

POLITECNICO DI TORINO

Corso di Laurea Magistrale  
in Ingegneria Civile

Tesi di Laurea Magistrale

**Progettazione preliminare di un collegamento in  
sotterraneo tramite ascensore in pozzo tra  
Buisson e Chamois, Aosta**



**Politecnico  
di Torino**

Relatore:

Ing. Daniele Martinelli

Candidata:

Flavia Brulard

Marzo 2022



*“Ai miei genitori”*



# INDICE

<b>SOMMARIO .....</b>	<b>8</b>
<b>1. CENNI STORICI.....</b>	<b>10</b>
1.1 Il paese di Chamois .....	10
1.2 La funivia Buisson - Chamois .....	12
1.3 Il sistema di trasporto merci .....	28
1.4 La proposta di una funicolare terrestre.....	33
<b>2. INQUADRAMENTO GEOMORFOLOGICO .....</b>	<b>42</b>
2.1 Inquadramento geografico.....	42
2.2 Inquadramento geologico.....	45
2.3 Inquadramento tettonico.....	51
2.4 Caratterizzazione idrogeologica.....	52
2.5 La sensibilità del territorio agli eventi franosi.....	53
<b>3. CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA DELL'AMMASSO ROCCIOSO .....</b>	<b>58</b>
3.1 Rilevamento geologico-strutturale .....	58
3.2 Elaborazione dei dati rilevati in sito.....	63
3.3 Caratterizzazione meccanica della roccia intatta.....	66
3.4 Classificazione dell'ammasso roccioso.....	68
3.4.1 Classificazione mediante RMR.....	69
3.4.2 Classificazione mediante GSI.....	72
3.4.3 Classificazione mediante l'indice Q.....	74
3.5 Determinazione dei parametri di resistenza e deformabilità per l'ammasso roccioso.....	76
<b>4. SCELTA DEL TRACCIATO .....</b>	<b>82</b>
<b>5. PROGETTAZIONE DEL POZZO VERTICALE .....</b>	<b>86</b>
5.1 La tecnologia <i>raise boring</i> .....	86
5.2 Analisi di stabilità dei blocchi presenti attorno al pozzo.....	92
5.2.1 Dati di input.....	92
5.2.2 Il progetto di rinforzo suggerito dal sistema Q.....	94
5.2.3 La progettazione del rinforzo e risultati finali.....	96
5.3 Modellazione numerica .....	100
5.3.1 Dati di input.....	101

5.3.2 Interpretazione dei risultati ottenuti.....	108
5.3.3 Considerazioni finali .....	111
<b>6. PROGETTAZIONE DELLA GALLERIA ORIZZONTALE....</b>	<b>115</b>
6.1 Il metodo <i>Drill and Blast</i> .....	115
6.2 La progettazione della volata.....	117
6.2.1 Le mine di rinora .....	117
6.2.2 Le mine di produzione e di profilo .....	120
6.2.3 Lo schema di perforazione della volata.....	121
6.2.4 La valutazione del quantitativo di esplosivo .....	122
6.3 Analisi di stabilità dei blocchi presenti attorno alla galleria .....	128
6.3.1 Dati di input.....	128
6.3.2 Il progetto di rinforzo suggerito dal sistema Q.....	131
6.3.3 La progettazione del rinforzo e risultati finali.....	133
<b>7. STIMA DI MASSIMA DEI COSTI .....</b>	<b>137</b>
<b>8. CONCLUSIONI .....</b>	<b>141</b>
8.1 Considerazioni finali .....	143
<b>BIBLIOGRAFIA.....</b>	<b>145</b>
<b>SITOGRAFIA .....</b>	<b>148</b>

## **ALLEGATO 1**

## **ALLEGATO 2**

## INDICE DELLE FIGURE

<i>Figura 1 – Il paese di Chamois .....</i>	<i>10</i>
<i>Figura 2 – Ritaglio di giornale estratto dalla “Gazzetta Sera” del 25 giugno 1956 .....</i>	<i>13</i>
<i>Figura 3 – Sostegno 1 della funivia (a sinistra) e della teleferica (a destra) ..</i>	<i>14</i>
<i>Figura 4 – Sostegno 2 della funivia (a destra) e della teleferica (a sinistra) ..</i>	<i>14</i>
<i>Figura 5 – Stazione di valle della nuova funivia Buisson – Chamois.....</i>	<i>16</i>
<i>Figura 6 – Nuove cabine da 40+1 persone.....</i>	<i>22</i>
<i>Figura 7 – Nuova vettura di soccorso 4+1 persone.....</i>	<i>25</i>
<i>Figura 8 – Stazioni a valle della funivia (a destra) e della teleferica (a sinistra) .....</i>	<i>31</i>
<i>Figura 9 – Stazioni a monte della teleferica (a destra) e della funivia (a sinistra) .....</i>	<i>32</i>
<i>Figura 10 – Profilo funicolare terrestre (Ravet, 1993).....</i>	<i>34</i>
<i>Figura 11 – Tracciato della funicolare terrestre (Ravet, 1993).....</i>	<i>35</i>
<i>Figura 12 – Inquadramento geografico .....</i>	<i>42</i>
<i>Figura 13 – Comuni confinanti con Chamois (GeoNavigatore della Valle d’Aosta) .....</i>	<i>43</i>
<i>Figura 14 – Carta Tecnica Regionale in scala 1:10.000 realizzata dalla Regione Autonoma Valle d’Aosta nel 2005 (GeoNavigatore della Valle d’Aosta).....</i>	<i>44</i>
<i>Figura 15 – Curve di livello (GeoNavigatore della Valle d’Aosta) .....</i>	<i>44</i>
<i>Figura 16 – Imponente parete rocciosa .....</i>	<i>45</i>
<i>Figura 17 - Carta geomorfologica e dei dissesti in scala 1:5.000 del 1993 e relativa legenda .....</i>	<i>48</i>
<i>Figura 18 – Stralcio del Foglio 070 – Monte Cervino della Carta Geologica d’Italia in scala 1:50.000 .....</i>	<i>49</i>
<i>Figura 19 – Sezione geologica D’-D’ della Carta geologica d’Italia .....</i>	<i>49</i>
<i>Figura 20 – Legenda relativa allo stralcio ed alla sezione geologica D’ della carta geologica 1:50.000.....</i>	<i>50</i>
<i>Figura 21 – Idrografia principale (torrente Marmore) e secondaria (torrente Chamois e Saverou-Suisse) .....</i>	<i>52</i>
<i>Figura 22 – Area di conoide attivo (GeoNavigatore della Valle d’Aosta) .....</i>	<i>54</i>
<i>Figura 23 – Area di frana attiva (GeoNavigatore della Valle d’Aosta) .....</i>	<i>55</i>
<i>Figura 24 – Area di frana quiescente (GeoNavigatore della Valle d’Aosta) ..</i>	<i>55</i>
<i>Figura 25 – Catasto dei dissesti (GeoNavigatore della Valle d’Aosta) e relativa legenda.....</i>	<i>56</i>
<i>Figura 26 – Mappa dell’inventario IFFI e relativa legenda.....</i>	<i>57</i>
<i>Figura 27 – Bussola da geologo.....</i>	<i>59</i>
<i>Figura 28 – Angoli per la valutazione dell’orientazione di una discontinuità</i>	<i>60</i>
<i>Figura 29 – Affioramento roccioso n.1 .....</i>	<i>60</i>

<i>Figura 30 – Affioramento roccioso n.2</i> .....	61
<i>Figura 31 – Affioramento roccioso n.3</i> .....	62
<i>Figura 32 – Rappresentazione stereografica polare equi area dei poli singoli di discontinuità</i> .....	64
<i>Figura 33 – Rappresentazione stereografica polare equi area delle densità di concentrazione</i> .....	64
<i>Figura 34 – Definizione delle famiglie di discontinuità K1, K2 e K3</i> .....	65
<i>Figura 35 – Inviluppo di rottura di Hoek &amp; Brown sul piano <math>\sigma_1</math>- <math>\sigma_3</math></i> .....	67
<i>Figura 36 - Tabella per la determinazione dell'indice GSI</i> .....	73
<i>Figura 37 – Valutazione del grado di disturbo (Hoek et al., 2002)</i> .....	77
<i>Figura 38 – Inviluppo di rottura generalizzato di Hoek &amp; Brown sul piano <math>\sigma_1</math>-<math>\sigma_3</math></i> .....	78
<i>Figura 39 -Tabella per la selezione dei valori del rapporto modulo MR (Deere, 1968 e Palmstrom e Singh, 2001)</i> .....	80
<i>Figura 40 – Diagrammi degli inviluppi di rottura ricavati con il software RocData</i> .....	81
<i>Figura 41 – Parametri di input ed output del software RocData</i> .....	81
<i>Figura 42 – Determinazione delle aree di cantiere a valle ed a monte</i> .....	82
<i>Figura 43 – Curve di dislivello e stralcio della Carta Tecnica Regionale in scala 1:5000</i> .....	83
<i>Figura 44 – Modello tridimensionale del tracciato di progetto</i> .....	84
<i>Figura 45 – Vista 3D del tracciato di progetto sezionato</i> .....	84
<i>Figura 46 – Sezione di progetto del tracciato</i> .....	85
<i>Figura 47 – Realizzazione del foro pilota</i> .....	87
<i>Figura 48 – Completamento del foro pilota e sostituzione del tricono con l'alesatore</i> .....	88
<i>Figura 49 – Utensili da taglio tronco conici con inserti di carburo di tungsteno</i> .....	88
<i>Figura 50 – Alesaggio del foro e produzione dello smarino</i> .....	89
<i>Figura 51 – Scelta del Raise Boring Ring</i> .....	90
<i>Figura 52 – Specifiche tecniche della RBR600VF (Herrenknecht)</i> .....	90
<i>Figura 53 – Posizionamento dell'area di cantiere a Chamois</i> .....	91
<i>Figura 54 – Definizione delle tre famiglie di discontinuità in Unwedge</i> .....	93
<i>Figura 55 – Inviluppo di resistenza di Mohr-Coulomb per le discontinuità</i> ....	93
<i>Figura 56 – Diagramma del “Rock Mass Quality and Rock Support” (Barton et al., 1974)</i> .....	95
<i>Figura 57 – Disposizione del sistema di bullonatura sistematica</i> .....	97
<i>Figura 58 – Sequenza d'installazione dei sistemi di rinforzo strutturale e relativa variazione del FS</i> .....	98
<i>Figura 59 – Installazione dello strato di calcestruzzo proiettato e relativi FS</i> 99	
<i>Figura 60 – Geometria del modello numerico</i> .....	101
<i>Figura 61 – Definizione del Joint Network più vicino alla sezione di scavo</i> .	102

<i>Figura 62 – Attribuzione delle famiglie di discontinuità al modello numerico</i>	103
<i>Figura 63 – Impostazioni relative alla discretizzazione del modello numerico discontinuo</i>	103
<i>Figura 64 – Discretizzazione del modello numerico discontinuo</i>	104
<i>Figura 65 – Particolare della discretizzazione del modello numerico discontinuo</i>	105
<i>Figura 66 – Proprietà assegnare alle tre famiglie di discontinuità</i>	105
<i>Figura 67 – Proprietà assegnate alla roccia intatta</i>	106
<i>Figura 68 – Stato tensionale iniziale attribuito al modello discontinuo</i>	107
<i>Figura 69 – Discretizzazione del modello numerico nell'intorno dello scavo del pozzo</i>	107
<i>Figura 70 – Modello discontinuo: tensione principale <math>\sigma_1</math></i>	108
<i>Figura 71 – Modello discontinuo: tensione secondaria <math>\sigma_3</math></i>	108
<i>Figura 72 – Modello discontinuo: elementi plasticizzati</i>	109
<i>Figura 73 – Modello discontinuo: discontinuità plasticizzate</i>	109
<i>Figura 74 – Modello discontinuo: spostamento totale</i>	110
<i>Figura 75 – Modello discontinuo: deformata sul contorno del pozzo</i>	110
<i>Figura 76 – Modello discontinuo: spostamento totale sul contorno del pozzo</i>	111
<i>Figura 77 – Valori relativi alla discretizzazione messi a confronto</i>	111
<i>Figura 78 – Discretizzazione del modello numerico continuo</i>	112
<i>Figura 79 – Proprietà assegnate all'ammasso roccioso</i>	112
<i>Figura 80 – Modello continuo: tensione principale <math>\sigma_1</math></i>	113
<i>Figura 81 – Modello continuo: tensione secondaria <math>\sigma_3</math></i>	113
<i>Figura 82 – Modello continuo: spostamento totale</i>	114
<i>Figura 83 – Confronto dello spostamento totale tra il modello continuo e discontinuo</i>	114
<i>Figura 84 – Schema del metodo D&amp;B</i>	116
<i>Figura 85 – Esempio di schema di perforazione della volata con apertura a fori paralleli</i>	116
<i>Figura 86 – Valutazione del diametro della rinora</i>	118
<i>Figura 87 – Schema di perforazione delle mine di rinora</i>	119
<i>Figura 88 – Schema di perforazione della volata</i>	121
<i>Figura 89 – Concentrazione di carica relativa al primo quadrato della rinora</i>	122
<i>Figura 90 – Concentrazione di carica relativa al secondo quadrato della rinora</i>	123
<i>Figura 91 – Concentrazione di carica relativa al terzo quadrato della rinora</i>	123
<i>Figura 92 – Concentrazione di carica di base relativa al quarto quadrato della rinora</i>	124

<i>Figura 93 – Nomenclatura di un foro di mina caricato (Mancini e Cardu, 2001)</i>	124
<i>Figura 94 – Sezione tipo della galleria orizzontale</i>	128
<i>Figura 95 – Valutazione del Trend della galleria orizzontale</i>	129
<i>Figura 96 – Definizione delle tre famiglie di discontinuità in Unwedge</i>	130
<i>Figura 97 – Diagramma del “Rock Mass Quality and Rock Support” (Barton et al., 1974) per la valutazione della categoria di rinforzo sui piedritti</i>	131
<i>Figura 98 – Diagramma del “Rock Mass Quality and Rock Support” (Barton et al., 1974) per la valutazione della categoria di rinforzo in calotta</i>	132
<i>Figura 99 - Disposizione del sistema di bullonatura sistematica e singolare</i>	134
<i>Figura 100 - Sequenza d’installazione dei sistemi di rinforzo strutturale e relativa variazione del FS</i>	135
<i>Figura 101 – Marciapiede mobile realizzato all’aeroporto di Changi a Singapore</i>	144

## INDICE DELLE TABELLE

<i>Tabella 1 – Caratteristiche principali impianto funiviario del 1996</i> .....	16
<i>Tabella 2 - Caratteristiche principali impianto funiviario del 2003</i> .....	23
<i>Tabella 3 – Caratteristiche principali della funicolare terrestre</i> .....	35
<i>Tabella 4 – Dip, Dip Direction e Strike delle tre famiglie di discontinuità ricavate</i> .....	65
<i>Tabella 5 – Parametri di Hoek &amp; Brown forniti in letteratura da Broch (1974)</i> .....	67
<i>Tabella 6 – Valutazione dei parametri per l'indice RMR (Bieniawski, 1984)</i> .	70
<i>Tabella 7 – Coefficienti numerici associati ad ogni parametro per l'indice RMR</i> .....	71
<i>Tabella 8 - Classi di qualità dell'ammasso roccioso in base all'indice RMR di base (Bieniawski, 1978)</i> .....	71
<i>Tabella 9 – Coefficienti numerici assunti per la valutazione del GSI</i> .....	72
<i>Tabella 10 – Classi di qualità dell'ammasso roccioso in base all'indice Q (Barton et al., 1974)</i> .....	75
<i>Tabella 11 – Parametri necessari per il criterio generalizzato di Hoek &amp; Brown</i> .....	78
<i>Tabella 12 – Valori del modulo di deformabilità dell'ammasso roccioso</i> .....	79
<i>Tabella 13 – Valori di ESR suggeriti da Barton et al. (1974)</i> .....	94
<i>Tabella 14 – Formule per la valutazione della spalla ed interasse</i> .....	120
<i>Tabella 15 – Valori di spalla e interasse delle mine di contorno e produzione</i> .....	120
<i>Tabella 16 – Geometria e concentrazione di carica delle mine di contorno e di produzione</i> .....	124
<i>Tabella 17 – Concentrazioni di carica e dimensioni delle mine di contorno e di produzione</i> .....	125
<i>Tabella 18 – Quantitativo di esplosivo per ogni mina di contorno e di produzione</i> .....	126
<i>Tabella 19 – Coefficiente empirico A</i> .....	127
<i>Tabella 20 – Coefficiente empirico B</i> .....	127
<i>Tabella 21 – Coefficiente empirico C</i> .....	127
<i>Tabella 22 – Caratteristiche geometriche relative alla galleria orizzontale</i> .	138
<i>Tabella 23 – Stima di massima del costo della galleria orizzontale</i> .....	139
<i>Tabella 24 - Caratteristiche geometriche relative al pozzo verticale</i> .....	139
<i>Tabella 25 – Stima di massima del costo del pozzo verticale</i> .....	140
<i>Tabella 26 – Stima finale di massima dei costi</i> .....	140

## SOMMARIO

Il paese di Chamois, in Valle d'Aosta, oltre ad essere il secondo comune più elevato d'Italia risulta essere anche l'unico sulla terraferma a non essere raggiungibile in automobile ma solo a piedi, in bicicletta, con piccoli aeroplani o soprattutto con la funivia che fin dal 1955 svolge servizio pubblico per il trasporto di passeggeri e merci dal villaggio alpino fino al fondovalle e viceversa.

A partire da questa sua atipicità è nata l'idea di sviluppare un progetto preliminare di massima per la realizzazione di un impianto di risalita in sotterraneo di collegamento tra Buisson e Chamois. Con questa soluzione, innovativa ed unica nel suo genere, sarebbe possibile abbattere l'impatto visivo che un impianto a fune suscita sull'ambiente circostante ma anche sfruttare al meglio il sottosuolo, permettendo di impiegare i vantaggi di un impianto in sotterraneo dal non essere influenzato da eventi atmosferici avversi e di poter essere utilizzato senza interruzioni tutti i giorni dell'anno in qualsiasi ora del giorno e della notte.

Il progetto di fattibilità nello specifico prevede la costruzione di una galleria orizzontale, da realizzare tramite scavo tradizionale con esplosivo, ed un pozzo verticale di circa 700 m, da scavare con la tecnica del raise boring, nel quale verrà successivamente installato l'ascensore per il trasporto pubblico di turisti e residenti ma anche di merci.

Lo studio si è svolto inizialmente analizzando il rilevamento geologico-strutturale esistente effettuato in sito, i dati forniti dalla letteratura scientifica e dallo studio dei documenti reperiti negli archivi della Regione Autonoma Valle d'Aosta riguardanti principalmente: il progetto iniziale, i suoi ammodernamenti e tutte le revisioni speciali e generali a cui è stato sottoposto l'impianto a fune nonché il progetto di massima, redatto nel 1993, inerente alla realizzazione di una funicolare terrestre di sostituzione all'attuale funivia.

Successivamente, è stata eseguita la caratterizzazione geotecnica dell'ammasso roccioso nella zona in cui si prevede la localizzazione del tracciato, la progettazione preliminare della galleria orizzontale e l'analisi di sensibilità al variare del grado di fratturazione dell'ammasso roccioso considerando una sezione tipo del pozzo verticale. Quest'ultimo punto è molto importante perché questa analisi preliminare non può includere informazioni precise e dettagliate sull'ammasso roccioso, ed è quindi una buona strategia verificare diversi scenari.

Infine, si è conteggiato il bilancio dei volumi, valutando il quantitativo di smarino che si produrrebbe con lo scavo sia tradizionale sia meccanizzato, ed una stima di massima complessiva dei costi necessari per la realizzazione di questo originale impianto di risalita in sotterraneo.

# 1. CENNI STORICI

## 1.1 Il paese di Chamois

Il paese di Chamois si trova in una delle vallate laterali della Valle d'Aosta, in particolare nella Valtournenche ad un passo dal Monte Cervino a circa 45 km dal capoluogo aostano e con i suoi 1818 m s.l.m. è il comune più elevato della Valle d'Aosta ed il secondo più alto d'Italia dopo Sestriere (TO).

Questo piccolo villaggio alpino (Figura 1), il cui nome deriva dalla parola francese *chamois*, ovvero camoscio, l'animale tipico di questa zona che è raffigurato anche nello stemma del comune, conta solamente 111 residenti (dato Istat che è stato rilevato in data 31 maggio 2021) ed è situato su di un ampio terrazzo morenico esposto prevalentemente a sud che si affaccia su un imponente salto roccioso.



Figura 1 – Il paese di Chamois

È possibile definire Chamois come il paese in cui il tempo si è fermato, gli spazi sono quelli che è possibile percorrere a piedi ed il tempo è quello delle stagioni in quanto risulta l'unico comune d'Italia sulla terraferma a non essere raggiungibile in automobile ma solo a piedi, in bicicletta, con piccoli aeroplani grazie al primo "altiporto" d'Italia o con la funivia che svolge il suo servizio fin dal 1955, anno di apertura della funivia al pubblico. In effetti, nel referendum del 1953 gli abitanti di Chamois preferirono la costruzione di una funivia per il trasporto dei passeggeri e di una teleferica per il trasporto delle merci, a quella di una strada come mezzo di collegamento del paese con il fondovalle.

Gli unici collegamenti che interessano il territorio di Chamois, percorribili in condizioni meteorologiche favorevoli, oltre all'attuale funivia sono tre:

- una mulattiera che collega La Magdeleine con Valtournenche passando per il paese di Chamois lungo un sentiero di trekking denominato la "Gran Balconata";
- una strada sterrata di circa 8 km che partendo dal comune di La Magdeleine attraverso il Colle di Pilaz arriva a Chamois e che viene utilizzata prevalentemente per il trasporto pubblico sostitutivo di merci e persone quando la funivia necessita di periodi di fermo per manutenzione;
- la mulattiera de "Les Seingles": un sentiero, anche scavato nella roccia, ripido e tortuoso che con i suoi 93 tornanti e più di 700 m di dislivello, fino al 1955 era l'unica via di collegamento del paese alpino con il fondovalle, in particolare con Buisson, frazione di Antey-Saint-André.

Chamois è un comune sparso composto da sette borgate dette *hameau*: Caillà, Crepin, Corgnolaz, Lago Lod, LaVille, Liussel e Suisse collegate tra loro da sentieri. L'attività principale di questo villaggio alpino era la pastorizia, l'allevamento del bestiame, l'agricoltura e la lavorazione del legno con produzione di rastrelli e gerle fino al 1955 allorquando, grazie all'entrata in servizio della funivia, iniziò ad affacciarsi il turismo sia estivo, con le innumerevoli passeggiate presenti sul territorio, sia invernale, grazie ai 17 km di piste di discesa.

Il turismo in questo paese montano, essendo privo di traffico di tipo automobilistico, è dunque basato prevalentemente sulla mobilità sostenibile e per questo motivo dal 2006 è entrato anche a far parte delle "Perle delle Alpi", il circuito italiano che comprende tutte le località alpine che risultano essere in grado di offrire vacanze all'insegna dell'ecosostenibilità.

## 1.2 La funivia Buisson - Chamois

Il primo collegamento Buisson – Chamois venne realizzato nell'anno 1955 ed inaugurato nell'estate dello stesso anno. Si trattava di una piccola funivia bifune a due vetture, dalla capienza di 8 persone e portata oraria di circa 50 persone/ora, con movimento a va e vieni che all'occorrenza veniva anche utilizzata per il trasporto delle merci che venivano stipate all'interno dei veicoli stessi.

La funivia svolgeva il servizio di trasporto pubblico locale di persone, bagagli e merci e aveva (ed ha tutt'ora) la stazione traente di valle ubicata nella frazione di Buisson nel comune di Antey-Saint-André, direttamente accessibile dalla strada regionale per Cervinia, mentre la stazione motrice di monte in località Corgnolaz nel comune di Chamois.

La linea era costituita da due funi portanti, una per ogni vettura, in acciaio ad alta resistenza a 133 fili di diametro pari a 30 mm e le vetture erano collegate mediante un anello trattivo, contrappesato a valle, costituito per il semianello superiore dalla fune traente superiore, del diametro di 14 mm a 144 fili, e per il semianello inferiore dalla fune traente inferiore, del diametro di 13mm. Le funi erano sostenute lungo la linea da tre cavalletti in traliccio di acciaio ancorati nella roccia da fondazioni in calcestruzzo: i primi due alti 14.50 m e l'ultimo di soli 7 m, sui quali si trovavano le scarpe di appoggio delle portanti e le rulliere delle traenti.

Il 23 giugno 1956 una grave sciagura accadde lungo l'impianto della funivia di Chamois (Figura 2): la rottura del cavo traente portò alla morte il ventunenne Piero Rigollet, manovratore e unico passeggero presente a bordo della cabina in quel momento che, cercando di salvarsi lanciandosi dalla vettura a 25 m di altezza e sperando di cadere sull'erba, venne invece risucchiato dalla velocità della cabina e scaraventato contro il pilone più vicino. Il Politecnico di Torino prese parte alle indagini eseguendo, qualche giorno dopo l'accaduto, la perizia alla cabina precipitata e al cavo spezzato nel punto di attacco alla cabina, confermando la rottura del perno di unione delle due teste fuse a capo della fune traente.



*Figura 2 – Ritaglio di giornale estratto dalla “Gazzetta Sera” del 25 giugno 1956*

La funivia, dopo i lavori per rimetterla in servizio, rimase successivamente in funzione fino all’anno 1968 allorquando venne sostituita da una funivia a va e vieni più moderna ed in grado di soddisfare l’aumento di turismo con due veicoli dalla capienza di 37 persone l’uno e portata oraria di 370 persone/ora.

Tale impianto funiviario venne realizzato a partire dal 1966 ed inaugurato aprendolo al pubblico il 17 gennaio 1968. Il progetto fu della “Ceretti e Tanfani S.p.a. (MI)”, società italiana specializzata in impianti a fune fondata nel 1890 a Milano, che prevedeva la presenza di due soli piloni in acciaio tralicciato, di altezza nominale pari rispettivamente a 25 e 20 m.

La principale differenza tra i due sostegni, oltre l’altezza, era ed è l’asse del fusto e la posizione dei plinti di fondazione. Infatti, mentre il fusto del sostegno numero 2 presenta un asse perfettamente verticale con i quattro plinti di fondazione posti alla medesima quota, il fusto del sostegno 1 risulta inclinato di 6.9° verso valle, e quindi i plinti delle gambe a monte risultano ad una quota sopraelevata rispetto a quelli delle gambe di valle (Figura 3 e Figura 4).



*Figura 3 – Sostegno 1 della funivia (a sinistra) e della teleferica (a destra)*



*Figura 4 – Sostegno 2 della funivia (a destra) e della teleferica (a sinistra)*

Successivamente, la portata oraria dall'ottobre 1990, a seguito del mancato adeguamento dell'impianto alla nuova normativa funiviaria emanata lo stesso anno, venne limitata a 296 persone/ora. Essendo dunque la portata di un impianto funiviario in funzione sia del numero di corse orarie eseguite sia della velocità di funzionamento, tale inadempienza comportò anche una limitazione alla velocità massima di esercizio da 8 m/s a 6 m/s penalizzando così la capacità di trasporto.

Dall'aprile del 1993 all'ottobre dello stesso anno l'ingegnere Sergio Ravet iniziò a monitorare l'impianto funiviario eseguendo tutta una serie di misurazione con teodolite elettronico. Tale indagine riguardò principalmente il pilone e la stazione di monte. A seguito delle informazioni ricevute dal geologo Fabrizio Gregori, presenti all'interno della "Relazione di impatto ambientale" relativa al progetto della funicolare del 1993, infatti era risultato che la zona della stazione di monte era caratterizzata dalla presenza di bancate limo-talcose a livello superficiale, imbibite e cedevoli con evidenti tracce di degrado e presenza di falda permanente, i quali potevano causare possibili fenomeni franosi.

Le conclusioni relative ai sei mesi di analisi vennero successivamente descritte ed esposte all'interno della relazione tecnica redatta dallo stesso ingegnere Ravet (novembre 1994). In tale documento vennero espresse due diverse considerazioni. Per quel che riguardava il prisma che era stato posto sul plinto di fondazione del pilone di monte non si erano osservati movimenti nell'arco dei sei mesi di monitoraggio, concludendo che tale pilone non era soggetto a nessun tipo di movimento traslatorio. Mentre per quanto concerneva i prismi che erano stati posizionati sulla struttura della stazione di monte si erano registrati tutta una serie di spostamenti compresi tra i 5 e i 10 mm. La stazione di monte risultava pertanto soggetta ad un leggero fenomeno di carattere roto-traslatorio verso il torrente Chamois; tale fenomeno si evidenziava principalmente nel periodo aprile-maggio corrispondente al livello di massima imbibizione del terreno e di massima potenza della falda freatica causata dallo scioglimento delle nevi, mentre nel periodo estivo il fenomeno risultava stabilizzato. A conclusione della relazione l'ingegnere affermò che era necessario tenere continuamente e costantemente sotto controllo la stazione di monte ed in particolare il terreno su cui essa si fondava prevedendone i potenziali fenomeni di scivolamento planare e cercando di contenere l'anomalia del fuori allineamento della portante, la quale risultava non ottimale nella zona dei sostegni.

Nel 1996 venne progettata e costruita dalla "Hölzl costruzione funivie S.r.l. – Lana (BZ)", un'impresa italiana fondata nel 1980 e costruttrice di impianti a fune, la nuova ed attuale funivia a va e vieni con due vetture da 37 passeggeri ciascuna. Nello stesso anno, dopo l'esito positivo della visita di ricognizione, la funivia venne riaperta al pubblico il 21 novembre.

Andando più nello specifico, ogni veicolo del nuovo impianto si sviluppava su una linea a 3 campate con funi portanti contrappesate nella stazione di valle, risultando così la stazione di monte la stazione motrice mentre quella a valle la tenditrice delle traenti (Figura 5).



Figura 5 – Stazione di valle della nuova funivia Buisson – Chamois

L’impianto funiviario oltre alla stazione motrice di monte e a quella di rinvio a valle era caratterizzata da: due sostegni di linea aventi altezza pari a 25 m e 20 m, un veicolo di soccorso a monte ed uno a valle e due veicoli principali costituiti da una cabina in lega leggera, una sospensione ed un carrello a 8 rulli in lamiera di acciaio saldata.

L’adeguamento tecnico e l’ammodernamento integrale della funivia del 1996 riguardarono principalmente la sostituzione di tutta una serie di elementi dell’impianto quali: funi portanti, fune di soccorso, argano principale, tutte le pulegge presenti nei macchinari nella stazione motrice a monte e tenditrice a valle, le due vetture e la revisione dei due carrelli di soccorso nonché la sostituzione completa dell’impianto di azionamento elettrico, dei dispositivi di comando e dell’impianto di sicurezza.

Le caratteristiche principali dell’impianto funiviario, ricavate dalle relazioni e dai documenti redatti dalla “Hölzl costruzione funivie S.r.l. – Lana (BZ)” a firma dell’ingegnere Ghedina (aprile 1996), sono state elencate nella tabella seguente (Tabella 1).

Tabella 1 – Caratteristiche principali impianto funiviario del 1996

	Stazione tenditrice a valle	Sostegno 1	Sostegno 2	Stazione motrice a monte
<b>Quote progressive [m]</b>	1120.30	1728.00	1788.00	1812.50
<b>Distanze progressive [m]</b>	33.55	1115.00	1279.50	1520.55
<b>Dislivello fra gli appoggi [m]</b>	607.70	60.00	24.50	
<b>Lunghezze orizzontali [m]</b>	1081.45	164.50	241.05	
<b>Lunghezze inclinate [m]</b>	1240.50	175.10	242.29	
<b>Lunghezza sviluppata complessiva [m]</b>		1657.89		
<b>Dislivello complessivo [m]</b>		692.20		

<b>Altezza del sostegno di linea 1 [m]</b>	25
<b>Altezza del sostegno di linea 2 [m]</b>	20
<b>Pendenza media fra le due stazioni [%]</b>	46
<b>Pendenza massima della vettura carica [%]</b>	74
<b>Diametro funi portanti a 219 fili [mm]</b>	45.6
<b>Diametro fune traente a 114 fili [mm]</b>	25
<b>Diametro fune zavorra a 114 fili [mm]</b>	20
<b>Diametro fune di soccorso a 114 fili [mm]</b>	14
<b>Massa della vettura a pieno carico (37+1 persone) [kg]</b>	4420
<b>Massa del carrello di soccorso a pieno carico (4+1 persone) [kg]</b>	900
<b>Massa del contrappeso delle funi portanti [kg]</b>	2x53000
<b>Massa del contrappeso della fune zavorra a valle [kg]</b>	20000
<b>Massa del contrappeso della fune soccorso a valle [kg]</b>	15200
<b>Accelerazione e decelerazione in stazione [m/s<sup>2</sup>]</b>	0.3
<b>Velocità massima in linea [m/s]</b>	10.0
<b>Velocità massima sui sostegni [m/s]</b>	8.0
<b>Potenza massima dell'azionamento elettrico principale [kW]</b>	311
<b>Potenza nominale dell'azionamento principale [kW]</b>	260
<b>Portata oraria massima [persone/h]</b>	434

In particolare, la portata oraria di tale impianto risultava pari a 434 persone/ora. Questo valore è possibile ricavarlo considerando le varie accelerazioni e decelerazioni in stazione, le velocità percorribili sulla linea ed un tempo di fermata per la salita e la discesa dei viaggiatori di 60 secondi, ottenendo un tempo totale per un ciclo di corsa pari a 307.1 secondi, i quali corrispondono ad un numero di corse per ora pari a 11.7 e quindi a 434 persone/ora.

La Regione Autonoma della Valle d'Aosta, proprietaria dell'impianto funiviario Buisson – Chamois, a seguito di tali importanti rinnovamenti sulla linea incaricò la ditta costruttrice Hölzl, ed in particolare l'ingegnere Ferruccio Levi, ad eseguire un accurato studio sui sostegni di linea. La struttura dei sostegni non venne infatti variata nel 1996, ma da quell'anno le testate iniziarono a manifestare la tendenza a subire apprezzabili oscillazioni, in particolare durante lo scorrimento delle funi portanti sulle nuove scarpe di linea dovuto al passaggio dei veicoli in campata. In effetti, lo scorrimento di una fune attivava la corrispondente forza di attrito su una scarpa generando sia uno spostamento longitudinale della testata sia una rotazione per effetto del disassamento della scarpa rispetto all'asse del sostegno, cioè della mancanza di continuità tra gli assi geometrici dei due elementi meccanici.

La situazione dei due sostegni venne quindi analizzata utilizzando una procedura ad elementi finiti, compilata appositamente per lo studio di sostegni di funivie bifune a va e vieni, ed i risultati ottenuti vennero riassunti in vari documenti dall'ingegnere Levi (settembre 1997).

Le conclusioni che derivarono da tale studio riguardarono principalmente l'elevata snellezza di alcune aste e la carenza sulla rigidità globale dei sostegni. Queste problematiche causavano deformazioni ai fusti dei sostegni di linea con conseguenti oscillazioni delle cabine in cui erano presenti i passeggeri. Vennero dunque proposte due alternative per migliorarne il comportamento: il modo più semplice ed efficace riguardava il raddoppio delle singole aste esistenti, affiancandone un'altra identica ed utilizzando per il collegamento gli stessi bulloni; ma, essendo tale metodologia non sempre fattibile, per possibili problemi di interferenza geometrica fra le aste, l'ingegnere Levi propose anche una soluzione più radicale che consisteva nella sostituzione dell'asta stessa con un'altra avente sezione resistente maggiore.

Nel 1999 l'Amministrazione Regionale della Valle d'Aosta commissionò una nuova indagine, per verificare analiticamente ulteriori scarti sull'allineamento dell'impianto funiviario, al geometra Bryer Andrea dello studio Geoform Associati di Aosta. L'analisi venne effettuata utilizzando ricevitori GPS geodetici in quanto la determinazione degli scarti, su tale particolare impianto, risultava estremamente difficoltosa se effettuata con

metodologie topografiche classiche. Le motivazioni principali erano: dislivello elevato, mancanza di spazio sia a valle sia a monte per eseguire una triangolazione topografica di precisione e l'impossibilità di eseguire un allineamento ottico essendoci una mancanza di visibilità diretta tra le stazioni.

Il monitoraggio, eseguito nel corso della giornata del 22 luglio 1999, prese in considerazioni più o meno i medesimi punti già precedentemente analizzati dall'ingegnere Ravet (novembre 1994) e dall'ingegnere Levi (settembre 1997). Il confronto tra le poligonali ricavate nei vari anni evidenziò scarti estremamente ridotti confermando l'assenza di evidenti spostamenti dei vertici della rete di controllo.

Per ciò che riguarda l'allineamento teorico tra la stazione di valle e quella di monte, come descritto nella relazione tecnico-descrittiva redatta dal geometra Bryer (luglio 1999), si osservò sui due piloni di linea uno scostamento degli stessi in direzione nord di circa una trentina di centimetri. Tali valori risultarono riconducibili agli studi precedenti se non per leggere differenze imputabili al fatto che: lo strumento utilizzato dal geometra Bryer fosse di ultima generazione rispetto a quelli precedentemente impiegati ed all'influenza di fattori esterni quali temperatura, condizioni di carico e assestamenti strumentali.

L'anno seguente, 2000, vennero nuovamente effettuate dallo studio Geoform Associati delle misurazioni lungo l'impianto funiviario. Le valutazioni e conclusioni di tale ulteriore monitoraggio vennero riassunte e firmate dall'ingegnere Dannaz (2000), all'ora direttore d'esercizio dell'impianto. In particolare, lo scostamento dell'allineamento delle funi da quello teorico in corrispondenza dei sostegni risultò invariato e le rilevazioni effettuate, riguardanti il monitoraggio di controllo, confermarono i valori ottenuti nelle precedenti misurazioni affermando l'assenza di scivolamenti o movimenti sia da parte del secondo pilone sia da parte della stazione di monte.

Nel gennaio del 2001 venne redatto il "Piano degli interventi per la revisione speciale della funivia regionale Buisson – Chamois" allo scopo di garantire la sicurezza e la regolarità del servizio in modo da rispettare le medesime condizioni presenti all'atto della riapertura al pubblico dopo l'ammodernamento dell'impianto nel 1996.

Entro il 20 novembre 2001 la funivia venne così sottoposta alla revisione speciale del quinto anno dopo l'ammodernamento, che equivaleva al trentatré-esimo anno dalla propria vita tecnica.

Gli interventi che vennero svolti durante la revisione speciale riguardarono prevalentemente:

- la sostituzione degli elementi costruttivi, di organi meccanici e di componenti elettrici per i quali era prevista una scadenza quinquennale dall'ammodernamento del 1996;
- il rifacimento delle teste fuse per i dispositivi di attacco delle funi traenti e zavorra;
- l'effettuazione con personale qualificato di un esame visivo di tutti gli elementi e le apparecchiature meccaniche allo scopo di individuare eventuali deformazioni, usure, corrosioni ed altre difettosità macroscopiche;
- l'effettuazione con personale qualificato di controlli non distruttivi sugli elementi costruttivi, sugli organi meccanici e sulle giunzioni saldate attraverso controlli con: particelle magnetiche, ultrasuoni e/o liquidi penetranti atti ad individuare possibili degradi che potevano compromettere la stabilità dell'elemento stesso;
- controllo delle condizioni di buona conservazione delle apparecchiature meccaniche e degli equipaggiamenti elettrici e l'esecuzione delle operazioni di manutenzione periodica previsti nel documento "Istruzioni d'uso e manutenzione" redatto dalla ditta costruttrice Hölzl nel 1996.

A seguito di quanto proposto dall'ingegnere Levi (settembre 1997), l'Amministrazione della Regione Autonoma della Valle d'Aosta nel 2002 affidò all'ingegnere Carlo Distasi l'incarico per la stesura di un progetto definitivo, che poi divenne anche esecutivo, per aumentare la rigidità in opera dei sostegni di linea della funivia regionale Buisson – Chamois.

Tale valutazione risultò necessaria in previsione della sostituzione delle cabine (che avvenne successivamente nel 2003) aumentandone la portata da 37 a 40 passeggeri oltre al conducente, con conseguente incremento di carico e peso del sistema di tensionamento delle funi portanti, e per ridurre le sollecitazioni sui due sostegni nelle nuove condizioni di carico, che vennero variate nel 1996 con la sostituzione delle scarpe e delle rulliere sui sostegni di linea.

Il progettista calcolò perciò le nuove sollecitazioni nelle sezioni metalliche componenti i tralicci di sostegno mediante un'analisi dimensionale agli elementi

finiti considerando diverse combinazioni di carico ed utilizzando un'analisi in campo elastico lineare.

Dall'analisi finale dei risultati, in accordo con quanto precedentemente rilevato dai documenti del 1997, venne deciso di aumentare la sezione resistente della maggior parte delle aste diagonali; in particolare, vennero sostituite le vecchie aste metalliche con nuove coppie di elementi angolari zincati collegati mediante saldatura e bullonatura nella parte bassa del sostegno con l'obiettivo di ridurre la snellezza, mentre nella parte alta per ridurre le deformazioni.

Come si può evincere dal progetto esecutivo avente come oggetto l'intervento di aumento di rigidità in opera dei sostegni di linea della funivia regionale Buisson – Chamois redatto dall'ingegnere Distasi (30 aprile 2002 e 9 ottobre 2002), tali operazioni vennero svolte nel periodo di bassa affluenza turistica, cioè nei mesi autunnali, interrompendo l'esercizio della funivia per circa quattro settimane tra giorni di fermo per lavori e giorni necessari al collaudo prima della riapertura dell'impianto. Questi interventi produssero una sensibile riduzione delle deformazioni e oscillazioni dinamiche durante il passaggio dei veicoli in campata, ma non un completo annullamento di esse, in quanto si intervenne su una struttura già esistente mantenendo invariata la sua struttura montante principale.

Su incarico della Regione Autonoma della Valle d'Aosta la società Doppelmayr, che nel 2002 assorbì la società Hölzl, progettò l'anno seguente l'esecutivo relativo al potenziamento dell'impianto funiviario. La definizione di tutti i principali interventi proposti venne esposta e firmata dall'ingegnere Veronesi (10 luglio 2003) in tutta una serie di relazioni e documenti.

Nello specifico gli interventi presentati ed eseguiti furono:

- la sostituzione delle due cabine da 37 persone con due nuove cabine più spaziose da 4m x 2.2m realizzate interamente in lamiera di lega leggera chiodata per 40 persone più conducente (Figura 6);
- un lieve aumento della massa dei contrappesi delle funi portanti;
- la sostituzione dei perni dei rulli;
- la verifica generale delle carrelliere di deviazione delle funi portanti presso la stazione di valle;
- la sostituzione delle guide per l'ingresso delle vetture sia nella stazione di valle sia in quella di monte.

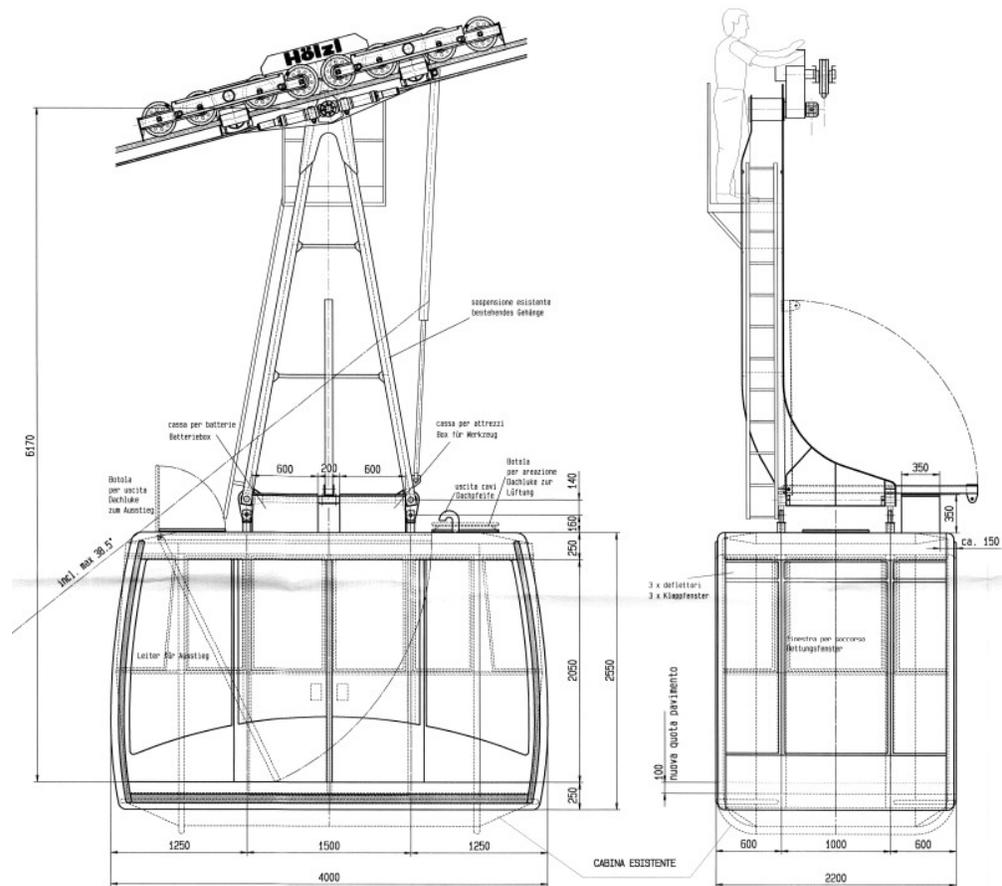


Figura 6 – Nuove cabine da 40+1 persone

La sostituzione delle cabine causò un aumento della massa della vettura da 4420 kg (Tabella 1) a 5250 kg (Tabella 2) portando ad un lieve aumento di circa 7000 kg della massa di ogni contrappeso delle funi portanti. Questo incremento venne realizzato mediante opportune lamiere in acciaio poste e fissate in corrispondenza della parte superiore dei contrappesi. Tutti questi interventi non apportarono alcuna influenza sui macchinari in quanto già dimensionati nel 1996 per far fronte ad un carico maggiore.

