia Verticale studio associato, rappresentativi del substrato roccioso relativo alle sezioni geotecniche riportate nelle tavole allegate (sezioni litotecniche). Tale rielaborazione dei dati acquisiti non è in contrasto con quanto già definito in precedenti relazioni geologiche (elaborato E3 di PUO e studi finalizzati alla messa in sicurezza dei versanti rocciosi), sebbene ne differisca il percorso metodologico di definizione.

6.1 Parametri caratteristici di "ammasso roccioso"

Relativamente alla caratterizzazione "ammasso roccioso" si riprendono i dati forniti già in sede preliminare, previa verifica di congruenza degli stessi. Rispetto ai precedenti elaborati di progetto, tuttavia, si perviene alla definizione dei parametri caratteristici mediante applicazione del criterio di rottura proposto da "Hoek-Brown". Per far ciò, il percorso metodologico seguito prevede una prima classificazione dell'ammasso roccioso tramite il ben noto sistema RMR elaborato da Bieniawsi (1989) e, successivamente, la definizione del valore di GSI (Hoek, 2000) tramite la nota relazione:

$$GSI = RMR-5$$

dove RMR si intende calcolato secondo le versione del 1989, tenendo conto dei punteggi assegnati ai primi quattro parametri e assumendo condizioni idrauliche asciutte.

La classificazione RMR venne proposta da Bieniawski per la prima volta nel 1973 e, in seguito, venne modificata e riveduta fino ad assumere lo standard attuale (Bieniawski, 1989): ad oggi essa viene utilizzata per la definizione delle proprietà geomeccaniche dei materiali rocciosi in progetti che prevedono scavi in roccia, nello studio delle fondazioni e della stabilità dei pendii, nei progetti di coltivazione mineraria in sotterraneo, nello studio di fenomeni di instabilità su pareti rocciose. Questa classificazione è basata su

cinque parametri, attraverso i quali è possibile determinare la caratteristiche geotecniche dei materiali; questi parametri sono interamente determinabili attraverso un rilievo geomeccanico in sito o dall'interpretazione di dati di sondaggio:

- Resistenza della roccia a compressione;
- RQD (Recupero percentuale modificato);
- Spaziatura delle discontinuità;
- Condizioni delle discontinuità;
- Circolazione idrica all'interno dell'ammasso roccioso.

Durante il rilievo geomeccanico dell'ammasso roccioso ogni parametro viene preso in considerazione e ad esso viene attribuito un valore secondo una serie di tabelle specifiche; in questo modo si giunge a determinare il valore di RMR, definito come la somma dei coefficienti attribuiti ai cinque parametri presi in considerazione. Tale valore, definito "RMR di base", varia da 0 a 100 e può poi essere corretto in funzione dell'orientazione della galleria o del pendio rispetto all'orientazione delle famiglie di discontinuità. Una volta calcolato il valori di RMR, è possibile determinare in modo rapido ed oggettivo la classe di qualità della roccia (v. tab. seguente).

Valore RMR	Classe RMR	Qualità roccia
81 – 100	I	Molto buona
61 – 80	II	Buona
41 – 60	III	Media
21 – 40	IV	Scadente
< 20	V	Molto scadente

Figura 24 – Indicazioni della qualità degli ammassi rocciosi in funzione dell'indice RMR.

Relativamente al Geological Stength Index (GSI, 2000), il concetto sviluppato da Hoek combina l'assetto strutturale dell'ammasso con le caratteristiche delle discontinuità che lo separano, per arrivare ad un valore indiche che permetta il suo utilizzo per una valutazione accurata della resistenza e della deformabilità di un ammasso roccioso. A tale scopo, l'indice GSI è usato in stretta congiunzione con il criterio di rottura di Hoek-Brown.

