

# POLITECNICO DI TORINO

Corso di Laurea Magistrale  
in Ingegneria per l'Ambiente e il Territorio

## Tesi di Laurea Magistrale

Ombrelli paravalanghe: dimensionamento e analisi critica  
delle problematiche realizzative



### **Relatore**

Prof. Daniele Peila

### **Corelatori**

Prof. Valerio De Biagi

Prof. Maddalena Marchelli

### **Candidato**

Matteo Da Dalt

Anno Accademico 2019/2020



Ringrazio i miei relatori, prof. Daniele Peila, ing. Valerio De Biagi e ing. Maddalena Marchelli per la disponibilità e la professionalità dimostrata durante questo percorso di scrittura della tesi.

Ci tengo inoltre a ringraziare sentitamente il dott. Segor, dirigente dell'ufficio "assetto idrogeologico dei bacini montani" della regione Val d'Aosta per la disponibilità e professionalità. Inoltre, senza il materiale e i vari contatti che mi ha fornito, questa tesi non sarebbe così completa.

Ringrazio lo studio tecnico Alpteam srl di Charvensod (AO), in particolare il geom. Marco Bernardi per avermi accompagnato in visita ai cantieri in più occasioni, dimostrando sempre grande professionalità e competenza, l'ing. Marco Fiou e il Dr.For. Enrico Ceriani per il materiale che mi hanno fornito e per la loro grandissima disponibilità.

Un ringraziamento particolare va alla società S.C.R. spa, Società di Committenza Regione Piemonte, per avermi concesso di esaminare il progetto esecutivo relativo alla costruzione di ombrelli paravalanghe presso Chiomonte (TO).

Un doveroso e sentito ringraziamento ai miei genitori e a mia sorella, perchè senza il loro sostegno e i loro consigli questo percorso non sarebbe mai potuto giungere al termine.

Un ringraziamento speciale ad Alessandra, perché non ha mai smesso di credere in me, e più di una volta mi ha mostrato la via da seguire. Grazie a lei perchè, prendendomi per mano, mi ha fatto capire cosa vuol dire amare una persona.

Infine, un grazie a tutte le persone che ho conosciuto in questi anni e che hanno trascorso del tempo con me, facendomi crescere, divertire e (spero) diventare una persona migliore. Questo traguardo è dedicato a tutti voi.

## Sommario

<b>PREFAZIONE</b> .....	6
<b>1. INTRODUZIONE</b> .....	8
1.1 DIFFERENTI TIPOLOGIE DI OPERE PARAVALANGHE .....	8
1.2 NORMATIVA INERENTE GLI OMBRELLI DA NEVE: PANORAMICA E PROBLEMATICHE CONNESSE ....	12
1.2.1 NORMATIVA INERENTE LA FABBRICAZIONE, CERTIFICAZIONE ED IMMISSIONE SUL MERCATO DEL PRODOTTO.....	12
1.2.2 NORMATIVA INERENTE LA PROGETTAZIONE.....	16
<b>2. OMBRELLI DA NEVE E FONDAZIONI</b> .....	19
2.1 STRUTTURA E FUNZIONAMENTO DEGLI OMBRELLI .....	19
2.2 TECNOLOGIA E MONTAGGIO .....	21
2.2.1 EVOLUZIONE E CRITICITÀ. ESEMPI DI PROBLEMATICHE E SOLUZIONI ADOTTATE.....	27
2.3 FONDAZIONI.....	29
2.3.1 TIPOLOGIA DI FONDAZIONI .....	29
2.3.2 PROBLEMATICHE REALIZZATIVE .....	32
<b>3. DIMENSIONAMENTO</b> .....	36
3.1 ANALISI DEI CARICHI AGENTI.....	36
3.2 AZIONI SULLA STRUTTURA E SULLE FONDAZIONI.....	42
3.2.1 SCHEMA E RISOLUZIONE DELLA STRUTTURA.....	44
3.2.2 RETE E BRACCI DELLA CROCE DI SANT'ANDREA.....	46
3.2.3 ASTA CENTRALE DI COLLEGAMENTO .....	49
3.2.4 FUNI DI CONTROVENTO .....	50
3.2.5 FONDAZIONI .....	50
3.3 VERIFICHE SUI SINGOLI ELEMENTI.....	51
3.3.1 RETE E BRACCI DELLA CROCE DI SANT'ANDREA.....	51
3.3.2 ASTA CENTRALE DI COLLEGAMENTO .....	52
3.3.3 FUNI DI CONTROVENTO .....	52
3.3.4 FONDAZIONI .....	52
<b>4. ESEMPIO DI CALCOLO E ANALISI DI SENSITIVITÀ</b> .....	57
4.1 IPOTESI PRELIMINARI .....	57
4.2 VERIFICHE SULLA STRUTTURA.....	60
4.3 AZIONI SULLA FONDAZIONE .....	61
4.4 VERIFICHE.....	62
4.5 ANALISI DI SENSITIVITÀ .....	68