Le caratteristiche principali del nuovo impianto bifune a va e vieni con due vetture da 40+1 passeggeri ciascuna della Doppelmayr sono riassunte nella tabella seguente (Tabella 2), dove in grassetto sono state evidenziate le differenze con l'impianto funiviario del 1996 della Hözl.

Tabella 2 - Caratteristiche principali impianto funiviario del 2003

	Stazione tenditrice a valle	Sostegno 1	Sostegno 2	Stazione motrice a monte
<b>Quote progressive [m]</b>	1120.30	1728.00	1788.00	1812.50
<b>Distanze progressive [m]</b>	33.55	1115.00	1279.50	1520.55
<b>Dislivello fra gli appoggi [m]</b>	607.70	60.00		24.50
<b>Lunghezze orizzontali [m]</b>	1081.45	164.50		241.05
<b>Lunghezze inclinate [m]</b>	1240.50	175.10		242.29
<b>Lunghezza sviluppata complessiva [m]</b>	1657.89			
<b>Dislivello complessivo [m]</b>	692.20			
<b>Altezza del sostegno di linea 1 [m]</b>	25			
<b>Altezza del sostegno di linea 2 [m]</b>	20			
<b>Pendenza media fra le due stazioni [%]</b>	46			
<b>Pendenza massima della vettura carica [%]</b>	74			
<b>Diametro funi portanti a 219 fili [mm]</b>	45.6			
<b>Diametro fune traente a 114 fili [mm]</b>	25			
<b>Diametro fune zavorra a 114 fili [mm]</b>	20			
<b>Diametro fune di soccorso a 114 fili [mm]</b>	14			
<b>Massa della vettura a pieno carico (37+1 persone) [kg]</b>	5250			
<b>Massa del carrello di soccorso a pieno carico (4+1 persone) [kg]</b>	900			
<b>Massa del contrappeso delle funi portanti [kg]</b>	2x60000			
<b>Massa del contrappeso della fune zavorra a valle [kg]</b>	20000			
<b>Massa del contrappeso della fune soccorso a valle [kg]</b>	15200			
<b>Accelerazione e decelerazione in stazione [m/s<sup>2</sup>]</b>	0.3			
<b>Velocità massima in linea [m/s]</b>	10.0			
<b>Velocità massima sui sostegni [m/s]</b>	8.0			

<b>Potenza massima dell'azionamento elettrico principale [kW]</b>	<b>354</b>
<b>Potenza nominale dell'azionamento principale [kW]</b>	260
<b>Portata oraria massima [persone/h]</b>	<b>469</b>

La portata oraria di tale impianto grazie all'implementazione di cabine più spaziose, come si può evincere dalla tabella precedente (Tabella 2), portò ad un aumento di portata pari a 469 persone/ora. Questo valore è possibile ricavarlo, come fatto in precedenza per l'impianto funiviario del 1996, considerando le varie accelerazioni e decelerazioni in stazione, le velocità percorribili sulla linea ed un tempo di fermata per la salita e la discesa dei viaggiatori di 60 secondi, ottenendo un numero di corse per ora pari a circa 11.7 che, moltiplicato per 40 persone, fece arrivare la portata oraria massima a 469 persone/ora.

Nel 2003 la società Doppelmayr eseguì ulteriori verifiche al carrello esistente, alle scarpe e rulliere presenti sui sostegni di linea, alle sospensioni esistenti delle vetture compiendo anche una serie di verifiche a tutti i macchinari presenti nella stazione motrice a monte e nella stazione tenditrice a valle per confermare l'assenza di possibili conseguenze sulla nuova linea da 40+1 persone.

A 10 anni dall'adeguamento tecnico e ammodernamento integrale della funivia, precisamente il 27 gennaio 2006, venne commissionato alla società Doppelmayr, a firma dell'ingegnere Veronesi, il progetto di un nuovo veicolo di soccorso in grado di rispondere adeguatamente al sistema di soccorso a seguito dell'aumento di portata dell'impianto avvenuto nel 2003.

Questa nuova vettura di soccorso per 4+1 persone, costruita prevalentemente da tubi rettangolari saldati, venne installata presso la stazione di valle (Figura 7). L'impianto risultava e risulta tutt'ora dotato complessivamente di tre vetture di soccorso, due delle quali ubicate presso la stazione di valle ed una nella stazione di monte.

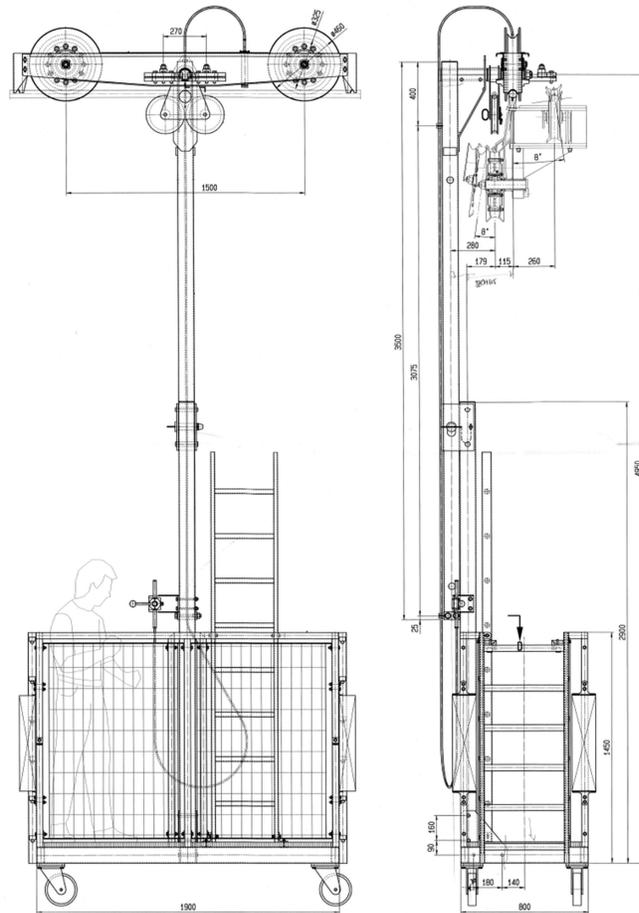


Figura 7 – Nuova vettura di soccorso 4+1 persone

Nello stesso anno venne eseguita anche la revisione speciale del 10° anno che venne ripetuta anche nel 2011 con la revisione speciale del 15° anno (anni calcolati sempre facendo riferimento alla data di ammodernamento tecnico dell'impianto).

Nel febbraio e marzo del 2016 vennero successivamente stilati dall'ingegnere Dannaz gli interventi previsti per la revisione generale del ventesimo anno della funivia Buisson – Chamois KB 14, rivolti ad accertare lo stato dell'impianto sia nel suo complesso sia per quanto riguardava le singole parti in modo da ripristinarne le condizioni originarie di efficienza e sicurezza.

In particolare, gli interventi di revisione vennero suddivisi in 2 fasi temporali ben distinte la cui esecuzione venne programmata rispettivamente nel periodo di settembre e novembre del 2016 per quel che riguarda la prima fase e nello stesso periodo dell'anno 2020 per la seconda fase.

Gli interventi previsti, descritti dettagliatamente nelle relazioni e nei documenti a firma dall'ingegnere Dannaz (11 marzo 2016) furono essenzialmente:

- l'effettuazione con personale qualificato dei controlli non distruttivi sugli elementi costruttivi, sugli organi meccanici e sulle giunzioni saldate previste in revisione speciale;
- la sostituzione di elementi costruttivi, di organi meccanici e di componenti elettrici od elettronici per i quali, in base alle disposizioni della casa costruttrice, sia prevista una scadenza quinquennale e/o ventennale;
- il rifacimento delle teste fuse per i dispositivi di attacco delle funi traente e zavorra;
- i controlli sulle opere civili, sulle apparecchiature meccaniche, sui veicoli, sugli equipaggiamenti elettrici ed elettronici;
- i controlli di scorrimento delle funi portanti;
- l'effettuazione delle operazioni di manutenzione periodica previste dal costruttore in revisione speciale (manutenzione ordinaria) e delle manutenzioni preventive richieste dal Direttore di Esercizio (manutenzione straordinaria) come la sostituzione dell'azionamento elettrico e delle funi portanti;
- il risanamento dei plinti di fondazione sui due sostegni di linea;
- gli interventi di adeguamento dell'impianto alla normativa funiviaria e l'espletamento delle verifiche e prove annuali di collaudo.

Lo svolgimento della prima fase della revisione generale venne rispettata ed effettuata dal 12 settembre al 4 novembre del 2016, mentre a causa della pandemia da COVID-19, la seconda fase venne prorogata e traslata assieme alla revisione generale del 25° anno nel 2021, precisamente dal 6 settembre al 26 novembre dello scorso anno per un totale di 83 giorni di interventi di manutenzione programmata.

Il costo complessivo dei lavori di intervento riguardanti la prima fase furono di circa 700.000,00 euro, mentre per la seconda fase il costo fu di quasi 1.400.000,00 euro, entrambi comprensivi di IVA.

Durante tutti i periodi di fermo imprevisto o chiusura programmata dell'impianto funiviario il trasporto pubblico è sempre stato garantito attivando un servizio sostitutivo per il trasporto delle merci e del trasporto pubblico mediante navette fuoristrada da La Magdeleine a Chamois e viceversa, sia diurno sia notturno in caso di emergenza, con costo medio giornaliero a carico dell'Amministrazione Regionale pari a circa euro 1.400,00.

La funivia regionale Buisson – Chamois risulta ancora oggi un “impianto atipico”, come la definì l'ingegnere Dannaz (1994) per il fatto di essere aperta tutti i giorni dell'anno in quanto unico mezzo di trasporto pubblico a disposizione degli abitanti di Chamois per il collegamento con il fondovalle.

L'orario di funzionamento della funivia va dalle 7.00 del mattino alle 22.25 di sera, con corse ogni mezz'ora, anche se nei periodi di punta vi è la possibilità di effettuare un maggior numero di corse in modo da smaltire tutti i passeggeri in attesa effettuando le corse ogni 15 minuti. Nel periodo estivo l'orario di apertura è prolungato nei fine settimana, mentre nel periodo delle vacanze natalizie vengono effettuate delle corse straordinarie aggiuntive. Nelle ore notturne la funivia è normalmente chiusa al pubblico, pur rimanendo sempre presidiata da due persone che alloggiano alla stazione di monte, in modo da assicurare l'effettuazione di eventuali corse urgenti straordinarie o di pronto intervento.

Il personale che presta servizio presso l'impianto funiviario è composto da 20 dipendenti regionali, suddivisi in tre turni di lavoro, un direttore di esercizio ed eventuale personale tecnico specializzato esterno per le manutenzioni all'impianto. I turni diurni richiedono almeno cinque dipendenti: due agenti di vettura, un agente addetto alla stazione di valle, un agente addetto alla stazione di monte ed un capoturno con funzione di caposervizio. I turni notturni sono invece formati da due dipendenti: un agente di stazione a monte ed un agente di vettura.

Infine, a causa dell'emergenza COVID-19 la capienza della cabina attualmente risulta ridotta a soli 32 persone per ogni cabina.

### 1.3 Il sistema di trasporto merci

Nel 1967 venne costruita una teleferica per il trasporto merci che servì inizialmente per trasportare a Chamois i materiali necessari per la costruzione della funivia a va e vieni e successivamente utilizzata per il trasporto pubblico delle merci da Buisson a Chamois e viceversa.

Questo sistema di trasporto merci, avente tracciato parallelo a quello della funivia, presentava sei sostegni di linea con caratteristica forma a portale e restò in funzione dal 1967 fino all'anno 1989, allorquando vennero smantellate le funi ormai totalmente usurate e quindi non più utilizzabili per il servizio.

Da quel momento, non volendo l'Amministrazione Comunale di Chamois rendere percorribile da tutti la strada interpodereale che partiva da La Magdeleine chiese ed ottenne dall'Amministrazione Regionale un servizio pubblico di trasporto merci sul percorso stradale da La Magdeleine a Chamois, in sostituzione di quello svolto dalla teleferica Buisson – Chamois. Tale servizio, supportato economicamente dall'Amministrazione Regionale, partì nel mese di marzo del 1990 e prevedeva la completa messa a disposizione di appositi automezzi con autista.

Tale sistema di trasporto risultò però subito disagiata per gli abitanti del piccolo villaggio alpino in quanto:

- il servizio avveniva solo in orari prestabili;
- la durata del trasporto dal piazzale di deposito a La Magdeleine fino alla destinazione a Chamois era elevata e non consentiva di reperire la merce in tempi brevi;
- le merci venivano depositate in piazzali all'aperto ed incustoditi con il rischio di saccheggi o danneggiamenti a causa degli eventi atmosferici (pioggia, neve, gelo);
- il sistema risultava particolarmente oneroso per l'Amministrazione Regionale che ad esempio nel corso del 1992 dovette effettivamente sostenere un costo medio mensile di circa Lire 59.000.000, pari a circa 30.000 euro.

Per tutte queste motivazioni nel 1993 l'Amministrazione Regionale chiese all'ingegnere Dannaz di verificare se esistevano possibili soluzioni alternative per il trasporto delle merci a Chamois e di valutarne la convenienza e la fattibilità

tecnico-economico-gestionale. Le soluzioni proposte vennero esposte nello studio preliminare ed in particolare nella relazione redatta dall'ingegnere Dannaz (maggio 1993).

Le possibili soluzioni per la realizzazione di un sistema di trasporto merci per Chamois, alternative a quella precedentemente esposta, furono principalmente due: il ripristino del trasporto merci sulla direttrice Buisson – Chamois a mezzo di impianto funiviario oppure l'apertura al pubblico della strada La Magdeleine – Chamois attraverso un sistema di trasporto merci per via terrestre.

Dal punto di vista tecnico ma anche economico-gestionale la seconda proposta, cioè l'apertura al transito della strada da La Magdeleine, poteva essere la scelta più logica in virtù: dell'estrema versatilità, flessibilità e capacità di trasportare merci su strada di qualunque ingombro e peso, della maggior vita tecnica di durata rispetto ad un impianto funiviario, il quale è soggetto anche a periodiche revisioni speciali molto onerose, ed infine dal fatto che il trasporto su gomma può essere effettuato direttamente dagli abitanti di Chamois senza dover essere condizionati o legati all'orario del servizio di trasporto pubblico riducendo così i tempi ma soprattutto gli elevati costi. Inoltre, la strada verso La Magdeleine, essendo l'unica via di uscita sicura per turisti e residenti, risulta l'unico vero collegamento possibile per evitare l'isolamento del paese di Chamois nel caso di avaria oppure di fermi più o meno lunghi dell'impianto funiviario, sia esso aereo o terrestre, per l'effettuazione di manutenzioni, revisioni, collaudi, ecc.

Il trasporto merci su gomma rappresentava dunque la soluzione meno costosa e quindi anche la più interessante tra tutte quelle proposte dall'ingegnere Dannaz (maggio 1993), in quanto in questo modo veniva eliminato il costo del servizio del trasporto pubblico terrestre delle merci o i costi di costruzione e di esercizio di un nuovo impianto funiviario realizzato appositamente per il trasporto delle merci, sia esso una funicolare o una teleferica, da parte dell'Amministrazione Regionale.

Tale proposta venne però respinta dall'Amministrazione Comunale di Chamois, la quale riteneva che l'apertura al pubblico della strada proveniente da La Magdeleine potesse far perdere al paese di Chamois la sua caratteristica principe, cioè di essere l'unico capoluogo non raggiungibile con l'automobile, penalizzandone l'avvenire turistico.

Passando quindi ad esaminare il sistema di trasporto merci per via funiviaria, l'ingegnere Dannaz (maggio 1993), propose quattro diverse soluzioni:

- il ripristino della vecchia teleferica adeguandola tecnologicamente alla normativa vigente;
- la costruzione di una nuova teleferica sul tracciato di quella esistente;
- la costruzione di una nuova teleferica prevedendo un tracciato differente con nuove stazioni di partenza ed arrivo;
- la realizzazione di un unico impianto adatto al trasporto sia dei passeggeri sia delle merci attraverso la costruzione di una funicolare terrestre.

Tutte queste opzioni però dal punto di vista tecnico, seppure in maniera differente, presentarono dei limiti rispetto al traffico su gomma sia per quel che riguardava il limite di peso sia di ingombro.

In effetti, gli impianti di trasporto per mezzo di fune sono contraddistinti da una capacità di trasporto propria che non può essere superata. Gli impianti più potenti possono infatti raggiungere capacità di trasporto che si aggirano fino ai 100 quintali oltre i quali è preferibile però non andare perché aumentando il carico utile, aumenta in maniera massiccia anche il dimensionamento dell'impianto rendendolo costoso non solo dal punto di vista della costruzione in sé ma anche durante la fase di esercizio in relazione all'impiego di motori di grande potenza. Con il trasporto su gomma, invece, si possono movimentare pesi anche superiori a 500 quintali.

Per quel che riguarda l'ingombro, nel trasporto stradale il limite viene determinato dalla larghezza della strada oppure dalla presenza di tornanti o di curve avente piccolo raggio di curvatura, mentre nel campo funiviario gli ingombri che i carichi possono possedere si riducono notevolmente, soprattutto se l'impianto presenta dei sostegni intermedi come nel caso della funivia Buisson – Chamois.

Dal punto di vista economico il trasporto merci funiviario rispetto a quello su gomma risultava avere anche delle grosse limitazioni sia nei confronti dei residenti di Chamois sia dell'Amministrazione Regionale ed un onere complessivo molto elevato. Per i residenti il trasporto merci con funicolare o teleferica avrebbe comportato tempi lunghi con necessità di trasbordi, stoccaggi, orari prestabiliti che all'atto pratico si sarebbero tramutati in un maggior costo della vita a Chamois, mentre per l'Amministrazione Regionale l'aggravio economico sarebbe stato di tipo diretto e continuo e avrebbe riguardato

principalmente i costi del personale addetto all'esercizio, i consumi dell'energia elettrica, i costi di manutenzione ed infine le spese generali.

L'ipotesi di rimettere in funzione la vecchia teleferica risultò dunque improponibile dall'ingegnere Dannaz (maggio 1993) in quanto basato su una tipologia costruttiva ormai superata il cui aumento di carico utile trasportabile e l'adeguamento alle nuove normative era possibile ma svantaggioso economicamente in quanto sarebbe stato necessario modificarne tutta la struttura e non solo una sua parte.

La proposta di realizzare una funicolare, come verrà spiegato più dettagliatamente nel paragrafo seguente (Capitolo 1.4), venne scartata subito perché inefficiente ed economicamente troppo onerosa.

Venne così accettata la proposta di costruire un impianto interamente nuovo, per evitare ulteriori espropri, avente tracciato uguale al precedente, quindi parallelo a quello dell'attuale funivia, con le stazioni a valle ed a monte leggermente distaccate rispetto a quelle funiviarie (Figura 8 e Figura 9).



*Figura 8 – Stazioni a valle della funivia (a destra) e della teleferica (a sinistra)*



*Figura 9 – Stazioni a monte della teleferica (a destra) e della funivia (a sinistra)*

Questo impianto teleferico, basato su criteri progettuali che prevedevano l'impiego di un veicolo dotato di paranco elettrico per le fasi di carico e scarico comandato con telecomando, permetteva quindi un più semplice e rapido caricamento delle merci ed un trasporto di materiali con peso fino a 50 quintali.

Tale sistema, avendo un paranco di peso inferiore a 1000 kg, a parità di peso utile trasportabile, richiede ancora oggi un impegno di potenza pari a circa la metà di quello che si era stimato per una funicolare terrestre, la quale oltre a trainare il carico avrebbe dovuto trainare anche sé stessa (vettura vuota più carrello merci) per un peso complessivo di oltre le 10 tonnellate.

Nel corso dell'estate del 2021 il servizio per il trasporto delle merci venne sostituito temporaneamente con l'utilizzo di mezzi fuoristrada da La Magdeleine per permettere i lavori di manutenzione ordinari della teleferica.

## 1.4 La proposta di una funicolare terrestre

Nel mese di giugno dell'anno 1992 l'Amministrazione Regionale della Valle d'Aosta, ed in particolare l'Assessorato Regionale all'Ambiente, Territorio e Trasporti, decisero di commissionare all'ingegnere Ravet la progettazione di massima di una funicolare terrestre per il collegamento Buisson-Chamois di possibile sostituzione all'attuale funivia.

Il progetto, consegnato dall'ingegnere nel gennaio dell'anno seguente, prevedeva la realizzazione di un impianto di tipo promiscuo, abilitato cioè sia al trasporto dei passeggeri sia delle merci, in modo da essere un impianto unico nel suo genere in grado di connettere sia le esigenze turistiche sia quelle prevalentemente legate alla vita quotidiana del paese di Chamois.

Tale sistema di trasporto doveva essere un impianto del tipo va e vieni costituito da due vetture di tipo tramviario, una in salita e una in discesa, trainate da una fune traente, che scorrendo sui rulli metallici situati tra le rotaie veniva avvolta sulla puleggia motrice dell'organo situato nella stazione di monte. La via di corsa doveva dunque essere costituita da un binario di tipo ferroviario a linea unica con un doppio scambio a circa metà del tracciato, così da permettere un raddoppio della linea nella zona di incrocio delle due vetture.

Per tenere conto delle caratteristiche morfologiche e geologiche della zona in esame e dunque per adeguare il tracciato della funicolare al terreno, il progetto di massima dell'ingegnere Ravet (gennaio 1993) prevedeva la realizzazione a valle di un viadotto a struttura metallica di 460 m di sviluppo (circa un terzo dell'intero tracciato) avente un'altezza media di circa 8 m ed un'altezza massima di 15 m, un successivo tratto di circa 50 m in trincea superficiale per poi proseguire totalmente interrato sino alla stazione di monte per una lunghezza totale di 1170 m.

Il tracciato previsto era dunque tortuoso con tre curve planimetriche (Figura 11) ed un profilo in parte concavo (nella zona inferiore) ed in parte convesso (in quella superiore) raggiungendo una pendenza massima della linea nel tratto in galleria pari a 66,9% ed una minima del 13,4% (Figura 10).

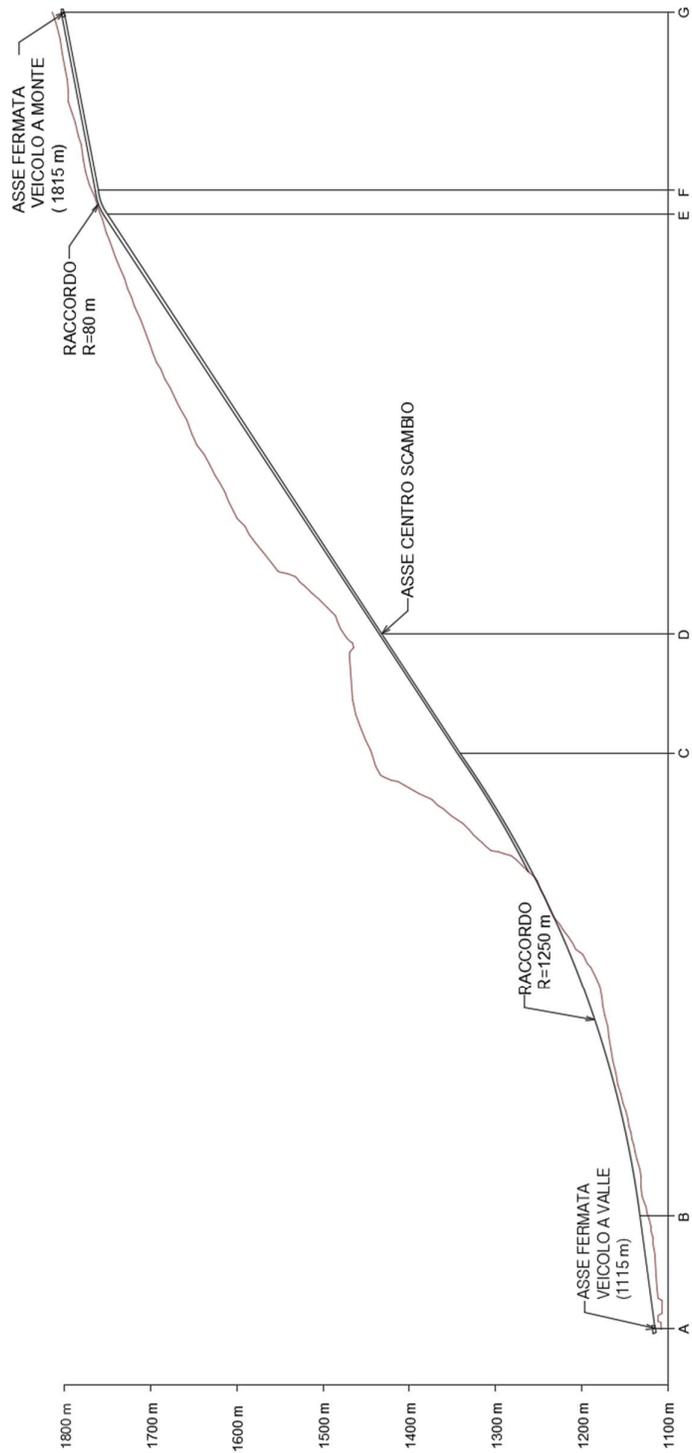


Figura 10 – Profilo funicolare terrestre (Ravet, 1993)

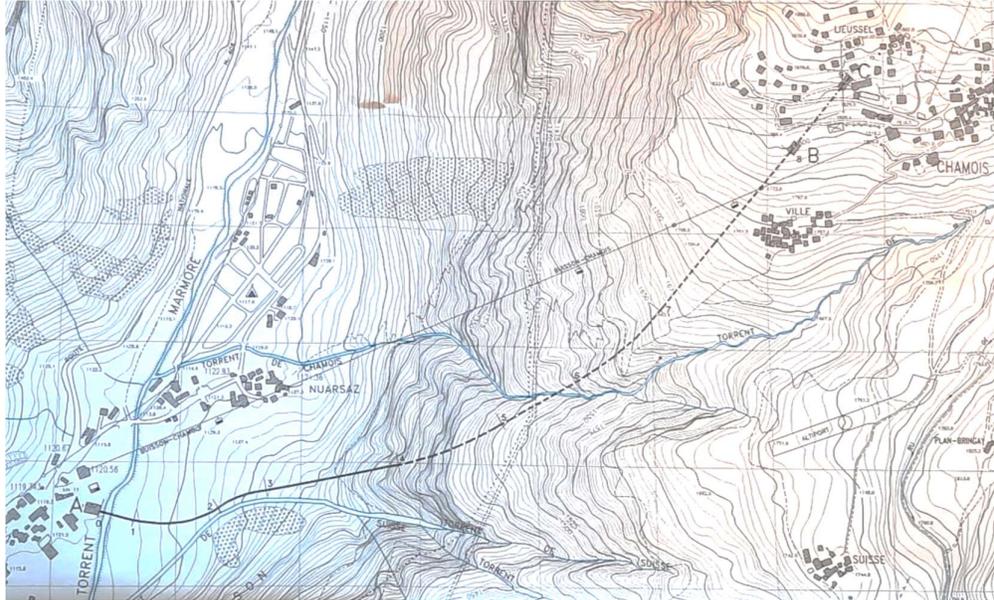


Figura 11 – Tracciato della funicolare terrestre (Ravet, 1993)

Le caratteristiche principali della funicolare terrestre proposta dall'ingegnere Ravet (gennaio 1993) sono state elencate nella tabella seguente (Tabella 3).

Tabella 3 – Caratteristiche principali della funicolare terrestre

<b>Quota della stazione a valle (piano del ferro) [m]</b>	1114,00
<b>Quota della stazione a monte (piano del ferro) [m]</b>	1830,00
<b>Dislivello (tra i piani del ferro) [m]</b>	716,00
<b>Distanza orizzontale (del ferro) [m]</b>	1563,00
<b>Distanza sviluppata (del ferro) [m]</b>	1746,75
<b>Pendenza media (del ferro) [°]</b>	25,04
<b>Pendenza minima (del ferro) [°]</b>	7,63
<b>Pendenza massima (del ferro) [°]</b>	33,81
<b>Stazione motrice</b>	a monte
<b>Stazione di rinvio e tensione</b>	a valle
<b>Numero di vetture in linea</b>	2
<b>Capacità di ogni vettura [persone]</b>	88+1
<b>Tempo minimo di una corsa [s]</b>	212
<b>Tempo minimo teorico di un ciclo [s]</b>	247
<b>Potenzialità massima per ogni senso di marcia [persone all'ora]</b>	1282
<b>Velocità massima di esercizio [m/s]</b>	10
<b>Velocità massima argano di recupero [m/s]</b>	1
<b>Potenza motore elettrico relativo ad ogni argano [kW]</b>	450
<b>Potenza motore diesel argano di recupero [kW]</b>	120
<b>Diametro fune traente [mm]</b>	36
<b>Diametro fune zavorra [mm]</b>	22
<b>Massa vettura vuota [kg]</b>	9870
<b>Massa vettura carica [kg]</b>	16031
<b>Tensione idraulica [N]</b>	29430

Come si può evincere dalla relazione a firma dell'ingegnere Ravet (gennaio 1993), il progetto di massima della funicolare terrestre prevedeva come opere civili necessarie a garantire la completa funzionalità dell'impianto: una stazione a valle, due distinte stazioni a monte per i passeggeri e per le merci, un viadotto ferroviario ed una galleria ferroviaria.

La stazione a valle era prevista su due livelli così da permettere il carico e lo scarico delle merci e dei passeggeri in due zone separate. Dal punto di vista strutturale, il fabbricato doveva essere realizzato completamente in cemento armato, in parte gettato in opera ed in parte costituito da elementi prefabbricati, con un tetto in legno lamellare e manto di finitura in lose.

Le due stazioni a monte dovevano sorgere in due aree ben distinte per evitare che il traffico connesso con il trasporto merci potesse interferire con quello dei passeggeri. In particolare, nel progetto dell'ingegnere Ravet la stazione motrice dedicata ai passeggeri doveva essere spostata di 200 m più a monte rispetto all'attuale stazione, mentre la stazione merci doveva sorgere lungo il tracciato della funicolare ad una quota inferiore rispetto alla stazione dei passeggeri e doveva essere collegata con il capoluogo di Chamois attraverso la realizzazione di una nuova strada comunale. Per limitare al massimo un eccessivo impatto visivo, incompatibile con le peculiari caratteristiche dell'abitato montano di Chamois, e per rispettare le caratteristiche morfologiche del pendio esistente alquanto acclive, entrambe le stazioni a monte risultavano da progetto quasi completamente interrate con caratteristiche strutturali simili alla stazione a valle.

Per quel che riguarda il viadotto, di grandissimo impatto visivo, doveva essere realizzato a travate con 11 campate aventi luci di lunghezza media di 40 m per una distanza complessiva di 460 m; le travi portanti, in acciaio e con struttura reticolare per facilitarne il montaggio in situ, dovevano poggiare su pile in cemento armato gettato in opera di sezione pseudo-ellittica, con asse maggiore trasversale rispetto alla direzione del tracciato, e di altezza variabile tra 5 e 15 m.

Infine, la galleria ferroviaria, progettata utilizzando due tecniche di avanzamento differenti: con scavo tradizionale nei tratti relativi all'imbocco della galleria a valle, nella zona di incrocio delle due vetture e nella porzione di tracciato compreso tra le due stazioni di monte, ed uno scavo meccanizzato con fresa nelle restanti parti. Nello specifico, nei tratti di tracciato in cui era presente un basso ricoprimento, e quindi modesti carichi verticali e laterali trasmessi dal terreno, la galleria poteva essere realizzata di sezione rettangolare attraverso il procedimento "cut and cover", cioè scavando inizialmente in trincea, eseguendo la struttura in cemento armato e poi procedendo al ricoprimento e successivo

inerbimento; nella zona di incrocio delle vetture lo scavo doveva essere eseguito sempre con metodologia tradizionale ma con sezione pseudo-ellittica per permettere il transito di entrambi i veicoli tramviari nella zona di scambio. Per quel che riguarda il restante tratto in galleria, di sezione circolare con diametro di circa 450 cm, lo scavo doveva prevedere l'utilizzo di una macchina di scavo meccanizzato in modo da arrecare meno disturbo possibile alla formazione rocciosa presente, soprattutto nella zona circostante il foro, proteggere costantemente il fronte scavo da possibili crolli con la testata della fresa, aumentare la velocità di avanzamento ed utilizzare sistemi di sostegno provvisori e definitivi più "leggeri".

Dallo studio di massima effettuato dall'ingegnere Ravet (gennaio 1993), in base al tipo di roccia che poteva essere presente in situ, si erano individuate tre diverse tipologie di intervento in galleria. La prima tecnica di sostegno provvisorio prevedeva l'utilizzo di centine in acciaio e calcestruzzo proiettato (spritz beton) confezionato con additivi acceleranti di presa ed antiritiro nei tratti in cui erano presenti ammassi rocciosi degradati o estremamente fratturati; dove lo strato roccioso invece risultava fratturato solo localmente, con possibile pericolo di collasso e caduta di blocchi localizzato, era previsto l'uso di un sistema di bullonatura con bulloni di tipo Swellex a cui doveva essere associata una rete elettrosaldata estesa a tutta la sezione ed un getto di calcestruzzo proiettato; infine, nelle zone in cui la roccia risultava di buona qualità e autoportante era previsto l'utilizzo di solamente una rete elettrosaldata associata ad un leggero strato di spritz beton nella porzione superiore della sezione di scavo con il solo scopo di proteggere i lavoratori da possibili distacchi locali di piccole dimensioni e da processi di alterazione superficiale.

I sostegni definitivi invece comprendevano: uno strato di circa 15 cm di calcestruzzo proiettato, una guaina impermeabilizzante e la disposizione di una serie di tubi drenanti del diametro di 20 cm per proteggere la galleria ferroviaria da possibili venute d'acqua.

La potenza dell'impianto, come si può evincere dalla tabella precedente (Tabella 3), era in grado di assicurare una portata oraria di 1282 persone /ora attraverso l'utilizzo di veicoli dalla capienza di 88 passeggeri più conducente.

Con la funicolare il trasporto delle merci verso Chamois o verso il fondovalle era stato previsto agganciando alla vettura un carrello in cui potevano essere depositati i materiali da trasportare. Il carrello merci, costituito da una struttura metallica con due pianali dalle dimensioni in pianta di 2.6 m per 4.75 ed un'altezza massima di ingombro determinata dal profilo della galleria, era in grado di portare circa 50 quintali.

A seguito del progetto di massima dell'ingegnere Ravet (gennaio 1993), come anticipato in precedenza, venne incaricato all'ingegnere Dannaz (maggio 1993) di effettuare uno studio preliminare sul trasporto delle merci dal fondo valle al comune di Chamois. Nella sua analisi l'ingegnere cercò anche di esprimere un parere in merito alla possibile realizzazione di una funicolare per il trasporto promiscuo di passeggeri e merci; nello specifico vennero elencati e motivati tutti i pro e i contro di tale ipotesi progettuale, ma per capirne le sue motivazioni è necessario prima di tutto definire le caratteristiche che dovrebbe avere una funicolare per essere efficiente e funzionale.

La funicolare nasce storicamente come mezzo di trasporto urbano di massa, per lo più sotterraneo, in grado di trasportare grandi flussi di passeggeri, con portate orarie le più alte tra tutti i possibili impianti funiviari (da 2000 a 4000 passeggeri/ora), e compensare così i notevoli costi di costruzione e di gestione dell'impianto. Il tracciato da preferirsi per una funicolare standard, a parità di lunghezza, è un tracciato rettilineo e concavo verso l'alto piuttosto che curvilineo in modo da avere un minor numero di rulli in linea, un minor attrito ed una minore usura dei rulli stessi e della fune di trazione. Normalmente, per adeguare il tracciato della funicolare al terreno sono necessari ponti, viadotti, gallerie che rendono particolarmente costosi questi impianti.

Nel caso del progetto di massima relativo alla funicolare per il collegamento Buisson – Chamois, progettato dall'ingegnere Ravet (gennaio 1993), praticamente tutte queste caratteristiche, fondamentali per un buon impianto funicolare, non sono state né prese in considerazione e neppure rispettate.

La portata massima prevista della funicolare per Chamois era di 1282 persone/ora, circa quattro volte l'attuale funivia ed approssimativamente pari al numero massimo di persone che nell'arco della giornata frequentano Chamois nei giorni di punta. Effettivamente, nella memoria tecnica, redatta dall'ingegnere Dannaz (febbraio 1994) si evince come la clientela di Chamois sia una clientela fortemente pendolare che affluisce massicciamente solo nelle giornate festive e prefestive e soprattutto nel periodo delle vacanze di Natale e di Ferragosto. Si evince inoltre come le giornate di punta e di afflussi massimi di passeggeri (sopra le 1000 presenze al giorno), nella realtà si realizzano solo in pochissimi giorni all'anno, pari a circa il 10% dei giorni di apertura della funivia in un anno.

Tale portata risulta quindi notevolmente inferiore agli standard di capacità di trasporto delle funicolari ma già particolarmente elevata se rapportata ai servizi presenti nel paese, alla sua ricettività ed alle esigenze del collegamento di Chamois con il fondovalle. L'impianto progettato dall'ingegnere Ravet (gennaio 1993) risulta dunque sovradimensionato rispetto all'effettivo traffico

di passeggeri ed in contrasto con le vocazioni turistiche di Chamois, tese a valorizzare la quiete e la tranquillità del paese.

Per quel che riguarda il tracciato, come si rileva nel progetto di massima della funicolare Buisson – Chamois, esso risultava infatti tortuoso con profilo in parte convesso ed in parte concavo. L’impianto si snodava inoltre all’aperto nel tratto iniziale su di un viadotto causando un fortissimo impatto visivo ed un esercizio dell’impianto condizionato fortemente dalle condizioni atmosferiche. Tali problematiche si sarebbero potute eliminare solo a condizione di prevedere un tracciato completamente interrato e con punto di partenza sulla sinistra orografica, invece che sulla destra. Nel tratto finale invece le perplessità derivarono dallo scavo dell’enorme trincea nel terreno per realizzare, mediante il metodo “cut and cover”, la galleria artificiale ed in particolare l’accantonamento all’aperto degli inerti e la realizzazione di piste camionabili per l’evacuazione dei materiali di scavo che, oltre ad interferire con le frazioni di Chamois, con conseguente ricaduta sul turismo, avrebbero comportato problemi anche dal punto di vista ambientale. La necessità di realizzare viadotti e gallerie naturali ed artificiali per adeguare il tracciato al terreno risultò tuttavia inutile in quanto non si riuscì comunque ad ottenere un tracciato rettilineo ottimale.

In montagna l’impiego di una funicolare terrestre interrata può essere decisivo quando esistono, come nel caso del tracciato Buisson – Chamois, pericoli e rischi di distacco e di caduta massi o valanghe oppure ambienti naturalmente impervi e rocciosi da non rendere proponibile la realizzazione di un impianto funiviario aereo tradizionale, in cui però visti gli elevatissimi costi di costruzione in sotterraneo questi impianti vengono realizzati solo in presenza di attrattive turistiche tali da richiamare grandi afflussi di clientela; non risulta dunque il caso del paese di Chamois.

Un’altra perplessità riguardava l’andamento plani-altimetrico previsto dall’ingegnere Ravet nel suo progetto di massima, il quale si discostava decisamente da quello standard ed ottimale definito in precedenza. In particolare, la presenza di un tracciato curvilineo e caratterizzato da una forte variazione di pendenza, variabile dal 13% al 67%, avrebbe richiesto l’impiego di vetture e di carrelli merci dotati di un’apposita pavimentazione basculante, comandata da una centralina oleodinamica, in grado di assicurare la planarità dei pavimenti al variare della pendenza della linea andando ad aumentare però ulteriormente il costo complessivo finale dell’opera stessa.

Inoltre, la caratteristica di tale impianto di avere una doppia stazione a monte: una per le merci, poco a monte della frazione di Ville, ed una per i passeggeri in prossimità del Capoluogo, fa perdere al sistema di trasporto con

funicolare uno dei suoi più grossi pregi, penalizzando la gestione del servizio per la necessità di presidiare tre stazioni anziché due come teoricamente preferibile.

Un'altra limitazione, oltre alla necessità di dover realizzare, come già spiegato in precedenza, un nuovo percorso stradale di collegamento della stazione merci con il capoluogo di Chamois, deriva dal fatto che il servizio merci con funicolare terrestre risulta sia vincolato ad orari prestabiliti, come tutti gli impianti a fune, sia al trasporto passeggeri dato che quando vengono trasportate le merci non possono anche essere contemporaneamente trasportati i passeggeri e viceversa.

L'ingegnere Dannaz (maggio 1993) nella sua memoria tecnica provò in aggiunta a stimare un costo di costruzione e di esercizio della funicolare terrestre progettata dall'ingegnere Ravet in precedenza.

Vennero valutati pari a 35 miliardi di Lire i costi di costruzioni della funicolare, i quali però potrebbero arrivare a superare anche i 50 miliardi se si considerassero i possibili aumenti legati alla realizzazione delle opere sotterranee, nello specifico la galleria naturale ed artificiale, in relazione alla natura del terreno presente in situ o alla possibile presenza ed interferenza con le falde acquifere.

Per ciò che riguarda i costi di esercizio, a parità di durata tecnica di vita degli impianti (60 anni), di frequenza delle revisioni speciali (ogni 5 anni) e delle revisioni generali (al ventesimo ed al quarantesimo anno di vita), pur avendo una stazione in meno, la funicolare terrestre risultava comunque più costosa e complessa da gestire rispetto al sistema composto da funivia e teleferica; prevalentemente a causa del notevole discostamento di tale impianto dagli usuali standard costruttivi e per l'elevato numero di addetti previsto per il suo funzionamento e la sua gestione.

Nella valutazione fatta dall'ingegnere Dannaz (febbraio 1994) risultò che, considerando sia un presidio notturno sia un periodo di funzionamento diurno dell'impianto pari a 15 ore al giorno, un numero di addetti pari a 32 persone, circa un terzo maggiore rispetto al personale necessario per il funzionamento del sistema funivia – teleferica.

Inoltre, la possibile realizzazione di una funicolare terrestre risultò incapace di risolvere uno dei problemi maggiormente sentiti fra gli abitanti di Chamois, e cioè la possibilità di raggiungere il paese nelle ore notturne.

L'ingegnere Dannaz, il quale donò, su richiesta della Regione Autonoma della Valle d'Aosta in data 24 maggio 1993, un parere tecnico sull'ammissibilità di tale progetto, non trovò quindi nessuna giustificazione né dal punto di vista

tecnico, né da quello ambientale e tanto meno da quello economico risultando tale sistema il meno idoneo per risolvere il problema del collegamento Buisson – Chamois.

Tale valutazione venne successivamente sostenuta anche dalla “Commissione per le funicolari aeree e terrestri” del Ministero dei Trasporti in data 17 giugno 1993. In effetti, secondo il parere di questa commissione la documentazione tecnica presentata dall’ingegnere Ravet (gennaio 1993) risulta infatti “carente in fatto di concezione e di calcolo” riscontrando inoltre alcuni errori di calcolo riguardanti, ad esempio, il coefficiente di sicurezza, troppo basso, utilizzato per il dimensionamento delle funi traenti. In aggiunta, il progetto tecnico dell’impianto venne firmato solo dal professionista Ravet, il quale però non aveva una competenza specifica nel settore dei trasporti funicolari.

Tutte queste osservazioni sul progetto di massima della funicolare terrestre vennero condivise pienamente anche dall’Ufficio Speciale per i Trasporti a Impianti Fissi (USTIF) del Piemonte, Liguria e Valle d’Aosta il 6 agosto 1993.

In conclusione, la proposta dell’ingegnere Ravet di realizzare una funicolare terrestre promiscua, avendo un costo di costruzione ed esercizio elevatissimo, risultò dunque inaccettabile se rapportato al possibile utilizzo dell’impianto, all’eventuale numero di persone da trasportare ed alle caratteristiche esattamente opposte rispetto a quanto previsto dai criteri di progettazione delle funicolari terrestri standard.

## 2. INQUADRAMENTO GEOMORFOLOGICO

### 2.1 Inquadramento geografico

La zona oggetto di studio ricade nella Valtournenche, una valle alpina della Valle d'Aosta, ma in particolare nel territorio del comune di Antey-Saint-André, primo dei comuni che si incontrano risalendo la valle da Châtillon verso Breuil – Cervinia, e di quello del comune di Chamois (Figura 12).

