

# **POLITECNICO DI TORINO**

Dipartimento di Ingegneria Strutturale, Edile e Geotecnica

**Corso di Laurea Magistrale in Ingegneria Civile**



**Tesi di Laurea Magistrale**

## **Studio della sistemazione di una parete rocciosa in ambiente urbano**

**Relatore**

Prof.ssa Monica Barbero

**Candidato**

Stefano Sessa

**Relatore esterno**

Prof. Antonino Recupero

Anno Accademico 2020/2021



*Alla mia Famiglia, punto di riferimento durante questo percorso, per il sostegno e per la fiducia riposta verso ogni mia scelta.*

*Ai miei Amici, vicini e lontani, sempre pronti a gioire con me per i traguardi raggiunti, sempre pronti a sostenermi nei momenti più difficili.*

*Ai miei Colleghi Universitari Andrea, Marco, Paolo e Pasquale, con cui ho condiviso questo percorso, rendendolo meno faticoso.*

*Alla Professoressa Barbero e al Professore Recupero, esempi di professionalità e competenza, guide fondamentali per la realizzazione di questo lavoro.*

*A tutte le Persone incontrate durante questo meraviglioso percorso, fondamentali per la mia crescita personale e professionale.*

*A Me stesso, per la costanza, la dedizione e la caparbia con cui ho affrontato questo percorso, pieno di insidie, pur di realizzare il mio sogno.*

*A Tutti Voi, Grazie di Vero Cuore.*



# INDICE

<b>ABSTRACT .....</b>	<b>1</b>
<b>INTRODUZIONE .....</b>	<b>3</b>
<b>1 DESCRIZIONE DEL CASO STUDIO.....</b>	<b>5</b>
<b>2 INQUADRAMENTO GEOLOGICO E SISMICO.....</b>	<b>11</b>
<b>3 CARATTERIZZAZIONE DELLA PORZIONE INTERNA DELL'AMMASSO ROCCIOSO.....</b>	<b>19</b>
3.1 Sondaggi e prove .....	20
3.2 Classificazione dell'ammasso roccioso.....	39
<b>4 CARATTERIZZAZIONE DELLA PORZIONE ESTERNA DELL'AMMASSO ROCCIOSO.....</b>	<b>63</b>
4.1 Fronte Nord Est – Parcheggio San Paolo.....	66
4.2 Fronte Sud-Est .....	73
4.3 Fronte Sud - Ovest.....	79
<b>5 STABILITA' DELLE GALLERIE E METODOLOGIA DI SCAVO ..</b>	<b>83</b>
<b>6 STABILIZZAZIONE PARETI ESTERNE .....</b>	<b>93</b>
<b>7 STABILIZZAZIONE MURETTI A SECCO .....</b>	<b>107</b>
<b>CONCLUSIONI .....</b>	<b>145</b>
<b>BIBLIOGRAFIA .....</b>	<b>149</b>
<b>ALLEGATI .....</b>	<b>151</b>



# ABSTRACT

---

According to *Italian Superior Institute for Protection and Environmental Research* (ISPRA) data, more than 6 million Italian people live in high flood risk zones and 1,2 million under high landslide risk.

After catastrophic event occurred on May 5<sup>th</sup> 1998, that seriously damaged districts of Sarno, Siano, Quindici, Bracigliano, S. Felice a Canello, Salerno, Avellino and Caserta, ISPRA, in collaboration with Regions and independent Provinces, realized *IFFI (Inventory of unstable phenomena in Italy)*.

Thanks to project IFFI realization, Italian unstable phenomena data have been available since 2005.

The IFFI Inventory is an important basic cognitive tool used for the evaluation of landslide hazard in the "Piani di Assetto Idrogeologico" (PAI), the preliminary design of soil protection interventions and infrastructure networks and the drafting of Civil Protection Emergency Plans.

From the database on hydrogeological instability, it can be seen that in 2017, major landslide phenomena were 172, causing a total of 5 victims, 31 injuries and damage mainly to the road network. These events are distributed in particular in the regions of Abruzzo, Campania, Sicily, Trentino-Alto Adige, Lombardy and Marche.

In the last years in Italy, there have been several investments aimed at the realization of structural interventions and monitoring in the areas affected, thus securing about 1.5 million people now at risk.

From the need to reduce the risk on the national territory, the following thesis regards the problem of the stability of slopes with high level of risk, in particular, in the Municipality of Ragusa, within the project "Redevelopment of the historical suburbs of Ragusa: restoration of accessibility and connection with the modern city through the urban railway".

Among the interventions that make up this redevelopment project is the one related to "San Paolo, Carmine Lifts - Abatement of Architectural Barriers between Ragusa Ibla and Ragusa Centre".

In particular, in order to realize the elevator system inside a rocky mass, it has been necessary first of all to reduce the risk level in the interested area.

For this purpose, in the present treatment, the problem of the stability of the rocky wall has been faced and, subsequently, the risk level has been reduced by means of stabilization system on unstable blocks and consolidation system on terraces insisting on the rocky wall.

# INTRODUZIONE

---

Nell'ambito del progetto di *“Riqualificazione della periferia storica di Ragusa: ripristino accessibilità e connessione con la città moderna attraverso la ferrovia urbana”*, è previsto un intervento relativo a *“Ascensori San Paolo, Carmine – Abbattimento Barriere Architettoniche tra Ragusa Ibla e Ragusa Centro”*.

Tale progetto prevede la realizzazione di un sistema di ascensori, posti all'interno delle latomie che caratterizzano la periferia storica di Ragusa, in modo da abbattere le barriere architettoniche ed offrire alla comunità un percorso pedonale alternativo oltre quello già esistente.

Per la realizzazione del suddetto progetto, è stato necessario ridurre il livello di pericolosità del sito, da un *livello P4* ad un *livello P2*, in modo da poter dare il via al progetto esecutivo per il sistema di ascensori.

A tale scopo, nel presente elaborato è stato trattato l'intero iter progettuale riguardante gli interventi di messa in sicurezza dei blocchi instabili e di consolidamento dei terrazzamenti.

Sono stati effettuati molteplici sopralluoghi e si sono analizzati i documenti disponibili, relativi alle indagini geognostiche e al rilievo geostrutturale.

L'analisi dell'ammasso roccioso ha previsto la sua caratterizzazione e l'individuazione dei volumi rocciosi potenzialmente instabili. Alcuni dei più critici sono stati analizzati mediante l'approccio all'equilibrio limite, al fine di valutarne il grado di stabilità. Le analisi hanno considerato sia le azioni statiche che dinamiche, data la sismicità dell'area in esame. Si è conseguentemente progettato un intervento di stabilizzazione degli stessi.

La presenza, sulla rupe in esame, di terrazzamenti contenuti da muretti a secco, ha richiesto di analizzarne la stabilità, considerando anche in questo caso uno scenario di sollecitazioni statiche e dinamiche. In base ai risultati ottenuti, si è proceduto al progetto di un intervento di consolidamento, costituito da pannelli di reti e funi, ancorate all'ammasso roccioso mediante chiodatura.

Nell'ambito della presente tesi è stata anche condotta un'analisi preliminare delle tre gallerie previste all'interno delle latomie. Si tratta di una galleria orizzontale, una inclinata e un pozzo verticale, che ospiteranno gli ascensori per il collegamento tra le due parti della città. Si sono dunque analizzati i risultati di indagini eseguite all'interno dell'ammasso roccioso, procedendo alla sua caratterizzazione meccanica. Si sono poi stimate le curve caratteristiche dell'ammasso roccioso, nell'ipotesi di mezzo continuo equivalente, secondo il metodo convergenza - confinamento.

# 1 DESCRIZIONE DEL CASO STUDIO

---

L'area oggetto del presente studio è ubicata presso il Comune di Ragusa, in particolare si trova all'estremità orientale dell'abitato di Ragusa superiore, lungo il versante sinistro della vallata Santa Domenica che attraversa la città di Ragusa, da ovest verso Est (vedi Fig. 1.1).

Si tratta di un costone roccioso arcuato accessibile dal basso nei pressi del parcheggio "San Paolo", alle porte del centro storico di Ragusa Ibla e, dall'alto, attraverso il belvedere che si sviluppa ai piedi della Chiesa Santuario e Convento del Carmine, collegata alla sottostante area parcheggio San Paolo attraverso la Scalinata "Padre A. Togni". Il sito è delimitato da Sud a Est dalla Cava Santa Domenica e a Nord da un'incisione minore, lungo la quale si sviluppa la scalinata Togni.

La zona di partenza dell'ascensore verticale, parte iniziale del tracciato che collegherà Ragusa Superiore a Ragusa Ibla, si trova ad una quota di circa 500 m s.l.m., mentre la parte terminale, a ridosso di Largo San Paolo, si trova ad una quota di 430 m s.l.m.

La morfologia dell'area è quella di un costone roccioso, con pareti ripide, a strapiombo sulla zona di impluvio, rappresentata dalla vallata Santa Domenica.

Il tratto di collegamento tra la parte alta e bassa del progetto interesserà due latomie, individuate come "A" e "B". Si tratta di cave di pietra, scavate in sotterraneo a partire dal periodo successivo al terremoto che interessò la Val di Noto nel 1693 e utilizzate, a più riprese, con metodologie di scavo progressivamente più evolute, fino alla metà del Novecento.

La prima si trova alla stessa quota del Largo San Paolo, a circa 430 m s.l.m., la seconda si trova ad una quota intermedia nell'ambito del progetto, a circa 460 m s.l.m.

Oltre alle latomie, la presenza dell'uomo sin da epoche ancor più remote è testimoniata dalla presenza di necropoli estese lungo i versanti del Costone del Carmine.

Di epoca più recente, invece, la presenza in tutta l'area di terrazzamenti realizzati per la coltivazione e l'allevamento di animali.

Il processo di evoluzione geomorfologica nell'area in oggetto è rappresentato soprattutto dall'azione erosiva delle acque acide circolanti, noto come fenomeno carsico, dall'azione erosiva esercitata dal vento e dall'azione meccanica delle specie vegetali presenti sui versanti rocciosi.

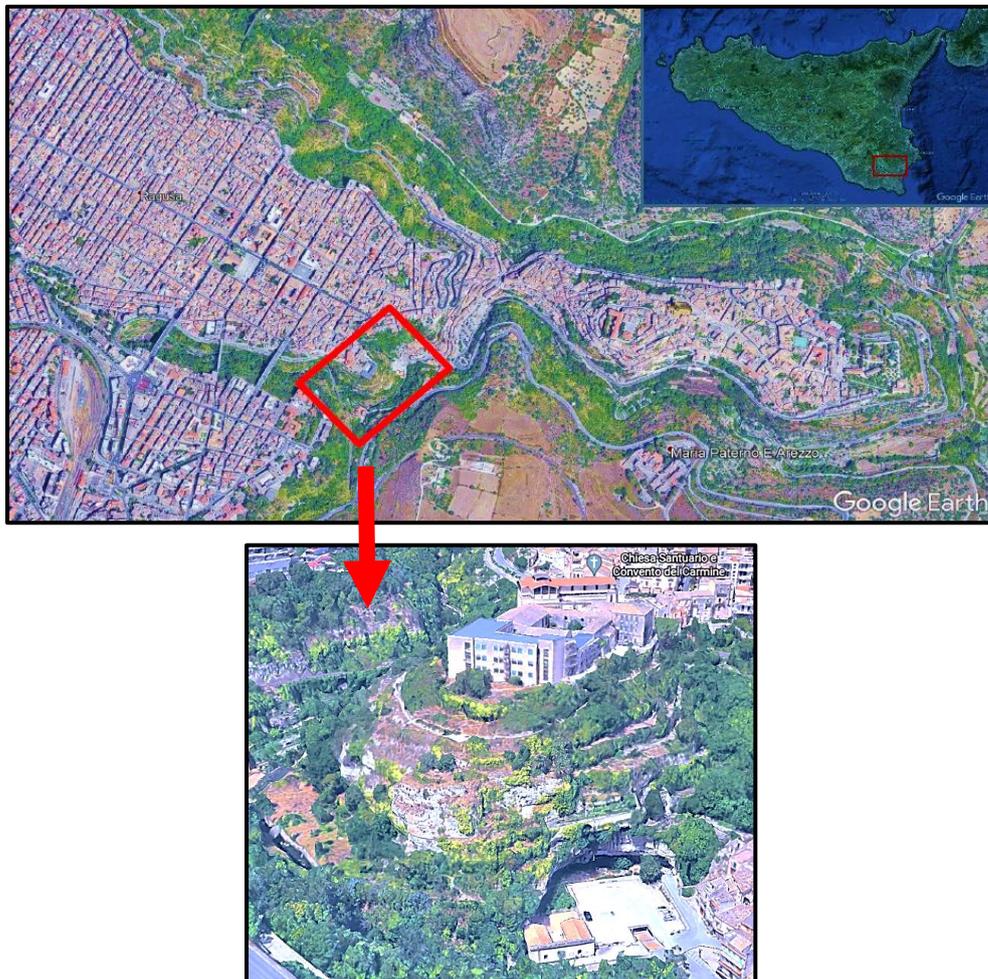


Figura 1.1 Geolocalizzazione sito di interesse

Dal punto di vista geologico, nell'area oggetto di studio, affiorano i terreni appartenenti al Membro Irminio della Formazione di Ragusa che, a sua volta, è suddiviso in due livelli, indicati in letteratura come:

- *Alternanza calcarenitico-marnosa;*
- *Livello a banchi calcarenitici.*

Nello specifico, il progetto “*Ascensori San Paolo, Carmine - Abbattimento Barriere Architettoniche tra Ragusa Ibla e Ragusa Centro*”, prevede la realizzazione di un sistema di ascensori sub-orizzontali per collegare la latomia A alla latomia B e superato il “pianerottolo” di quest’ultima latomia, un sistema di ascensori verticali che consentono di raggiungere Ragusa Centro.

In Fig. 1.2 è mostrata la sezione longitudinale della latomia A: nella parte bassa si può osservare l’ingresso alla latomia che porta al sistema di ascensori sub-orizzontali.

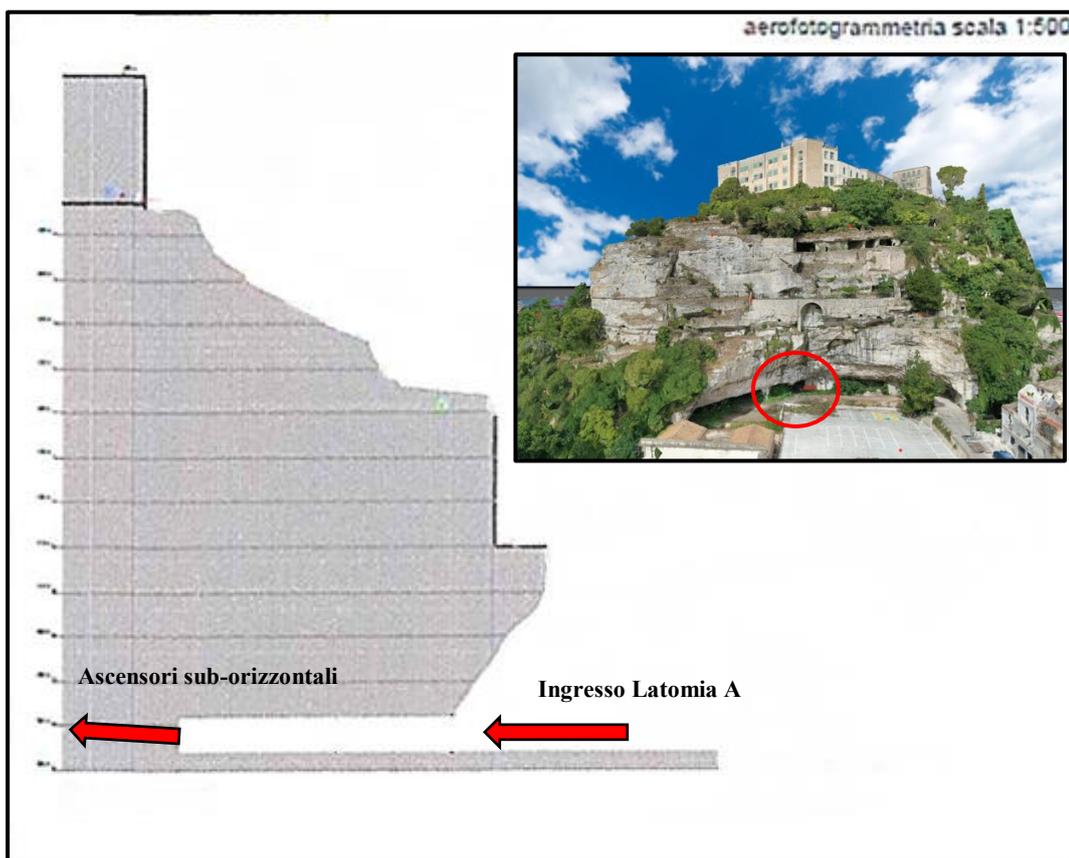
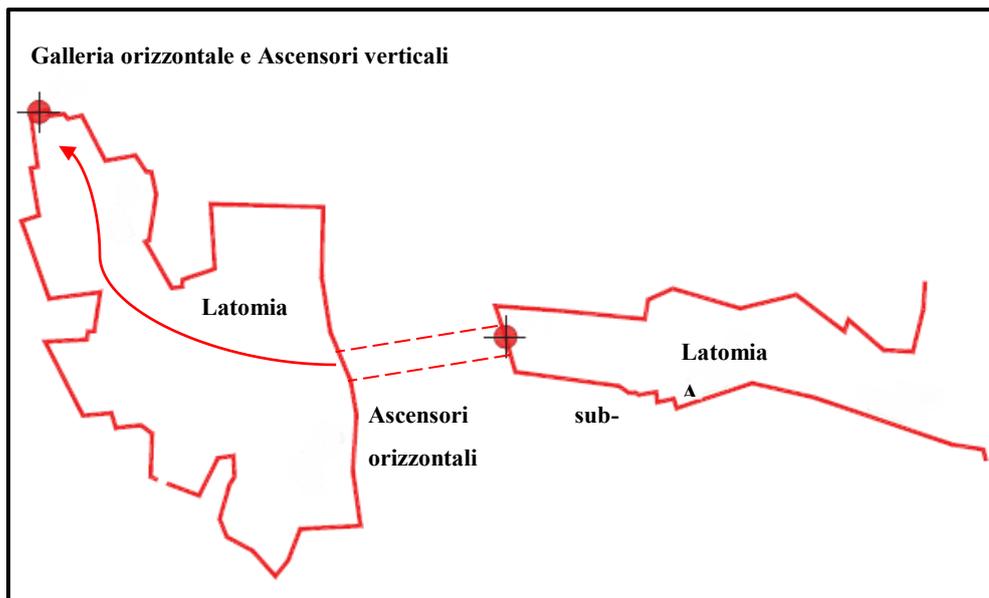


Figura 1.2 Sezione longitudinale della Latomia A

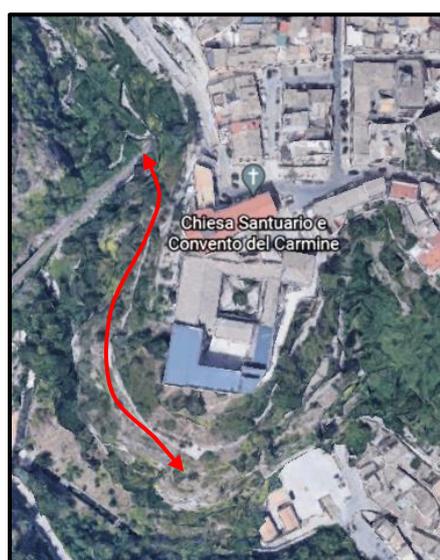
In Fig. 1.3 è mostrato, in pianta, il tracciato del sistema di ascensori sub-orizzontali che termina all’interno della latomia B e il sistema di ascensori verticali che permette di raggiungere Ragusa Centro.



*Figura 1.3 Vista in pianta del collegamento tra Latomia A, Latomia B e Ragusa Centro*

Il progetto comprende anche la messa in sicurezza di una parte di ammasso roccioso a strapiombo su di un sentiero pedonale che lo costeggia e che consente di collegare le due zone di Ragusa esternamente all'ammasso.

In Fig. 1.4 è mostrato, con vista dall'alto, il tracciato del sentiero pedonale.



*Figura 1.4 Vista dall'alto del sentiero pedonale esterno*

Per realizzare l'opera sono stati effettuati diversi sopralluoghi visivi, volti ad osservare le diverse criticità, indagini in sito, prove di laboratorio e prove geofisiche per la caratterizzazione dell'ammasso roccioso sia in campo statico che

dinamico. per caratterizzare l'ammasso roccioso e prove dinamiche per caratterizzare a livello sismico il sito in esame.

I risultati della caratterizzazione sono stati utilizzati sia per la progettazione degli interventi di messa in sicurezza dell'ammasso roccioso, internamente ed esternamente, sia per la scelta della metodologia di scavo da utilizzare per la realizzazione dei sistemi di ascensori.



## 2 INQUADRAMENTO GEOLOGICO E SISMICO

---

I Monti Iblei occupano la porzione sud orientale della Sicilia, presentandosi come un vasto altopiano sub circolare dal cui centro, rappresentato dal rilievo vulcanico di Monte Lauro, si sviluppa un reticolo idrografico a raggera composto da numerose aste.

L'altopiano ibleo è delimitato a Est e a Sud dalla costa ionica e dal Mar di Sicilia, a Nord dalla Piana di Catania mentre a Nord Ovest degrada raccordandosi con i Monti Erei.

Caratteristica dei Monti Iblei è la presenza di numerose “cave”, profonde incisioni scavate da torrenti che si presentano come lunghe e profonde gole incassate tra ripide scarpate calcaree.

Fisiograficamente si assiste all'alternarsi di tavolati calcarei, con pianori sommitali generalmente aridi e carsificati e contornati da fasce detritiche di versanti. La copertura del suolo è generalmente composta da terreni agricoli, sono presenti anche strutture antropiche grandi e/o diffuse e zone urbanizzate.

La copertura sedimentaria del Plateau Ibleo è nota fino a una profondità di circa 5.5 km, alla quale sono stati individuati livelli del Triassico medio. La stratificazione è composta da notevoli spessori di calcari di piattaforma del Triassico – Giurassico inferiore con intercalazioni di vulcaniti basiche, al di sopra delle quali poggiano pelagiti carbonatiche Giurassico – Eoceniche seguite da estesi depositi carbonatici terziari. L'affioramento sedimentario maggiormente rappresentato sul Plateau Ibleo è quello ascrivibile all'intervallo terziario – quaternario.

Il Plateau Ibleo viene distinto in due settori: un settore orientale, caratterizzato da una sequenza di ambiente marino poco profondo influenzata dalla messa in posto di prodotti vulcanici, e uno occidentale in cui il record stratigrafico mostra sedimenti carbonatici di mare aperto con abbondanti apporti di provenienza orientale.

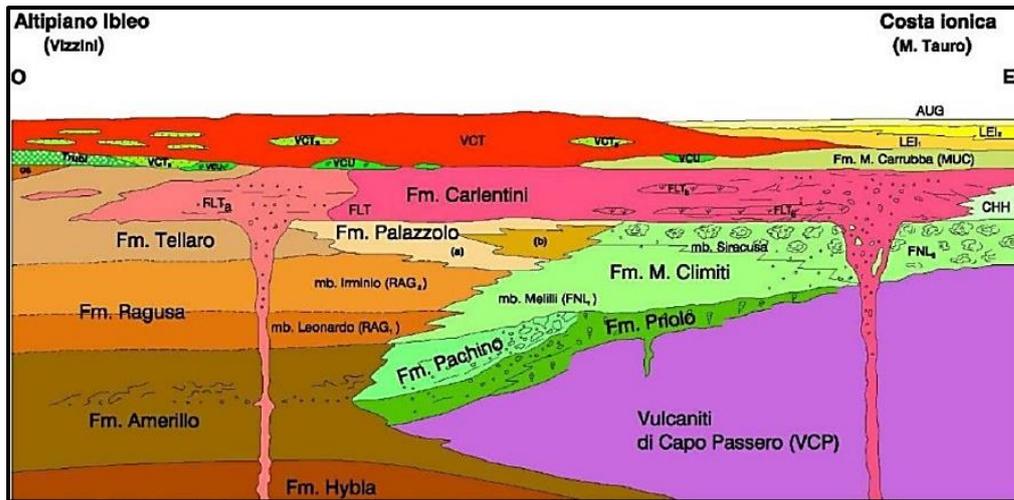


Figura 2.1 Schema di distribuzione delle facies cretaccio - quaternarie attraverso il Plateau Ibleo del settore ionico all'altipiano calcareo.

Nell'area oggetto di studio, appartenente al settore occidentale, i termini affioranti più antichi sono rappresentati da sedimenti carbonatici provenienti dalla risedimentazione di materiale organogeno formatosi nei bassifondi delle aree orientali. L'intervallo Eocenico è rappresentato da breccie e calcilutiti marnose sulle quali poggiano gli orizzonti Oligo-Miocenici di interesse per questo studio, per tale motivo infatti, nei pressi di Ragusa, è possibile osservare la stratigrafia della Formazione Ragusana e la transizione verso la Formazione del Tellerio.

La Formazione Ragusana è suddivisa in due membri: uno inferiore, denominato *Membro Leonardo*, rappresentato da un'alternanza stratigrafica di calcisiltiti e marne di età Oligocene superiore, e uno superiore noto come *Membro Irminio*, dato da calcareniti e da calciruditi e marne sabbiose, ascrivibili al Miocene inferiore – medio.

Verso l'alto la F.ne Ragusa passa gradualmente alla F.ne Tellerio attraverso un'alternanza di strati costituiti da calcari marnosi grigiastri e da marne grigio biancastre.

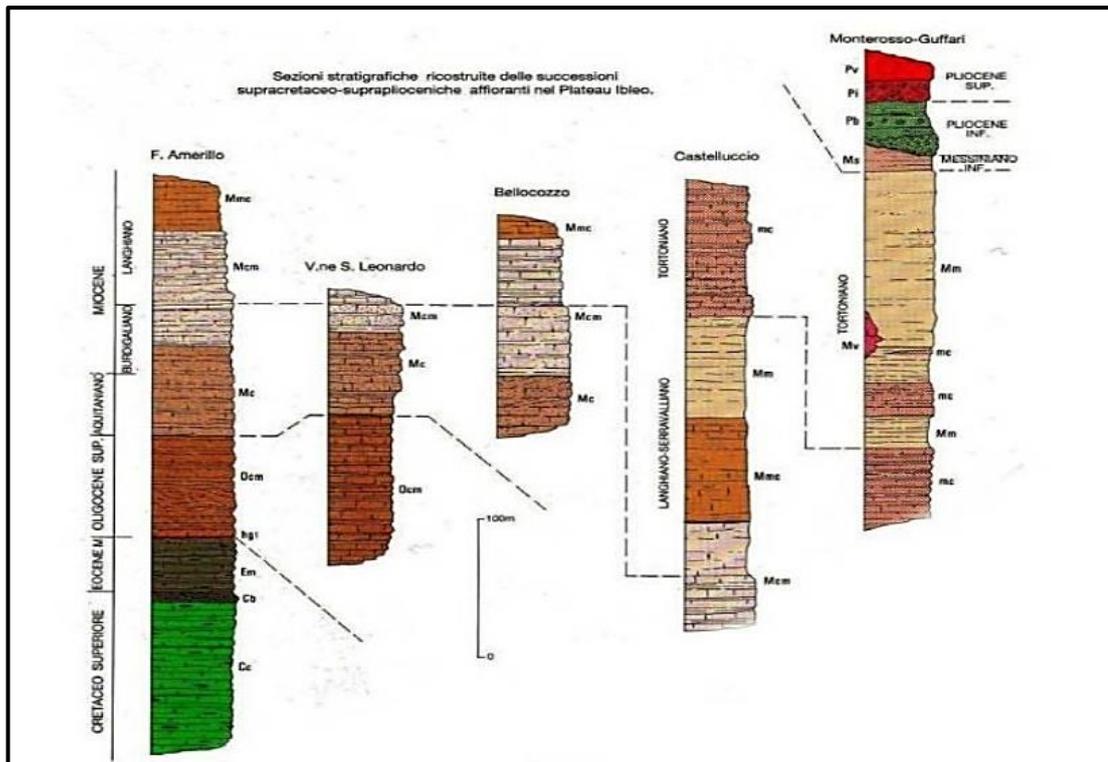


Figura 2.2 Sezioni stratigrafiche ricostruite della successione supracretacico - supraplioceniche affioranti del Plateau Ibleo.

Per l'area oggetto di studio si fa riferimento alla Carta Geologica del Settore Centro – Meridionale dell'Altopiano Ibleo in scala 1:50.000 (vedi Fig. 2.3). Osservando tale Carta, dal basso verso l'alto, la F.ne Ragusa si suddivide in:

- *Membro Leonardo (Ocm)*: alternanza di strati composti da calcisiltiti di colore biancastro, spessi 30 – 100 cm e di marne e calcari marnosi biancastri con spessori di 5 – 20 cm. Nell'area di Comiso, Ragusa e Modica affiora un'alternanza di calcilutiti in strati di 20 – 30 cm e di marne in spessori di 10 – 15 cm di colore bianco crema. *Oligocene Superiore*.
- *Membro Irminio (Mc)*: l'intervallo inferiore di questo membro è costituito da calcareniti a calciruditi bianco – grigiastre o bianco – giallastre di media durezza, in banchi di spessore variabile talvolta fino a 10 m, separati da sottili strati marnoso – sabbiosi. In affioramento, lo spessore massimo non supera i 75 m. Contiene, soprattutto nella parte alta, un hard ground

fosfatifero di spessore da pochi centimetri a qualche decimetro, di colore giallo – brunastro. *Aquitaniiano - Burdigagliano Inferiore*.

- **Membro Irminio (Mcm):** la parte mediana di questa successione comprende strati di calcareniti grigiastre spesse mediamente da 30 a 60 cm in alternanza con strati calcareo – marnosi di uguale spessore, Lo spessore varia da una decina di metri nelle aree meridionali del plateau iblea fino a circa 60 m nelle aree a nord di Ragusa. *Burdigagliano Superiore – Langhiano Inferiore*.
- **Membro Irminio (Mmc):** la parte apicale del Membro Irminio, poco rappresentata in affioramento ad eccezione della zona di Frigintina e San Giacomo – Bellocozzo, è costituita da marne biancastre a frattura concoide in strati di spessore metrico, alternate a strati calcarei – marnosi grigiastri di spessore medio di 50 – 60 cm. Lo spessore complessivo è intorno a 50 – 60 m. Il passaggio al sottostante intervallo calcareo – marnoso, così come quello alle sovrastanti marne della F.ne Tellaro è concordante ed avviene con gradualità nelle zone dove questo intervallo è rappresentato con gli spessori maggiori. *Langhiano*.

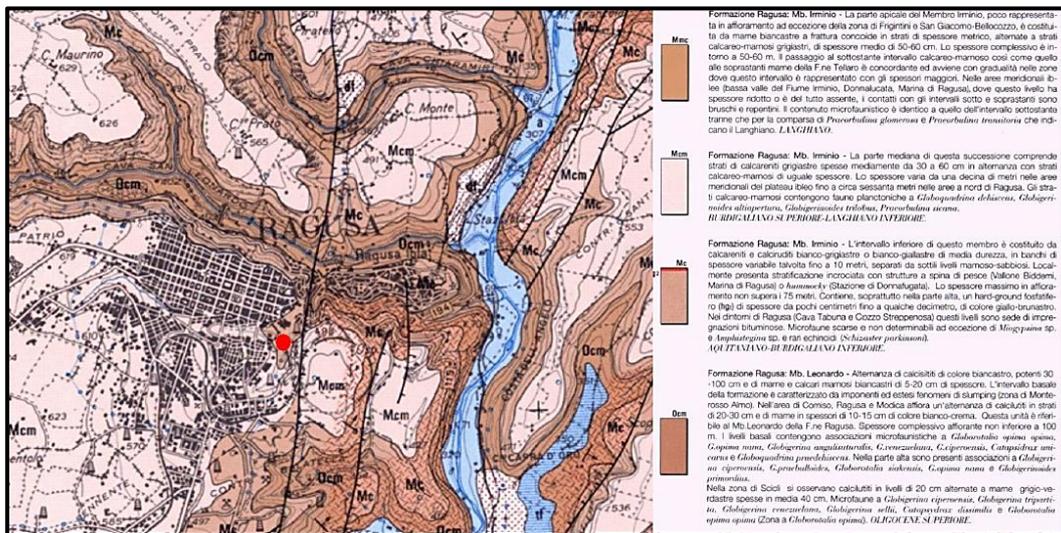


Figura 2.3 Stralcio della Carta Geologica del Settore Centro - Meridionale dell'Altopiano Ibleo in scala 1:50.000.

Da un punto di vista tettonico, nel Mediterraneo centrale sono riconoscibili tre domini strutturali intesi come aree a comportamento cinematico a grandi linee omogeneo: il *Dominio di Avampaese*, il *Dominio Orogenico* e il “*Dominio Interno*”.

Il Dominio di Avampaese ingloba tutte le aree non raggiunte ad oggi dalla deformazione orogenica. Nella zona meridionale dell’Appennino esso è costituito dal Blocco Apulo, facente parte della Placca Adria, più a sud invece, il Blocco Pelagiano costituisce il promontorio della Placca Nord-Africana.

Il plateau ibleo rappresenta un settore emerso e poco deformato, in quanto interessato solo marginalmente dalla fase collisionale cenozoica, di quel settore del dominio d’Avampaese denominato Blocco Pelagiano.

I limiti strutturali che lo caratterizzano sono legati a importanti lineamenti tettonici di carattere regionale di tipo estensionale: a Nord la fessurazione dell’Avampaese causata dall’avanzamento della CAM (Catena Appennino Magrebide) ha prodotto una larga fascia di faglie normali, localmente interessate da inversione tettonica, parallele all’avanfossa Catania-Gela, che mostrano rigetti notevoli e locali configurazioni, graben e horst.

A occidente la continuità dell’Avampaese Ibleo è interrotta da faglie estensionali con direzione NE - SO attive dal Miocene superiore e, nella sua area centrale, è interessato da una fascia di trascorrenza destra pleistocenica lungo la direttrice Scicli-Ragusa-Irminio.

A Est, in corrispondenza del margine tra il plateau e la linea di costa ionica, compare un segmento della Scarpata Ibleo-Maltese, un sistema di faglie estensionali orientate NNO – SSE ribassanti verso i quadranti orientali.

Tali strutture derivano dalla continua deformazione delle placche Africana ed Euroasiatica; per tale motivo sono caratterizzate da una notevole attività tettonica, specialmente nel tratto orientale, ovvero lungo la serie di faglie a gradinata della Scarpata Ibleo – Maltese, dove prevalgono meccanismi deformativi di tipo trascorrente e nel quale diversi studi hanno portato ad ipotizzare che si sia originato il sisma distruttivo dell’11 Gennaio 1693, di magnitudo circa pari a 7.3.

In Fig. 2.4 è mostrato lo schema stratigrafico – strutturale dell’Avampaese Ibleo:

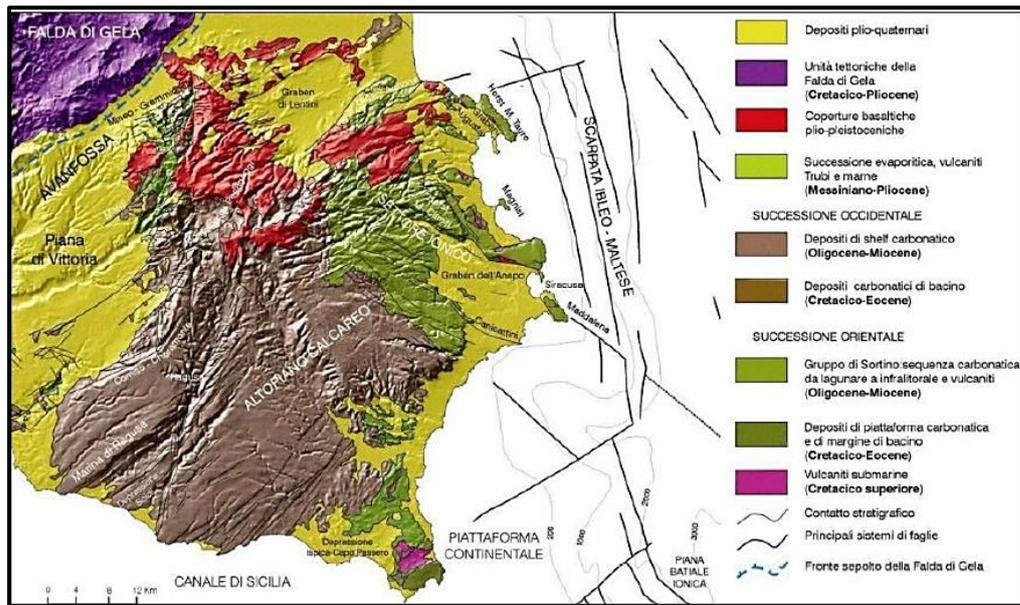


Figura 2.4 Schema stratigrafico - strutturale dell'Avampaese Ibleo

In Fig. 2.5 si riportano le faglie del territorio ibleo riconosciute come sismogenetiche. Per l'ambito urbano di Ragusa sono presenti 2 strutture principali: Scicli – Giarratana e Ragusa – Palagonia.

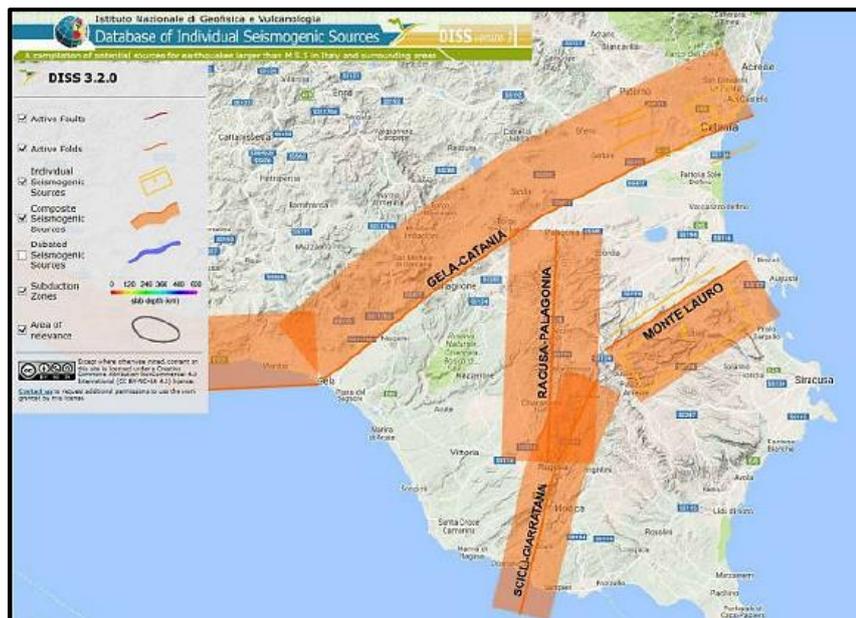


Figura 2.5 Strutture sismogenetiche interessanti il Comune di Ragusa

In Fig. 2.6 è riportata la mappa di pericolosità sismica, espressa in termini di accelerazione massima al suolo (PGA) con probabilità di eccedenza del 10% in 50 anni, riferita a suoli rigidi ( $V_s = 800$  m/s).



Da studi passati si è evinto che in tale contesto urbano sono presenti significative variazioni della risposta sismica, con amplificazioni localizzate principalmente in:

- tratti urbani caratterizzati da materiale di riporto, probabilmente legati sia a zone di scarico e accumulo delle rovine del sisma sia a recenti lavori antropici;
- zone di fault – breccia che si riscontrano nelle aree intorno alle due principali faglie che attraversano la città nel tratto di scarpata che separa Ragusa superiore da Ragusa Ibla e che in parte interessano l'area oggetto di studio.

Per quanto evidenziato fino ad ora, nel caso studio in esame bisognerà tenere in considerazione la stabilità dell'area in prospettiva sismica, sia per le problematiche legate ai fronti, alla presenza delle latomie alla base delle successioni litoidi e alle costruzioni antropiche, sia per l'ampia fascia di fratturazione determinata dal sistema di faglie che attraversa il centro abitato, poiché potrebbero determinare situazioni di amplificazione sismica locale e potenziali fenomeni di rottura cosismica.

### **3 CARATTERIZZAZIONE DELLA PORZIONE INTERNA DELL'AMMASSO ROCCIOSO**

---

Preliminarmente alla progettazione dell'intervento di messa in sicurezza dell'ammasso roccioso e del sistema di ascensori, è stato previsto di eseguire una campagna di indagini, allo scopo di:

- identificare le formazioni presenti nel sito, studiare i tipi litologici presenti, la struttura e i caratteri fisici del sottosuolo;
- definire il modello geologico del sottosuolo;
- illustrare e caratterizzare gli aspetti stratigrafici, strutturali, idrogeologici, geomorfologici nonché il conseguente livello di pericolosità geologica;
- caratterizzare dal punto di vista sismico i terreni interessati dal progetto.

La campagna ha previsto indagini geognostiche, prove geotecniche di laboratorio, prove geofisiche e rilievo geomeccanico.

Dalle evidenze delle indagini diagnostiche condotte sull'intero ammasso, si nota come la porzione interna presenti caratteristiche differenti rispetto a quella esterna, pertanto nel seguito la caratterizzazione si riferirà alle due aree distintamente.

Per la caratterizzazione della parte interna dell'ammasso roccioso sono stati eseguiti 3 sondaggi meccanici a rotazione a carotaggio continuo a circolazione di fluido, con carotiere doppio, in modo da ottenere un carotaggio quanto più rappresentativo dell'ammasso attraversato e, inoltre, poter determinare l'indice di qualità della roccia, *R.Q.D. (Rock Quality Designation)*, indicativo dello stato di fratturazione dell'ammasso roccioso.

Al fine di investigare ulteriormente la stratigrafia sono stati eseguiti dei pozzetti stratigrafici all'interno delle latomie.

Inoltre, durante le perforazioni di sondaggio, sono stati prelevati dei campioni di roccia sui quali sono state eseguite prove geotecniche di laboratorio per la determinazione dei parametri meccanici dei litotipi attraversati.

### 3.1 SONDAGGIE PROVE

I tre fori di sondaggio e i pozzetti stratigrafici sono stati eseguiti nei punti mostrati in Fig. 3.1:

- S1 Sondaggio inclinato (Latomia A);
- S2 Sondaggio verticale (Esterno alle latomie);
- S3 Sondaggio orizzontale (Latomia B).

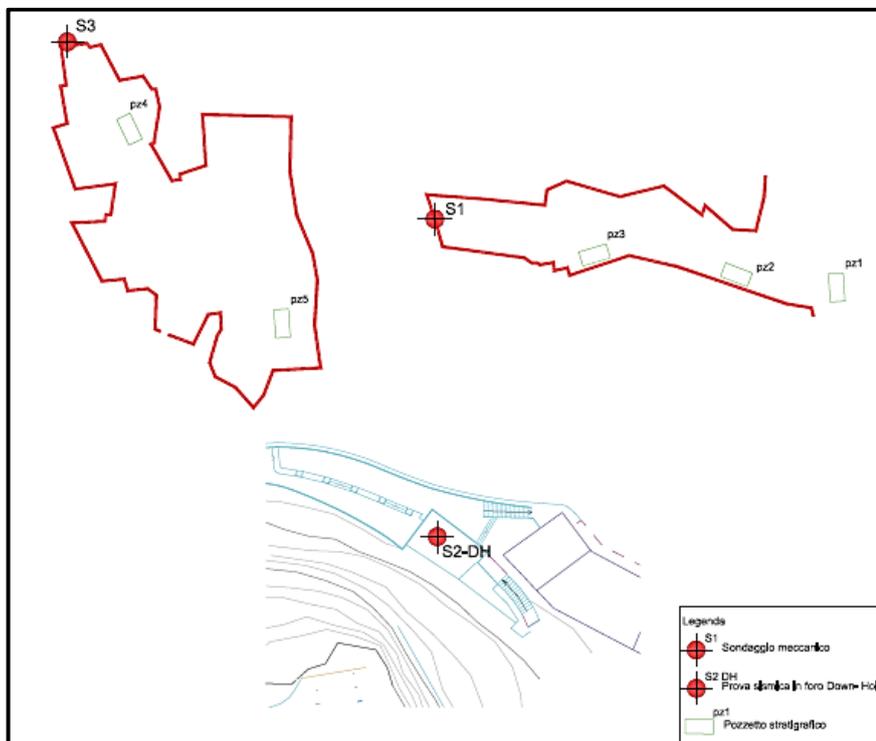


Figura 3.1 Localizzazione dei fori di sondaggio e dei pozzetti stratigrafici

In particolare:

- S1: sondaggio inclinato verso l'alto ( $\alpha = 20^\circ$ ), a rotazione a carotaggio continuo e circolazione di fluido, facendo uso di carotiere doppio munito di corona diamantata, in modo da ridurre la spinta necessaria per l'avanzamento in

profondità, vista l'inclinazione richiesta. È stato eseguito a partire dalla latomia "A" per investigare lo spessore di roccia interessato dalla galleria di collegamento con la latomia "B", posta a quota più elevata, per una profondità di 83,5 m dalla parete di partenza della latomia "A";



*Figura 3.2 Realizzazione foro di sondaggio S1*

- S2: sondaggio a rotazione a carotaggio continuo e circolazione di fluido, facendo uso di carotiere doppio, spinto fino alla profondità di 41 m dal piano di calpestio, in corrispondenza del sito dove verrà realizzato l'ascensore verticale.