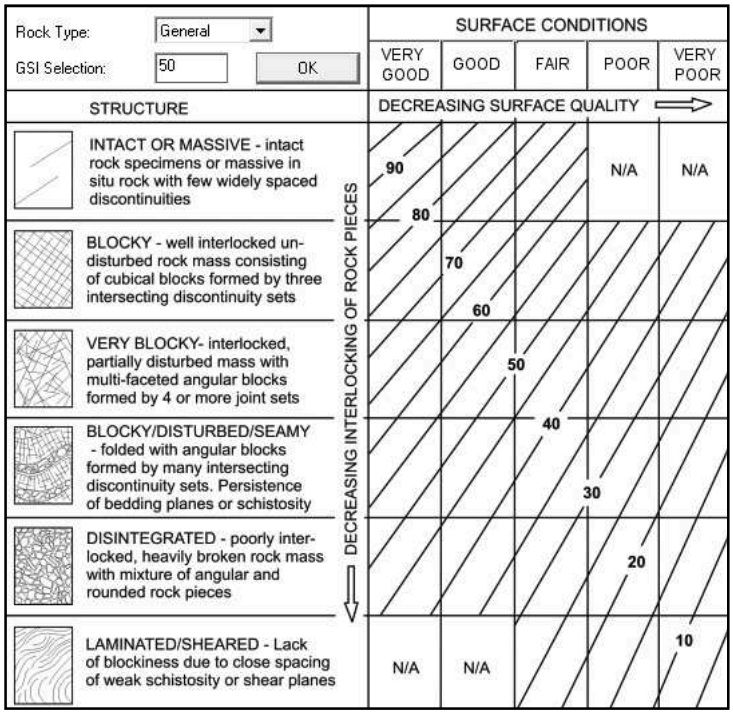


Figura 25 – Classificazione del GSI secondo Hoek e Marinos, 2000).

Tra le principali differenze rispetto gli elaborati già consegnati, in questa fase si sono determinati i valori RMR base per ogni settore permettendo di verificare eventuali scostamenti significativi dai valori medi dichiarati.

In media, per le litologie riferibili ai Calcari di Val Tanarello, si perviene a valori di RMR base compresi tra 46 e 70, quindi indicativi di ammasso roccioso da mediocre a buono; il valore medio è pari a RMRbase = 59 e solo il 2% delle misure risulta inferiore ad RMRbase = 50. L'ammasso roccioso, pertanto, è sostanzialmente in buone condizioni geomeccaniche, sebbene la presenza di locali situazioni peggiorative, dovute presumibilmente a particolari condizioni strutturali e/o di coltivazione, determina il deterioramento della roccia.

Relativamente alla "Pietra di Finale" il numero di misure strutturali è senza dubbio minore, considerata anche la scarsa influenza di quest'ultima per la stabilità dei versanti e la collocazione a margine del sito di interesse. Ad ogni modo i valori risultano compresi tra RMRbase 54 e 68, con valore medio pari a 61.

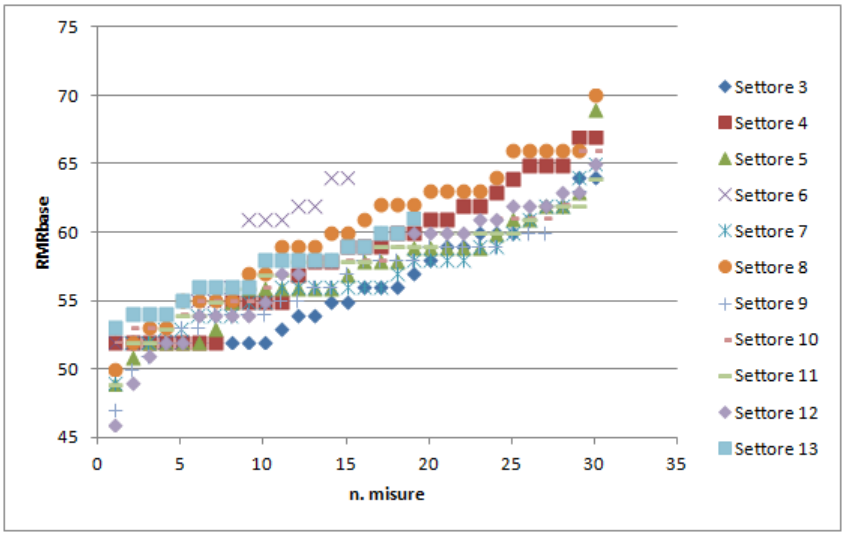


Figura 26 – Elaborazione per settori del valore di RMR base relativo ai Calcari di Val Tanarello, facies indistinte (valori ordinati in ordine crescente).