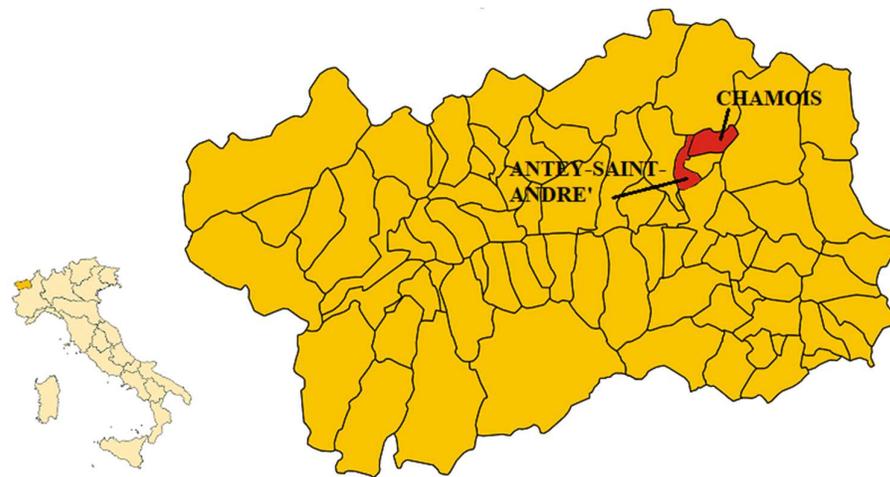


Figura 12 – Inquadramento geografico

Questi due comuni, appartenenti al comprensorio del fondovalle della Valtournenche, risultano accessibili: dall'omonima strada regionale per quel che riguarda il comune di Antey-Saint-André e dalla funivia regionale, che partendo dalla frazione di Buisson trasporta turisti e residenti fino a Chamois. Entrambi i comuni distano a circa 30-40 km da Aosta, il capoluogo regionale.

I loro territori si estendono in parte nella piana del torrente Marmore, che si presenta di forma allungata con asse orientato secondo la direttrice Nord-Sud separando i due versanti, ed in parte sui fianchi della valle con estensione prevalente sulla sinistra orografica.

Nello specifico il comune di Antey Saint-André si estende per una superficie di 11.4 km<sup>2</sup>, dei quali 6.74 km<sup>2</sup> ricoperti da boschi, con una direzione longitudinale prevalente lungo l'asse della vallata; mentre tutto il territorio del comune di Chamois, con i suoi 14.50 km<sup>2</sup>, risulta situato sulla sinistra orografica confinando a Nord con il comune di Valtournenche, ad Est con quello di Ayas, a Sud con La Magdeleine ed infine ad Ovest con Antey-Saint-André (Figura 13).



Figura 13 – Comuni confinanti con Chamois (GeoNavigator della Valle d'Aosta)

Dal punto di vista orografico il territorio risulta prevalentemente montuoso. In effetti, l'altimetria del comune di Antey-Saint-André varia da una quota di 690 m s.l.m. nella parte bassa e incassata della Valtournenche fino ai 2112 m s.l.m. del Monte Tantané posto sulla sinistra orografica della valle al confine con il comune di Chamois, il quale ha una altitudine variabile dai 1250 m s.l.m. fino ai 3.033 m s.l.m. della Becca Trecare.

Come anticipato in precedenza, la zona analizzata nel presente studio risulta essere quella tra la frazione Buisson del comune di Antey-Saint-André e la località Corgnolaz del comune di Chamois, ad oggi collegate tramite la funivia regionale a va e vieni Buisson – Chamois e la teleferica per il trasporto pubblico collettivo di persone e di merci distanziate di appena qualche metro.

Nella figura seguente (Figura 14), viene mostrato con una linea tratto punto nera il tracciato approssimativo della funivia.



Figura 14 – Carta Tecnica Regionale in scala 1:10.000 realizzata dalla Regione Autonoma Valle d'Aosta nel 2005 (GeoNavigatore della Valle d'Aosta)

Andando più nello specifico l'area in analisi si colloca sulla sinistra orografica del torrente Marmore ed è costituita prevalentemente dal versante dirupato immediatamente a monte della frazione Nuarsaz del comune di Antey-Saint-André, con esposizione a Sud-Ovest ed altitudine compresa tra i 1108 m s.l.m. della frazione di Buisson, situata nel medesimo comune, ed i 1815 m s.l.m. della località Corgnolaz nel comune di Chamois (Figura 15).



Figura 15 – Curve di livello (GeoNavigatore della Valle d'Aosta)

## 2.2 Inquadramento geologico

Analizzando lo studio di impatto ambientale redatto dall'ingegnere Ravet (gennaio 1993) riferendosi al progetto di massima del collegamento per mezzo di funicolare terrestre tra il fondo valle in località Buisson ed il comune di Chamois, e secondo i dati forniti dal Piano Regolatore Generale Comunale del 1982, e successivi aggiornamenti, è stato possibile definire e descrivere abbastanza dettagliatamente la situazione geomorfologica della zona.

Partendo dal basso, nella zona limitrofa alla partenza della funivia, si osserva un piano di fondovalle antropizzato e caratterizzato dalla presenza di una notevole copertura arborea costituita da latifoglie, in cui si evidenziano dal punto di vista geomorfologico la presenza di due conoidi relativi ai terreni Chamois e Suisse. Successivamente, sono presenti imponenti pareti rocciose intramezzate da terrazzi ricoperti da vegetazione arborea caratterizzati prevalentemente da depositi quaternari. I più vistosi di essi sono visibili ai piedi delle balze rocciose sottoforma di conoidi evidenziando una situazione d'instabilità dei pendii (Figura 16). Infine, la zona a monte delle pareti fino ai villaggi del comune di Chamois è formata da terrazzamenti quasi del tutto abbandonati ed invasi da arbusti.



*Figura 16 – Imponente parete rocciosa*

L'assetto morfologico territoriale del vallone di Chamois risulta dunque improntato su di un modello glaciale che, in tempi diversi, ne ha prodotto un'ampia vallata con evidenti strutture moreniche relitte ed un più profondo solco vallivo inciso dai flussi torrentizi.

L'abbondante coltre morenica presente tra Buisson e Chamois risulta composta dalla morena di fondo e dai depositi della lingua glaciale. Il complesso morenico risulta dunque costituito da materiali di ogni dimensione, confusi e senza classazione. Vi si trovano infatti sia piccoli ciottoli arrotondati sia massi di notevoli dimensioni, uniti da scarso materiale sabbioso-limoso, che le acque dilavanti hanno convogliato in alcune lievi contropendenze generando depositi di tipo alluvionale a volte fortemente imbibiti d'acqua e torbosi.

Litologicamente, la zona oggetto di studio risulta costituita da diverse serie tettoniche sovrapposte e caratterizzate da depositi del quaternario nella grande scarpata che domina il fondovalle della valle del Marmore e da formazioni mesozoiche per quel che riguarda il restante vallone di Chamois.

Nella relazione tecnica dell'ingegnere Ravet (novembre 1994) in merito al monitoraggio dell'impianto funiviario Buisson - Chamois sono state riportate le indicazioni del geologo Fabrizio Gregori in cui si evince come i depositi quaternari siano abbondantemente distribuiti su tutto il territorio di Chamois.

Nello specifico si evidenziano:

- fasce di tipo alluvionale esclusivamente presenti sul fondovalle del torrente Marmore, relativamente recenti e presenti in copertura sull'antico morenico di fondo. Tali zone sono formate da terreni lapidei grossolani con prevalente frazione ghiaio-ciottolosa su di un legante sabbioso mediocrementemente addensato, in cui vi è possibile trovare massi erratici di dimensione anche superiori ai 2 metri cubi, provenienti dal crollo di diedri dalle ripide pareti rocciose dominanti il fondovalle;
- fasce di tipo morenico costituenti la coltre detritica di copertura dominante la valle di Chamois. Nella zona a ridosso del terrazzamento morenico sono presenti terreni detritici di falda grossolani, distribuiti su pendii acclivi, mentre tra la frazione di Ville ed il margine più interno del terrazzamento morenico delle frazioni Corgnolaz, Crepin e Suisse sono inoltre presenti livelli di sabbie fini limose aventi un discreto stato di compattazione.

Per quel che riguarda invece le formazioni mesozoiche vi è una abbondante presenza delle rocce cosiddette "pietre verdi delle Alpi occidentali" con prevalenza della varietà di anfiboliti.

Queste particolari rocce metamorfiche scistose si presentano nella maggior parte di color bianco e di forma allungata per sottolinearne una tessitura piano scistosa, tranne in alcuni settori della scarpata presente alle spalle della

frazione Nuarsaz in cui le rocce anfibolitiche tendono generalmente ad un verde scuro.

Disseminati un po' ovunque tra gli elementi strutturali principali si trovano inoltre le serpentiniti, rocce ultrafemiche e metamorfiche, che si presentano anch'esse con una elevata scistosità e di colore verde chiaro nelle zone tettonizzate mentre nelle altre zone risultano massicce e molto più scure.

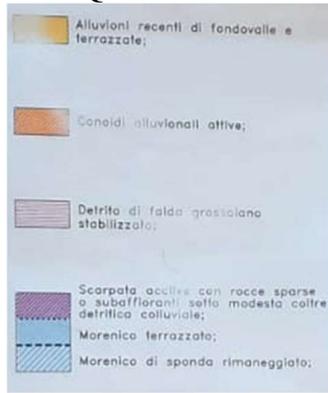
Infine, gli affioramenti di prasiniti associate ai calcescisti sono presenti nella parte medio alta dell'affioramento roccioso, ma non sempre vengono cartografati in quanto risulta difficoltoso se non quasi impossibile tracciarne un limite esatto.

Tutti questi litotipi, e molti altri che però non risultano molto importanti per lo studio in corso, sono stati raffigurati nella figura seguente (Figura 17) nella quale viene riportato uno stralcio della carta geomorfologica e dei dissesti realizzata nel 1993 durante la progettazione di massima della funicolare terrestre.



**LEGENDA GEOMORFOLOGICA**

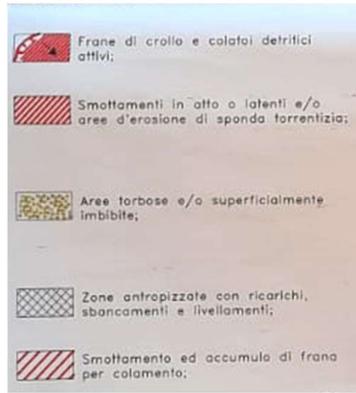
**Quaternario**



**Formazione mesozoica**



**Dissesti ed aree a rischio**



**I simboli**

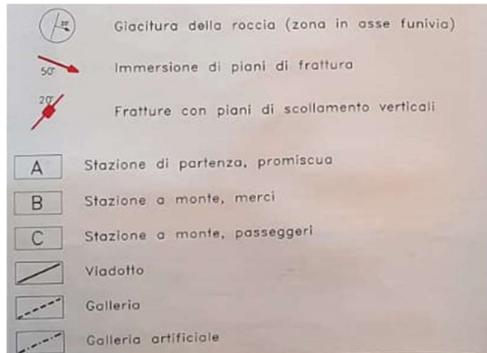


Figura 17 - Carta geomorfologica e dei dissesti in scala 1:5.000 del 1993 e relativa legenda

Nel seguito si allega inoltre uno stralcio del Foglio 070 – Monte Cervino della Carta Geologica d'Italia (C.G.I.) in scala 1:50.000 (Figura 18), la quale essendo stata redatta in epoca più recente (2015) risulta molto più dettagliata rispetto alla carta geologica presentata in precedenza, mostrando però le stesse unità geologiche principali.

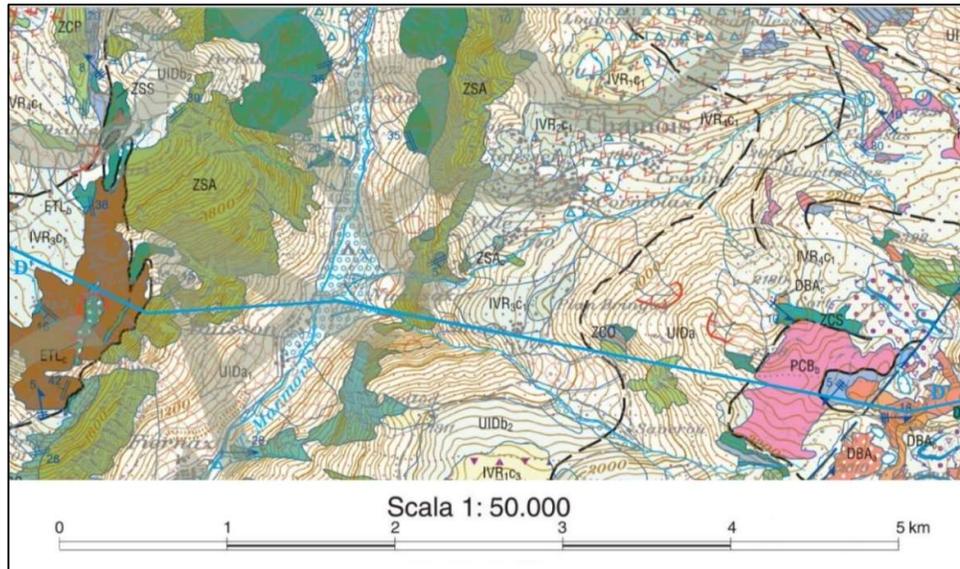


Figura 18 – Stralcio del Foglio 070 – Monte Cervino della Carta Geologica d'Italia in scala 1:50.000

Dal Foglio relativo alla zona del Monte Cervino è stato inoltre possibile estrarre la sezione geologica D'-D' che, tagliando più o meno la zona d'interesse compresa tra la frazione di Buisson e il Col Pillonet a 2698 m s.l.m. (Figura 19), permette di meglio comprendere le unità geologiche presenti nel sottosuolo, in particolare la presenza di anfiboliti.

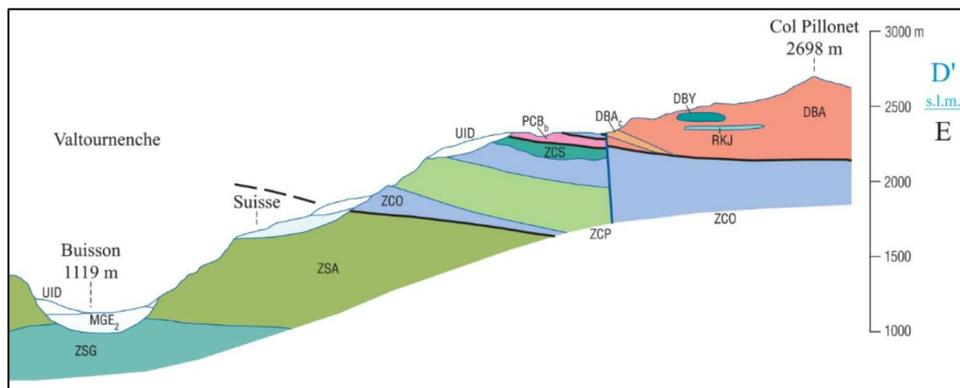


Figura 19 – Sezione geologica D'-D' della Carta geologica d'Italia

La legenda generale necessaria per l'interpretazione della carta e della sezione geologica considerata viene presentata nel seguito (Figura 20).

FACIES DEI DEPOSITI QUATERNARI

	a	Deposito di versante		b	Deposito alluvionale e fluvioglaciale
	a	Deposito di versante a grossi blocchi		i	Deposito di origine mista: di debris flow e/o torrentizio e/o valanga
		Conoide alluvionale			Deformazione gravitativa

UNITA' GEOLOGICHE

	UID	<b>DEPOSITI RECENTI ED ATTUALI</b> Detriti di falda e di conoide, accumuli di frana ed a grandi blocchi; depositi di debris-flow e di genesi mista; depositi palustri. Coltri detritico-colluviali, in formazione a spese essenzialmente del substrato roccioso degradabile e dei depositi gravitativi da esso derivati (UID <sub>2</sub> ). <b>OLOCENE - ATTUALE</b>
	UID <sub>2</sub>	
	IVR <sub>4</sub>	<b>Subsistema di Pileo</b> Depositi glaciali e subordinati depositi fluvioglaciali nei fondovalle e sui bassi versanti delle valli maggiori e dei loro valloni tributari. <b>PLEISTOCENE SUP. (LGM p.p. - Tardoglaciale)</b>
	IVR <sub>3</sub>	<b>Subsistema di Excenex</b> Depositi glaciali (till indifferenziato, di ablazione e di allogamento, depositi di frana con trasporto glaciale, "morenico scheletrico sparso"), depositi di contatto glaciale, glacio-lacustri e fluvioglaciali; lembi estesi e potenti soprattutto alle basse quote della valle principale. <b>PLEISTOCENE SUP. (LGM p.p.)</b>
	IVR <sub>2</sub>	<b>Subsistema di Colle San Carlo</b> Depositi glaciali (till indifferenziato, till di allogamento e "morenico scheletrico sparso"), di contatto glaciale e glacio-lacustri, distribuiti a media quota sui versanti della valle principale e in lembi sospesi nei bacini tributari (St Barthélemy, Valtournenche). <b>PLEISTOCENE SUP. (LGM p.p.)</b>
	IVR <sub>1</sub>	<b>Subsistema di Nissod</b> Limitati lembi di till indifferenziato, di "morenico scheletrico sparso" e di subordinati depositi glacio-lacustri, sospesi sui versanti della valle principale e di alcune valli tributarie, legati al massimo sviluppo del reticolato glaciale. <b>PLEISTOCENE SUP. (LGM p.p.)</b>
	ZC0	<b>Calcescisti s.l.</b> Calcescisti pelitico-carbonatici indifferenziati, con intercalazioni non cartografabili di marmi impuri, scisti filladici, quarziti ed ofioliti metamorfiche. <b>GIURASSICO-CRETACICO</b>
	ZC0 <sub>a</sub>	<b>Calcescisti con intercalazioni di prasiniti</b> Alternanze di metasedimenti e subordinati metabasalti tabulari non rappresentabili alla scala del foglio.
	ZC0 <sub>b</sub>	<b>Scisti quarzoso-micacei, quarziti e quarziti mineralizzate</b> Scisti micacei, a liste e lenti di quarzo, quarziti micacee a clorite ± granato, talora con modesta mineralizzazione a silicati di manganese; quarziti ad anfiboli sodici, marmi a granato e quarziti a pirite cuprifera di Les Vorpillies, Valtournenche.
	ZCP	<b>Prasiniti</b> Metabasalti tholeiitici ad albite porfiroblastica e pecillitica, actinolite, clorite, epidoto, talora a carbonato, in corpi maggiori e in alternanze stratoidi con i calcescisti; anfiboliti albitico-epidotiche e varietà ad albite ocellare e clorite (ovarditi Auct.); rari relitti di anfiboli sodici.
	ZCP <sub>b</sub>	<b>Prasiniti con intercalazioni di calcescisti</b> Alternanze di prasiniti e di metasedimenti non rappresentabili alla scala del foglio.
	ZCG	<b>Metagabbri</b> Metagabbri in facies scisti verdi (aggregati di anfiboli calcici in matrice di albite, epidoto ± clorite), con struttura fibroso-lenticolare a grana grossa (flaser), scistosi o milonitici, in piccoli corpi dispersi nelle successioni di calcescisti con prasiniti; Pancherot, Fenêtre Durand, Val de Bagnes.
	ZCS	<b>Serpentiniti</b> Serpentiniti antigoritiche a magnetite, con struttura massiccia, scistoso-laminata o milonitica; Pancherot, M. Meabè-Becca d'Aver, Motta di Pleté, Conca di By. Locali zone di reazione rodingitica a silicati di Ca, di spessore metrico, su calcescisti e metabasiti incassanti; Testa di Balme-M. Avril, Conca di By.
	ZCS <sub>b</sub>	<b>Brecce serpentinitiche del M. Meabè</b> Brecce tettoniche ad elementi calcareo-dolomitici centimetrici in matrice di serpentinite milonitica; M. Meabè, Château-Fenêtre d'Ersaz.
	ZSA	<b>Anfiboliti albitiche a relitti eclogitici</b> Anfiboliti ad anfibolo calcico-albite in aggregati diablastici, epidoto, clorite e relitti di granato ± glaucofane, derivate dalla retrocessione metamorfica di eclogiti e glaucofaniti da protoliti MORB; locali anfiboliti ricche in liste di epidoto e varietà prasinitiche ad albite porfiroblastica.
	ZSA <sub>b</sub>	<b>Eclogiti</b> Eclogiti ed eclogiti glaucofaniche a granato, omfacite, rutile ± glaucofane, zoisite, anfiboli sodico-calcici, mica bianca e carbonato, con retrocessione in facies scisti verdi debole e discontinua; conca del Breuil, Gran Plan, Cignana.
	ZSA <sub>b</sub>	<b>Glaucofaniti</b> Glaucofaniti a granato ± carbonato, con pseudomorfofosi di zoisite e mica bianca su originaria lawsonite, derivate da basalti tholeiitici con forte alterazione oceanica; conca del Breuil, Antey-Herin.
	ZSG	<b>Gabbri metamorfici</b> Mg-metagabbri a grana vistosa, massicci o con struttura flaser, ad anfiboli calcici, clinozoisite, clorite ± granato; miloniti gabbri di colore verde chiaro, talora a mica di cromo; Valtournenche.
	ZSG <sub>a</sub>	<b>Gabbri eclogitici</b> Fe-Ti melagabbri e gabbri eclogitici, massicci, flaser e milonitici con intercalazioni di eclogiti, glaucofaniti ed anfiboliti granatiferi (strada Antey-Herin e pareti sotto Etirol); metagabbri con intercalazioni di troctoliti massicce con trasformazioni eclogitiche di tipo coronitico (Crepin).

Figura 20 – Legenda relativa allo stralcio ed alla sezione geologica D' della carta geologica 1:50.000

### 2.3 Inquadramento tettonico

Secondo quanto descritto nello studio di impatto ambientale redatto dall'ingegnere Ravet (gennaio 1993) la giacitura della parete rocciosa risulta di difficile misurazione visto la quasi impraticabilità di gran parte del versante se non per quel che riguarda il sentiero tortuoso de "Les Seingles".

In particolare, nei documenti analizzati la giacitura viene definita con un andamento prevalentemente costante di tipo traverpoggio con direzione variabile compresa tra i N 60° E ed i N 70° E, una immersione verso S 20° E ed inclinazione elevata tra 30° e 50°.

La sponda in esame è caratterizzata da numerose linee di frattura che solcano l'ammasso roccioso; tra queste si sono evidenziate fratture profonde, con piani di scollamento subverticali disposti con direzione N 40° E, subparalleli cioè all'asse vallivo, che hanno prodotto dislocazioni del tipo a scaglie lastriche con lembi accostati o chiusi saltuariamente da breccie.

Oltre a queste sono presenti anche delle famiglie di fratture subverticali, aventi direzione nord-sud che se associate alle fratturazioni di decompressione del fronte roccioso disposte, le quali sono disposte a franapoggio, predispongono al franamento anche alti diedri rocciosi soprattutto sul versante destro delle incisioni torrentizie.

Dallo studio dell'ingegnere Ravet (gennaio 1993) si sono inoltre rilevate, nella zona tra le frazioni di Corniolaz, Crepin e Suisse, la presenza di pieghe a piccolo raggio nelle strutture più elevate aventi giacitura caotica.

## 2.4 Caratterizzazione idrogeologica

I torrenti presenti nel vallone di Chamois sono principalmente due: il torrente Chamois e quello Saverou-Suisse. Il primo ha sorgente al Col de Corniolaz e confluisce nel Marmore poco a monte della frazione di Buisson, dopo aver percorso il vallone omonimo; il secondo, il torrente Saverou-Suisse, nasce nell'altopiano ai piedi del Monte Tantané e del Col Pillonet e confluisce in prossimità dell'abitato di Buisson (Figura 21).

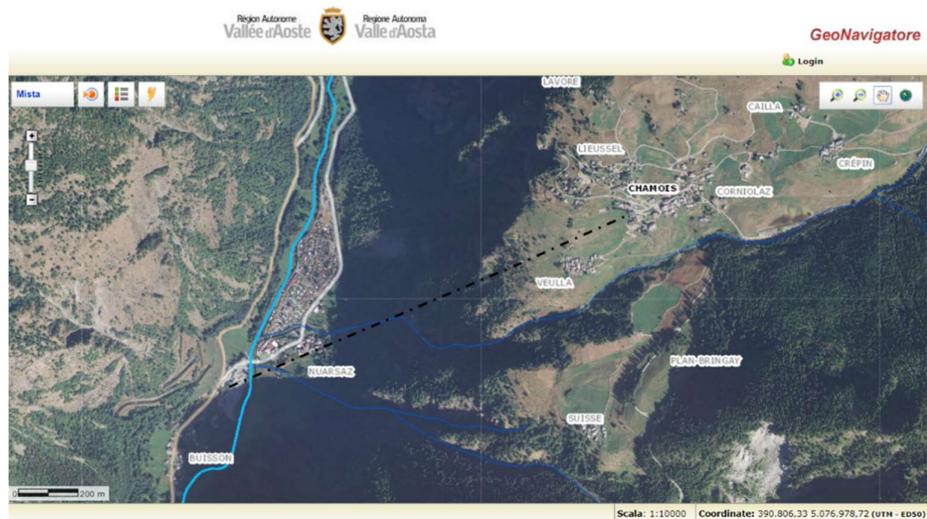


Figura 21 – Idrografia principale (torrente Marmore) e secondaria (torrente Chamois e Saverou-Suisse)

Dal fronte roccioso, dominante il fondovalle non si hanno indicazioni in merito alla presenza di falde percolanti. Si riscontrano solo tracce di infiltrazione nei settori a monte della frazione di Nuarsaz, zona in cui il rischio di verificarsi di eventi franosi è abbastanza elevato.

## 2.5 La sensibilità del territorio agli eventi franosi

Il versante in esame risulta molto ripido tale da avere fenomeni esclusivamente negativi per quanto concerne il grado di stabilità. L'elevata inclinazione del pendio favorisce infatti: l'erosione superficiale, il trasporto a valle del detrito, la degradazione dei versanti, il crollo ed il distacco di rocce fessurate, lo scivolamento di masse nevose ed impedisce la permanenza di specie arboree soprattutto nelle balze rocciose.

Il territorio analizzato presenta, pertanto, alcune caratteristiche salienti: nelle zone denudate, cespugliate ed in genere a scarsa copertura arborea, sono frequenti fenomeni di erosione e dissesto, con rotolamento di massi e detrito e fenomeni di scivolamento a valle di masse nevose, favorito dalla ripidità del pendio, soprattutto nei versanti esposti a sud-est.

Le aree esposte a tale rischio in genere possono essere localizzate in due settori distinti sul territorio:

- zona alta o valle di Chamois, dove prevalgono rotolamenti di massi e di detrito rispetto a fenomeni di slavina o valanga e cioè in relazione al prevalere di pendenza del versante che favorisce la caduta per gravità di piccole masse sia rocciose e sia nevose piuttosto che l'accumulo delle medesime;
- zona medio-inferiore la possibilità di crolli di masse sia rocciose che nevose è decisamente scarsa, per contro, però, esistono condizioni geomorfologiche tali da favorire l'accumulo del detrito e delle masse nevose.

In effetti, analizzando il territorio più nello specifico in sovrapposizione all'alluvione di fondovalle, sono molto evidenti le ampie aree di conoidi attive dei torrenti Chamois e Saverou-Suisse caratterizzati da opere di difesa spondale (Figura 22).

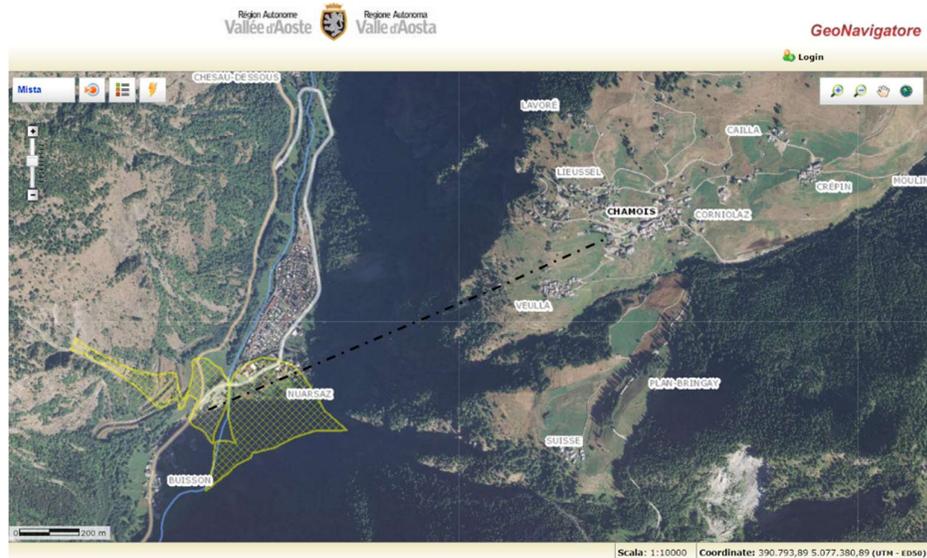


Figura 22 – Area di conoide attivo (GeoNavigator della Valle d'Aosta)

Successivamente, risalendo la valle, altre e più ripide conoidi, di tipo detritico di falda sono presenti su entrambe le rive dei torrenti costituendo siti potenzialmente instabili sia in relazione alla distribuzione di un detrito denudato su pendii molto acclivi e sia perché dominati da canali incisi in bancate rocciose molto fratturate e quindi esposti a possibili fenomeni di crollo.

In particolare, è possibile osservare dalle carte del Piano dell'Assetto Idrogeologico (PAI) reperibili sul GeoNavigator della Valle d'Aosta la presenza di smottamenti ed erosioni di sponda nei tratti d'alveo relativi ai torrenti Chamois e Saverou-Suisse nonché l'esistenza di frane attive da crollo e da scivolamento nella località Suisse e di detrito di falda attivo, avente pessime caratteristiche geomeccaniche, nella zona dominante il campeggio, il quale è localizzato nella frazione di Nuarsaz.

Nella zona pedemontana di Plan-Bringay e in tutta la zona a monte dell'arrivo dell'attuale funivia risultano esserci invece problemi di instabilità latenti; in effetti, già l'ingegnere Ravet (novembre 1994), l'ingegnere Levi (settembre 1997) ed il geometra Bryer (luglio 1999) avevano riscontrato, durante i loro monitoraggi, la presenza di leggeri spostamenti del secondo pilone e della stazione di monte dell'impianto funiviario.

In seguito, vengono mostrate le aree di frana attiva (Figura 23) e quiescente (Figura 24) estratti dal GeoNavigator della Valle d'Aosta.

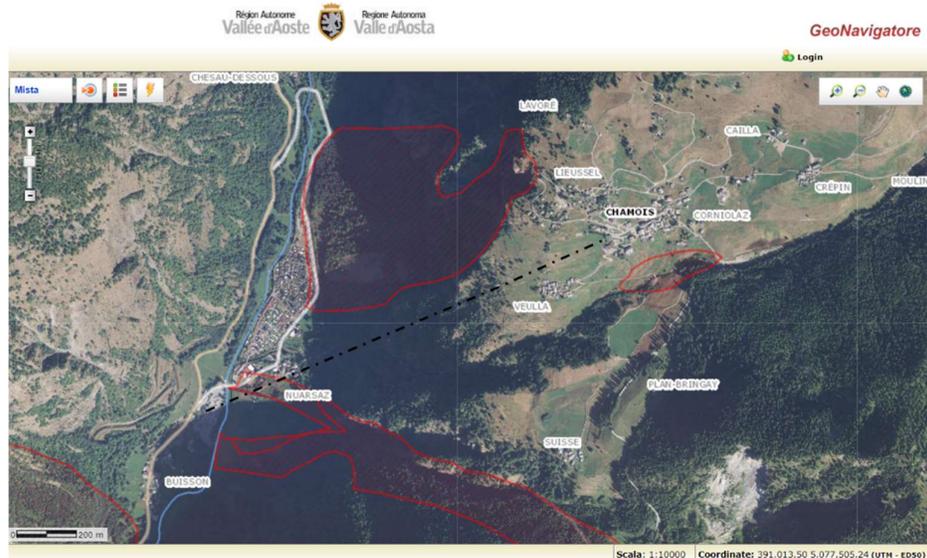


Figura 23 – Area di frana attiva (GeoNavigatore della Valle d'Aosta)

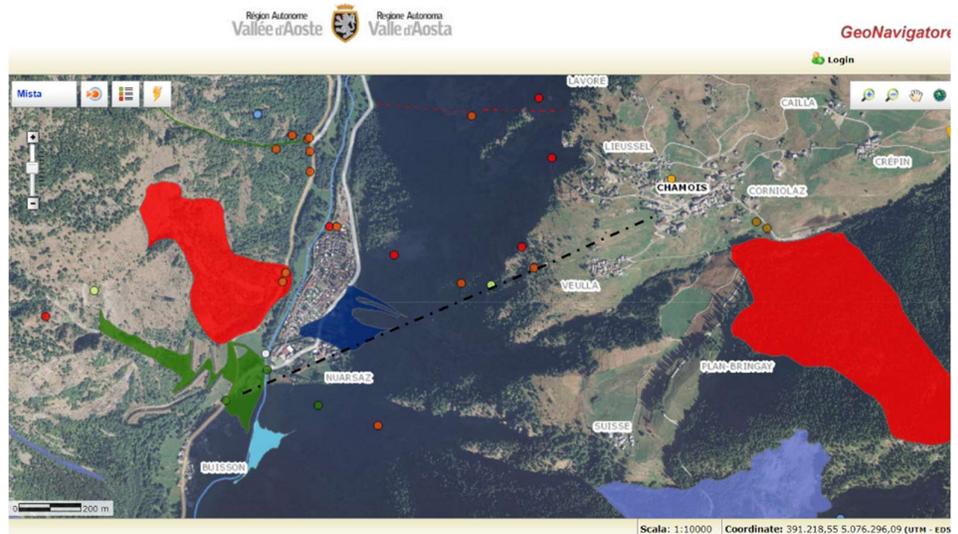


Figura 24 – Area di frana quiescente (GeoNavigatore della Valle d'Aosta)

Per quel che riguarda gli eventi franosi censiti lungo il vallone di Chamois, vengono riportate due diverse, ma simili, rappresentazioni cartografiche.

La prima mappa proposta, con la connessa legenda, è relativa al catasto dei dissesti che sono stato registrati direttamente dalla Regione Autonoma della Valle d'Aosta e raccolti sul relativo GeoNavigatore. In questo schema riassuntivo dei dissesti viene rilevata la presenza di un'ampia area di frana per crollo nella zona tra le località di Plan-Bringay e Corniolaz, un rischio alluvionamento ed esondazione nel fondovalle tra le frazioni di Buisson e Nuarsaz ed infine un numero elevato di eventi puntuali localizzati tra l'imponente parete rocciosa ed il terrazzamento morenico di Chamois.

Quest'ultimi risultano legati principalmente a fenomeni di frana da crollo o di scivolamenti, caduta massi ma anche da altre possibili instabilità puntuali (Figura 25).



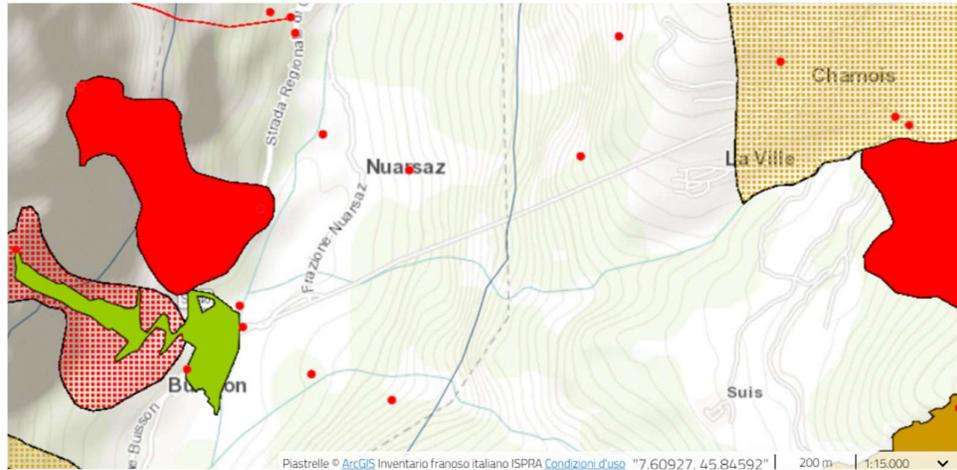
### LEGENDA

Catasto Dissesti puntuale	Catasto Dissesti poligonale
○ n.d.	■ Frana di scivolamento
● Frana per crollo	■ Caduta massi
● Caduta massi	■ Frana complessa
● Frana di scivolamento	■ Frana per crollo
● Colamento lento	■ Colamento lento
● Colamento rapido	■ Colamento rapido
● Sprofondamento	■ Sprofondamento
● Frana complessa	■ Debris flow
● Debris flow	■ Alluvionamento
■ Danni	■ Erosione spondale
● Deformazione gravitativa profonda di versante	■ Esondazione
● Diversione	■ Sovralluvionamento in alveo
● Alluvionamento	■ Instabilità potenziale
● Erosione spondale	■ Deformazione gravitativa profonda di versante
● Esondazione	■ Area soggetta a frane superficiali diffuse
● Sovralluvionamento in alveo	■ Area soggetta a crolli diffusi
● Instabilità potenziale	

Figura 25 – Catasto dei dissesti (GeoNavigator della Valle d'Aosta) e relativa legenda

La seconda rappresentazione cartografica che viene riportata riguarda le informazioni presenti nell'Inventario dei Fenomeni Franosi in Italia (IFFI) realizzato dall'Istituto Superiore per la Protezione e la Ricerca Ambientale (ISPRA) e dalle Regioni e Province Autonome. Questa mappa contiene tutte le frane rilevate nella zona d'interesse e censite secondo una metodologia standardizzata e condivisa in tutta Italia.

Si può osservare come l'unica differenza evidente rispetto alla mappa del catasto dei dissesti della Valle d'Aosta, sia la presenza di una deformazione gravitativa profonda di versante al di sopra della località di La Ville nel comune di Chamois (Figura 26).



**LEGENDA**

**Landslide Identification Point (PIFF) \***

- Landslide data sheet - 1st Level
- Landslide data sheet - 2nd Level
- Landslide data sheet - 3rd Level

**Landslide Event**

- Landslide Event

**Landslide type of movement**

- ↗ Linear landslides
- Rokfall/topple
- Rotational/translational slide
- Lateral spread
- Slow earth flow
- Rapid debris flow
- Sinkhole
- Complex
- Area affected by numerous rockfalls/topples
- Area affected by numerous sinkholes
- Area affected by numerous shallow landslides
- Deep-seated gravitational slope deformation
- n.d.

Figura 26 – Mappa dell'inventario IFFI e relativa legenda

### **3. CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA DELL'AMMASSO ROCCIOSO**

#### **3.1 Rilevamento geologico-strutturale**

La Carta Geologica d'Italia in scala 1:50.000 ha evidenziato, nell'area in esame, la presenza di "Pietre verdi", rocce tipiche delle Alpi Occidentali; in particolare delle anfiboliti, ma anche dei calcescisti, delle prasiniti, dei gabbri metamorfici e delle serpentiniti.

Nell'ottica della scelta e progettazione di un tracciato completamente in galleria, tuttavia, una suddivisione basata esclusivamente sulle caratteristiche mineralogiche e formazionali dell'ammasso roccioso non appare sufficiente ma bensì solo ricca di distinzioni litologiche aventi scarsa importanza da un punto di vista geotecnico. In effetti, sotto l'aspetto ingegneristico, risulta di fondamentale importanza effettuare un rilievo geologico-strutturale volto a ricercare in campo le discontinuità presenti nell'ammasso roccioso, le quali spesso rappresentano il principale fattore influenzante la deformabilità, la permeabilità e le condizioni di rottura di un ammasso roccioso.

Per tale motivo nel periodo ottobre-novembre 2021, ed in particolare nei giorni del 25 ottobre e del 13 novembre, sono stati eseguiti due sopralluoghi volti ad effettuare una serie di rilievi geomorfologici e strutturali allo scopo di caratterizzare, da un punto di vista tecnico e strutturale, le rocce affioranti presenti nella zona oggetto di studio.

La scelta delle aree sulle quali effettuare il rilevamento è stata ardua, visto la quasi impraticabilità di gran parte del versante, ed è risultato inoltre abbastanza difficoltoso rilevare sia la giacitura delle pareti rocciose sia delle discontinuità essendo il salto roccioso di difficile misurazione (Ravet, gennaio 1993).

Si sono eseguiti per la precisione tre diversi rilevamenti geologici-strutturali ai piedi di tre diversi affioramenti rocciosi. Tali affioramenti si sono incontrati lungo il sentiero tortuoso de "Les Seingles" che collega la frazione di Buisson al capoluogo di Chamois.

Le operazioni effettuate su ogni parete per l'esecuzione del rilievo geologico-strutturale sono state le seguenti:

### 3. CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA DELL'AMMASSO ROCCIOSO

- descrizione generale dell'affioramento roccioso valutandone, con un metro, la lunghezza effettivamente considerata;
- rilevamento della giacitura della parete rocciosa in esame mediante l'utilizzo di una bussola da geologo;
- stendimento di una bandella a circa un metro e mezzo dal piano di calpestio;
- misurazione, seguendo una progressiva lungo la direzione di stendimento, dell'orientazione delle discontinuità presenti nell'ammasso roccioso tramite bussola da geologo;
- determinazione visiva ed in parte ipotizzata della lunghezza della traccia o persistenza, distanza tra i lembi affiancati affacciati di una discontinuità o apertura, presenza di materiale di riempimento tra le pareti adiacenti di una discontinuità e presenza di filtrazioni d'acqua nell'ammasso roccioso (caratteristiche utilizzate in seguito per la caratterizzazione geotecnica dell'ammasso roccioso).

La determinazione della giacitura degli affioramenti rocciosi e delle discontinuità presenti, come accennato in precedenza, è stata eseguita con la bussola da geologo (Figura 27) che permette di misurarne direttamente in sito l'orientazione nello spazio attraverso la misurazione di due angoli.



*Figura 27 – Bussola da geologo*

### 3. CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA DELL'AMMASSO ROCCIOSO

L'inclinazione o Dip ( $\psi$ ) indica appunto l'inclinazione di una discontinuità rispetto al piano orizzontale e può assumere valori compresi tra  $0^\circ$  e  $90^\circ$ , mentre la direzione di immersione o Dip Direction ( $\alpha$ ) ne indica la direzione di immersione rispetto al Nord geografico e può assumere valori compresi tra  $0^\circ$  e  $360^\circ$ . In funzione della Dip Direction è inoltre possibile calcolare l'angolo tra la traccia del piano di discontinuità ed il Nord; tale valore viene definito direzione o Strike ( $\beta$ ) e si ottiene sommando o sottraendo  $90^\circ$  al valore della direzione di immersione in modo da ottenere un valore finale, letto in senso orario a partire dal Nord geografico, compreso tra  $0^\circ$  e  $180^\circ$  (Figura 28).

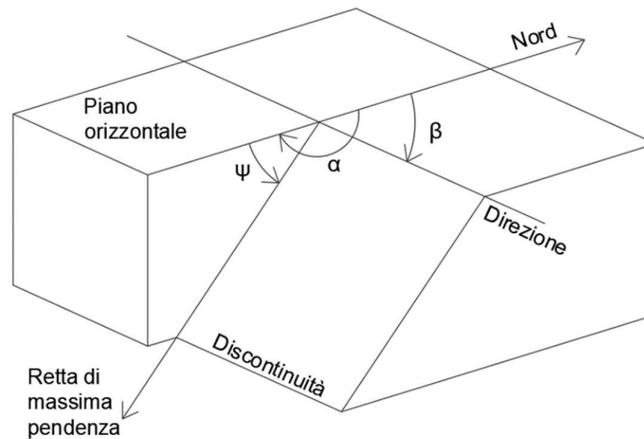


Figura 28 – Angoli per la valutazione dell'orientazione di una discontinuità

Il primo affioramento roccioso analizzato (Figura 29) è stato individuato quasi in sommità del salto di roccia che divide Buisson dal paese di Chamois. La lunghezza di stendimento considerata è stata di 6 m nei quali si sono rilevati 7 discontinuità aventi inclinazione compresa tra i  $60^\circ$  ed i  $90^\circ$ .



Figura 29 – Affioramento roccioso n.1

### 3. CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA DELL'AMMASSO ROCCIOSO

Il secondo affioramento roccioso (Figura 30), imponente e massiccio, è stato individuato lungo il sentiero de “Les Seingles” a circa metà strada tra la stazione di valle e quella di monte della funivia. Su tale parete di roccia si sono ricavate in totale 9 discontinuità prevalenti su una lunghezza di stendimento pari a 10 m.



*Figura 30 – Affioramento roccioso n.2*

Infine, dal terzo ed ultimo affioramento roccioso (Figura 31), avente dimensioni minori, si sono ricavate 5 discontinuità su una lunghezza di stendimento di 3 m. Quest'ultimo ammasso roccioso è stato individuato ai piedi del fronte roccioso presente alle spalle della frazione di Nuarsaz, in una zona particolarmente umida essendo vicina al torrente Chamois. Le fratture individuate non sono risultate prevalentemente chiuse e sub-parallele, come nei due casi precedenti, ma con una evidente apertura tra i due lembi affacciati di ogni discontinuità ed una inclinazione compresa tra i 50° ed i 60°.

### 3. CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA DELL'AMMASSO ROCCIOSO



*Figura 31 – Affioramento roccioso n.3*

#### 3.2 Elaborazione dei dati rilevati in sito

I dati rilevati in sito relativi alla giacitura di ogni affioramento roccioso analizzato ed alla Dip e Dip Direction delle discontinuità presenti nelle tre pareti rocciose (Allegato 1) sono stati in seguito inseriti ed elaborati all'interno del software DIPS, facente parte del pacchetto della RocScience.

Nello specifico, tale software, permette di rappresentare graficamente le discontinuità attraverso la tecnica della Proiezione Sferica, che consente di rappresentare un piano 3D su un diagramma planare 2D (lo stereogramma), mediante due diverse proiezioni: l'equi-area (Lambert o Schmidt) o l'equi-angola (Wulf).