*Figura 3.3 Realizzazione foro di sondaggio S2*

- S3: sondaggio orizzontale a rotazione a carotaggio continuo e circolazione di fluido, eseguito mediante carotatrice elettrica, facendo uso di carotiere semplice munito di corona diamantata e aste di prolunga dello stesso diametro del carotiere stesso. È stato eseguito a partire dalla latomia "B", per investigare lo spessore di roccia interessato dal tunnel di collegamento alla base

dell'ascensore in progetto, per una profondità di circa 20 m dalla parete di partenza della latomia "B".



*Figura 3.4 Realizzazione foro di sondaggio S3*

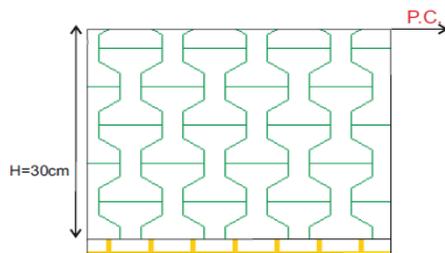
### *Pozzetti stratigrafici*

Per la verifica dello spessore della copertura detritica e/o riporto all'interno delle Latomie A e B, sono stati eseguiti cinque pozzetti stratigrafici. Gli scavi eseguiti hanno raggiunto una profondità massima di circa 2,40 metri dal piano calpestio, attestando in tutti i punti di prospezione eseguiti, uno spessore di materiale di riporto costituito da blocchi monogenici ed eterometrici di natura calcarenitica, in matrice sabbioso limosa di colore brunastro frammisti ad abbondante componente terrosa.

In particolare, all'interno del pozzetto *Pz1 (Latomia A)*, la coltre detritica e/o vegetale si riscontra fino alla profondità di 30 cm dal p.c. cui segue direttamente la calcarenite di substrato Fig. 3.5.



Dimensioni pozzetto  
 prof.= 30 cm  
 lung.= 50 cm  
 larg.= 50 cm



### Legenda

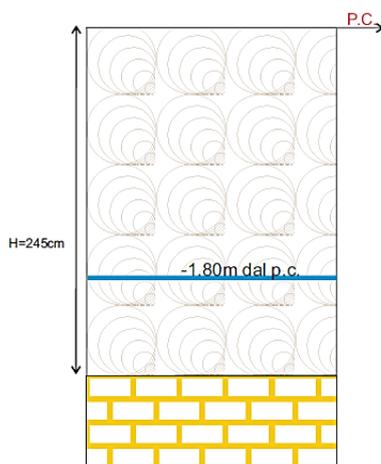
- Terreno vegetale e/o detrito
- Calcarenite di substrato

Figura 3.5 Dimensioni e stratigrafia Pozzetto 1

All'interno dei pozzetti Pz2 e Pz3 (*Latomia A*), sono stati rinvenuti spessori fino a circa 2,40 metri di riporto, con presenza di ristagno di acqua già a partire dalla quota di circa 1,70 dal p.c (Fig. 3.6, 3.7).



Dimensioni pozzetto  
 prof.= 250 cm  
 lung.= 200 cm  
 larg. = 130 cm



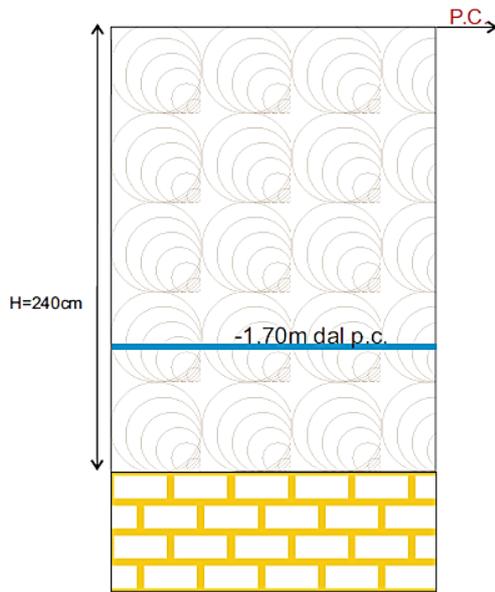
### Legenda

- Materiale di riporto costituito da blocchi eterometrici di natura calcarenitica in matrice sabbioso limosa di colore brunoastoso con frammentaria componente terrosa
- Calcarenite di substrato
- Livello rinvenimento acqua

Figura 3.6 Dimensioni e stratigrafia Pozzetto 2



Dimensioni pozzetto  
 prof.= 250 cm  
 lung.= 200 cm  
 larg. = 135 cm



### Legenda

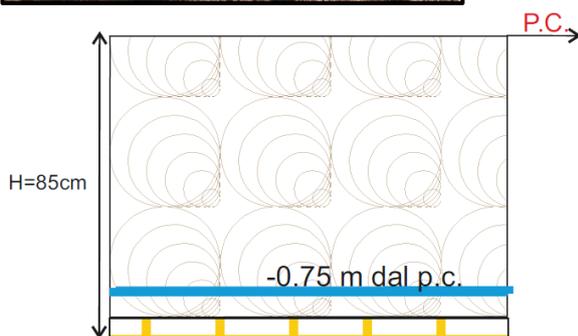
-  Materiale di riporto costituito da blocchi eterometrici di natura calcarenitica in matrice sabbioso limosa di colore brunastro con frammenta componente terrosa
-  Calcarene di substrato
-  Livello rinvenimento acqua

Figura 3.7 Dimensioni e stratigrafia Pozzetto 3

All'interno dei pozzetti Pz4 e Pz5 (Latomia B), sono stati rinvenuti spessori fino a circa 70 cm di riporto, con la presenza sempre di acqua alla base (Fig. 3.8, 3.9).



Dimensioni pozzetto  
 prof.= 85 cm  
 lung.= 70 cm  
 larg. = 130 cm



### Legenda

-  Materiale di riporto costituito da blocchi eterometrici di natura calcarenitica in matrice sabbioso limosa di colore brunastro con frammenta componente terrosa
-  Calcarene di substrato
-  Livello rinvenimento acqua

Figura 3.8 Dimensioni e stratigrafia Pozzetto 4



Dimensioni pozzetto  
 prof. = 80 cm  
 lung. = 60 cm  
 larg. = 130 cm

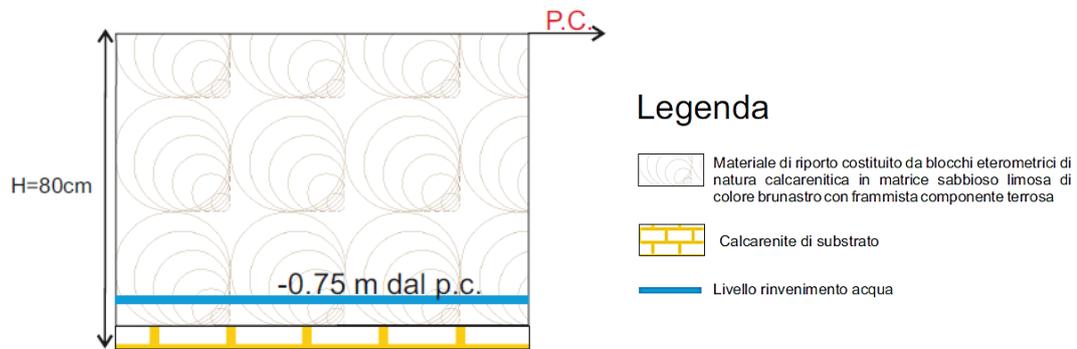


Figura 3.9 Dimensioni e stratigrafia Pozzetto 5

Il terreno di riporto riscontrato all'interno di tutti i pozzetti eseguiti ricopre il substrato calcarenitico, che in maniera omogenea ha rappresentato la quota di fine scavo dei saggi eseguiti.

### *Prove di permeabilità*

All'interno del foro di sondaggio verticale S2 sono state eseguite, a diversi intervalli di profondità, 4 prove di permeabilità di tipo *Lugeon*. Tali prove vengono effettuate immettendo acqua in pressione su tratti prestabiliti nel foro di sondaggio, per valutare la permeabilità di ammassi rocciosi, in termini di assorbimento di acqua nell'unità di tempo, in funzione della pressione di prova e della lunghezza del tratto di foro interessato.

Per l'esecuzione di tale prova, l'otturatore è stato inserito nel foro e, tramite un circuito idraulico, è stato espanso fino ad isolare il tratto finale del foro per una lunghezza massima di 1,0 m. Si è proceduto ad iniettare acqua nel tratto di prova, eseguendo 3 diversi gradini di pressione, misurando per ciascun gradino le portate assorbite che determinano la stabilizzazione dell'assorbimento raggiunto. Ciascun gradino di portata (a regime) è stato mantenuto per 10 minuti in salita e discesa.

Durante l'esecuzione della prova si è provveduto ad annotare, per ogni gradino di pressione:

- il tempo e gli assorbimenti per arrivare a regime;
- il tempo e gli assorbimenti con portata a regime per letture effettuate ogni 5 minuti.

Sulla base dei risultati ottenuti, è stato possibile individuare il regime di flusso che viene generato all'interno della tasca di prova (regime di tipo laminare dalle risultanze delle prove 1, 2 e 3 e fratturazione idraulica/dilavamento per la prova 4).

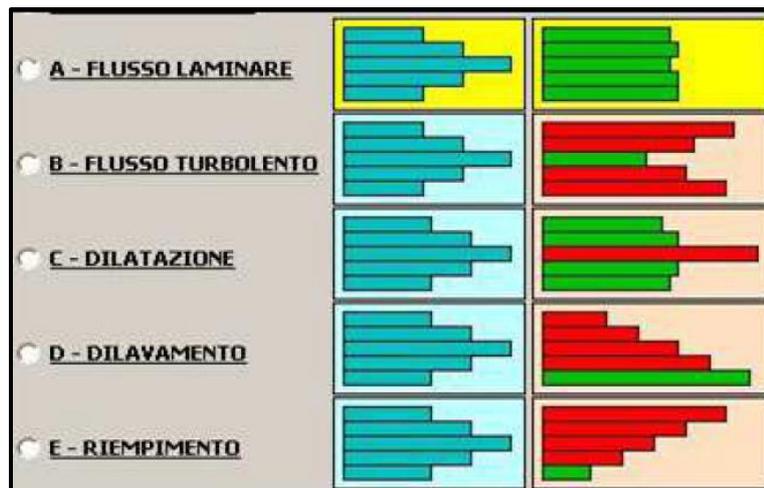


Figura 3.10 Relazione tra gradini di carico e relativa variazione della permeabilità

I grafici mostrati in Fig. 3.10 derivano dalle interpretazioni di *Houlsby (1977)*. Il grafico in azzurro (a sinistra) descrive i gradini di pressione adottati nella prova, simili per tutti; il grafico in rosso e verde (a destra) descrive la variazione del valore di permeabilità espresso in Unità Lugeon (dove 1 UL = portata di 1 litro/min/m a 1 MPa) al variare dei gradini di pressione, che permettono di distinguere approssimativamente la tipologia di flusso che si instaura nella tasca di prova.

### *Indagine sismica MASW*

Al fine di individuare gli spessori e le geometrie dei litotipi e le loro caratteristiche sismostratigrafiche è stata eseguita, lungo la sezione longitudinale della Latomia

A, un'indagine sismica con metodologia *M.A.S.W.* (*Multichannel Analysis of Surface Waves*), ovvero Analisi Multicanale delle Onde Superficiali di Rayleigh. Con tale metodo, attraverso una sorgente energizzante artificiale, viene eccitato il terreno, all'interno del quale si generano delle onde elastiche, queste, durante la loro propagazione, vengono registrate da una serie di geofoni posti lungo uno stendimento rettilineo e collegati ad un comune sismografo multicanale. Attraverso l'analisi multicanale di queste onde, è possibile determinare la velocità delle onde di taglio  $V_s$ .

Lo schema della prova è mostrato in Fig. 3.11.

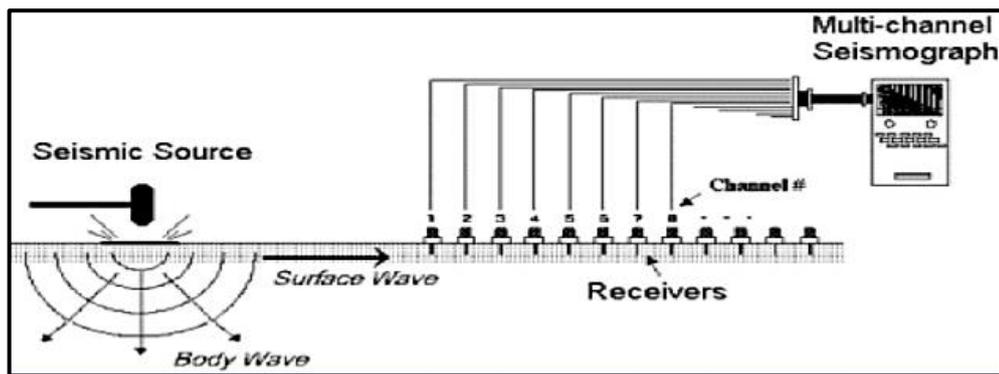


Figura 3.11 Schema prova con metodologia *M.A.S.W.*

Ai fini della caratterizzazione del tipo di suolo dell'area investigata è stata eseguita una prospezione sismica MASW con uno stendimento geofonico all'interno della latomia A, come mostrato in Fig. 3.12.

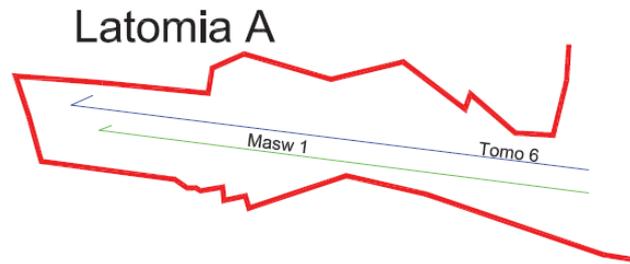


Figura 3.12 Configurazione prova in sito (Latomia A)

L'indagine è stata condotta mediante l'utilizzo di sismografo M.A.E. A6000S/E 24 bit 24 canali. La sorgente sismica è costituita da una massa battente (mazza dal peso di circa 10 *kg*) che batte su una piastra di alluminio. Le oscillazioni del suolo sono state rilevate da 24 geofoni (Geospace – 4.5 $Hz$ ) posizionati lungo il profilo di indagine con offset di 1.5 *m* (lunghezza totale stendimento = 40*m*). La lunghezza dello stendimento è stata sufficiente a determinare la sismostratigrafia dei terreni oltre 30 metri di profondità nell'area di progetto.

Mettendo in relazione le velocità di propagazione con la profondità, sono stati ottenuti i risultati mostrati nel grafico di Fig. 3.13.

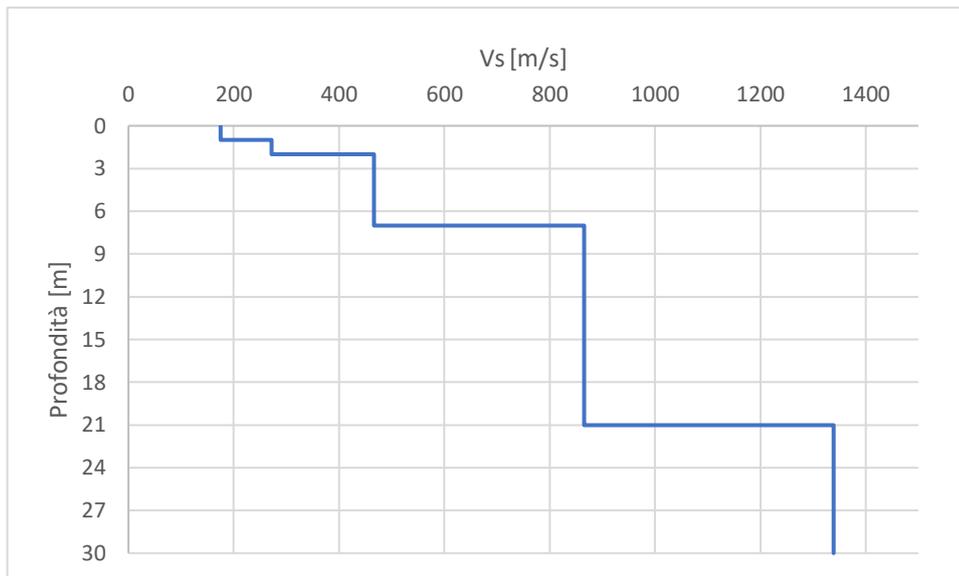


Figura 3.13 Profilo Vs

Dal profilo delle velocità ottenuto, è possibile osservare che il tratto di ammasso roccioso investigato è suddiviso principalmente in 3 zone con caratteristiche simili. In particolare il valore minimo di velocità registrato in superficie è pari a 175 [m/s] mentre quello massimo, alla profondità di 30 m, è pari a 1339 [m/s].

#### *Prospezione sismica a rifrazione con interpretazione tomografica*

Per la valutazione dello spessore del materiale di riporto, delle porzioni superficiali delle calcareniti decomprese e per definire il modello sismostratigrafico, sono state eseguite, longitudinalmente al prospetto esterno della latomia “B”, in aderenza al sentiero di collegamento, 7 prospezioni di sismica a rifrazione con interpretazione tomografica.

La finalità che si prefigge tale indagine, è di modellare l’intera area di progetto, per definire, dal punto di vista sismostratigrafico, un modello geologico più reale possibile.

L’indagine sismica a rifrazione è un’indagine indiretta che utilizza i contrasti di velocità delle onde sismiche.

Lo svolgimento della prova consiste nel generare un’onda sismica di compressione e registrarne l’arrivo a dei geofoni disposti in linea ad intervalli noti. L’interpretazione delle misure registrate si basa sull’analisi del tempo impiegato

dall'onda generata a raggiungere ciascun geofono. Per poter ricostruire la variazione di velocità delle onde di compressione nel sottosuolo è necessario eseguire più energizzazioni in posizioni differenti.

Le misure effettuate con la tecnica a rifrazione possono essere elaborate con la procedura tomografica al fine di evidenziare in dettaglio le variazioni locali di velocità. La tecnica tomografica prevede la creazione di un modello sintetico del sottosuolo e la sua perturbazione, alla ricerca del minimo scarto tra le misure effettuate sul terreno e le misure registrate sul modello sintetico attraverso una procedura iterativa.

Come nel caso della M.A.S.W., le indagini sono state condotte mediante l'utilizzo di sismografo M.A.E. A6000S/E 24 bit 24 canali. La sorgente sismica è costituita da una massa battente (mazza dal peso di circa 10 *kg*) che batte su una piastra di alluminio. Le oscillazioni del suolo sono state rilevate da 24 geofoni (M.A.E. -10 *Hz*) posizionati lungo il profilo di indagine con offset variabile fino a 1.5*m* (lunghezza totale stendimento fino a 40.5 *m*). La lunghezza dello stendimento è stata sufficiente a determinare la sismostratigrafia dei terreni fino alla profondità di circa 10 *m*.

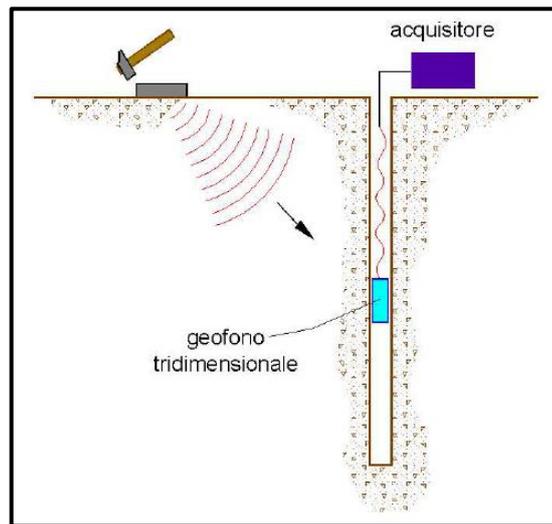
I segnali sismici acquisiti sono stati successivamente elaborati con apposito programma (SmartTomo) per la determinazione della sismostratigrafia del sottosuolo.

Dalla disamina delle velocità delle onde registrate si evince che, la densità del mezzo attraversato e le velocità delle onde P risultano mediocri nelle porzioni superficiali, a causa dello spessore del materiale di riporto e della fascia decompressa e/o di alterazione superficiale del substrato calcarenitico ( $V_p < 600$  m/s), mentre migliorano significativamente con l'aumentare della profondità di indagine. Grazie alla netta differenza di velocità di propagazione delle onde sismiche nel materiale detritico e nel substrato roccioso, è stato possibile definire la geometria della copertura esistente.

## *Prospezione sismica in foro - Down Hole*

All'interno del sondaggio verticale *S2* è stata eseguita una indagine geofisica in foro del tipo *down-hole*.

Nel metodo sismico down-hole (DH) viene misurato il tempo necessario alle onde P ed S per spostarsi tra una sorgente sismica, posta in superficie, e i ricevitori, posti all'interno del foro di sondaggio.



*Figura 3.14 Schema down-hole*

La sorgente consiste in una piastra di alluminio che, dopo avere opportunamente predisposto il piano di appoggio, viene adagiata in superficie ad una distanza di 0,5 – 1,5 m dal foro e orientata in direzione ortogonale ad un raggio uscente dall'asse foro. Alla sorgente è agganciato il trasduttore di velocità utilizzato come trigger.

Una volta raggiunta la profondità di prova, i geofoni vengono orientati in modo che un trasduttore di ogni sensore sia diretto parallelamente all'asse della sorgente. A questo punto i ricevitori vengono assicurati alle pareti del tubo di rivestimento, la sorgente viene colpita in senso verticale (per generare onde di compressione P) o lateralmente (per generare onde di taglio SH) e, contemporaneamente, parte la registrazione del segnale di trigger e dei ricevitori.

Eseguite le registrazioni, la profondità dei ricevitori viene modificata e la procedura sperimentale ripetuta.

Per interpretare i risultati ottenuti è stato utilizzato il metodo diretto. Per applicare tale metodo, per prima cosa bisogna correggere i tempi di arrivo delle onde al ricevitore, in modo da tenere in conto dell'inclinazione del loro percorso.

Una volta calcolati i tempi corretti, sia per le onde P che per le onde S, è stato possibile realizzare il grafico  $t_{corr} - z$ ; attraverso le pendenze dei segmenti ottenuti, denominati *dromocrone*, sono state ottenute le velocità medie delle onde sismiche nei vari strati omogenei di terreno (Fig. 3.15).

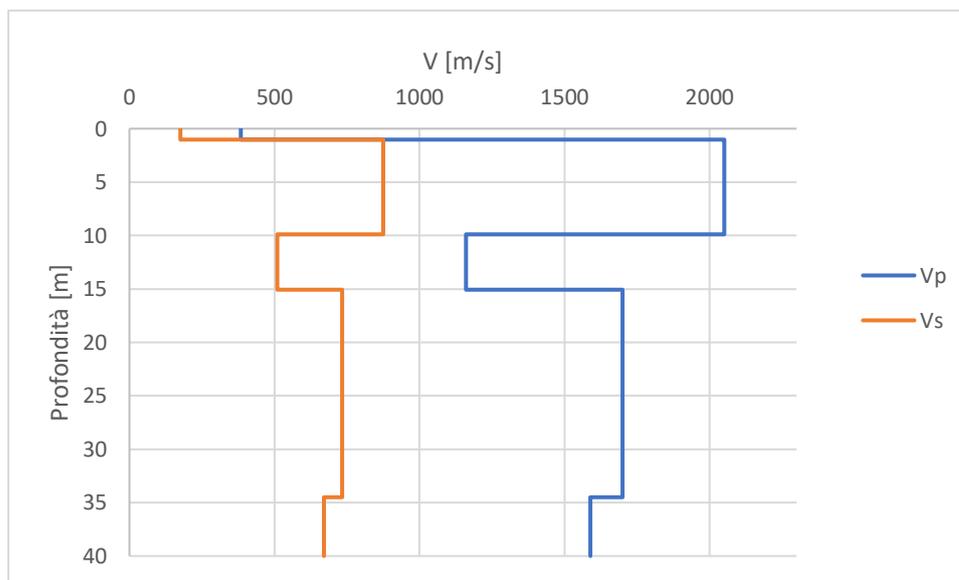


Figura 3.15 Profilo velocità delle onde primarie e secondarie

Osservando il profilo delle velocità, automaticamente si va a definire la stratigrafia del terreno, nel caso in esame gli strati individuati sono 5.

Una volta ottenuti graficamente i sismostrati, attraverso delle relazioni, si ottengono la densità media  $\gamma$ , funzione della velocità e della profondità, il coefficiente di Poisson  $\nu$ , il modulo di deformazione a taglio medio  $G_{medio}$ , modulo di compressibilità edometrica medio  $E_{dmedio}$ , modulo di Young medio  $E_{medio}$  e il modulo di compressibilità volumetrica medio  $E_{vmedio}$ .

In Tab. 3.1 sono riassunti i valori dei parametri ricavati mediante i risultati ottenuti dalla Down-Hole:

z [m]	Vp [m/s]	Vs [m/s]	$\gamma$ [kN/m <sup>3</sup> ]	$\nu$	G <sub>medio</sub> [MPa]	E <sub>dmedio</sub> [MPa]	E <sub>medio</sub> [MPa]	E <sub>vmedio</sub> [MPa]
0 - 1.01	384.03	175.65	19.80	0.37	62.29	297.76	170.40	214.70
1.01 - 9.89	2050.81	874.88	23.08	0.39	1801.44	9898.63	5003.53	7496.71
9.89 - 15.05	1159.55	509.38	21.73	0.38	575.00	2979.65	1587.50	2212.99
15.05 - 34.49	1700.79	733.03	21.99	0.39	1204.93	6486.59	3339.90	4880.02
34.49 - 40.00	1583.33	671.13	22.47	0.39	1031.91	5743.39	2869.71	4367.52

Tabella 3.1 Valori delle velocità medie e dei parametri di deformabilità medi nei vari strati

### Tomografia elettrica 3D

Ai fini di acquisire la geometria del modello geologico di riferimento dell'area in studio, sono state predisposte delle sequenze elettrodiche, per la valutazione della natura dei terreni, lo spessore del materiale di riporto e la presenza di eventuali cavità presenti nell'area di indagine. I punti di elettrodi sono stati materializzati sul terreno ed acquisiti con stazione totale South per minimizzare gli errori durante le fasi di inversione tomografica.

In particolare sono state eseguite due tomografie elettriche 3D, una all'interno della latomia A e una all'interno della latomia B.

Per la tomografia 3D nella latomia A sono stati utilizzati i metodi dipolo-dipolo e polo-dipolo, stesa elettrodica 112 ml con 96 elettrodi ad una distanza interelettrodica di 1,16 ml.

Per la tomografia 3D nella latomia B è stato utilizzato il metodo dipolo-dipolo, stesa elettrodica 212 ml con 96 elettrodi ad una distanza interelettrodica di 2,20 ml.

Per generare l'impulso elettrico si è utilizzato l'energizzatore interno dello strumento, sfruttando delle batterie da 12V 130 AH avente uno spunto massimo di 940 A.

L'elaborazione della tomografia elettrica eseguita ha permesso di acquisire informazioni sull'andamento latero-verticale e di substrato, dei materiali che costituiscono i terreni indagati. La variabilità dei valori di resistività misurate e calcolate è strettamente correlata alla diversa granulometria dei terreni investigati, del loro grado di fratturazione, imbibizione e/o saturazione.

La latomia A, negli strati superficiali è costituita quasi totalmente da materiale di riporto che ricalca l'andamento resistivo, con valori di resistività compresi tra i 10 e 50 ohm.m.

Le geometrie definite con valori di resistività via via crescenti, rappresentano il substrato calcarenitico con diverso grado di fratturazione e imbibizione. Inoltre, sono state individuate delle bande, dovute al confinamento laterale assente che ricalca la porzione di area interessata dal passaggio verso un ramo di latomia esterno a quella in esame.

La latomia B, nelle porzioni superficiali è costituita dalla quasi totalità da materiale di riporto, con valori di resistività compresi tra i 10 e 100 ohm.m.

Le geometrie definite con valori di resistività via via crescenti, rappresentano il substrato calcarenitico con diverso grado di fratturazione e imbibizione. Anche in questo caso sono state individuate delle bande riferibili ad una deformazione del campo elettrico indotto per la probabile presenza di una cavità definita fino alla profondità di circa 4,00 metri dal p.c.

### *Prove geotecniche di laboratorio*

Per la determinazione dei parametri geotecnici caratteristici dei terreni attraversati, sono stati prelevati 18 campioni di roccia e sottoposti a prove geotecniche di laboratorio.

Per ciascun campione è stato determinato il *peso di volume* e sono state eseguite: delle “*prove di compressione monoassiale*”, “*prove di taglio diretto con scatola di Hoek*” e “*prove di resistenza a compressione monoassiale*” con rilievo dello sforzo e della deformazione assiale e radiale.

In Tab. 3.3 sono riportati i valori medi relativi ai parametri ricavati dalle prove di laboratorio:

Sondaggio	Massa volumica apparente [kN/m <sup>3</sup> ]	Compressione Uniassiale [MPa]	Compressione Uniassiale con def. assiale e radiale [MPa]
S1	19.30	15.07	8.43
S2	18.00	13.10	8.38
S3	17.50	9.90	-

Tabella 3.2 Valori medi dei parametri ricavati da prove di laboratorio

### *Rilievo geostrutturale*

All'interno delle latomie A e B è stato eseguito il rilievo geostrutturale mediante scanline.

Questa tecnica consiste nella creazione di linee virtuali verticali e/o orizzontali, lungo le quali si rilevano le caratteristiche dell'ammasso roccioso; in particolare le misure sono state effettuate lungo le due direzioni prevalenti di sviluppo delle latomie, in numero di almeno una ogni 5 m e comunque in corrispondenza di elementi strutturali significativi, in modo da ricostruire dettagliatamente le caratteristiche geometriche e fisiche di eventuali sistemi di discontinuità, individuare eventuali situazioni di criticità e determinare le rispettive condizioni di stabilità.

Nel dettaglio, il rilievo è stato eseguito facendo uso di: riferimento metrico a partire da un punto noto della latomia, bussola di Clar per la misura delle discontinuità, martello di Schmidt per la misura della resistenza lungo le pareti delle discontinuità presenti, profilometro portatile per il rilievo dei profili dei giunti e di metro per la misura dell'apertura, la lunghezza e la distanza degli stessi; macchina fotografica per la ripresa di eventuali situazioni di pericolo. Per ogni "scanline" è stata redatta una lista di controllo riportante:

- località;
- data;
- giacitura della parete rilevata;
- giacitura della scanline;

- discontinuità e relative caratteristiche;
- quota di ripresa delle foto e indicazioni sulle stesse;
- dimensioni approssimative di eventuali blocchi disarticolati;
- caratteristiche dell'ammasso investigato.

Analizzando i risultati del rilievo geostrutturale all'interno delle latomie, non sono state individuate delle vere e proprie famiglie di giunti, poiché in entrambe le latomie sono presenti solo delle discontinuità isolate.

La maggiore frequenza riscontrabile, relativa ad una determinata giacitura, è dovuta alla ripetizione della misura relativa alla stessa struttura lungo successive "scanline".

In corrispondenza della latomia A sono state rilevate complessivamente nove discontinuità, di cui quattro riferibili alla stessa struttura, con giacitura 260/80, parallela alla direzione di massimo sviluppo della galleria. In Fig. 3.16 è mostrato lo stereogramma, con i valori relativi ad immersione ed inclinazione, relativo ai sistemi di discontinuità rilevati nella latomia A. In particolare K1 (257/80) e K2 (220/90).

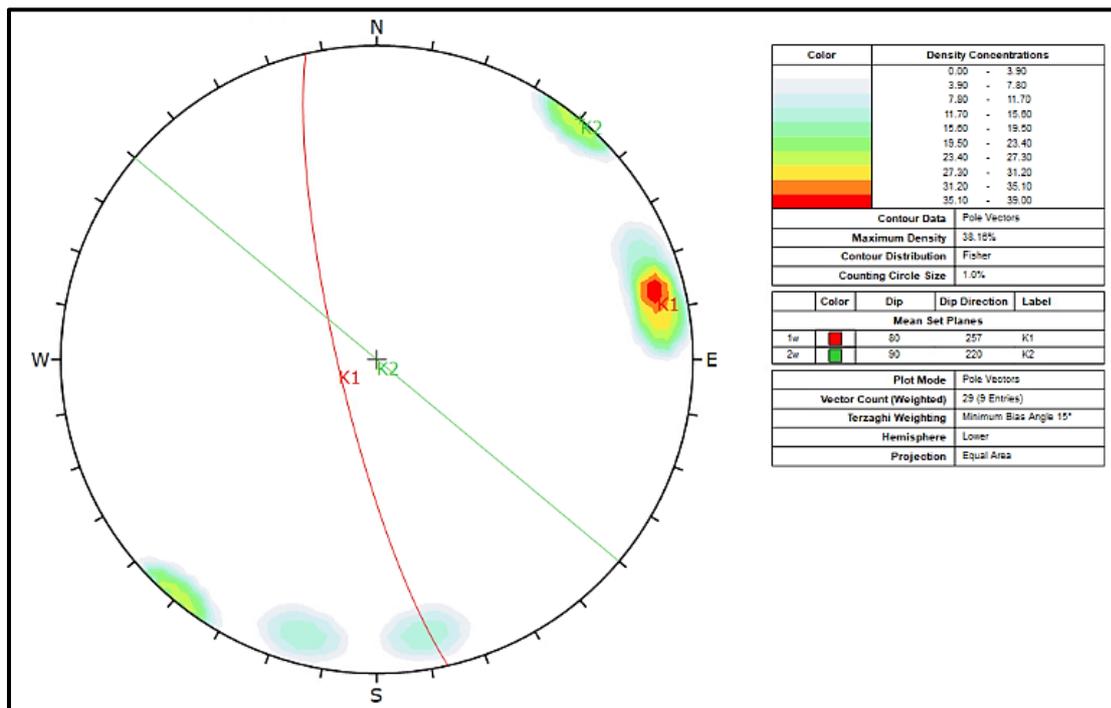


Figura 3.16 Stereogramma con i sistemi di discontinuità della latomia A

Le discontinuità riscontrate hanno apertura pari a zero e, in qualche caso, come si vede nella foto successiva, sono state oggetto di percolazione d'acqua e precipitazione di calcite, attualmente non attiva. I profili di rugosità rilevati, a piccola scala, appartengono prevalentemente al profilo 6 dei profili di scabrezza standard secondo Barton. Le misure di resistenza effettuate con il martello di Schmidt hanno dato valori compresi tra 10 e 12 [MPa]

In Fig. 3.17 sono mostrati i principali di sistemi di discontinuità che interessano la latomia A.

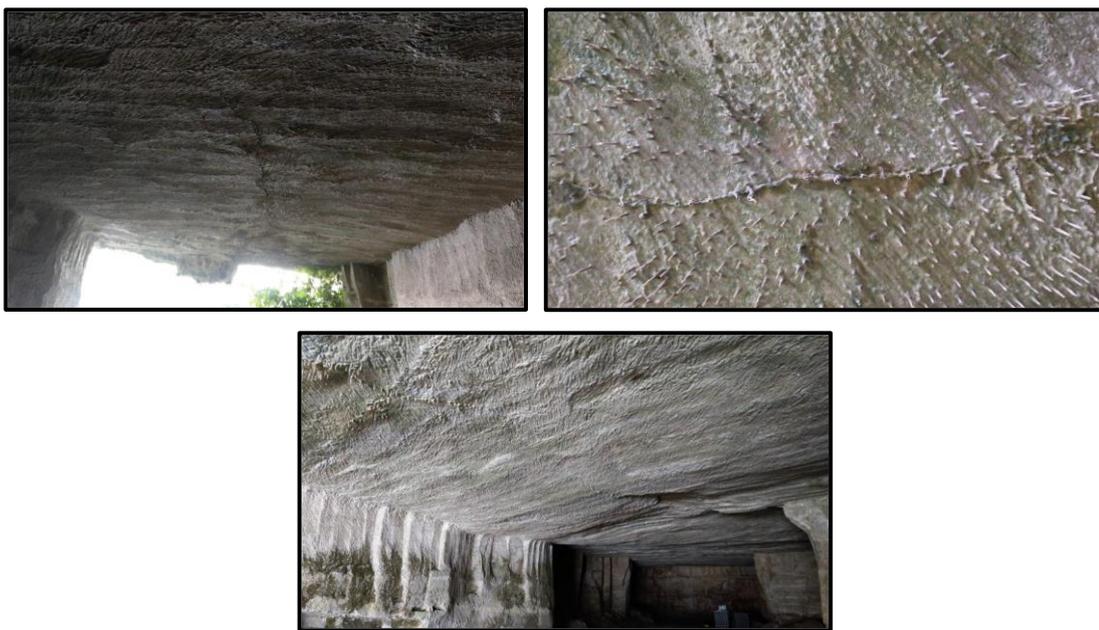


Figura 3.17 Principali discontinuità latomia A

In corrispondenza della *latomia "B"* sono state rilevate complessivamente ventiquattro misure di discontinuità, di cui almeno otto riferibili alla stessa struttura, con giacitura  $320\div340/80\div90$ , che attraversa interamente la latomia, parallelamente alla parete esterna, presentante un'apertura variabile da 0 mm a 30 mm, nella parte superficiale e, tendente a 0 mm verso l'interno dell'ammasso. Questa frattura attraversa anche due pilastri di roccia. In Figura 3.7 è mostrato lo stereogramma, con i valori relativi ad immersione ed inclinazione, relativo ai sistemi di discontinuità che interessano la latomia B. In particolare K3 (257/80) e K4 (220/90).

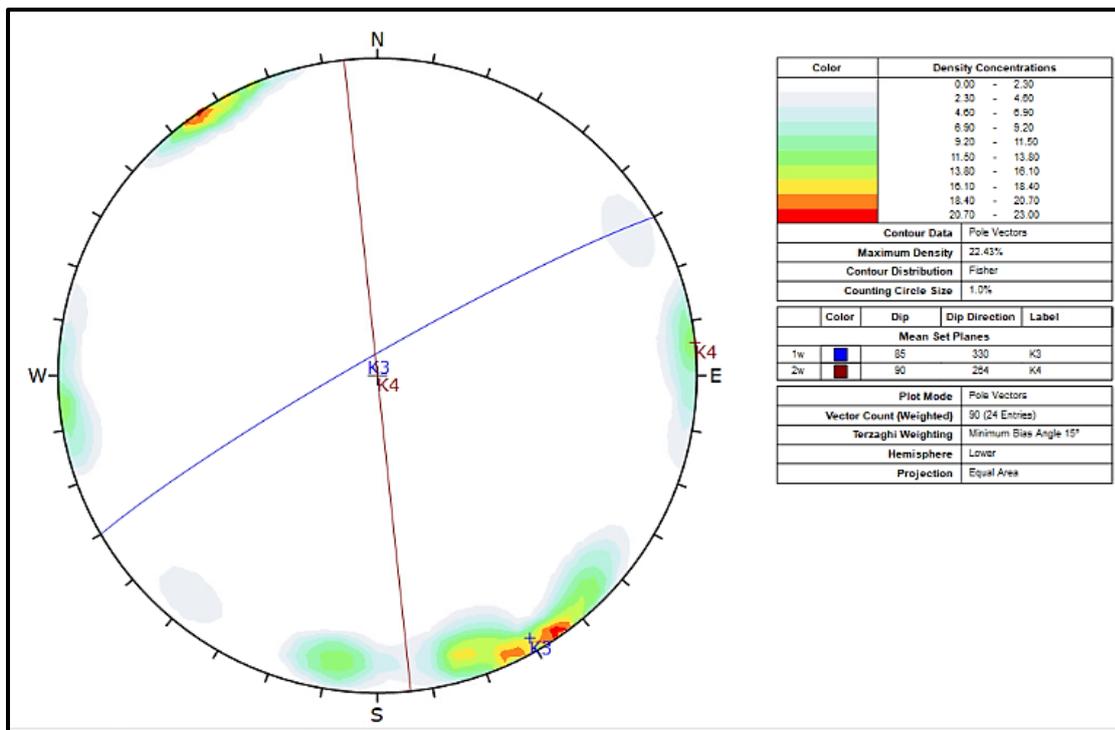


Figura 3.18 Stereogramma con i sistemi di discontinuità della latomia B

Le altre fratture riscontrate, hanno apertura generalmente pari a zero, con qualche caso di apertura di qualche mm tendente a zero all'interno dell'ammasso. I profili di rugosità rilevati, a piccola scala, appartengono prevalentemente al profilo 3 dei profili di scabrezza tipici di Barton. Le misure di resistenza effettuate con il martello di Schmidt hanno dato valori compresi tra 10 e 12 [MPa].

In Fig. 3.19 sono mostrati i principali sistemi di discontinuità che interessano la latomia B.

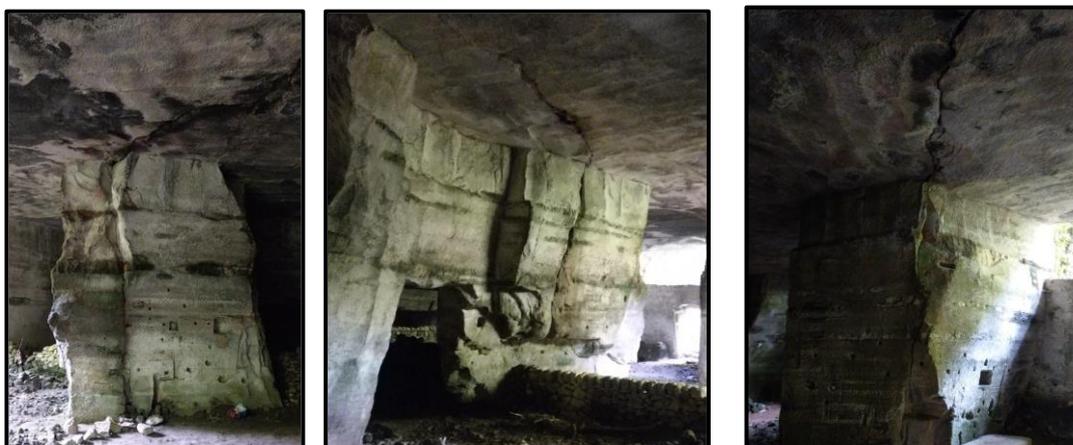


Figura 3.19 Principali discontinuità latomia B

### 3.2 CLASSIFICAZIONE DELL'AMMASSO ROCCIOSO

Alla luce dei dati disponibili, ricavati per mezzo della campagna di indagini geognostiche e delle informazioni assunte mediante l'osservazione dei fronti rocciosi all'interno delle latomie oggetto di studio, si può usare la Classificazione di Beniaowski per formulare un giudizio, sia qualitativo che quantitativo, riguardo le caratteristiche globali dell'ammasso roccioso.

Tale classificazione, conosciuta anche come “*Classificazione RMR*”, si basa su 5 parametri caratteristici:

- 1) Resistenza a compressione uniassiale della roccia intatta
- 2) Indice RQD
- 3) Spaziatura dei giunti
- 4) Condizione dei giunti (scabrezza, alterazione delle pareti, apertura, materiale di riempimento)
- 5) Condizioni idrauliche (afflusso d'acqua in galleria, pressione interstiziale)

Ogni parametro viene determinato quantitativamente e viene associato ad un indice parziale, in Tab. 3.4 sono riportati i valori da attribuire ai parametri.