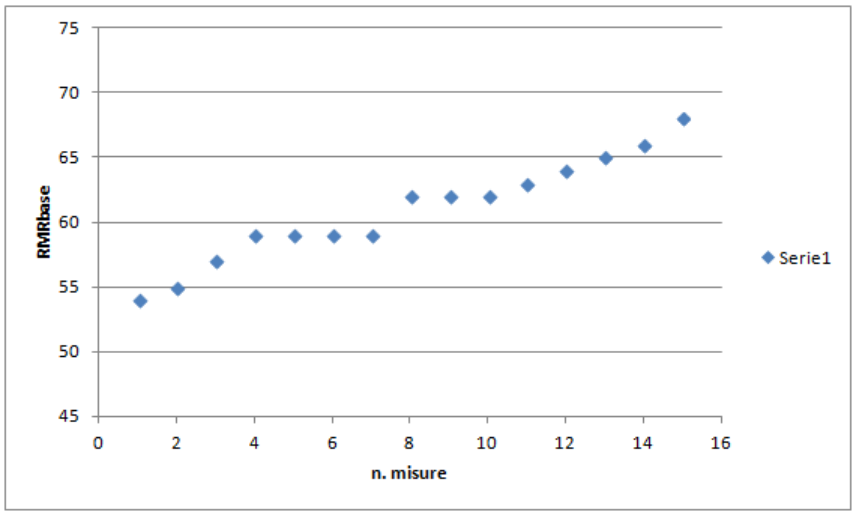


Figura 27 – Elaborazione del valore di RMR base relativo alla "Pietra di Finale", facies indistinte (valori ordinati in ordine crescente).

Di seguito si riporta la tabella di sintesi dei parametri caratteristici dell'"ammasso roccioso" dove le varie unità geologiche sono state raggruppate in "Substrato roccioso pre-Terziaro" (Calcari di Val Tanarello nelle sue varie facies riconosciute) e "Substrato roccioso Terziario" ("Pietra di Finale" s.l.) secondo quanto proposto nel modello geologico (vedasi capitoli seguenti).

Nome	GSI	mi	σci	D	JRC	JCS
Substrato roccioso pre-Terziario	45-50	10-12	600-750	1	8-10	400-450
Substrato roccioso Terziario	50	10	650	1	14	450
U.M.			kg/cmq			kg/cmq

Tabella 4 – Caratterizzazione del materiale "ammasso roccioso"

6.2 Parametri caratteristici delle discontinuità

Per quanto riguarda la definizione dei parametri caratteristici delle discontinuità individuate negli ammassi rocciosi, in questo lavoro si è operato ancora una volta per ambiti distinti; per ogni ambito si sono individuate le fratture aventi significato da un punto di vista della stabilità generale di ammasso o, comunque, sufficientemente rappresentate. Il diagramma seguente riporta, in sintesi, la geometria di sviluppo (poli) delle fratture principali individuate nei settori indagati: si precisa che il numero di poli ed entità indicati nell'immagine non si riferisce all'insieme dei valori considerati (che sono pari a 152) ma solo alle medie elaborate per ogni settore considerato.