Dovendo eseguire nel caso in esame un'analisi statistica sulla distribuzione spaziale delle discontinuità, per poter ricavare le famiglie di discontinuità, si è utilizzata la proiezione equi-area. Questa metodologia permette di mantenere, durante la proiezione di un elemento, la stessa area ma non la stessa forma, cioè un arco di circonferenza a fine proiezione diventa una curva mentre un punto rimane tale.

Ricordando che i rilievi sono stati effettuati su una linea di stendimento rettilinea posta lungo il fronte dell'ammasso roccioso in esame a circa un metro e mezzo d'altezza rispetto al piano di calpestio ed avendo i tre affioramenti rocciosi dei valori di direzione ed immersione molto simili, si è deciso di unire in un unico stereogramma tutte le discontinuità rilevate dal rilevamento geologico-strutturale.

Ogni discontinuità sullo stereogramma ed in particolare su DIPS è possibile rappresentarla o mediante una curva che ne definisce la traccia del piano o mediante un singolo punto, detto polo, il quale raffigura la proiezione della linea ortogonale al piano di discontinuità. Nel caso in esame, dovendo analizzare la distribuzione di frequenza dei dati di orientazione si è deciso di considerare solo la rappresentazione equi-area dei poli.

I risultati forniti in output dal programma sono stati principalmente due: una rappresentazione stereografica polare equi area dei 21 poli considerati (Figura 32) ed una rappresentazione stereografica delle densità di concentrazioni ricavate (Figura 33).

### 3. CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA DELL'AMMASSO ROCCIOSO

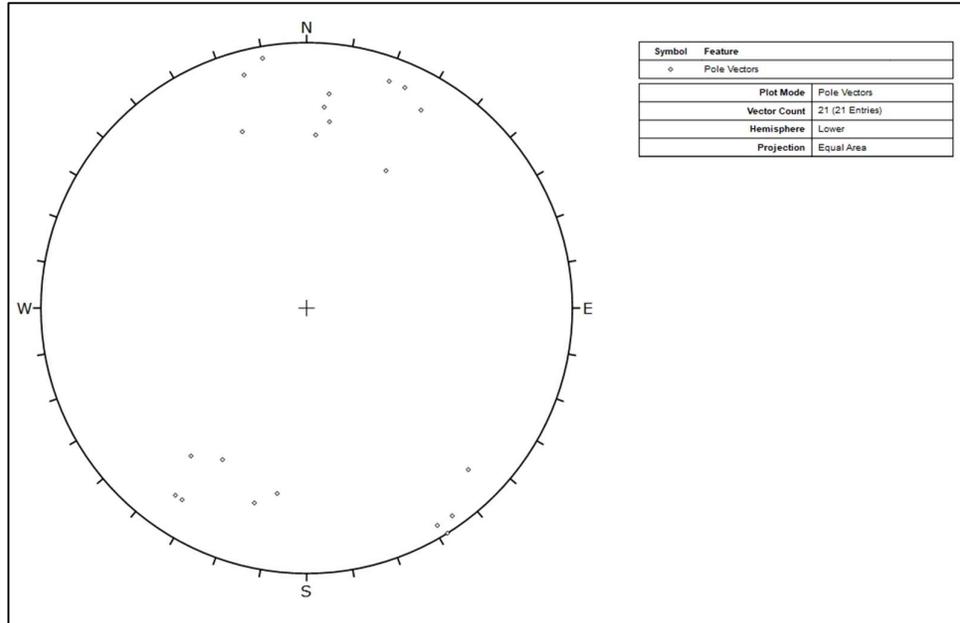


Figura 32 – Rappresentazione stereografica polare equi area dei poli singoli di discontinuità

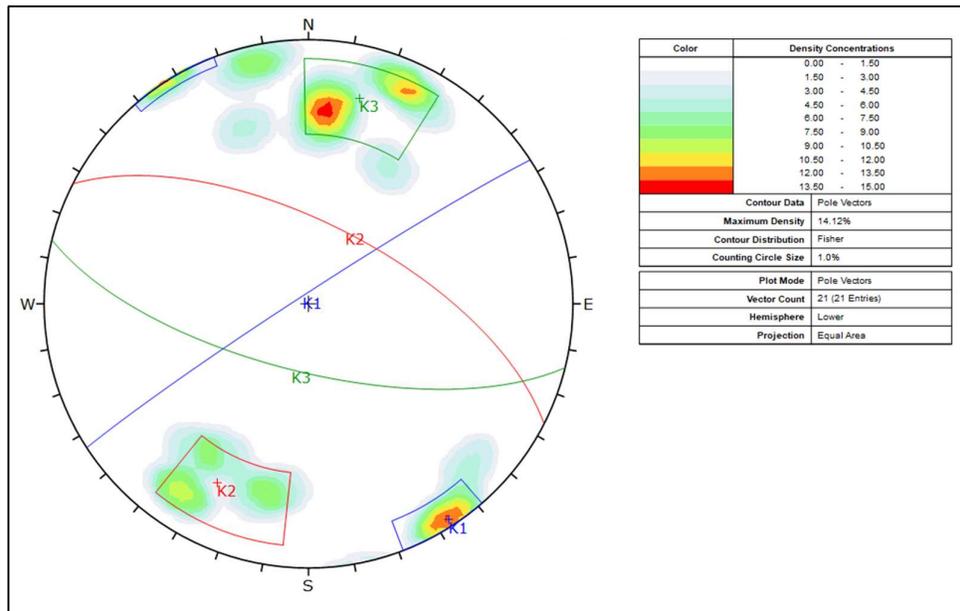


Figura 33 – Rappresentazione stereografica polare equi area delle densità di concentrazione

In questa seconda rappresentazione (Figura 33) è stato possibile identificare le curve di iso-densità o le aree di iso-frequenza in cui ad ogni colore corrisponde un valore percentuale dato dal numero di poli presenti in quell'area rispetto al numero totale di poli considerati.

Da quest'ultima rappresentazione delle aree ad equal concentrazione dei poli è stato dunque possibile individuare i sistemi di discontinuità caratteristici

### 3. CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA DELL'AMMASSO ROCCIOSO

dell'ammasso roccioso. In effetti, sulla base delle densità di concentrazione sono stati ricavati tre diversi sistemi di discontinuità statisticamente significativi: K1, K2, K3 (Figura 34). Tali famiglie sono state ottenute trascurando i raggruppamenti aventi frequenza di discontinuità massima inferiore al 5 %.

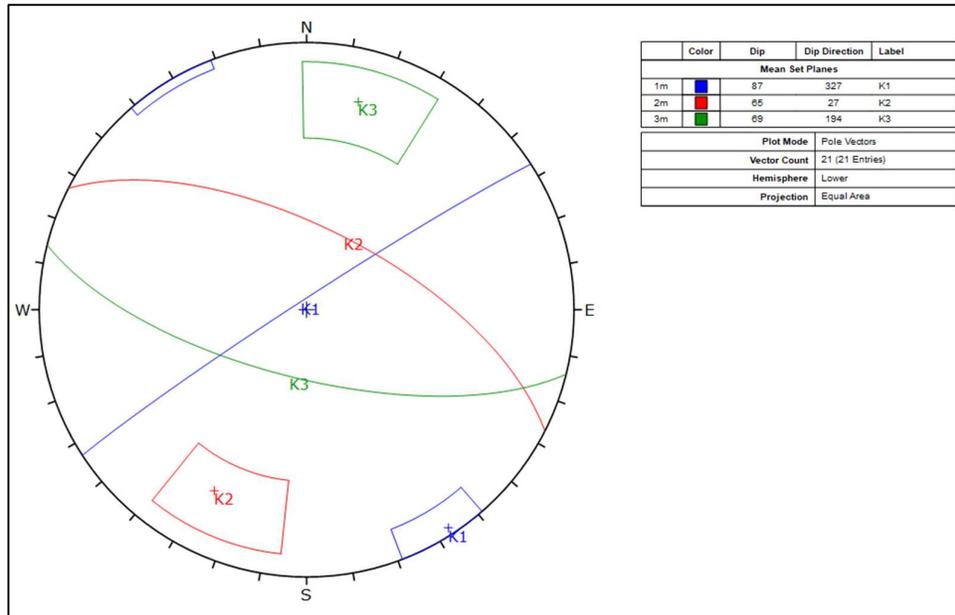


Figura 34 – Definizione delle famiglie di discontinuità K1, K2 e K3

Alla luce delle famiglie di discontinuità evidenziate, il software DIPS, mediante un'analisi vettoriale restituisce le giaciture delle discontinuità caratteristiche di ogni sistema considerato, ed in particolar modo la Dip e la Dip Direction di ogni famiglia dal quale è possibile ricavare anche lo Strike (Tabella 4).

Tabella 4 – Dip, Dip Direction e Strike delle tre famiglie di discontinuità ricavate

Famiglia di discontinuità	Dip	Dip Direction	Strike
<b>K1</b>	87	327	57
<b>K2</b>	65	27	117
<b>K3</b>	69	194	104

### 3.3 Caratterizzazione meccanica della roccia intatta

La descrizione degli ammassi rocciosi si effettua, come analizzato nel capitolo precedente (Capitolo 3.1), tramite l'esecuzione del rilevamento geologico-strutturale, che consente però di metterne in luce solo gli aspetti fisici. Per comprendere invece il comportamento meccanico vero e proprio dell'ammasso roccioso è necessario eseguire una serie di prove in sito e/o in laboratorio sia sulla roccia intatta sia sulle discontinuità.

Nel caso in esame, avendo a disposizione solo i risultati di sondaggi e prove geognostiche relativi solamente ai primi 10-15 m di strato di terreno (GEOSERVICE s.r.l.,1991), i quali vennero effettuati nei pressi della stazione di valle e di monte della funivia durante lo studio di impatto ambientale per l'ipotesi di funicolare Buisson-Chamois, e nessun'altra informazione in merito alla roccia intatta è stato necessario attingere ai dati presenti in letteratura.

Secondo le carte geologiche citate in precedenza (Capitolo 2.2) l'unità geologica prevalente tra la frazione di Nuarsaz e il capoluogo di Chamois è l'anfibolite. Usufruendo anche dell'applicativo RocProp, presente nel pacchetto della RocScience, si sono trovati quattro diversi risultati relativi a dati provenienti da prove triassiali in laboratorio su provini di anfibolite (Allegato 2).

Tra tutti i dati disponibili in letteratura si è scelto di utilizzare i risultati pubblicati da Broch (1974) per quel che riguarda i valori di resistenza a trazione ed a compressione della roccia intatta di un provino di anfibolite prelevato in Norvegia; mentre per il valore del peso per unità di volume si è deciso di mediare i dati pubblicati da Jackson et al. (1995) e Wallace et al. (1969) relativi ad anfiboliti estratti nel nord America.

Dall'interpretazione e utilizzo dei risultati forniti da queste prove triassiali di laboratorio trovate in letteratura è stato dunque possibile determinare le caratteristiche di resistenza della roccia intatta ed in particolare definire il criterio di resistenza al quale riferirsi.

Sviluppato espressamente per descrivere il comportamento delle rocce e degli ammassi rocciosi si è utilizzato il criterio di Hoek & Brown (1980). Tale criterio di resistenza per la roccia intatta di tipo curvilineo e non lineare viene espresso nel piano delle tensioni principali  $\sigma_1 - \sigma_3$  ed utilizza proprio i dati di laboratorio provenienti anche da prove triassiali.

Come si può evincere nell'espressione seguente, la resistenza della roccia secondo il criterio di Hoek & Brown (1980) è espressa in funzione di due parametri  $\sigma_{ci}$  e  $m_i$ : il primo rappresenta la resistenza a compressione monoassiale

### 3. CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA DELL'AMMASSO ROCCIOSO

mentre il secondo parametro è una costante adimensionale caratteristica di ciascun tipo di roccia intatta.

$$\sigma_1 = \sigma_3 + \sigma_{ci} \cdot \left( m_i \cdot \frac{\sigma_3}{\sigma_{ci}} + 1 \right)^{0.5}$$

È inoltre possibile definire la resistenza a trazione monoassiale  $\sigma_{ti}$  come quel valore che si ottiene ponendo  $\sigma_1=0$ .

Nella tabella seguente (Tabella 5) vengono riassunti i valori ricavati dalla letteratura, ed in particolare da Broch (1974), utilizzati per definire il criterio di resistenza di Hoek & Brown successivamente mostrato (Figura 35).

Tabella 5 – Parametri di Hoek & Brown forniti in letteratura da Broch (1974)

Dati disponibili in letteratura	
Resistenza a compressione monoassiale $\sigma_{ci}$ [MPa]	119.83
Resistenza a trazione monoassiale $\sigma_{ti}$ [MPa]	3.62
Coefficiente adimensionale di Hoek & Brown $m_i$ [-]	33.08

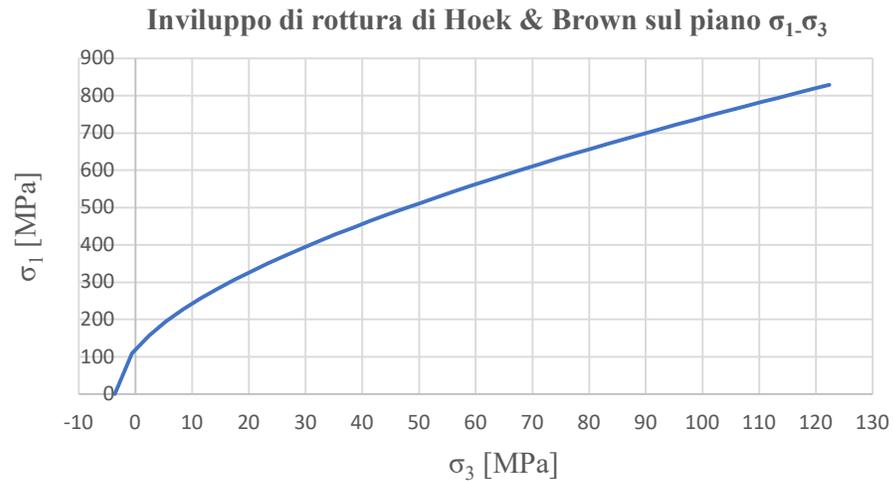


Figura 35 – Inviluppo di rottura di Hoek & Brown sul piano  $\sigma_1$ - $\sigma_3$

### 3.4 Classificazione dell'ammasso roccioso

Esistono diversi metodi di classificazione che consentono di assegnare ad un ammasso roccioso un indice numerico rappresentativo della sua qualità. Per ogni metodo non viene utilizzato sempre lo stesso parametro bensì diversi indici, aventi differente natura, i quali vengono definiti per caratterizzare in modo completo le caratteristiche relative alle discontinuità ed alla roccia intatta ed in generale per concorrere a definire il comportamento e la qualità dell'ammasso roccioso nel suo complesso.

I sistemi di classificazione vengono infatti principalmente utilizzati per stimare le caratteristiche meccaniche di deformabilità e resistenza di un ammasso roccioso considerandolo come un mezzo continuo equivalente, omogeneo ed isotropo. A volte tali metodi vengono anche utilizzati come strumento progettuale per valutare, nel caso di realizzazioni di gallerie, gli eventuali sistemi di rinforzo e/o sostegno necessari affinché le operazioni di scavo vengano svolte in sicurezza.

Tutti i metodi di classificazione sono basati sull'analisi di casi precedenti e dunque la loro efficacia è strettamente legata alla rappresentatività di quei casi e non tutti gli indici sono validi per tutti gli ammassi rocciosi. In particolare, risulta particolarmente difficoltosa l'applicazione dei metodi di classificazione ad ammassi rocciosi intensamente fratturati o aventi scadenti caratteristiche geotecniche (Barla, 2010). Non è il caso del nostro ammasso roccioso massiccio e non intensamente fratturato.

I tre principali metodi di classificazione che permettono di suddividere l'ammasso roccioso in classi di diversa qualità, dal punto di vista delle loro proprietà meccaniche globali, ad oggi maggiormente utilizzati e diffusi sono:

- classificazione mediante RMR (*Rock Mass Rating System*);
- classificazione mediante GSI (*Geological Strength Index*);
- classificazione mediante l'indice Q (*Quality System*).

#### 3.4.1 Classificazione mediante RMR

Il metodo RMR per la classificazione degli ammassi rocciosi venne introdotto da Bieniawski (1973, 1989) e prevede la definizione di cinque parametri che vengono considerati come i maggiormente significativi per la definizione della qualità dell'ammasso roccioso. I parametri considerati sono:

- la resistenza a compressione monoassiale della roccia intatta  $\sigma_{ci}$ ;
- il RQD (*Rock Quality Designation*): dato dalla somma percentuale degli spezzoni di carota di lunghezza superiore a 10 cm sulla lunghezza totale considerata;
- la spaziatura delle discontinuità: valutata come spaziatura media caratteristica dell'ammasso roccioso;
- le condizioni generali delle discontinuità: ricavate esaminando differenti aspetti quali scabrezza, persistenza, apertura e riempimento delle fratture e l'alterazione che nel caso in esame sono stati considerati in una descrizione qualitativa complessiva delle condizioni generali delle discontinuità;
- la presenza d'acqua: valutata basandosi su un giudizio qualitativo e visivo complessivo della massa rocciosa.

Per ogni parametro sono definiti dei campi di variazione ai quali corrispondono degli indici numerici, che risultano tanto più elevati quanto migliore è la qualità dell'ammasso roccioso al quale i parametri si riferiscono. La somma dei punteggi così ottenuta fornisce il valore di base dell'RMR permettendo una classificazione dell'ammasso roccioso in esame.

Nella tabella seguente (Tabella 6) vengono riportati i campi di variazione per la valutazione dei parametri per l'indice RMR.

### 3. CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA DELL'AMMASSO ROCCIOSO

Tabella 6 – Valutazione dei parametri per l'indice RMR (Bieniawski, 1984)

PARAMETRI		INTERVALLI DI VALORI						
<b>Resistenza a compressione monoassiale della roccia intatta in MPa</b>		>250	100-200	50-100	25-50	5-25	1-5	<1
<b>Coefficiente numerico</b>		15	12	7	4	2	1	0
<b>Recupero percentuale modificato (RQD) [%]</b>		90-100	75-90	50-75	25-50	<25		
<b>Coefficiente numerico</b>		20	17	13	8	3		
<b>Spaziatura della discontinuità</b>		>2 m	0.6-2 m	200-600 mm	60-200 mm	<60 mm		
<b>Coefficiente numerico</b>		20	15	10	8	5		
<b>Condizioni delle discontinuità</b>		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		
<b>Coefficiente numerico</b>		30	25	20	10	0		
<b>Presenza d'acqua</b>	<b>Venute d'acqua in 10 m di galleria [l/min]</b>	Nessuna venuta d'acqua	<10	10-25	25-125	>125		
	<b>Rapporto tra la pressione dell'acqua nelle discontinuità e la massima sollecitazione principale</b>	0	<0.1	0.1 - 0.2	0.2 - 0.5	>0.5		
	<b>Condizioni generali della roccia</b>	Perfettamente asciutta	Umida	Bagnata con acqua di tipo interstiziale	Bagnata con acqua in modesta pressione	Molte venute d'acqua		
<b>Coefficiente numerico</b>		15	10	7	4	0		

### 3. CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA DELL'AMMASSO ROCCIOSO

Nel caso in esame i coefficienti numerici associati ad ogni parametro si sono valutati facendo riferimento ai dati ricavati in letteratura (Broch, 1974) e al rilevamento geologico-strutturale effettuato in sito tra il mese di ottobre e novembre del 2021, basandosi su delle ipotesi e valutazioni osservazionali.

Nello specifico si è associato un punteggio di 12 al primo parametro essendo la resistenza a compressione monoassiale della roccia intatta pari a circa 120 MPa (Broch, 1974) ed un recupero percentuale modificato assunto medio con coefficiente numerico pari a 13. Agli altri tre parametri si sono invece assunti i valori medi compresi tra due campi di variazione ipotizzati in modo da ottenere dei coefficienti numerici finali né troppo bassi né troppo alti.

I coefficienti numerici assunti per ogni parametro sono riassunti nella tabella seguente (Tabella 7).

Tabella 7 – Coefficienti numerici associati ad ogni parametro per l'indice RMR

<b>Resistenza a compressione monoassiale <math>\sigma_{ci}</math> in MPa</b>	12
<b>Recupero percentuale modificato (RQD)</b>	13
<b>Spaziatura delle discontinuità</b>	12.5
<b>Condizioni delle discontinuità</b>	22.5
<b>Presenza d'acqua</b>	8.5
<b>RMR di base</b>	68.5

La somma degli indici associati a questi cinque parametri fornisce l'RMR di base caratteristico dell'ammasso roccioso analizzato, il quale può assumere dei valori variabili da 0 a 100.

In relazione al valore di RMR, l'ammasso roccioso è suddiviso in cinque classi di qualità come indicato nella tabella seguente (Tabella 8).

Tabella 8 - Classi di qualità dell'ammasso roccioso in base all'indice RMR di base (Bieniawski, 1978)

<b>Classi</b>	I	II	III	IV	V
<b>Descrizione</b>	Ottima	Buona	Discreta	Scadente	Molto scadente
<b>RMR</b>	81-100	61-80	41-60	21-40	<20

Nel nostro caso essendo l'RMR di base pari a 68.5 si ricade nella classe II in cui l'ammasso roccioso risulta di buona qualità.

## 3.4.2 Classificazione mediante GSI

La classificazione dell'ammasso roccioso mediante il valore di GSI è stata definita da Hoek (1994) per ovviare alle difficoltà nell'utilizzare il metodo RMR negli ammassi rocciosi di qualità molto scadente o dove il volume rappresentativo risultava piccolo se confrontato con le dimensioni caratteristiche dell'opera ingegneristica considerata. Esistono due diversi metodi per valutare l'indice GSI: un metodo analitico ed uno tabellare.

Il metodo analitico prevede l'utilizzo di una relazione empirica, mostrata in seguito, basata sull'indice RMR opportunamente modificato, ossia valutato ponendo l'indice relativo alle venute d'acqua pari a 15, cioè il valore massimo.

$$GSI = RMR_{corretto} - 5$$

I dati necessari per il calcolo del valore di GSI sono contenuti nella tabella seguente (Tabella 9).

Tabella 9 – Coefficienti numerici assunti per la valutazione del GSI

<b>Resistenza a compressione monoassiale <math>\sigma_{ci}</math> in MPa</b>	12
<b>Recupero percentuale modificato (RQD)</b>	13
<b>Spaziatura delle discontinuità</b>	12.5
<b>Condizioni delle discontinuità</b>	22.5
<b>Presenza d'acqua</b>	15
<b>RMR corretto</b>	75
<b>GSI</b>	70

Il valore di GSI può anche essere ottenuto tramite una valutazione qualitativa dell'ammasso roccioso basata sull'impressione visiva della struttura dell'ammasso, in relazione alle caratteristiche di interconnessione tra i blocchi e alle condizioni delle superfici di contatto espresse in termini di rugosità ed alterazione. Ad ogni combinazione di questi due parametri, sfruttando il diagramma seguente (Figura 36) è possibile associare un indice numerico variabile tra 0 e 100.

### 3. CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA DELL'AMMASSO ROCCIOSO

<p>GEOLOGICAL STRENGTH INDEX FOR JOINTED ROCKS</p> <p>From the lithology, structure and surface conditions of the discontinuities, estimate the average value of GSI. Do not try to be too precise. Quoting a range from 33 to 37 is more realistic than stating that GSI = 35. Note that the table does not apply to structurally controlled failures. Where weak planar structural planes are present in an unfavourable orientation with respect to the excavation face, these will dominate the rock mass behaviour. The shear strength of surfaces in rocks that are prone to deterioration as a result of changes in moisture content will be reduced if water is present. When working with rocks in the fair to very poor categories, a shift to the right may be made for wet conditions. Water pressure is dealt with by effective stress analysis</p> <p>STRUCTURE</p>		SURFACE CONDITIONS				
		VERY GOOD Very rough, fresh, unweathered surfaces	GOOD Rough, slightly weathered, iron stained surfaces	FAIR Smooth, moderately weathered and altered surfaces	POOR Slickensided, highly weathered surfaces with compact coating or fillings of angular fragments	VERY POOR Slickensided, highly weathered surfaces with soft clay coatings or fillings
		DECREASING SURFACE QUALITY →				
	INTACT OR MASSIVE- Intact rock specimens or massive in-situ rock with few widely spaced discontinuities	90			N/A	N/A
	BLOCKY - Well interlocked undisturbed rock mass consisting of cubical blocks formed by three intersecting discontinuity sets	80	70			
	VERY BLOCKY - Interlocked, partially disturbed mass with multi-faceted angular blocks formed by 4 or more joint sets		60			
	BLOCKY/DISTURBED/SEAMY - Folded with angular blocks formed by many intersecting discontinuity sets. Persistence of bedding planes or schistosity			50		
	DISINTEGRATED - Poorly interlocked, heavily broken rock mass with mixture of angular and rounded rock pieces			40	30	
	LAMINATED/SHEARED - Lack of blockiness due to close spacing of the weak schistosity or shear planes	N/A	N/A		20	10
		DECREASING INTERLOCKING OF ROCK PIECES ↓				

Figura 36 - Tabella per la determinazione dell'indice GSI

Analizzando i tre affioramenti rocciosi e considerando le tre famiglie di discontinuità ricavate con il software DIPS (Capitolo 3.2) si è deciso di considerare una struttura a blocchi in cui l'ammasso roccioso risulta indisturbato e ben interconnesso e costituito da blocchi cubici formati da tre insiemi di discontinuità intersecanti aventi condizioni di superficie ruvide e leggermente alterato.

Si è ottenuto in questo modo un valore di GSI compreso tra 60 e 75, in accordo con la valutazione analitica, spiegata in precedenza, la quale ha fornito un GSI pari a 70.

### 3.4.3 Classificazione mediante l'indice Q

Il terzo metodo di classificazione più diffuso è stato messo a punto da Barton et al. (1974), sulla base di uno studio su circa 200 gallerie scandinave, ed è il metodo Q. Tale metodo, che verrà utilizzato in seguito per la progettazione dei sistemi di supporto e/o sostegno della galleria, viene definito considerando sei parametri caratteristici dell'ammasso roccioso:

- il recupero percentuale modificato (RQD), già spiegato in precedenza (Capitolo 3.4.1);
- il *Joint set number*  $J_n$ : legato al numero di sistemi principali di discontinuità presenti nell'ammasso roccioso analizzato;
- il *Joint roughness number*  $J_r$ : definito in funzione del grado di scabrezza a piccola e grande scala relativo alle superfici di discontinuità;
- il *Joint alteration number*  $J_a$ : definito in funzione delle condizioni delle superfici di discontinuità analizzando il tipo di contatto tra i due lembi delle discontinuità, l'alterazione e la natura del riempimento quando presente;
- il *Joint water reduction number*  $J_w$ : un coefficiente di riduzione che tiene conto delle condizioni idriche nell'ammasso roccioso, ed in particolare la presenza dell'acqua con riferimento alla pressione o alla portata che interessa un certo tratto di galleria;
- lo *Stress Reduction Factor* (SRF): un fattore di riduzione che viene definito in funzione dello stato tensionale in sito, dell'eventuale presenza di zone o fasce di debolezza della roccia o di rocce spingenti o rigonfianti.

Tranne che per il valore di RQD a tutti gli altri parametri viene associato un indice numerico in modo da poter ottenere, attraverso la formula seguente, un valore di Q caratteristico dell'ammasso roccioso variabile da meno di 0.01 a 1000.

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

### 3. CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA DELL'AMMASSO ROCCIOSO

Nel caso in esame non avendo a disposizione le informazioni necessarie per assegnare ad ogni parametro caratteristico un indice numerico si è scelto di utilizzare le formule proposte rispettivamente da Bieniawski e Orr (1976) e da Barton (2002) che correlano il valore dell'RMR di base con l'indice Q:

$$RMR = 9 \cdot \ln Q + 44$$

$$RMR = 15 \cdot \log Q + 50$$

Invertendo le formule si sono ottenuti i seguenti valori dell'indice Q:

$$Q = e^{\frac{RMR}{9}} = e^{\frac{68.5-44}{9}} \cong 15$$

$$Q = 10^{\frac{RMR-50}{15}} = 10^{\frac{68.5-50}{15}} \cong 17$$

In funzione del valore ottenuto dell'indice Q è possibile associare all'ammasso roccioso considerato una determinata classe di qualità in base alla tabella seguente (Tabella 10).

Tabella 10 – Classi di qualità dell'ammasso roccioso in base all'indice Q (Barton et al., 1974)

<b>Classi</b>	<b>Descrizione</b>	<b>Q</b>
<b>I</b>	Eccezionalmente buona	400-1000
<b>II</b>	Estremamente buona	100-400
<b>III</b>	Molto buona	40-100
<b>IV</b>	Buona	10-40
<b>V</b>	Discreta	4-10
<b>VI</b>	Scadente	1-4
<b>VII</b>	Molto scadente	0.1-1
<b>VIII</b>	Estremamente scadente	0.01-0.1
<b>IX</b>	Eccezionalmente scadente	<0.01

Avendo ricavato con la formulazione di Bieniawski e Orr (1976), per stare favore di sicurezza, un valore dell'indice Q pari a circa 15, risultando all'interno dell'intervallo tra 10 e 40, si è ottenuta una classe IV, la quale corrisponde ad una buona qualità dell'ammasso roccioso in esame. Tale valutazione risulta in pieno accordo con quanto definito in precedenza con l'indice RMR (Capitolo 3.4.1).

### 3.5 Determinazione dei parametri di resistenza e deformabilità per l'ammasso roccioso

È possibile, dopo aver ricavato questi tre importanti valori di classificazione, ottenere anche i parametri di resistenza caratteristici dell'ammasso roccioso tali da non considerare solamente i parametri della roccia intatta ma anche quelli relativi alla presenza di discontinuità.

Per tale ragione il criterio di resistenza generalizzato di Hoek & Brown (Hoek et al., 2002) proprio per gli ammassi rocciosi è stato utilizzato. Questo metodo non lineare differisce leggermente da quello precedentemente descritto per la roccia intatta (Capitolo 3.3) ed è espresso nel piano delle tensioni principali massima e minima  $\sigma_1$ -  $\sigma_3$  dalla seguente equazione:

$$\sigma_1 = \sigma_3 + \sigma_{ci} \cdot \left( m_b \cdot \frac{\sigma_3}{\sigma_{ci}} + s \right)^\alpha$$

Dove la  $\sigma_{ci}$  è la resistenza a compressione monoassiale della roccia intatta mentre  $m_b, s$  e  $\alpha$  sono i parametri caratteristici dell'ammasso roccioso. Nello specifico,  $m_b$  è un parametro che esprime le caratteristiche del litotipo ed è ottenuto in funzione dell'indice di classificazione GSI e del corrispondente valore  $m_i$  relativo alla roccia intatta,  $s$  è un parametro che anch'esso si ricava da un'espressione matematica in funzione del GSI, mentre  $\alpha$ , essendo l'ammasso roccioso analizzato di buona qualità (GSI=70>25), viene posto uguale a 0.5.

$$m_b = m_i \cdot e^{\frac{GSI-1}{28-14}}$$

$$s = e^{\frac{GSI-1}{9-3D}}$$

In tali formule compare anche il valore D, cioè il grado di disturbo, che tiene conto del danneggiamento dell'ammasso roccioso da azioni dinamiche antropiche e dipende strettamente dal metodo di scavo adottato (Figura 37). Nel nostro caso si è assunto un grado di disturbo pari a zero sia per quanto riguarda il pozzo verticale, visto che si utilizza la tecnica del raise boring, sia per quanto concerne la realizzazione della galleria orizzontale, ipotizzando uno scavo con esplosivo controllato e di ottima qualità.

### 3. CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA DELL'AMMASSO ROCCIOSO

Appearance of rock mass	Description of rock mass	Suggested value of $D$
	Excellent quality controlled blasting or excavation by Tunnel Boring Machine results in minimal disturbance to the confined rock mass surrounding a tunnel.	$D = 0$
	Mechanical or hand excavation in poor quality rock masses (no blasting) results in minimal disturbance to the surrounding rock mass. Where squeezing problems result in significant floor heave, disturbance can be severe unless a temporary invert, as shown in the photograph, is placed.	$D = 0$ $D = 0.5$ No invert
	Very poor quality blasting in a hard rock tunnel results in severe local damage, extending 2 or 3 m, in the surrounding rock mass.	$D = 0.8$
	Small scale blasting in civil engineering slopes results in modest rock mass damage, particularly if controlled blasting is used as shown on the left hand side of the photograph. However, stress relief results in some disturbance.	$D = 0.7$ Good blasting $D = 1.0$ Poor blasting
	Very large open pit mine slopes suffer significant disturbance due to heavy production blasting and also due to stress relief from overburden removal. In some softer rocks excavation can be carried out by ripping and dozing and the degree of damage to the slopes is less.	$D = 1.0$ Production blasting $D = 0.7$ Mechanical excavation

Figura 37 – Valutazione del grado di disturbo (Hoek et al., 2002)

I parametri utilizzati e ricavati per il criterio di resistenza generalizzato di Hoek & Brown per gli ammassi rocciosi sono riassunti nella tabella seguente (Tabella 11).

### 3. CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA DELL'AMMASSO ROCCIOSO

Tabella 11 – Parametri necessari per il criterio generalizzato di Hoek & Brown

<b>Resistenza a compressione monoassiale <math>\sigma_{ci}</math> [MPa]</b>	119.83
<b>Coefficiente adimensionale di Hoek &amp; Brown <math>m_i</math> [-]</b>	33.08
<b>Grado di disturbo D [-]</b>	0
<b><math>m_b</math> [-]</b>	11.33
<b>s [-]</b>	0.036
<b><math>\alpha</math> [-]</b>	0.5

Dopo aver ricavato tali valori, utilizzando l'equazione generalizzata di Hoek & Brown si è ricavato l'involuppo di rottura non lineare per l'ammasso roccioso (Figura 38).

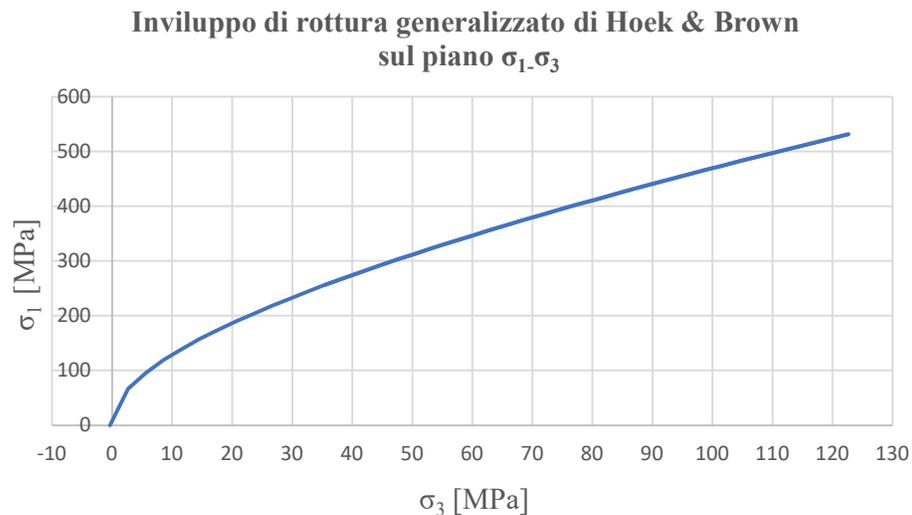


Figura 38 – Involuppo di rottura generalizzato di Hoek & Brown sul piano  $\sigma_1$ - $\sigma_3$

Dal grafico precedente (Figura 38) è inoltre possibile determinare la resistenza a compressione monoassiale dell'ammasso  $\sigma_{cm}$  e la resistenza a trazione biassiale dell'ammasso roccioso  $\sigma_{tm}$  ponendo nel primo caso pari a zero la tensione principale minima  $\sigma_3$  e nel secondo caso la tensione principale massima  $\sigma_1$  e cioè utilizzando le seguenti formulazioni:

$$\sigma_{cm} = \sigma_{ci} \cdot s^\alpha$$

$$\sigma_{tm} = -\frac{s \cdot \sigma_{ci}}{m_b}$$

Ottenendo una resistenza a compressione monoassiale dell'ammasso pari a 22.6 MPa ed una resistenza a trazione biassiale dell'ammasso pari a -0.37 MPa.

La classificazione dell'ammasso roccioso permette di determinarne la qualità ma anche i suoi parametri di deformabilità quali il coefficiente di Poisson  $\nu$  ed il modulo di deformazione dell'ammasso roccioso  $E_d$ . Per quel che concerne il primo parametro di deformabilità si è ipotizzato un valore medio pari a 0.2, mentre per la valutazione del modulo di deformazione esso può essere calcolato tramite diverse formulazioni empiriche ricavate nel corso degli anni da diversi autori in funzione dell'indice RMR, GSI o Q:

- Bieniawski (1978) propose una formulazione valida solo per  $RMR > 50$ :

$$E_d = 2 \cdot RMR - 100$$

- Serafim e Pereira (1983) proposero una relazione valida per ogni valore di RMR:

$$E_d = 10^{\frac{RMR-1}{40}}$$

- Hoek et al. (2002) proposero una equazione valida solo per valori di  $\sigma_{ci} > 100$  MPa che tiene in considerazione anche il grado di disturbo D dell'ammasso roccioso:

$$E_d = \left(1 - \frac{D}{2}\right) \cdot 10^{\frac{GSI-1}{40}}$$

- Hoek & Diedrichs (2006) proposero una relazione da utilizzare quando non è noto il modulo elastico della roccia intatta che dipende solamente dall'indice GSI e dal parametro D:

$$E_d = 100000 \cdot \left( \frac{1 - \frac{D}{2}}{1 + e^{\frac{75+25D-GSI}{11}}} \right)$$

- Grimstad e Barton (1993) fornirono infine una equazione valida per qualsiasi valore di Q:

$$E_d = 25 \cdot \log_{10} Q$$

Nella tabella seguente (Tabella 12) vengono riassunti tutti i valori del modulo di deformabilità dell'ammasso roccioso che è possibile ricavare con queste sopracitate formulazioni empiriche.

Tabella 12 – Valori del modulo di deformabilità dell'ammasso roccioso

AUTORI	$E_d$ [GPa]
Bieniawski (1978)	37
Serafim e Pereira (1983)	29
Hoek et al. (2002)	31.6
Hoek & Diedrichs (2006)	38.8
Grimstad e Barton (1993)	29.4

### 3. CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA DELL'AMMASSO ROCCIOSO

Un ulteriore valore del modulo di deformabilità dell'ammasso roccioso si è ottenuto utilizzando il software RocData del pacchetto della RocScience. Impostando come parametri di input: la resistenza a compressione monoassiale della roccia intatta e il coefficiente adimensionale  $m_i$  del criterio di Hoek & Brown (Broch, 1974), il valore di GSI ricavato in precedenza (Capitolo 3.4.2), un grado di disturbo nullo ed il rapporto modulo MR.

In effetti, non avendo a disposizione nessun valore diretto del modulo intatto della roccia in esame, il programma RocData permette di utilizzare il rapporto modulo MR proposto da Deere (1968) e modificato da Palmstrom e Singh (2001) per stimare il modulo intatto, utilizzando la seguente equazione:

$$E_i = MR \cdot \sigma_{ci}$$

in cui il valore di MR è stato definito considerando l'anfibolite come tipo di roccia prevalente nella zona in esame e prendendo il valore medio nell'intervallo proposto (Figura 39).

Rock type	Class	Group	Texture			
			Course	Medium	Fine	Very fine
Sedimentary	Clastic		Conglomerates 300-400 Breccias 230-350	Sandstones 200-350	Siltstones 350-400 Greywackes 350	Claystones 200-300 Shales 150-250 <sup>a</sup> Marls 150-200
		Non-clastic	Carbonates	Crystalline limestones 400-600	Sparitic limestones 600-800	Micritic Limestones 800-1000
		Evaporites		Gypsum (350) <sup>b</sup>	Anhydrite (350) <sup>b</sup>	
		Organic				Chalk 1000+
Metamorphic	Non-foliated		Marble 700-1000	Hornfels 400-700 Metasandstone 200-300	Quartzites 300-450	
	Slightly foliated		Migmatite 350-400	Amphibolites 400-500	Gneiss 300-750 <sup>a</sup>	
	Foliated <sup>a</sup>			Schists 250-1100 <sup>a</sup>	Phyllites/Mica Schist 300-800 <sup>a</sup>	Slates 400-600 <sup>a</sup>
Igneous	Plutonic	Light	Granite <sup>c</sup> 300-550 Granodiorite <sup>c</sup> 400-450	Diorite <sup>c</sup> 300-350		
		Dark	Gabbro 400-500 Norite 350-400	Dolerite 300-400		
	Hypabyssal			Porphyries (400) <sup>b</sup>	Diabase 300-350	Peridotite 250-300
	Volcanic	Lava		Rhyolite 300-500 Andesite 300-500	Dacite 350-450 Basalt 250-450	
		Pyroclastic	Agglomerate 400-600	Volcanic breccia (500) <sup>b</sup>	Tuff 200-400	

<sup>a</sup>Highly anisotropic rocks: the value of MR will be significantly different if normal strain and/or loading occurs parallel (high MR) or perpendicular (low MR) to a weakness plane. Uniaxial test loading direction should be equivalent to field application.

<sup>b</sup>No data available, estimated on the basis of geological logic.

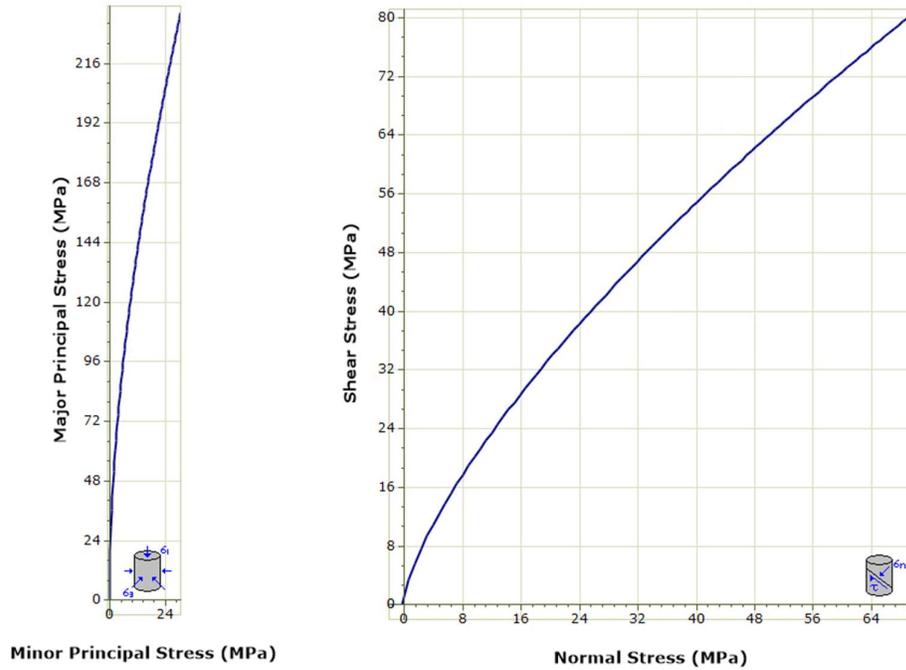
<sup>c</sup>Felsic Granitoids: coarse grained or altered (high MR), fined grained (low MR).

Figura 39 - Tabella per la selezione dei valori del rapporto modulo MR (Deere, 1968 e Palmstrom e Singh, 2001)

### 3. CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA DELL'AMMASSO ROCCIOSO

In questo modo si è ricavato un valore del modulo di deformabilità della roccia intatta pari a circa 54 GPa e quello relativo all'ammasso roccioso di 39.5 GPa.

Con questo software è stato inoltre possibile diagrammare l'involuppo di rottura in termini di tensioni principali e di tensioni normali e tangenziali (Figura 40) ed anche alcuni parametri di resistenza (Figura 41), i quali sono risultati molto simili a quelli calcolati manualmente e citati in precedenza (Capitolo 3.5).



Involuppo di rottura in termini di tensioni principali

Involuppo di rottura in termini di tensioni normali e tangenziali

Figura 40 – Diagrammi degli involuppi di rottura ricavati con il software RocData

Amphibolite		Failure Envelope Range	
<b>Hoek Brown Classification</b>		<b>application</b>	general
<b>intact uniaxial compressive strength</b>	119.83 MPa	<b>sig3max</b>	29.958 MPa
<b>GSI</b>	70	<b>Mohr Coulomb Fit</b>	
<b>mi</b>	33.08	<b>cohesion</b>	11.096 MPa
<b>disturbance factor</b>	0	<b>friction angle</b>	46.761 deg
<b>intact modulus</b>	53923.5 MPa	<b>Rock Mass Parameters</b>	
<b>modulus ratio</b>	450	<b>tensile strength</b>	-0.377 MPa
<b>Hoek Brown Criterion</b>		<b>uniaxial compressive strength</b>	22.531 MPa
<b>mb</b>	11.331	<b>global strength</b>	55.996 MPa
<b>s</b>	0.036	<b>modulus of deformation</b>	39515.901 MPa
<b>a</b>	0.501		

Figura 41 – Parametri di input ed output del software RocData

## 4. SCELTA DEL TRACCIATO

L'individuazione del tracciato di progetto prevede la definizione dei punti di inizio e di fine della perforazione; in particolare l'imbocco della galleria orizzontale a valle, lo sbocco del pozzo verticale a monte ed il loro punto di intersezione all'interno della montagna.

Analizzando il territorio, i possibili vincoli idrogeologici e la precisa localizzazione delle aree urbanizzate presenti a valle ed a monte, si sono determinati i due punti principali del tracciato: l'area di imbocco della galleria è stata fissata alle spalle della frazione di Nuarsaz in una zona boschiva in cui non è presente nessun pericolo legato agli eventi franosi mentre a monte, nel comune di Chamois, è stata individuata un'area rurale tra la frazione di La Ville e di Corgnolaz ideale per poter essere adibita ad area di cantiere per quel che concerne il punto d'arrivo del pozzo verticale (Figura 42).