Parametri	Intervallo di valori							
Resistenza roccia sana	Resistenza al «Point Load test» (MPa)	> 10	4 - 10	2 - 4	1 - 2	Per questi bassi valori è preferibile la prova di compressione monoassiale		
	Resistenza a compressione monoassiale (MPa)	> 250	100 - 250	50 - 100	25 - 50	5 - 25	1 - 5	< 1
Coefficienti numerici		15	12	7	4	2	1	0
Rock Quality Designation RQD (%)		90 - 100	75 - 90	50 - 75	25 - 50	< 25		
Coefficienti numerici		20	17	13	8	3		
Spaziatura delle discontinuità		> 2 m	0,6 - 2 m	200 - 600 mm	60 - 200 mm	< 60 mm		
Coefficienti numerici		20	15	10	8	5		
Condizione dei giunti		Superfici molto rugose. Discontinuità chiuse e non persistenti. Pareti non alterate	Superfici debolmente rugose. Apertura delle discontinuità < 1 mm. Pareti leggermente alterate	Superfici debolmente rugose. Apertura delle discontinuità < 1 mm. Pareti completamente alterate	Superfici lisce o riempimenti argillosi di potenza < 5 mm o discontinuità collegate e con apertura di 1 - 5 mm	Riempimenti di argilla molle di potenza > 5 mm o discontinuità collegate e con apertura > 5 mm, persistenti		
Coefficienti numerici		30	25	20	10	0		
Presenza di acqua	Venute d'acqua in 10 m di galleria (l/min)	Nulla	< 10	10 - 25	25 - 125	> 125		
	Rapporto tra la pressione dell'acqua nelle discontinuità e la massima sollecitazione principale	0	< 0,1	0,1 - 0,2	0,2 - 0,5	> 0,5		
Condizioni generali della roccia		Perfettamente asciutta	Umida	Bagnata	Stillicidi	Venute d'acqua		
Coefficienti numerici		15	10	7	4	0		

Tabella 3.3 RMR: indici parziali da attribuire ad ogni parametro

Avendo effettuato tre sondaggi meccanici (inclinato, verticale ed orizzontale), per la classificazione dell'ammasso roccioso si è fatto riferimento a tre diversi valori di RMR, ciascuno dei quali corrispondente alle diverse caratteristiche rilevate dal relativo sondaggio, per poi valutarne complessivamente il risultato.

1) Analizzando il primo parametro richiesto, *resistenza della roccia intatta*  $C_0$ , dalle analisi di laboratorio sui campioni si è osservato che l'ammasso in questione presenta dei valori medi di compressione uniassiale pari a circa 14 MPa; secondo la Tab. 3.4 quindi, andremo a considerare un valore dell'indice pari a 2. In particolare, per i 3 sondaggi si ha:

- $C_0(S1) = 15,7$  [MPa];
- $C_0(S2) = 13,1$  [MPa];
- $C_0(S3) = 9,9$  [MPa].

2) Per la valutazione dall'indice di qualità *RQD*, dai risultati dei sondaggi e dall'analisi delle cassette è stata osservata una grande variabilità del suddetto parametro all'interno dell'ammasso, in particolare questo è stato rilevato maggiormente in corrispondenza del sondaggio verticale S2, dove si alternano spessori con un buon valore di RQD e spessori con valore di RQD molto basso; questo risulta meno evidente nel sondaggio inclinato S1 e praticamente assente nel sondaggio orizzontale S3.

- Per il *sondaggio S1 (inclinato)*, si è osservato dai rilievi di sondaggio e dall'analisi delle cassette che l'andamento di *RQD* lungo la perforazione risulta piuttosto omogeneo, riducendosi significativamente in brevi tratti, in particolare alle progressive 24 e 25 m, tra 41 e 44 m, tra 45 e 47 m, 74 e 76.5 m e tra 78.5 e 83 m.



Figura 3.20 Cassetta carote estratte dal sondaggio S1

Si è quindi deciso di suddividere il foro di sondaggio in diversi tratti omogenei, attribuendo a ciascun tratto il corrispondente valore all'indice:

Tratti con  $RQD > 60$ :  $RQD = 89.47$  [%]

Tratto 24 - 25 m:  $RQD = 50$  [%]

Tratto 41 - 44 m:  $RQD = 56.67$  [%]

Tratto 45 - 47 m:  $RQD = 49$  [%]

Tratto 74 - 76.5 m:  $RQD = 52.5$  [%]

Tratto 78.5 - 83 m:  $RQD = 52$  [%]

Grazie all'analisi delle cassette è stato possibile ricostruire l'andamento di tale parametro lungo lo sviluppo del sondaggio:

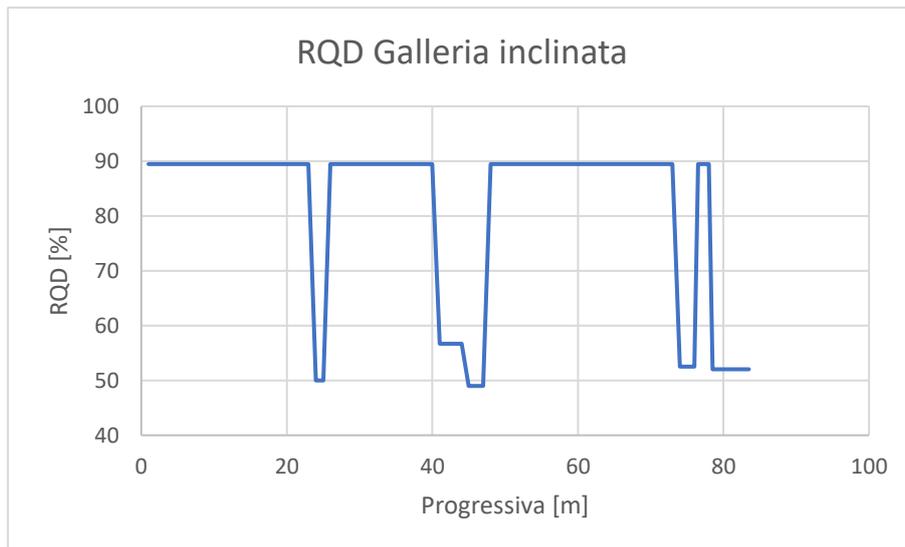


Figura 3.21 Andamento di RQD per il sondaggio S1

- Per il *sondaggio S2 (verticale)*, si è osservato che l'andamento di RQD risulta estremamente disomogeneo:



Figura 3.22 Cassetta carote estratte dal sondaggio S2

Per tale motivo si è deciso di suddividere il foro di sondaggio in diversi tratti, attribuendo a ciascun tratto il corrispondente valore all'indice, come mostrato in Tab. 3.5.

Profondità [m]	RQD [%]
1 - 2	15
2 - 6.3	78.5
6.3 - 7.5	12
7.5 - 9.5	67
9.5 - 11.5	27
11.5 - 16.2	64.6
16.2 - 18	15
18 - 20	67.5
20 - 22	26
22 - 23	64
23 - 24	36
24 - 26	62.5
26 - 27	40
27 - 28	74
28 - 29	41
29 - 36	71.8
36 - 37	35
37 - 40	84.7
40 - 41	35

Tabella 3.4 Suddivisione in strati sondaggio S2

Grazie all'analisi delle cassette è stato possibile ricostruire l'andamento di tale parametro lungo lo sviluppo del sondaggio, evidenziandone l'elevata disomogeneità (Fig. 3.23).

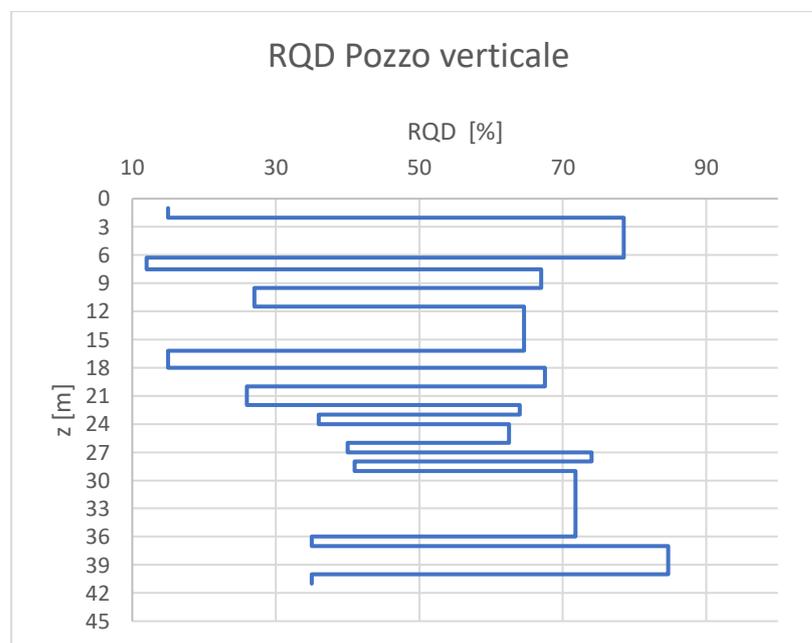


Figura 3.23 Andamento di RQD per il sondaggio S2

- Per il *sondaggio S3 (orizzontale)*, osservando le cassette, l'andamento del valore di RQD lungo la perforazione risulta omogeneo.



Figura 3.24 Cassetta carote estratte dal sondaggio S3

L'andamento di tale parametro lungo lo sviluppo del sondaggio è riportato in Fig. 3.25.

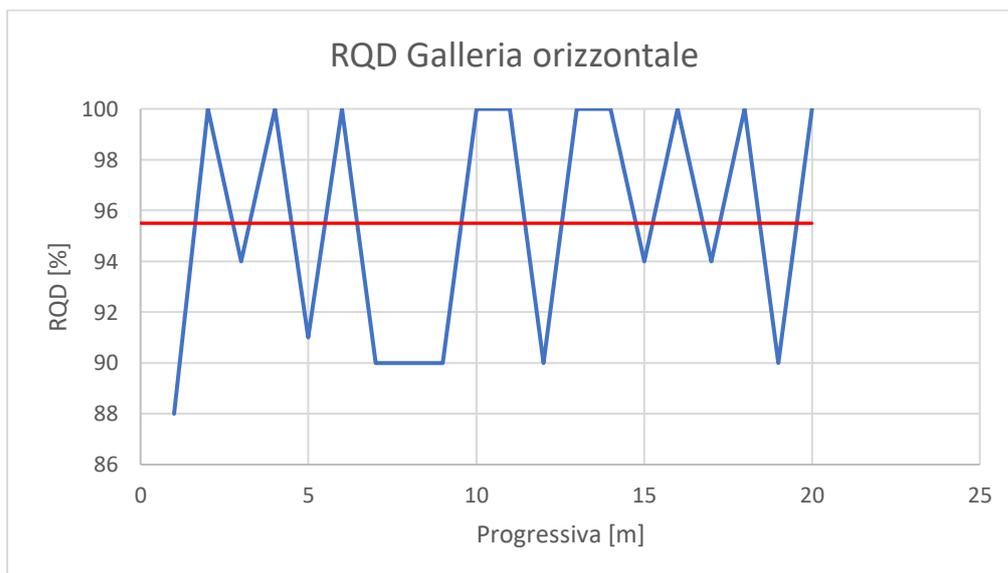


Figura 3.25 Andamento di RQD per il sondaggio S3

Dal grafico è possibile osservare che il valore di RQD risulta abbastanza elevato ed oscilla intorno ad un valore medio pari a 95.5; per tale motivo per il sondaggio S3 è stato attribuito un valore all'indice pari a 20.

- 3) Analizzando il terzo parametro, dato dalla *spaziatura dei giunti*  $s_m$ , in relazione ai valori dell'indice RQD anzidetti, alle osservazioni dirette effettuate sui fronti rocciosi affioranti e al rilievo geostrutturale eseguito all'interno delle due latomie, si può assumere, in via cautelativa, una spaziatura dei giunti compresa tra 300 mm ed 1 m, per cui in accordo con le tabelle è stato attribuito all'indice corrispondente un valore di 15.
- 4) Per quanto riguarda il quarto parametro, grazie ai risultati ottenuti dal rilievo geostrutturale, dai carotaggi e dalle prove in laboratorio si è assunto che l'ammasso roccioso oggetto di studio presenti giunti con superfici scabre, apertura  $< 1$  mm, con pareti di roccia dura. Pertanto, si può attribuire all'indice un valore pari a 20.
- 5) Il quinto parametro riguarda le *condizioni idrauliche* dell'ammasso, cioè l'eventuale afflusso d'acqua in galleria e la pressione interstiziale.  
Nel caso in esame, considerando i risultati delle prove di permeabilità eseguite durante la campagna di indagine, dell'emergenza idraulica registrata attraverso i carotaggi, è stato possibile affermare che l'ammasso roccioso in esame presenta un afflusso di acqua per 10 m di lunghezza del tunnel, come prevede questa classificazione, inferiore a 25 l/min, con condizioni generali umide, per tale motivo è stato attribuito all'indice un valore pari a 7.
- 6) In relazione al problema geotecnico in esame (realizzazione di gallerie) è necessario analizzare un sesto parametro relativo all'orientazione dei sistemi di discontinuità in relazione alla direzione di realizzazione dell'opera.  
Grazie alla giacitura ( $\alpha = 260$ ;  $\psi = 80$ ), ricavata dal rilievo geostrutturale, è stato possibile osservare tramite il *Software Dips* che la direzione di immersione risulta essere perpendicolare alla direzione di scavo (Fig. 3.26).

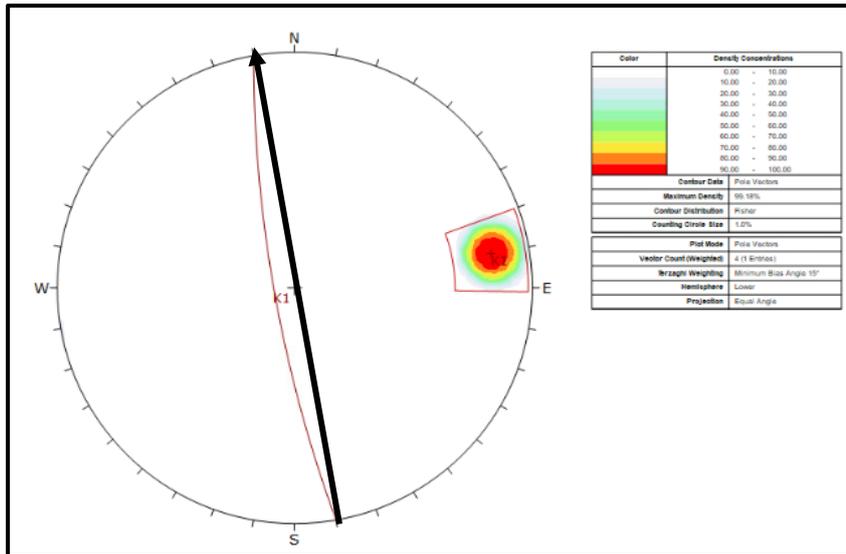


Figura 3.26 Stereogramma sistemi di discontinuità

Essendo l'inclinazione prossima ai  $90^\circ$ , la condizione risulta essere molto sfavorevole ed è stato attribuito all'indice un valore pari a  $-12$ .

Calcolando la somma algebrica dei cinque indici ottenuti, si ottiene un valore indicato nella classificazione di Beniaowski, come indice complessivo dell'ammasso roccioso "N", tramite il quale si può individuare la classe di appartenenza dell'ammasso roccioso, come mostrato nella Tab. 3.6.

RMR	<20	21 - 40	41 - 60	61 - 80	81 - 100
CLASSE	V	IV	III	II	I
Qualità ammasso	Molto povera	Povera	Media	Buona	Molto buona

Tabella 3.5 Classificazione di Beniaowski

Per il sondaggio inclinato e il sondaggio verticale, com'è stato precedentemente osservato, si hanno dei valori di RQD abbastanza disomogenei lungo lo sviluppo del foro, per tale motivo non è possibile attribuire un valore univoco all' RMR; diagrammandone il suo andamento con la progressiva sono stati ottenuti i risultati mostrati nelle Figure 3.27 e 3.28.

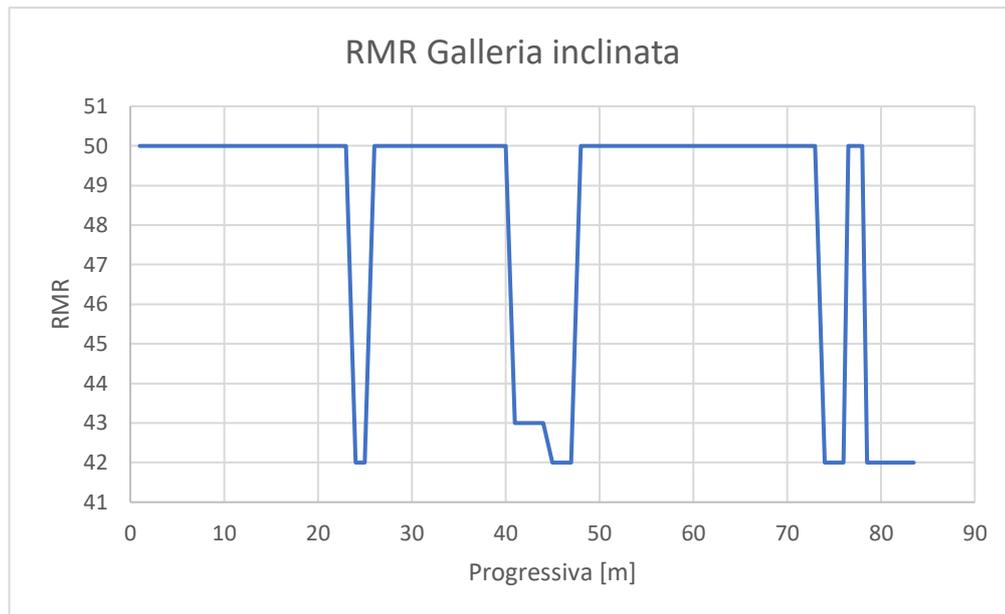


Figura 3.27 Andamento di RMR per la galleria inclinata

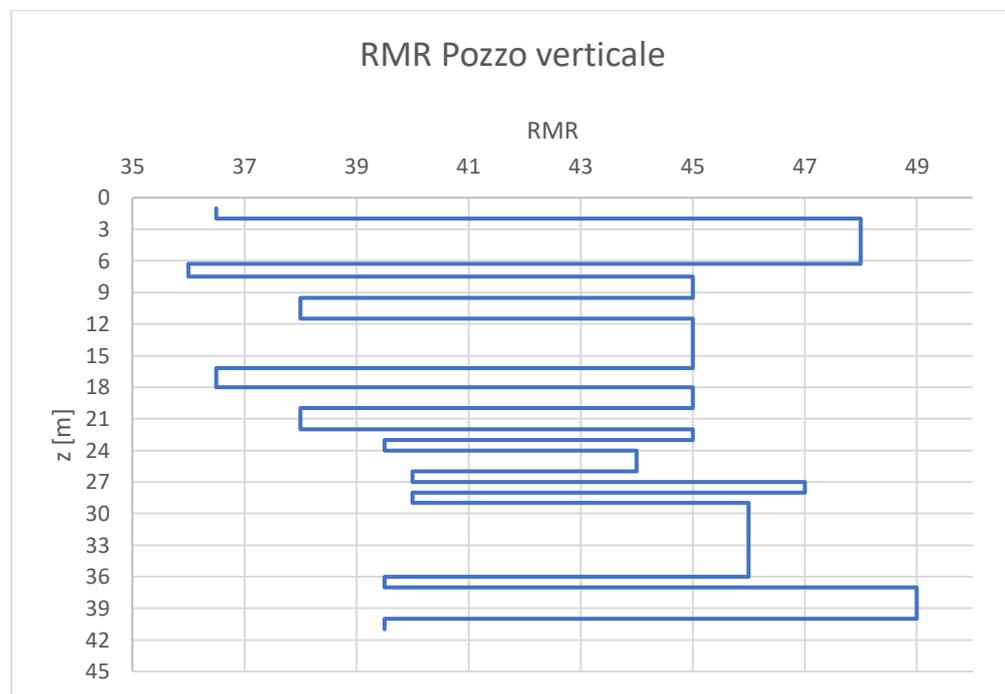


Figura 3.28 Andamento di RMR per il pozzo verticale

È possibile osservare come il valore di RMR oscilla tra la *CLASSE IV (Povera)* e la *CLASSE III (Media)*.

Per il sondaggio orizzontale (S3), i valori di RQD, abbastanza omogenei, hanno portato ad un andamento dell'RMR piuttosto regolare, indicando una classe dell'ammasso III (Media).

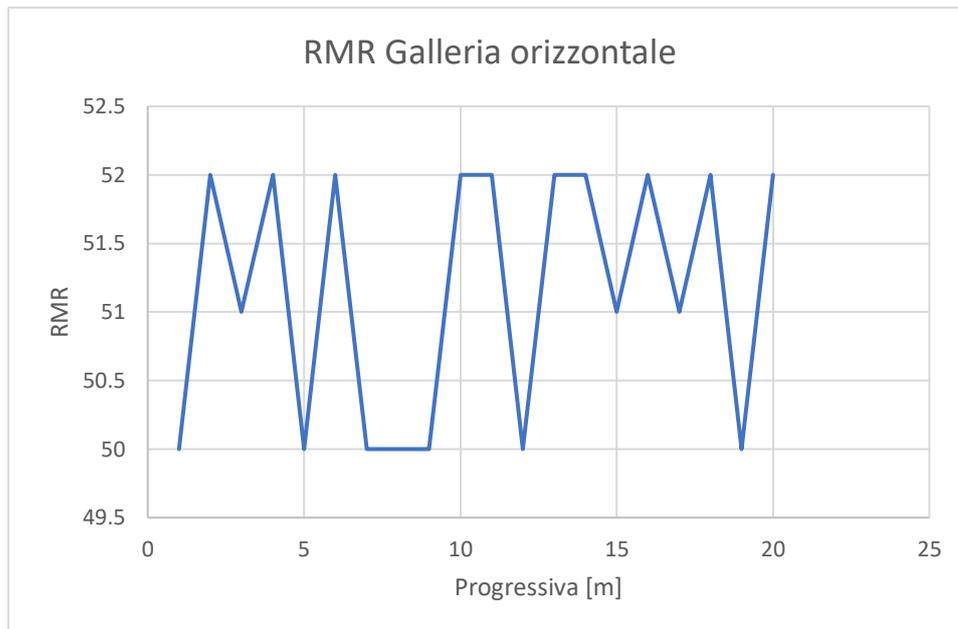


Figura 3.29 Andamento di RMR per la galleria orizzontale

Sulla base della classificazione ottenuta per l’ammasso roccioso, attraverso i risultati delle prove di laboratorio eseguite sui campioni prelevati dai tre fori di sondaggio, è stato possibile ricavare i *parametri di resistenza* della matrice rocciosa e dell’ammasso roccioso mediante il Criterio di Hoek & Brown (1980). In particolare, tale criterio di resistenza è non lineare, espresso nel piano delle tensioni principali  $\sigma_1$  e  $\sigma_3$  attraverso la seguente equazione:

$$\sigma'_1 = \sigma'_3 + \sigma_{ci} \left( m \frac{\sigma'_3}{\sigma_{ci}} + s \right)^\alpha$$

dove,

- $\sigma'_1$  e  $\sigma'_3$  : tensioni principali efficaci a rottura;
- $\sigma_{ci}$  : resistenza a compressione monoassiale della “roccia intatta”;
- $m$  : costante caratteristica del materiale, dipendente dal litotipo;
- $s$  : costante caratteristica del materiale, dipendente dallo stato di fratturazione (per il materiale roccioso “intatto”  $s = 1$ , per gli ammassi rocciosi  $s \neq 1$ );
- $\alpha$  : per roccia “intatta”  $\alpha = 0.5$ , per ammasso roccioso  $\alpha \neq 0.5$ .

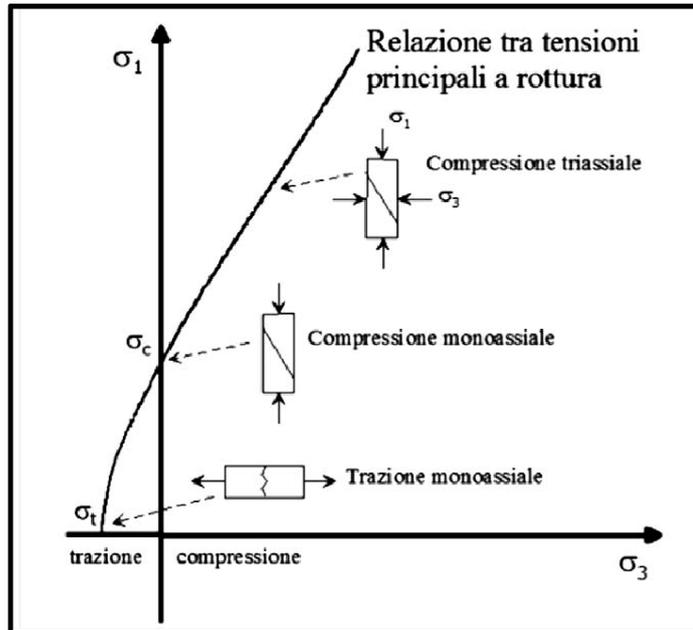


Figura 3.30 Involuppo del criterio di resistenza di Hoek & Brown

### Parametri di resistenza sondaggio orizzontale (S3)

I parametri di resistenza della *matrice rocciosa* relativa al sondaggio orizzontale (S3), sono riportati mostrati in Tab 3.7.

$\sigma_{ci,max}$ [MPa]	E [GPa]	$\nu$	$\alpha$	s	m
10.00	4.26	0.26	0.5	1	7

Tabella 3.6 Parametri criterio di H&B per matrice rocciosa sondaggio S3

dove il parametro  $m$  è stato scelto pari a 7, in quanto la rocce in esame sono carbonatiche.

Diagrammato l'involuppo, è possibile ricavare i parametri di resistenza  $c$  e  $\phi$  mediante una linearizzazione dello stesso, nell'intervallo compreso tra 0 e  $\sigma_{ci}/2$ , ottenendo così l'equazione di una retta, del tipo

$$\sigma'_1 = \sigma'_3 \cdot N_\phi + C_0$$

che fornisce i valori di  $C_0$  ed  $N_\phi$ , a loro volta funzione di  $c$  e  $\phi$ :

$$C_0 = \frac{2c \cdot \cos\phi}{1 - \sin\phi} \quad N_\phi = \frac{1 + \sin\phi}{1 - \sin\phi}$$

Gli involuipi di Hoek & Brown e la sua linearizzazione sono mostrati in Fig. 3.31.

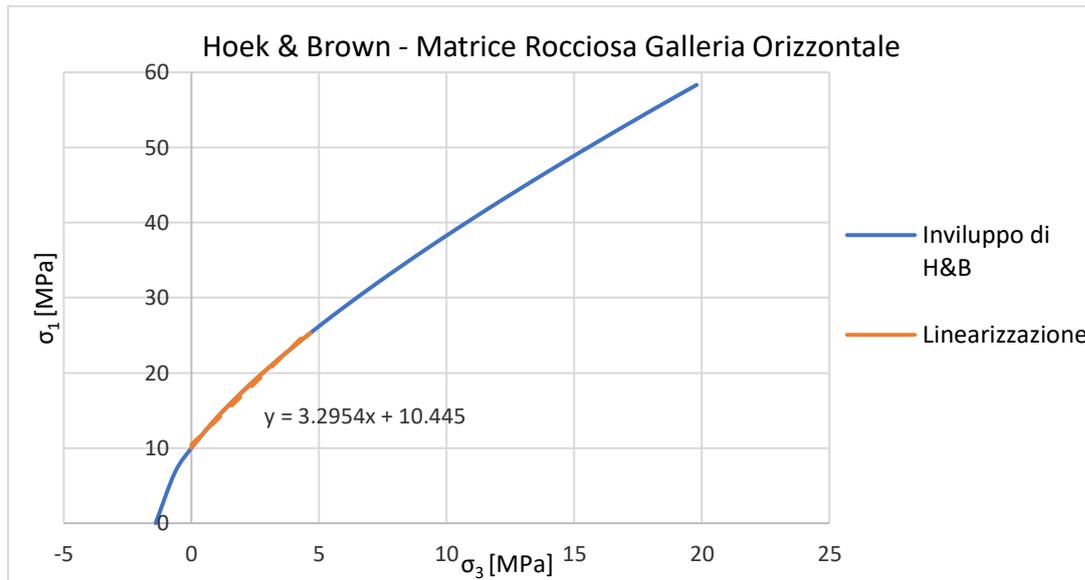


Figura 3.31 Involuppo di Hoek & Brown e linearizzazione per matrice rocciosa

I parametri di resistenza secondo il criterio di Mohr – Coulomb sono riportati in Tab. 3.8.

$\varphi$ [°]	c [MPa]
32.34	2.86

Tabella 3.7 Parametri di resistenza matrice rocciosa sondaggio S3

Per calcolare i parametri di resistenza dell'*ammasso roccioso*, l'equazione relativa al criterio di H&B rimane invariata, i parametri all'interno di essa, però, risultano essere funzione del GSI (Geological Strength Index) e dal grado di disturbo della roccia D.

$$m_b = m_i \cdot e^{\frac{GSI-100}{28-14D}}; \quad s_b = e^{\frac{GSI-100}{9-3D}}; \quad \alpha = \frac{1}{2} + \frac{1}{6} \left( e^{\frac{-GSI-100}{15}} - e^{\frac{-20}{3}} \right)$$

In questo caso il valore di GSI (calcolato come  $RMR_{\text{corretto}}-5$ ) è pari a 54 ed è stato assunto un valore di disturbo D pari a 0 (disturbo praticamente assente).

I parametri ottenuti sono riportati in Tab. 3.9

$\alpha$	$s_b$	$m_b$
0.50	0.01	1.35

Tabella 3.8 Parametri criterio di H&B per ammasso roccioso sondaggio S3

Una volta diagrammato l'involuppo, nel caso di ammasso roccioso, per poter ricavare i parametri di resistenza  $c$  e  $\phi$ , la linearizzazione si effettua nell'intervallo compreso tra 0 e  $\sigma_{ci}/4$ .

L'involuppo linearizzato ottenuto è mostrato in Fig. 3.32.

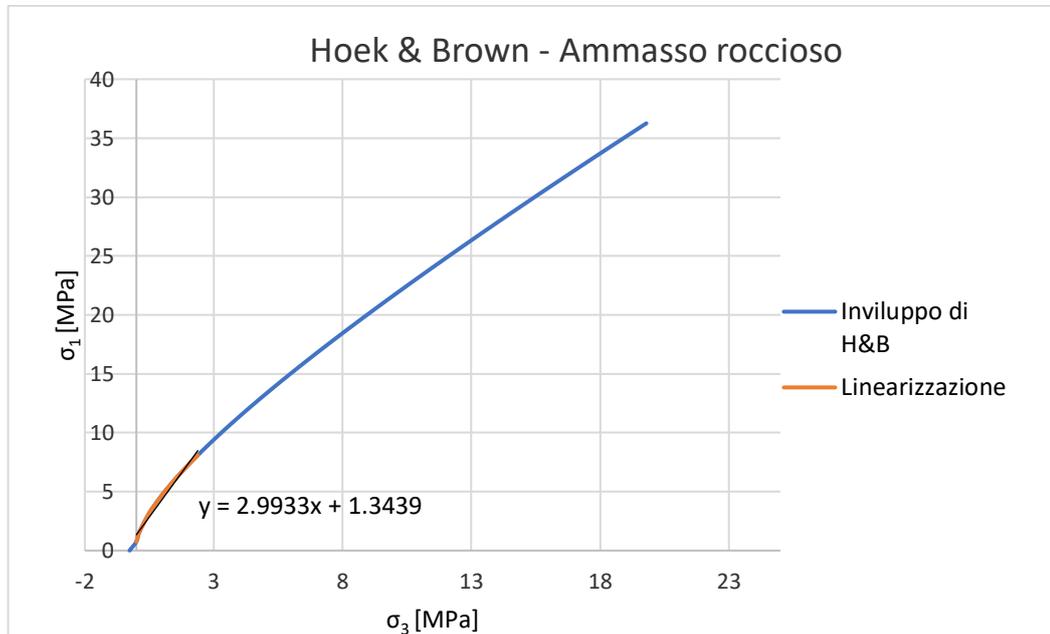


Figura 3.32 Involuppo di Hoek & Brown e linearizzazione per ammasso roccioso

Applicando la stessa procedura illustrata nel caso della matrice rocciosa, attraverso l'equazione risultante dalla linearizzazione, sono stati ottenuti i seguenti parametri di resistenza:

$\phi$ [°]	$c$ [MPa]
30.00	0.39

Tabella 3.9 Parametri di resistenza ammasso roccioso sondaggio S3

Per il calcolo del modulo di deformabilità sono state utilizzate le seguenti relazioni:

$$E_d = \left(1 - \frac{D}{2}\right) \sqrt{\frac{\sigma_{ci}}{100}} 10^{\frac{GSI-10}{40}} \quad (\text{per } \sigma_{ci} < 100 \text{ MPa}) \quad (\text{Carranza - Torres, 2002})$$

$$E_d = E_i \left(0.02 + \frac{1 - \frac{D}{2}}{1 + e^{\frac{(60 + 15D - GSI)}{11}}}\right) \quad (\text{Diederichs - Hoek, 2006})$$

Calcolati i valori con le due diverse relazioni, attraverso una media è stato ricavato il valore di riferimento per il modulo elastico dell'ammasso roccioso

<b>E<sub>d</sub> [GPa] (Carranza)</b>	<b>E<sub>d</sub> [GPa] (D&amp;H)</b>	<b>E<sub>dmedio</sub> [GPa]</b>
3.98	1.65	2.81

Tabella 3.10 Modulo elastico ammasso roccioso sondaggio S3

Confrontando i parametri di resistenza ottenuti per la matrice rocciosa con quelli ottenuti per l'ammasso roccioso è evidente l'effetto scala, si ha infatti una riduzione di tutti i parametri per quanto concerne l'ammasso

	<b>Matrice rocciosa</b>	<b>Ammasso roccioso</b>
<b>c [MPa]</b>	2.86	0.39
<b>φ [°]</b>	32.34	30.00
<b>E [GPa]</b>	4.26	2.81

Tabella 3.11 Confronto parametri di resistenza

Si è proceduto anche ad una differente linearizzazione del criterio di Hoek e Brown, suggerita per il caso di scavo di gallerie. In questo caso la linearizzazione avviene in un intervallo della tensione principale minima più ristretto.

Il nuovo intervallo è compreso tra 0 e  $\sigma'_{3max}$ , ottenibile mediante le seguenti relazioni:

$$\frac{\sigma'_{3max}}{\sigma'_{cm}} = 0.47 \left( \frac{\sigma'_{cm}}{\gamma H} \right)^{-0.94};$$

$$\sigma'_{cm} = \sigma_{ci} \frac{(m_b + 4s - \alpha(m_b - 8s)) \left( \frac{m_b}{4} + s \right)^{\alpha-1}}{2(1+\alpha)(2+\alpha)}$$

dove,

- $\gamma$ : peso per unità di volume della matrice rocciosa;
- $H$ : profondità della galleria dal piano campagna;
- $\sigma_{ci}$ : resistenza a compressione uniassiale della matrice rocciosa.

I parametri utilizzati per calcolare l'intervallo di linearizzazione sono quelli mostrati in Tab. 3.13.

H [m]	$\gamma$ [kN/m <sup>3</sup> ]	$\sigma_N$ [MPa]	$\sigma'_{cm}$ [MPa]	$\sigma'_{3max}$ [MPa]
30.00	17.90	0.537	1.62	0.27

Tabella 3.12 Parametri per intervallo di linearizzazione per gallerie sondaggio S3

L'involuppo linearizzato ottenuto è il seguente

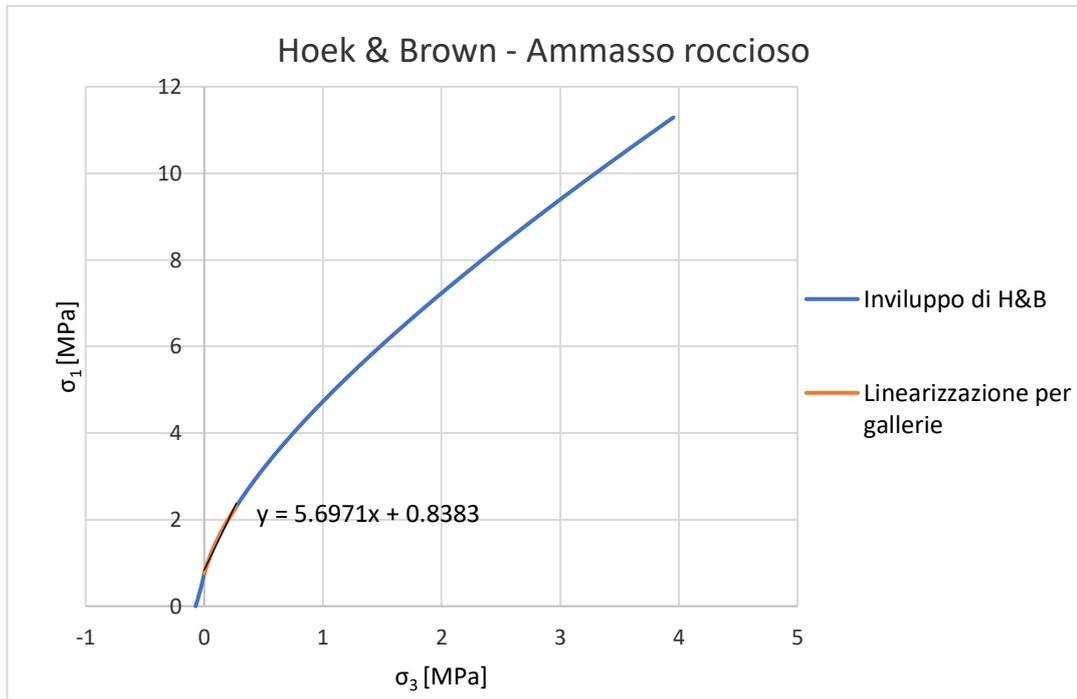


Figura 3.33 Involuppo di H&B con linearizzazione per gallerie

Applicando la medesima procedura, attraverso l'equazione risultante dalla linearizzazione, sono stati ottenuti i seguenti parametri di resistenza:

$\phi$ [°]	c [MPa]
44.55	0.18

Tabella 3.13 Parametri di resistenza ammasso roccioso sondaggio S3 con linearizzazione per gallerie

#### Parametri di resistenza sondaggio inclinato (S1)

La procedura applicata per il calcolo dei parametri di resistenza della *matrice rocciosa* è la medesima utilizzata per il sondaggio orizzontale.

L'involuppo di H&B è stato tracciato utilizzando i valori mostrati in Tab. 3.15.

$\sigma_{ci,max}$ [MPa]	E [GPa]	$\nu$	$\alpha$	s	m
10.70	4.26	0.26	0.5	1	7

Tabella 3.14 Parametri criterio di H&B per matrice rocciosa sondaggio S1

Diagrammando e linearizzando l'involuppo, i parametri ottenuti sono i seguenti:

$\varphi$ [°]	c [MPa]
32.34	3.08

Tabella 3.15 Parametri di resistenza matrice rocciosa sondaggio S1

Per i parametri relativi all'*ammasso roccioso*, nel sondaggio inclinato è stato necessario calcolare due set di parametri di resistenza:

- $c, \varphi, E$  per il valore minimo di RMR (pari a 42);
- $c, \varphi, E$  per il valore massimo di RMR (pari a 50).

Per tracciare l'involuppo di H&B associato ad  $RMR_{min}$ , assumendo  $D = 0$  e  $GSI = 45$ , sono stati utilizzati i seguenti parametri:

$\alpha$	$s_b$	$m_b$
0.51	0.002	0.98

Tabella 3.16 Parametri criterio di H&B per ammasso roccioso sondaggio S1 con RMRmin

Diagrammando e linearizzando l'involuppo ed applicando le equazioni di Carranza e Diederichs-Hoek, i parametri ottenuti per l'*ammasso roccioso* sono i seguenti:

$\varphi$ [°]	c [MPa]	E [GPa]
28.28	0.30	1.70

Tabella 3.17 Parametri di resistenza ammasso roccioso sondaggio S1 con RMRmin

Anche in questo caso è stata applicata la linearizzazione per le gallerie, per il calcolo dell'intervallo sono stati utilizzati i seguenti valori:

H [m]	$\gamma$ [kN/m <sup>3</sup> ]	$\sigma_N$ [MPa]	$\sigma'_{cm}$ [MPa]	$\sigma'_{3max}$ [MPa]
60.00	17.90	1.07	1.41	0.51

Tabella 3.18 Parametri per intervallo di linearizzazione per gallerie sondaggio S1 con RMRmin

Dalla linearizzazione sono stati ottenuti i seguenti parametri di resistenza:

$\varphi$ [°]	c [MPa]
40.00	0.15

Tabella 3.19 Parametri di resistenza ammasso roccioso sondaggio S1 con linearizzazione per gallerie con RMRmin

Per tracciare l'involuppo di H&B associato ad  $RMR_{max}$ , assumendo  $D = 0$  e  $GSI = 53$ , sono stati utilizzati i seguenti parametri:

$\alpha$	$s_b$	$m_b$
0.50	0.01	1.31

Tabella 3.20 Parametri criterio di H&B per ammasso roccioso sondaggio S1 con RMRmax

Diagrammando e linearizzando l'involuppo ed applicando le equazioni di Carranza e Diederichs-Hoek, i parametri ottenuti per l'ammasso roccioso sono i seguenti:

$\varphi$ [°]	$c$ [MPa]	$E$ [GPa]
30.00	0.38	2.72

Tabella 3.21 Parametri di resistenza ammasso roccioso sondaggio S1 con RMRmax

Anche in questo caso è stata applicata la linearizzazione per le gallerie, per il calcolo dell'intervallo sono stati utilizzati i seguenti valori:

H [m]	$\gamma$ [kN/m <sup>3</sup> ]	$\sigma_N$ [MPa]	$\sigma'_{cm}$ [MPa]	$\sigma'_{3max}$ [MPa]
60.00	17.90	1.07	1.69	0.52

Tabella 3.22 Parametri per intervallo di linearizzazione per gallerie sondaggio S1 con RMRmax

Dalla linearizzazione sono stati ottenuti i seguenti parametri di resistenza:

$\varphi$ [°]	$c$ [MPa]
41.64	0.20

Tabella 3.23 Parametri di resistenza ammasso roccioso sondaggio S1 con linearizzazione per gallerie con RMRmax

### Parametri di resistenza sondaggio verticale (S2)

La procedura applicata per il calcolo dei parametri di resistenza della *matrice rocciosa* è la medesima utilizzata per gli altri due sondaggi.

L'involuppo di H&B è stato tracciato utilizzando i seguenti valori:

$\sigma_{ci,max}$ [MPa]	$E$ [GPa]	$\nu$	$\alpha$	$s$	$m$
13.30	4.26	0.26	0.5	1	7

Tabella 3.24 Parametri criterio di H&B per matrice rocciosa sondaggio S2

Diagrammando e linearizzando l'involuppo, i parametri ottenuti sono i seguenti:

$\varphi$ [°]	$c$ [MPa]
31.90	3.92

Tabella 3.25 Parametri di resistenza matrice rocciosa sondaggio S2

Anche in questo caso, per i parametri relativi all'*ammasso roccioso*, a causa della non omogeneità dei valori di RMR, è stato necessario calcolare tre set di parametri di resistenza:

- $c, \varphi, E$  per il valore minimo di RMR (pari a 36);
- $c, \varphi, E$  per il valore medio di RMR (pari a 42);
- $c, \varphi, E$  per il valore massimo di RMR (pari a 49).