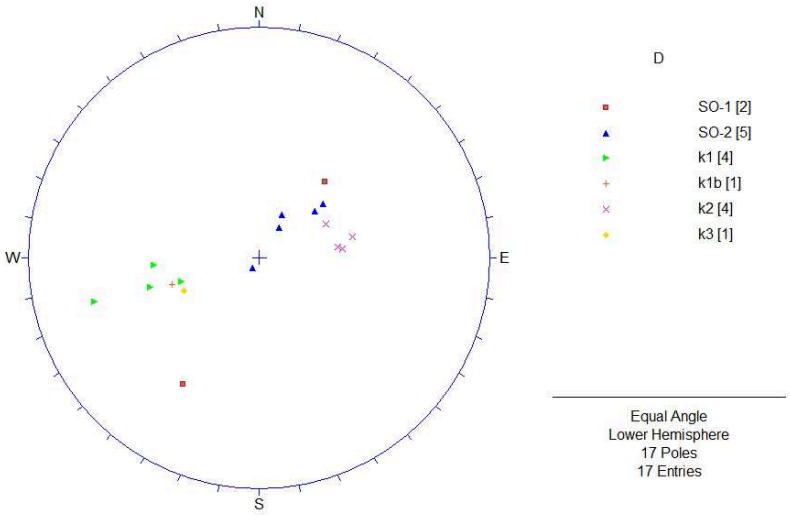


Figura 28 – Proiezione stereografica sintetica per gli ambiti indagati delle fratture significative ai fini geomeccanici (stereonett di Wulf, proiezione emisfero inferiore). La denominazione delle fratture riprende quella già utilizzate negli elaborati già consegnati in passato; in particolare SO-1 e SO-2 si riferiscono alla stratificazione, mentre k1, K2, K3, K4 alle famiglie di giunti individuati.

Le tabelle di seguiti si riferiscono invece ai dati caratteristici per i settori indagati.

Tabella 5 – Dati caratteristici fratture settore 6 (solo Calcari di Val Tanarello). *Relativamente ad SO-2, il valore definito è prossimo alla media calcolata per tale set di fratturazione.

		Giacitura									
tipologia discontinuità	SET	Direzione	Inclinazione	JRC	apertura	spaziatura	persistenza	angolo di attrito residuo [°]	angolo di attrito di base	coesione sul giunto	JCS
stratificazi	SO-2*	186	33	8-10	0.25-0.5	6-20	>20	30	35	0	45
frattura	k1	73	75	8-10	0.5-2.5	20-60	3-10	30	35	0	45
frattura	k2	320	84	14-16	10-100	20-60	3-10	30	35	0	45
simbolo				JRC				Φr	Φb	c	JCS
U.M.		°	°		mm	cm	m	°	°	kPa	JMPa

Tabella 6 - Dati caratteristici fratture settore 7

		Giacitura									
tipologia discontinuità	SET	Direzione	Inclinazione	JRC	apertura	spaziatura	persistenza	angolo di attrito residuo [°]	angolo di attrito di base	coesione sul giunto	JCS
stratificazi	SO-2	145	50	8-10	0.25-0.5	6-20	>20	30	35	0	45
frattura	k3	219	66	8-10	2.5-10	60-200	10-20	30	35	0	45
frattura	k2	324	63	14-16	10-100	20-60	3-10	30	35	0	45
simbolo				JRC				Φr	Φb	c	JCS
U.M.		°	°		mm	cm	m	°	°	kPa	JMPa

Tabella 7 – Dati caratteristici fratture settore 8

		Giacitura									
tipologia discontinuità	SET	Direzione	Inclinazione	JRC	apertura	spaziatura	persistenza	angolo di attrito residuo [°]	angolo di attrito di base	coesione sul giunto	JCS
frattura	k2	315	77	14-16	10-100	20-60	3-10	30	35	0	45
frattura	k1	219	73	8-10	2.5-10	20-60	3-10	30	35	0	45
frattura	k1b	43	73	8-10	2.5-10	20-60	3-10	30	35	0	45
simbolo				JRC				Φr	Φb	c	JCS
U.M.		°	°		mm	cm	m	°	°	kPa	JMPa