Figura 42 – Determinazione delle aree di cantiere a valle ed a monte

Per definire con più precisione queste due aree, dal Geoportale della Regione Autonoma Valle d'Aosta si è scaricato uno stralcio della Carta Tecnica Regionale del territorio compreso tra le due stazioni dell'attuale funivia; per la precisione si sono utilizzate le tavole n. 9177 e n. 9377 in formato vettoriale ed in scala 1:5000. Dalle informazioni presenti sulla C.T.R. si sono ricavate le curve di dislivello principali (ogni 50 m) e secondarie (ogni 10 m), le quali sono state successivamente importate all'interno del software MIDAS per meglio comprendere il profilo del salto roccioso che si vuole superare (Figura 43).

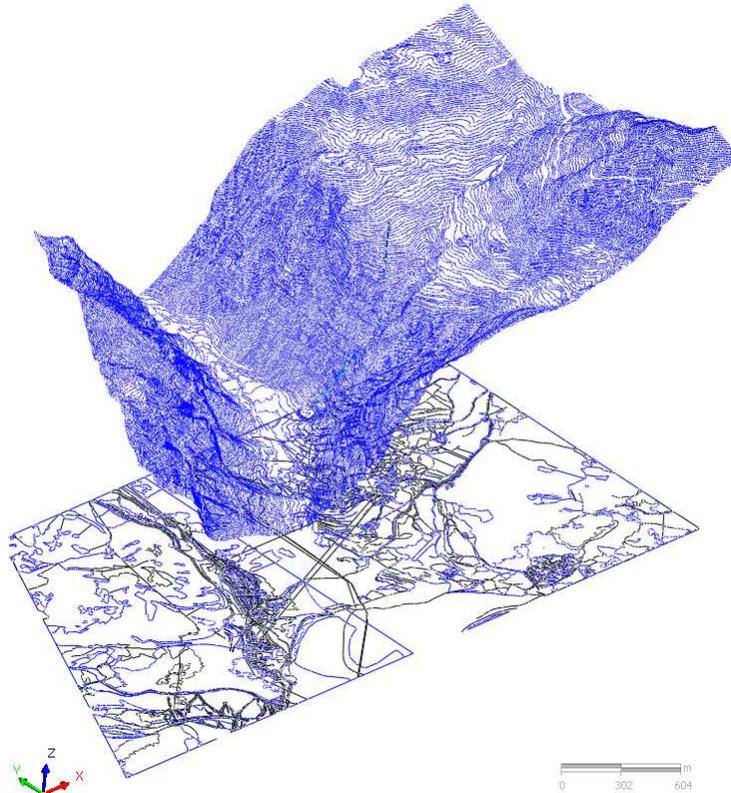


Figura 43 – Curve di dislivello e stralcio della Carta Tecnica Regionale in scala 1:5000

Combinando le informazioni presenti sulla C.T.R. in scala 1:5000 con le curve di dislivello si sono quindi definiti in maniera più accurata i punti di inizio e fine del tracciato di progetto. Nello specifico, fissando l'entrata della galleria ad una quota di 1130 m s.l.m. e l'uscita del pozzo a circa 1780 m s.l.m. si è ricavato un dislivello da superare di 650 m, pari alla lunghezza del pozzo da scavare. Volendo progettare un tracciato in pianta il più possibile parallelo al tracciato dell'attuale funivia e ricordando che la galleria non avrà praticamente nessuna pendenza se non quella minima necessaria per l'evacuazione dell'acqua, si ottiene, connettendo i punti caratteristici del tracciato, uno sviluppo in pianta di 930 m, pari alla lunghezza della galleria orizzontale.

Avendo importato su MIDAS le curve di dislivello come isolinee è stato inizialmente possibile realizzare un modello tridimensionale del territorio per estrusione delle stesse. In seguito, basandosi sulle informazioni geometriche definite in precedenza e utilizzando le sezioni di progetto della galleria e del pozzo, definite in seguito, si sono ricavati i tracciati di progetto ed in particolare i tre punti caratteristici del progetto: l'imbocco della galleria orizzontale, lo sbocco del pozzo verticale ed il punto di intersezione delle due sezioni caratteristiche (Figura 44).

**LEGENDA**

- A: imbocco della galleria orizzontale  
 B: intersezione tra galleria e pozzo  
 C: sbocco del pozzo verticale

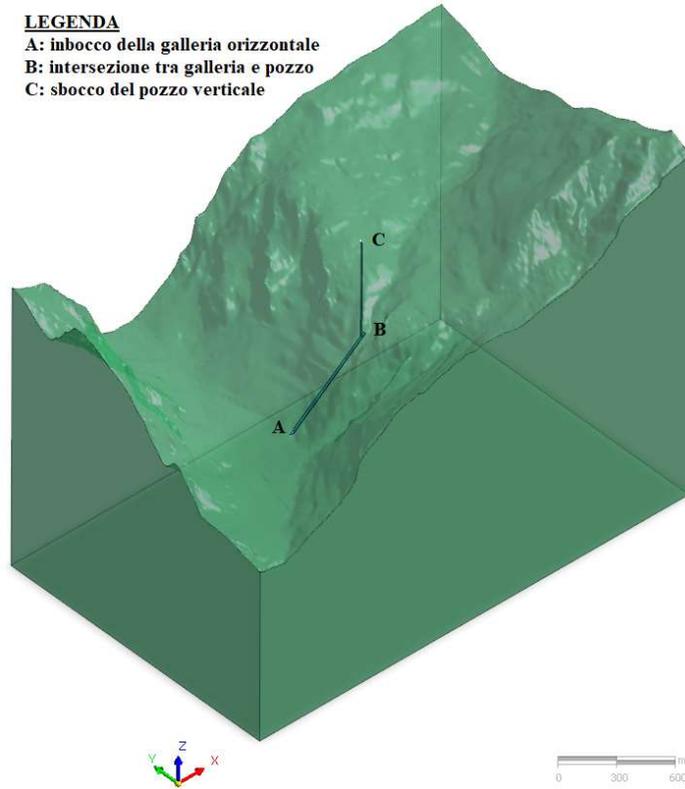


Figura 44 – Modello tridimensionale del tracciato di progetto

Tagliando idealmente il modello tridimensionale così realizzato con un piano passante per i tre punti caratteristici del tracciato si è ricavata una vista 3D del tracciato sezionato (Figura 45) e la sezione di progetto del tracciato (Figura 46) con le relative distanze di sviluppo.

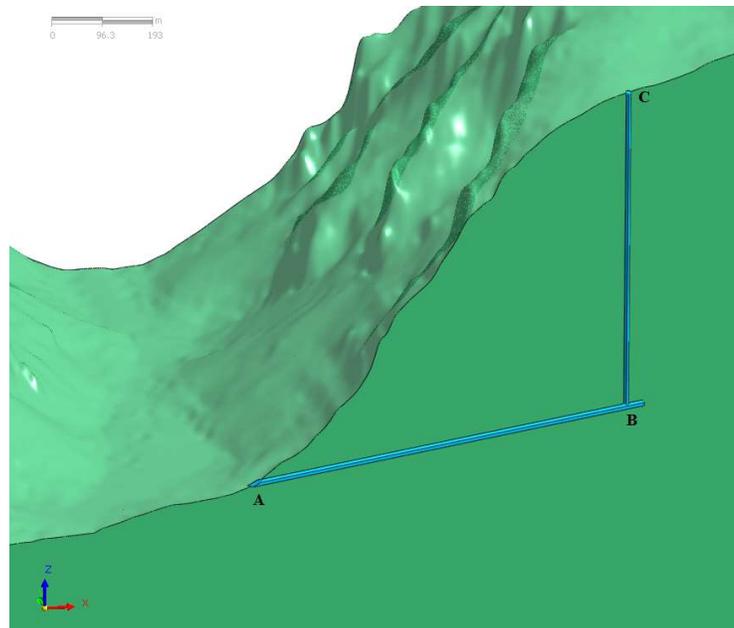


Figura 45 – Vista 3D del tracciato di progetto sezionato

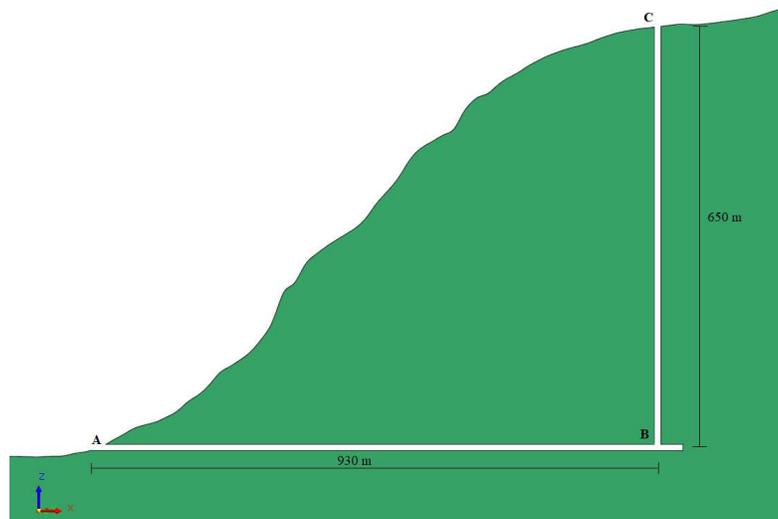


Figura 46 – Sezione di progetto del tracciato

Per quel che concerne la definizione delle sezioni di progetto della galleria orizzontale e del pozzo verticale, esse sono state ipotizzate basandosi sul loro utilizzo in fase d'esercizio.

In particolare, la sezione di progetto del pozzo verticale, volendo adoperare la tecnologia *raise boring*, è stata definita circolare avente diametro pari a 6 m nella quale verrà installato, una volta eseguito lo scavo, un ascensore per il trasporto pubblico sia di persone sia di merci.

La geometria relativa alla galleria orizzontale è stata invece ipotizzata considerando vari aspetti: primo tra tutti lo spazio necessario per il trasporto dell'alesatore della *Raise Boring machine*, indispensabile per lo scavo del pozzo verticale. Successivamente, per la scelta, si è tenuto presente delle dimensioni (altezza di colmo a pieno carico e larghezza) dei possibili dumper a telaio rigido o autocarri con cassone ribaltabile che verranno utilizzati per il trasporto dello smarino prodotto durante lo scavo sia della galleria stessa sia del pozzo verticale. L'ultima valutazione è stata effettuata riflettendo sull'utilizzo della galleria in fase d'esercizio: prevedendo l'installazione di due nastri trasportatori ai lati del *tunnel* per il trasporto dei pedoni, occupanti ciascuno una larghezza di 0.75 m, e la realizzazione di una strada carrabile centrale per il trasporto delle merci della larghezza minima fornita da normativa pari a 5.50 m a doppio senso di marcia, cioè 2.75 m per ogni corsia. Volendo realizzare la galleria orizzontale mediante l'implementazione della tecnica di scavo tradizionale con esplosivo, si è deciso di proporre una sezione non circolare, ma bensì a ferro di cavallo. La geometria tipo, la quale verrà mostrata più nel dettaglio in seguito (Capitolo 6.3.1), presenterà un'area complessiva di 30.9 m<sup>2</sup> costituita da una larghezza alla base di 7 m, un'altezza massima (valutata al centro della calotta) pari a 5 m ed un'altezza dei piedritti di 3 m.

## 5. PROGETTAZIONE DEL POZZO VERTICALE

### 5.1 La tecnologia *raise boring*

La metodologia *raise boring* si è diffusa soprattutto negli ultimi 50 anni ed è basata principalmente sui metodi sviluppati in precedenza per la perforazione dei pozzi petroliferi. Nel corso degli anni la tecnologia è sostanzialmente sempre rimasta la stessa, se non per il fatto che le macchine e le tecnologie utilizzate sono migliorate permettendo lo scavo di pozzi sempre più grandi, profondi e precisi.

La tecnologia *raise boring* rispetto ai metodi convenzionali di scavo presenta una serie di vantaggi, quale ad esempio l'essere una tecnica automatizzata, veloce, efficiente e flessibile in grado di realizzare perforazioni di fori circolari in ammassi rocciosi autoportanti senza l'impiego di esplosivo e senza causare danni alle pareti laterali del pozzo riuscendo ad avanzare in profondità anche di 7 m al giorno. Questa tecnica viene principalmente impiegata per scavare pozzi verticali o inclinati di un certo angolo in situazioni morfologiche particolari, quali ad esempio il superamento di scarpate rocciose acclivi, come nel caso in esame.

Il procedimento impiegato con questa tecnologia consta di due fasi principali per la realizzazione della perforazione ed una terza fase per l'installazione del servizio, in questo caso specifico l'ascensore per il trasporto pubblico di materiale e persone.

La prima fase comprende, dopo aver predisposto l'area di cantiere a monte ed aver installato tutta l'attrezzatura necessaria per lo scavo, l'esecuzione di un foro pilota (Figura 47) avente diametro compreso tra i 200 mm ed i 300 mm mediante una testa di perforazione; generalmente viene utilizzato un tricono, con taglienti aventi inserti al tungsteno, fissato all'estremità dell'ultima asta di perforazione.

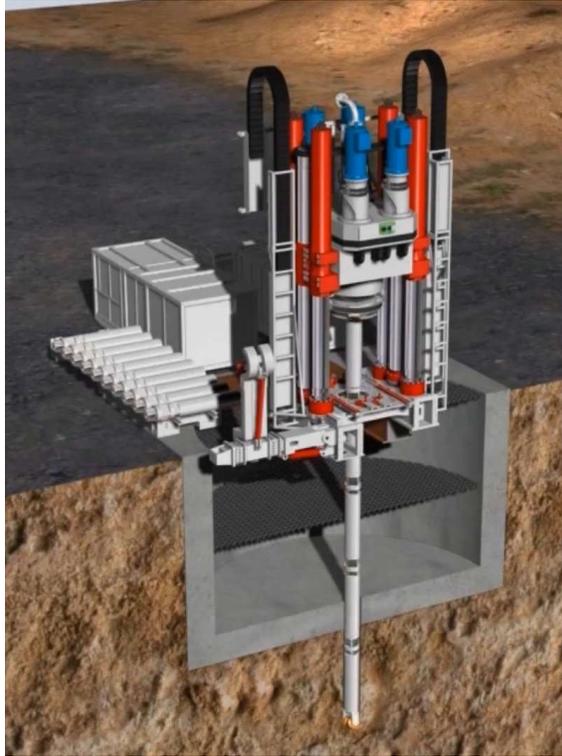


Figura 47 – Realizzazione del foro pilota

La rettilineità dell'asse di trivellazione, come accennato in precedenza, può essere controllata sia con controllo direzionale della perforazione che senza; in particolare, nel primo caso viene garantito un controllo in continuo dell'andamento del tracciato grazie a frequenti letture via cavo dell'inclinazione e dell'azimut mentre nel secondo caso la precisione della realizzazione della perforazione viene verificata solo a posteriori senza permettere una correzione del tracciato in corso d'opera. In entrambi i casi, un corretto posizionamento della torre di perforazione, denominata *derrick*, risulta fondamentale per garantire la rettilineità dell'asse del foro pilota.

Il materiale di scavo prodotto dalla perforazione del foro pilota può essere allontanato mediante metodo a secco, utilizzando aria in pressione, oppure mediante l'impiego di un fluido quale ad esempio l'acqua additivata con bentonite o polimeri. Questo secondo metodo permette di ridurre gli attriti, evitare il surriscaldamento di tutti gli organi soggetti ad attrito e facilitare l'evacuazione dello smarino.

Il punto di arrivo del foro pilota avviene all'interno della galleria orizzontale di base, realizzata in precedenza, e prevede il recupero del tricono al cui posto viene fissato un alesatore (Figura 48).



*Figura 48 – Completamento del foro pilota e sostituzione del tricono con l'alesatore*

L'alesatore, avente diametro pari a quello finale richiesto dalla destinazione d'uso prevista, è costituito da un telaio sul quale sono installati degli utensili da taglio tronco conici, provvisti di inserti di carburo di tungsteno (Figura 49), posizionati in modo da evitare sovrapposizioni e ridurre il più possibile il peso dell'alesatore.



*Figura 49 – Utensili da taglio tronco conici con inserti di carburo di tungsteno*

Nella fase di alesatura, cioè la seconda fase di perforazione che comporta l'allargamento del foro pilota fino al diametro finale, l'alesatore viene fissato alla batteria di aste da tiro ed in seguito messo in rotazione e tirato dal *derrick* scavando la roccia fino a raggiungere il basamento della torre di perforazione a monte.

Lo smarino in questa seconda fase viene espulso a tergo dell'esalatore (Figura 50), cadendo per gravità verso il basso all'interno della galleria di base, ed in seguito rimosso mediante mezzi meccanici quali il dumper o l'utilizzo di un nastro trasportatore.



Figura 50 – Alesaggio del foro e produzione dello smarino

Nel caso in esame si è scelto di utilizzare il *Raise Boring Rig* (RBR) sviluppato dalla Herrenknecht, il quale è stato progettato per la costruzione di pozzi in ammassi rocciosi di buona qualità in grado di realizzare diametri di scavo compresi tra 0.3 m ed 8 m fino a 2.000 metri di profondità.

Nel caso in esame, dovendo realizzare un pozzo verticale di 6 m di diametro e dovendo raggiungere una profondità di 650 m, analizzando il catalogo della Herrenknecht riguardanti le RBR, ed in particolare i diagrammi realizzati basandosi sui valori teoricamente raggiungibili riferiti alla coppia ed alla spinta massima dei RBR (Figura 51), si è optato per la RBR600VF le cui specifiche tecniche vengono mostrate nella figura successiva (Figura 52).

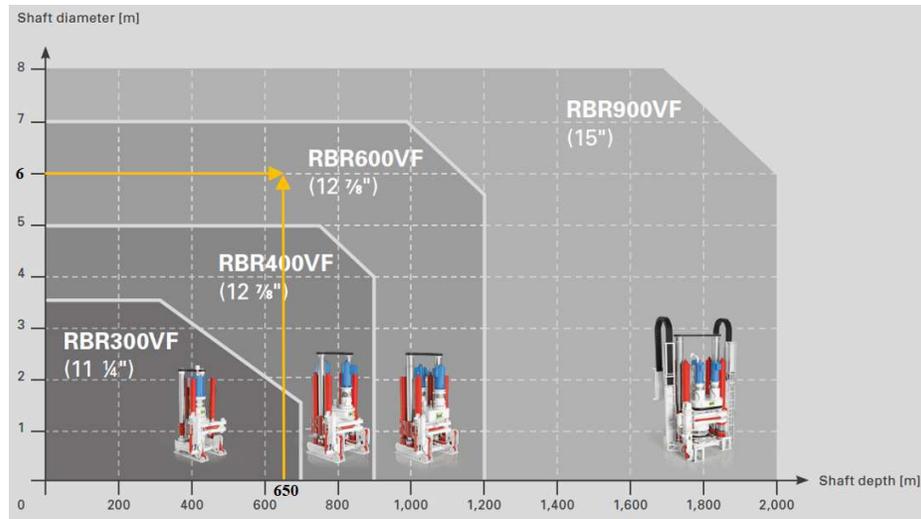


Figura 51 – Scelta del Raise Boring Ring

<p><b>RBR600VF</b></p> <ul style="list-style-type: none"> <li>Reaming torque: 568 kNm (419,000 lbf.ft)</li> <li>Max. static torque: 776 kNm (572,000 lbf.ft)</li> <li>Thrust force: 10,000 kN (2,248,000 lbf)</li> <li>Inclination (from vertical): 0°–45°</li> </ul> <p><b>Dimensions</b></p> <ul style="list-style-type: none"> <li>Height (extended/retracted): 6.86 m/5.08 m (22.51 ft/16.67 ft)</li> <li>Width: 2.39 m (7.84 ft)</li> <li>Depth: 2.305 m (7.56 ft)</li> </ul> <p><b>Weight</b></p> <ul style="list-style-type: none"> <li>Rig: 48 t (105,822 lb)</li> </ul> <p><b>Hoist unit</b></p> <ul style="list-style-type: none"> <li>Stroke: 2.4 m (7.87 ft)</li> </ul> <p>Modular design for high degree of flexibility.</p>	<p><b>MAIN DRIVE</b></p> <ul style="list-style-type: none"> <li>Drive: electric (VF)</li> <li>Number of motors: 3</li> <li>Installed power: 540 kW (724 hp)</li> <li>Rotational speed (pilot drilling): 0 rpm–50 rpm</li> <li>Rotational speed (reaming): 0 rpm–13 rpm</li> <li>Hydraulic drive system: on request</li> </ul> <p>The powerful electric drive is ideal for long raises and large reaming diameters. Variable speed and torque limiting control.</p> <p><b>DRIVEHEAD</b></p> <ul style="list-style-type: none"> <li>Float: 90 mm (3.54 inch)</li> <li>Swivel: ±1°</li> <li>Optional: active float system</li> </ul> <p>Drivehead with swivel and float function saves drill rod threads. Active float to reduce weight on threads while make up and break out operation.</p>	<p><b>HYDRAULIC POWER PACK</b></p> <ul style="list-style-type: none"> <li>Power: 110 kW (148 hp)</li> <li>Cooling: water cooled</li> </ul> <p><b>ELECTRIC POWER PACK</b></p> <ul style="list-style-type: none"> <li>Input voltage: 690 V</li> <li>Frequency: 50 Hz/60 Hz</li> </ul> <p><b>CONTROL CABIN</b></p> <ul style="list-style-type: none"> <li>Controls: touch screen and control panel</li> </ul>
<p><b>PIPE HANDLER</b></p> <ul style="list-style-type: none"> <li>Load: 1,000 kg (2,205 lb)</li> <li>Handling system: mechanized</li> <li>Optional: axial drill rod adjustment</li> </ul> <p><b>WRENCH SYSTEM</b></p> <ul style="list-style-type: none"> <li>Handling system: fully hydraulically operated</li> </ul> <p>Mechanized drill rod handling and wrench system for safe and easy handling.</p>	<p><b>DRILL ROD</b></p> <ul style="list-style-type: none"> <li>Diameter: 12 7/8 inch</li> <li>Optional diameter: up to 14 1/2 inch</li> <li>Length, s/s: 1.524 m (60 inch)</li> <li>Other sizes: on request</li> </ul>	<p><b>OPTIONAL EQUIPMENT</b></p> <p><b>Tools</b></p> <ul style="list-style-type: none"> <li>Digital Drilling Report</li> <li>High pressure flushing pump</li> <li>Transformer</li> <li>Pipe Feeder</li> <li>Transport frame</li> <li>Control Cabinet</li> <li>Chiller system</li> <li>Flow meters</li> <li>Drilling tools</li> <li>Other tools on request</li> </ul> <p><b>Crawler</b></p> <ul style="list-style-type: none"> <li>Drive: diesel powered hydraulic drive</li> <li>Power: 55 kW (74 hp)</li> <li>Grade: max. +25%</li> <li>Optional: forklift equipment</li> </ul>

Figura 52 – Specifiche tecniche della RBR600VF (Herrenknecht)

Avendo optato per la tecnica del *raise boring* per l'esecuzione dello scavo relativo al pozzo verticale, l'area di cantiere da predisporre a monte della perforazione risulta di norma molto ridotta. Nello specifico essa deve comprendere:

- l'unità di produzione dell'energia: generalmente costituita da un generatore elettrico;
- la cabina di comanda: in cui viene manovrata la torre di perforazione;

- l'unità idraulica e relativo approvvigionamento idrico: indispensabile per le operazioni di raffreddamento, perforazione e pulizia del foro a fine perforazione;
- aste di tiro in acciaio aventi circa 1.5 m di lunghezza;
- tricono ed alesatore per la creazione del pozzo;
- torre di perforazione (*derrick*): la quale fornisce, nelle fasi di scavo e perforazione, la coppia e la potenza necessarie per la spinta, il tiro e la rotazione delle aste di perforazione. Normalmente, dopo essere trasportata smontata pezzo per pezzo sul luogo di impiego mediante teleferica o elicottero, la torre di perforazione viene installata su di un basamento in cemento armato ortogonale all'asse di progetto del tracciato

Nel caso in esame, si è previsto di posizionare l'area di cantiere ed il conseguente arrivo dell'ascensore per il trasporto delle merci e delle persone, tra l'attuale stazione di monte della funivia ed il traliccio alto 20 m. L'area dovrà essere ben identificata in modo che la torre di perforazione, durante i suoi movimenti di fissaggio ed infilaggio delle aste di tiro, non interferisca con i cavi traenti, portanti e di sicurezza della teleferica e della funivia. In questo modo, il trasporto pubblico di merci e persone potrà essere garantito senza inutili interruzioni anche durante i lavori di realizzazione del pozzo verticale (Figura 53).



Figura 53 – Posizionamento dell'area di cantiere a Chamois

## 5.2 Analisi di stabilità dei blocchi presenti attorno al pozzo

L'analisi di stabilità dei blocchi sotterranei è stata eseguita attraverso l'utilizzo del programma Unwedge, facente parte della suite di software della RocScience per l'ingegneria geotecnica. Questo è un software di base per valutare la stabilità dei blocchi attorno a un'apertura sfruttando un approccio deterministico ed almeno tre famiglie di discontinuità che, basandosi sulle caratteristiche di resistenza di un ammasso roccioso, ne valuta i possibili cinematismi di collasso ed i relativi fattori di sicurezza. Il programma, limitandosi a verificare che, globalmente, le azioni risultino minori delle resistenze ( $FS > 1$ ), presuppone inoltre che i possibili spostamenti dei blocchi avvengano in corrispondenza delle discontinuità, ipotizzate perfettamente planari, e che i cunei si muovano come corpi rigidi senza deformazioni interne o fessurazioni.

### 5.2.1 Dati di input

Per eseguire un'analisi di stabilità dei blocchi sotterranei è necessario per prima cosa impostare i dati generali di input riguardanti la geometria e l'orientazione nello spazio del pozzo verticale ma anche le giaciture e le proprietà delle famiglie di discontinuità considerate.

Per quel che riguarda la geometria del pozzo: la sua sezione di apertura avente forma circolare è stata definita, come spiegato in precedenza (Capitolo 4), pari a 6 m di diametro mentre l'orientazione dell'asse del pozzo è stata impostata verticale, cioè con un *Plunge* di 90°.

Nei dati generali non si sono presi in considerazione il limite della lunghezza della galleria, la forza sismica, la dimensione minima che può assumere il cuneo e la presenza di acqua tra le discontinuità. Il fattore di sicurezza di progetto è stato invece posto pari a uno ed il peso unitario della roccia intatta, nel nostro caso l'anfibolite, è stato fissato di 28 kN/m<sup>3</sup>, pari alla media dei due valori ricavati in letteratura (Allegato 2) da Jackson et al. (1995) e Wallace et al. (1969).

I blocchi tetraedrici sono stati successivamente definiti dall'intersezione delle discontinuità strutturali presenti nell'ammasso roccioso circostante lo scavo. Nel caso in esame l'analisi è stata eseguita considerando le discontinuità rilevate durante il rilievo geologico-strutturale effettuato in sito che sono state

successivamente raggruppate in tre diverse famiglie di discontinuità mediante l'analisi stereografica effettuata con il software DIPS (Capitolo 3.2).

I dati di Dip e Dip Direction relativi alle tre famiglie di discontinuità esaminate e definite nel software Unwedge sono raffigurati nella figura seguente (Figura 54).

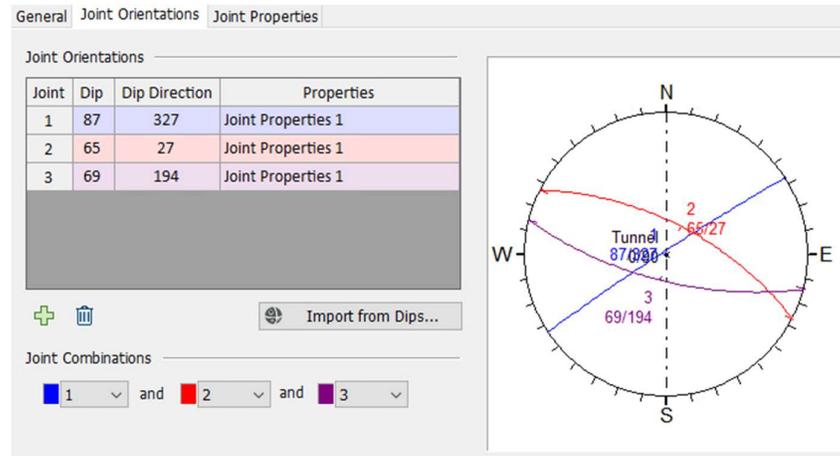


Figura 54 – Definizione delle tre famiglie di discontinuità in Unwedge

Per quel che riguarda le proprietà di resistenza dei giunti si è utilizzato il criterio di resistenza di Mohr-Coulomb impostando una coesione ed una resistenza a trazione nulle ed un angolo di resistenza a taglio pari a 35°. La continuità dei giunti è stata considerata infinita mentre l'ondulazione assunta è stata pari a zero in modo da considerare discontinuità di tipo artificiale o naturali lisce. L'involuppo di resistenza, avente la seguente equazione generale, è risultato dunque essere necessariamente una retta passante per l'origine (Figura 55).

$$\tau = c + \sigma_n \cdot \tan \varphi$$

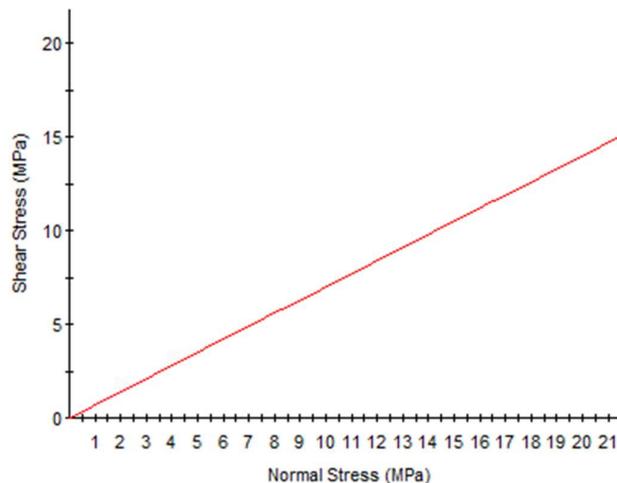


Figura 55 – Involuppo di resistenza di Mohr-Coulomb per le discontinuità

## 5.2.2 Il progetto di rinforzo suggerito dal sistema Q

Per la progettazione preliminare dell'apertura, l'approccio basato sul sistema Rock Mass Quality (Barton et al., 1974) è stato utilizzato per valutare il tipo di rinforzo suggerito nel caso in esame. Tale metodo è stato elaborato considerando una media dei risultati empirici ottenuti ed è basato principalmente su tre parametri:

- il valore dell'indice Q: valutato in precedenza (Capitolo 3.4.3) e risultato pari a circa 15;
- il diametro del pozzo verticale: ipotizzato nel capitolo precedente (Capitolo 4) pari a 6 m;
- il coefficiente ESR (*Excavation Support Ratio*): utilizzato per definire il diametro equivalente viene definito in relazione alla destinazione d'uso dello scavo e al grado di sicurezza richiesto dal sistema di supporto che verrà installato per mantenere la stabilità dello scavo. I valori che può assumere ESR sono stati suggeriti da Barton et al. (1974) e sono riassunti nella tabella seguente (Tabella 13). Nel caso in esame per stare a favore di sicurezza e dovendo installare nel pozzo verticale un ascensore per il trasporto pubblico, si è scelto di utilizzare 0.8 come coefficiente di sicurezza.

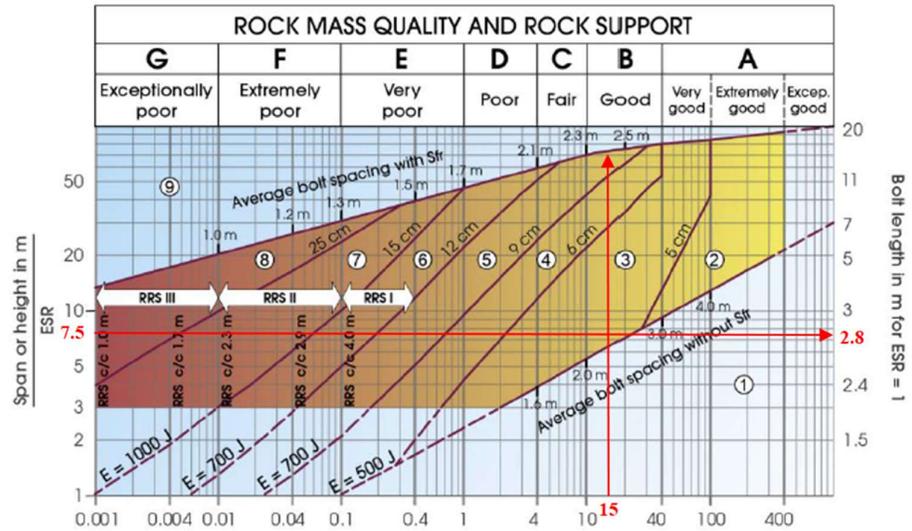
Tabella 13 – Valori di ESR suggeriti da Barton et al. (1974)

EXCAVATION CATEGORY	ESR [-]
Temporary mine openings	3-5
Permanent mine openings, water tunnels for hydro power (excluding high pressure penstocks), pilot tunnels, drifts and headings for large excavations	1.6
Storage rooms, water treatment plants, minor road and railway tunnels, surge chambers, access tunnels	1.3
Power stations, major road and railway tunnels, civil defence chambers, portal intersections	1.0
Underground nuclear power stations, railway stations, sports and public facilities, factories	0.8

Successivamente si sono riportati nel grafico seguente (Figura 56) il valore dell'indice  $Q = 15$ , tracciato lungo l'asse orizzontale, e del diametro equivalente:  $6 \text{ m} / 0.8 = 7.5 \text{ m}$  lungo l'asse verticale sul lato sinistro.

Dall'intersezione delle due linee rette si ricade nell'area n.3, categoria di supporto in cui è necessario installare attorno al pozzo verticale sia un sistema di bullonatura sia uno strato di calcestruzzo fibrorinforzato e proiettato avente

spessore compreso tra 5 e 6 cm. Il sistema di bullonatura prevede l'impiego di bulloni aventi lunghezza di circa 3.0 m, valore ricavato approssimando il numero ottenuto dall'intersezione della retta orizzontale (diametro equivalente) con l'asse verticale di destro.



**Support categories**

- ① Unsupported or spot bolting
- ② Spot bolting, **SB**
- ③ Systematic bolting, fibre reinforced sprayed concrete, 5-6 cm, **B-Sfr**
- ④ Fibre reinforced sprayed concrete and bolting, 6-9 cm, **Sfr (E500)+B**
- ⑤ Fibre reinforced sprayed concrete and bolting, 9-12 cm, **Sfr (E700)+B**
- ⑥ Fibre reinforced sprayed concrete and bolting, 12-15 cm + reinforced ribs of sprayed concrete and bolting, **Sfr (E700)+RRS I -B**
- ⑦ Fibre reinforced sprayed concrete >15 cm + reinforced ribs of sprayed concrete and bolting, **Sfr (E1000)+RRS II+B**
- ⑧ Cast concrete lining, **CCA** or **Sfr (E1000)+RRS III+B**
- ⑨ Special evaluation

Bolts spacing is mainly based on  $\varnothing 20$  mm  
 E = Energy absorption in fibre reinforced sprayed concrete  
 ESR = Excavation Support Ratio  
 Areas with dashed lines have no empirical data

**RRS - spacing related to Q-value**

- I** S130/6  $\varnothing 16 - \varnothing 20$  (span 10m)  
D40/6+2  $\varnothing 16-20$  (span 20m)
- II** S135/6  $\varnothing 16-20$  (span 5m)  
D45/6+2  $\varnothing 16-20$  (span 10m)  
D55/6+4  $\varnothing 20$  (span 20m)
- III** D40/6+4  $\varnothing 16-20$  (span 5m)  
D55/6+4  $\varnothing 20$  (span 10 m)  
Special evaluation (span 20 m)

S130/6 = Single layer of 6 rebars, 30 cm thickness of sprayed concrete  
 D = Double layer of rebars  
 $\varnothing 16$  = Rebar diameter is 16 mm  
 c/c = RSS spacing, centre - centre

Figura 56 – Diagramma del “Rock Mass Quality and Rock Support” (Barton et al., 1974)

### 5.2.3 La progettazione del rinforzo e risultati finali

Il metodo proposto da Barton et al. (1974) prevede l'utilizzo di un grafico di supporto basato su dati empirici che deve però essere utilizzato solo come linea guida per la progettazione dei rinforzi permanenti in aperture sotterranee. Le raccomandazioni di supporto fornite nella Figura 56 sono generali ed in alcuni casi risultano non sufficienti a garantire la stabilità dei cunei di roccia che si vengono a creare attorno al nuovo foro. Questa possibile problematica è legata al fatto che tale approccio non considera l'esatta posizione nello spazio delle famiglie di discontinuità presenti nell'ammasso roccioso in esame.

Per tale ragione risulta fondamentale, all'interno del modello discreto realizzato con il software Unwedge, analizzare le dimensioni e la posizione dei cunei instabili che si vengono a generare per poter implementare, se necessario, ulteriori sistemi di rinforzo.

Effettivamente nel caso in esame, avendo ricavato una buona qualità dell'ammasso roccioso (valore dell'indice  $Q$  sufficientemente alto) e non dovendo realizzare delle aperture troppo grandi, si è supposto, considerando sia il metodo precedentemente esposto (Capitolo 5.2.2) sia le famiglie di discontinuità rilevate durante il rilievo geologico-strutturale, di impiegare una bullonatura sistematica ed uno strato di calcestruzzo fibrorinforzato proiettato tutt'attorno al pozzo verticale, ipotizzando quindi di ricadere nella categoria di supporto n.3 (Figura 56).

Essendo l'ammasso roccioso costituito da roccia particolarmente resistente (l'anfibolite) si è quindi utilizzato come primo supporto di rinforzo un sistema di bullonatura di base costituito da bulloni Swellex lunghi 3 m, disposti ortogonalmente alle pareti del pozzo, con una spaziatura nel piano e fuori piano di 2.5 m. Questo sistema di bullonatura ad espansione per roccia è costituito da un tubo saldato ripiegato su sé stesso che successivamente, mediante un flusso d'acqua o d'aria ad alta pressione, viene espanso in modo da aderire perfettamente alle pareti del foro che è stato realizzato precedentemente. La capacità di trazione ipotizzata è pari a 140 kN.

Nella figura seguente (Figura 57) vengono mostrate alcune viste relative alla disposizione del sistema di bullonatura adottato. In particolare, si sono resi visibili tutti i bulloni predefiniti e non solo quelli che intersecano i cunei instabili.

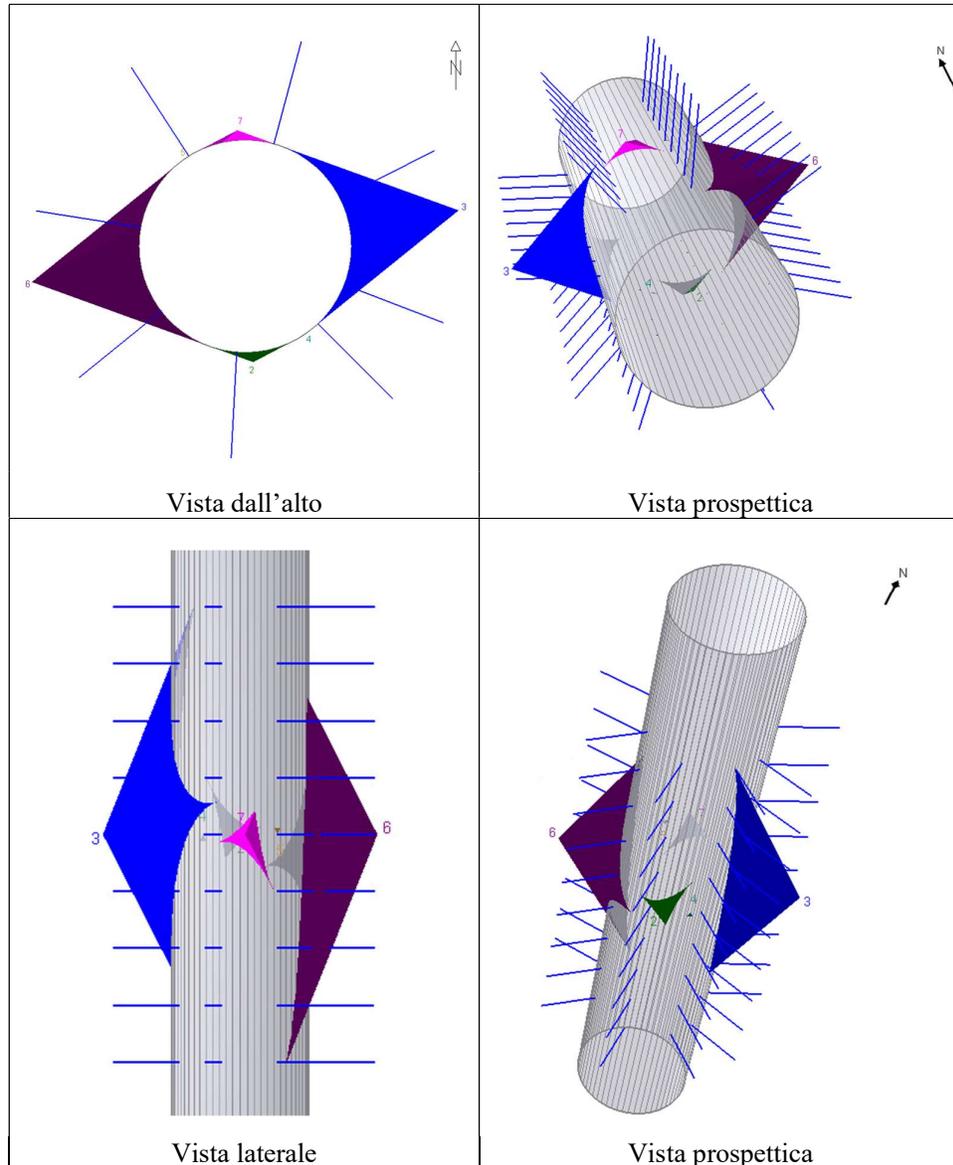


Figura 57 – Disposizione del sistema di bullonatura sistematica

In seguito, è stato applicato tutt'attorno al pozzo verticale uno strato di calcestruzzo fibrorinforzato proiettato di 6 cm avente una resistenza al taglio di 1 MPa ed un peso per unità di volume pari a 25 kN/m<sup>3</sup>.

Generalmente, i blocchi di grandi dimensioni devono essere stabilizzati (FS>1) nella prima fase, con il solo sistema di bullonatura, mentre i blocchi avente un volume inferiore a 1-2 m<sup>3</sup> possono venire fissati solo con lo strato di calcestruzzo fibrorinforzato, senza doverli stabilizzare in precedenza con i bulloni Swellex. Nella figura seguente (Figura 58), vengono mostrati in sequenza le variazioni del fattore di sicurezza, relativo ad ogni singolo blocco potenzialmente instabile, in funzione delle varie fasi di installazione dei rinforzi strutturali.

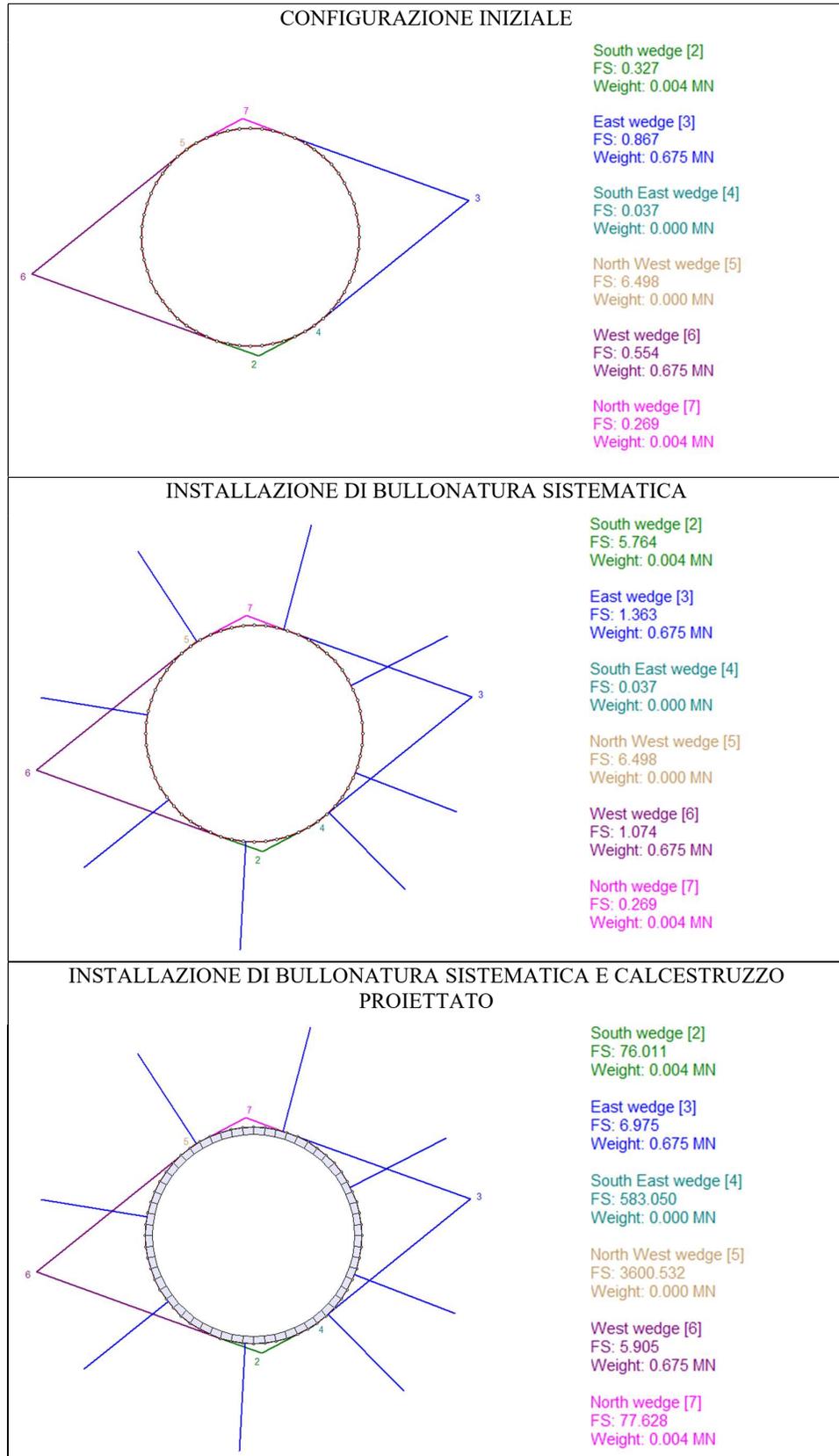


Figura 58 – Sequenza d'installazione dei sistemi di rinforzo strutturale e relativa variazione del FS

Osservando attentamente i valori di FS ottenuti (Figura 58), è possibile notare come il cuneo n.5, avendo dimensioni ridottissime, risulti stabile fin dall'inizio.