Per tracciare l'involuppo di H&B associato ad  $RMR_{min}$ , assumendo  $D = 0$  e  $GSI = 39$ , sono stati utilizzati i seguenti parametri:

$\alpha$	$s_b$	$m_b$
0.51	0.001	0.79

Tabella 3.26 Parametri criterio di H&B per ammasso roccioso sondaggio S2 con  $RMR_{min}$

Diagrammando e linearizzando l'involuppo ed applicando le equazioni di Carranza e Diederichs-Hoek, i parametri ottenuti per l'*ammasso roccioso* sono i seguenti:

$\varphi$ [°]	$c$ [MPa]	$E$ [GPa]
26.40	0.37	1.29

Tabella 3.27 Parametri di resistenza ammasso roccioso sondaggio S2 con  $RMR_{min}$

Anche in questo caso è stata applicata la linearizzazione per le gallerie, per il calcolo dell'intervallo sono stati utilizzati i seguenti valori:

$H$ [m]	$\gamma$ [kN/m <sup>3</sup> ]	$\sigma_N$ [MPa]	$\sigma'_{cm}$ [MPa]	$\sigma'_{3max}$ [MPa]
41.00	17.90	0.73	1.52	0.36

Tabella 3.28 Parametri per intervallo di linearizzazione per gallerie sondaggio S2 con  $RMR_{min}$

Dalla linearizzazione sono stati ottenuti i seguenti parametri di resistenza:

$\varphi$ [°]	c [MPa]
41.80	0.13

Tabella 3.29 Parametri di resistenza ammasso roccioso sondaggio S2 con linearizzazione per gallerie con RMRmin

Per tracciare l'involuppo di H&B associato ad  $RMR_{medio}$ , assumendo  $D = 0$  e  $GSI = 45$ , sono stati utilizzati i seguenti parametri:

$\alpha$	$s_b$	$m_b$
0.51	0.002	0.98

Tabella 3.30 Parametri criterio di H&B per ammasso roccioso sondaggio S2 con RMRmed

Diagrammando e linearizzando l'involuppo ed applicando le equazioni di Carranza e Diederichs-Hoek, i parametri ottenuti per l'ammasso roccioso sono i seguenti:

$\varphi$ [°]	c [MPa]	E [GPa]
28.27	0.42	1.84

Tabella 3.31 Parametri di resistenza ammasso roccioso sondaggio S2 con RMRmed

Anche in questo caso è stata applicata la linearizzazione per le gallerie, per il calcolo dell'intervallo sono stati utilizzati i seguenti valori:

H [m]	$\gamma$ [kN/m <sup>3</sup> ]	$\sigma_N$ [MPa]	$\sigma'_{cm}$ [MPa]	$\sigma'_{3max}$ [MPa]
41.00	17.90	0.73	1.75	0.36

Tabella 3.32 Parametri per intervallo di linearizzazione per gallerie sondaggio S2 con RMRmed

Dalla linearizzazione sono stati ottenuti i seguenti parametri di resistenza:

$\varphi$ [°]	c [MPa]
43.60	0.15

Tabella 3.33 Parametri di resistenza ammasso roccioso sondaggio S2 con linearizzazione per gallerie con RMRmed

Per tracciare l'involuppo di H&B associato ad  $RMR_{max}$ , assumendo  $D = 0$  e  $GSI = 52$ , sono stati utilizzati i seguenti parametri:

$\alpha$	$s_b$	$m_b$
0.50	0.005	1.26

Tabella 3.34 Parametri criterio di H&B per ammasso roccioso sondaggio S2 con RMRmax

Diagrammando e linearizzando l'involuppo ed applicando le equazioni di Carranza e Diederichs-Hoek, i parametri ottenuti per l'ammasso roccioso sono i seguenti:

$\varphi$ [°]	c [MPa]	E [GPa]
30.00	0.49	2.78

Tabella 3.35 Parametri di resistenza ammasso roccioso sondaggio S2 con RMRmax

Anche in questo caso è stata applicata la linearizzazione per le gallerie, per il calcolo dell'intervallo sono stati utilizzati i seguenti valori:

H [m]	$\gamma$ [kN/m <sup>3</sup> ]	$\sigma_N$ [MPa]	$\sigma'_{cm}$ [MPa]	$\sigma'_{3max}$ [MPa]
41.00	17.90	0.73	2.06	0.37

Tabella 3.36 Parametri per intervallo di linearizzazione per gallerie sondaggio S2 con RMRmax

Dalla linearizzazione sono stati ottenuti i seguenti parametri di resistenza:

$\varphi$ [°]	c [MPa]
44.62	0.21

Tabella 3.37 Parametri di resistenza ammasso roccioso sondaggio S2 con linearizzazione per gallerie con RMRmax

Nelle Tabelle 3.39, 3.40 e 3.41 sono riassunti i parametri di resistenza ottenuti per ciascun sondaggio.

Sondaggio orizzontale			
	Matrice rocciosa	Ammasso roccioso	
	$0 < \sigma'_3 < \sigma_{ci}/2$	$0 < \sigma'_3 < \sigma_{ci}/4$	$0 < \sigma'_3 < \sigma'_{3max}$
$\alpha$	0.5	0.5	
s	1	0.01	
m	7	1.35	
$\sigma_{ci,max}$ [MPa]	10	10	
c [MPa]	2.86	0.39	0.18
$\varphi$ [°]	32.34	30.00	44.55
E [GPa]	4.26	2.81	2.81

Tabella 3.38 Parametri di resistenza sondaggio orizzontale S3

Sondaggio inclinato					
	Matrice rocciosa $0 < \sigma'_3 < \sigma_{ci}/2$	Ammasso roccioso			
		RMR <sub>min</sub>		RMR <sub>max</sub>	
		$0 < \sigma'_3 < \sigma_{ci}/4$	$0 < \sigma'_3 < \sigma'_{3max}$	$0 < \sigma'_3 < \sigma_{ci}/4$	$0 < \sigma'_3 < \sigma'_{3max}$
<b><math>\alpha</math></b>	0.5	0.98		0.5	
<b>s</b>	1	0.002		0.01	
<b>m</b>	7	0.51		1.31	
<b><math>\sigma_{ci,max}</math> [MPa]</b>	10.70	10.70		10.70	
<b>c [MPa]</b>	3.08	0.30	0.15	0.38	0.20
<b><math>\varphi</math> [°]</b>	32.34	28.28	40.00	30.00	41.64
<b>E [GPa]</b>	4.26	1.70	1.70	2.72	2.72

Tabella 3.39 Parametri di resistenza sondaggio inclinato S1

Sondaggio verticale							
	Matrice rocciosa $0 < \sigma'_3 < \sigma_{ci}/2$	Ammasso roccioso					
		RMR <sub>min</sub>		RMR <sub>medio</sub>		RMR <sub>max</sub>	
		$0 < \sigma'_3 < \sigma_{ci}/4$	$0 < \sigma'_3 < \sigma'_{3max}$	$0 < \sigma'_3 < \sigma_{ci}/4$	$0 < \sigma'_3 < \sigma'_{3max}$	$0 < \sigma'_3 < \sigma_{ci}/4$	$0 < \sigma'_3 < \sigma'_{3max}$
<b><math>\alpha</math></b>	0.5	0.51		0.51		0.50	
<b>s</b>	1	0.001		0.002		0.005	
<b>m</b>	7	0.79		0.98		1.26	
<b><math>\sigma_{ci,max}</math> [MPa]</b>	13.30	13.30		13.30		13.30	
<b>c [MPa]</b>	3.92	0.37	0.13	0.42	0.15	0.49	0.21
<b><math>\varphi</math> [°]</b>	31.90	26.40	41.80	28.27	43.6	30.00	44.62
<b>E [GPa]</b>	4.26	1.29	1.29	1.84	1.84	2.78	2.78

Tabella 3.40 Parametri di resistenza sondaggio verticale S2

Si è proceduto alla classificazione dell'ammasso roccioso secondo l'indice Q può essere anche utilizzato per prevedere gli elementi di supporto-sostegno necessari alla sicurezza degli scavi.

Per la definizione di tale indice vengono considerati 6 parametri caratteristici dell'ammasso roccioso:

- 1) RQD
- 2) Numero dei sistemi di discontinuità  $J_n$
- 3) Scabrezza delle discontinuità  $J_r$
- 4) Alterazione delle discontinuità  $J_a$
- 5) Presenza d'acqua  $J_w$
- 6) Condizioni di sollecitazione SRF

Anche in questo caso, ad ogni valore o stima dei parametri sopra definiti corrisponde un coefficiente numerico che contribuisce alla determinazione del valore di  $Q$ , secondo la seguente formula:

$$Q = \frac{RQD}{J_n} \cdot \frac{J_r}{J_a} \cdot \frac{J_w}{SRF}$$

- 1) Per la stima del valore di RQD si è fatto riferimento alle stesse considerazioni fatte per il sistema di classificazione con RMR.
- 2) Il secondo parametro è legato al numero dei sistemi di discontinuità; in base ai risultati ottenuti dai rilievi geostrukturali, nel caso in esame sono stati assegnati i punteggi mostrati in Tab. 3.42:

	S1 (inclinato)	S2 (verticale)	S3 (orizzontale)
N° sistemi	K1	K1+random	K1+random
J <sub>n</sub>	2	3	3

Tabella 3.41 Punteggi secondo parametro Quality System

- 3) Il terzo parametro è legato alla scabrezza delle discontinuità; in base ai risultati ottenuti dai rilievi geostrukturali e dalle prove in laboratorio, i giunti sono risultati essere “scabri o irregolari e piani”, si è quindi attribuito al parametro  $J_r$  un valore pari a 1.5.
- 4) Il quarto parametro è legato all’alterazione delle discontinuità; i rilievi geostrukturali hanno permesso di considerare:
  - S1 (inclinato): superfici di discontinuità non alterate  $J_a = 1$
  - S2 (verticale): superfici di discontinuità debolmente alterate  $J_a = 2$
  - S3 (orizzontale): superfici di discontinuità debolmente alterate  $J_a = 2$
- 5) Il quinto parametro dipende dalla pressione dell’acqua nei giunti; si è considerata come categoria “assenza di acqua o flussi minimi”, attribuendo così per l’intero ammasso un valore di  $J_w = 1$ .
- 6) Il sesto e ultimo parametro dipende dallo stato di sollecitazione caratteristico della zona dove verrà realizzato lo scavo sotterraneo.  
In maniera molto cautelativa, dalla tabella di Barton (1974) si assumono i seguenti valori:

- S1 (inclinato):  $SRF = 3$ , valore medio tra 5 (“zone singolari, discontinuità maggiori con argilla, o roccia chimicamente degradata, profondità di scavo  $\leq 50$  m”) e 2,5 (“Zone singolari, discontinuità maggiori con argilla, o roccia chimicamente degradata (profondità di scavo  $> 50$  m”));
- S2 (verticale):  $SRF = 5$ , (“zone singolari, discontinuità maggiori con argilla, o roccia chimicamente degradata, profondità di scavo  $\leq 50$  m”);
- S3 (orizzontale):  $SRF = 5$ , (“zone singolari, discontinuità maggiori con argilla, o roccia chimicamente degradata, profondità di scavo  $\leq 50$  m”).

Anche in questo caso, l’RQD viene considerato come nel caso della classificazione di Beniaowski, quindi per il sondaggio inclinato e per il sondaggio verticale non è possibile attribuire un valore univoco a  $Q$ ; diagrammandone il suo andamento con la progressiva si sono ottenuti i risultati riportati in nelle Figure 3.34 e 3.35.

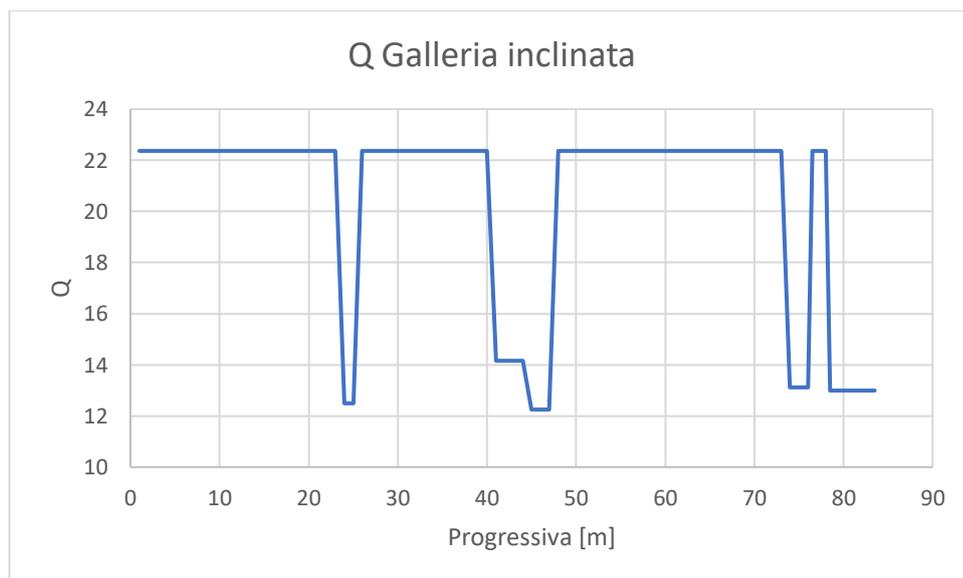


Figura 3.34 Andamento di  $Q$  per la galleria inclinata

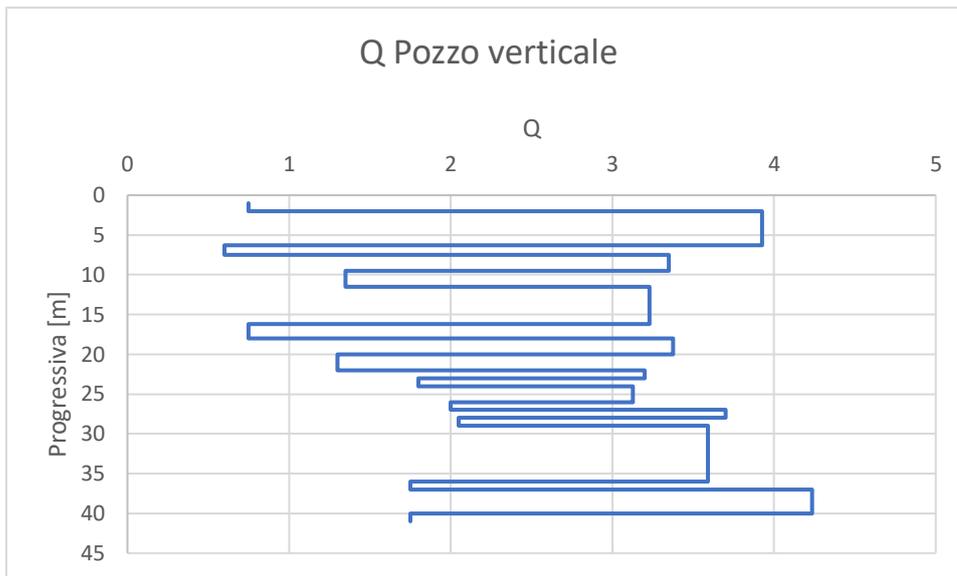


Figura 3.35 Andamento di  $Q$  per il pozzo verticale

Con questo sistema di classificazione la qualità dell'ammasso è definita come "BUONA" in corrispondenza del sondaggio S1, tra "MOLTO POVERA" e "MEDIA" per il sondaggio S2 e "MEDIA" per il sondaggio S3.

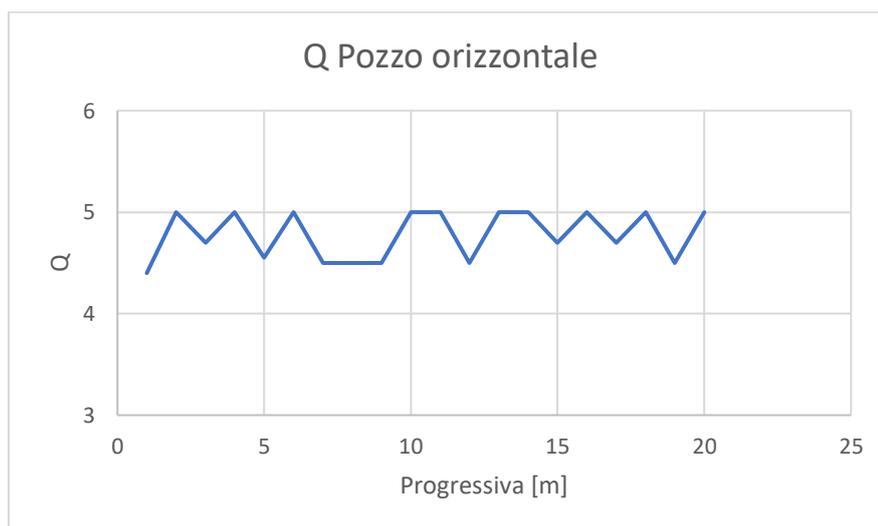


Figura 3.36 Andamento di  $Q$  per la galleria orizzontale

## 4 CARATTERIZZAZIONE DELLA PORZIONE ESTERNA DELL'AMMASSO ROCCIOSO

---

### *Rilievo geostrutturale*

Lo studio della parte esterna dell'ammasso roccioso, per individuare le varie criticità, è avvenuto mediante la realizzazione di stendimenti verticali, nel corso dei quali si è operato rilevando tutte le discontinuità presenti nella parete, utili a caratterizzare la struttura geo-meccanica dell'ammasso roccioso.

Per l'acquisizione dei dati si è proceduto effettuando una serie di calate in corda, ad una distanza di circa 4 m l'una dall'altra: in ogni calata sono state rilevate tutte le discontinuità ritenute di interesse, esplorando un'area a triangolo con base al piede della scarpata e vertice al punto di ancoraggio sommitale della corda.

I dati relativi alle discontinuità sono stati presi con una bussola Clar per rilievo geomeccanico, utilizzando la convenzione tipica per le strutture tipo dip-slip, ricavando così i valori di immersione “ $\alpha$ ” ed inclinazione “ $\beta$ ” delle varie discontinuità.

Successivamente i dati sono stati analizzati con un software che consente il calcolo automatico dei poli dei sistemi di discontinuità fornendo infine la proiezione stereografica tramite diagrammi di Schmidt. Quando possibile sono state rilevate l'apertura, la persistenza, la spaziatura, la tipologia e l'eventuale presenza di materiale di riempimento all'interno di ciascuna discontinuità, nonché il numero e la tipologia delle discontinuità. Si è inoltre operato rilevando le dimensioni e le caratteristiche giaciture di alcuni blocchi di roccia di notevoli dimensioni, utili alla determinazione del comportamento meccanico della massa rocciosa sotto certe condizioni di sollecitazione.

Un esame complessivo dei dati raccolti ha consentito di identificare le discontinuità rappresentative dell'ammasso roccioso.

L'orientazione generale del costone si articola secondo tre direttrici principali:

- fronte *Nord – Est*:  $\alpha = 078^\circ$ ;  $\beta = 80^\circ$ ;

- fronte *Sud – Est*:  $\alpha = 150^\circ$ ;  $\beta = 65^\circ$ ;
- fronte *Sud – Ovest*:  $\alpha = 113^\circ$ ;  $\beta = 70^\circ$ .



Figura 4.1 Rappresentazione delle discontinuità in parete

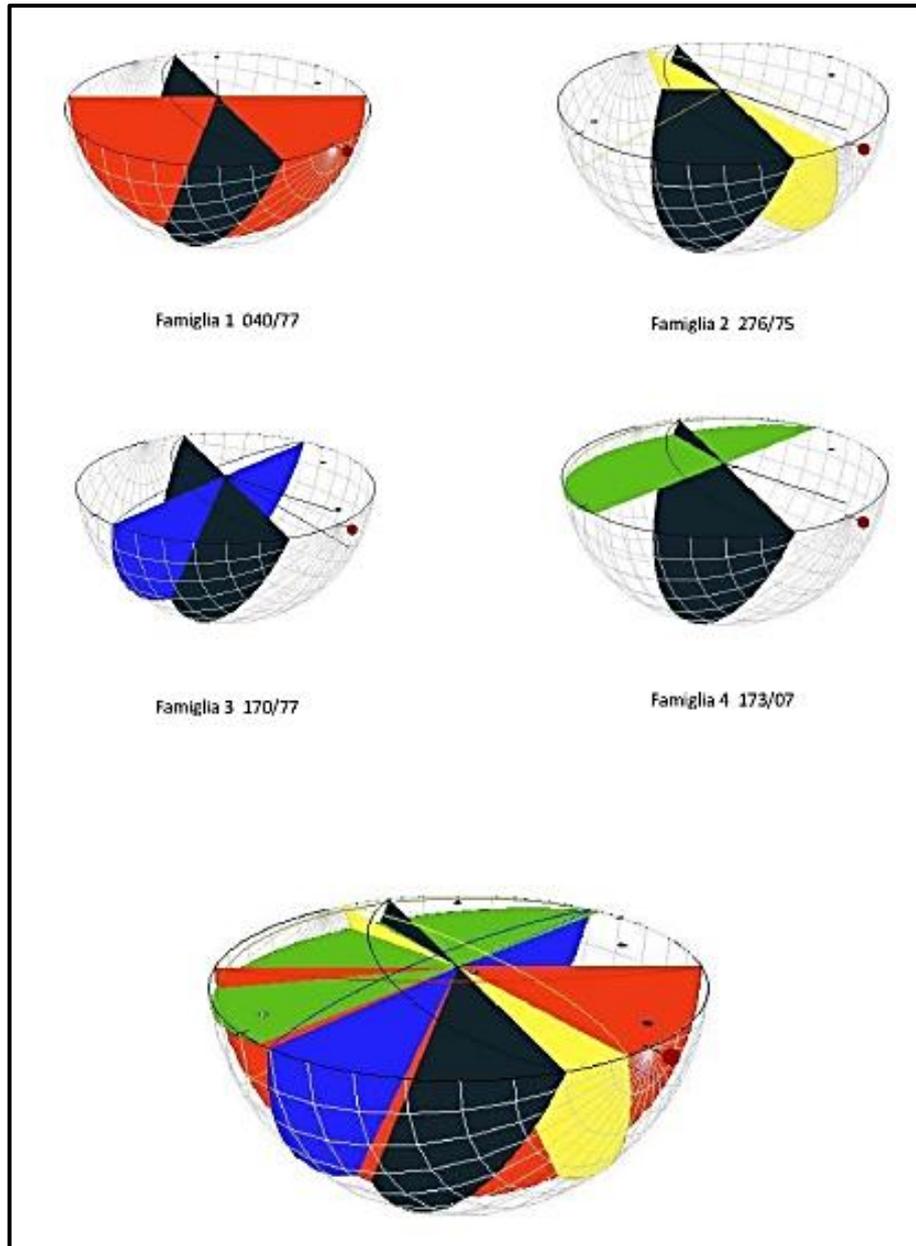
Queste orientazioni caratterizzano in modo sostanziale i fenomeni di dissesto presenti nel costone, in base al rapporto geometrico con le principali famiglie di discontinuità.

Dalle misure rilevate si evince che vi sono *quattro famiglie principali* che disarticolano l'ammasso: le giaciture caratteristiche delle quattro famiglie sono:

- Famiglia 1:  $\alpha = 040^\circ$ ;  $\beta = 77^\circ$ ;
- Famiglia 2:  $\alpha = 276^\circ$ ;  $\beta = 75^\circ$ ;
- Famiglia 3:  $\alpha = 170^\circ$ ;  $\beta = 77^\circ$ ;
- Famiglia 4:  $\alpha = 173^\circ$ ;  $\beta = 07^\circ$ .

L'intersecarsi di queste famiglie con le direttrici del costone causa l'attuale condizione di stabilità e l'assetto morfologico.

Grazie alla tecnica della proiezione sferica è stato possibile rappresentare graficamente le discontinuità (Fig. 4.2).



*Figura 4.2 Intersezioni famiglie di discontinuità con proiezione sferica*

Inoltre, i sistemi principali di discontinuità sono stati rappresentati mediante stereogramma (Fig. 4.3).

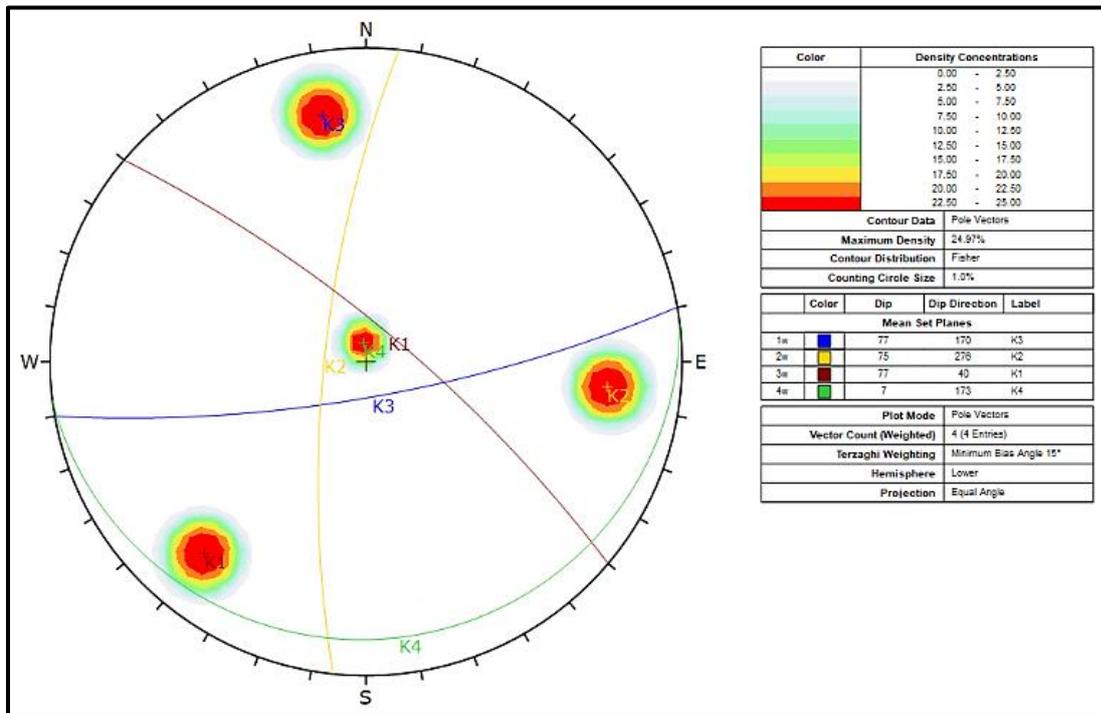


Figura 4.3 Rappresentazione stereografica delle 4 famiglie

Come è possibile osservare in Fig. 4.3, è evidente come le quattro famiglie si intersecano reciprocamente creando precisi sistemi di rottura.

Con riferimento ai tre fronti considerati, si sono potute formulare le seguenti osservazioni.

#### 4.1 FRONTE NORD EST – PARCHEGGIO SAN PAOLO

Il *fronte Nord – Est*, avente direttrice con giacitura 078/80, sovrasta il parcheggio San Paolo e rappresenta la porzione di parete maggiormente sviluppata in altezza. Il piede è arcuato, con la concavità rivolta verso Ovest, ed è delimitato a Sud da un piccolo promontorio coperto di vegetazione e a Nord da un'incisione fluviale molto ripida. L'intera fascia basale è interessata dalla presenza delle latomie che, sviluppandosi per qualche decina di metri verso l'interno del fronte, delineano

nella loro parte più esterna un'imponente struttura a sbalzo il cui assetto attuale è probabilmente legato ad antichi crolli.

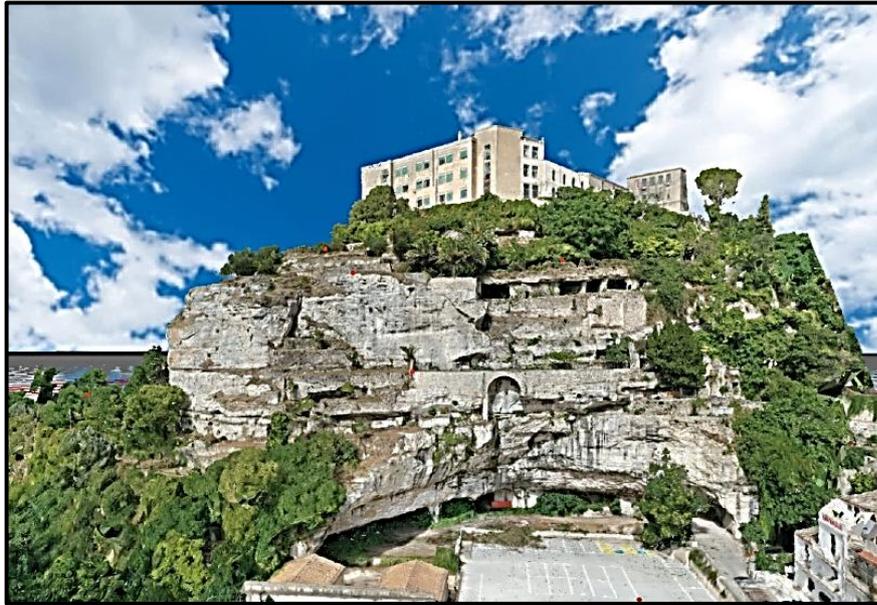


Figura 4.4 Ricostruzione 3D Fronte Nord-Est

È stato osservato che, in corrispondenza del limite settentrionale del fronte (interrotto bruscamente da un'incisione fluviale), una discontinuità immergente verso Nord Est con giacitura 030/52 fa da piano di scivolamento per alcuni blocchi potenzialmente instabili che poggiano su di essa, come mostrato in Fig. 4.5.



Figura 4.5 Blocchi poggianti sulla discontinuità 030/52

Poco più in basso, in un'area in cui alcune discontinuità sub parallele al fronte interessano significativamente l'ammasso (Fig. 4.6), è visibile un blocco di roccia dal volume stimabile in 2 m<sup>3</sup>, denominato "Masso 3", la cui caduta potrebbe interessare l'area limitrofa al parcheggio (Fig. 4.7)

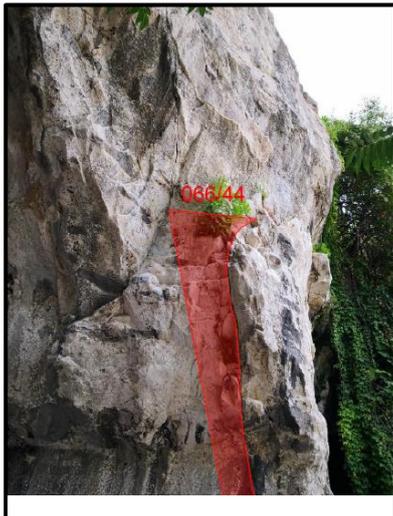


Figura 4.6 Discontinuità sub parallele al fronte, nel settore settentrionale del fronte



Figura 4.7 Masso isolato al limite Nord del fronte

Nella porzione centrale della parete è presente un grande arco sul quale è fondato uno dei terrazzamenti coltivati che caratterizzano l'area, alle spalle del quale è ancora visibile l'originale litologia dell'ammasso (Fig. 4.8); quest'ultimo è interessato dalla presenza di una serie di discontinuità pervasive sub verticali che intercettano parte delle acque circolanti all'interno dell'ammasso roccioso e le portano a giorno. I volumi di roccia tra le discontinuità citate appaiono maggiormente fratturati, mostrando una spaziatura media delle discontinuità sensibilmente più bassa rispetto a quella generale del fronte.



Figura 4.8 Discontinuità pervasive sub verticali nei pressi dell'arco in pietra

Dall'ispezione generale delle strutture non risultano lesioni a carico delle opere murarie correlabili a questo set di discontinuità, è tuttavia importante sottolineare

come la percolazione delle acque influenzi negativamente le caratteristiche geomeccaniche di questa porzione dell'ammasso.

Poco più a Sud dell'arco, lungo una discontinuità 196/65, lo smantellamento del costone a opera delle acque ruscellanti ha lasciato privo di piede d'appoggio il muro di una piccola struttura in blocchi di cemento che è risultata visibilmente deformata e potenzialmente predisposta al crollo (Fig. 4.9).



*Figura 4.9 Muro deformato della struttura in blocchi di cemento*

Al limite meridionale del fronte Nord - Est, una discontinuità maggiore interessa l'ammasso (Fig. 4.10) contribuendo a isolare un grande torrione di roccia. La discontinuità è estremamente pervasiva, aperta, interessata in passato da filtrazione. In seguito ad un'accurata ispezione della frattura non sono emersi elementi che lasciano pensare a movimenti recenti avvenuti lungo i piani che la compongono e, al suo interno, sono visibili porzioni ricementate e ponti di roccia (Fig. 4.11).



Figura 4.10 Importante discontinuità pervasiva sul fronte Nord-Est



Figura 4.11 A discontinuità interessata da filtrazione e ponti di roccia

Ai fini dell'analisi cinematica, è stata effettuata la verifica del “*Test di Markland*”. Tale procedimento fornisce un'indicazione qualitativa della stabilità di un cuneo in funzione del suo orientamento nello spazio e della stima della resistenza al taglio mobilitabile lungo i piani di possibile scorrimento. Quest'ultima grandezza viene quantificata attraverso l'angolo d'attrito medio delle discontinuità.

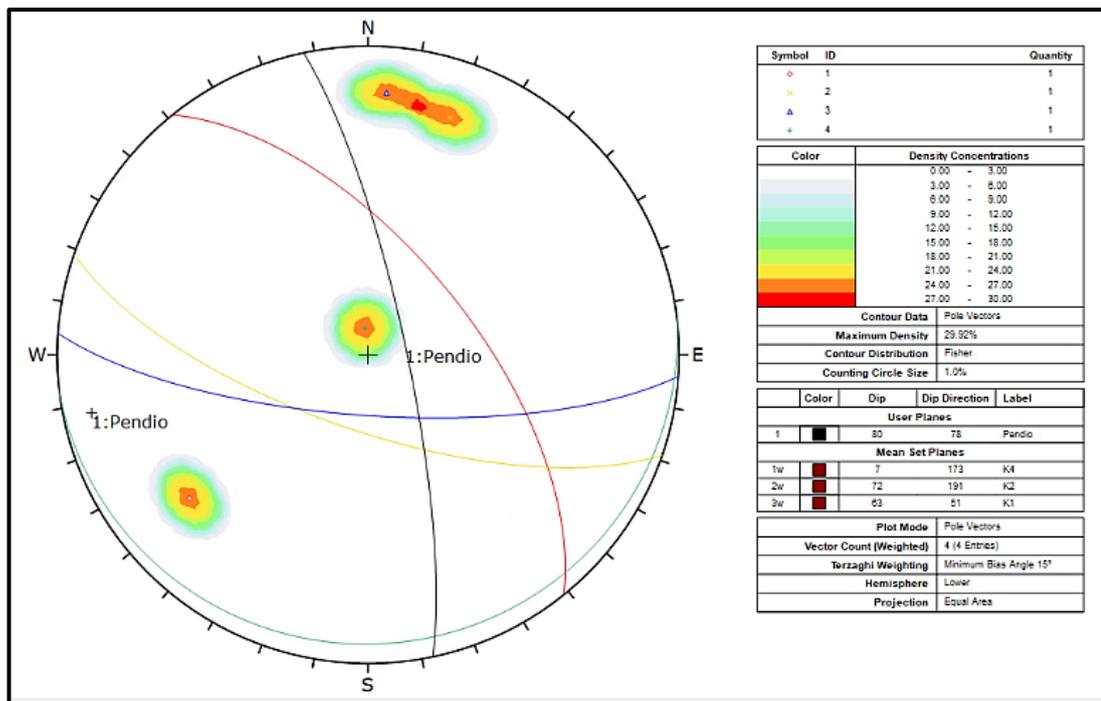


Figura 4.12 Test di Markland relativo al fronte Nord-Est

Nel test effettuato per il pendio con immersione ed inclinazione rispettivamente 078/80, dalla Fig. 4.12, risulta evidente come l'intersezione delle famiglie 1 (rossa) e 3 (blu), possono innescare fenomeni di scivolamento lungo il piano del fronte, agevolati dal cedimento del piede secondo le discontinuità della famiglia 4 (verde), a basso angolo. Le famiglie 1 e 3 presentano una certa simmetria rispetto ad un ipotetico piano verticale; la famiglia 4 corrisponde perlopiù ai giunti di strato.

La famiglia 2 (gialla), opposta al fronte, tendenzialmente innesci cinematici di ribaltamento, riscontrabili anche nelle aree in frana esistenti nel sito. Tali discontinuità sono molto pervasive, dunque potenzialmente in grado di coinvolgere importanti volumi di roccia. La loro formazione in parte è da imputare agli scalzamenti secondo i piani della famiglia 4.

Anche le rotture secondo le famiglie 1 e 3 possono coinvolgere volumi considerevoli, ma, dalle osservazioni effettuate, più frequentemente sono responsabili di placconi distribuiti lungo il fronte, con spessori spesso risibili, ma con ampia estensione di superficie.

Come precedentemente accennato, l'area al di sotto dell'arco in muratura, presenta spazature sensibilmente più basse rispetto alla media dell'ammasso roccioso e del

fronte; questo fenomeno risulta molto più evidente nei pressi della porzione di roccia aggettante ai piedi del pilastro sud dell'arco, dove si assiste tra l'altro ad un sensibile aumento del grado di saturazione dei giunti e del generale stato di alterazione delle superfici di discontinuità (Fig. 4.13).



Figura 4.13 Area fratturata sotto l'arco

Questa porzione di ammasso roccioso è caratterizzata da una riduzione delle caratteristiche geomeccaniche e del Volume Roccioso Unitario, che si attesta su  $0.41 m^3$  a fronte di un VRU medio del fronte di  $0.66 m^3$ .

Al fine di avere una stima delle caratteristiche qualitative del *fronte Nord - Est* e, separatamente, dell'area fratturata al di sotto dell'arco in pietra, è stata applicata la “*Classificazione di Beniaowski*”.

Per il parametro relativo alla resistenza a compressione monoassiale è stato cautelativamente considerato un valore di  $11.3 MPa$ , ovvero il valore medio riferito ai banchi marnoso-calcarenitici teneri che rappresentano la litologia dominante dell'ammasso.

Si è ottenuta una condizione dell'ammasso roccioso nel complesso qualitativamente mediocre, “*Classe III*”.

L'area al di sotto dell'arco in pietra mostra una decisa riduzione della qualità e delle caratteristiche geomeccaniche rispetto alla media del fronte Nord - Est,

dovuta essenzialmente alla spaziatura ridotta riscontrata lungo le discontinuità subverticali che tagliano il fronte, alla maggior circolazione idrica e al più spinto stato di alterazione dei giunti.

E' emerso che, l'area al di sotto dell'arco, appartiene da una classe che oscilla tra la "Classe III (Mediocre)" e la "Classe IV (Scadente)".

## 4.2 FRONTE SUD-EST

Il *fronte Sud - Est* è ubicato allo sbocco del vallone Santa Domenica nei pressi del parcheggio San Paolo. Si presenta generalmente strapiombante e caratterizzato da solchi di erosione fluviale, la sua altezza media è di 30 m e lungo le sue pareti è possibile osservare diversi elementi antropici: in testa, a contenimento dei terrazzamenti, dei muretti a secco in evidente stato di dissesto e, a diverse quote lungo la parete, tombe e acquedotti consistenti in solchi attrezzati con tubature in terracotta.

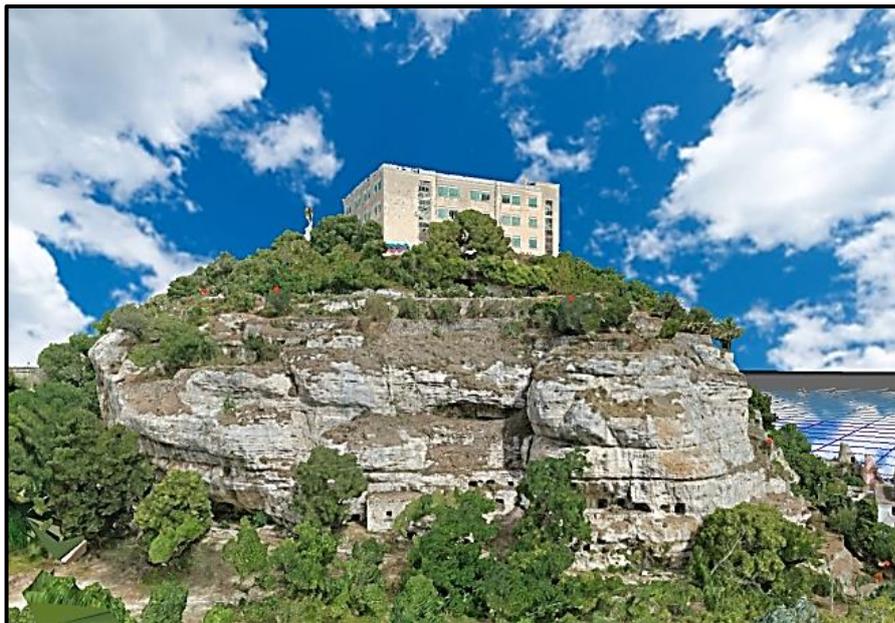


Figura 4.14 Ricostruzione 3D Fronte Sud-Est

Nel settore più orientale del fronte è presente un grosso torrione (vedi fronte Nord - Est) prominente rispetto alla superficie della parete, separato da questa ultima da

un'importante discontinuità che immerge subverticale verso i quadranti sud-orientali e che probabilmente si raccorda con la grande frattura che caratterizza il settore meridionale del fronte Nord - Est (Fig. 4.15). Le evidenze di campagna, nella fattispecie l'apparente disallineamento del solco di erosione fluviale presente sulla parte alta della parete e del torrione, hanno alimentato il sospetto di un avvenuto movimento relativo tra le due porzioni dell'ammasso. Tuttavia, la totale assenza di altri indicatori cinematici o elementi guida, non ha consentito di confermare l'ipotesi.

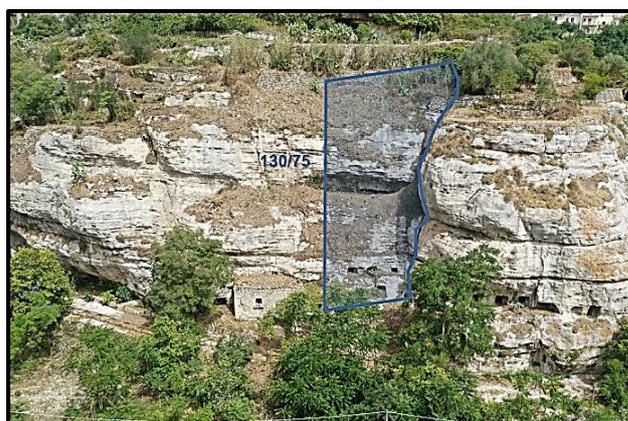


Figura 4.15 Rappresentazione della discontinuità che separa il torrione dal fronte

Le criticità maggiori inerenti questo fronte sono concentrate sul torrione precedentemente descritto. Oltre agli onnipresenti muretti a secco dissestati, sono stati individuati alcuni massi instabili che richiedono particolare attenzione: sulla sommità del torrione si rilevano due massi di forma parallelepipedale, denominati “Masso 2” (volume stimato  $11.5 \text{ m}^3$ ) e “Masso 3” (volume stimato  $6.5 \text{ m}^3$ ) (Fig. 4.16, 4.17, 4.18) del tutto disarticolati dal fronte.

La discontinuità basale su cui poggiano è rappresentata da un giunto di strato disposto leggermente a franapoggio (circa  $8^\circ$  rispetto all'orizzontale) e, in condizioni statiche, uno scivolamento lungo questo piano risulta poco probabile. Tuttavia, in caso di sisma o di spinte idrauliche all'interno delle discontinuità, le condizioni di stabilità potrebbero venir meno e causare un ribaltamento dei blocchi.

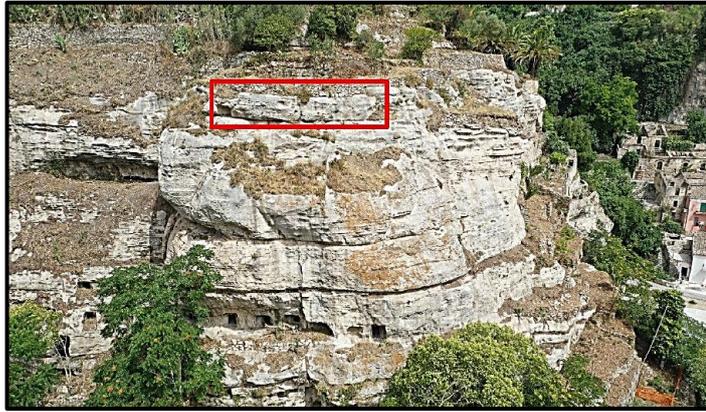


Figura 4.16 Localizzazione dei massi sul fronte

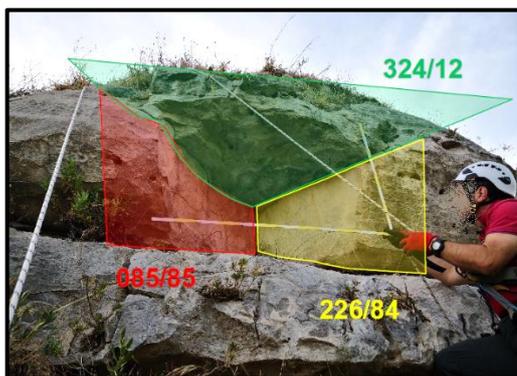


Figura 4.17 Lato Ovest del masso



Figura 4.18 Vista del masso dal basso

Poco più in basso, un lastrone di roccia, denominato “Masso 4” (Fig. 4.19), il cui volume è stimabile in  $2.10\text{ m}^3$ , poggia sul fronte lungo una discontinuità aperta (Fig. 4.20) e fortemente inclinata (Fig. 4.21), minacciando il sentiero sottostante.