Tabella 8 – Dati caratteristici fratture settore 10

		Giacitura									
tipologia discontinuità	SET	Direzione	Inclinazione	JRC	apertura	spaziatura	persistenza	angolo di attrito residuo [°]	angolo di attrito di base	coesione sul giunto	JCS
stratificazi	SO-2	140	50	8-10	0.25-0.5	6-20	>20	30	35	0	45
frattura	SO-1	313	41								
frattura	k1	49	86	8-10	2.5-10	20-60	3-10	30	35	0	45
simbolo				JRC				Φr	Φb	c	JCS
U.M.		°	°		mm	cm	m	°	°	kPa	JMPa

Tabella 9 – Dati caratteristici fratture settore 12. Ad una successiva analisi SO-1 non è stata presa in considerazione poiché poco rappresentativa.

		Giacitura									
tipologia discontinuità	SET	Direzione	Inclinazione	JRC	apertura	spaziatura	persistenza	angolo di attrito residuo [°]	angolo di attrito di base	coesione sul giunto	JCS
stratificazi	SO-2	162	34	8-10	0.25-0.5	6-20	>20	30	35	0	45
frattura	SO-1	245	31								
frattura	k1	52	75	8-10	2.5-10	20-60	3-10	30	35	0	45
simbolo				JRC				Φr	Φb	c	JCS
U.M.		°	°		mm	cm	m	°	°	kPa	JMPa

Tabella 10 – Dati caratteristici fratture settore 13.

		Giacitura									
tipologia discontinuità	SET	Direzione	Inclinazione	JRC	apertura	spaziatura	persistenza	angolo di attrito residuo [°]	angolo di attrito di base	coesione sul giunto	JCS
stratificazi	SO-2	156	28	8-10	0.25-0.5	6-20	>20	30	35	0	45
frattura											
frattura	k2	322	82	14-16	10-100	20-60	3-10	30	35	0	45
simbolo				JRC				Φr	Φb	c	JCS
U.M.		°	°		mm	cm	m	°	°	kPa	JMPa

7. Modello geologico-tecnico di sintesi

Nell'area affiorano estesamente unità tettoniche presenti anche in gran parte delle Alpi occidentali ed attribuite ai domini paleogeografici piemontese-ligure, prepiemontese e brianzonese sulla base della posizione geometrica, del grado metamorfico, decrescente da quelle più elevate a quelle più profonde, e dei caratteri stratigrafici delle coperture mesozoiche.

In particolare nel sito si riconoscono le unità Brianzonesi, costituite generalmente da successioni che comprendono:

- un basamento cristallino,
- una successione vulcano-sedimentaria sulla quale riposano, con contatto erosionale, coperture ceno-mesozoiche caratterizzate da un'ampia lacuna che si estende dal Carnico al Liassico compreso, aumentando sino al Dogger, nei settori via via più interni.

Tralasciando la descrizione del basamento cristallino poiché non affiorante, in genere le coperture mesocenozoiche sono costituite da successioni più o meno lacunose (Vanossi, 1980; DallaGiovanna et alii, 1994). Tali successioni iniziano con depositi silicoclastici grossolani ("Verrucano Brianzonese Auct.") cui seguono quarzareniti, ritenute di età scitica, continua poi con sedimenti prevalentemente carbonatici che testimoniano l'instaurarsi di una piattaforma carbonatica mesotriassica subsidente. Sporadicamente nel Brianzonese ligure la sedimentazione triassica si chiude con facies lagunari ed evaporitiche. Dopo una breve pausa dovuta ad una fase di sollevamento ed emersione, a partire dal Dogger e/o dal Malm (a secondo dei settori) ricomincia la sedimentazione marina, qui in ambiente pelagico. La successione termina con depositi calcareo.argillosi emipelagici, finemente detritici del Cretacico superiore-Paleocene, cui seguono i calcari nummulitici e le torbiditi dell'Eocene medio-superiore.