È inoltre possibile notare come l'installazione dei bulloni Swellex renda stabile i due blocchi più grossi (n.3 e n.6) ma anche il blocco più piccolo n.2. Oltre a ciò, l'aggiunta dello strato di calcestruzzo proiettato non fa variare di molto il fattore di sicurezza per gli elementi più pesanti, mentre se si considerano gli elementi aventi volume e peso piccolo, come il cuneo n.7, l'aggiunta di *shotcrete* fa variare notevolmente il valore del FS, passando in questo caso specifico da un valore inferiore ad uno a seguito dell'installazione del sistema di bullonatura a 77.

Nel caso in esame però, dovendo realizzare un pozzo verticale di circa 650 m, risulta poco pratico installare un sistema di bullonatura sistematico ogni 2 m di profondità. Per tale ragione si è deciso di ipotizzare, dopo aver verificato che tutti i cunei risultassero con tale modifica stabili, di realizzare solo uno strato di calcestruzzo fibrorinforzato proiettato senza l'impiego dei bulloni (Figura 59).

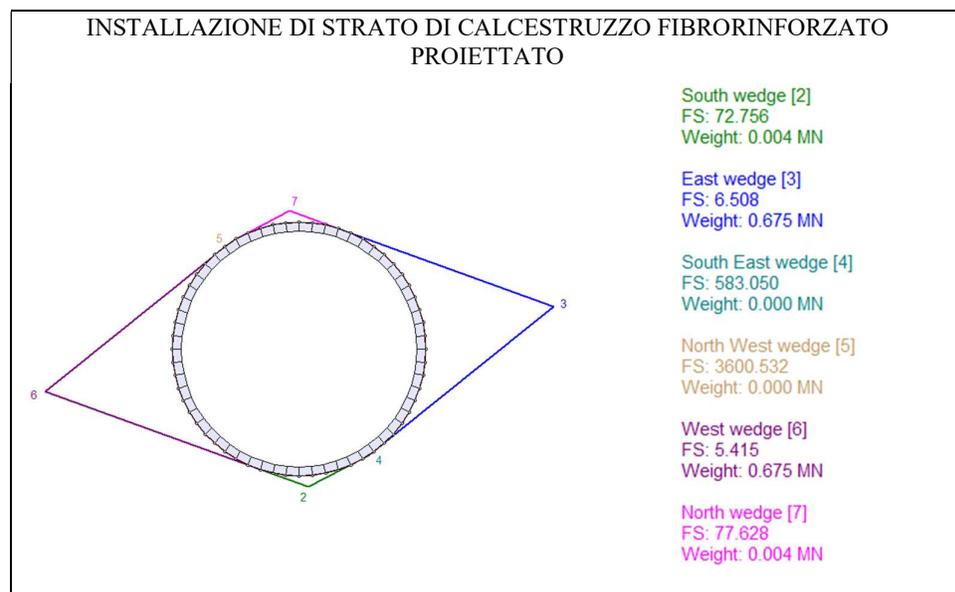


Figura 59 – Installazione dello strato di calcestruzzo proiettato e relativi FS

Infine, è possibile osservare come uno strato di soli 4 cm di calcestruzzo fibrorinforzato proiettato, cioè lo spessore minimo da utilizzare per salvaguardare la sicurezza degli operatori, sarebbe stato sufficiente per stabilizzare tutti i cunei, ma si è preferito realizzare comunque uno spessore di 6 cm per stare a favore di sicurezza e seguire quanto definito nello schema di Barton et al. (1974) nella categoria di rinforzo n.3.

### 5.3 Modellazione numerica

Essendo la progettazione del pozzo verticale un'opera di una certa rilevanza si è deciso di analizzare non solo il metodo dell'equilibrio limite, mediante l'utilizzo del software Unwedge (Capitolo 5.2), ma anche il più completo metodo delle tensioni. Tale metodo di analisi progettuale permette di confrontare le caratteristiche, fornite in input, di resistenza e deformabilità dell'ammasso roccioso in esame con le sollecitazioni e deformazioni, ricavate in output, rilevate in seguito ad una variazione dello stato tensionale naturale. Nel caso in esame, la variazione è generata dallo scavo del pozzo mediante la tecnica del raise boring.

L'analisi, essendo la geometria del pozzo molto semplice, è stata sviluppata utilizzando un metodo basato sulla discretizzazione del volume e non solo del suo contorno; inoltre, visto che il tracciato del pozzo si sviluppa lungo la direzione verticale si è deciso di esaminare una sezione lontano dal fronte di scavo ipotizzando di stare in condizioni di deformazione piana ed in un campo bidimensionale.

Sulla base del rilevamento geologico-strutturale effettuato in sito e della successiva caratterizzazione (Capitolo 3) si è deciso ulteriormente di schematizzare l'ammasso roccioso come mezzo discontinuo dovendo definire il comportamento di entrambe le sue componenti (roccia intatta e discontinuità) in modo da rappresentare nel migliore dei modi la situazione geotecnica in esame.

Il software RS2 della RocScience è stato dunque utilizzato per studiare, attraverso un'analisi 2D agli elementi finiti, il problema geotecnico legato allo scavo del pozzo verticale mediante metodo meccanizzato. Nello specifico, RS2 oltre a permettere la realizzazione di un modello nel campo del continuo consente, essendoci la possibilità di inserire all'interno del modello un cosiddetto *Joint Network* molto esteso, di creare un modello agli elementi finiti pseudo-discontinuo (Markus e Diederichs, 2021) in cui è appunto possibile introdurre delle discontinuità localizzate.

Come tutti i metodi numerici, l'utilizzo di questo software prevede la costruzione del modello attraverso la definizione di una serie di passi quali: la geometria e la discretizzazione del problema, la definizione delle condizioni di bordo, l'assegnazione delle proprietà della roccia intatta e delle discontinuità, la definizione dello stato tensionale iniziale e delle fasi costruttive ed infine il calcolo e l'interpretazione dei risultati ottenuti.

## 5.3.1 Dati di input

Il primo passo per la definizione del modello numerico è specificarne la sua geometria. Volendo realizzare un pozzo del diametro di 6 m si è deciso di estendere il modello numerico fino a 10 volte il diametro del pozzo in modo da garantire che i vincoli che verranno imposti in seguito non interferiscano con i risultati del modello stesso. Si è quindi creato un modello quadrato di lato 60 m nel cui centro è stato realizzato uno scavo circolare di raggio pari a 3 m (Figura 60).

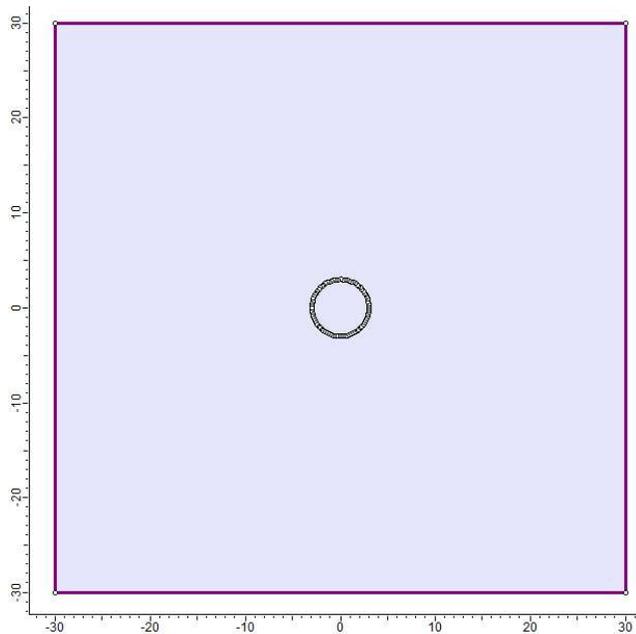


Figura 60 – Geometria del modello numerico

In seguito, si è scelto di suddividere il materiale presente al di fuori della sezione di scavo in due differenti regioni, attraverso la creazione di un secondo quadrato (*material boundary*), concentrico rispetto al primo ed avente lato pari a 15 m; in tal modo è stato possibile distinguere l'ammasso roccioso più vicino e quindi più influenzato dallo scavo del pozzo da quello più lontano e meno sollecitato.

Volendo realizzare un modello pseudo-discontinuo, cioè caratterizzato sia dalla presenza della roccia intatta sia dalle discontinuità, si sono impostate successivamente le caratteristiche principali delle tre famiglie di discontinuità rilevate costituenti i due *Joint Networks*, uno per ogni regione così definita. In particolare, ogni reticolo è stato impostato seguendo un modello deterministico parallelo in cui sono state definite la *Dip* e la *Dip Direction* di ogni famiglia di discontinuità (K1, K2 e K3), definite in precedenza (Capitolo 3.2), una

lunghezza infinita delle discontinuità ed una loro localizzazione iniziale casuale. L'unica differenza tra le due regioni precisate è il valore di spaziatura; in effetti, nella regione più vicina allo scavo si è scelto un numero pari a 2 m (Figura 61), mentre nell'altra regione, meno sollecitata dalla costruzione, un valore di 5 m.

Joint Model	Parallel Deterministic	
Installation Stage	0	
Joint Property	Joint 1	
Orientation: Use Trace Plane	Yes	
Trace Plane Dip Direction	90 deg	
Dip	87 deg	
Dip Direction	327 deg	
Spacing	2 m	
Initial Location	Random	
Infinite Length	Yes	
Length	10 m	
Persistence	0.5	
Random Offset	Yes	
Joint Ends	All Closed	
Joint Model	Parallel Deterministic	
Installation Stage	0	
Joint Property	Joint 2	
Orientation: Use Trace Plane	Yes	
Trace Plane Dip Direction	90 deg	
Dip	65 deg	
Dip Direction	27 deg	
Spacing	2 m	
Initial Location	Random	
Infinite Length	Yes	
Length	10 m	
Persistence	0.5	
Random Offset	Yes	
Joint Ends	All Closed	
Joint Model	Parallel Deterministic	
Installation Stage	0	
Joint Property	Joint 3	
Orientation: Use Trace Plane	Yes	
Trace Plane Dip Direction	90 deg	
Dip	69 deg	
Dip Direction	194 deg	
Spacing	2 m	
Initial Location	Random	
Infinite Length	Yes	
Length	10 m	
Persistence	0.5	
Random Offset	Yes	
Joint Ends	All Closed	

Figura 61 – Definizione del Joint Network più vicino alla sezione di scavo

Nella figura seguente (Figura 62) vengono mostrati i due differenti reticoli di discontinuità che sono stati impiegati nel modello numerico.

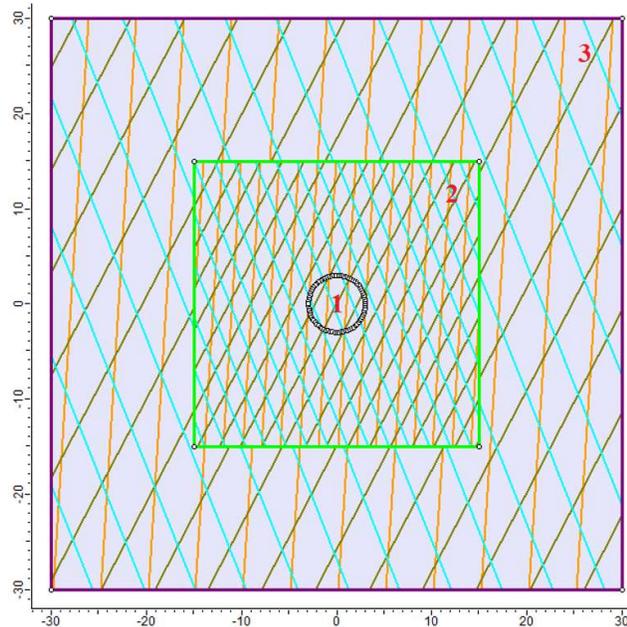


Figura 62 – Attribuzione delle famiglie di discontinuità al modello numerico

La fase fondamentale della modellazione numerica è la fase di discretizzazione del problema, nella quale viene creato un reticolo (*mesh*) di nodi ed elementi allo scopo di ottenere un modello caratterizzato da un numero finito di gradi di libertà. Nel caso in esame sono stati utilizzati come elementi finiti dei triangoli aventi 6 nodi ciascuno, in modo da generare una discretizzazione ed una *mesh* di tipo graduata nella regione di scavo (1) ed in quella più vicina (2) e una uniforme nella restante regione fisica (3). I coefficienti impostati per la definizione della *mesh* (Figura 63) sono stati scelti in modo da ottenere una maglia molto più fitta nelle aree dove ci si aspetta forti gradienti tensionali, in particolare nella regione attorno alla sezione del pozzo, ed elementi finiti di dimensioni più grandi nelle aree più lontane allo scavo e dunque meno influenzate da esso.

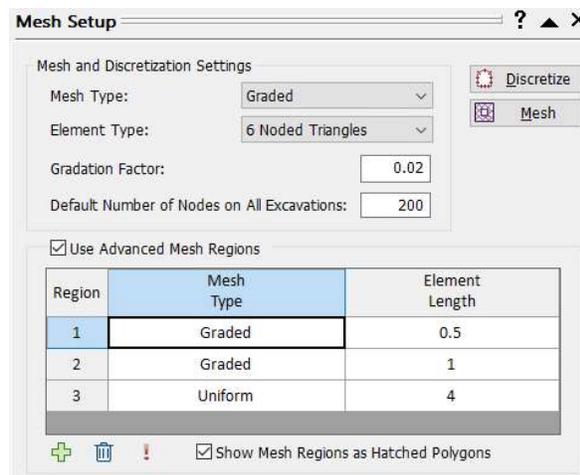


Figura 63 – Impostazioni relative alla discretizzazione del modello numerico discontinuo

Dopo la discretizzazione del modello numerico è stato possibile definire le condizioni di bordo introducendo dei vincoli agli spostamenti sul contorno del modello numerico; nello specifico, analizzando una sezione del pozzo lontano dal piano campagna, si sono fissati:

- dei carrelli avente asse verticale lungo il lato superiore e inferiore del modello in modo da bloccare lo spostamento nella direzione verticale;
- dei carrelli avente asse orizzontale lungo il lato destro e sinistro del modello in modo da bloccare lo spostamento nella direzione orizzontale;
- delle cerniere nei quattro spigoli del modello in modo da evitare sia spostamenti verticali sia orizzontali.

Nelle figure seguenti (Figura 64 e Figura 65) vengono mostrate la *mesh* e le condizioni al contorno applicate al modello numerico pseudo-discontinuo in esame mostrando una prima vista d'insieme ed una seconda più dettagliata in cui viene mostrato solo un quarto del modello in modo da mettere in risalto la graduazione della discretizzazione procedendo dal centro dello scavo fino al punto più lontano della regione fisica considerata.

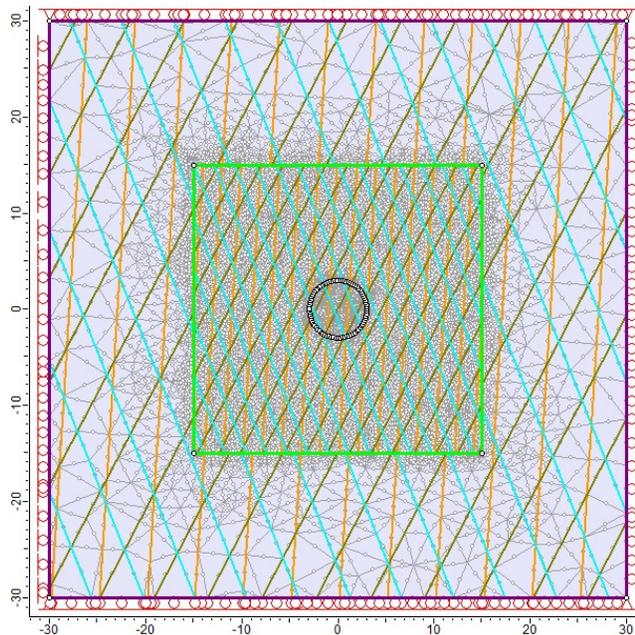


Figura 64 – Discretizzazione del modello numerico discontinuo

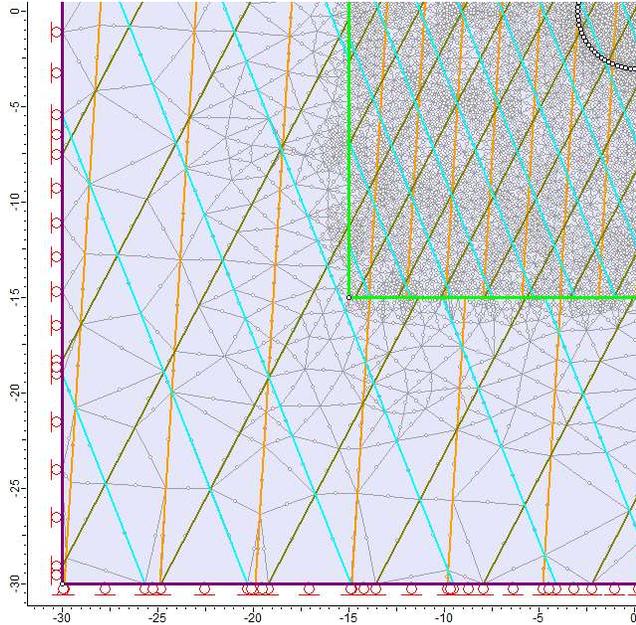


Figura 65 – Particolare della discretizzazione del modello numerico discontinuo

Per quel che concerne le proprietà dei materiali, si è utilizzato per la definizione di tutte e tre le famiglie di discontinuità il criterio di rottura di Mohr-Coulomb con angolo d'attrito di 35° e coesione nulla; si sono inoltre fissate una rigidezza al taglio pari a 8000 MPa/m ed una rigidezza normale di 400 MPa/m (Figura 66).

Joint Color	
Slip Criterion	Mohr-Coulomb
Normal Stiffness	8000 MPa/m
Shear Stiffness	400 MPa/m
Initial Deformation	Yes
Pressure from Groundwater Analysis	Yes
Apply Pressure to Linear Side Only	No
Apply Additional Pressure inside Joint	Not Included
Tensile Strength	0 MPa
Peak Cohesion	0 MPa
Peak Friction Angle	35 degrees
Residual Strength	No
Apply Stage Factors	No

Figura 66 – Proprietà assegnare alle tre famiglie di discontinuità

Questi ultimi due valori di rigidezza sono stati ricavati facendo riferimento ai dati di letteratura ed in particolare alla seguente formula di Barton (1972):

$$k_n = \frac{E_i \cdot E_m}{L \cdot (E_i - E_m)}$$

in cui  $E_i$  ed  $E_m$  rappresentano rispettivamente il modulo di deformabilità della roccia intatta e dell'ammasso roccioso, mentre  $L$  la spaziatura media delle discontinuità rilevati in situ.

Nel caso in esame, utilizzando come valore del modulo di deformabilità della roccia intatta 54 GPa e dell'ammasso roccioso 32 GPa, ricavati rispettivamente attraverso il software RocData e dalla media dei valori ottenuti in precedenza implementando cinque diverse formulazioni empiriche (Capitolo 3.5), e ipotizzando un valore pari a 10 m per la spaziatura media si è ricavata una rigidezza al taglio di circa 8000 MPa/m. Facendo lo stesso ragionamento ma considerando il modulo di taglio G al posto del modulo di deformabilità E è possibile ricavare anche il modulo della rigidezza normale. In tal caso si è però deciso, non avendo a disposizione una stima reale del modulo di taglio per la roccia intatta e per l'ammasso roccioso di porre la rigidezza normale pari ad un ventesimo della rigidezza al taglio ottenendo un valore di 800 MPa/m.

Per quel che riguarda le proprietà assegnate alla roccia intatta (Figura 67), esse sono state imposte prendendo in considerazione i valori di letteratura e quelli ricavati in precedenza (Capitolo 3); nello specifico si è stabilito un comportamento del materiale di tipo elastico perfettamente plastico implementando il criterio di rottura di Hoek & Brown, cioè eguagliano i parametri residui con quelli di picco.

Material Color	
Initial Element Loading	Field Stress Only
Unit Weight	0.028 MN/m <sup>3</sup>
Elastic Type	Isotropic
Poisson's Ratio	0.3
Young's Modulus	43000 MPa
Use Residual Young's Modulus	No
Failure Criterion	Hoek-Brown
Material Type	Plastic
Compressive Strength	120 MPa
mb Parameter	26
s Parameter	0.5
Residual mb Parameter	26
Residual s Parameter	0.5
Dilation Parameter	0
Material Behaviour	Drained
Porosity Value	0.5
Static Water Mode	Dry

Figura 67 – Proprietà assegnate alla roccia intatta

Avendo deciso di realizzare un modello pseudo-discontinuo basato sulla definizione delle famiglie di discontinuità più rilevanti, e quindi considerando solo i blocchi più grossi tralasciando le fratture chiuse ed i blocchi di dimensioni minori, si è deciso di utilizzare i valori della roccia intatta abbassandoli cautelativamente dell'80%. Questa riduzione, applicata rispettivamente al modulo di deformabilità ed al coefficiente  $m_i$  del criterio di rottura definito, è stata applicata per tenere in conto che i blocchi così determinati nel modello sono più deformabili rispetto alla realtà.

Lo stato tensionale iniziale è stato valutato facendo riferimento alle condizioni di deformazione piana, in cui è possibile ritenere che la deformazione lungo la direzione principale, nel caso in esame la direzione verticale essendo in presenza di un pozzo, sia nulla. In particolare, si sono attribuiti a tutti i nodi del reticolo discretizzato gli stessi valori di tensione principale  $\sigma_1$ , tensione secondaria  $\sigma_3$  e tensione verticale  $\sigma_z$  (Figura 68). Considerando una sezione tipo del pozzo posta a 650 m di profondità si è ricavato un valore di tensione iniziale pari a 18.5 MPa, applicando la formula seguente:

$$\sigma_1 = \sigma_3 = \sigma_z = \gamma \cdot z = 28 \frac{kN}{m^3} \cdot 650 m \cong 18.5 MPa$$

Field stress:	Constant
Sigma one:	18.5 MPa (compression positive)
Sigma three:	18.5 MPa (compression positive)
Sigma Z:	18.5 MPa (compression positive)
Angle from the horizontal to sigma 1:	0 degrees (counter-clockwise)

Figura 68 – Stato tensionale iniziale attribuito al modello discontinuo

Infine, l'ultimo passo per la costruzione del modello pseudo-discontinuo è stata la definizione delle fasi di calcolo. In tale fase vengono decisi gli *step* necessari per riprodurre le principali fasi costruttive previste nel progetto dell'opera; nel caso in esame si sono definite solo due fasi: la fase iniziale denominata *in situ stress* ed una seconda fase definita *excavation* in cui viene simulato lo scavo a piena sezione del pozzo verticale (Figura 69).

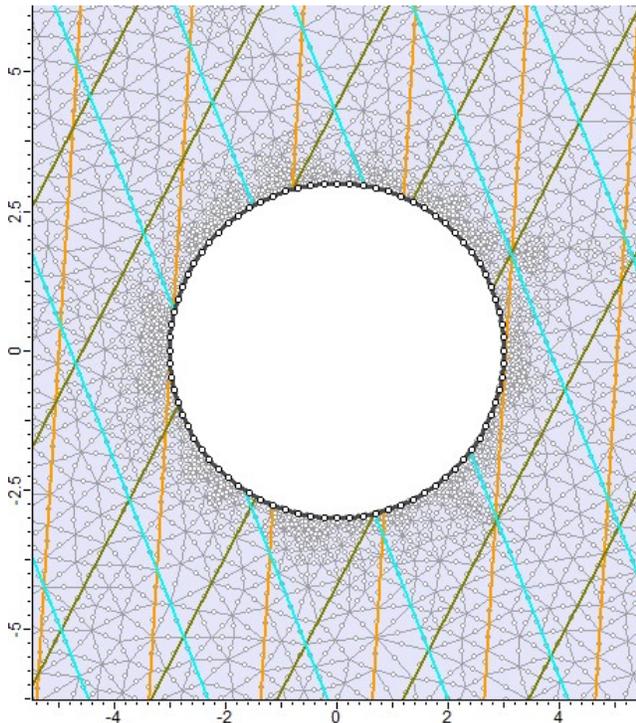
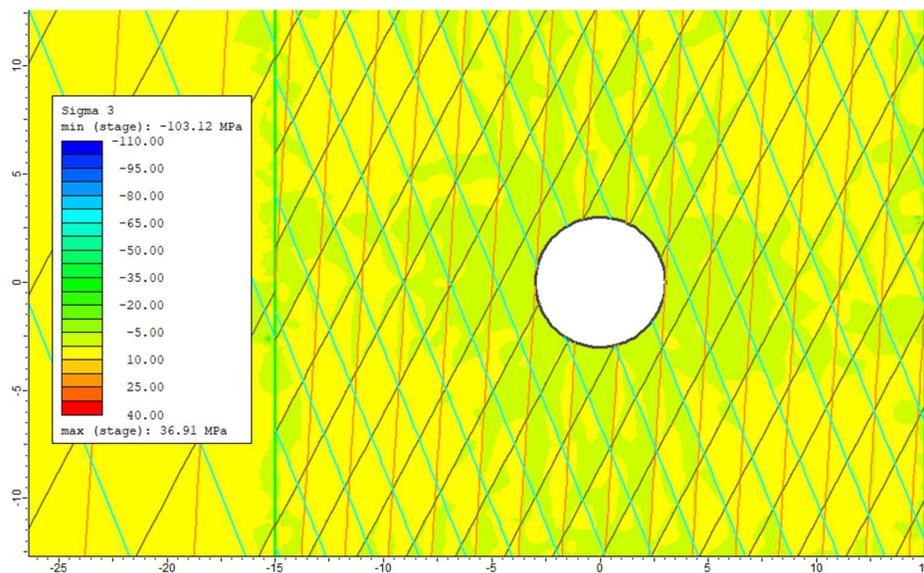
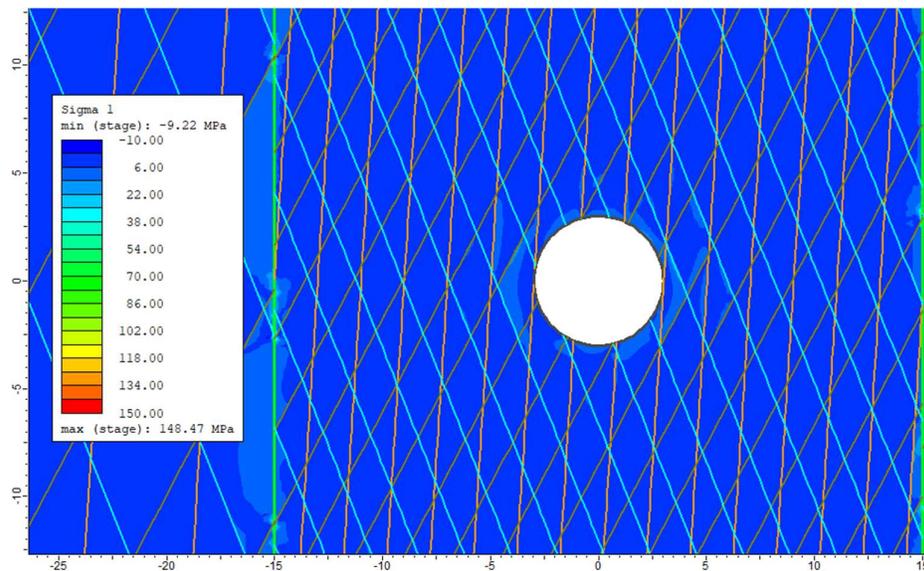


Figura 69 – Discretizzazione del modello numerico nell'intorno dello scavo del pozzo

## 5.3.2 Interpretazione dei risultati ottenuti

Dopo aver definito il modello numerico pseudo-discontinuo agli elementi finiti e aver lanciato in calcolo è stato possibile, dopo qualche minuto di elaborazione per giungere a convergenza, effettuare l'analisi dei risultati finali.

Nelle figure seguenti (Figura 70 e Figura 71) vengono riportate le rappresentazioni grafiche delle tensioni principali e secondarie raggiunte a seguito dello scavo del pozzo.



Avendo definito un comportamento elastico perfettamente plastico del materiale, per tenere in conto del comportamento non lineare dell'ammasso roccioso, è stato inoltre possibile estrarre delle rappresentazioni inerenti la plasticizzazione dei blocchi di roccia intatta (Figura 72) e delle discontinuità (Figura 73). Osservando tali figure, si può notare come le regioni plasticizzate, prevalentemente a taglio, sono individuabili per lo più nell'intorno dello scavo inducendo in questo modo una redistribuzione dello stato tensionale e deformativo nelle regioni limitrofe.

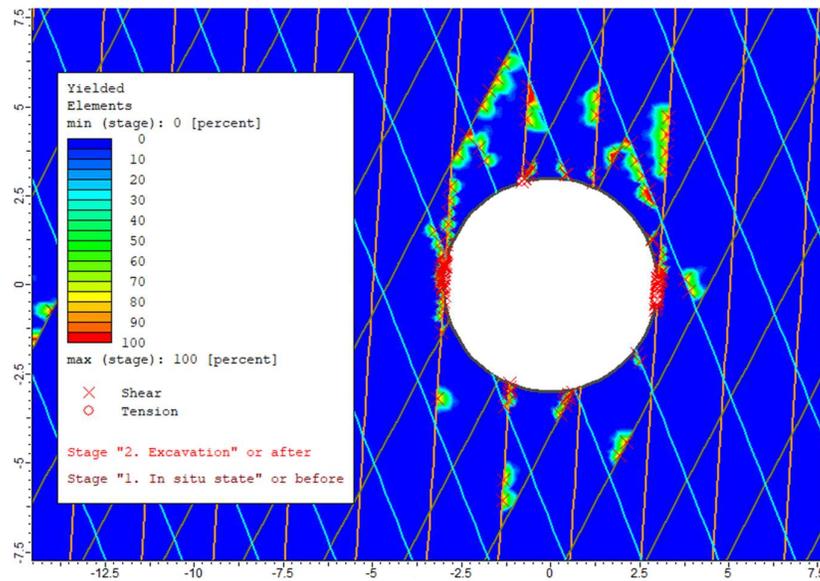


Figura 72 – Modello discontinuo: elementi plasticizzati

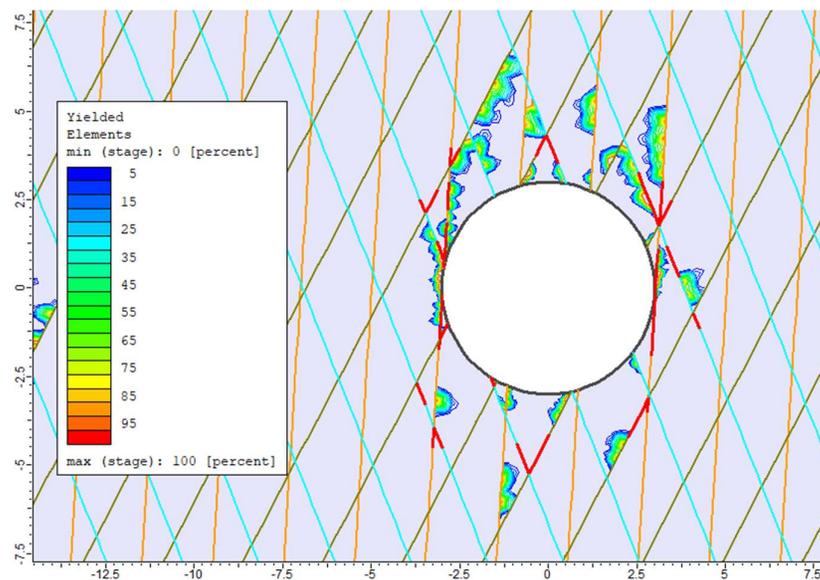
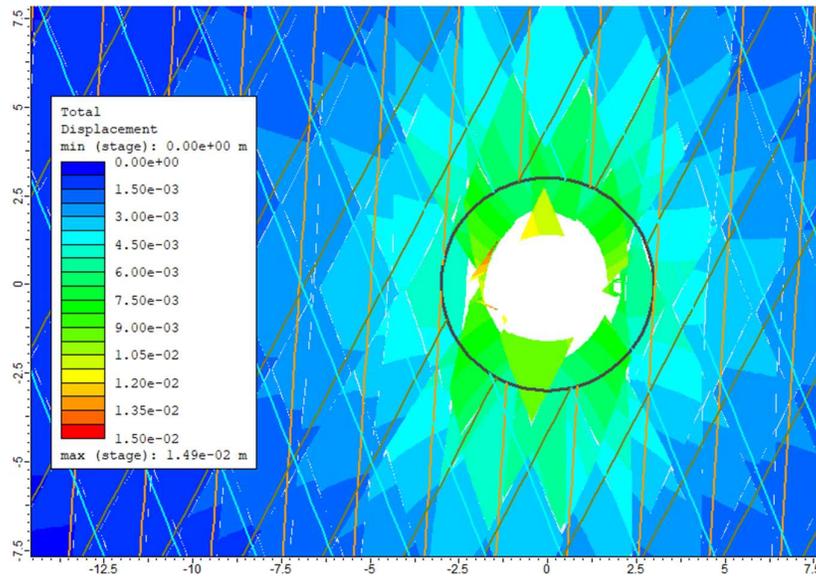
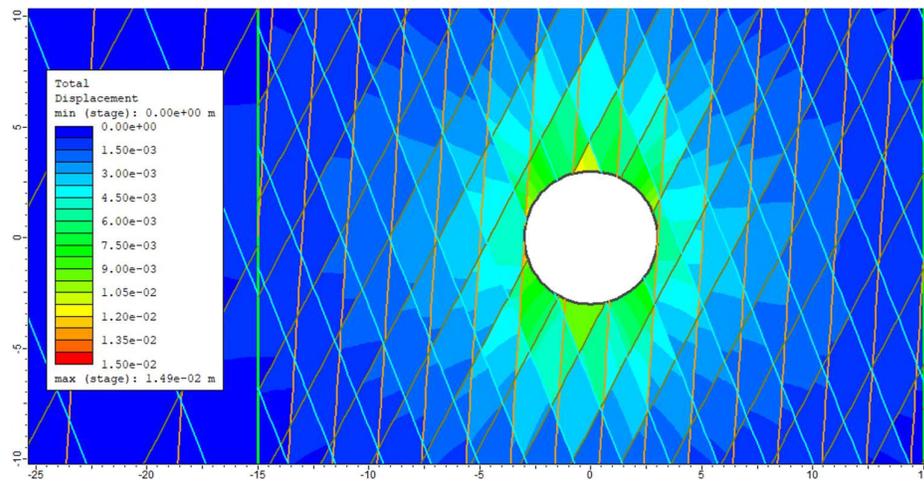


Figura 73 – Modello discontinuo: discontinuità plasticizzate

Infine, si sono analizzati gli spostamenti totali generati a seguito dello scavo del pozzo verticale (Figura 74) rilevando uno spostamento massimo dell'ordine di qualche centimetro. È possibile notare dalle figure seguenti come la maggioranza degli spostamenti, avendo definito un modello pseudo-discontinuo, avviene lungo le fratture; lo spostamento è però anche in parte generato dal deformarsi dei blocchi. Tale ragione risiede nel fatto che nella creazione del modello la discretizzazione dei blocchi non segue perfettamente la realtà, non avendo inserito i valori di spaziatura reali delle discontinuità ed avendo impostato dei parametri leggermente inferiori rispetto a quelli ricavati in precedenza per la roccia intatta (Capitolo 3.3), considerando quindi ogni blocco deformabile ed in grado di generare uno spostamento verso il centro del pozzo (Figura 75).



Generando infine una *boundary query* attorno al profilo scavato del pozzo, si è ricavato il grafico seguente (Figura 76), in cui viene diagrammato lo spostamento totale in funzione della posizione considerata attorno al pozzo e ricavando un valore massimo pari a 1.5 cm.

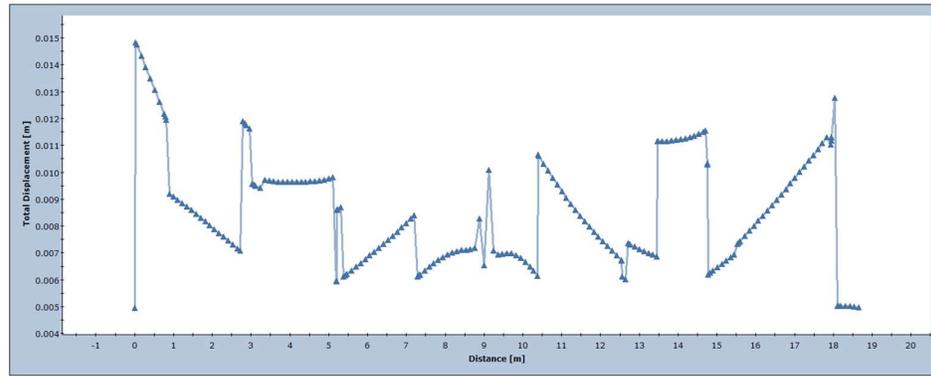


Figura 76 – Modello discontinuo: spostamento totale sul contorno del pozzo

### 5.3.3 Considerazioni finali

Il software RS2 permette di realizzare anche modelli nel campo del continuo considerando l'ammasso roccioso, costituito da roccia intatta e discontinuità, come un continuo equivalente. Si è quindi creato un modello continuo, modificando quello precedentemente descritto, per riuscire a metterne in evidenza le principali differenze, sia in termini di dati di input da definire per la loro creazione sia analizzandone i risultati finali in output.

Nello specifico, non avendo utilizzato dei *Joint Networks* per la modellizzazione dell'ammasso roccioso si è ricavata una discretizzazione, utilizzando i medesimi parametri impostati nel modello pseudo-discontinuo, costituita da un numero di elementi e di nodi di molto inferiore (Figura 77).

#### Modello discontinuo

Mesh type:	Graded	
Element type:	6 Noded triangles	
	<b>Stage Name</b>	<b># of Elements</b>
In situ state	18377	37266
Excavation	16449	33603

#### Modello continuo

Mesh type:	Graded	
Element type:	6 Noded triangles	
	<b>Stage Name</b>	<b># of Elements</b>
In situ state	5022	10105
Excavation	4166	8552

Figura 77 – Valori relativi alla discretizzazione messi a confronto

Lo schema di discretizzazione ricavato viene mostrato nella Figura 78.

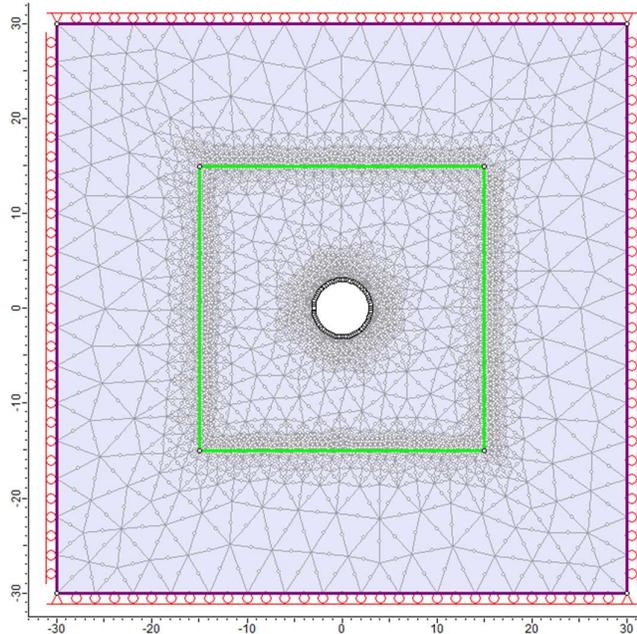


Figura 78 – Discretizzazione del modello numerico continuo

Per quel che riguarda i parametri assegnati per la definizione dell'ammasso roccioso si sono utilizzati quelli definiti in precedenza (Capitolo 3.5); in particolare, il modulo di deformabilità è stato fissato pari alla media dei valori ricavati implementando le cinque formulazioni empiriche viste in precedenza ed il criterio di rottura adottato, come per il modello pseudo-discontinuo, è stato quello di Hoek & Brown considerando un comportamento dell'ammasso roccioso elastico perfettamente plastico (Figura 79).

Material Color	
Initial Element Loading	Field Stress Only
Unit Weight	0.028 MN/m <sup>3</sup>
Elastic Type	Isotropic
Poisson's Ratio	0.3
Young's Modulus	32000 MPa
Use Residual Young's Modulus	No
Failure Criterion	Hoek-Brown
Material Type	Plastic
Compressive Strength	120 MPa
mb Parameter	11.3
s Parameter	0.036
Residual mb Parameter	11.3
Residual s Parameter	0.036
Dilation Parameter	0
Material Behaviour	Drained
Porosity Value	0.5
Static Water Mode	Dry

Figura 79 – Proprietà assegnate all'ammasso roccioso

Dopo aver lanciato in calcolo ed atteso qualche secondo affinché il modello arrivasse a convergenza, si sono ricavate le rappresentazioni grafiche seguenti. Nello specifico, rispetto a quanto ricavato in precedenza nel modello pseudo-discontinuo, i valori delle tensioni principali (Figura 80) e secondarie (Figura 81) diminuiscono progressivamente ed uniformemente allontanandosi dal profilo di scavo del pozzo.

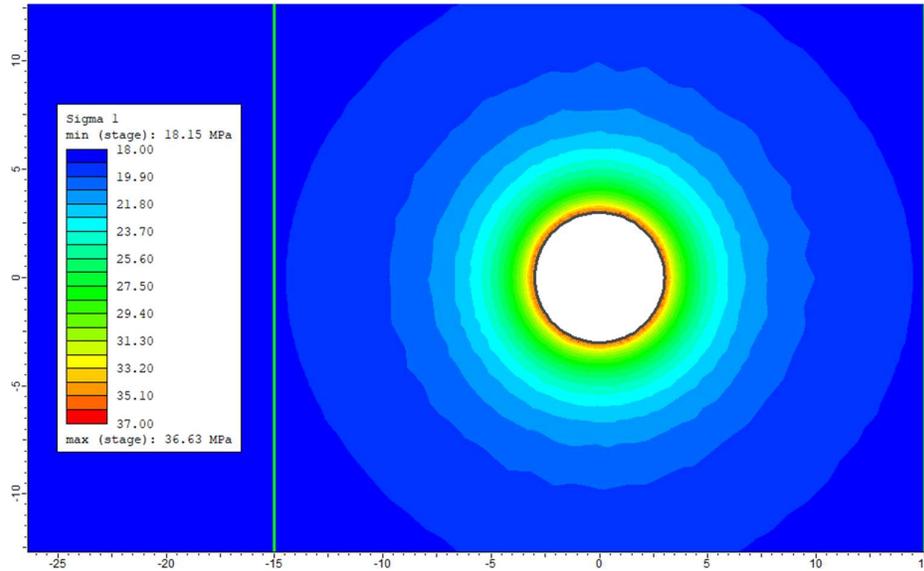


Figura 80 – Modello continuo: tensione principale  $\sigma_1$

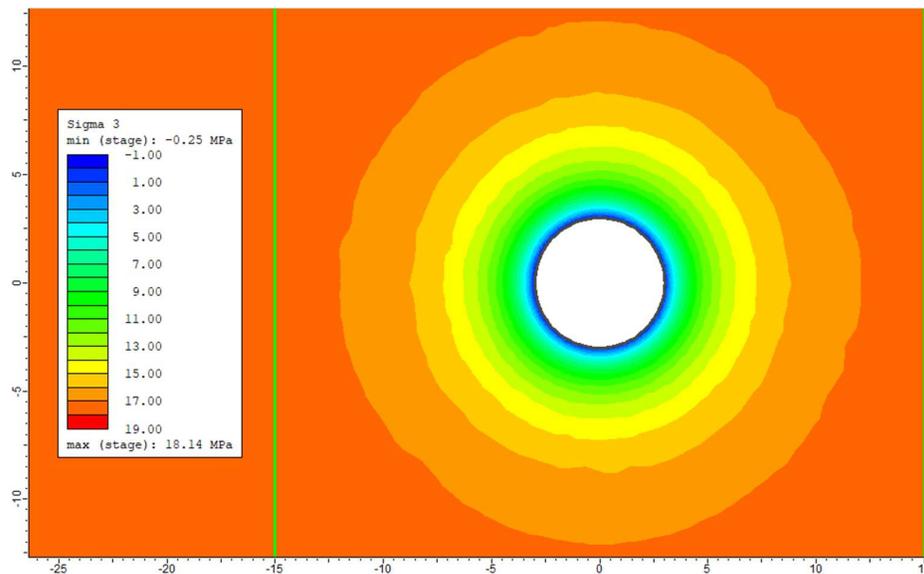


Figura 81 – Modello continuo: tensione secondaria  $\sigma_3$

Analizzando inoltre lo spostamento totale che si viene a generare a seguito dello scavo mediante tecnica del *raise boring*, è possibile notare come i valori, diminuendo anch'essi allontanandosi dallo scavo, risultino molto più bassi (Figura 82) rispetto a quelli precedentemente ricavati con il modello pseudo-discontinuo.