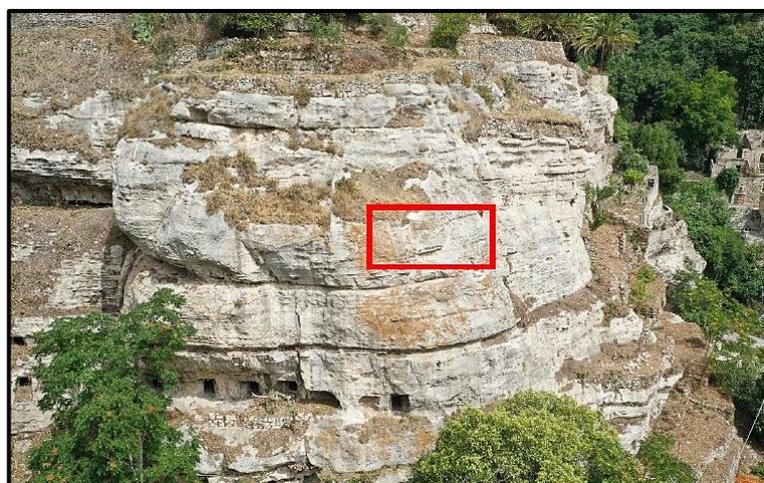


Figura 4.19 Localizzazione del masso sulla parete

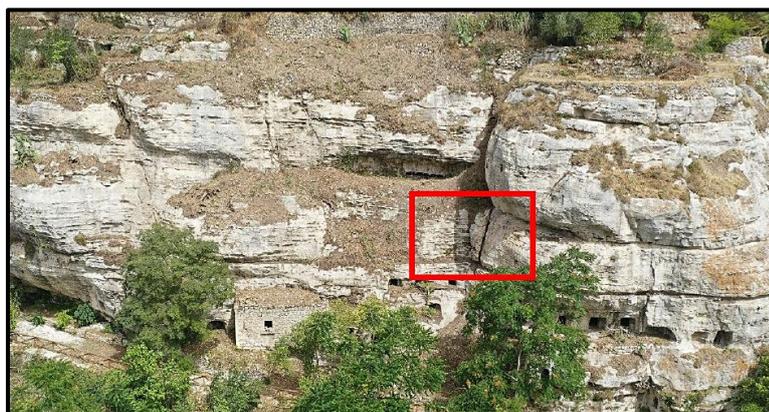


*Figura 4.20 Apertura della discontinuità*



*Figura 4.21 Superficie di scivolamento del masso 4*

All'angolo tra il fronte e il torrione, un masso discoidale (Fig. 4.22), dal volume di circa  $4.2 m^3$ , appare totalmente sconnesso dal fronte (Fig. 4.23, 4.24) e precariamente incastrato tra il torrione e la parete. Il rischio di ribaltamento è sensibilmente elevato, aggravato dalla presenza di materiale sciolto alle spalle del masso.



*Figura 4.22 Localizzazione del masso discoidale sulla parete*



*Figura 4.24 Masso discoidale visto da Sud*

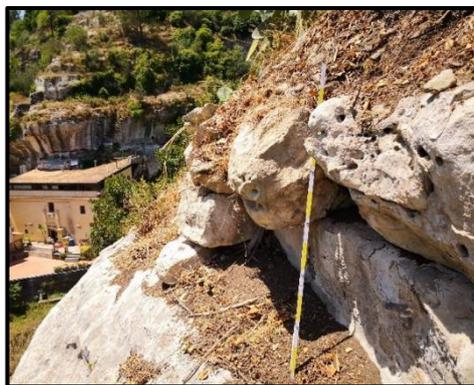


*Figura 4.23 Apertura della discontinuità alle spalle del masso discoidale*

Al limite meridionale del fronte Sud - Est è presente, infine, un gruppo di massi, denominato “Gruppo Massi 1”, parzialmente ricoperti da detrito sciolto poggiati su di un pianoro (Fig. 4.25). I massi, che hanno un volume medio superiore a  $0.5 m^3$ , sono precariamente incastrati tra loro (Fig. 4.26) e la loro condizione di precaria stabilità è soggetta a peggiorare con il ruscellamento delle acque superficiali.



*Figura 4.25 Localizzazione del Gruppo massi 1 sulla parete*



*Figura 4.26 Dettaglio del gruppo di massi*



*Figura 4.27 Vista aerea dei massi*

In Fig. 4.28 è mostrato il test effettuato per il pendio con valori di immersione e inclinazione rispettivamente  $150/65$ .

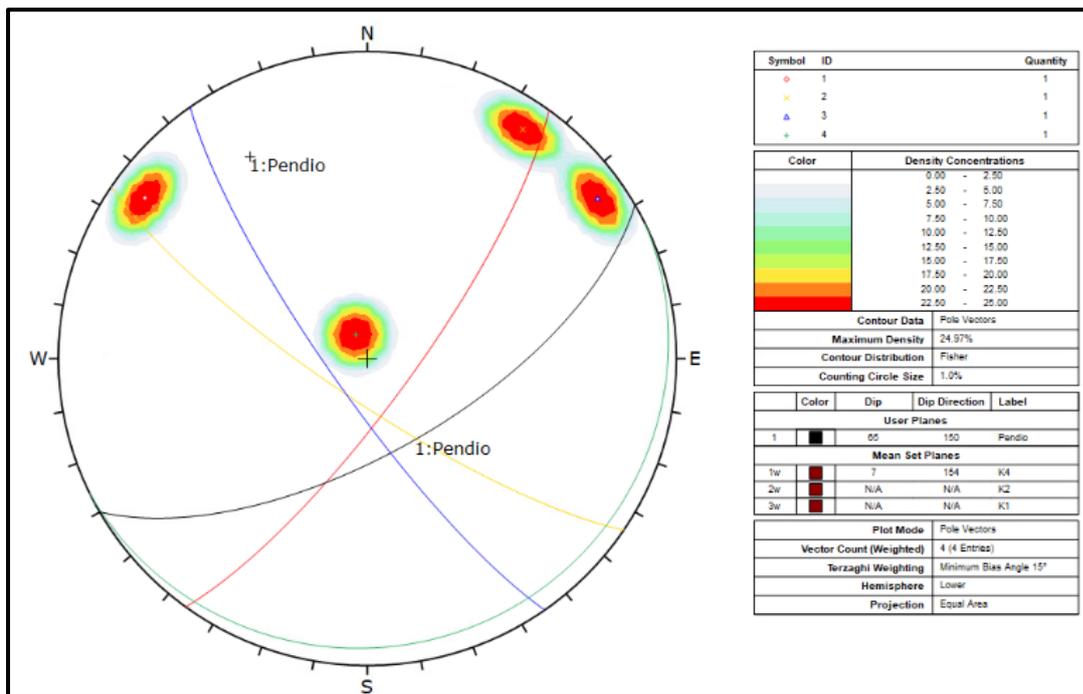


Figura 4.28 Test di Markland relativo al fronte Sud-Est

In questo fronte, l'intersezione delle famiglie 1 (rossa) e 3 (blu) non genera cinematismi che possano interessare il sentiero sottostante, è in effetti caratterizzato da ribaltamenti secondo la famiglia 2 (gialla). Le discontinuità della famiglia 1 che tagliano il fronte quasi ortogonalmente, dislocano volumi delineati da una spaziatura metrica. L'indebolimento del piede, per scavo antropico o erosione selettiva, facilita i cinematismi a ribaltamento per blocchi lapidei che fanno perno sulla famiglia 4 (verde).

Il fronte Sud – Est mostra caratteristiche geomeccaniche migliori rispetto agli altri due indagati, le criticità riscontrate sono per lo più concentrate nell'area del grande torrione. Le discontinuità indagate risultano per la maggior parte cementate e la spaziatura media va da larga a molto larga. Non sono state riscontrate venute d'acqua recente, l'alterazione dei giunti è risultata moderata. Per questo fronte il VRU è di circa  $1.2 m^3$ .

Analogamente a quanto fatto per il fronte Nord – Est, attraverso la classificazione di Beniawski è stata attribuita una classe all'ammasso.

Il fronte Sud – Est è apparso qualitativamente migliore rispetto al precedente, grazie soprattutto a spaziature più larghe, ad un più elevato grado di cementazione

delle discontinuità e alla più scarsa filtrazione idrica. E' stata attribuita una "Classe III (Mediocre)".

### 4.3 FRONTE SUD - OVEST

Il *fronte Sud – Ovest* si addentra nel vallone Santa Domenica, avvicinandosi al letto del torrente e interrompendosi in corrispondenza dell'imbocco del tunnel ferroviario che attraversa il rilievo su cui giace Ragusa. La sua altezza media è di circa 20 m, al suo piede, insistono degli ambienti ipogei antropici che si sviluppano verso l'interno per qualche decina di metri.

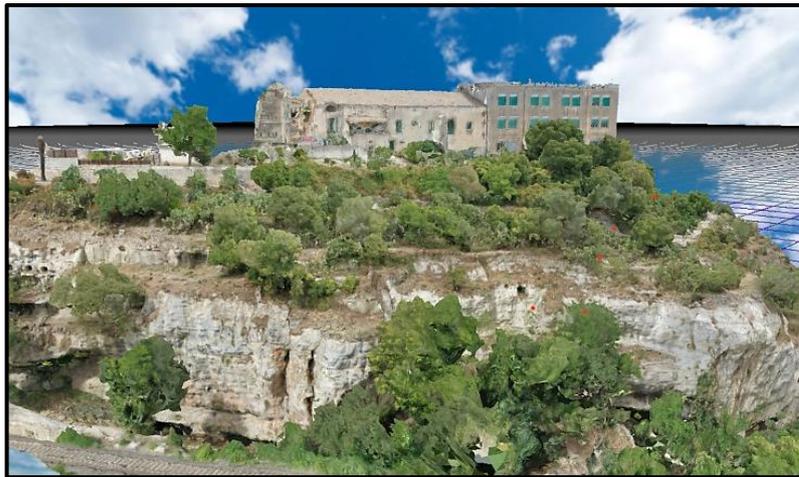


Figura 4.29 Ricostruzione 3D del fronte Sud-Ovest

La continuità morfologica del fronte è interrotta dalla presenza di un anfiteatro di crollo largo 50 m e profondo 10 m, ricoperto fittamente da vegetazione e all'interno del quale sono presenti alcune strutture antropiche. A testimonianza del crollo, il cui probabile cinematismo generale è il ribaltamento, alcuni colossali blocchi pseudo – cubici giacciono ai piedi della parete. I blocchi hanno un volume medio di  $250 m^3$ , ma apparentemente sono ben poggiati sul piano al piede della parete.

La discontinuità lungo la quale si è sviluppato il grande crollo, è sub parallela al fronte; risulta ben visibile e caratterizzabile presso il limite occidentale dell'anfiteatro, dove penetra in profondità nell'ammasso con aperture importanti (Fig. 4.30).



*Figura 4.30 Rappresentazione della discontinuità pervasiva sub parallela al fronte*

L'ispezione degli ambienti ipogei ha permesso di identificare la discontinuità di cui sopra, come parte di un set estremamente pervasivo che interessa questa porzione dell'ammasso, ripresentandosi ad intervalli compresi tra 80 cm e 120 cm, generando delle condizioni di potenziale instabilità ben riconoscibili nell'ambiente ipogeo.

All'interno della latomia, nei pressi della parete orientale un crollo recente (Fig. 4.31), probabilmente attivo, è riconoscibile per la presenza di un foro che mette in comunicazione l'ambiente interno con l'anfiteatro; una modesta area d'accumulo, composta da blocchi decimetrici, rappresenta il volume mobilitato in occasione del crollo, stimabile in circa 80 – 100 m<sup>3</sup>.



*Figura 4.31 Crollo all'interno della Latomia B lato Sud-Ovest*

Nel terzo settore, i blocchi sono dislocati ortogonalmente al fronte dalle discontinuità della famiglia 2 in modo particolare e della famiglia 3 in subordine, la famiglia 1 regola cinematismi a ribaltamento.

L'area è caratterizzata da un ampio anfiteatro sede di un importante crollo avvenuto in tempi relativamente recenti. Nella porzione più ad Ovest il grosso scavo antropico della latomia mostra internamente le discontinuità riscontrate in parete, in modo particolare si riconosce una discontinuità appartenente alla famiglia 1, responsabile di un crollo attivo a ridosso del fronte; la stessa, fortemente pervasiva, si estende all'interno di tutto l'ipogeo, variando leggermente la direzione di qualche angolo nella parte finale.

In Fig. 4.32 è mostrato il test effettuato per il pendio con valori di immersione e inclinazione rispettivamente  $113/70$ .

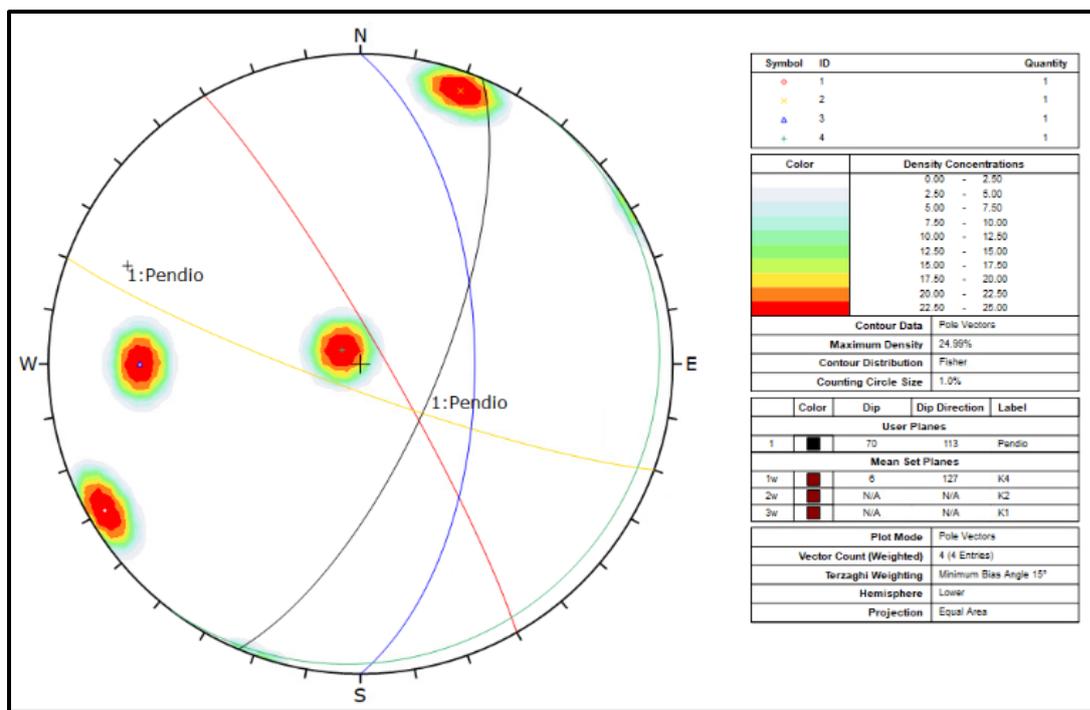


Figura 4.32 Test di Markland relativo al fronte Sud-Ovest

Il fronte Sud – Ovest è interessato da importanti strutture pervasive che sono state e sono alla base di fenomeni di instabilità. La persistenza della famiglia 1 (rossa) e della famiglia 2 (gialla) è molto elevata e l’intersezione di questi due set disarticola l’ammasso e compromette la tenuta di porzioni di parete all’interno della latomia

Il decremento dei valori di spaziatura rispetto al precedente fronte, l’elevata pervasività delle famiglie 1 e 2 e la minore cementazione dei giunti, determinano un decadimento delle qualità del fronte Sud – Ovest rispetto al fronte Sud – Est.

Dalla classificazione secondo Beniaowski, l’ammasso è stato collocato all’interno della “Classe III (Mediocre)”.

In conclusione, dal rilievo geomeccanico in parete e dalla classificazione secondo il metodo di Beniaowski, è emerso che l’ammasso roccioso si presenta qualitativamente mediocre e caratterizzato da caratteristiche geomeccaniche generalmente medio – basse; l’ammasso si è dimostrato qualitativamente peggiore nei pressi del fronte prospiciente il parcheggio San Paolo, in corrispondenza dell’arco in pietra e presso la sua terminazione occidentale, come tra l’altro testimoniato dai fenomeni di crollo attivi riscontrati all’interno della latomia B.

## 5 STABILITA' DELLE GALLERIE E METODOLOGIA DI SCAVO

---

Come è ben noto, nel momento in cui viene effettuato lo scavo di una galleria, con la rimozione del materiale, si ottiene una riduzione delle tensioni nell'intorno dello scavo; questo detensionamento genera il fenomeno della convergenza, ovvero uno spostamento radiale delle pareti, causando così una riduzione del diametro della galleria.

Per la realizzazione delle gallerie che attraversano le latomie, previste a sezione circolare e ospitanti il sistema di ascensori, è stato condotto uno studio sulla loro stabilità e, in relazione alle caratteristiche meccaniche della porzione di ammasso roccioso interessato, è stata scelta sia la metodologia di scavo sia il rivestimento più idonei da applicare in fase di costruzione.

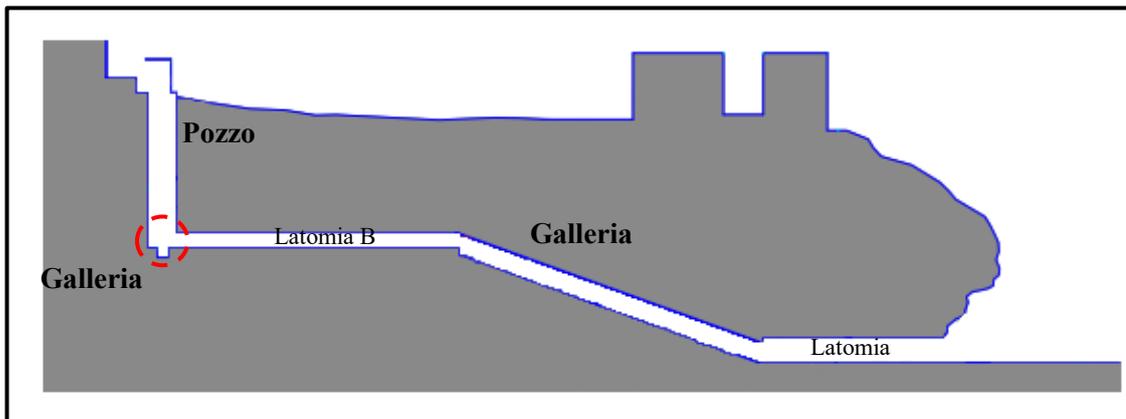


Figura 5.1 Rappresentazione grafica sistema di gallerie

A tale scopo, noti i parametri di resistenza dell'ammasso roccioso e lo stato tensionale in situ, tramite il software "RocSupport" di Rocscience sono state tracciate le *linee caratteristiche* delle due gallerie e del pozzo verticale.

La linea caratteristica esprime la relazione tra la pressione (fittizia) applicata alla parete della galleria e lo spostamento radiale delle pareti (convergenza).

## Galleria inclinata

Nel caso della galleria inclinata, di diametro pari a 6 metri, con riferimento alle osservazioni fatte nel *Capitolo 4* riguardo l'elevata variabilità del valore di RQD e quindi dell'RMR, sono state tracciate due differenti linee caratteristiche, la prima in riferimento ai parametri di resistenza ottenuti in funzione di un valore minimo di RMR (pari a 42) (vedi Tab. 4.1) e la seconda in riferimento ai parametri di resistenza ottenuti in funzione di un valore massimo di RMR (pari a 50) (vedi Tab. 4.2).

Parametri linea caratteristica con $R_{min}$							
Raggio tunnel [m]	$\sigma_{situ}$ [MPa]	E [MPa]	$\nu$	$\sigma_{ci}$ [MPa]	$m_b$	s	$\alpha$
3	1.07	1.70	0.3	10.70	0.98	0.002	0.51

Tabella 5.1 Parametri di input per il tracciamento della linea caratteristica con RMRmin

Parametri linea caratteristica con $R_{max}$							
Raggio tunnel [m]	$\sigma_{situ}$ [MPa]	E [MPa]	$\nu$	$\sigma_{ci}$ [MPa]	$m_b$	s	$\alpha$
3	1.07	2.72	0.3	10.70	1.31	0.005	0.50

Tabella 5.2 Parametri di input per il tracciamento della linea caratteristica con RMRmax

In Fig. 4.2 sono riportati gli andamenti delle due linee caratteristiche considerando i due diversi valori di RMR.

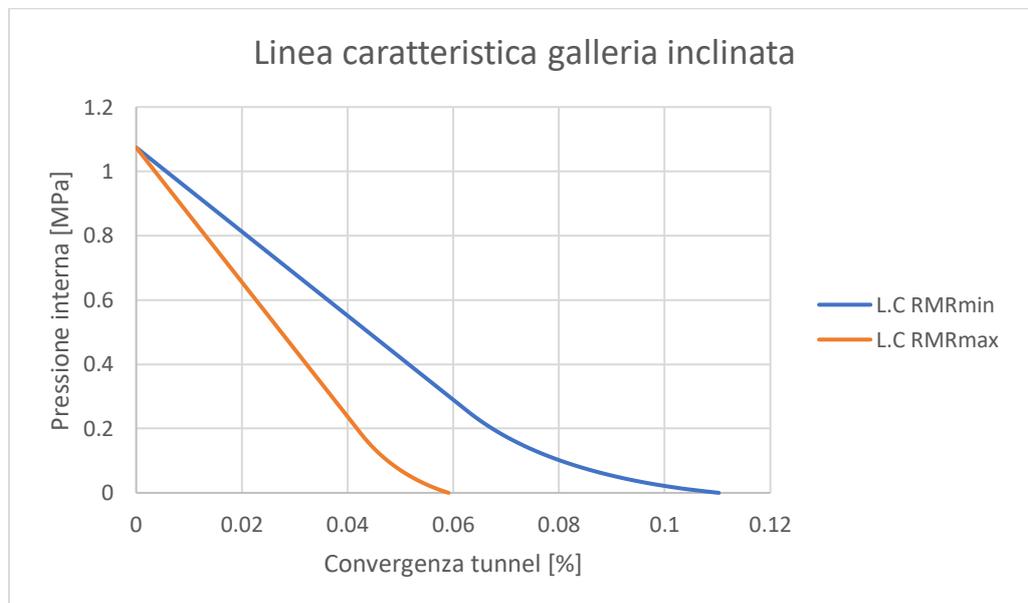


Figura 5.2 Linea caratteristica galleria inclinata

L'analisi condotta ha restituito i risultati mostrati in Tab. 4.3.

Risultati analisi con $RMR_{min}$		Risultati analisi con $RMR_{max}$	
$r_p$ [m]	3.83	$r_p$ [m]	3.47
$u_p$ [mm]	3.31	$u_p$ [mm]	1.77
Convergenza galleria [%]	0.11	Convergenza galleria [%]	0.06
Pressione critica $p_{cr}$ [MPa]	0.25	Pressione critica $p_{cr}$ [MPa]	0.18

Tabella 5.3 Risultati analisi RocSupport galleria inclinata al variare dell' RMR

dove  $r_p$  ed  $u_p$  sono, rispettivamente, il raggio della zona plastica e lo spostamento radiale massimo delle pareti della galleria.

L'andamento delle linee caratteristiche mostra una fase deformativa in campo elastico piuttosto estesa, seguita da un tratto a comportamento elasto – plastico. La convergenza massima varia da 0.06% a 0.11%, mantenendosi quindi piuttosto contenuta.

In base ai risultati ottenuti dall'analisi e dalla classificazione dell'ammasso roccioso effettuata nel *Capitolo 4*, è stato possibile ipotizzare il sistema di supporto da applicare in fase di scavo.

In particolare, *Grimstad e Barton (2014)* forniscono una previsione di sistemi di supporto della galleria, in funzione del valore di Q e del rapporto tra la dimensione del cavo e un coefficiente ESR che tiene conto dell'importanza dell'opera, Fig. 4.3.

Type of Excavation	ESR (1994)	ESR (2014)
A Temporary mine openings, etc.	ca. 2-5	ca. 2 to 5
B Permanent mine openings, water tunnels for hydropower (exclude high pressure penstocks), pilot tunnels, drifts and headings for large openings, surge chambers	1.6-2.0	1.6 to 2.0
C Storage caverns, water treatment plants, minor road and railway tunnels, access tunnels	1.2-1.3	0.9 to 1.1 Storage caverns 1.2-1.3
D Power stations, major road and railway tunnels, civil defence chambers, portals, intersections	0.9-1.1	Major road and rail tunnels 0.5 to 0.8
E Underground nuclear power stations, railway stations, sports and public facilities, factories, major gas pipeline tunnels	0.5-0.8	0.5 to 0.8

Figura 5.3 Valori di ESR secondo Barton-Grimstad

Nel caso in esame si considera un diametro della galleria pari a 6 m e un valore di ESR pari a 1 (galleria per minor road, valori suggeriti nel 2014).

I valori ottenuti sono stati inseriti nel grafico “*Q-Support*” fornito da Barton e Grimstad, ottenendo quanto rappresentato in Figura 4.4, dove il rettangolo azzurro comprende l’intervallo di valori di *Q* individuati precedentemente nel *Capitolo 4*.

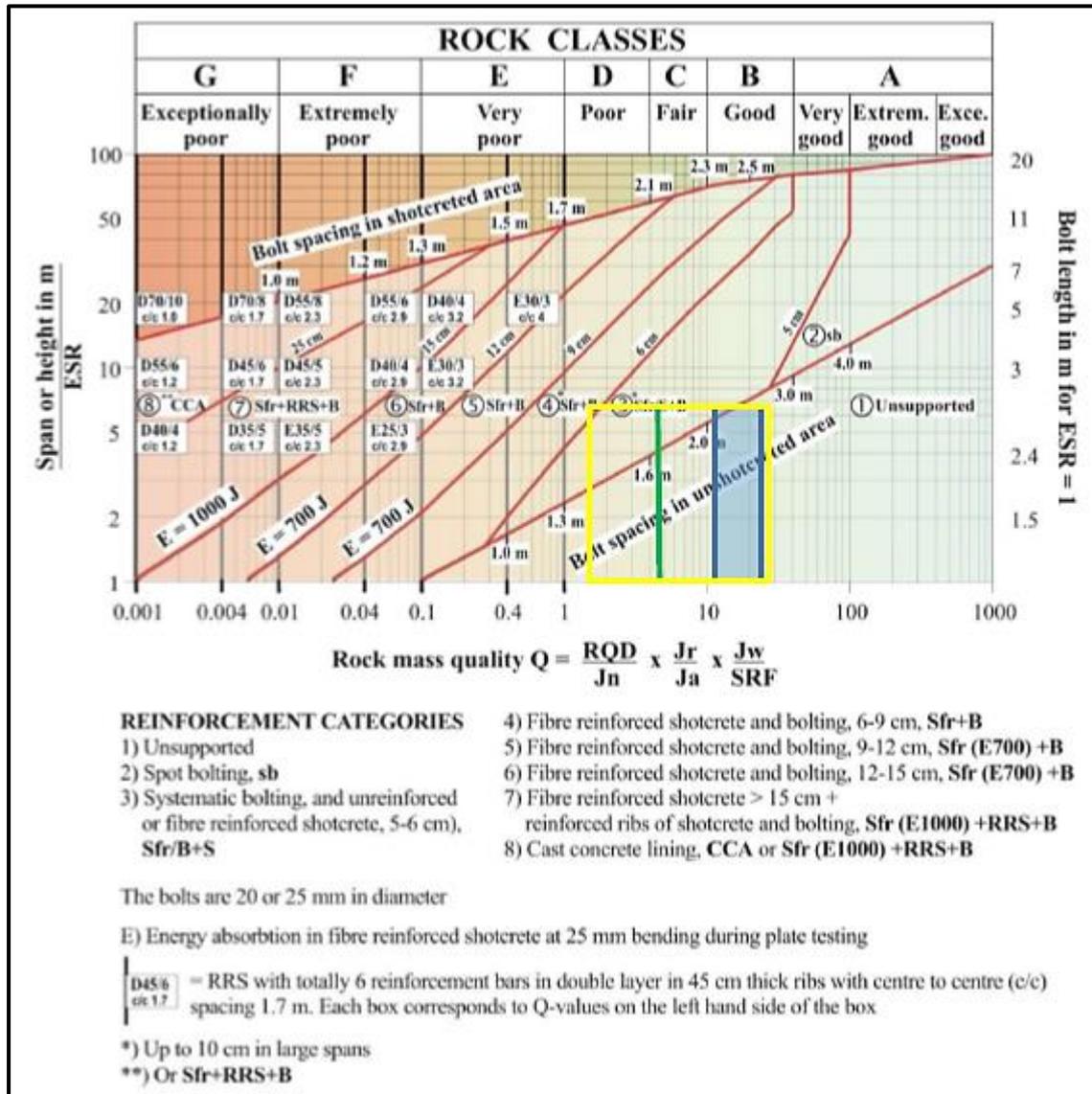


Figura 5.4 Relazione *Q-Support* secondo Barton-Grimstad

E’ stato osservato che l’area ricade quasi totalmente nella zona “Bolt spacing in unshotcreted area”, con una piccola parte nella zona “Systematic bolting and unreinforced or fibre reinforced shotcrete, 5-6 cm”.

In conclusione, per lo scavo della galleria inclinata, che verrà eseguito con scavo tradizionale mediante fresa puntuale, sono state previste due tipologie di sezione tipo:

- rivestimento mediante bulloni non sistematici;
- rivestimento costituito da bullonatura sistematica ed eventuale strato di shotcrete armato con rete elettrosaldata leggera di circa 5-6 cm.

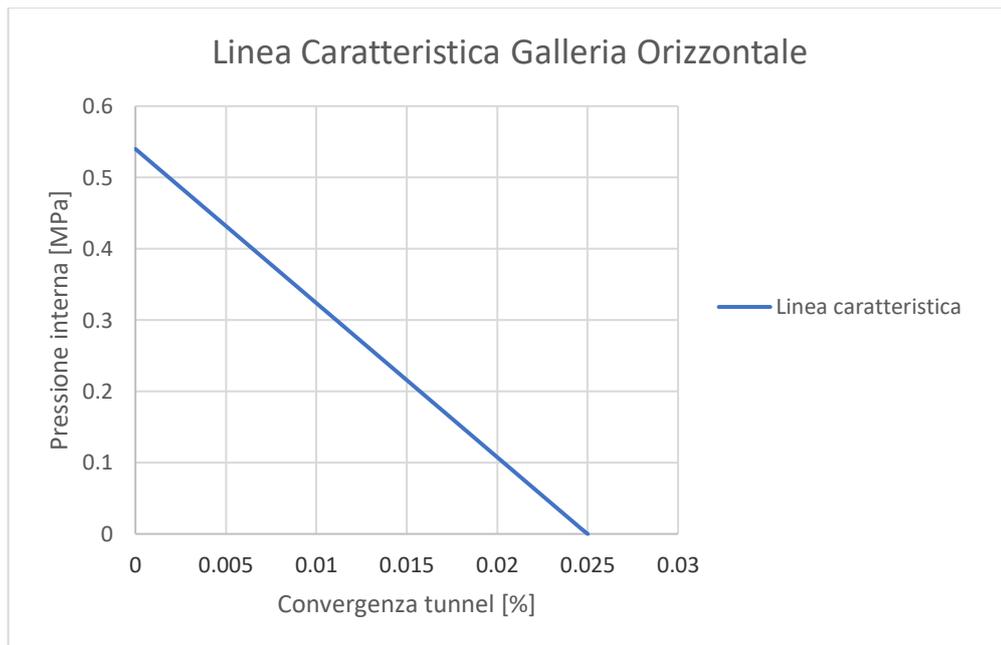
### *Galleria orizzontale*

Per la galleria orizzontale, di diametro pari a 6 metri, con riferimento alle osservazioni fatte nel *Capitolo 4* riguardo l'omogeneità del valore di RQD e quindi dell'RMR, è stata tracciata un'unica linea caratteristica facendo riferimento ad un valore medio di RMR (pari a 51).

Parametri linea caratteristica con $RMR_{medio}$							
Raggio tunnel [m]	$\sigma_{situ}$ [MPa]	E [MPa]	$\nu$	$\sigma_{ci}$ [MPa]	$m_b$	s	$\alpha$
3	0.54	2.81	0.3	10.00	1.35	0.01	0.50

*Tabella 5.4 Parametri di input per il tracciamento della linea caratteristica con  $RMR_{medio}$*

In Fig. 4.5 è riportato l'andamento della linea caratteristica.



*Figura 5.5 Linea caratteristica galleria orizzontale*

L'analisi condotta ha restituito i risultati mostrati in Tab. 4.5.

Risultati analisi	
$r_p$ [m]	3.03
$u_p$ [mm]	0.75
Convergenza galleria [%]	0.03
Pressione critica $p_{cr}$ [MPa]	0.01

Tabella 5.5 Risultati analisi RocSupport galleria orizzontale

Si osserva un comportamento dell'ammasso roccioso quasi totalmente in campo plastico. Come ci si aspettava, in questo caso, grazie all'elevato valore dell'RMR, si è evidenziata una pressione critica evidentemente bassa con valori di convergenza ed estensione della zona plastica scarsamente rilevanti.

Anche in questo caso è stato possibile ipotizzare il sistema di supporto da applicare in fase di scavo.

Entrando nel diagramma (linea verde Fig. 4.4) "Q-Support", è stato osservato che la galleria ricade nella zona "Systematic bolting and unreinforced or fibre reinforced shotcrete, 5-6 cm".

Dunque, durante lo scavo della galleria orizzontale, che verrà eseguito con scavo tradizionale mediante fresa puntuale, è stata prevista un'unica tipologia di sezione tipo:

- rivestimento costituito da bullonatura sistematica e strato di shotcrete armato con rete elettrosaldata leggera di circa 5-6 cm.

### *Pozzo verticale*

Nel caso del pozzo verticale, anch'esso di diametro pari a 6 metri, con riferimento alle osservazioni fatte nel *Capitolo 4* riguardo l'elevata variabilità del valore di RQD e quindi dell'RMR, sono state tracciate tre differenti linee caratteristiche, la prima in riferimento ai parametri di resistenza ottenuti in funzione di un valore minimo di RMR (pari a 36), la seconda in riferimento ai parametri di resistenza ottenuti in funzione di un valore medio di RMR (pari a 42) e la terza in riferimento ai parametri di resistenza ottenuti in funzione di un valore massimo di RMR (pari a 49).

Parametri linea caratteristica con $R_{min}$							
Raggio tunnel [m]	$\sigma_{situ}$ [MPa]	E [MPa]	$\nu$	$\sigma_{ci}$ [MPa]	$m_b$	s	$\alpha$
3	0.73	1.29	0.3	13.30	0.79	0.001	0.51

Tabella 5.6 Parametri di input per il tracciamento della linea caratteristica con  $R_{min}$

Parametri linea caratteristica con $R_{medio}$							
Raggio tunnel [m]	$\sigma_{situ}$ [MPa]	E [MPa]	$\nu$	$\sigma_{ci}$ [MPa]	$m_b$	s	$\alpha$
3	0.73	1.84	0.3	13.30	0.98	0.002	0.51

Tabella 5.7 Parametri di input per il tracciamento della linea caratteristica con  $R_{medio}$

Parametri linea caratteristica con $R_{max}$							
Raggio tunnel [m]	$\sigma_{situ}$ [MPa]	E [MPa]	$\nu$	$\sigma_{ci}$ [MPa]	$m_b$	s	$\alpha$
3	0.73	2.78	0.3	13.30	1.26	0.005	0.50

Tabella 5.8 Parametri di input per il tracciamento della linea caratteristica con  $R_{max}$

In Fig. 4.6 sono riportati gli andamenti delle tre linee caratteristiche considerando i tre diversi valori di RMR.

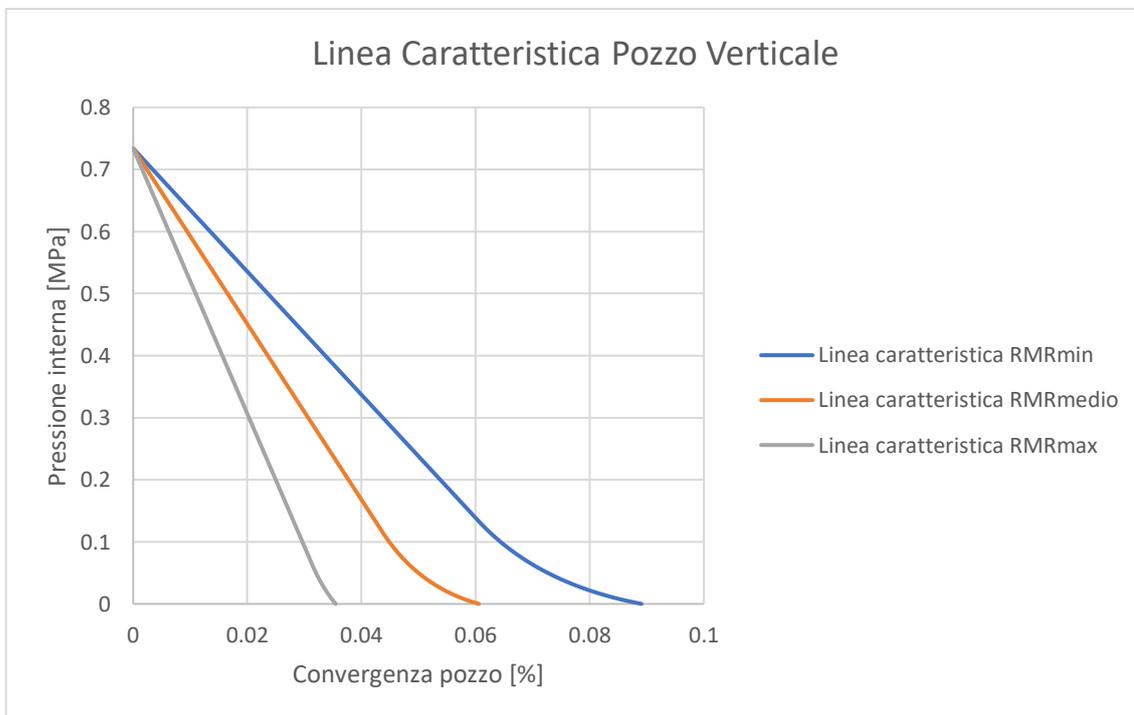


Figura 5.6 Andamento linea caratteristica pozzo verticale

L'analisi condotta ha restituito i risultati mostrati in Tab. 4.9.

Risultati analisi con RMR <sub>min</sub>		Risultati analisi con RMR <sub>medio</sub>	
$r_p$ [m]	3.55	$r_p$ [m]	3.46
$u_p$ [m]	2.67	$u_p$ [mm]	1.82
Convergenza galleria [%]	0.09	Convergenza galleria [%]	0.06
Pressione critica $p_{cr}$ [MPa]	0.13	Pressione critica $p_{cr}$ [MPa]	0.12

Risultati analisi con RMR <sub>max</sub>	
$r_p$ [m]	3.18
$u_p$ [mm]	1.06
Convergenza galleria [%]	0.04
Pressione critica $p_{cr}$ [MPa]	0.06

Tabella 5.9 Risultati analisi RocSupport pozzo verticale al variare dell'RMR

I risultati mostrano la convergenza attesa varia da 0.04% a 0.09%.

Sulla base dei risultati ottenuti e data l'evidenza delle continue alternanze di spessori di ammasso roccioso con buone caratteristiche e spessori con caratteristiche scadenti, lo scavo verrà condotto secondo tecnica tradizionale. Poichè la rimozione dello smarino dovrà avvenire dalla base del pozzo, attraverso le due gallerie inferiori, per evitare operazioni in sommità allo sbocco del pozzo nella parte alta di Ragusa, lo scavo avverrà secondo le seguenti fasi: scavo di un foro di piccolo diametro centrale rispetto alla sezione finale del pozzo; allargamento del foro fino al diametro finale, con smarino attraverso il foro centrale, verso la base del pozzo.

E' stato possibile ipotizzare il sistema di supporto da applicare in fase di scavo, secondo quanto suggerito da Grimstad e Barton.

Entrando nel diagramma "*Q-Support*", è stato osservato che il pozzo ricade nella zona delimitata dal riquadro giallo (vedi Fig. 4.4), ovvero "*Bolt spacing in unshotcreted area*", "*Systematic bolting and unreinforced or fibre reinforced shotcrete, 5-6 cm*" con una piccola parte nella zona "*Systematic bolting and unreinforced or fibre reinforced shotcrete, 6-9 cm*".

Sono state previste quindi due sezioni tipo:

- rivestimento costituito da bullonatura sistematica e strato di shotcrete armato con rete elettrosaldata leggera di circa 5-6 cm;

- rivestimento costituito da bullonatura sistematica e strato di shotcrete armato con rete elettrosaldata di circa 6-9 cm.

Analizzando i risultati ottenuti per le due gallerie e il pozzo è emerso un quadro non eccessivamente critico, la stabilità di queste è risultata nel complesso accettabile pur necessitando di bullonatura sistematica, soprattutto nelle zone di ammasso roccioso con qualità più scarsa; in particolare il pozzo verticale è risultato quello da attenzionare maggiormente a causa dell'alternanza di spessori di ammasso roccioso con buone caratteristiche e spessori con caratteristiche più scadenti.



## 6 STABILIZZAZIONE PARETI ESTERNE

---

Nell'ambito del presente lavoro di tesi si è proceduto alla definizione di un sistema di messa in sicurezza della parete esterna della rocca, con particolare riferimento al Fronte Sud-Est dell'ammasso roccioso, più specificatamente il "Masso 3" mostrato in Fig. 6.1.



Figura 6.1 Fronte Sud-Est - Masso 3

Come riportato nel *Capitolo 4*, tramite il rilievo geostrutturale sono state ottenute le dimensioni e quindi il volume del suddetto blocco di roccia. Inoltre, attraverso il rilievo effettuato per mezzo del drone, è stato possibile ottenere un modello 3D del masso, consentendo così una migliore visualizzazione e di ricavarne, in maniera più accurata, le dimensioni. La tabella 6.1 riassume le caratteristiche geometriche del blocco.

Altezza [m]	Lunghezza [m]	Spessore [m]	Inclinazione [°]	V [m <sup>3</sup> ]
1.75	4.80	0.85	8	6.48

Tabella 6.1 Dimensioni del Masso 3

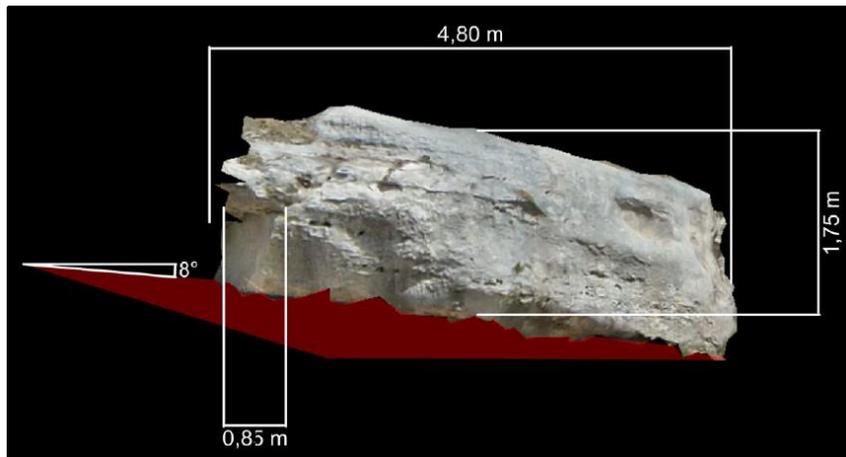


Figura 6.2 Dimensioni del Masso 3 da modello 3D (vista frontale)

Dall'analisi cinematica, è emerso, per il masso in esame, un potenziale “cinematismo di ribaltamento”.

Per lo studio della stabilità del blocco è stato utilizzato il “Metodo dell'equilibrio limite”, tale metodo fornisce un *Fattore di sicurezza (FS)*, dato dal rapporto tra le forze stabilizzanti e le forze instabilizzanti, che permette di comprendere se effettivamente il potenziale cinematismo possa trasformarsi in un collasso vero e proprio. Nel caso in esame, avendo un potenziale cinematismo di ribaltamento, il fattore di sicurezza è dato dalla seguente espressione:

$$FS = \frac{\sum M_{stab.}}{\sum M_{instab.}}$$

dove,

- $M_{stab.}$  : momento stabilizzante;
- $M_{instab.}$ : momento instabilizzante.

Se

- $FS > 1$     Blocco stabile
- $FS = 1$     Blocco in equilibrio limite

Il blocco in questione, con le rispettive azioni sollecitanti, è stato schematizzato come mostrato in Fig. 6.3. E' stato considerato solo il potenziale cinematismo di

ribaltamento, in quanto, attraverso il rilievo geostrutturale, è stato possibile escludere un ribaltamento per erosione del colletto di base.