Nello specifico del sito di indagine, le uniche formazioni chiaramente riconducibili appartenenti al dominio Brianzonese si riferiscono essenzialmente ai Calcari di Val Tanarello (Malm?), come cartografato nella documentazione geologica di progetto già presentata (elaborato E3 – Carta Geologica). Da un punto di vista litostratigrafico sono costituiti da calcari marmorei e marmi grigi e da caratteristiche facies nodulari rosate e verdine; si segnala al tetto, ma non nel sito specifico, la presenza di un hard-ground, a ferro e manganese, testimonianza della transizione ai soprastanti calcescisti cretacici, con i quali sono spesso coinvolti in pieghe isoclinali. A più livelli si segnala la presenza di facies pelitiche i cui rapporti con i Calcari della Val Tanarello non sono stati del tutto risolti.

All'esterno del sito di indagine, sia ad ovest che ad est, sono riconoscibili dolomie, calcari dolomitici e dolomie calcaree, presumibilmente appartenenti alla formazione delle Dolomie di S. Pietro dei Monti (Anisico-Ladinico); tale formazione appare sottostare ai Calcari di Val Tanarello e non affiora nell'area di cava.

La predetta successione stratigrafica risulta troncata a tetto da un contatto erosivo e dalla successiva serie deposizionale trasgressiva costituita dalla cd. "Pietra di Finale". Con questo termine di intende l'insieme di facies calcaree (Calcare di Finale Ligure) e terrigene ("Complesso di base") depositatisi nel Bacino del Finalese tra l'Oligocene superiore ed il Miocene medio).

Relativamente ai depositi incoerenti e alle terre, nel sito di cava si riconoscono quasi esclusivamente i detriti di lavorazione e i residui di lavaggio, già ampiamente descritti nei capitoli precedenti (vedasi capitolo 3.) e oggetto di specifico piano di indagini. Tali depositi, come già accennato, risiedono direttamente a contatto con il substrato roccioso o, limitatamente alle zone più prossime alla linea di costa, sulle sabbie marine.

Discorso a parte deve essere fatto per il piazzale di cava inferiore, dove al momento non vi sono elementi sufficienti per poter distinguere in maniera compiuta il substrato roccioso dai depositi detritici; considerata anche l'importanza secondaria rispetto eventuali problematiche di natura geologica, si è deciso di mantenere l'ambito sotto un medesimo simbolo grafico indifferenziato.

La figura seguente riporta semplificata la successione stratigrafica descritta e lo sviluppo dei depositi detritici naturali e antropici; fornisce inoltre una descrizione sintetica dei rapporti tra le varie unità.