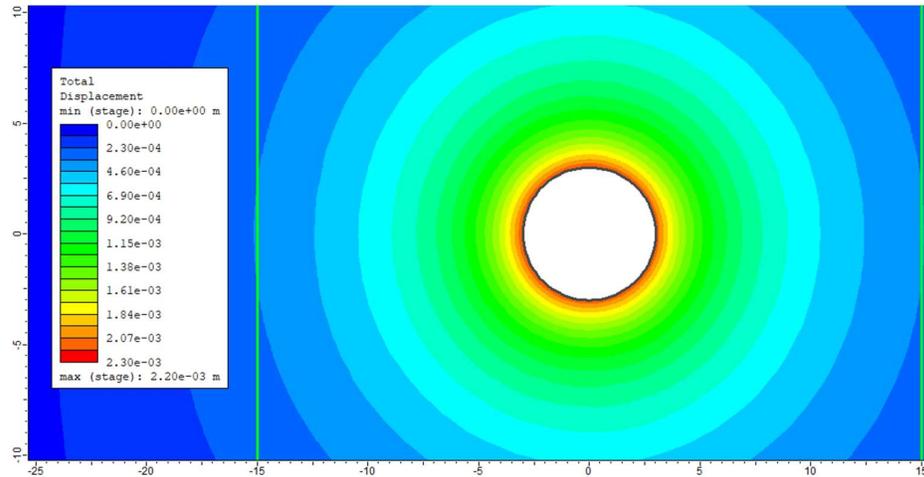


Figura 82 – Modello continuo: spostamento totale

In effetti, avendo considerato in questo modello l'ammasso roccioso come un continuo equivalente e non come un mezzo discontinuo, lo spostamento totale risulta molto più basso di quanto ricavato in precedenza. Nella Figura 83 vengono messi a confronto i risultati relativi allo spostamento totale ottenuti rispettivamente da entrambi i modelli inserendo una *query* orizzontale realizzata dal bordo del pozzo fino a 12 m di distanza da esso ed osservando come i valori del modello pseudo-discontinuo oltre ad essere più elevati, di quasi un ordine di grandezza nelle vicinanze del pozzo, presentano anche un andamento simil-seghettato evidenziando il fatto che la maggior parte delle deformazioni avvengono appunto lungo le discontinuità. Questa osservazione dimostra come nel caso in esame, pur non potendo mediante il software RS2 considerare la tridimensionalità del problema, essendo in presenza di un ammasso roccioso fratturato in cui sono state riscontrate ben tre famiglie di discontinuità principali, i risultati provenienti dal modello continuo non risultano appropriati.

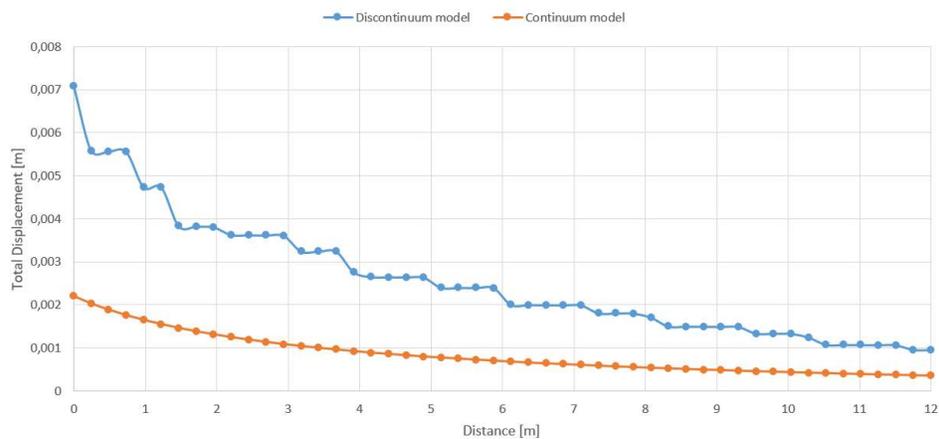


Figura 83 – Confronto dello spostamento totale tra il modello continuo e discontinuo

## 6. PROGETTAZIONE DELLA GALLERIA ORIZZONTALE

### 6.1 Il metodo *Drill and Blast*

Per la realizzazione della galleria orizzontale è stato ipotizzato, essendo l'ammasso roccioso in esame di buona qualità ( $Q=15$ ), l'utilizzo dello scavo tradizionale con esplosivo attraverso il metodo del *Drill and Blast* (D&B), basato sulla perforazione e sul brillamento. Tale metodo, rispetto ad uno scavo meccanizzato a piena sezione con *Tunnel Boring Machine* (TBM), prevede una velocità di avanzamento inferiore, un impatto ambientale in termini di rumore e polveri prodotte più elevato ma un costo iniziale decisamente più contenuto.

Il metodo D&B consiste in una serie di operazioni che vengono svolte ciclicamente una dopo l'altra (Figura 84) e che vengono di seguito elencate:

- Perforazione (*drilling*) sul fronte di scavo tramite perforatrice jumbo e caricamento (*loading*) dei fori con l'esplosivo seguendo lo schema di perforazione della volata progettato in precedenza;
- Brillamento della volata (*blasting*);
- Sfumo (*ventilation*) attraverso un sistema di ventilazione per rimuovere i fumi prodotti durante l'esplosione permettendo agli operai di riprendere il lavoro;
- Smarino (*dislodged*) del materiale sciolto fuori dalla galleria in una discarica esterna mediante autocarri con cassone ribaltabile, pale gommate, dumper o nastri trasportatori;
- Riprofilatura tramite disgaggio (*scaling*) dei piedritti e della calotta della galleria rimuovendo i cunei di roccia rimasti instabili limitando il sovrascavo;
- Installazione dei sistemi di supporto quali bulloni da roccia (*bolt*) e calcestruzzo proiettato;
- Tracciamento e monitoraggio topografico (*survey*) della galleria.

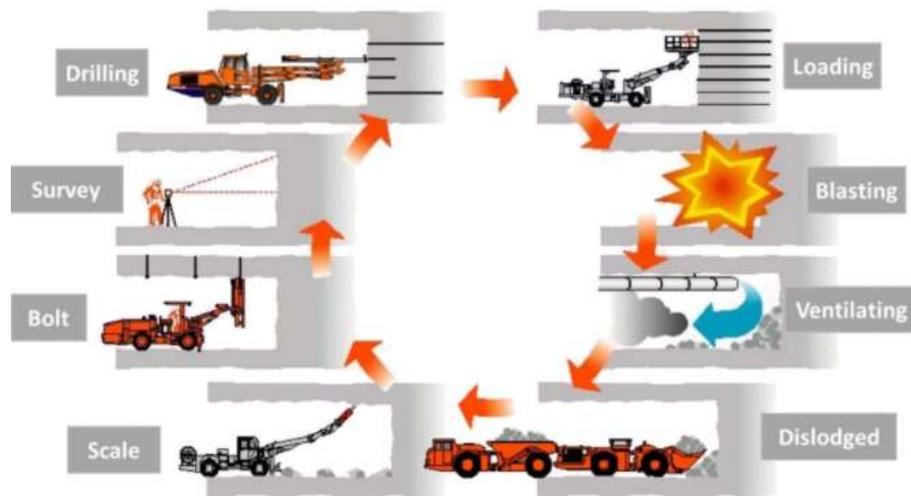


Figura 84 – Schema del metodo D&B

Nello scavo di una galleria, l'unica superficie libera è il fronte di scavo, il quale risulta anche l'unica superficie accessibile per la perforazione dei fori da mina che vengono eseguiti perpendicolari o con una leggera inclinazione rispetto ad essa.

Per tale ragione, non potendo usufruire al meglio della superficie libera costituita dal fronte, è necessario destinare un certo numero di mine all'apertura di una cavità le cui pareti verranno successivamente utilizzate come superfici libere delle mine che esploderanno nei millisecondi successivi. Queste mine, che vengono fatte brillare per prime, vengono chiamate mine di rinora e possono seguire due diversi schemi di perforazione: rinora a fori inclinati (*V cut*) o rinora a fori paralleli (*parallel cut*).

Nel caso in esame, come verrà spiegato in seguito (Capitolo 6.2), è stata utilizzata la rinora a fori paralleli essendo la sezione della galleria non troppo grande da consentire l'utilizzo dell'altro schema.

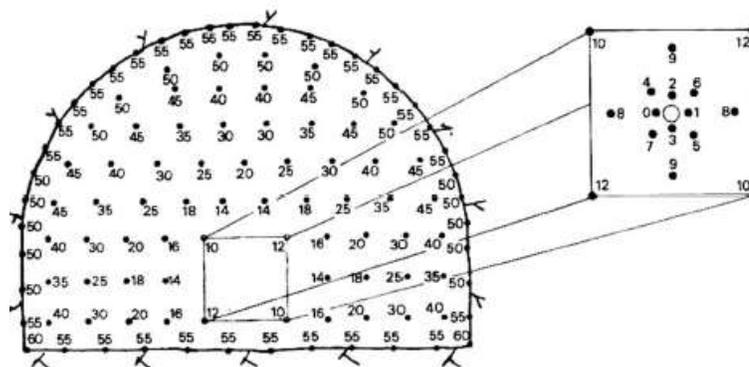


Figura 85 – Esempio di schema di perforazione della volata con apertura a fori paralleli

## 6.2 La progettazione della volata

La progettazione dello schema di perforazione della volata, per la realizzazione della galleria orizzontale, è stata eseguita secondo il metodo di apertura a fori paralleli.

Questo procedimento prevede la realizzazione di una rinora, cioè un foro centrale, scarico e pulito posizionato perpendicolare al fronte di avanzamento dello scavo che costituisce l'iniziale superficie libera. Parallelamente ad esso, con posizione non casuale, devono essere successivamente realizzati altri fori carichi di esplosivo che vengono innescati con microritardi l'uno dall'altro in modo da: allargare progressivamente il foro centrale, aumentare la superficie libera per le mine che verranno brillate in seguito e contenere l'aumento del volume di roccia frantumata.

La progettazione dello schema di perforazione della volata prevede quindi la predisposizione di tre diverse tipologie di mine: le mine di rinora o di apertura, le mine di produzione e le mine di profilo o di contorno.

### 6.2.1 Le mine di rinora

Alle mine di rinora è affidato il compito più importante, cioè quello di creare la prima cavità, la quale generando una sufficiente superficie libera, garantisce il corretto brillamento di tutte le altre.

Nel caso in esame ipotizzando di utilizzare come macchinario di perforazione un trapano jumbo avente un braccio in acciaio di 4.3 m, in grado di garantire un avanzamento teorico di 3.9 m, ed un avanzamento previsto pari al 90% della profondità del foro di mina, si ricava un avanzamento effettivo di 3.5 m.

Considerando quindi un avanzamento effettivo pari al 90% della profondità teorica del foro di mina si ricava, dalla figura seguente (Figura 86), un diametro del foro centrale scarico, cioè la rinora, di 127 mm.

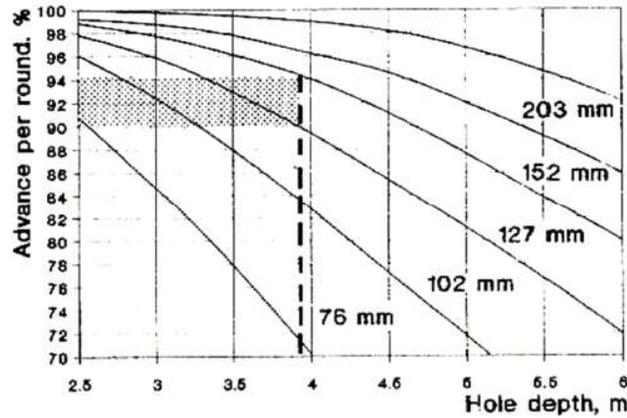


Figura 86 – Valutazione del diametro della rinora

Le mine di rinora vengono disposte sul fronte di scavo seguendo uno schema ben preciso; nello specifico esse vengono realizzate agli spigoli di quattro quadrati concentrici e ruotati di 45° l'un l'altro, i quali vengono definiti basandosi sul diametro del foro centrale non caricato.

Il primo quadrato si definisce valutando prima la distanza dal centro del foro scarico al centro del foro di perforazione più vicino  $C_1$ , utilizzando la formula seguente che prende in considerazione la dimensione della rinora, ed in seguito ricavando la dimensione del suo lato  $W_1$ .

$$C_1 = 1.5 \cdot \Phi = 1.5 \cdot 127 \text{ mm} = 0.19 \text{ m}$$

$$W_1 = C_1 \cdot \sqrt{2} = 0.19 \text{ m} \cdot \sqrt{2} = 0.27 \text{ m}$$

Il secondo quadrato, ruotato di 45° rispetto al primo, si ricava ponendo il lato del primo quadrato uguale alla spalla  $B_1$ , cioè alla distanza tra l'apertura generata dall'esplosione dei primi quattro fori di mina con il foro di perforazione più vicino, e poi utilizzando tale valore per la valutazione della dimensione del lato del secondo quadrato  $W_2$ .

$$B_1 = W_1 = 0.27 \text{ m}$$

$$C_2 = 1.5 \cdot W_1 = 1.5 \cdot 0.27 \text{ m} = 0.40 \text{ m}$$

$$W_2 = C_2 \cdot \sqrt{2} = 0.40 \text{ m} \cdot \sqrt{2} = 0.57 \text{ m}$$

Seguendo lo stesso ragionamento, si definisce anche il terzo quadrato ponendo la spalla  $B_2$  pari al lato del secondo quadrato  $W_2$ .

$$B_2 = W_2 = 0.57 \text{ m}$$

$$C_3 = 1.5 \cdot W_2 = 1.5 \cdot 0.57 \text{ m} = 0.86 \text{ m}$$

$$W_3 = C_3 \cdot \sqrt{2} = 0.86 \text{ m} \cdot \sqrt{2} = 1.21 \text{ m}$$

Il quarto ed ultimo quadrato si ricava invece in maniera diversa in quando il lato del terzo quadrato, essendo di 1.21 m, risulta più grande della spalla dei fori di produzione; per tale ragione si impone quindi la spalla dell'ultimo quadrato  $B_3$  pari ad 1 m, ottenendo un lato finale di 2.28 m.

$$B_3 = 1 \text{ m}$$

$$C_4 = B_3 + 0.5 \cdot W_3 = 1 + 0.5 \cdot 1.21 \text{ m} = 1.61 \text{ m}$$

$$W_4 = C_4 \cdot \sqrt{2} = 1.61 \text{ m} \cdot \sqrt{2} = 2.28 \text{ m}$$

Lo schema di perforazione relativo alle sole mine di rinora del caso in esame viene mostrato in Figura 87 con valori espressi in centimetri.

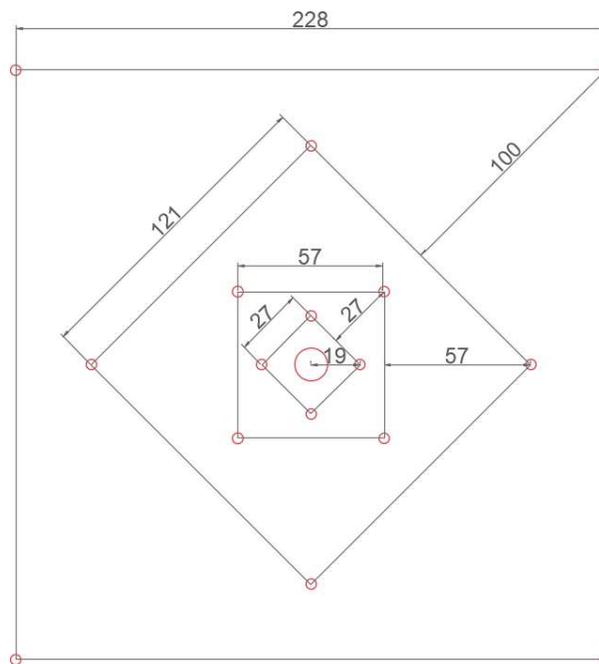


Figura 87 – Schema di perforazione delle mine di rinora

## 6.2.2 Le mine di produzione e di profilo

Le mine che vengono fatte brillare subito dopo quelle di rinora sono rispettivamente le mine di produzione e quelle di profilo o contorno; le prime hanno la funzione, sfruttando l'apertura della cavità generata dalle mine di rinora, di abbattere la gran parte del volume della relativa volata, mentre le seconde hanno la funzione di delineare il contorno della galleria, cioè di far staccare quello che rimane.

Le mine di produzione vengono suddivise in tre categorie: verso l'alto, in orizzontale e verso il basso, mentre quelle di contorno si dividono in: mine di pavimento, di parete e di calotta.

L'interasse e la spalla di queste mine vengono definite ipotizzando un valore di spalla iniziale, che nel caso in esame è stato imposto pari ad 1 m, ed utilizzando le formule seguenti (Tabella 14).

*Tabella 14 – Formule per la valutazione della spalla ed interasse*

Parte della volata		Spalla [m]	Interasse [m]
Mine di contorno	Pavimento	1 x B	1.1 x B
	Parete	0.9 x B	1.1 x B
	Calotta	0.9 x B	1.1 x B
Mine di produzione	Verso l'alto	1 x B	1.1 x B
	In orizzontale	1 x B	1.1 x B
	Verso il basso	1 x B	1.2 x B

Sostituendo il valore B=1 m si sono ottenuti i seguenti valori di spalla ed interasse relativi alle mine di contorno e di produzione (Tabella 15).

*Tabella 15 – Valori di spalla e interasse delle mine di contorno e produzione*

Parte della volata		Spalla [m]	Interasse [m]
Mine di contorno	Pavimento	1	1.1
	Parete	0.9	1.1
	Calotta	0.9	1.1
Mine di produzione	Verso l'alto	1	1.1
	In orizzontale	1	1.1
	Verso il basso	1	1.2

## 6.2.3 Lo schema di perforazione della volata

Lo schema di perforazione della volata (Figura 88) è stato definito posizionando la rinora al centro della sezione della galleria ed allineandola con la retta congiungente le intersezioni della calotta con i piedritti.

L'interasse e la spalla delle mine di produzione e contorno sono stati definiti basandosi sui valori ricavati in precedenza (Tabella 15) e sulla geometria della galleria. In particolare, l'interasse delle mine sul pavimento sono state imposte pari a 1.15 m, le mine di parete pari ad 1 m, le mine in calotta pari a 1.05 m ed infine le mine di produzione verso il basso di 1.20 m.

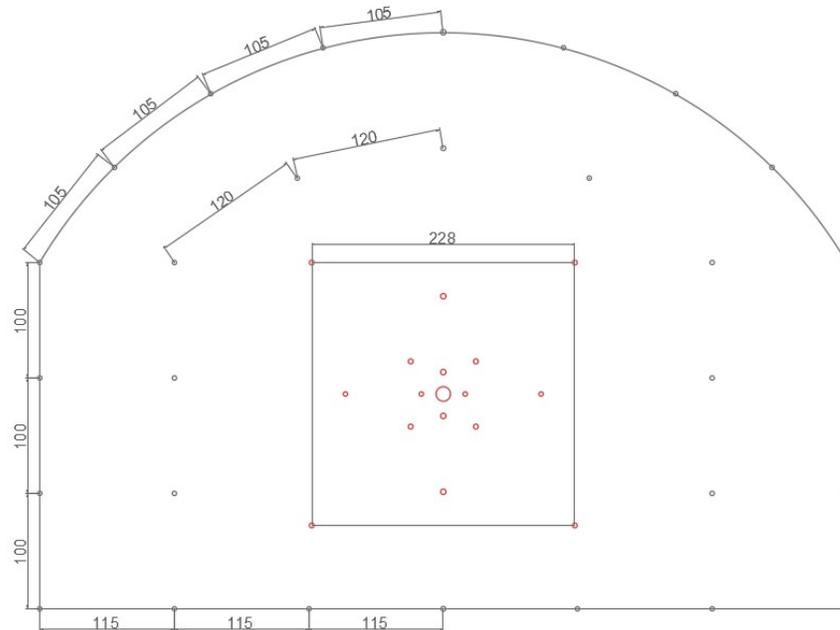


Figura 88 – Schema di perforazione della volata

## 6.2.4 La valutazione del quantitativo di esplosivo

Per definire una stima di massima del quantitativo di esplosivo necessario per la realizzazione della galleria orizzontale si sono valutati per ogni volata il quantitativo di esplosivo da inserire in ogni mina di rinora, di produzione e di contorno.

Per quel che concerne le mine di rinora, la valutazione è stata eseguita utilizzando due diversi grafici: uno per i quattro fori del primo quadrato e l'altro per tutti gli altri.

In particolare, per valutare il quantitativo di esplosivo da inserire nei quattro fori più vicini al foro di perforazione scarico, entrando nel diagramma seguente (Figura 89) con la distanza dal  $C_1$ , si è ricavata una concentrazione di carica  $C_{c1}$  pari a 0.4 kg/m.

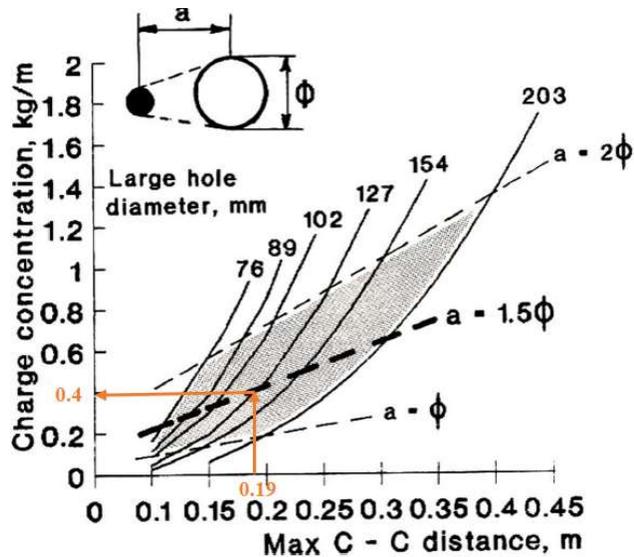


Figura 89 – Concentrazione di carica relativa al primo quadrato della rinora

Ipotizzando che la parte scarica dei fori, il borraggio, sia uguale a  $C_1=0.19$  m e considerando che la lunghezza dei fori  $H$  è stata ipotizzata pari a 0.39 m, si è ricavato un quantitativo pari a 1.48 kg di esplosivo applicando la formula che segue:

$$Q_1 = C_{c1} \cdot (H - C_1) = 1.48 \text{ kg}$$

La concentrazione di carica dei fori presenti nel secondo quadrato si è successivamente ricavata entrando nel grafico seguente (Figura 90) con il valore della spalla  $C_1 = B_1 = 0.27$  m.

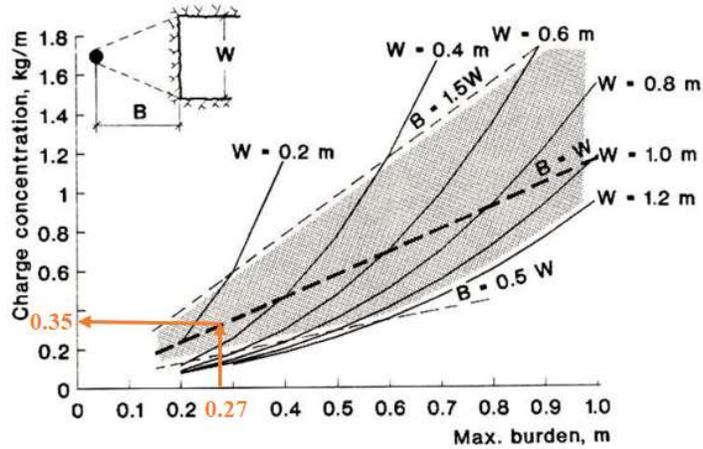


Figura 90 – Concentrazione di carica relativa al secondo quadrato della rinora

Ipotizzando in questo caso che il borraggio occupi una lunghezza pari a metà della spalla  $B_1$  ed avendo ottenuto una concentrazione di carica a metro lineare  $C_{c2}$  pari a 0.35 kg/m, si ricava come segue un quantitativo di esplosivo pari a 1.32 kg:

$$Q_2 = C_{c2} \cdot (H - 0.5 \cdot B_1) = 1.32 \text{ kg}$$

Per quel che riguarda le mine di rinora facenti parte del terzo quadrato, dopo aver ricavato, come già spiegato in precedenza, una concentrazione di carica  $C_{c3}$  pari a 0.64 kg/m (Figura 91) si è ottenuto un quantitativo di esplosivo di 2.17 kg per ogni foro di perforazione:

$$Q_3 = C_{c3} \cdot (H - 0.5 \cdot B_2) = 2.17 \text{ kg}$$

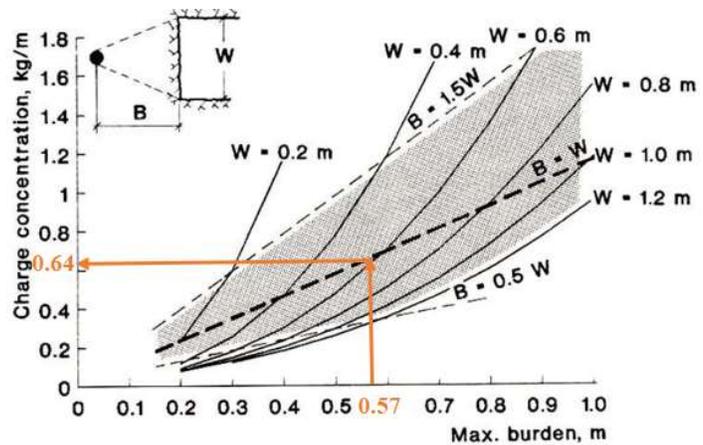


Figura 91 – Concentrazione di carica relativa al terzo quadrato della rinora

Infine, avendo ipotizzato per il dimensionamento del quarto quadrato una spalla di 1 m uguale a quella delle mine di produzione ed utilizzando il grafico seguente (Figura 92), si è ricavata una concentrazione di carica  $C_{c4}$  di base ( $l_b$ ) pari a 1.38 kg/m.

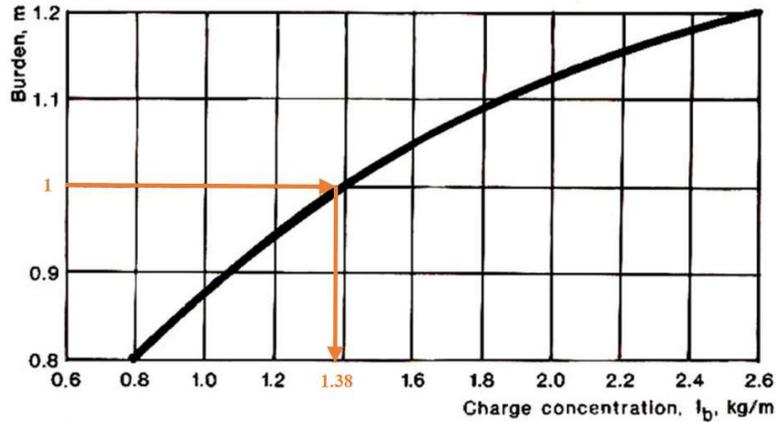
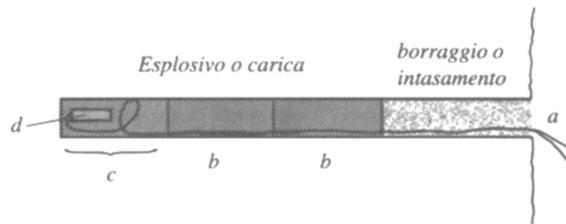


Figura 92 – Concentrazione di carica di base relativa al quarto quadrato della rinora

Avendo quindi trattato le mine di rinora del quarto quadrante come le mine di produzione è stato necessario, per la valutazione del quantitativo di esplosivo l'utilizzo della tabella che segue (Tabella 16) ricordando la corretta nomenclatura di un foro da mina caricato (Figura 93).



Nomenclatura essenziale di un foro di mina caricato.

- a. Foro da mina;
- b. Cartucce non armate;
- c. Cartuccia armata, o "smorza", o "primer";
- d. Mezzo d'innesco (detonatore).

Figura 93 – Nomenclatura di un foro di mina caricato (Mancini e Cardu, 2001)

Tabella 16 – Geometria e concentrazione di carica delle mine di contorno e di produzione

Parte della volata		Altezza della carica di base $h_b$ [m]	Altezza di borraggio $h_o$ [m]	Concentrazione di carica di base $l_b$ [kg/m]	Concentrazione di carica di colonna $l_c$ [kg/m]
Mine di contorno	Pavimento	$1/3 \times H$	$0.2 \times B$	$l_b$	$1.0 \times l_b$
	Parete	$1/6 \times H$	$0.5 \times B$	$l_b$	$0.4 \times l_b$
	Calotta	$1/3 \times H$	$0.5 \times B$	$l_b$	$0.3 \times l_b$
Mine di produzione	Verso l'alto	$1/3 \times H$	$0.5 \times B$	$l_b$	$0.5 \times l_b$
	In orizzontale	$1/3 \times H$	$0.5 \times B$	$l_b$	$0.5 \times l_b$
	Verso il basso	$1/3 \times H$	$0.5 \times B$	$l_b$	$0.5 \times l_b$

Implementando le formule relative alle mine di produzione si è ricavato un quantitativo di esplosivo per le mine di rinora del quarto quadrato pari a 3.24 kg, dato dalla somma della carica di base  $Q_b$  e quella relativa alla carica di colonna  $Q_c$  :

$$Q_b = C_{c4} \cdot (0.33 \cdot H) = 1.78 \text{ kg}$$

$$Q_c = (0.5 \cdot C_{c4}) \cdot [H - (0.33 \cdot H) - (0.5 \cdot B)] = 1.46 \text{ kg}$$

$$Q_{tot} = Q_b + Q_c = 3.24 \text{ kg}$$

Il carico complessivo di esplosivo da utilizzare per ogni volata, considerando un avanzamento effettivo di 3.5 m e quattro fori di perforazione per ogni quadrato facente parte della rinora risulta dunque pari a 32.8 kg.

Per quel che concerne le concentrazioni di carica e le dimensioni del tratto di base e di borraggio relative alle tre tipologie di mine di contorno e di produzione, esse sono state ricavate utilizzando le formule mostrate in precedenza (Tabella 16), ed imponendo  $H=3.9$  m,  $B=1$  m e  $l_b=1.38$  kg/m (Tabella 17).

Tabella 17 – Concentrazioni di carica e dimensioni delle mine di contorno e di produzione

Parte della volata		Altezza della carica di base $h_b$ [m]	Altezza di borraggio $h_o$ [m]	Concentrazione di carica di base $l_b$ [kg/m]	Concentrazione di carica di colonna $l_c$ [kg/m]
Mine di contorno	Pavimento	1.3	0.2	1.38	1.38
	Parete	0.7	0.5	1.38	0.55
	Calotta	1.3	0.5	1.38	0.41
Mine di produzione	Verso l'alto	1.3	0.5	1.38	0.69
	In orizzontale	1.3	0.5	1.38	0.69
	Verso il basso	1.3	0.5	1.38	0.69

Ricavando la dimensioni delle cariche di colonna  $h_c$  come differenza tra la profondità del foro  $H$  e le altezze delle cariche di base  $h_b$  e del borraggio  $h_o$  relative alla specifica mina esaminata, è stato in seguito possibile ricavare il quantitativo di esplosivo da inserire all'interno di ogni mina di contorno e di produzione  $Q_{tot}$  come somma dell'esplosivo da inserire sia nel tratto di base  $Q_b$  sia nelle cartucce di colonna  $Q_c$  (Tabella 18).

Tabella 18 – Quantitativo di esplosivo per ogni mina di contorno e di produzione

Parte della volata		$h_b$ [m]	$h_c$ [m]	$l_b$ [kg/m]	$l_c$ [kg/m]	$Q_b$ [kg]	$Q_c$ [kg]	$Q_{tot}$ [kg]
Mine di contorno	Pavimento	1.3	2.4	1.38	1.38	1.79	3.31	5.10
	Parete	0.7	2.7	1.38	0.55	1.97	1.49	3.46
	Calotta	1.3	2.1	1.38	0.41	1.79	0.86	2.65
Mine di produzione	Verso l'alto	1.3	2.1	1.38	0.69	1.79	1.45	3.24
	In orizzontale	1.3	2.1	1.38	0.69	1.79	1.45	3.24
	Verso il basso	1.3	2.1	1.38	0.69	1.79	1.45	3.24

Analizzando lo schema di perforazione della volata, ricavato in precedenza (Figura 88), sul fronte di scavo per ogni volata si dovranno realizzare 20 mine di contorno (7 sul pavimento, 6 in parete e 7 in calotta) e 9 mine di produzione (6 in orizzontale e 3 verso il basso) ottenendo un quantitativo di esplosivo pari a 104.17 kg. Sommando tale valore con quello precedentemente ricavato per le mine di rinora, si ottiene un valore finale per ogni volata pari a 137 kg.

Dovendo realizzare una galleria orizzontale di 930 m di sviluppo attraverso degli avanzamenti effettivi di 3.5 m si ricava un numero di volate pari a 266, che se moltiplicate per il valore di 137 kg, consente di ricavare un numero finale approssimativo di esplosivo pari a circa 36.5 tonnellate.

Invece di ricavare il quantitativo di esplosivo, necessario per creare la galleria orizzontale, mediante il metodo laborioso appena sviluppato è possibile ricavarlo in maniera ancor più approssimativa utilizzando la formula di Mancini e Pelizza (1969). Questa formula empirica serve appunto a valutare il *Powder Factor* (P.F.), cioè il consumo specifico di esplosivo, un parametro che viene utilizzato molto spesso per caratterizzare le volate e che rappresenta il rapporto tra il quantitativo di esplosivo ed il volume di roccia da far brillare.

Mancini e Pelizza (1969), sulla base di un'analisi statistica che raggruppava un'ampia raccolta di risultati ricavati su gallerie civili e minerarie, proposero infatti la seguente formula di correlazione per prevedere il P.F.:

$$P.F. \cong \left( \frac{10}{S} + 0.6 \right) \cdot A \cdot B \cdot C$$

dove:

- S rappresenta la superficie del fronte di scavo in m<sup>2</sup>;
- A è un coefficiente empirico che dipende dal tipo di roccia esaminata, basato sulla classificazione di Protodyakonov (Boky, 1967);
- B è un coefficiente empirico che dipende dal tipo di esplosivo che si vuole utilizzare;
- C è un coefficiente empirico che dipende dal tipo di schema di perforazione che si vuole implementare.

Questi coefficienti empirici, sulla base delle tabelle seguenti, sono stati scelti pari ad A=1 (Tabella 19), B=1.1 (Tabella 20) ed C=1.45 (Tabella 21).

*Tabella 19 – Coefficiente empirico A*

Class	Protodyakonov class	Examples	A
1	0	Quartzite, sound porphyries	1.3
2	I	Sound granites and gneiss	1
3	II	Strong limestones	0.9
4	III	Strong schists and slates	0.8
5	IV	Soft limestone, marl, gypsum	0.5

*Tabella 20 – Coefficiente empirico B*

Class	Explosive type	B
1	Straight gelatin dynamite	0.95
2	Semigelatin dynamite	1
3	Other heavy explosive	1.1
4	N.A. based, powder explosive	1.2

*Tabella 21 – Coefficiente empirico C*

Class	Type of cut	C
1	Inclined holes (V cut)	1
2	Fan	0.9
3	Parallel holes	1.45

Avendo la galleria orizzontale in esame una sezione di 30.9 m<sup>2</sup>, si ottiene un valore del consumo specifico di esplosivo pari a 1.47 kg/m<sup>3</sup>. Tale valore, moltiplicato per il volume di materiale da far brillare (30.9 m<sup>2</sup> per 930 m di sviluppo) pari a circa 28700 m<sup>3</sup>, ha permesso di ricavare un quantitativo di esplosivo di circa 42 tonnellate, risultato superiore di 5.5 tonnellate rispetto a quello ricavato in precedenza.

### 6.3 Analisi di stabilità dei blocchi presenti attorno alla galleria

Per la realizzazione di una galleria orizzontale risulta ancora più fondamentale, rispetto allo scavo di un pozzo verticale, l'analisi di stabilità dei possibili blocchi presenti attorno ad essa, in quanto la presenza della gravità influisce negativamente su di essi rendendoli ancora più instabili e probabili al crollo. Per tale ragione si è eseguita, attraverso il software Unwedge, una nuova analisi in modo da valutare i rinforzi necessari a garantire la stabilità e sicurezza dell'opera.

#### 6.3.1 Dati di input

L'applicazione del metodo dell'equilibrio limite (LEM), mediante software Unwedge, comporta la definizione della geometria del problema in base a considerazioni derivanti dal rilievo geologico-strutturale e supposizioni.

La geometria relativa alla galleria orizzontale è stata definita, come spiegato in precedenza (Capitolo 4) considerando vari aspetti legati principalmente: alla tecnica di scavo implementata per la sua creazione, al trasporto della testa fresante per la realizzazione del pozzo verticale, all'allontanamento dello smarino che verrà prodotto durante gli scavi ed infine al suo utilizzo in fase d'esercizio.

La sezione della galleria orizzontale è stata quindi definita a ferro di cavallo con un'area complessiva di  $30.9 \text{ m}^2$ , le cui dimensioni relative alla sezione tipo vengono mostrate nella figura seguente (Figura 94).

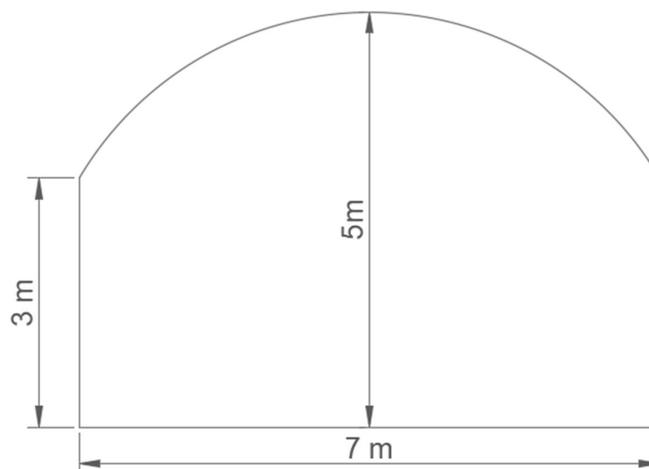


Figura 94 – Sezione tipo della galleria orizzontale

Essendo la galleria orizzontale una struttura lineare, si sono dovuti definire in seguito i parametri di *Trend* e *Plunge*. Il primo, definito come lo *Strike*, è l'angolo misurato sul piano orizzontale tra il Nord magnetico e la proiezione dell'asse della galleria sul piano orizzontale; tale angolo si misura in senso orario e può assumere valori di angolo compresi tra  $0^\circ$  e  $360^\circ$ . Il secondo parametro, molto simile all'inclinazione, è l'angolo misurato sul piano verticale tra l'asse della galleria e la linea di tendenza che giace sul piano orizzontale e può ammettere valori tra  $0^\circ$  e  $90^\circ$ .

Nel caso in esame, essendo la galleria orizzontale si è impostato un valore di *Plunge* pari a  $0^\circ$ , mentre il valore del *Trend*, pari a  $65^\circ$ , è stato ricavato a partire dal Nord magnetico (Figura 95).



Figura 95 – Valutazione del Trend della galleria orizzontale

Nei dati generali, come per il pozzo verticale, non si sono fissati il limite della lunghezza della galleria, la forza sismica, la dimensione minima che può assumere il cuneo di roccia, la presenza di acqua tra le discontinuità ma si sono invece imposti il fattore di sicurezza minimo pari ad uno ed il peso unitario della roccia intatta pari a  $28 \text{ kN/m}^3$ .

Le famiglie di discontinuità considerate (Capitolo 3.2) sono state successivamente definite ottenendo il seguente stereogramma (Figura 96).

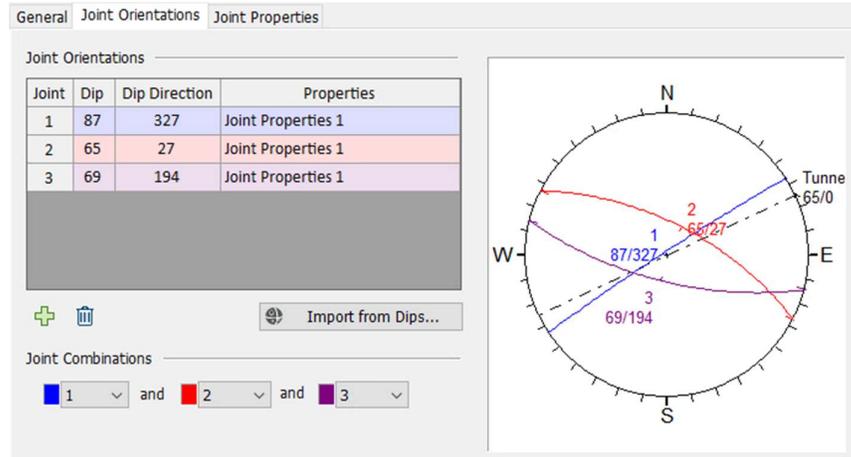


Figura 96 – Definizione delle tre famiglie di discontinuità in Unwedge

Infine, per quel che riguarda le proprietà di resistenza dei giunti si è considerato, come per l'analisi del pozzo verticale, la continuità dei giunti infinita, l'ondulazione pari a zero, la resistenza a trazione nulla ed il criterio di resistenza di Mohr-Coulomb impostando per la rappresentazione dell'involuppo di rottura una coesione nulla ed un angolo di resistenza a taglio pari a  $35^\circ$  (Figura 55).

6.3.2 Il progetto di rinforzo suggerito dal sistema Q

Utilizzando il diagramma del “Rock Mass Quality and Rock Support” (Barton et al., 1974), è stato possibile valutare il sistema di rinforzo suggerito, nel caso della galleria orizzontale in esame, da implementare sia sui piedritti sia in calotta.

Per entrambe le valutazioni si è considerato il valore dell’indice Q pari a 15, come valutato in precedenza (Capitolo 3.4.3.) ed il coefficiente ESR pari a 0.8 in modo da porsi a favore di sicurezza (Tabella 13), ottenendo i seguenti diametri equivalenti:

$$D_{piedritti} = h_{piedritti} / ESR = 3 \text{ m} / 0.8 = 3.75 \text{ m} \cong 4 \text{ m}$$

$$D_{calotta} = l_{galleria} / ESR = 7 \text{ m} / 0.8 = 8.75 \text{ m} \cong 9 \text{ m}$$

Riportando nelle figure seguenti (Figura 97 e Figura 98) il valore dell’indice Q sull’asse orizzontale ed il rispettivo diametro equivalente lungo l’asse verticale sul lato sinistro, si sono ricavate le categorie di supporto da assegnare in calotta e sui piedritti della galleria.