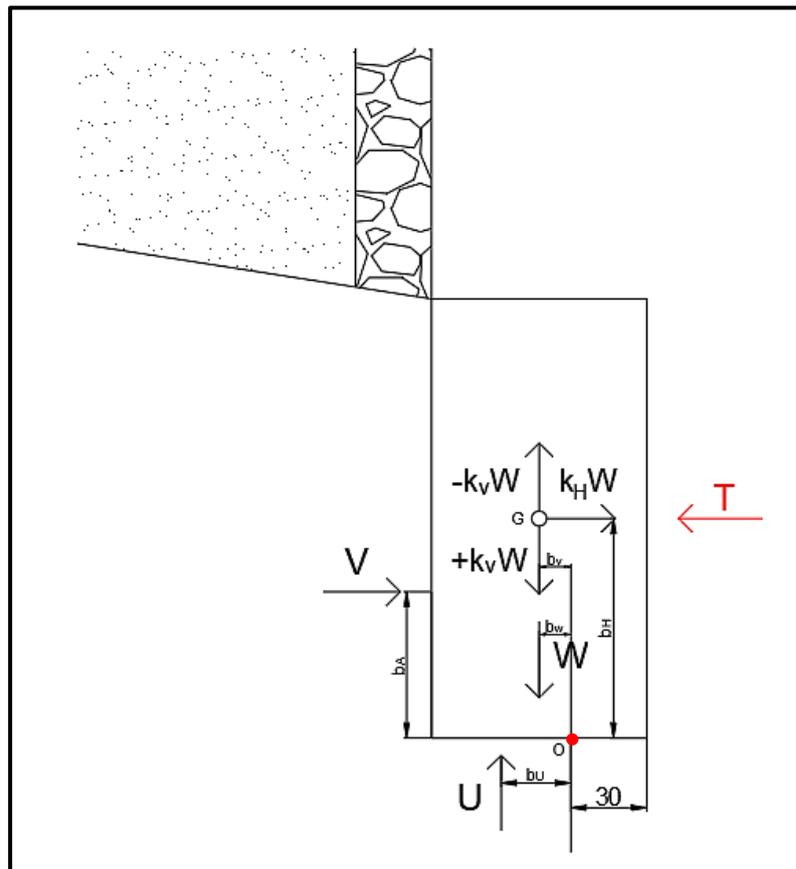


Figura 6.3 Schema delle forze agenti sul blocco

dove,

- $W$ : forza peso del blocco, calcolata assumendo  $\gamma = 18.8 \text{ [kN/m}^3\text{]}$ ;
- $V$ : risultante pressione idraulica nel giunto di trazione, considerato completamente saturo (distribuzione triangolare);
- $U$ : risultante pressione idraulica sul piano d'appoggio orizzontale, calcolata considerando uno scenario di "piogge anche non intense ma prolungate" con la distribuzione mostrata in Fig. 6.4;

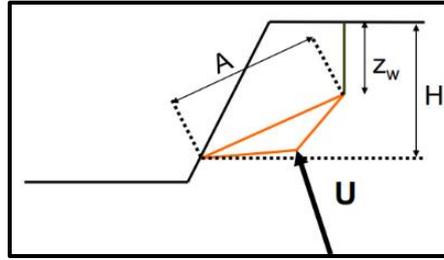


Figura 6.4 Distribuzione pressione idraulica sul piano d'appoggio

Per tenere conto degli effetti di un eventuale sisma, è stato utilizzato il “Metodo pseudo-statico”. Secondo la *NTC 2018*, per tenere conto degli effetti dell’accelerazione si inseriscono due forze di inerzia, una orizzontale  $F_H$  ed una verticale  $F_V$ .

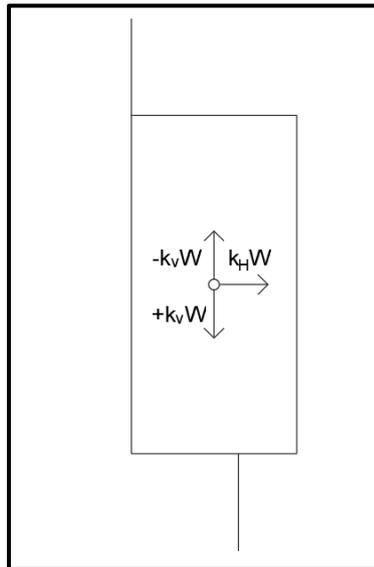


Figura 6.5 Schema delle forze nel Metodo pseudo-statico

In particolare,

$$F_H = K_H \cdot W; \quad F_V = \pm K_V \cdot W$$

con,

$$K_H = \beta_m \frac{a_{max}}{g}; \quad K_V = \pm 0.5 K_H$$

dove,

–  $\beta_m$ : coefficiente riduttivo che tiene conto della duttilità del sistema;

- $a_{max}$ : massima accelerazione attesa al suolo, calcolata tenendo in considerazione le caratteristiche del sito. Infatti, per ricavare tale valore, la *NTC 2018*, propone la seguente relazione

$$a_{max} = a_g \cdot s_t \cdot s_s$$

- $s_t$ : coefficiente topografico, tiene conto dell'inclinazione del pendio, tende ad amplificare l'effetto del sisma;
- $s_s$ : coefficiente stratigrafico, tiene conto del terreno su cui poggia il pendio;
- $a_g$ : accelerazione misurata in piano e su di un substrato rigido.

Nel caso in esame, da precedenti studi effettuati sul sito di riferimento, si è pervenuti ad un valore di  $\beta_m \cdot a_{max} = 0.213g$ , sulla base di tale valore sono stati ottenuti i coefficienti pseudo-statici

$$K_H = 0.213; \quad K_V = 0.107$$

Inoltre, la forza verticale  $F_V$ , potrebbe esplicarsi verso l'alto o verso il basso, teoricamente si dovrebbero effettuare due verifiche e considerare la condizione più sfavorevole.

Per il calcolo del fattore di sicurezza si sono introdotte le seguenti ipotesi: data l'inclinazione irrisoria di  $8^\circ$  del piano di appoggio, quest'ultimo è stato assunto orizzontale; la pressione idraulica sul giunto di verticale è stata calcolata nell'ipotesi cautelativa di giunto saturo; la forza pseudo-statica  $F_V$  agente verso il basso, non è stata considerata in quanto stabilizzante, ponendoci in tal modo a vantaggio di sicurezza.

Analizzato il sistema di forze in gioco è stato calcolato il fattore di sicurezza con la seguente relazione

$$FS = \frac{\sum M_{stab.}}{\sum M_{instab.}} = \frac{W \cdot b_w}{F_H \cdot b_H + F_V \cdot b_V + V \cdot b_A + U \cdot b_U}$$

dove i termini indicati con la lettera  $b$  rappresentano i bracci delle corrispondenti forze agenti. I vari momenti sono stati calcolati rispetto al punto O mostrato in Fig. 6.3, ottenuto considerando uno sbalzo del blocco dall'ammasso roccioso di 30 cm. I termini all'interno del fattore di sicurezza hanno assunto i seguenti valori indicati in Tab. 6.2.

W [kN]	$b_w$ [m]	$F_H$ [kN]	$b_H$ [m]	$F_V$ [kN]	$b_V$ [m]	V [kN]	$b_A$ [m]	U [kN]	$b_U$ [m]
121.82	0.13	25.95	0.88	12.97	0.13	15.31	0.58	4.81	0.28

Tabella 6.2 Valori numerici termini FS

Sostituendo tali valori all'interno della relazione, è stato ottenuto

$$FS = 0.44$$

Essendo il fattore di sicurezza inferiore ad 1, il blocco è risultato essere, per lo scenario ipotizzato, in una condizione di instabilità.

Per tale motivo è risultata necessaria la progettazione di un intervento di stabilizzazione.

Si è scelto un intervento di tipo passivo costituito da un sistema di chiodatura, in modo da "ancorare" il blocco alla parte stabile dell'ammasso roccioso.

Per il calcolo della forza stabilizzante si è fatto riferimento allo schema di [Fig. 6.3], aggiungendo ai momenti stabilizzanti il contributo di una forza  $T$  incognita moltiplicata per il rispettivo braccio. Si è scelto di garantire al versante in analisi un fattore di sicurezza  $FS = 1.3$ , ottenendo la seguente relazione

$$FS = \frac{W \cdot b_w + T \cdot b_T}{F_H \cdot b_H + F_V \cdot b_V + V \cdot b_A + U \cdot b_U} = 1.3$$

dove il braccio  $b_T$ , assumendo la forza incognita applicata a livello del baricentro del blocco, è risultato essere pari a 88 cm.

Essendo quindi  $T$  l'unica incognita, attraverso una formulazione inversa ne è stato ricavato il valore numerico, ottenendo

$$T = 34 \text{ [kN]}$$

Una volta ricavato il valore della forza necessaria a stabilizzare il blocco, sulla base della geometria di quest'ultimo, si è deciso di ripartire l'aliquota stabilizzante su un numero di 2 *chiodi*, aventi un interasse pari a 1.6 m.

Così facendo, ciascun chiodo è soggetto ad una forza pari a

$$T_L = 17 [kN]$$

Per il sistema stabilizzante, sono state scelte barre in acciaio filettate con diametro nominale pari a 28 mm, aventi le caratteristiche mostrate in Fig. 6.6.

Diametro nominale $\emptyset$	Tensione snerv. / rottura $f_{0,2k}/f_{tk}$	Sezione trasversale A	Carico snervamento $F_{yk}$	Carico ultimo $F_{tk}$	Peso	Peso DCP
[mm]	[N/mm <sup>2</sup> ]	[mm <sup>2</sup> ]	[kN]	[kN]	[kg/m]	[kg/m]
18	670/800	254	170	204	2.00	5.4
22	670/800	380	255	304	2.98	6.5
25	670/800	491	329	393	3.85	7.0
28	670/800	616	413	493	4.83	8.6
30	670/800	707	474	565	5.55	9.0
35	670/800	962	645	770	7.55	11.3
43	670/800	1,452	973	1,162	11.40	15.8
57.5	670/800	2,597	1,740	2,077	20.38	30.0
63.5	670/800	3,167	2,122	2,534	24.86	32.4
75	670/800	4,418	2,960	3,534	34.68	43.5

Figura 6.6 Caratteristiche meccaniche e geometriche dei chiodi

Nella fase di inserimento all'interno dell'ammasso roccioso, i chiodi sono centrati nei fori mediante distanziatori, durante la perforazione è iniettata boiaccia di cemento partendo dal fondo a risalire per l'intera lunghezza. La boiaccia crea un ancoraggio per aderenza colla - barra a filettatura continua e colla - pareti del foro. In Fig. 6.7 è riportato, a titolo di esempio, un chiodo con tutte le sue componenti.

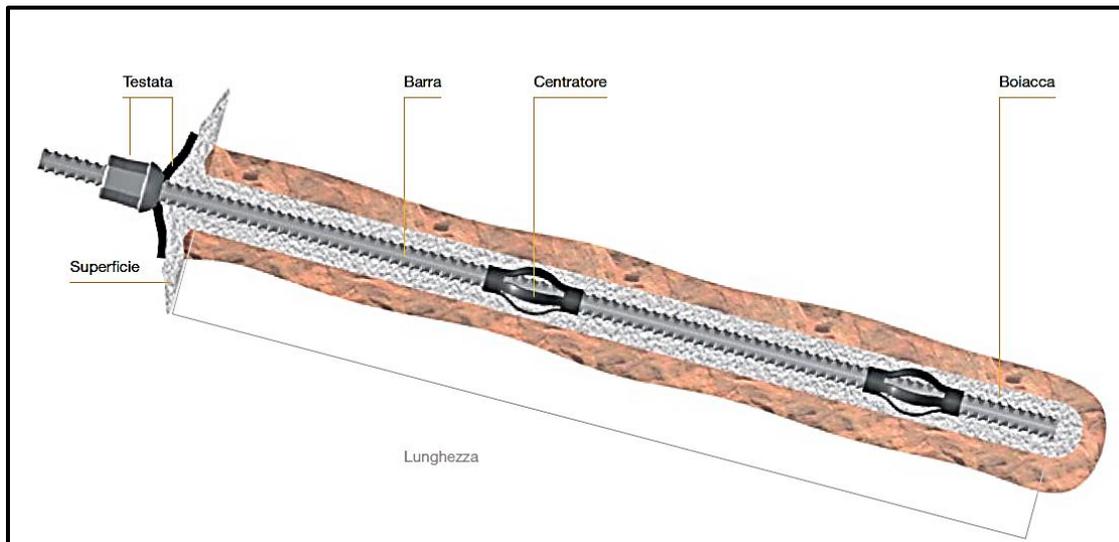


Figura 6.7 Esempio di chiodo estrapolato da catalogo DYWIDAG

Una volta scelta la tipologia di chiodo da utilizzare per il sistema stabilizzante e in considerazione del tipo di cinematismo atteso, come indicato dalla *NTC 2018 – Capitolo 6: “Progettazione geotecnica”* (Sottocapitolo 6.6: “Tiranti di ancoraggio”), è stato necessario effettuare le seguenti verifiche:

- *Verifica a sfilamento;*
- *Verifica a rottura per trazione dell’acciaio.*

### *Verifica a sfilamento*

Tale verifica viene effettuata secondo quanto proposto da *Bustamante e Doix (1985)*. Il bulbo di ancoraggio deve garantire che non si verifichino due tipi di rottura: lo sfilamento dell’armatura dalla malta cementizia e lo sfilamento della fondazione dal terreno.

Nel caso della verifica a sfilamento dell’armatura dal bulbo di ancoraggio, usualmente non si procede a verifica, in quanto le miscele cementizie usualmente adottate per l’esecuzione del bulbo offrono una resistenza al contatto con l’acciaio intorno ai 2 MPa, incrementata dalla scabrezza dei fili e delle eventuali barre ad aderenza migliorata.

Nel caso di verifica a sfilamento della fondazione dal terreno, si ricorre alla formula di *Bustamante e Doix*.

$$T_L = \pi \cdot D_S \cdot L_S \cdot q_S$$

Secondo la *NTC 2018* deve essere verificato che l'azione di progetto sia minore della resistenza di progetto. La verifica allo SLU deve essere condotta secondo l'approccio *A1+M1+R3*.

Quindi la relazione diventa:

$$T_L \cdot \gamma_{G1} = \frac{\pi \cdot D_S \cdot L_S \cdot q_S}{\gamma_R \cdot \xi}$$

dove,

- $T_L$ : massima azione di progetto agente sul chiodo;
- $D_S$ : diametro bulbo di ancoraggio;
- $L_S$ : lunghezza bulbo di ancoraggio;
- $q_S$ : resistenza attritiva lungo la superficie laterale del bulbo;
- $\gamma_{G1} = 1.3$ , carico permanente sfavorevole;
- $\gamma_R = 1.2$ , considerando gli ancoraggi permanenti;
- $\xi = 1.8$ , considerando un profilo di indagine.

Il termine  $D_S$  viene calcolato a partire dal diametro del foro con la seguente relazione

$$D_S = D_d \cdot \alpha$$

dove  $D_d$  rappresenta il diametro del foro, calcolato sommando al diametro della barra, da entrambi i lati, una quantità assunta pari a  $1.5 \text{ cm}$  in modo tale da considerare lo spazio necessario per l'iniezione della boiaccia.

$$D_d = 15 + 28 + 15 = 58 \text{ [mm]}$$

Il valore di  $\alpha$  è tabellato in funzione delle caratteristiche del terreno e delle modalità di iniezione della malta (vedi Tab. 6.3). Nel caso in esame, il materiale è

costituito da roccia e il tipo di iniezione è stato considerato globale con pressione uniforme (IGU), è stato assunto quindi un valore di  $\alpha = 1.1$ .

SOLS	Coefficient $\alpha_s$		Quantité minimale de coulis conseillée $V_i$
	IRS*	IGU**	
Grave	1,8	1,3 à 1,4	1,5 $V_s$
Grave sableuse	1,6 à 1,8	1,2 à 1,4	1,5 $V_s$
Sable graveleux	1,5 à 1,6	1,2 à 1,3	1,5 $V_s$
Sable grossier	1,4 à 1,5	1,1 à 1,2	1,5 $V_s$
Sable moyen	1,4 à 1,5	1,1 à 1,2	1,5 $V_s$
Sable fin	1,4 à 1,5	1,1 à 1,2	1,5 $V_s$
Sable limoneux	1,4 à 1,5	1,1 à 1,2	{ 1,5 à 2 $V_s$ pour IRS 1,5 $V_s$ pour IGU
Limon	1,4 à 1,6	1,1 à 1,2	{ 2 $V_s$ pour IRS 1,5 $V_s$ pour IGU
Argile	1,8 à 2	1,2	{ 2,5 à 3 $V_s$ pour IRS 1,5 à 2 $V_s$ pour IGU
Marne	1,8	1,1 à 1,2	1,5 à 2 $V_s$ pour couche compacte
Marno-calcaire	1,8	1,1 à 1,2	
Craie altérée ou fragmentée	1,8	1,1 à 1,2	2 à 6 $V_s$ ou plus, si couche fracturée
Rocher altéré ou fragmenté	1,2	1,1	1,1 à 1,5 $V_s$ si couche finement fissurée 2 ou plus si couche fracturée

$V_s$  : volume du bulbe de scellement.  
IRS : injection répétitive et sélective.  
IGU : injection globale en presse unifiée.

\* : avec  $p_i \geq p_j$   
\*\* : avec  $0,5 p_i < p_j < p_i$

Tabella 6.3 Definizione del coefficiente  $\alpha$  (Barbero 2020)

Il valore di  $q_s$  è valutato anch'esso sulla base del tipo di suolo e della tipologia di iniezione, mediante abachi e tabelle. Nel caso in esame l'abaco utilizzato è quello mostrato in Fig. 6.8, relativo alle rocce.

Si è assunto quindi un valore medio  $p_i = 3 [MPa]$ , entrando nelle ascisse con quest'ultimo ed intercettando la retta  $R2$  (IGU), si è stato ottenuto

$$q_s = 3.6 [MPa]$$

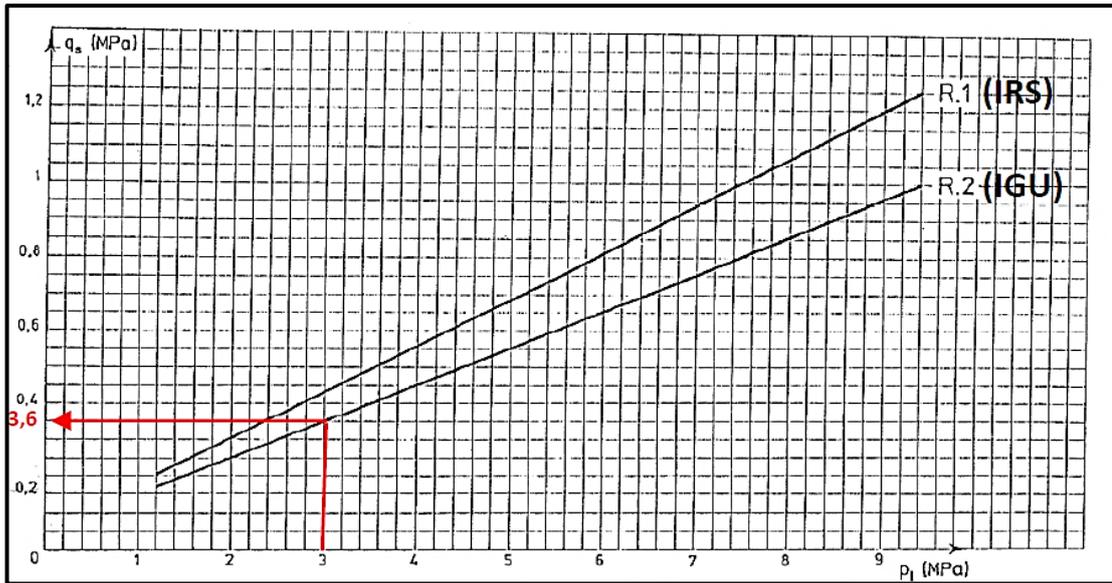


Figura 6.8 Definizione del coefficiente  $q_s$  (Barbero, 2020)

Dopo aver fatto le precedenti assunzioni, svolgendo i calcoli, sono stati ottenuti i seguenti valori numerici

$\phi$ [mm]	$D_d$ [mm]	$\alpha$	$D_s$ [mm]	$q_s$ [MPa]	$T_L$ [kN]	$\gamma_F$	$\gamma_R$	$\xi$
28	58	1.1	63.8	3.6	17	1.3	1.2	1.8

Tabella 6.4 Valori numerici formula Bustamante-Doix

Essendo quindi  $L_S$  l'unica incognita, attraverso una formulazione inversa ne è stato ricavato il valore numerico, ottenendo

$$L_S = 0.66 [m]$$

Dovendo il chiodo attraversare l'intero blocco, spesso 0.85 [m] ed ancorarsi alla porzione stabile dell'ammasso roccioso con un bulbo di almeno 0.65 [m], per ragioni tecniche e pratiche si è deciso di utilizzare chiodi lunghi 2.00 [m].

$$L_{chiodo} = 2.00 [m]$$

### Verifica rottura a trazione dell'elemento in acciaio

Secondo la *NTC 2018* è necessario verificare l'elemento in acciaio in termini di resistenza a trazione. In particolare, la forza  $T_L$  deve essere inferiore della resistenza a trazione dell'elemento

$$T_L \cdot \gamma_{G1} < \frac{F_{yk}}{\gamma_S}$$

dove  $F_{yk}$  è il carico a snervamento del chiodo (vedi Fig. 6.6) e  $\gamma_S$  è il coefficiente parziale di sicurezza relativo all'acciaio.

La verifica è stata effettuata assumendo i valori indicati in Tab. 6.5.

$T_L$ [kN]	$\gamma_{G1}$	$F_{yk}$ [kN]	$\gamma_S$
17	1.3	413	1.15

Tabella 6.5 Valori numerici resistenza a trazione acciaio

Ottenendo così,

$$22.1 \text{ [kN]} < 359 \text{ [kN]} \quad \checkmark$$

La verifica è risultata soddisfatta. I chiodi scelti, con diametro nominale di 28 [mm], sono risultati idonei a sopportare le varie azioni sollecitanti.

Per tener conto del degrado delle armature nel corso della loro vita utile, in considerazione dell'ambiente aggressivo in cui sono installate, le due verifiche sopra riportate sono state ripetute considerando un chiodo con diametro iniziale pari a 28 [mm], sottoposto ad una corrosione di 0.8 decimi di millimetro ogni anno.

Considerando una vita utile di 50 anni, il carico a snervamento  $F_{yk}$  del chiodo corrosivo fino ad un diametro pari a 24 [mm], è stato ricavato mediante la seguente espressione

$$F_{yk} = (A_{\phi_{28}} - \Delta A_{corros.}) f_{0,2k} \cdot 0.9$$

dove,

- $\Delta A_{corros.} = A_{\phi_{28}} - A_{\phi_{24}}$ ;
- $f_{0,2k}$ : tensione a snervamento chiodo;
- 0.9: coefficiente che tiene conto dell'infragilimento dell'acciaio corros.

$A_{\phi_{28}}$ [mm <sup>2</sup> ]	$A_{\phi_{24}}$ [mm <sup>2</sup> ]	$\Delta A_{corros.}$ [mm <sup>2</sup> ]	$f_{0,2k}$ [N/mm <sup>2</sup> ]	infragilimento
616	452	163	670	0.9

Tabella 6.6 Valori numerici relazione per  $F_{yk}$

Ottenendo così,

$$F_{yk} = 273 [kN]$$

Assumendo un diametro di 24 [mm], sono stati ripetuti quindi i calcoli per la verifica a sfilamento, ottenendo il seguente risultato

$$L_S = 0.71 [m]$$

Per le stesse considerazioni fatte in precedenza, anche nel caso di una riduzione del diametro del chiodo, è stato comunque possibile assumere la lunghezza di quest'ultimo pari a 2.00 [m].

Per la verifica di resistenza a trazione dell'elemento in acciaio valgono le stesse considerazioni fatte in precedenza, inserendo nella disuguaglianza il nuovo valore di  $F_{yk}$  si è ottenuto,

$$22.1 [kN] < 237 [kN] \quad \checkmark$$

Anche quest'ultima verifica è risultata soddisfatta, quindi, anche in caso di riduzione del diametro, la chiodatura progettata risulta idonea a sopportare le azioni sollecitanti.

Si sottolinea che comunque l'armatura è protetta contro la corrosione dalla stessa malta iniettata lungo l'intera lunghezza del chiodo.

Il chiodo è stato inserito nell'ammasso roccioso in posizione orizzontale, in Fig. 6.9 è mostrata una sezione trasversale dell'intervento di stabilizzazione, in Fig. 6.10 invece è mostrata una vista frontale dello stesso.

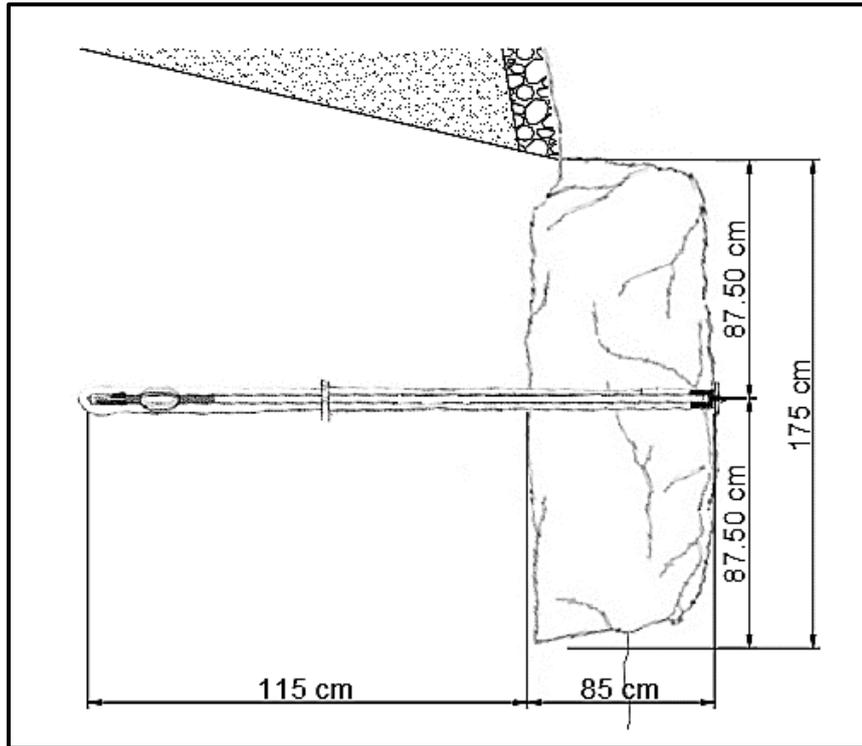


Figura 6.9 Sezione longitudinale dell'intervento di chiodatura

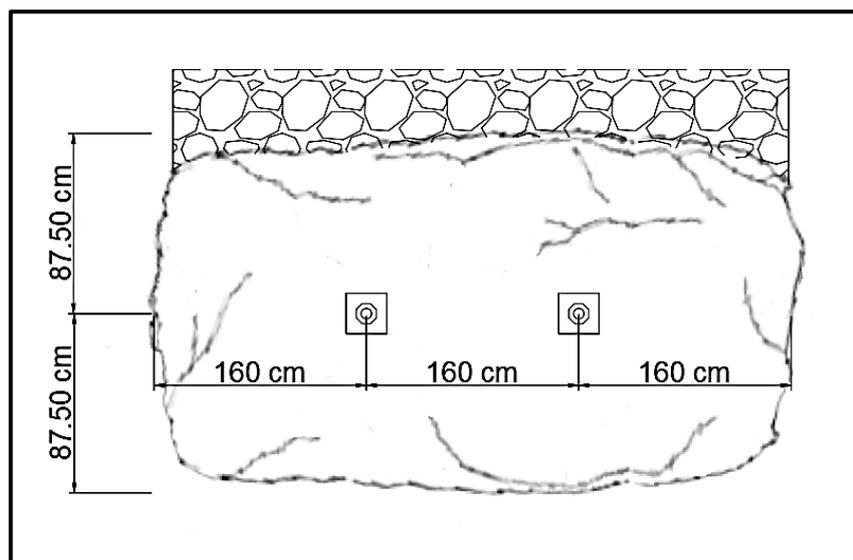


Figura 6.10 Vista frontale dell'intervento di chiodatura

## 7 STABILIZZAZIONE MURETTI A SECCO

---

Come riportato nel *Capitolo 2*, le criticità presenti nel sito in esame, oltre all'elevato stato di fratturazione dell'ammasso roccioso, sono rappresentate dalla presenza di molteplici terrazzamenti, sostenuti da “*muretti a secco*”, che insistono sui diversi fronti dell'ammasso (vedi Fig. 7.1).



*Figura 7.1 Terrazzamenti presenti sui fronti dell'ammasso roccioso*

Le suddette strutture antropiche, a seguito di un sopralluogo visivo, sono state ritenute potenzialmente instabili in quanto, in condizioni dinamiche, una eventuale disgregazione dei muretti a secco potrebbe indurre il collasso del terreno a tergo, mettendo a rischio le aeree sottostanti, soggette a passaggio pedonale.

Nella presente trattazione è stata analizzata la stabilità del sistema di terrazzamenti collocato nella parte sommitale del fronte Nord – Est, al di sopra del “Parcheggio San Paolo” (vedi Fig. 7.2).

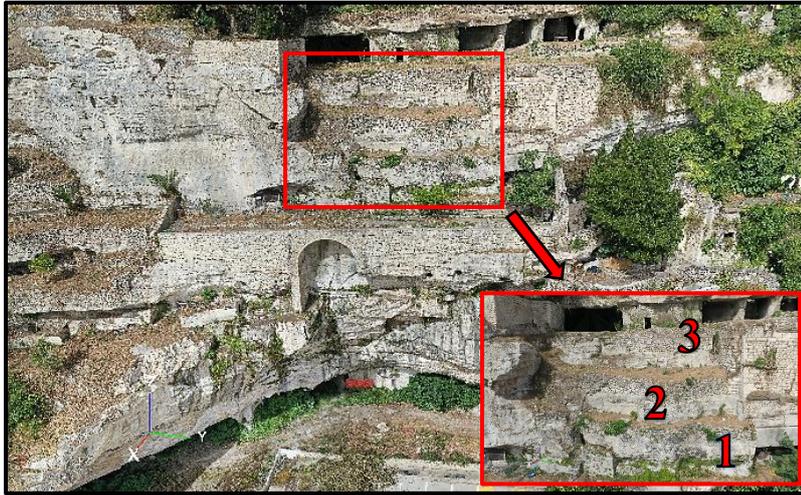


Figura 7.2 Sistema di terrazzamenti fronte Nord-Est (Parcheggio San Paolo)

In particolare, per la progettazione dell'intervento di consolidamento, il sistema di terrazzamenti è stato suddiviso in tre zone:

- *Terrazzamento 1 (in basso);*
- *Terrazzamento 2 (centrale);*
- *Terrazzamento 3 (in alto).*

Per ciascun terrazzamento è stata valutata la spinta del terreno a tergo del muretto, considerando quest'ultimo privo di coesione.

In sede progettuale si è deciso di considerare, per il calcolo della spinta, la presenza di azione sismica e la completa saturazione del terreno, in modo tale da simulare le condizioni più sfavorevoli per il sito in esame.

Come illustrato nel *Capitolo 6*, anche in questo caso, per tenere conto dell'azione sismica, è stato utilizzato un approccio pseudostatico, in particolare la spinta del terreno è stata valutata con il Metodo di Mononobe – Okabe.

Tale metodo, che risulta essere un'estensione del Metodo di Coulomb, si avvale delle seguenti ipotesi di base:

- Spostamenti sufficienti a garantire il raggiungimento delle condizioni limite (attive o passive);
- Terreno granulare con criterio di rottura alla Mohr – Coulomb;
- Comportamento di corpo rigido del cuneo di spinta;

- Superficie di rottura del terreno piana;
- Assenza di falda;
- Piano campagna regolare (orizzontale o inclinato);
- Assenza di fenomeni di liquefazione.

In Fig. 7.3 è mostrato lo schema di calcolo relativo al metodo di Mononobe – Okabe.

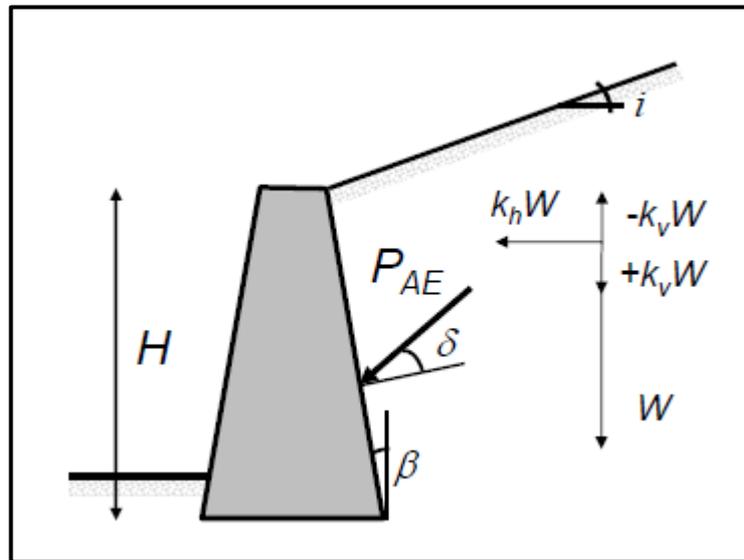


Figura 7.3 Schema di calcolo del metodo di Mononobe-Okabe

dove,

- $W$ : forza peso del terreno, calcolata assumendo  $\gamma = 15 \text{ [kN/m}^3\text{]}$ ;
- $F_H = K_H \cdot W$ , forza pseudostatica orizzontale (vedi *Capitolo 6*);
- $F_V = \pm K_V \cdot W$ , forza pseudostatica verticale (vedi *Capitolo 6*);
- $i$ : inclinazione piano campagna;
- $\beta$ : inclinazione paramento interno rispetto alla verticale;
- $\delta$ : angolo di attrito muro – terreno lungo il paramento, valutato come  $\frac{2}{3} \varphi$ ;
- $P_{AE}$ : spinta pseudostatica del terreno.

In particolare, la spinta pseudostatica del terreno, secondo il metodo di Mononobe – Okabe, è valutata con la seguente relazione:

$$P_{AE} = \frac{1}{2} \gamma \cdot H^2 \cdot K_{AE} \cdot L \cdot (1 \pm k_v)$$

dove,

- $\gamma$ : peso specifico terreno;
- $H$ : altezza muro;
- $L$ : sviluppo longitudinale muretto;
- $K_{AE}$ : coefficiente di spinta attiva nel caso pseudostatico

$$K_{AE} = \frac{\cos^2(\varphi' - \beta - \psi)}{\cos\psi \cdot \cos^2\beta \cdot \cos(\beta + \delta + \psi) \left[ 1 + \sqrt{\frac{\sin(\delta + \varphi') \sin(\varphi' - i - \psi)}{\cos((\beta + \delta + \psi) \cos(\beta - i))}} \right]^2}$$

dove,

- $\psi = \tan^{-1} \left( \frac{k_h}{1 \pm k_v} \right)$ , inclinazione della forza di volume, tiene conto dell'effetto della forza pseudostatica.

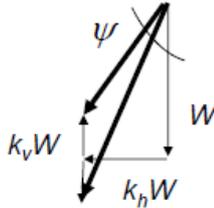


Figura 7.4 Inclinazione forza di volume

In presenza di sisma, per considerare la spinta dell'acqua, è possibile aggiungere un'aliquota all'espressione della spinta valutata con il metodo di Mononobe - Okabe. In particolare, nel caso di fluido interstiziale, in un terreno non coesivo (con permeabilità assumibile superiore a  $5 \cdot 10^{-4} \frac{m}{s}$ ) tale aliquota è data dalla seguente espressione

$$E_{wd} = \frac{7}{12} k_h \cdot \gamma_w \cdot H^2$$

Di conseguenza l'espressione di  $P_{AE}$  risulta essere

$$P_{AE} = \frac{1}{2} \gamma' \cdot H^2 \cdot K_{AE} \cdot L \cdot (1 \pm k_V) + E_{ws} + E_{wd}$$

dove,

- $E_{ws}$ : aliquota che tiene conto della spinta idrostatica;
- $E_{wd}$ : aliquota che tiene conto della spinta idrodinamica.

Una volta definite le forze agenti sui muretti, si è proceduto alla progettazione del sistema di consolidazione, in particolare dimensionando un sistema di reti in acciaio e chiodi volto a trattenere i muretti ancorandoli alla parte stabile del terreno.

Lo schema dell'intervento è mostrato in Fig. 7.5., il numero e le dimensioni dei moduli sono state adattate in base alla geometria del terrazzamento analizzato.

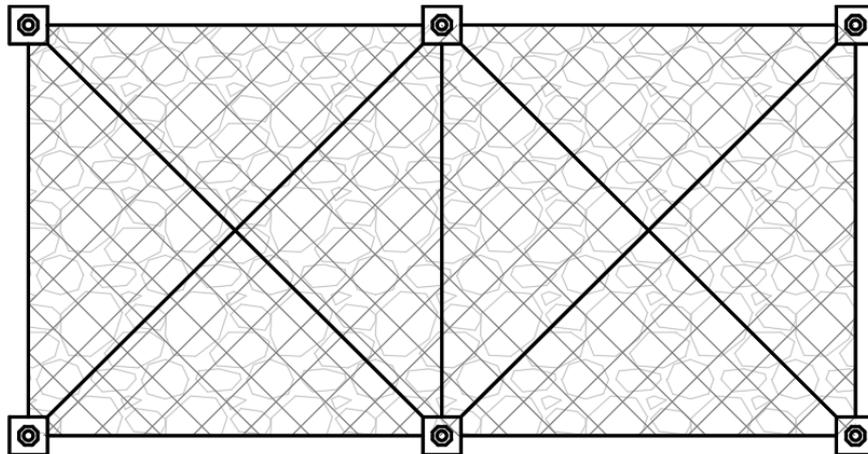


Figura 7.5 Vista frontale dello schema di intervento di consolidamento

### *Terrazzamento 1*

Come accennato in precedenza, il terrazzamento in questione è collocato nella parte bassa del sistema di terrazzamenti.

In Fig. 7.6 e Fig. 7.7 sono mostrate, rispettivamente, una vista frontale e una vista dall'alto del *terrazzamento 1*, avente uno sviluppo longitudinale di 13.20 m.

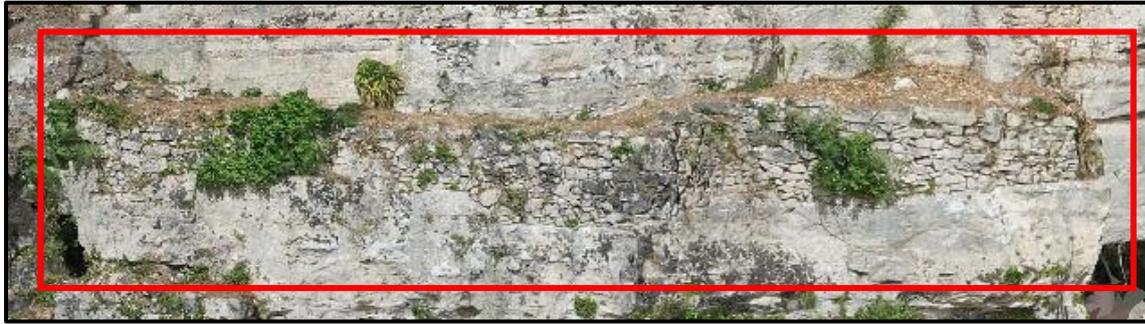


Figura 7.6 Ricostruzione 3D Terrazzamento 1 (vista frontale)



Figura 7.7 Ricostruzione 3D Terrazzamento 1 (vista dall'alto)

Come è stato possibile osservare, il terrazzamento in questione presenta delle altezze e delle profondità variabili lungo il suo sviluppo, per tale motivo, per il calcolo della spinta e la successiva progettazione dell'intervento di consolidamento, sono stati assunti i valori di altezza e profondità massimi. In particolare, un'altezza  $H = 1.20\text{ m}$  ed una profondità pari a  $1.80\text{ m}$ .

In Fig. 7.8 è mostrata la geometria del sistema terreno – muretto.

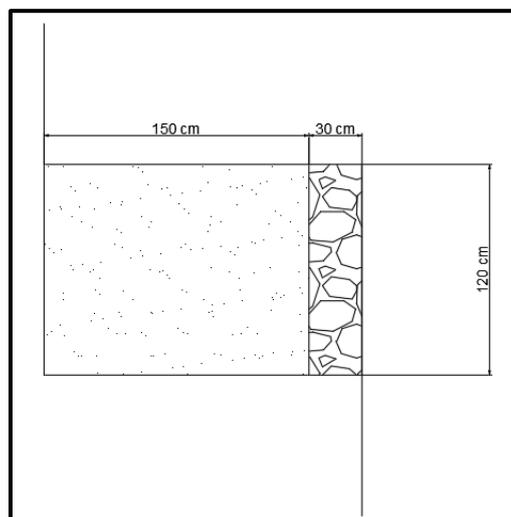


Figura 7.8 Geometria del sistema terreno-muretto

Prima di effettuare il calcolo per ottenere la spinta del terreno, è stato necessario individuare la geometria del cuneo di spinta attiva del terreno a tergo del muretto. Come è ben noto dalla teoria, in condizioni dinamiche, il cuneo di spinta risulta essere di dimensioni maggiori rispetto al cuneo in condizioni statiche, per tale ragione la sua inclinazione  $\alpha$  rispetto all'orizzontale è stata valutata con la seguente espressione

$$\alpha_{AE} = \varphi - \psi + \tan^{-1} \left[ \frac{-\tan(\varphi - \psi - i) + C_{1E}}{C_{2E}} \right]$$

dove,

$$C_{1E} = \sqrt{\tan(\varphi - \psi - i)[\tan(\varphi - \psi - i) + \cot(\varphi - \psi - \beta)][1 + \tan(\delta + \psi + \beta) \cot(\varphi - \psi - \beta)]};$$

$$C_{2E} = 1 + \{\tan(\delta + \psi + \beta) [\tan(\varphi - \psi - i) + \cot(\varphi - \psi - \beta)]\}.$$

Come è possibile osservare, le espressioni risultano essere funzione di  $\psi$ , quest'ultimo valore varia in base alla forza pseudostatica verticale considerata, verso l'alto  $\psi^-$  o verso il basso  $\psi^+$ ; per tale motivo sono stati calcolati, rispettivamente, due valori di  $\alpha_{AE}$ .

$\varphi$ [°]	$i$ [°]	$\beta$ [°]	$\delta$ [°]	$\psi^+$ [°]	$C_{1E}$ [-]	$C_{2E}$ [-]	$\alpha_{AE^+}$ [°]	$W_{\text{cuneo}}$ [kN]
35	0	0	23.3	10.9	1.74	2.83	48.7	125.34

Tabella 7.1 Valori numerici utilizzati per il calcolo di  $\alpha_{AE^+}$

$\varphi$ [°]	$i$ [°]	$\beta$ [°]	$\delta$ [°]	$\psi^-$ [°]	$C_{1E}$ [-]	$C_{2E}$ [-]	$\alpha_{AE^-}$ [°]	$W_{\text{cuneo}}$ [kN]
35	0	0	23.3	13.4	2.62	3.18	56.6	94.12

Tabella 7.2 Valori numerici utilizzati per il calcolo di  $\alpha_{AE^-}$

Dai valori ottenuti è risultato evidente che il cuneo maggiore sia quello generato dalla presenza della forza pseudostatica rivolta verso il basso  $+k_v W$ .

Dal valore di  $\alpha_{AE}$  ottenuto, come mostrato in Fig. 7.9, è stato possibile ricostruire la geometria del cuneo di spinta attiva e rappresentare le forze in gioco.