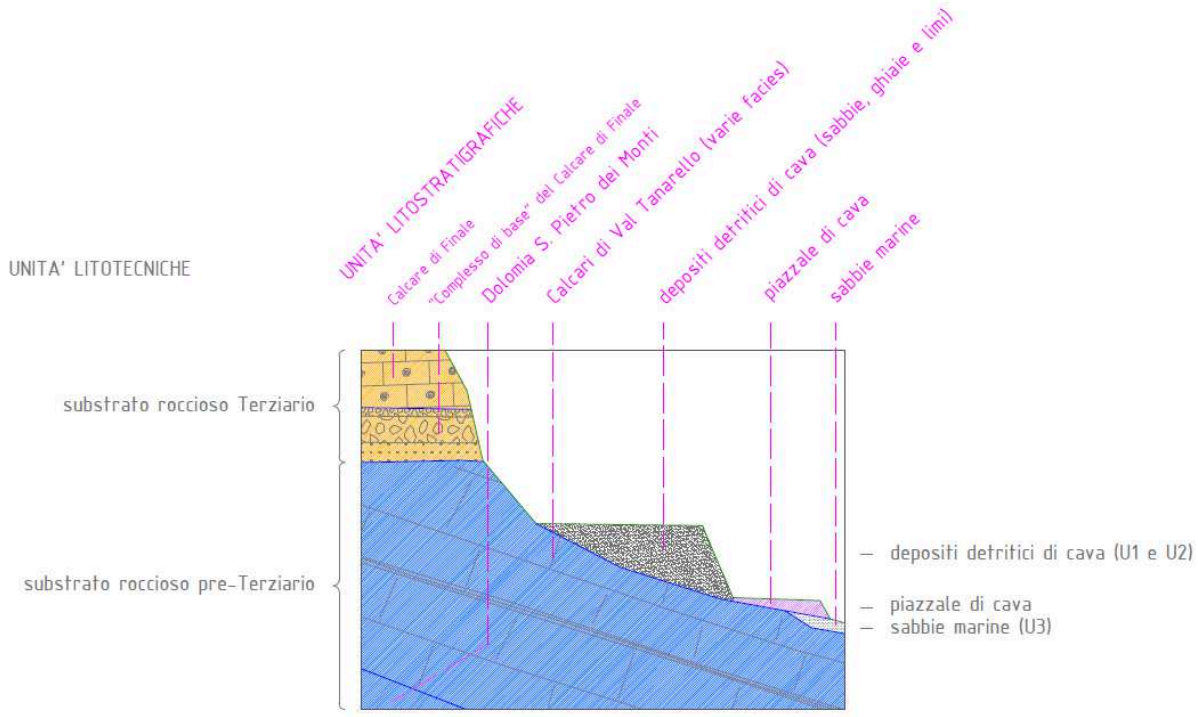


Figura 29 – Profilo geologico semplificato interpretativo (non in scala). Le scritte color indaco si riferiscono al modello geologico, le scritte in grigio si riferiscono al modello litotecnico.

Da un punto del comportamento geomeccanico, si riscontrano lievi variazioni nei parametri relativi alle varie facies del calcare di Val Tanarello, fatta eccezione per le cd. facies pelitiche, che però risultano localizzate in intervalli ben precisi seppur ancor non del tutto indagati. Le Dolomie di S. Pietro dei Monti, invece, non risultano affioranti e, anzi, risiedono a profondità maggiore rispetto il volume significativo di progetto.

Per tutte queste ragioni si è considerato di riunire tali litologie in una unica unità litotecnica denominata "Substrato roccioso pre-Terziario indifferenziato").

In maniera sostanzialmente analoga si è compiuto un raggruppamento anche per le unità geologiche riferibili alla “Pietra di Finale” (facies calcarea e facies detritica), denominandolo “Substrato roccioso Terziario indifferenziato”.

Relativamente ai depositi detritici quaternari ed antropici, come evidenziato al capitolo 3.3 si sono distinte tre unità litotecniche: le prime due riferibili ai depositi di cava e distinte principalmente in base al comportamento geotecnico, la terza costituita dalle sabbie marine.