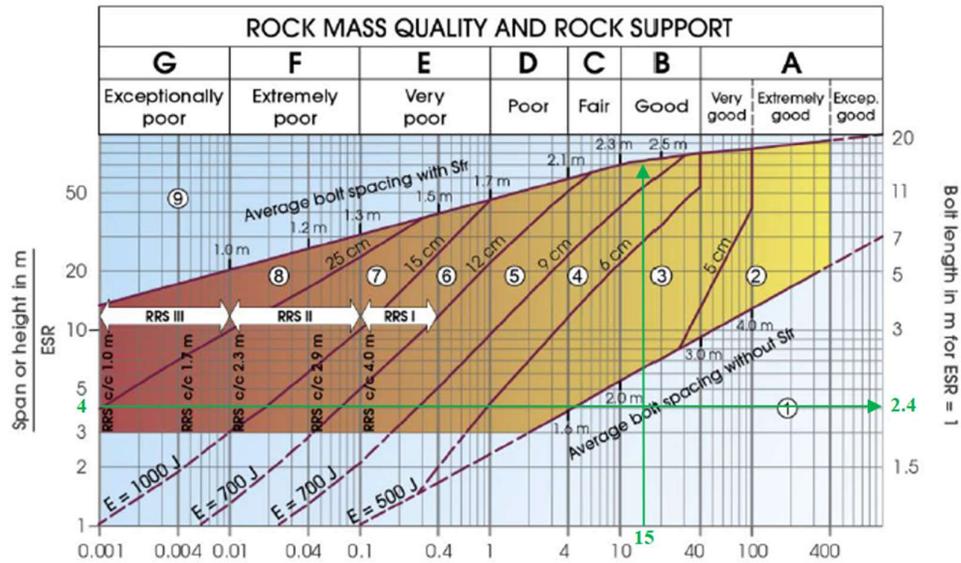


Figura 97 – Diagramma del “Rock Mass Quality and Rock Support” (Barton et al., 1974) per la valutazione della categoria di rinforzo sui piedritti

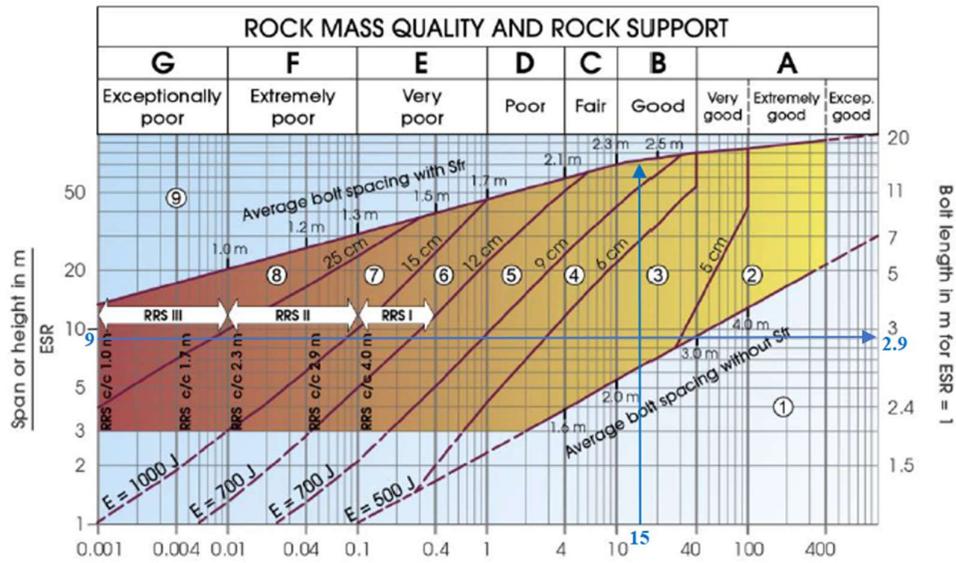


Figura 98 – Diagramma del “Rock Mass Quality and Rock Support” (Barton et al., 1974) per la valutazione della categoria di rinforzo in calotta

Per quel che riguarda la valutazione della categoria di rinforzo sui piedritti (Figura 97), essendo l’intersezione delle due linee rette all’interno dell’area n.1, non risulta necessario nessun tipo di rinforzo strutturale se non una bullonatura specifica, avente lunghezza di 2.4 m (valore ricavato sull’asse verticale destro) da installare nel caso in cui vi siano dei cunei instabili di grandi dimensioni.

Per quanto concerne invece la valutazione della categoria di rinforzo in calotta (Figura 98), dall’intersezione delle due rette si ricade nell’ area n.3. Questa categoria di supporto (Figura 56), come spiegato già in precedenza (Capitolo 5.2.2), prevede l’applicazione di un sistema di bullonatura al quale andrebbe associato anche uno strato di calcestruzzo fibrorinforzato e proiettato dello spessore compreso tra i 5 ed i 6 cm. Anche in questo caso i bulloni da utilizzare dovrebbero avere una lunghezza di circa 3 m ed una spaziatura di almeno 2.3 m.

### 6.3.3 La progettazione del rinforzo e risultati finali

Le raccomandazioni ed i suggerimenti ricavati mediante il metodo proposto da Barton et al. (1974) utilizzando i relativi diagrammi specifici (Figura 97 e Figura 98) sono stati successivamente impiegati nel software Unwedge per la valutazione della stabilità dei blocchi che si vengono a creare attorno alla galleria orizzontale.

Nel caso in esame, impostando tutti i parametri spiegati in precedenza (Capitolo 6.3.1), si sono ricavati cinque diversi cunei: due in calotta, uno nel piedritto di destra, uno nel piedritto di sinistra e l'ultimo alla base della galleria. Quest'ultimo cuneo, pur risultando di grandi dimensioni con un peso complessivo di 248 kN, risulta stabile senza l'ausilio di nessun sistema di rinforzo, trovandosi in una posizione in cui la forza di gravità non influisce sull'instabilità del blocco roccioso medesimo.

Per quanto riguarda invece gli altri quattro cunei, si è deciso di utilizzare un sistema di bullonatura sistematico solo in calotta, mentre sui piedritti, essendo i due blocchi presenti di piccole dimensioni, non si è ritenuto necessario l'utilizzo di bulloni.

Si è quindi ipotizzato un sistema di bullonatura di base costituito da bulloni Swellex lunghi 3 m, disposti ortogonalmente alle pareti del pozzo, con una spaziatura nel piano di 2.5 m e fuori piano di 2 m avente una capacità di trazione supposta pari a 140 kN. Oltre a questi bulloni si è inoltre applicato un ulteriore bullone Swellex singolo per sostenere ulteriormente e stabilizzare il blocco n.8 .

Oltre all'inserimento dei bulloni Swellex è stato applicato tutt'attorno al perimetro della galleria orizzontale, come suggerito anche dal diagramma di Barton et al. (1974), uno strato di calcestruzzo fibrorinforzato proiettato di spessore pari a 6 cm per stare a favore di sicurezza. Tale strato presenta una resistenza al taglio di 1 MPa ed un peso per unità di volume pari a 25 kN/m<sup>3</sup>.

Nella figura seguente (Figura 99) vengono mostrate rispettivamente la vista frontale, dall'alto, laterale ed una vista prospettica relativa alla disposizione del sistema di bullonatura e del bullone isolato adottato. In particolare, nelle immagini seguenti, si sono resi visibili tutti i bulloni definiti e non solo quelli che intersecano i cunei instabili.

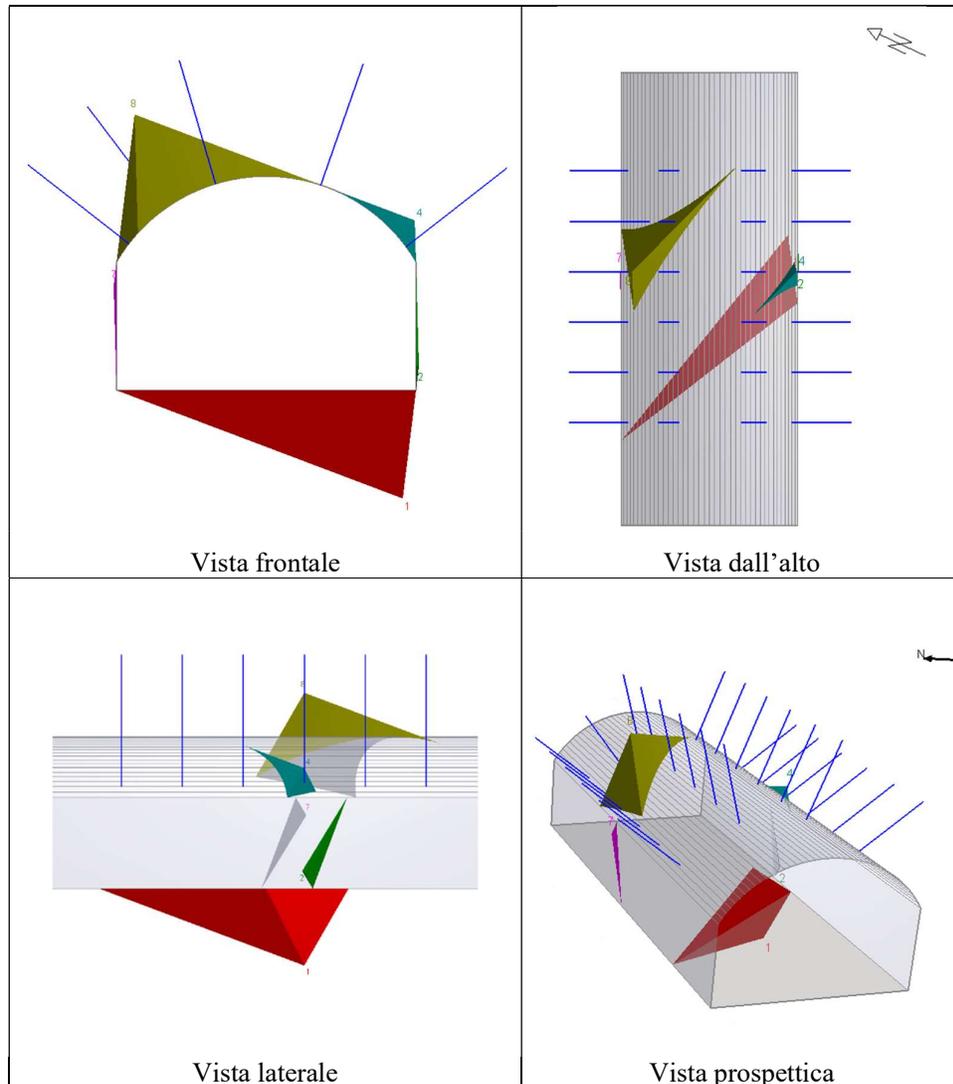


Figura 99 - Disposizione del sistema di bullonatura sistematica e singolare

Osservando la Figura 99 i due blocchi presenti in calotta, che risultano anche quelli aventi dimensioni maggiori, sono stati stabilizzati con il solo sistema di bullonatura e bullone isolato, mentre i restanti due blocchi posizionati sui piedritti sono stati fissati in seguito con lo strato di calcestruzzo fibrorinforzato, senza stabilizzarli inutilmente in precedenza con i bulloni Swellex.

Nella rappresentazione seguente (Figura 100) vengono mostrati in sequenza le variazioni del fattore di sicurezza, relativi ad ogni singolo blocco potenzialmente instabile (anche il blocco n.1 stabile senza nessun tipo di supporto), in base alle varie fasi di installazione dei rinforzi strutturali.

## 6. PROGETTAZIONE DELLA GALLERIA ORIZZONTALE

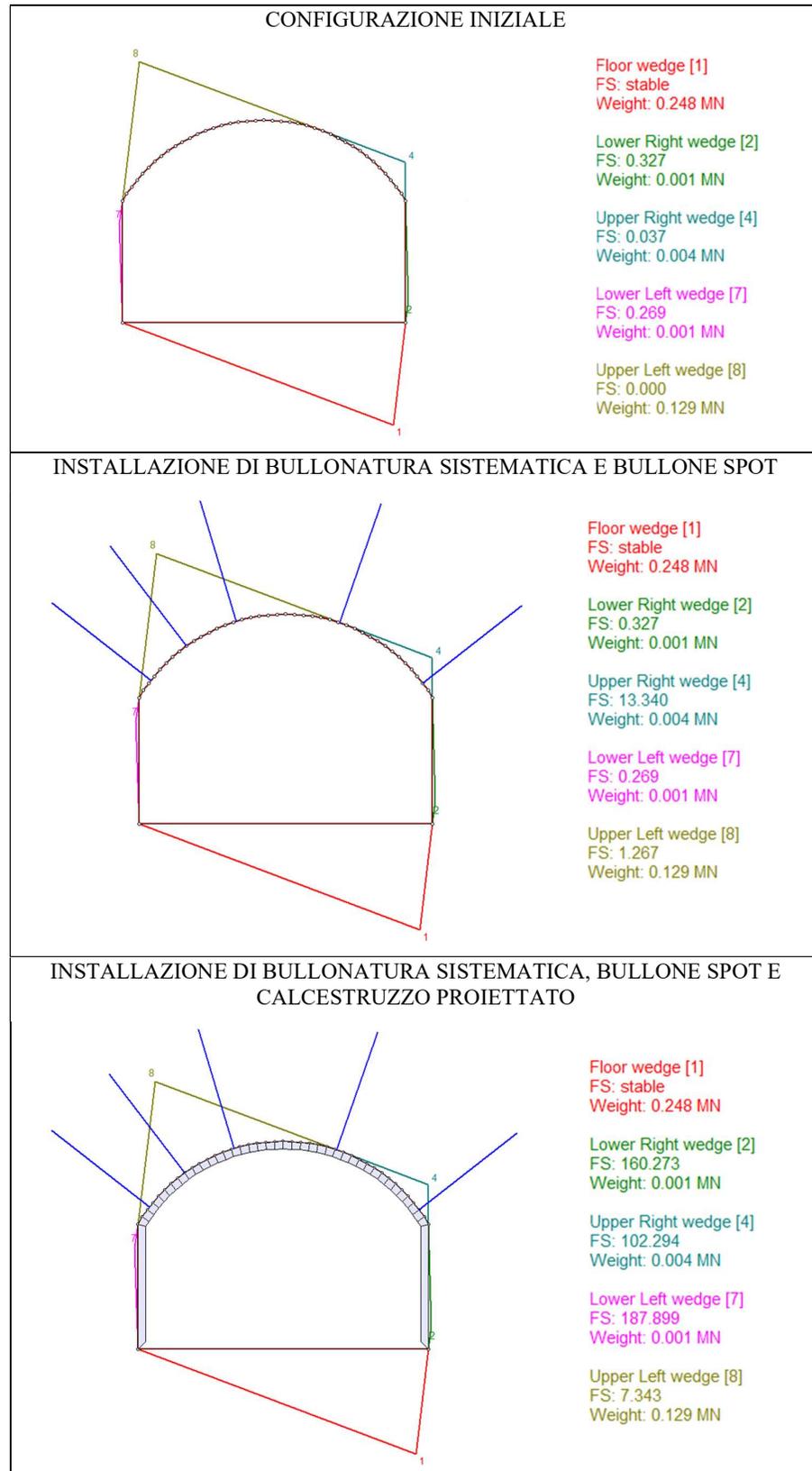


Figura 100 - Sequenza d'installazione dei sistemi di rinforzo strutturale e relativa variazione del FS

Si noti come la stabilità del fronte per quanto riguarda la galleria orizzontale, non è stata analizzata con il software Unwedge, poiché la stabilità del fronte non risulta tanto un problema legato alla stabilità del tunnel stesso, ma piuttosto legato alla sicurezza degli operatori che ci lavorano al suo interno.

Osservando attentamente i valori dei fattori di sicurezza ottenuti (Figura 100), è possibile notare come inizialmente solo il cuneo n.1 risulti stabile, mentre tutti gli altri presentano un valore di FS di molto inferiore a 1.

Successivamente, l'installazione del sistema di bulloni rende stabile il blocco n. 4 ma non il blocco più grande n.8 al quale si è deciso di applicare un ulteriore bullone Swellex per far sì che il fattore di sicurezza superi l'unità.

Infine, l'aggiunta dello strato di calcestruzzo proiettato rende stabili anche i due cunei più piccoli presenti sui piedritti. È da evidenziare come probabilmente anche solo uno strato di 4 cm di calcestruzzo, spessore minimo per salvaguardare la sicurezza degli operatori, sarebbe stato sufficiente a garantire la stabilità di questi cunei, ma per stare maggiormente a favore di sicurezza si è utilizzato uno spessore maggiore. È inoltre possibile notare come l'applicazione dello strato di *shotcrete* fa crescere di molto il FS nei blocchi più piccoli rispetto a quelli di dimensioni maggiori.

## 7. STIMA DI MASSIMA DEI COSTI

Quantificare una stima di massima dei costi è uno dei requisiti fondamentali per stabilire la reale fattibilità di un progetto; nel caso in esame la progettazione ha previsto la realizzazione di due rilevanti opere in sotterraneo per garantire un collegamento pubblico, di sostituzione all'attuale funivia, dal comune di Chamois fino al fondovalle.

Per definire un costo di massima finale dell'intero progetto si sono analizzati due diversi documenti. Esaminando i prezzi presenti nella documentazione relativa alla stima dei costi per la realizzazione del progetto definitivo del collegamento Torino-Lione, redatto dalla società *Tunnel Euralpin Lyon Turin* TELT nel 2013, si è valutato il costo della galleria orizzontale; mentre, dall'elenco prezzi per le opere non edili della provincia autonoma di Bolzano – Alto Adige, si è stimato l'onere relativo al pozzo verticale.

Per quel che riguarda la realizzazione della galleria orizzontale, si sono prese in considerazione cinque diverse voci:

- scavo a foro cieco di galleria naturale in terreni di classe III: nel cui costo, calcolato a metro cubo, vengono considerati anche gli oneri relativi alla manodopera, ai materiali (esplosivo per mine per scavo di rocce) ed ai macchinari & noli. Tra i macchinari necessari per lo scavo della galleria orizzontale vi sono presenti il carroponete jumbo, l'attrezzatura per le perforazioni, l'escavatore, la pala meccanica, il dumper con cassone e infine l'impianto di ventilazione ed illuminazione in galleria;
- fornitura e posa in opera di bulloni Swellex di lunghezza fino a 6 m e carico di rottura minimo pari a 140 kN: nel cui costo, calcolato a metro lineare, vengono presi in considerazione anche gli oneri relativi alla manodopera ed a tutte le attrezzature ed i macchinari (carroponete jumbo, piattaforma aerea e autocarro con gru idraulica) con i relativi noli, necessari per dare il lavoro finito in ogni sua parte;
- fornitura e posa di calcestruzzo proiettato C25/30 per rivestimento di pareti di scavo aventi spessore fino a 10 cm: nel cui costo, a metro quadrato per ogni centimetro di spessore, vengono considerati oltre agli oneri relativi alla manodopera anche il prezzo di ogni componente costituente il conglomerato cementizio da realizzare a regola d'arte, il nolo dell'impianto di betonaggio,

dell'autobetoniera e della spruzzatrice di calcestruzzo, i ponteggi e quanto altro necessario per dare il rivestimento finito;

- fornitura e posa in opera di armatura centinata, costituita da profilati in acciaio di tipo TH: nel cui costo, fornito in kilogrammi, sono inclusi gli oneri relativi alla manodopera, ai macchinari e noli necessari per posare in opera le centine (complete di giunti di unione, distanziatori, ecc.), annegandole nel conglomerato di rivestimento della galleria, e di ogni altro costo per dare il lavoro finito in ogni sua parte;
- fornitura e posa in opera di calcestruzzo C30/37 di qualunque spessore per rivestimento di calotta e piedritti di gallerie: nel cui costo, espresso in metri cubi, sono compresi oltre alla manodopera, tutti i materiali ed i macchinari necessari per la realizzazione e miscelazione del conglomerato cementizio, le armature, puntellature, centinature di sostegno delle casseforme, gli oneri di vibrazione ed ogni altro onere per dare il rivestimento finito.

Per la valutazione del costo si sono utilizzate oltre alle caratteristiche geometriche della galleria orizzontale (Tabella 22), l'impiego di: un sistema di bullonatura sistematica in calotta ogni 2 metri di sviluppo costituita da 4 bulloni Swellex aventi lunghezza pari a 3 m, 6 cm di calcestruzzo proiettato e 25 cm di conglomerato cementizio per la realizzazione del *final lining*, ovvero il sostegno di II fase. Il costo delle centine è stato invece valutato ricavando, dalla stima del peso di ogni singola centina, il suo costo unitario pari a 380 euro e poi moltiplicandolo per la lunghezza della galleria supponendo di installarne una ogni metro.

Tabella 22 – Caratteristiche geometriche relative alla galleria orizzontale

<b>GALLERIA ORIZZONTALE</b>	
<b>Sviluppo [m]</b>	930
<b>Perimetro totale della sezione [m]</b>	21.5
<b>Perimetro calotta + piedritti della sezione [m]</b>	14.5
<b>Area della sezione [m<sup>2</sup>]</b>	30.9
<b>Volume di materiale da scavare [m<sup>3</sup>]</b>	28373

Il costo finale della galleria orizzontale, come si può evincere nella tabella riassuntiva seguente (Tabella 23) è di circa due milioni e mezzo di euro.

Tabella 23 – Stima di massima del costo della galleria orizzontale

Descrizione	Costi unitari	Unità di misura	Importo parziale
Scavo a foro cieco di galleria naturale in terreni di classe III	65	euro/m <sup>3</sup>	1 867 905.00 €
Fornitura e posa in opera di bulloni Swellex di lunghezza fino a 6 m e carico di rottura minimo pari a 140 kN	70	euro/unità	112 000.00 €
Fornitura e posa di calcestruzzo proiettato C25/30 per rivestimento di pareti di scavo aventi spessore fino a 10 cm	1.3	euro/m <sup>2</sup> xcm	105 183.00 €
Fornitura e posa in opera di armatura centinata, costituita da profilati in acciaio di tipo TH	380	euro/unità	353 400.00 €
Fornitura e posa in opera di calcestruzzo C30/37 di qualunque spessore per rivestimento di calotta e piedritti di gallerie	70	euro/m <sup>3</sup>	235 987.50 €
<b>Importo totale</b>			<b>2 674 475.50 €</b>

Per quel che riguarda invece la stima di massima del costo del pozzo verticale si sono prese in considerazione solo due voci. La prima riguarda il costo dello scavo di un pozzo avente sezione circolare di diametro superiore a 2 m da realizzare mediante l'impiego della tecnica del *raise boring*; in tale prezzo, presente nell'elenco prezzi della provincia autonoma di Bolzano e fornito in metri cubi, sono inclusi i costi relativi alla manodopera, ai macchinari e noli necessari per eseguire il pozzo ed ogni altro onere per dare il lavoro finito in ogni sua parte. La seconda voce considerata, descritta già nel dettaglio in precedenza, riguarda la fornitura e posa in opera di calcestruzzo proiettato C25/30 per rivestire di uno spessore pari a 6 cm le pareti del pozzo.

Anche in questo caso per la valutazione del costo si sono impiegate le caratteristiche geometriche del pozzo verticale visualizzabili nella Tabella 24.

Tabella 24 - Caratteristiche geometriche relative al pozzo verticale

POZZO VERTICALE	
Sviluppo [m]	650
Perimetro totale della sezione [m]	18.8
Area della sezione [m <sup>2</sup> ]	28.3
Volume di materiale da scavare [m <sup>3</sup> ]	18369

Il costo finale del pozzo verticale, come si può evincere nella tabella riassuntiva seguente (Tabella 25) è di circa tre milioni e mezzo di euro.

Tabella 25 – Stima di massima del costo del pozzo verticale

Descrizione	Costi unitari	Unità di misura	Importo parziale
Scavo di pozzo a sezione piena avente diametro superiore a 2 m mediante tecnica del <i>raise boring</i>	185	euro/m <sup>3</sup>	3 398 265.00 €
Fornitura e posa di calcestruzzo proiettato C25/30 per rivestimento di pareti di scavo aventi spessore fino a 10 cm	1.3	euro/m <sup>2</sup> xcm	95 518.80 €
<b>Importo totale</b>			<b>3 493 783.80 €</b>

Infine, nel costo complessivo dell'opera si è deciso di includere anche il prezzo di circa due milioni di euro relativo all'installazione, all'interno del foro del pozzo verticale, di un ascensore da adibire in esercizio al trasporto pubblico di merci e perone, in grado di trasportare fino a 5 tonnellate di peso procedendo ad una velocità media di circa 6 m/s (valore ricavato considerando anche le accelerazioni e decelerazioni lungo il tratto).

La stima finale di massima dei costi, comprensiva della realizzazione delle due opere pubbliche in sotterraneo e dell'installazione di un ascensore prevede una cifra complessiva leggermente inferiore agli otto milioni e mezzo di euro (Tabella 26).

Tabella 26 – Stima finale di massima dei costi

Descrizione	Importo parziale
Realizzazione della galleria orizzontale	2 674 475.50 €
Realizzazione del pozzo verticale	3 493 783.80 €
Installazione di un ascensore per il trasporto pubblico di merci e persone	2 200 000.00 €
<b>Importo totale complessivo</b>	<b>8 368 259.30 €</b>

## 8. CONCLUSIONI

L'idea di sviluppare un progetto preliminare di massima per la realizzazione di un impianto di risalita in sotterraneo di collegamento tra Buisson e Chamois è nata dall'atipicità di questa località dell'arco alpino la quale, vivendo prevalentemente di turismo, è raggiungibile quasi esclusivamente mediante l'impiego della funivia. Tale funivia regionale a va e vieni, adeguata tecnicamente ed ammodernata integralmente nel 1996, svolge infatti fin dal 1955 servizio pubblico per il trasporto di merci e passeggeri da e per il fondovalle tutti i giorni dell'anno.

Il progetto di questo originale, innovativo ed unico nel suo genere impianto di collegamento in sotterraneo è stato sviluppato partendo da un'attenta analisi dei documenti storici reperiti negli archivi della Regione Autonoma della Valle d'Aosta, i quali hanno permesso inizialmente di conoscere la storia di questo atipico impianto di collegamento Buisson-Chamois e comprendere le motivazioni che nel 1993 portarono a respingere il progetto di massima della funicolare proposto dall'ingegnere Ravet.

Successivamente, analizzando le carte geologiche reperite si è appreso che il salto roccioso, da scavare per la realizzazione della galleria orizzontale e del pozzo verticale, è costituito prevalentemente da anfiboliti, ovvero rocce di origine metamorfica aventi ottime caratteristiche geomeccaniche; inoltre, non essendo presenti elevati rischi di eventuali eventi franosi, se non la presenza di alcuni conoidi attivi di tipo detritico di falda nel fondovalle tra la frazione di Buisson e di Nuarsaz ed un'area di frana attiva oltre le medesime località, è possibile prevedere un'area sicura specifica per quel che riguarda l'imbocco della galleria di collegamento.

Dall'analisi dei dati rilevati durante il rilievo geologico-strutturale, il quale ha permesso di determinare la giacitura delle discontinuità presenti nelle tre differenti pareti rocciose incontrate lungo il sentiero tortuoso de "Les Seingles", si sono ottenute tre famiglie di discontinuità principali che hanno permesso di descrivere l'ammasso roccioso, compreso il suo comportamento geomeccanico.

Per quel che concerne la scelta del tracciato di progetto, si sono prima di tutto individuati i punti caratteristici dell'impianto di risalita in sotterraneo, localizzando l'imbocco della galleria orizzontale ad una quota di 1130 m s.l.m. appena a monte della frazione di Nuarsaz e l'uscita del pozzo verticale alla quota di 1780m s.l.m. in un'area tra la frazione di Ville e di Corgnolaz, nel comune di Chamois. In seguito, si sono stabilite le dimensioni geometriche delle due opere

ingegneristiche ricavando uno sviluppo della galleria orizzontale pari a 930 m ed una profondità del pozzo verticale di 650 m.

Ipotizzando di realizzare il pozzo verticale mediante la tecnologia del *raise boring*, creando una sezione circolare finale di 6 m, si è eseguita inizialmente un'analisi di stabilità tridimensionale dei blocchi che si potrebbero generare attorno all'apertura valutando preliminarmente il rinforzo strutturale da installare per garantire la stabilità dei cunei tetraedrici. Successivamente, è stata svolta una modellazione numerica, in campo bidimensionale ed in condizioni di deformazione piana, analizzando una sezione tipo del pozzo attraverso la creazione sia di un modello agli elementi finiti continuo, considerando l'ammasso roccioso come un continuo equivalente, sia pseudo-discontinuo, considerando separatamente la roccia intatta e le discontinuità. Dall'interpretazione dei risultati ottenuti il modello continuo non è risultato appropriato per descrivere l'ammasso roccioso in esame; mentre quello discontinuo, rappresentando in maniera più realistica il suo comportamento, ha permesso di individuare le regioni e le fratture che si vengono a plasticizzare nell'intorno dello scavo e di valutare uno spostamento totale, prevalente lungo le fratture, di qualche centimetro.

La realizzazione della galleria orizzontale è stata invece prevista utilizzando uno scavo tradizionale con esplosivo attraverso l'impiego del metodo D&B; in particolare, implementando il metodo di apertura a fori paralleli è stato progettato lo schema di perforazione della volata e si è eseguita una valutazione quantitativa di massima pari a circa 36 tonnellate di esplosivo necessario a far brillare le 266 volate. In seguito, come eseguito in precedenza per la progettazione del pozzo verticale, è stata effettuata un'analisi tridimensionale dei cunei presenti attorno alla sezione della galleria definendo un sistema di bullonatura sistematica in calotta, mediante l'installazione di bulloni Swellex, ed uno strato di calcestruzzo proiettato in modo da stabilizzare tutti i blocchi e salvaguardare la sicurezza degli operatori.

Infine, è stata quantificata una stima di massima dei costi necessari a progettare l'intero impianto di collegamento in sotterraneo considerando: i costi di scavo mediante D&B ed usufruendo della tecnologia *raise boring*, la fornitura e posa di tutti i sistemi di rinforzo strutturale da installare per garantire una certa sicurezza in entrambe le opere ingegneristiche ed infine l'installazione di un ascensore per il trasporto di merci e persone, prevedendo una cifra complessiva finale di circa otto milioni e mezzo di euro.

## 8.1 Considerazioni finali

Provando a mettere a confronto l'impianto funiviario con il presente progetto preliminare è possibile esprimere alcune osservazioni. Innanzitutto, la realizzazione di questa innovativa soluzione oltre ad abbattere l'impatto visivo, che un impianto a fune invece suscita sull'ambiente circostante, permetterebbe di sfruttare al meglio il sottosuolo riducendo al minimo i problemi relativi alle condizioni atmosferiche avverse che potrebbero portare a chiusura l'impianto ed inoltre, essendo la temperatura nella montagna pressoché costante, annullerebbe la necessità di climatizzare l'ascensore.

Per quel che riguarda i tempi di percorrenza e la capienza oraria, attualmente la funivia è costituita da due cabine collaudate per il trasporto di 40 persone più il conducente ciascuno per una portata oraria di 469 persone/ora. Tale cifra è stata ricavata considerando una velocità massima in linea di 10 m/s, una velocità sui sostegni di 8 m/s, un'accelerazione e decelerazione nelle stazioni di  $0.3 \text{ m/s}^2$  ed un tempo per la salita e discesa dei passeggeri di 60 secondi ricavando 11 corse all'ora. Nel progetto preliminare è invece previsto l'installazione di un ascensore in grado di trasportare fino a 5 tonnellate tra merci e persone muovendosi ad una velocità media di 6 m/s. Ipotizzando una capienza di 30 persone si sono ricavate 15 corse (considerando andata, ritorno e tempo per la discesa e salita dei passeggeri) da circa 4 minuti ciascuna per una capienza oraria di 450 persone/ora simile a quella dell'attuale funivia. Nel calcolo del tempo di percorrenza si è tenuto in considerazione solo l'utilizzo dell'ascensore e non del tempo necessario a percorrere la galleria orizzontale in quanto il tratto nel pozzo è da ritenersi il più vincolante.

Un vantaggio rilevante del progetto proposto riguarda l'orario di funzionamento. La funivia esegue normalmente corse ogni mezz'ora dalle 7 alle 22:30, tranne alcune eccezioni nei periodi di grande afflusso turistico e/o di festività, mentre l'impianto in sotterraneo progettato potrebbe essere utilizzato senza interruzioni tutti i giorni dell'anno in qualsiasi ora del giorno e della notte permettendo di raggiungere il paese di Chamois anche nelle ore notturne.

In aggiunta, è possibile affermare quasi con certezza che i costi d'esercizio sarebbero di molto inferiori rispetto all'attuale funivia in quanto il personale che presta servizio presso l'impianto funiviario oggi giorno è costituito da circa 20 dipendenti regionali suddivisi su tre turni di lavoro, mentre per presidiare l'intera opera in sotterraneo ed intervenire in caso di necessità ed urgenza ne sarebbe sufficiente uno solo per turno.

È ovvio che per predisporre il progetto finale dell'opera fin qui analizzata è necessario disporre di un'adeguata campagna geognostica in modo da vagliare tutti i fattori che ne potrebbero inficiare la fattibilità, tra cui la presenza di acqua interstiziale, falde acquifere e cavità. Nello specifico sarà essenziale, per meglio caratterizzarlo, indagare più nel dettaglio l'ammasso roccioso in esame attraverso sondaggi a carotaggio continuo integrati con prove geoelettriche e geosismiche, prove di laboratorio su campioni indisturbati ed ulteriori studi geomorfologici e geomeccanici.

Potrebbe inoltre essere ipotizzabile la creazione non di un solo pozzo ma di due affiancati, magari di dimensioni più piccole, in modo da raddoppiare le possibilità di trasporto e garantire sempre il servizio pubblico di un ascensore quando l'altro dovrà essere soggetto a manutenzione.

Infine, come è già stato accennato nei capitoli precedenti, l'installazione di un nastro trasportatore in andata ed in ritorno lungo tutto il tratto di galleria orizzontale, avente velocità di circa 1.5 m/s, permetterebbe di ridurre notevolmente i tempi di percorrenza a piedi; d'altronde nei grandi aeroporti del mondo questo *moving walking* viene utilizzato sovente come *Transit System* (Figura 101).

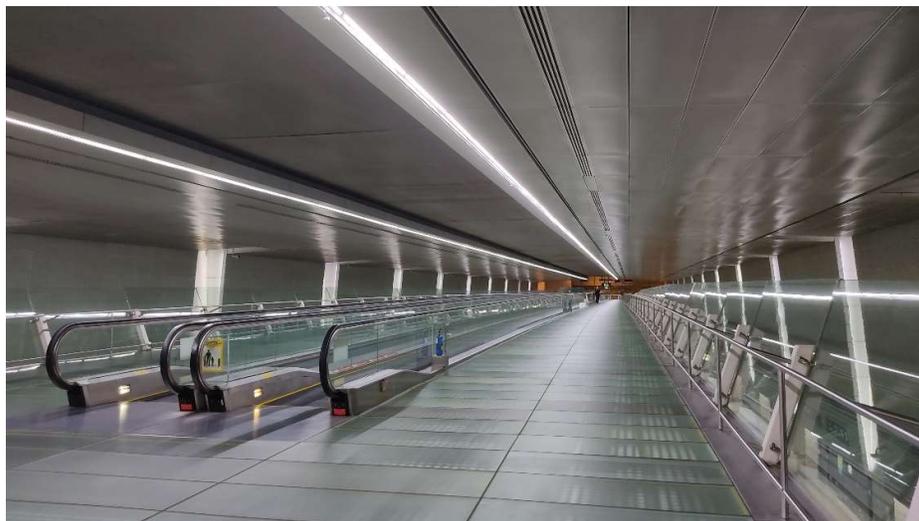


Figura 101 – Marciapiede mobile realizzato all'aeroporto di Changi a Singapore

## BIBLIOGRAFIA

- Barla M. (2010), *Elementi di Meccanica ed Ingegneria delle Rocce*. CELID;
- Barton N. (1972), *A model study of rock-joint deformation*. International Journal of Rock Mechanics and Mining Science & Geomechanics Abstracts, vol.9;
- Barton N., Lien R., Lunde J. (1974), *Engineering classification of rock masses for the design of the tunnel support*, in “Rock Mechanics & Rock Engineering”;
- Barton N. (2002), *Some new Q-value correlations to assist in site characterization and tunnel design*. International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences, vol. 39.
- Bieniawski Z.T. (1973), *Engineering classification of jointed rock masses*, in “Trans S. Afr. Inst. Civ. Engrs”;
- Bieniawski Z.T. (1978), *Determining rock mass deformability: experience from case histories*, in “Int. J. Rock Mech. Min. Sci. & Geomech. Abstr.”;
- Bieniawski Z.T. (1989), *Engineering rock mass classifications*, John Wiley & Sons, New York.
- Bieniawski Z.T., Orr C.M. (1976), *Rapid site appraisal for dam foundations by the geomechanics classification*, in Proceedings of the 12<sup>th</sup> International Congress on Large Dams (ICOLD), Paris;
- Boky B. (1967), *Mining*. Mir Publishers, Moscow
- Broch E. (1974), *The Influence of Water on Some Rock Properties*, Advances in Rock Mechanics. Proceedings of the Third Congress of ISRM . Vol.11;
- Bryer A. (luglio 1999), “*Relazione tecnico-descrittiva – Determinazione analitica dell’allineamento dell’impianto funiviario Buisson – Chamois mediante l’utilizzo di ricevitori GPS geodetici*”;
- Dannaz R. (24 maggio 1993), “*Studio preliminare – Prospettive di fattibilità del trasporto merci dal fondovalle al comune di Chamois*”;
- Dannaz R. (febbraio 1994), “*Memoria tecnica- Prospettive e fattibilità per un nuovo collegamento del comune di Chamois con il fondovalle*”;
- Dannaz R. (2000), “*Rapporto sulle verifiche strumentali effettuate dallo studio Geoform sulla funivia Buisson – Chamois*”;
- Dannaz R. (11 marzo 2016), “*Relazione tecnica e programma di esecuzione della revisione generale*”;
- Dannaz R. (11 marzo 2016), “*Programma operativo dei controlli e dei lavori di revisione generale*”;

- Deere D.U. (1968), *Chapter 1: geological considerations*. K.G. Stagg, O.C. Zienkiewicz (eds.), Rock mechanics in engineering practice, London;
- Distasi C. (30 aprile 2002), “Intervento di aumento di rigidità in opera dei sostegni di linea della funivia regionale Buisson – Chamois – Relazione tecnica generale”;
- Distasi C. (30 aprile 2002), “Intervento di aumento di rigidità in opera dei sostegni di linea della funivia regionale Buisson – Chamois – Relazione di calcolo strutturale del primo sostegno”;
- Distasi C. (9 ottobre 2002), “Intervento di aumento di rigidità in opera dei sostegni di linea della funivia regionale Buisson – Chamois – Relazione di calcolo strutturale del secondo sostegno”;
- Ghedina R. (aprile 1996), “Relazione tecnica generale”;
- Ghedina R. (aprile 1996), “Istruzioni d’uso e manutenzione”;
- Grimstad E., Barton N. (1993), *Updating of the Q-system for NMT*, Proceedings of the International Symposium on Sprayed Concrete – Modern use of wet mix sprayed concrete for underground support. Norwegian Concrete Association, Oslo;
- Hoek E. (1994), *Strength of rock and rock masses*, in “ISRM News Journal”;
- Hoek E., Brown E.T. (1980), *Underground excavations in rock*, The Institution of Mining and Metallurgy, London.;
- Hoek E., Carranza-Torres C.T., Corkum B. (2002), *Hoek-Brown failure criterion – 2002 Edition*, in Proceedings of the fifth North American Rock Mechanics Symposium (Toronto, Canada, 2002). University of Toronto Press, Toronto, vol.1. ;
- Hoek E., Diederichs M.S. (2006), *Empirical estimation of rock mass modulus*, in “Int. J. Rock Mech & Min. Sci.”;
- Jackson R., Gorski B., Gyenge M. (1995), *Geotechnical Properties of Rock: a data base of physical properties of canadian rock Including both intact and residual*. Canada Communication Group Publishing, Canada.
- Levi F. (settembre 1997), “Relazione generale – Analisi della situazione e proposte di miglioramento dei sostegni di linea”;
- Mancini R., Cardu M. (2001), *Scavi in roccia: gli esplosivi*. Hevelius.
- Marinos P., Hoek E. (2000), *Estimating the geotechnical properties of heterogeneous rock masses such as flysch*, in “Bull. Eng. Geol. Env.”;
- Markus S.L., Diederichs M.S. (2021), *Use of continuum and pseudo-discontinuum FEM models in stepwise verification of the FDEM for simulating damage around tunnels in brittle rock*. The Evolution of Geotech – 25 Year of Innovation;
- Palmstrom A., Singh R. (2001), *The deformation modulus of rock masses: comparisons between in situ tests and indirect estimates*. Tunnelling Underground Space Technol, vol.16;

- Palmstrom A., Broch E. (2006), *Use and misuse of rock mass classification systems with particular reference to the Q-system*, Tunnels and Underground Space Technology;
- Ravet S. (gennaio 1993), “*Studio di impatto ambientale*”;
- Ravet S. (gennaio 1993), “*Progetto di massima di una funicolare terrestre per il collegamento Buisson – Chamois – Caratteristiche infrastrutturali*”;
- Ravet S. (novembre 1994), “*Relazione tecnica ed inquadramento topografico relativo al monitoraggio dell’impianto funiviario Buisson – Chamois*”;
- Scesi L., Papini M., Gattinoni P. (2001), “*Geologia applicata – il rilevamento geologico-tecnico*”, Volume I;
- Scesi L., Papini M., Gattinoni P. (2003), “*Geologia applicata – applicazione ai progetti di ingegneria civile*”, Volume II;
- Serafim J.L., Pereira J.P. (1983), *Consideration on the geomechanics classification of Bieniawski*, in Proceedings of the International Symposium of Engineering Geology and Underground Construction. Lisbon, Portugal;
- Veronesi D. (10 luglio 2003), “*Potenziamento impianto funiviario – Relazione tecnica generale*”;
- Veronesi D. (10 luglio 2003), “*Potenziamento impianto funiviario - Calcolo della linea 40 persone della funivia Buisson – Chamois*”;
- Veronesi D. (27 gennaio 2006), “*Progetto nuovo veicolo di soccorso*”;
- Vescoso C., Lazzarini U., Amenta S. (2021), *La costruzione delle condotte in acciaio nel segno del rispetto ambientale: le Tecnologie Trenchless*, SNAM.
- Wallace G.B., Slebir E.J., Anderson F.A. (giugno 1969), *Foundation Testing For Auburn Dam*. Proceedings at the 11<sup>th</sup> US Symposium on Rock Mechanics (USRMS), Berkeley, California.

## SITOGRAFIA

<https://idrogeo.isprambiente.it/app/iffi/>

<https://mappe.regione.vda.it/pub/geonavitg/geodownload.asp?carta=CTRR>

[https://www.isprambiente.gov.it/Media/carg/70\\_MONTE\\_CERVINO/Foglio.html](https://www.isprambiente.gov.it/Media/carg/70_MONTE_CERVINO/Foglio.html)

<https://rocscience.com/help>

<https://funviachamois.it/>

<https://www.comune.chamois.ao.it/>

<https://www.comune.antey-st-andre.ao.it/>

<https://www.masterdrilling.com/services/raise-boring/>

<https://www.herrenknecht.com/en/products/productdetail/raise-boring-rig-rbr/>

<https://www.provincia.bz.it/lavoro-economia/appalti/elenco-prezzi-provinciale-online.asp>

**AFFIORAMENTO ROCCIOSO N° 1**

LUNGHEZZA 6 m  
 DIP 80°  
 DIP DIRECTION 267°

N°	PROGRESSIVA	DIP [°]	DIP DIRECTION [°]
1	0.00	85	325
2	0.80	90	328
3	1.00	75	33
4	1.90	85	329
5	2.90	75	35
6	3.40	75	315
7	4.90	60	9

**AFFIORAMENTO ROCCIOSO N° 2**

LUNGHEZZA 10 m  
 DIP 90°  
 DIP DIRECTION 260°

N°	PROGRESSIVA	DIP [°]	DIP DIRECTION [°]
1	2.80	65	185
2	3.00	60	187
3	3.10	70	186
4	5.20	60	160
5	5.90	75	210
6	7.20	80	204
7	7.50	80	200
8	9.50	85	170
9	10.00	80	165

**AFFIORAMENTO ROCCIOSO N° 3**

LUNGHEZZA 3 m  
 DIP 75°  
 DIP DIRECTION 315°

N°	PROGRESSIVA	DIP [°]	DIP DIRECTION [°]
1	0.30	55	183
2	0.90	55	29
3	1.60	60	38
4	1.70	50	210
5	2.90	65	15

REFERENCE INFORMATION				
Record ID	11	111	859	860
Reference Type	Book section	Conference proceedings	Journal article	Journal article
Title	Geotechnical Properties of Rock: A Data Base of Physical Properties of Canadian Rock Including Both Intact and Residual	Foundation Testing for Auburn Dam	The Influence of Water on Some Rock Properties	The Influence of Water on Some Rock Properties
Author	R. Jackson, B. Gorski, M. Gyenge	G.B. Wallace, E.J. Slebir, F.A. Anderson	Broch, E.	Broch, E.
Publisher/Presented/Journal Name	Canada Communication Group Publishing	The 11th U.S. Symposium on Rock Mechanics (USRMS)	Advances in Rock Mechanics	Advances in Rock Mechanics
Year Published/Conference	1995	1969	1974	1974
LOCAL INFORMATION				
Region	North America	North America	Europe	Europe
Country	Canada	United States	Norway	Norway
Town	Montauban Mine, Perthuis, Quebec	Auburn, California	-	-
AVAILABLE TEST DATA				
Unit Weight [kN/m <sup>3</sup> ]	28.45	27.47	-	-
Compression Data from Triaxial Test				
Compressive Strength [MPa]	-	120.66	119.83	190.26
Young's Modulus, T <sub>angent</sub> at 50% [MPa]	-	96530	-	-
Tensile Data from Triaxial Test				
Tensile Strength [MPa]	-	-	3.62	7.89
Hoek-Brown Data				
Intact Hoek-Brown Constant, m <sub>i</sub>	21.36	-	33.08	24.11
Residual Hoek-Brown Constant, m <sub>r</sub>	3.05	-	-	-

## RINGRAZIAMENTI

Giunta al termine del mio percorso universitario vorrei spendere alcune parole per ringraziare tutti coloro che mi hanno accompagnato in questi anni.

Innanzitutto, vorrei ringraziare il mio relatore l'Ing. Daniele Martinelli che con la sua infinita disponibilità ed i suoi preziosi consigli, mi ha guidato passo passo durante la stesura della tesi permettendomi di concludere con estrema soddisfazione il mio percorso al Politecnico di Torino.

Grazie anche all'ingegnere Giuliano Zoppo per avermi concesso di visionare tutti i documenti presenti negli archivi della Regione Autonoma Valle d'Aosta inerenti all'impianto funiviario Buisson-Chamois.

Ringrazio infinitamente i miei genitori perché da sempre mi sostengono, non solo economicamente ma anche moralmente, sperando di averli finalmente resi orgogliosi di me. Un ringraziamento speciale alla mia cara nonnina che con le sue preghiere mi ha sempre portato fortuna durante le sessioni esami.

Ringrazio di cuore Mathieu che in questi anni mi è sempre stato accanto incoraggiandomi a non mollare mai ed a credere in me stessa.

Infine, non posso non ringraziare tutti i miei amici, colleghi e coinquilini che mi sono stati accanto in ogni fallimento e successo, in particolare Nicole e Silvia per essere state particolarmente presenti in questi ultimi mesi di studio, ansia e preoccupazione.