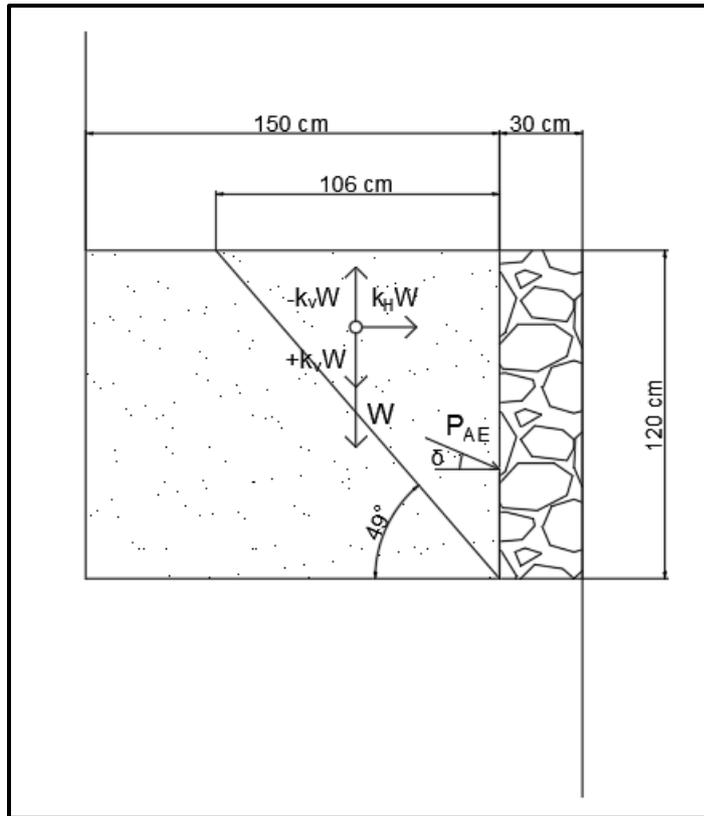


Figura 7.9 Geometria cuneo di spinta attiva e forze agenti

Dopo aver ottenuto la geometria del cuneo di spinta attiva, si è proceduto al calcolo della spinta pseudostatica del terreno, mediante l'espressione di Mononobe – Okabe.

$$P_{AE} = \frac{1}{2} \gamma' \cdot H^2 \cdot K_{AE} \cdot L \cdot (1 \pm k_v) + E_{ws} + E_{wd}$$

Per quanto detto in precedenza, la spinta è stata calcolata considerando entrambe le forze pseudostatiche verticali e scegliendo la maggiore tra le due.

I valori numerici inseriti nell'espressione, inerenti a  $+k_v W$ , sono mostrati in Tab. 7.3.

Lunghezza [m]	H <sub>muretto</sub> [m]	$\gamma$ [kN/m <sup>3</sup> ]	$k_v^+$ [-]	$K_{AE}^+$ [-]	$E_{ws}$ [kN/m]	$E_{wd}$ [kN/m]
13.20	1.20	15	0.11	0.38	7.20	1.79

Tabella 7.3 Valori numerici per la relazione di Mononobe-Okabe con  $+k_v W$

Il valore di spinta ottenuto è il seguente

$$P_{AE}^+ = 138.5 [kN]$$

I valori numerici inseriti nell'espressione, inerenti a  $-k_v W$ , sono mostrati in Tab. 7.4.

Lunghezza [m]	H <sub>muretto</sub> [m]	$\gamma$ [kN/m <sup>3</sup> ]	$k_v$ [-]	$K_{AE}$ [-]	$E_{ws}$ [kN/m]	$E_{wd}$ [kN/m]
13.20	1.20	15	-0.11	0.42	7.20	1.79

Tabella 7.4 Valori numerici per la relazione di Mononobe-Okabe con  $-k_v W$

Il valore di spinta ottenuto è il seguente

$$P_{AE}^- = 136.5 [kN]$$

Per la progettazione dell'intervento di consolidamento è stato quindi assunto il valore di spinta maggiore, ovvero 138.5 [kN].

In sede progettuale si è deciso di inserire, su tutta la lunghezza del muretto, un numero di pannelli pari a 10, ciascun dei quali costituito da 2 funi portanti in acciaio disposte lungo le diagonali, a loro volta ancorate alla porzione stabile di terreno mediante 4 chiodi inseriti in corrispondenza dei quattro vertici.

In Fig 7.10 è mostra la configurazione del singolo pannello.

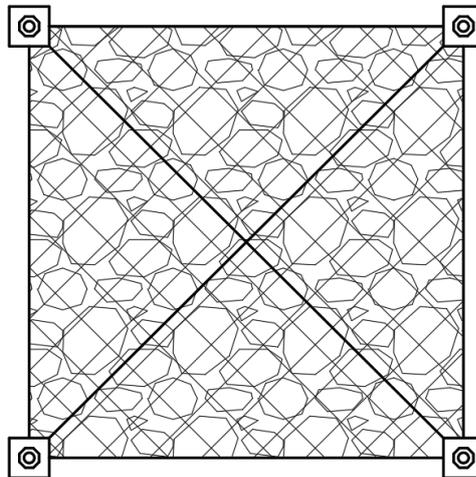


Figura 7.10 Configurazione singolo pannello terrazzamento 1

## Progetto e verifica funi

Per la progettazione delle due funi, si è fatto riferimento alle formule relative alla “Teoria delle funi sottili (con rigidezza flessionale e a taglio nulla)”.

Dalla suddetta teoria è noto che la forza massima agente nella fune è funzione della freccia massima a metà campata.

$$F_{med} = \frac{q \cdot L}{4} \sqrt{1 + \frac{L^2}{4 \cdot f^2}}$$

dove,

- $L$ : lunghezza della campata di fune, tra due ancoraggi successivi;
- $f$ : freccia massima a metà campata;
- $q$ : carico lineare agente sulla fune.

La deformazione media elastica  $\varepsilon_{el}$  dovuta alla forza  $F_{med}$  agente nella fune è data dalla seguente espressione:

$$\varepsilon_{el} = \frac{F_{med} / A_{fune}}{E_{acc}}$$

dove,

- $A_{fune}$ : area della sezione della fune;
- $E_{acc}$ : modulo elastico dell'acciaio.

D'altra parte, la deformata della fune (forma parabolica) implica un aumento della lunghezza della fune rispetto alla lunghezza originaria  $L$ .

La lunghezza  $L_{eff}$  risulta essere anch'essa funzione della freccia massima:

$$L_{eff} = b \cdot \left[ \ln \left( \frac{L/2 + \sqrt{L^2/4 + b^2}}{b} \right) + \frac{L/2 \cdot \sqrt{L^2/4 + b^2}}{b^2} \right]$$

dove,  $b = \frac{L^2}{8 \cdot f}$ .

Da considerazioni geometriche, per la congruenza delle deformazioni, la deformazione della fune vale quindi:

$$\varepsilon_{geom} = \frac{L_{eff} - L}{L}$$

Ponendo  $\varepsilon_{geom} = \varepsilon_{el}$  ed esplicitando l'espressione di  $F_{med}$ , attraverso formulazione inversa è stato possibile ricavare il valore della freccia massima a metà campata e quindi la forza massima agente nella fune

$$F_{max} = \frac{q \cdot L}{2} \sqrt{1 + \frac{L^2}{16 \cdot f^2}}$$

Nel caso in esame, il valore del carico lineare  $q$  agente sulla fune, è stato calcolato dividendo il valore della spinta pseudostatica per il numero di funi presenti sull'intera lunghezza del muretto e dividendo tale valore per la lunghezza di una diagonale.

$$q = \frac{P_{AE} / n_{funi}}{L_{diagonale}}$$

In particolare, avendo scelto di inserire 10 pannelli, il numero totale delle funi risulta essere pari a 20. I valori numerici assunti per il calcolo di  $q$  sono i seguenti:

$P_{AE}^+$ [kN/m]	L [m]	$n_{funi}$	q [kN/m]
138.52	1.78	20	3.88

Tabella 7.5 Valori numerici per il calcolo di  $q$

Calcolato il valore di  $q$ , per ottenere il valore della freccia massima a metà campata e quindi la forza massima agente su di essa, il calcolo è stato effettuato ipotizzando una fune con diametro pari ad 8 mm, avente le caratteristiche mostrate in Fig. 7.11.

Funi in Acciaio Inox AISI 316 - 19 fili		Stainless steel AISI 316 - 19 wires	
Ø diametro fune (mm) Ø steel thread (mm)	Ø diametro fili esterni (mm) Ø outer wires thread (mm)	peso per m (Kg) weight for m (Kg)	carico rottura min. (kN) Min. breaking force (kN)
1,0	0,20	0,005	0,826
1,5	0,30	0,012	1,859
2,0	0,40	0,020	3,306
2,5	0,50	0,031	5,165
3,0	0,60	0,045	7,438
4,0	0,80	0,079	13,220
5,0	1,00	0,124	20,660
6,0	1,20	0,178	29,750
7,0	1,40	0,243	40,493
8,0	1,60	0,322	52,889
10,0	2,00	0,502	82,639
12,0	2,40	0,717	119,000

1 (12+6+1)  
crociata dx  
Resistenza 1570 N/mm<sup>2</sup>

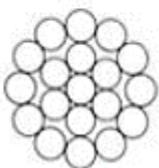


Figura 7.11 Caratteristiche funi in acciaio

Sostituendo i valori numerici ed effettuando il calcolo sono stati ottenuti i risultati mostrati in Tab. 7.6.

q [kN/m]	L [m]	L <sub>eff</sub> [m]	A <sub>fune</sub> [mm <sup>2</sup> ]	E <sub>acc</sub> [GPa]	f <sub>max</sub> [mm]	F <sub>max</sub> [kN]
3.88	1.78	1.79	50	210	56.07	27.76

Tabella 7.6 Valori numerici per il calcolo della freccia massima e della forza massima agente sulla fune

La verifica delle funi è stata condotta con riferimento alle indicazioni fornite dalla *UNI EN 12385*, secondo la quale è necessario confrontare la forza sollecitante con la forza resistente offerta dalla fune.

$$F_{max} < \frac{F_{tk}}{\gamma_C}$$

dove  $F_{tk}$  rappresenta il carico minimo a rottura della fune e  $\gamma_C$  il coefficiente riduttivo della resistenza a trazione della fune posto uguale a 1.3.

Considerando quindi le caratteristiche della fune mostrate in Fig. 7.11 è stato ottenuto

$$27.76 [kN] < 40.7 [kN] \quad \checkmark$$

La verifica è risultata quindi soddisfatta.

## Progettazione chiodatura

Per ricavare il valore della forza agente su ciascun chiodo è stata divisa la spinta pseudostatica per il numero di pannelli, ulteriormente divisa per il numero dei chiodi, ottenendo così la forza su ciascun chiodo; all'interno di ogni pannello però vi sono due chiodi in comune con quello adiacente, subendo così le sollecitazioni da entrambi i pannelli, motivo per cui il valore ottenuto è stato raddoppiato.

$$T_L = \frac{P_{AE}}{n_{pannelli}} \cdot \frac{1}{4} \cdot 2 = 6.90 [kN]$$

Per la progettazione, si è ipotizzato inizialmente di impiegare dei chiodi con diametro nominale pari a 20 mm, con le caratteristiche mostrate in Fig. 7.12.

Diametro nominale $\varnothing$ [mm]	Tensione snerv. / rottura $f_{0,2k}/f_{tk}$ [N/mm <sup>2</sup> ]	Sezione trasversale A [mm <sup>2</sup> ]	Carico snervamento $F_{yk}$ [kN]	Carico ultimo $F_{tk}$ [kN]	Peso [kg/m]	Peso DCP [kg/m]
16	500/550	201	101	111	1.58	5.2
20	500/550	314	157	173	2.47	5.9
25	500/550	491	245	270	3.85	7.0
28	500/550	616	308	339	4.83	8.6
32	500/550	804	402	442	6.31	9.5
40	500/550	1,257	628	691	9.86	13.6
50	500/550	1,963	982	1,080	15.41	21.0
63.5	555/700	3,167	1,758	2,217	24.86	32.4

Figura 7.12 Caratteristiche meccaniche e geometriche chiodi

In Fig. 7.13 è riportato, a titolo di esempio, un chiodo, con tutte le sue componenti.

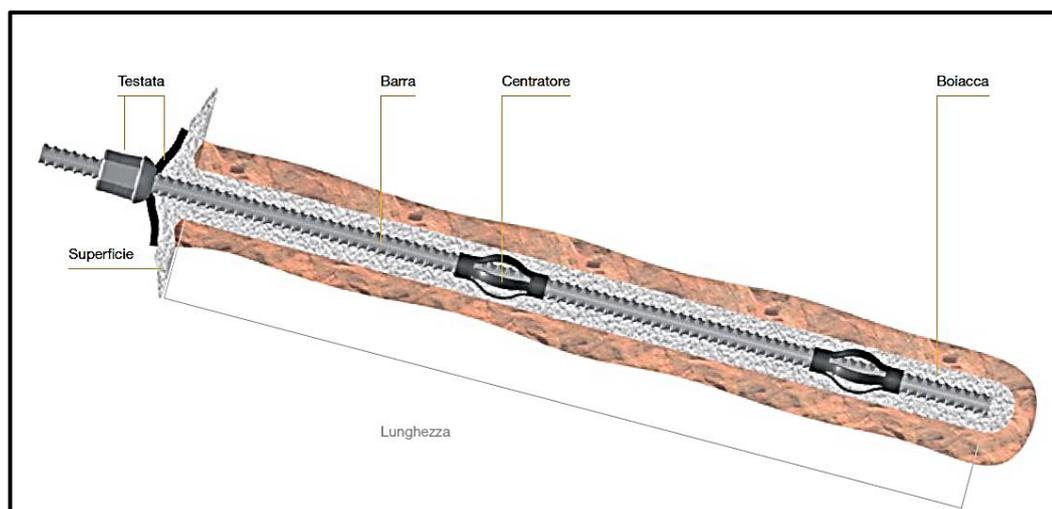


Figura 7.13 Esempio di chiodo estrapolato da catalogo DYWIDAG

Una volta scelta la tipologia di chiodo da utilizzare, come indicato dalla *NTC 2018* – *Capitolo 6: “Progettazione geotecnica”* (*Sottocapitolo 6.6: “Tiranti di ancoraggio”*), è stato necessario effettuare le seguenti verifiche:

- *Verifica a sfilamento;*
- *Verifica a rottura per trazione dell'acciaio.*

Per effettuare le suddette verifiche, restano valide tutte le assunzioni e considerazioni enunciate nel *Capitolo 6* (vedi pag. 102).

### *Verifica a sfilamento*

Per la verifica a sfilamento, utilizzando l'approccio di *Bustamante e Doix* ed assumendo un chiodo con diametro nominale pari a 20 mm, sono stati ottenuti i valori mostrati in Tab. 7.7

$\phi$ [mm]	$D_d$ [mm]	$\alpha$	$D_s$ [mm]	$q_s$ [MPa]	$T_L$ [kN]	$\gamma_F$	$\gamma_R$	$\xi$
20	50	1.1	55	3.6	6.93	1.3	1.2	1.8

*Tabella 7.7 Valori numerici formula Bustamante-Doix*

Il valore di  $L_S$  ottenuto è il seguente

$$L_S = 0.31 [m]$$

Per ragioni di sicurezza, si è deciso di ancorare il chiodo direttamente all'ammasso roccioso posto alle spalle del terrazzamento. Dovendo il chiodo attraversare l'intero terrazzamento, profondo 1.80 [m] ed ancorarsi alla porzione stabile dell'ammasso roccioso con un bulbo di almeno 0.31 [m], per ragioni tecniche e pratiche si è deciso di utilizzare chiodi lunghi 3.00 [m], in tal modo la lunghezza sbulbata è stata assunta pari a 1.20 [m].

$$L_{chiodo} = 3.00 [m]$$

## Verifica rottura a trazione dell'elemento in acciaio

La verifica è stata effettuata assumendo i seguenti valori numerici

$T_L$ [kN]	$\gamma_{G1}$	$F_{yk}$ [kN]	$\gamma_s$
6.93	1.3	157	1.15

Tabella 7.8 Valori numerici resistenza a trazione acciaio

Ottenendo così,

$$9 \text{ [kN]} < 137 \text{ [kN]} \quad \checkmark$$

Per il chiodo con diametro nominale pari a 20 [mm] entrambe le verifiche sono risultate soddisfatte.

Anche in questo caso, come nel *Capitolo 6* (vedi pag. 104), a causa degli agenti atmosferici a cui potrebbe essere sottoposto il chiodo nel corso della sua vita utile, le due verifiche sopracitate sono state ripetute ed applicate ad un chiodo con diametro iniziale pari a 20 [mm], sottoposto ad una corrosione di 0.8 decimi di millimetro ogni anno.

Considerando una vita utile di 50 anni, il carico a snervamento  $F_{yk}$  del chiodo corrosivo fino ad un diametro pari a 16 [mm], è stato ottenuto considerando i seguenti valori numerici

$A_{\phi 20}$ [mm <sup>2</sup> ]	$A_{\phi 16}$ [mm <sup>2</sup> ]	$\Delta A_{\text{corros.}}$ [mm <sup>2</sup> ]	$f_{0,2k}$ [N/mm <sup>2</sup> ]	infragilimento
314	201	113	500	0.9

Tabella 7.9 Valori numerici relazione per  $F_{yk}$

Ottenendo così,

$$F_{yk} = 90.5 \text{ [kN]}$$

Assumendo un diametro di 16 [mm], sono stati ripetuti quindi i calcoli per la verifica a sfilamento, ottenendo il seguente risultato

$$L_S = 0.94 \text{ [m]}$$

Per le stesse considerazioni fatte in precedenza, anche nel caso di una riduzione del diametro del chiodo, è stato comunque possibile assumere la lunghezza di quest'ultimo pari a 3.00 [m].

Per la verifica di resistenza a trazione dell'elemento in acciaio valgono le stesse considerazioni fatte in precedenza, inserendo nella disuguaglianza il nuovo valore di  $F_{yk}$  si è ottenuto,

$$6.93 [kN] < 90.50 [kN] \quad \checkmark$$

Anche quest'ultima verifica è risultata soddisfatta, quindi, anche in caso di riduzione del diametro, il chiodo risulta idoneo a sopportare le azioni sollecitanti.

In conclusione, l'intero intervento di consolidamento è costituito dalle seguenti componenti:

- numero pannelli: 10, con dimensioni 120cm x 132cm;
- numero funi: 20, ciascuna di lunghezza pari a 180 cm e diametro 8 mm;
- rete metallica zincata: maglia esagonale 8x10cm;
- numero chiodi: 22, diametro 20 mm, lunghezza 3 m, inseriti nel terreno in direzione orizzontale.

In Fig. 7.14 e 7.15, sono mostrati i particolari costruttivi relativi al singolo pannello appartenente al sistema di consolidamento applicato al terrazzamento 1.

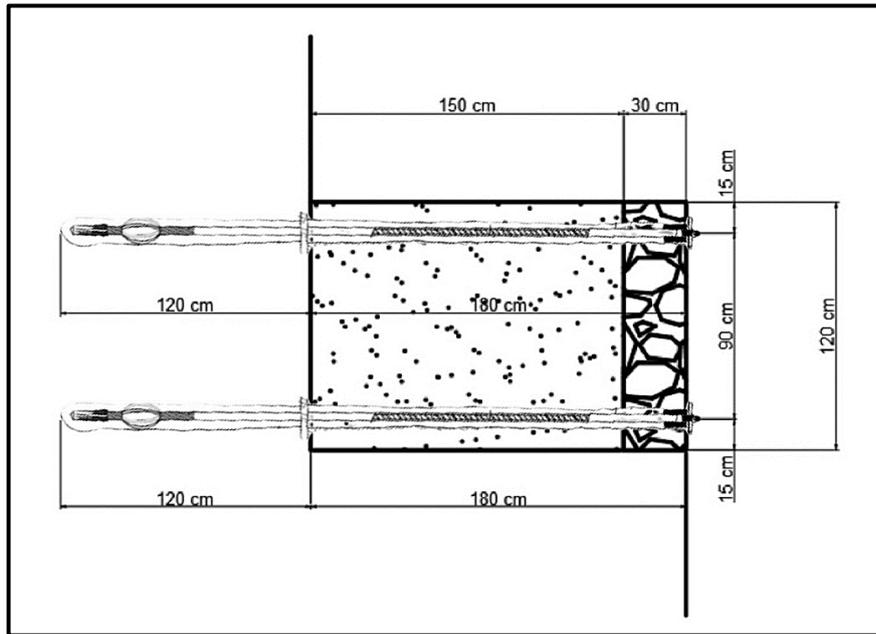


Figura 7.14 Sezione longitudinale sistema di chiodatura

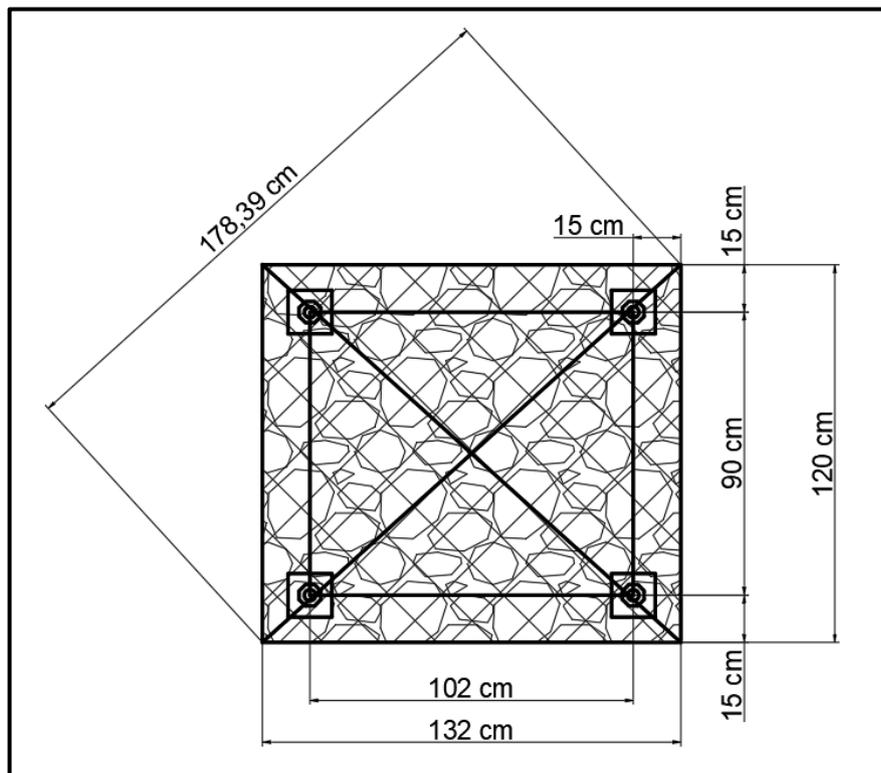


Figura 7.15 Vista frontale pannello

## *Terrazzamento 2*

Il terrazzamento in questione è collocato nella parte centrale del sistema di terrazzamenti.

In Fig. 7.16 e Fig. 7.17 sono mostrate rispettivamente una vista frontale e una vista dall'alto del *terrazzamento 2*, avente uno sviluppo longitudinale di 12.70 m.



*Figura 7.16 Ricostruzione 3D Terrazzamento 2 (vista frontale)*



*Figura 7.17 Ricostruzione 3D Terrazzamento 1 (vista dall'alto)*

Anche in questo caso, il terrazzamento in questione presenta delle altezze e delle profondità variabili, per tale motivo, per il calcolo della spinta e la successiva progettazione dell'intervento di consolidamento, sono stati assunti i valori di altezza e profondità massimi. In particolare un'altezza  $H = 1.90\text{ m}$  ed una profondità pari a  $3.00\text{ m}$ .

In Fig. 7.18 è mostrata la geometria del sistema terreno – muretto.

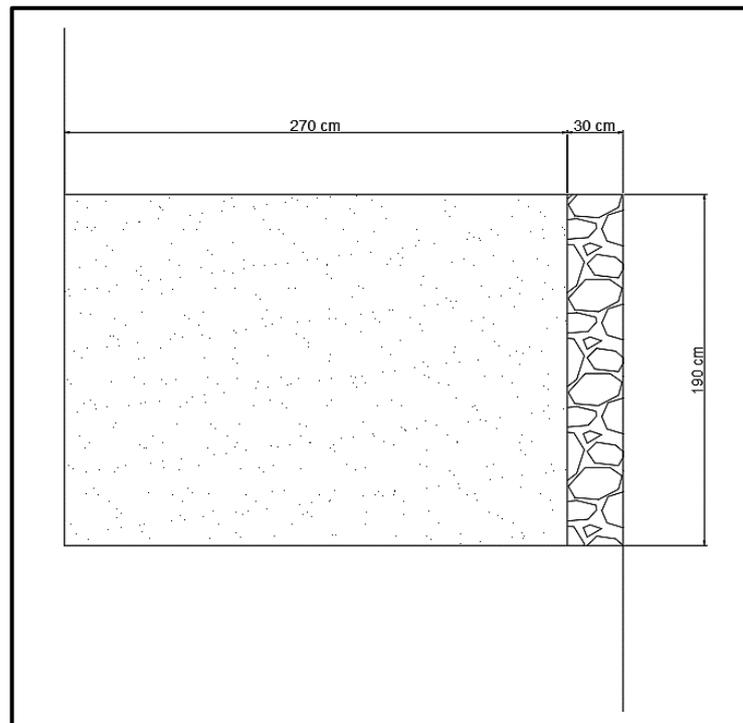


Figura 7.18 Geometria sistema terreno-muretto

Come illustrato per il terrazzamento 1 (vedi pagina 113), anche in questo caso, prima di effettuare il calcolo per ottenere la spinta del terreno, è stato necessario individuare la geometria del cuneo di spinta attiva del terreno a tergo del muretto. Il valore di  $\alpha_{AE}$ , essendo funzione degli stessi parametri (rimasti invariati) visti per il terrazzamento 1, rimane invariato, motivo per cui anche in questo caso si assume un valore  $\alpha_{AE} = 48.7$ .

Attraverso tale valore, come mostrato in Fig. 7.19, è stato possibile ricostruire la geometria del cuneo di spinta attiva e rappresentare le forze in gioco.

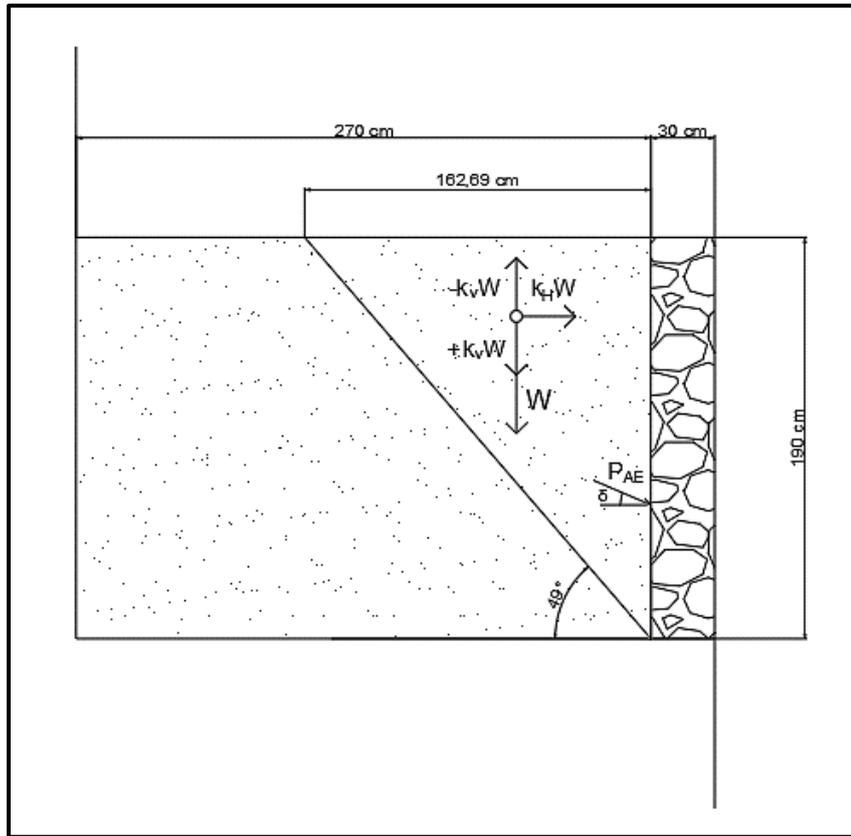


Figura 7.19 Geometria cuneo di spinta attiva e forze agenti

Dopo aver ottenuto la geometria del cuneo di spinta attiva, si è proceduto al calcolo della spinta pseudostatica del terreno, mediante l'espressione di Mononobe – Okabe.

Anche in questo caso la spinta è stata calcolata considerando entrambe le forze pseudostatiche verticali e scegliendo la maggiore tra le due.

I valori numerici inseriti nell'espressione, inerenti a  $+k_v W$ , sono mostrati in Tab. 7.10.

Lunghezza [m]	H <sub>muretto</sub> [m]	$\gamma$ [kN/m <sup>3</sup> ]	$k_v^+$ [-]	$K_{AE}^+$ [-]	$E_{ws}$ [kN/m]	$E_{wd}$ [kN/m]
12.70	1.90	15	0.11	0.38	18.05	4.49

Tabella 7.10 Valori numerici per la relazione di Mononobe-Okabe con  $+k_v W$

Il valore di spinta ottenuto è il seguente

$$P_{AE}^+ = 334.10 \text{ [kN]}$$

I valori numerici inseriti nell'espressione, inerenti a  $-k_v W$ , sono mostrati in Tab. 7.11.

Lunghezza [m]	H <sub>muretto</sub> [m]	$\gamma$ [kN/m <sup>3</sup> ]	$k_v^-$ [-]	$K_{AE}^-$ [-]	$E_{ws}$ [kN/m]	$E_{wd}$ [kN/m]
12.70	1.90	15	-0.11	0.42	18.05	4.49

Tabella 7.11 Valori numerici per la relazione di Mononobe-Okabe con  $-k_v W$

Il valore di spinta ottenuto è il seguente

$$P_{AE}^- = 329.21 \text{ [kN]}$$

Per la progettazione dell'intervento di consolidamento è stata quindi assunta il valore di spinta maggiore, ovvero 334.10 [kN].

In sede progettuale si è deciso di inserire, su tutta la lunghezza del muretto, un numero di pannelli pari a 7, ciascun dei quali costituito da 2 funi portanti in acciaio disposte lungo le diagonali, a loro volta ancorate alla porzione stabile di terreno mediante 4 chiodi inseriti in corrispondenza dei quattro vertici.

Per il terrazzamento 2, a causa delle maggiori dimensioni rispetto al terrazzamento 1, si è scelto di interrompere le due funi diagonali con un quinto chiodo, posto al centro del pannello, in modo tale da ridurre la freccia massima.

In Fig 7.20 è mostra la configurazione del singolo pannello.

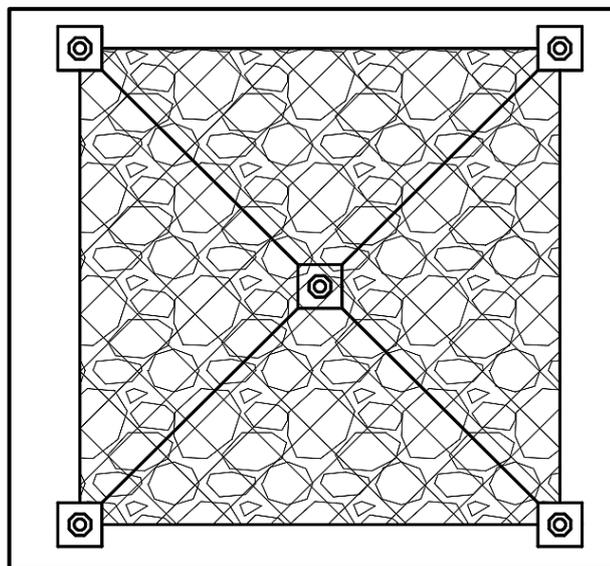


Figura 7.20 Configurazione singolo pannello terrazzamento 2

## Progetto e verifica funi

Avendo scelto di inserire 7 pannelli, il numero totale delle funi risulta essere pari a 14, ma avendo deciso di inserire un chiodo centrale, per il calcolo del carico lineare su ciascuna fune il numero di funi è stato assunto pari a 28. I valori numerici assunti per il calcolo di  $q$  sono i seguenti:

$P_{AE}^+$ [kN/m]	L [m]	$n_{funi}$	$q$ [kN/m]
334.10	1.31	28	9.08

Tabella 7.12 Valori numerici per il calcolo di  $q$

Calcolato il valore di  $q$ , per ottenere il valore della freccia massima a metà campata e quindi la forza massima agente su di essa, il calcolo è stato effettuato ipotizzando una fune con diametro pari ad 10 mm, avente le caratteristiche mostrate in Fig. 7.21.

Funi in Acciaio Inox AISI 316 - 19 fili		Stainless steel AISI 316 - 19 wires	
Ø diametro fune (mm) Ø steel thread (mm)	Ø diametro fili esterni (mm) Ø outer wires thread (mm)	peso per m (Kg) weight for m (Kg)	carico rottura min. (kN) Min. breaking force (kN)
1,0	0,20	0,005	0,826
1,5	0,30	0,012	1,859
2,0	0,40	0,020	3,306
2,5	0,50	0,031	5,165
3,0	0,60	0,045	7,438
4,0	0,80	0,079	13,220
5,0	1,00	0,124	20,660
6,0	1,20	0,178	29,750
7,0	1,40	0,243	40,493
8,0	1,60	0,322	52,889
10,0	2,00	0,502	82,639
12,0	2,40	0,717	119,000

1 (12+6+1)  
crociata dx  
Resistenza 1570 N/mm<sup>2</sup>



Figura 7.21 Caratteristiche funi in acciaio

Effettuando il calcolo sono stati ottenuti i risultati mostrati in Tab. 7.13.

$q$ [kN/m]	L [m]	$L_{eff}$ [m]	$A_{fune}$ [mm <sup>2</sup> ]	$E_{acc}$ [GPa]	$f_{max}$ [mm]	$F_{max}$ [kN]
9.08	1.31	1.32	78.5	210	37.71	52.30

Tabella 7.13 Valori numerici per il calcolo della freccia massima e della forza massima agente sulla fune

Per la verifica delle funi, come nel caso del terrazzamento 1, si è fatto riferimento alle indicazioni fornite dalla UNI EN 12385 (vedi pag.120).

Considerando quindi le caratteristiche della fune mostrate in Fig. 7.21 è stato ottenuto

$$52.30 [kN] < 63.60 [kN] \quad \checkmark$$

La verifica è risultata quindi soddisfatta.

### Progettazione chiodatura

Per ricavare il valore della forza agente su ciascun chiodo è stato applicato lo stesso principio visto per il terrazzamento 1 (vedi pag.121), ottenendo

$$T_L = \frac{P_{AE}}{n_{pannelli}} \cdot \frac{1}{5} \cdot 2 = 19.10 [kN]$$

Per la progettazione, si è ipotizzato inizialmente di impiegare dei chiodi con diametro nominale pari a 20 mm, con le caratteristiche mostrate in Fig. 7.22.

Diametro nominale $\varnothing$ [mm]	Tensione snerv. / rottura $f_{0,2k}/f_{tk}$ [N/mm <sup>2</sup> ]	Sezione trasversale A [mm <sup>2</sup> ]	Carico snervamento $F_{yk}$ [kN]	Carico ultimo $F_{tk}$ [kN]	Peso [kg/m]	Peso DCP [kg/m]
16	500/550	201	101	111	1.58	5.2
20	500/550	314	157	173	2.47	5.9
25	500/550	491	245	270	3.85	7.0
28	500/550	616	308	339	4.83	8.6
32	500/550	804	402	442	6.31	9.5
40	500/550	1,257	628	691	9.86	13.6
50	500/550	1,963	982	1,080	15.41	21.0
63.5	555/700	3,167	1,758	2,217	24.86	32.4

Figura 7.22 Caratteristiche meccaniche e geometriche chiodi

In Fig. 7.23 è riportato, a titolo di esempio, un chiodo estrapolato dal catalogo DYWIDAG, con tutte le sue componenti, posto all'interno della zona stabile.

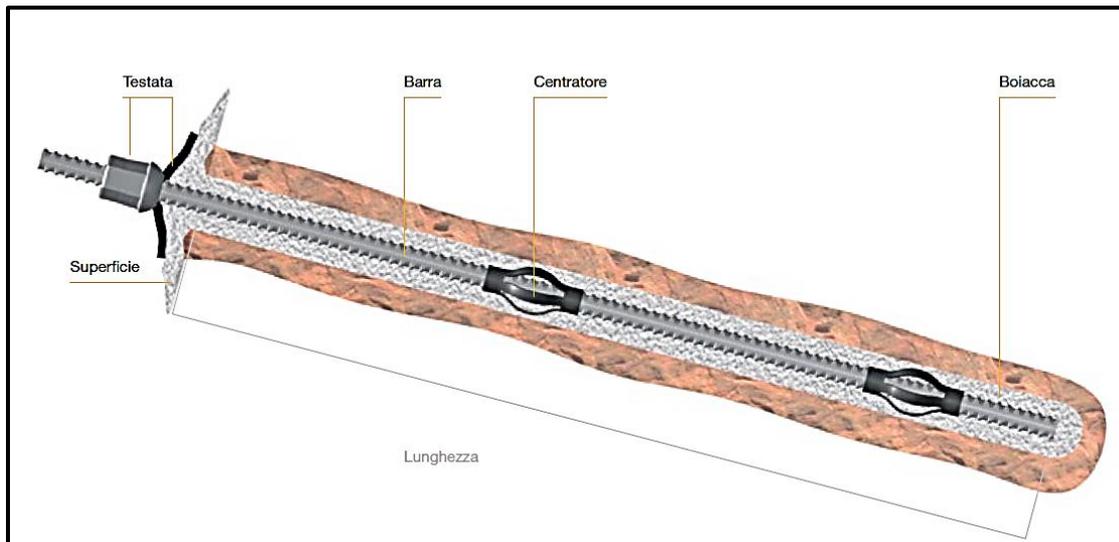


Figura 7.23 Esempio di chiodo estrapolato da catalogo DYWIDAG

Una volta scelta la tipologia di chiodo da utilizzare, come indicato dalla *NTC 2018* – *Capitolo 6: “Progettazione geotecnica”* (*Sottocapitolo 6.6: “Tiranti di ancoraggio”*), è stato necessario effettuare le seguenti verifiche:

- *Verifica a sfilamento;*
- *Verifica a rottura per trazione dell'acciaio.*

Per effettuare le suddette verifiche, restano valide tutte le assunzioni e considerazioni enunciate nel *Capitolo 6* (vedi pag. 102).

### *Verifica a sfilamento*

Per la verifica a sfilamento, utilizzando l'approccio di *Bustamante e Doix* ed assumendo un chiodo con diametro nominale pari a 20 mm, sono stati ottenuti i valori mostrati in Tab. 7.14.

$\phi$ [mm]	$D_d$ [mm]	$\alpha$	$D_s$ [mm]	$q_s$ [MPa]	$T_L$ [kN]	$\gamma_F$	$\gamma_R$	$\xi$
20	50	1.1	55	3.6	19.10	1.3	1.2	1.8

Tabella 7.14 Valori numerici formula Bustamante-Doix

Il valore di  $L_S$  ottenuto è il seguente

$$L_S = 0.86 [m]$$

Per ragioni di sicurezza, si è deciso di ancorare il chiodo direttamente all'ammasso roccioso posto alle spalle del terrazzamento. Dovendo il chiodo attraversare l'intero terrazzamento, profondo 3.00 [m] ed ancorarsi alla porzione stabile dell'ammasso roccioso con un bulbo di almeno 0.86 [m], per ragioni tecniche e pratiche si è deciso di utilizzare chiodi lunghi 5.00 [m], in tal modo la lunghezza sbulbata è stata assunta pari a 2.00 [m].

$$L_{chiodo} = 5.00 [m]$$

### *Verifica rottura a trazione dell'elemento in acciaio*

La verifica è stata effettuata assumendo i seguenti valori numerici

$T_L$ [kN]	$\gamma_{G1}$	$F_{yk}$ [kN]	$\gamma_s$
6.93	1.3	157	1.15

Tabella 7.15 Valori numerici resistenza a trazione acciaio

Ottenendo così,

$$24.83 [kN] < 137 [kN] \quad \checkmark$$

Per il chiodo con diametro nominale pari a 20 [mm] entrambe le verifiche sono risultate soddisfatte.

Anche in questo caso, come nel *Capitolo 6 (vedi pag. 104)*, a causa degli agenti atmosferici a cui potrebbe essere sottoposto il chiodo nel corso della sua vita utile, le due verifiche sopracitate sono state ripetute ed applicate ad un chiodo con diametro iniziale pari a 20 [mm], sottoposto ad una corrosione di 0.8 decimi di millimetro ogni anno.

Considerando una vita utile di 50 anni, il carico a snervamento  $F_{yk}$  del chiodo corrosivo fino ad un diametro pari a 16 [mm], è stato ottenuto considerando i seguenti valori numerici

$A_{\phi 20}$ [mm <sup>2</sup> ]	$A_{\phi 16}$ [mm <sup>2</sup> ]	$\Delta A_{\text{corros.}}$ [mm <sup>2</sup> ]	$f_{0,2k}$ [N/mm <sup>2</sup> ]	infragilimento
314	201	113	500	0.9

Tabella 7.16 Valori numerici relazione per  $F_{yk}$

Ottenendo così,

$$F_{yk} = 90.5 [kN]$$

Assumendo un diametro di 16 [mm], sono stati ripetuti quindi i calcoli per la verifica a sfilamento, ottenendo il seguente risultato

$$L_S = 0.94 [m]$$

Per le stesse considerazioni fatte in precedenza, anche nel caso di una riduzione del diametro del chiodo, è stato comunque possibile assumere la lunghezza di quest'ultimo pari a 5.00 [m].

Per la verifica di resistenza a trazione dell'elemento in acciaio valgono le stesse considerazioni fatte in precedenza, inserendo nella disuguaglianza il nuovo valore di  $F_{yk}$  si è ottenuto,

$$19.10 [kN] < 90.50 [kN] \quad \checkmark$$

Anche quest'ultima verifica è risultata soddisfatta, quindi, anche in caso di riduzione del diametro, il chiodo risulta idoneo a sopportare le azioni sollecitanti.

In conclusione, l'intero intervento di consolidamento è costituito dalle seguenti componenti:

- numero pannelli: 7, con dimensioni 190cm x 181cm;
- numero funi: 14, ciascuna di lunghezza pari a 265 cm e diametro 10 mm;
- rete metallica zincata: maglia esagonale 8x10cm;
- numero chiodi: 23, diametro 20 mm, lunghezza 5 m, inseriti nell'ammasso in direzione orizzontale.

In Fig. 7.24 e 7.25, sono mostrati i particolari costruttivi relativi al singolo pannello appartenente al sistema di consolidamento applicato al terrazzamento 2.