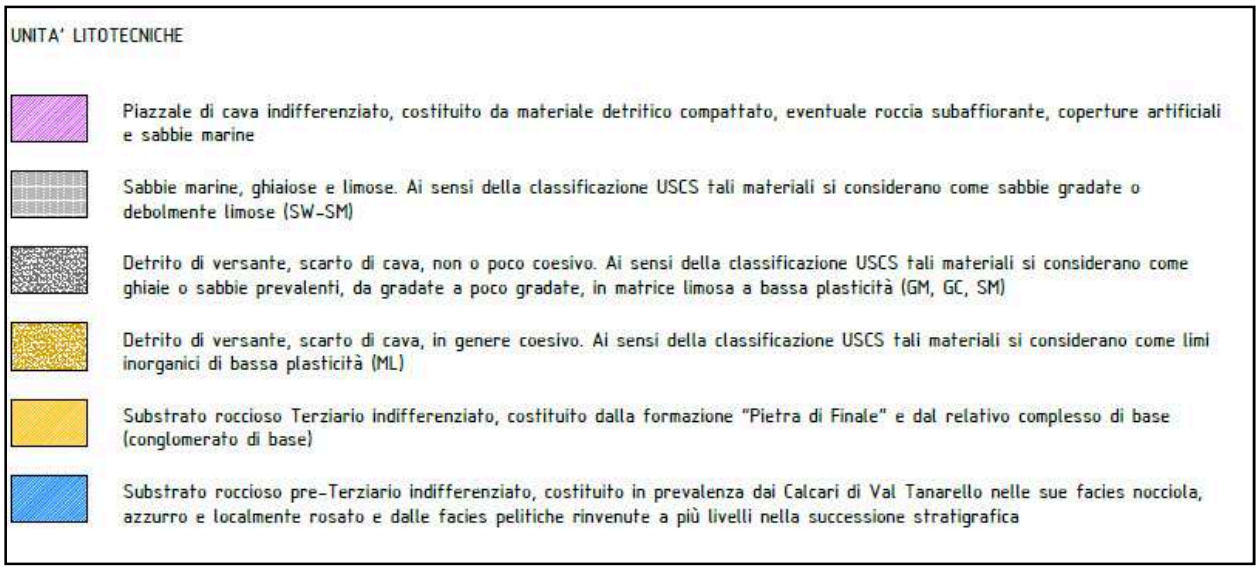


Figura 30 – Elenco delle unità litotecniche in cui sono stati suddivisi i terreni ed il substrato roccioso per l’area di indagine.

8. Riferimenti bibliografici

- Dallagiovanna G., Gaggero L., Seno S., Felletti F., Mosca P., Decarlis A., Pellegrini L., Poggi F., Bottero D. (2011) – Note Illustrative della Carta Geologica d'Italia alla scala 1:50.000, foglio 228 Cairo Montenotte. ISPRA, Servizio Geologico d'Italia.
- A.G.I. (1977) - Raccomandazioni sulla programmazione ed esecuzione delle indagini geotecniche – AGI. Roma;
- Bruschi, A. (2010). "Prove geotecniche in situ: guida alla stima delle proprietà geotecniche e loro applicazione alle fondazioni". Flaccovio Ed. (Palermo).
- Ladd, C.C. (1976). "*Use of Precompression and Vertical Sand Drains for Stabilization of Foundation Soils. Short Course on soils and Site Improvement*" ,University of California, Berkeley.
- Fabio Garbin, Sergio Storoni Ridolfi (2010). "Geologia e Geotecnica stradale: i materiali stradali e la loro caratterizzazione". Flaccovio Ed. (Palermo).
- Duncan, J.M. (2000). "Factors of safety and reliability in geotechnical engineering." J. Geotechnical & Geoenvironmental Engineering, April, pp. 307-316;
- Eurocode 7: *geotechnical design- part 1: general rules. Final draft* prEN 1997-1 – January 2004;
- Vose: *"Rysk analysis: a quantitative guide",* Wiley, 2000;
- Hoek, E., Carranza-Torres, C.T., and Corkum, B. (2002), Hoek-Brown failure criterion – 2002 edition. *Proc. North American Rock Mechanics Society meeting in Toronto in July 2002*;
- U.S. Army Corps of Engineers (1994). Engineer Manual 1110-1-2908, Rock Foundations, Engineering and Design";
- Mayne P.W., Christopher B.R., DeJong J. (2001), "Manual of subsurface investigation: Geotechnical Site Characterization", National Higway Institute, Pubblication No. FHWA-NHI-01-031, Washinghton D.C.;
- Kulhawy, F.H. and Mayne, P.W. (1990), "Manual on Estimating Soil Properties for Foundation Design.Report EPRI-EL 6800, Electric Power Research Institute, Palo Alto, 306 p";
- Hatanaka M., Uchida A., "Empirical correlation between penetration resistance and effective friction of sandy soils. Soils & Foundations, vol. 36 (4), 1-9. 1996, Japanese geotechnical society;
- Hatanaka M., Uchida A., Kakurai M., Aoki M.., "A consideration on the relationship between SPT N-value and internal friction angle of sandy soils. J. Struct. Constr. Eng., AIJ, No. 506, 125-129, Apr., 1998;
- Zekkos D.P., Bray J.D., Der Kiureghian A., "Reliability of shallow foundation design using the standard penetration test, Proceeding on geotechnical and geophysical site characterization", Viana de Fonseca & Mayne (eds.), 2004.