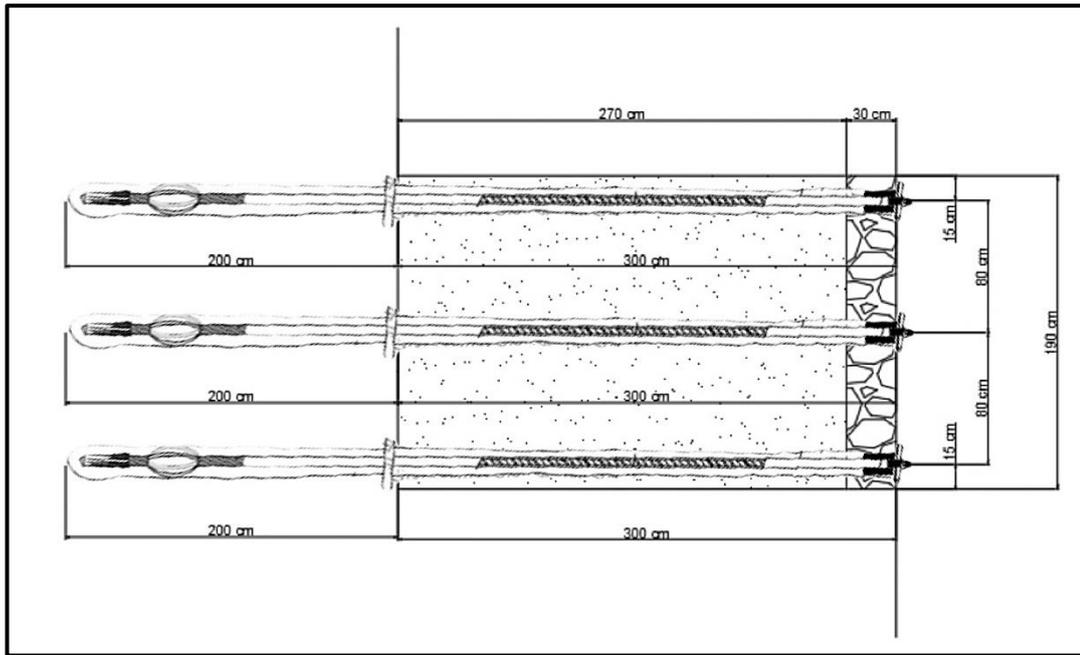


Figura 7.24 Sezione longitudinale sistema di chiodatura

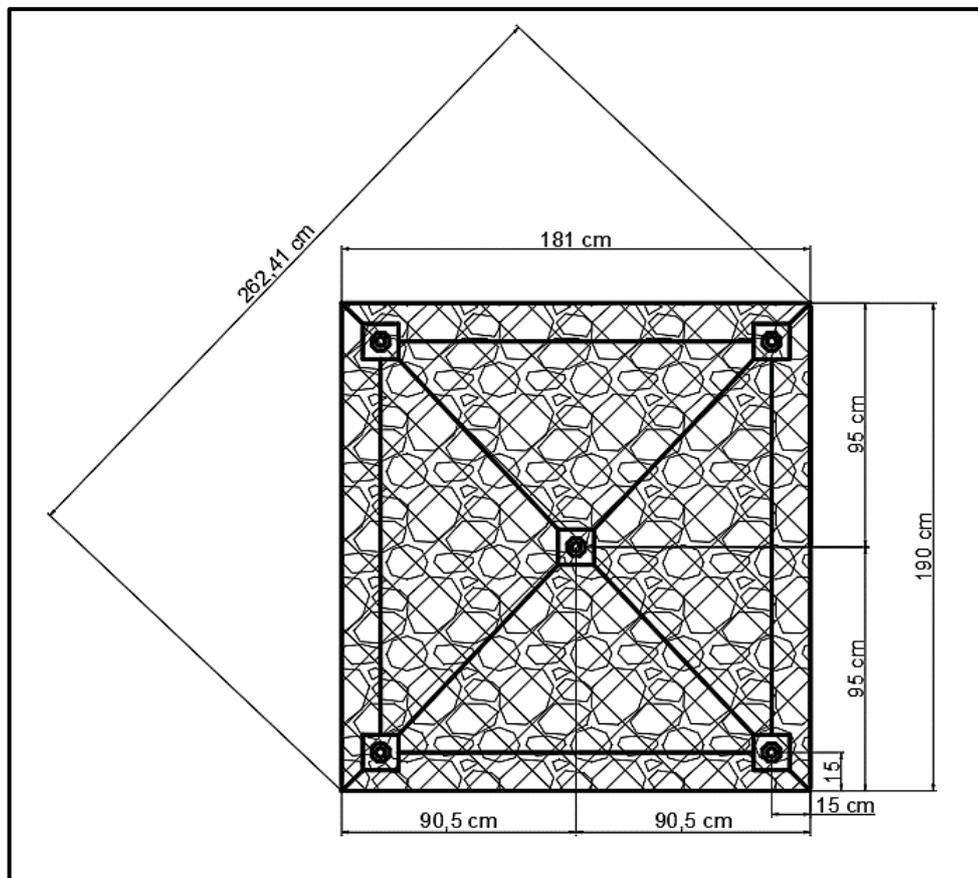


Figura 7.25 Vista frontale pannello

### *Terrazzamento 3*

Il terrazzamento in questione è collocato nella parte alta del sistema di terrazzamenti.

In Fig. 7.26 e Fig. 7.27 sono mostrate rispettivamente una vista frontale e una vista dall'alto del *terrazzamento 3*, avente uno sviluppo longitudinale di 10.70 m.



*Figura 7.26 Ricostruzione 3D Terrazzamento 3 (vista frontale)*



*Figura 7.27 Ricostruzione 3D Terrazzamento 3 (vista dall'alto)*

Anche in questo caso, il terrazzamento in questione presenta delle altezze e delle profondità variabili, per tale motivo, per il calcolo della spinta e la successiva progettazione dell'intervento di consolidamento, sono stati assunti i valori di altezza e profondità massimi. In particolare un'altezza  $H = 2.10\text{ m}$  ed una profondità pari a  $6.50\text{ m}$ . Riguardo la profondità, a differenza dei terrazzamenti precedentemente analizzati, dove a tergo dei muretti il terreno presentava un piano d'appoggio orizzontale, in questo caso, in base ai rilievi eseguiti, si è osservato un

andamento più o meno inclinato della latomia (circa  $18^\circ$ ), ovvero il piano su cui poggia il terreno a tergo del muretto.

In Fig. 7.28 è mostrata la geometria del sistema terreno – muretto.

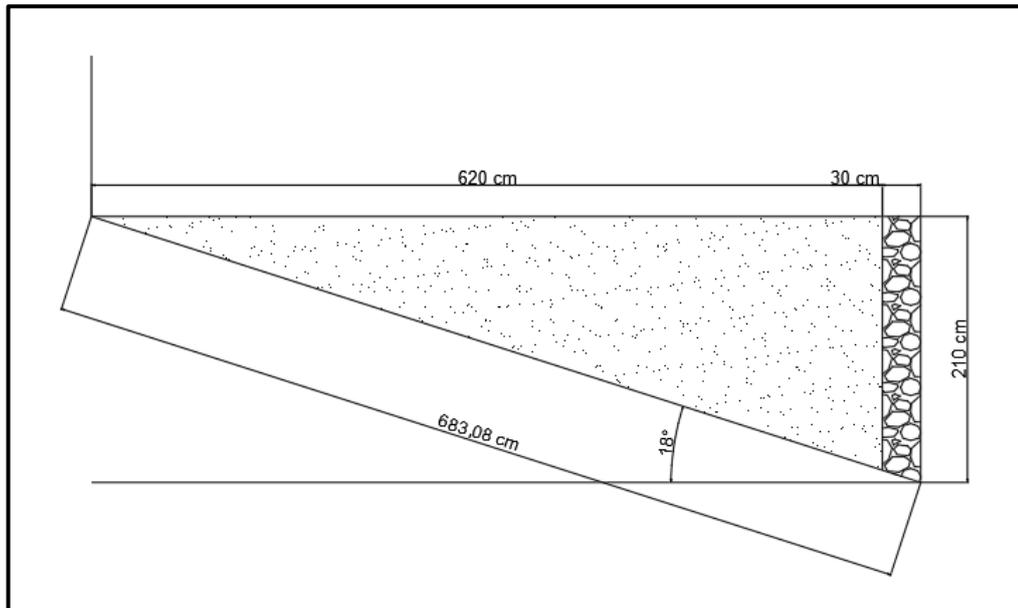


Figura 7.28 Geometria sistema terreno-muretto

Come illustrato per il terrazzamento 1 (vedi pagina 113), anche in questo caso, prima di effettuare il calcolo per ottenere la spinta del terreno, è stato necessario individuare la geometria del cuneo di spinta attiva del terreno a tergo del muretto. Il valore di  $\alpha_{AE}$ , essendo funzione degli stessi parametri (rimasti invariati) visti per il terrazzamento 1, rimane invariato, motivo per cui anche in questo caso si assume un valore  $\alpha_{AE} = 48.7$ .

Attraverso tale valore, come mostrato in Fig. 7.29, è stato possibile ricostruire la geometria del cuneo di spinta attiva e rappresentare le forze in gioco.

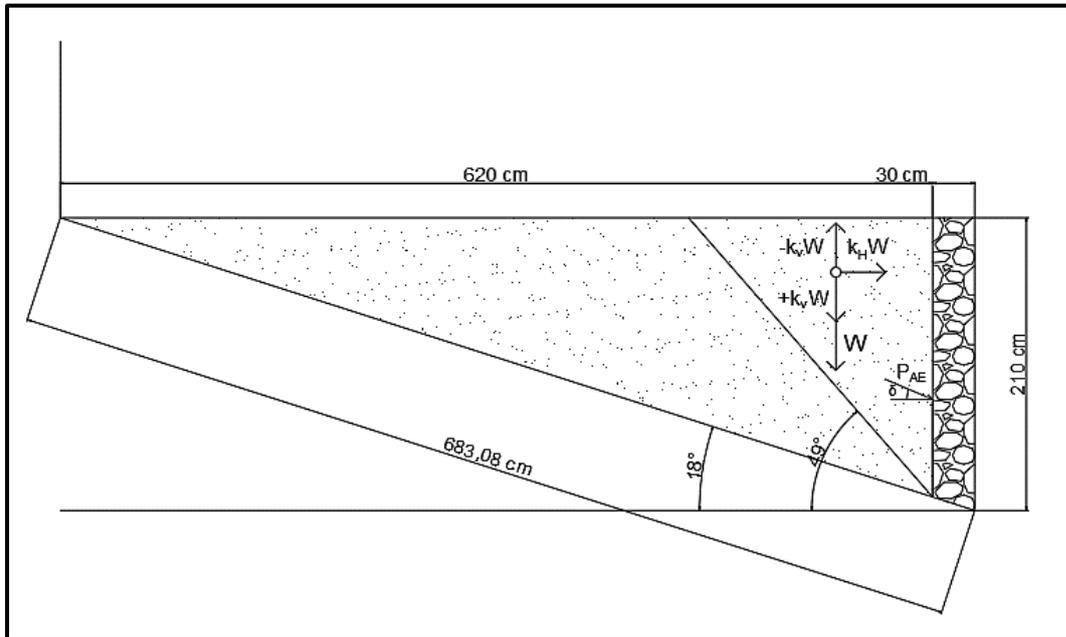


Figura 7.29 Geometria cuneo di spinta attiva e forze agenti

Dopo aver ottenuto la geometria del cuneo di spinta attiva, si è proceduto al calcolo della spinta pseudostatica del terreno, mediante l'espressione di Mononobe – Okabe.

Anche in questo caso la spinta è stata calcolata considerando entrambe le forze pseudostatiche verticali e scegliendo la maggiore tra le due.

I valori numerici inseriti nell'espressione, inerenti a  $+k_v W$ , sono mostrati in Tab. 7.17.

Lunghezza [m]	H <sub>muretto</sub> [m]	$\gamma$ [kN/m <sup>3</sup> ]	$k_v^+$ [-]	$K_{AE}^+$ [-]	$E_{ws}$ [kN/m]	$E_{wd}$ [kN/m]
10.70	2.10	15	0.11	0.38	22.05	5.48

Tabella 7.17 Valori numerici per la relazione di Mononobe-Okabe con  $+k_v W$

Il valore di spinta ottenuto è il seguente

$$P_{AE}^+ = 343.87 \text{ [kN]}$$

I valori numerici inseriti nell'espressione, inerenti a  $-k_v W$ , sono mostrati in Tab. 7.18.

Lunghezza [m]	H <sub>muretto</sub> [m]	$\gamma$ [kN/m <sup>3</sup> ]	$k_v^-$ [-]	$K_{AE}^-$ [-]	$E_{ws}$ [kN/m]	$E_{wd}$ [kN/m]
10.70	2.10	15	-0.11	0.42	22.05	5.48

Tabella 7.18 Valori numerici per la relazione di Mononobe-Okabe con  $-k_v W$

Il valore di spinta ottenuto è il seguente

$$P_{AE}^- = 338.83 \text{ [kN]}$$

Per la progettazione dell'intervento di consolidamento è stata quindi assunta il valore di spinta maggiore, ovvero 343.87 [kN].

In sede progettuale si è deciso di inserire, su tutta la lunghezza del muretto, un numero di pannelli pari a 5, ciascun dei quali costituito da 2 funi portanti in acciaio disposte lungo le diagonali, a loro volta ancorate alla porzione stabile di terreno mediante 4 chiodi inseriti in corrispondenza dei quattro vertici.

Anche per il terrazzamento 3, a causa delle maggiori dimensioni rispetto al terrazzamento 1, si è scelto di interrompere le due funi diagonali con un quinto chiodo, posto al centro del pannello, in modo tale da ridurre la freccia massima.

In Fig 7.30 è mostra la configurazione del singolo pannello.

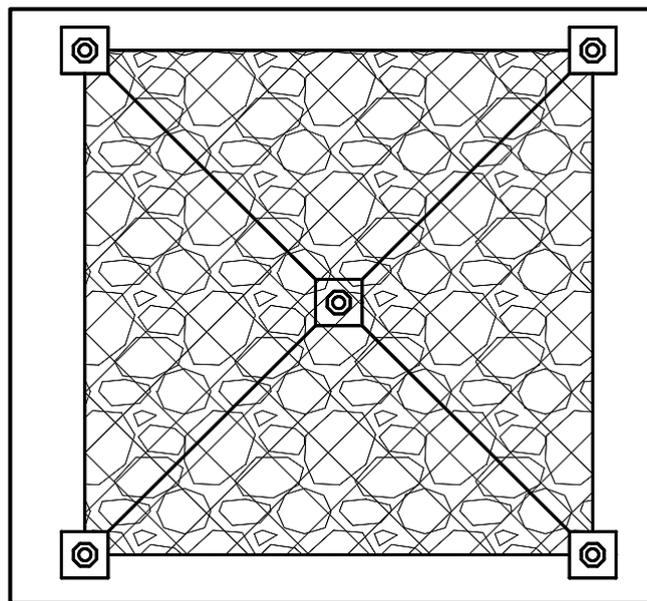


Figura 7.30 Configurazione singolo pannello terrazzamento 3

### *Progetto e verifica funi*

Avendo scelto di inserire 5 pannelli, il numero totale delle funi risulta essere pari a 10, ma avendo deciso di inserire un chiodo centrale, per il calcolo del carico

lineare su ciascuna fune il numero di funi è stato assunto pari a 20. I valori numerici assunti per il calcolo di  $q$  sono i seguenti:

$P_{AE}^+$ [kN/m]	L [m]	$n_{funi}$	$q$ [kN/m]
343.87	1.49	20	11.47

Tabella 7.19 Valori numerici per il calcolo di  $q$

Calcolato il valore di  $q$ , per ottenere il valore della freccia massima a metà campata e quindi la forza massima agente su di essa, il calcolo è stato effettuato ipotizzando una fune con diametro pari ad 12 mm, avente le caratteristiche mostrate in Fig. 7.31.

Funi in Acciaio Inox AISI 316 - 19 fili		Stainless steel AISI 316 - 19 wires	
Ø diametro fune (mm) Ø steel thread (mm)	Ø diametro fili esterni (mm) Ø outer wires thread (mm)	peso per m (Kg) weight for m (Kg)	carico rottura min. (kN) Min. breaking force (kN)
1,0	0,20	0,005	0,826
1,5	0,30	0,012	1,859
2,0	0,40	0,020	3,306
2,5	0,50	0,031	5,165
3,0	0,60	0,045	7,438
4,0	0,80	0,079	13,220
5,0	1,00	0,124	20,660
6,0	1,20	0,178	29,750
7,0	1,40	0,243	40,493
8,0	1,60	0,322	52,889
10,0	2,00	0,502	82,639
12,0	2,40	0,717	119,000

1 (12+6+1)  
crociata dx  
Resistenza 1570 N/mm<sup>2</sup>

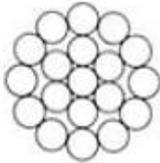


Figura 7.31 Caratteristiche funi in acciaio

Effettuando il calcolo sono stati ottenuti i risultati mostrati in Tab. 7.20.

$q$ [kN/m]	L [m]	$L_{eff}$ [m]	$A_{fune}$ [mm <sup>2</sup> ]	$E_{acc}$ [GPa]	$f_{max}$ [mm]	$F_{max}$ [kN]
11.47	1.49	1.50	113	210	48.62	66.82

Tabella 7.20 Valori numerici per il calcolo della freccia massima e della forza massima agente sulla fune

Per la verifica delle funi, si è fatto riferimento alle indicazioni fornite dalla UNI EN 12385 (vedi pag.120).

Considerando quindi le caratteristiche della fune mostrate in Fig. 7.31 è stato ottenuto

$$66.82 [kN] < 91.50 [kN] \quad \checkmark$$

La verifica è risultata quindi soddisfatta.

### *Progettazione chiodatura*

Per ricavare il valore della forza agente su ciascun chiodo è stata applicato lo stesso principio visto per il terrazzamento 1 (vedi pag.121), ottenendo

$$T_L = \frac{P_{AE}}{n_{pannelli}} \cdot \frac{1}{5} \cdot 2 = 27.50 [kN]$$

Per la progettazione, si è ipotizzato inizialmente di impiegare dei chiodi con diametro nominale pari a 20 mm, con le caratteristiche mostrate in Fig. 7.32.

Diametro nominale $\emptyset$ [mm]	Tensione snerv. / rottura $f_{0,2k}/f_{tk}$ [N/mm <sup>2</sup> ]	Sezione trasversale A [mm <sup>2</sup> ]	Carico snervamento $F_{yk}$ [kN]	Carico ultimo $F_{tk}$ [kN]	Peso [kg/m]	Peso DCP [kg/m]
16	500/550	201	101	111	1.58	5.2
20	500/550	314	157	173	2.47	5.9
25	500/550	491	245	270	3.85	7.0
28	500/550	616	308	339	4.83	8.6
32	500/550	804	402	442	6.31	9.5
40	500/550	1,257	628	691	9.86	13.6
50	500/550	1,963	982	1,080	15.41	21.0
63.5	555/700	3,167	1,758	2,217	24.86	32.4

Figura 7.32 Caratteristiche meccaniche e geometriche chiodi

In Fig. 7.33 è riportato, a titolo di esempio, un chiodo estrapolato dal catalogo DYWIDAG, con tutte le sue componenti, posto all'interno della zona stabile.

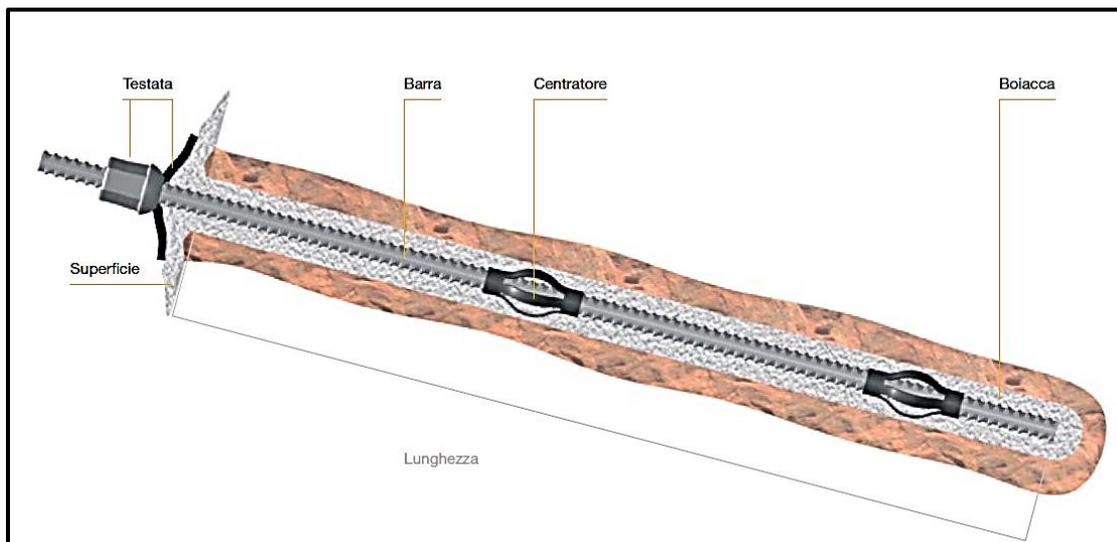


Figura 7.33 Esempio di chiodo estrapolato da catalogo DYWIDAG

Una volta scelta la tipologia di chiodo da utilizzare, come indicato dalla *NTC 2018 – Capitolo 6: “Progettazione geotecnica” (Sottocapitolo 6.6: “Tiranti di ancoraggio”)*, è stato necessario effettuare le seguenti verifiche:

- *Verifica a sfilamento;*
- *Verifica a rottura per trazione dell'acciaio.*

Per effettuare le suddette verifiche, restano valide tutte le assunzioni e considerazioni enunciate nel *Capitolo 6* (vedi pag. 100).

### *Verifica a sfilamento*

Per la verifica a sfilamento, utilizzando l'approccio di *Bustamante e Doix* ed assumendo un chiodo con diametro nominale pari a 20 mm, sono stati ottenuti i valori mostrati in Tab. 7.21.

$\phi$ [mm]	$D_d$ [mm]	$\alpha$	$D_s$ [mm]	$q_s$ [MPa]	$T_L$ [kN]	$\gamma_F$	$\gamma_R$	$\xi$
20	50	1.1	55	3.6	27.50	1.3	1.2	1.8

Tabella 7.21 Valori numerici formula Bustamante-Doix

Il valore di  $L_S$  ottenuto è il seguente

$$L_S = 1.24 [m]$$

Per ragioni di sicurezza, si è deciso di ancorare il chiodo direttamente all'ammasso roccioso posto alle spalle del terrazzamento. Dovendo il chiodo attraversare l'intero terrazzamento, profondo 6.50 [m] (misura sull'orizzontale) ed ancorarsi alla porzione stabile dell'ammasso roccioso con un bulbo di almeno 1.24 [m], per ragioni tecniche e pratiche si è deciso di utilizzare chiodi lunghi 8.00 [m], in tal modo la lunghezza sbulbata è stata assunta pari a 2.26 [m].

$$L_{chiodo} = 8.00 [m]$$

### *Verifica rottura a trazione dell'elemento in acciaio*

La verifica è stata effettuata assumendo i seguenti valori numerici

$T_L$ [kN]	$\gamma_{G1}$	$F_{yk}$ [kN]	$\gamma_s$
27.50	1.3	157	1.15

Tabella 7.22 Valori numerici resistenza a trazione acciaio

Ottenendo così,

$$35.80 [kN] < 137 [kN] \quad \checkmark$$

Per il chiodo con diametro nominale pari a 20 [mm] entrambe le verifiche sono risultate soddisfatte.

Anche in questo caso, come nel *Capitolo 6* (vedi pag. 104), a causa degli agenti atmosferici a cui potrebbe essere sottoposto il chiodo nel corso della sua vita utile, le due verifiche sopracitate sono state ripetute ed applicate ad un chiodo con diametro iniziale pari a 20 [mm], sottoposto ad una corrosione di 0.8 decimi di millimetro ogni anno.

Considerando una vita utile di 50 anni, il carico a snervamento  $F_{yk}$  del chiodo corrosivo fino ad un diametro pari a 16 [mm], è stato ottenuto considerando i seguenti valori numerici

$A_{\phi 20}$ [mm <sup>2</sup> ]	$A_{\phi 16}$ [mm <sup>2</sup> ]	$\Delta A_{\text{corros.}}$ [mm <sup>2</sup> ]	$f_{0,2k}$ [N/mm <sup>2</sup> ]	infragilimento
314	201	113	500	0.9

Tabella 7.23 Valori numerici relazione per  $F_{yk}$

Ottenendo così,

$$F_{yk} = 90.5 \text{ [kN]}$$

Assumendo un diametro di 16 [mm], sono stati ripetuti quindi i calcoli per la verifica a sfilamento, ottenendo il seguente risultato

$$L_S = 1.35 \text{ [m]}$$

Per le stesse considerazioni fatte in precedenza, anche nel caso di una riduzione del diametro del chiodo, è stato comunque possibile assumere la lunghezza di quest'ultimo pari a 8.00 [m].

Per la verifica di resistenza a trazione dell'elemento in acciaio valgono le stesse considerazioni fatte in precedenza, inserendo nella disuguaglianza il nuovo valore di  $F_{yk}$  si è ottenuto,

$$35.80 \text{ [kN]} < 90.50 \text{ [kN]} \quad \checkmark$$

Anche quest'ultima verifica è risultata soddisfatta, quindi, anche in caso di riduzione del diametro, il chiodo risulta idoneo a sopportare le azioni sollecitanti.

In conclusione, l'intero intervento di consolidamento è costituito dalle seguenti componenti:

- numero pannelli: 5, con dimensioni 210cm x 214cm;
- numero funi: 10, ciascuna di lunghezza pari a 298 cm e diametro 10 mm.
- rete metallica zincata: maglia esagonale 8x10cm.

Per la chiodatura, data la geometria del sistema terreno – latomia a tergo del muretto, avente un'inclinazione di circa 18°, si è deciso di inserire 3 tipologie di chiodi, aventi lunghezze differenti:

- numero chiodi (fila in alto): 6, diametro 20 mm, lunghezza 8 m, inseriti nell'ammasso in direzione orizzontale;

- numero chiodi (fila centrale): 5, diametro 20 mm, lunghezza 6 m, inseriti nell'ammasso in direzione orizzontale;
- numero chiodi (fila in basso): 6, diametro 20 mm, lunghezza 3 m, inseriti nell'ammasso in direzione orizzontale;

In Fig. 7.34 e 7.35, sono mostrati i particolari costruttivi relativi al singolo pannello appartenente al sistema di consolidamento applicato al terrazzamento 3.

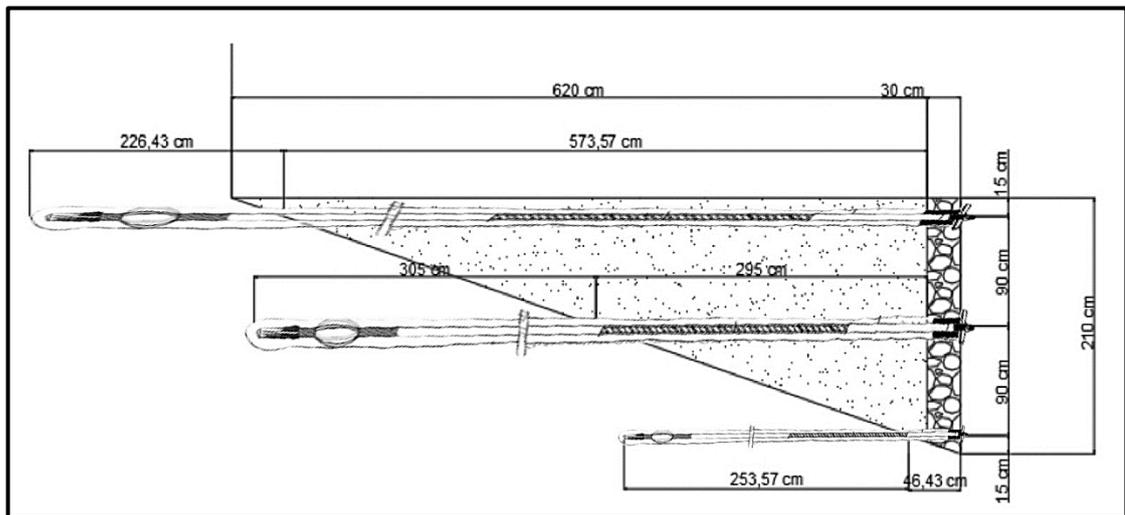


Figura 7.34 Sezione longitudinale sistema di chiodatura

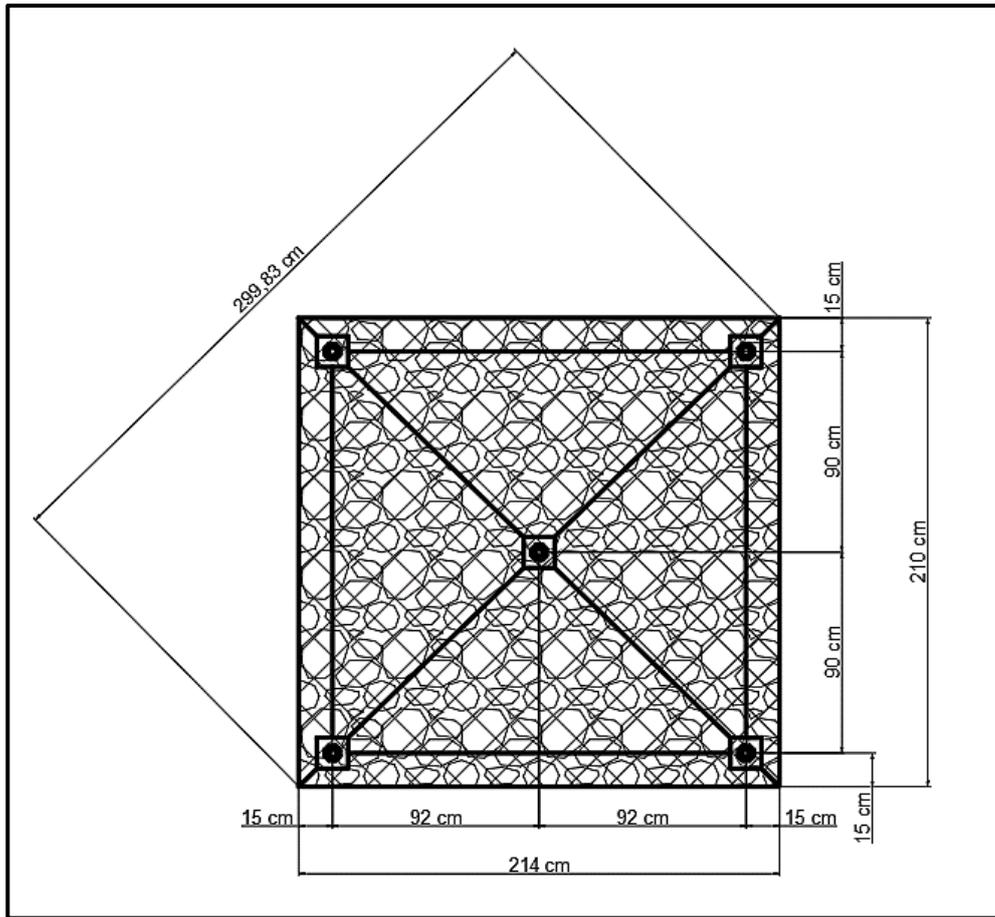


Figura 7.35 Vista frontale pannello

## CONCLUSIONI

---

Nel presente elaborato è stato affrontato il problema della stabilità di pareti rocciose site in ambito urbano e loro conseguente sistemazione. In particolare, la trattazione ha riguardato, il progetto *“Ascensori San Paolo, Carmine - Abbattimento Barriere Architettoniche tra Ragusa Ibla e Ragusa Centro”*, per la realizzazione del quale è necessario ridurre il livello di pericolosità, da un livello P4 ad un livello, almeno P2, in modo da poter dare il via alla progettazione esecutiva del sistema di ascensori (costituito da tre gallerie, delle quali una orizzontale, una inclinata e una verticale) che collegherà Ragusa Ibla e Ragusa Centro. Tale riduzione della pericolosità risulta essere necessaria in quanto si tratta di un sito con esposizione alta (dovuta alla presenza del parcheggio), elevata vulnerabilità (dovuta alla presenza di muretti a secco e blocchi) ed elevata pericolosità (trattandosi di zona con condizioni pluviometriche e sismiche che in taluni casi potrebbero risultare di alta intensità e che potrebbero innescare il collasso di materiale dalla parete rocciosa).

In seguito ai numerosi sopralluoghi, alle indagini geognostiche ed al rilievo geomeccanico, è stato possibile caratterizzare il sito e quindi individuarne le criticità.

Dai risultati ottenuti mediante la campagna di indagine, è emerso complessivamente un ammasso roccioso con qualità “media – buona” nella porzione interna, fatta eccezione per alcune zone abbastanza isolate in corrispondenza del pozzo verticale con qualità “povera”; nella porzione esterna invece, il quadro è risultato più critico, evidenziando un ammasso roccioso di qualità “povera – media”.

Inoltre, attraverso il rilievo dei sistemi di discontinuità, sono stati individuati dei blocchi, insistenti su tutto l’areale, potenzialmente instabili.

Un’ ulteriore problematica è emersa per la presenza di terrazzamenti, confinati da “muretti a secco”, che costituivano le antropizzazioni più antiche del quartiere di

Ragusa Ibla e sui quali la soprintendenza locale ha posto particolari condizioni per la loro salvaguardia.

La stabilità di tali muretti, insistenti sulle pareti rocciose, qualora sottoposti a sismi di medio – elevata intensità, potrebbe risultare compromessa, provocando crolli e fenomeni franosi, i quali potrebbero rappresentare un potenziale pericolo per l’utenza.

Come soluzioni a tali criticità, si è proceduto a progettare dei sistemi di chiodatura, volti ad ancorare i blocchi potenzialmente instabili alla parte stabile dell’ammasso roccioso e dei sistemi di reti e funi per il consolidamento dei terrazzamenti.

In particolare, è stata condotta un’analisi di stabilità mediante il “*Metodo dell’Equilibrio Limite*”, in particolare sul “*Masso 3*”, appartenente al *fronte Sud – Est*; è stata pensato e progettato un intervento di stabilizzazione mediante chiodatura.

Per le criticità relative ai terrazzamenti, nel presente elaborato, è stato analizzato il sistema di terrazzamenti insistente sul “*Parcheggio San Paolo*”.

Per tale sistema è stato progettato un intervento di consolidamento provvisorio, composto da pannelli di reti e funi ancorati all’ammasso roccioso mediante chiodatura.

In questo caso, l’intervento a carattere provvisorio, è stato esplicitamente richiesto dalla “*Soprintendenza Beni Culturali e Ambientali di Ragusa*”, in quanto, in attesa di un futuro progetto di riqualificazione urbana, necessitava di un intervento di consolidamento facilmente rimovibile e sostituibile con una soluzione definitiva.

Nonostante la natura provvisorio dell’intervento, non conoscendo i tempi necessari per l’attuazione del progetto di riqualificazione, tutte le analisi sono state effettuate utilizzando parametri di lungo termine.

Grazie agli interventi di messa in sicurezza progettati, è stato possibile abbassare il rischio nel sito in esame.

Gli interventi proposti nel presente elaborato sono infatti sufficientemente adeguati a ridurre la pericolosità del sito, riportandola alle classi richieste dall’ “*Autorità di*

*bacino*” competente per territorio, al fine di procedere all’elaborazione del progetto definitivo del sistema di ascensori.

A tale scopo, in allegato, si riportano le tavole schematiche di riduzione del rischio, pre e post intervento.

Per la realizzazione delle gallerie che attraversano le latomie, previste a sezione circolare e ospitanti il sistema di ascensori, è stato condotto uno studio sulla loro stabilità.

Sono state analizzate le linee caratteristiche delle tre gallerie e, tenendo conto dei risultati ottenuti dalla classificazione dell’ammasso, è stato possibile ipotizzare, tramite *Grimstad e Barton (2014)*, il sistema di supporto da applicare in fase di costruzione e, inoltre, la metodologia di scavo.

In particolare, per lo scavo della *galleria inclinata*, che verrà eseguito con scavo tradizionale mediante fresa puntuale, sono state previste due tipologie di sezione tipo:

- rivestimento mediante bulloni non sistematici;
- rivestimento costituito da bullonatura sistematica ed eventuale strato di shotcrete armato con rete elettrosaldata leggera di circa 5-6 cm.

Per lo scavo della *galleria orizzontale*, che verrà eseguito con scavo tradizionale mediante fresa puntuale, è stata prevista un’unica tipologia di sezione tipo:

- rivestimento costituito da bullonatura sistematica e strato di shotcrete armato con rete elettrosaldata leggera di circa 5-6 cm.

Per lo scavo del *pozzo verticale*, che verrà eseguito con tecnica tradizionale, sono state previste due sezioni tipo:

- rivestimento costituito da bullonatura sistematica e strato di shotcrete armato con rete elettrosaldata leggera di circa 5-6 cm;
- rivestimento costituito da bullonatura sistematica e strato di shotcrete armato con rete elettrosaldata di circa 6-9 cm.



## BIBLIOGRAFIA

---

Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici (CSLP), *Norme Tecniche per le Costruzioni (NTC-18)*, D.M. 17/01/2018.

Hoek E., Brown E.T. 1980. “Empirical strength criterion for rock masses”, J. Geotech. Engng Div., 1980

Hoek E., Carranza-Torres C., Corkum B. “*Hoek – Brown Failure Criterion*”, 2002.

Hoek E., Diederichs M.S., “*Empirical estimation of rock mass modulus*”, International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences, Volume 43, Issue 2, 2006”.

Cravero M., Iabichino G., Oreste P.P, Teodori S.P., “*Metodi di analisi e dimensionamento di sostegni e rinforzi per pendii naturali o di scavo in roccia*” – Atti del Convegno su “Bonifica di versanti rocciosi per la protezione del territorio” – Trento, 11 – 12 Marzo 2004.

Barla M., “*Elementi di Meccanica e Ingegneria delle Rocce*”, Casa Editrice Celid, 2009.

Scavia C., Barbero M., “*Materiale del corso di Meccanica delle rocce – Politecnico di Torino, A/A 2018/2019*”.

Barbero M., “*Materiale del corso di Analysis and Design of Geotechnical Structures and Earthworks – Politecnico di Torino, A/A 2020/2021*”.

Foti S., Cosentini R.M, “*Materiale del corso di Geotechnical Earthquake Engineering – Politecnico di Torino, A/A 2019/2020*”.

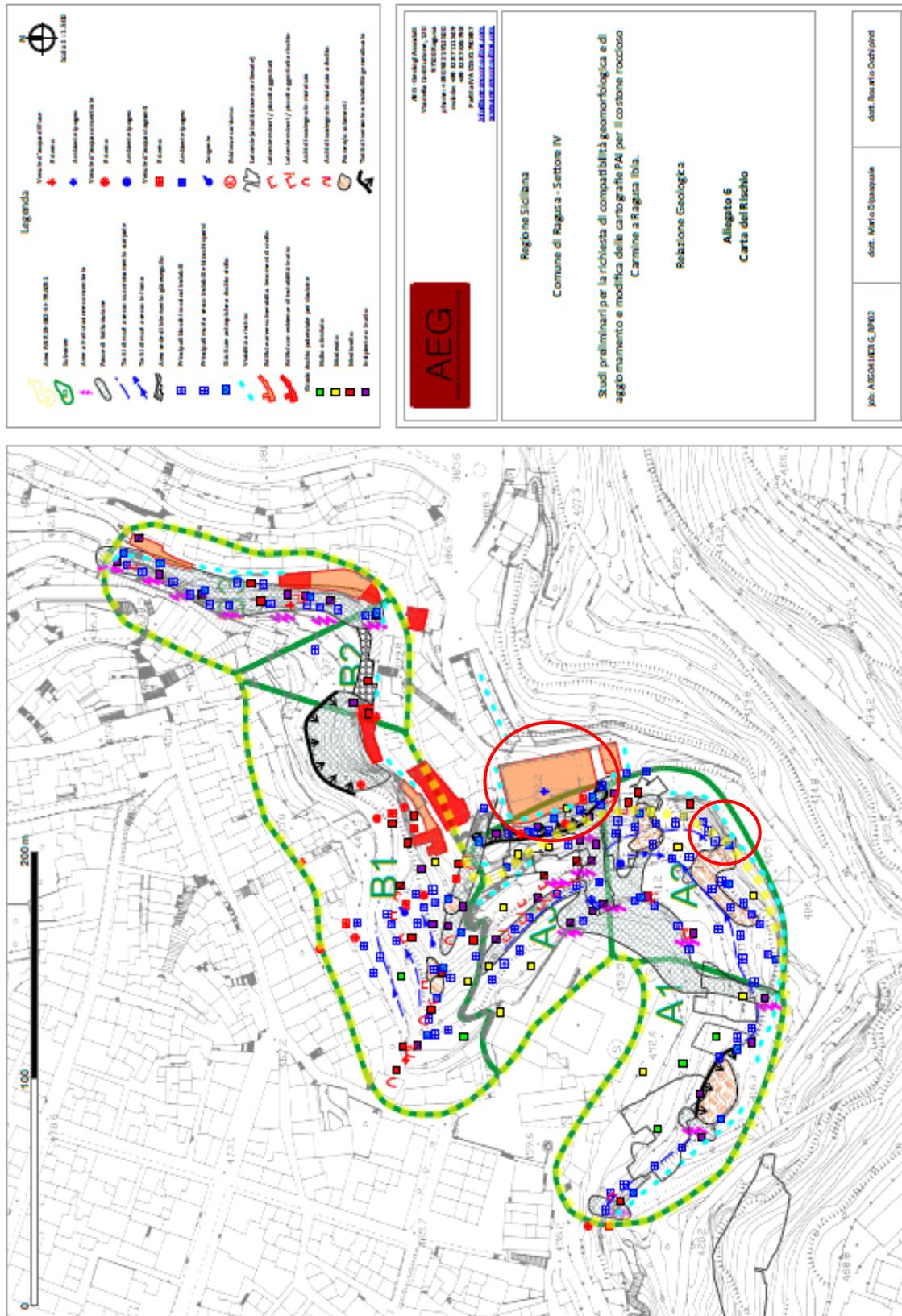
Migliazza M.R, Leonardi A., *“Materiale del corso di Slope Stability and Landslide Risk Mitigation – Politecnico di Torino, A/A 2019/2020”*.

Santarosa R., *“Relazione Tecnica – Indagini Geognostiche relative all’intervento Ascensori San Paolo Carmine – Abbattimento barriere architettoniche tra Ragusa Ibla e Ragusa Centro”*, 2021.

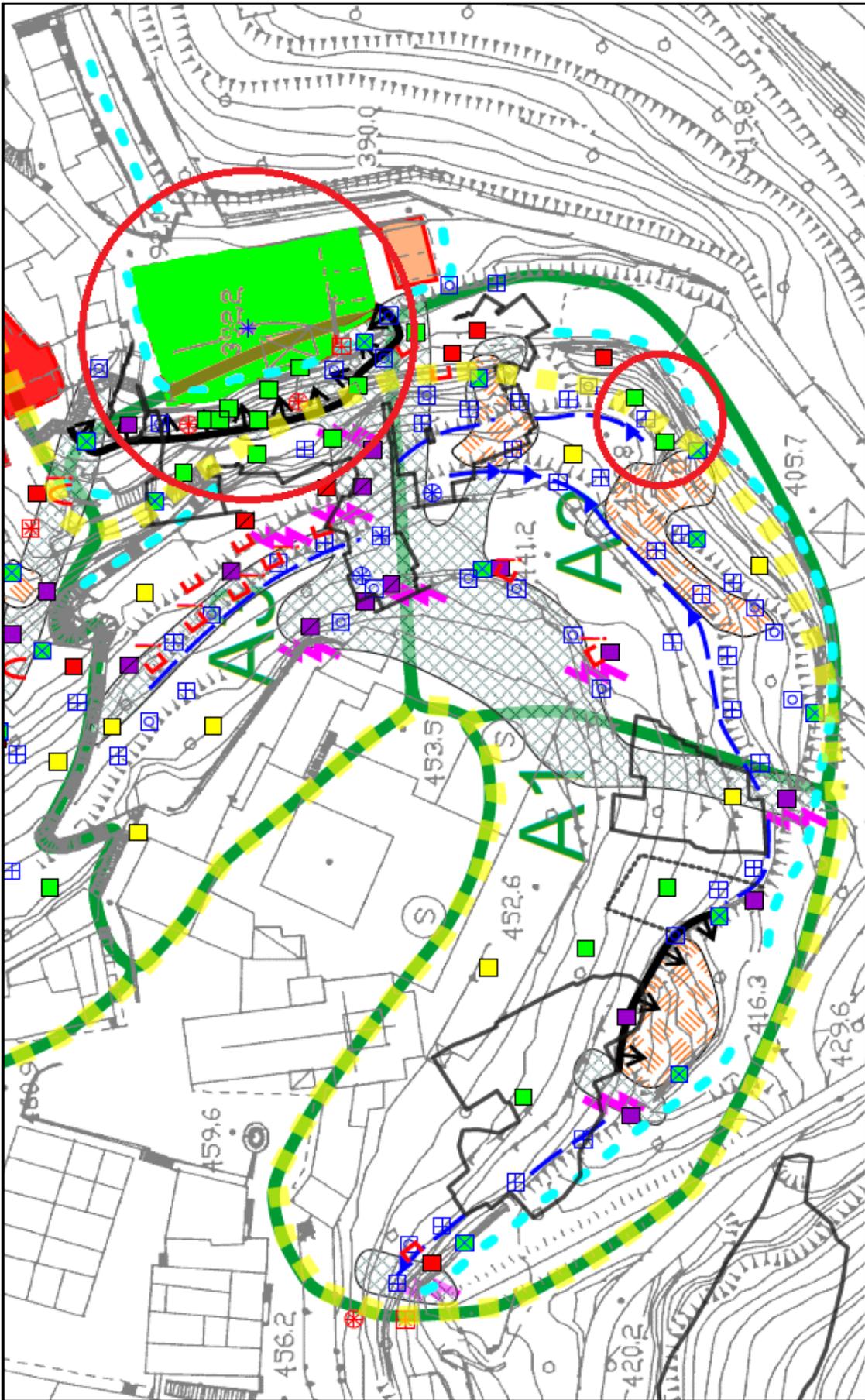
Di Pasquale M., *“Relazione Geologica – Progetto Ascensori San Paolo Carmine – Abbattimento barriere architettoniche tra Ragusa Ibla e Ragusa Centro”*, 2020.

Salerno D., *“Relazione Geomeccanica sulle ispezioni in parete (2021)”*.

# ALLEGATI



Alligato 5 - Carta del rischio pre interventi di stabilizzazione



Allegato 2- Carta del rischio post interventi di stabilizzazione