<b>5. CONCLUSIONI</b> .....	76
<b>6. BIBLIOGRAFIA E SITOGRAFIA</b> .....	78

## PREFAZIONE

Le attività antropiche in ambienti interessati da pericolo valanghe devono opportunamente conoscere e caratterizzare tale fenomeno per poterlo gestire. Le amministrazioni possono prevedere la realizzazione di opere di mitigazione, realizzando quindi dei piani di intervento con misure sia strutturali sia non strutturali che limitino lo sviluppo e la propagazione di questi eventi valanghivi. Tra le varie risposte che nel corso degli anni si sono potute adottare in queste particolari situazioni, si passa da semplici accorgimenti o interventi di “difesa preventiva” come la costruzione di infrastrutture ed edifici solo in zone sicure, fino ad arrivare alla realizzazione di opere di prevenzione (o di difesa attiva), che abbassano la probabilità di accadimento di questo fenomeno, e di protezione (o di difesa passiva), che riducono il potenziale danno provocato. Queste opere non sono tuttavia da intendere in maniera esclusiva le une dalle altre, ma come due differenti approcci allo stesso problema che devono poter lavorare insieme, per ridurre il più possibile il rischio. Non vanno infine dimenticate le politiche di sensibilizzazione e di informazione rivolte a chiunque sia potenzialmente interessato da questi fenomeni, che risultano degli utili strumenti per rendere consapevoli le persone della gravità e del pericolo.

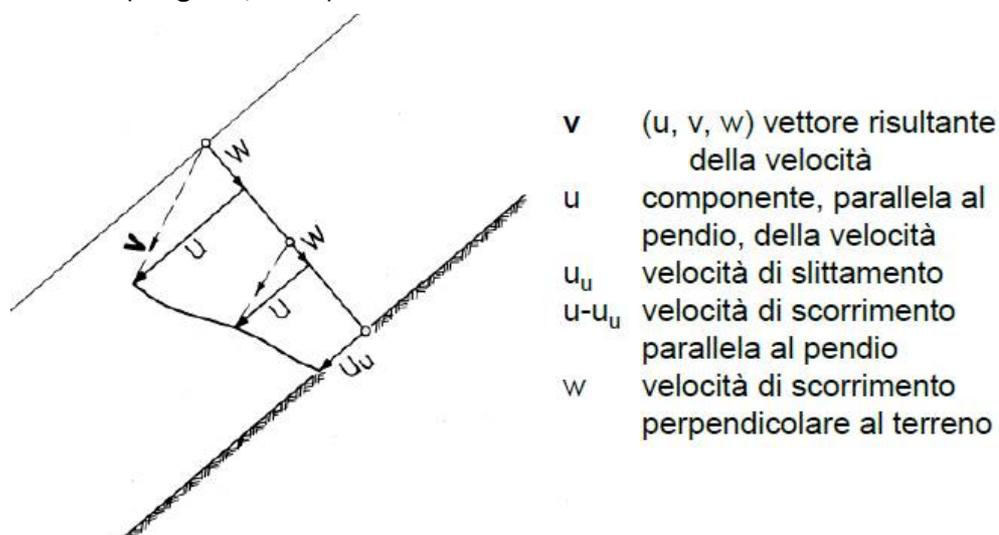
In questo lavoro di tesi in particolare viene trattato una specifica tipologia di opera di difesa attiva, l’ombrello fermaneve, o paravalanghe. Questa struttura, il cui utilizzo come strumento di difesa è relativamente recente (le prime sperimentazioni risalgono alla seconda metà degli anni ’90), è definita “elemento semi rigido”, poiché fornisce sia la flessibilità data dalle reti da neve che la rigidità dei ponti e delle barriere da neve. Il tipico ombrello fermaneve è costituito da una croce di Sant’Andrea, le cui braccia sono travi in profilati di acciaio, su cui è fissata una rete per il contenimento della neve e un’asta centrale che collega la croce a un tirante utilizzato come fondazione. Concludono l’opera delle funi di controvento che garantiscono l’equilibrio strutturale. Nel lavoro realizzato, dopo un inquadramento sul macro-tema “valanghe” e sulle normative riguardanti progettazione e certificazione di opere di difesa, sia italiane che svizzere, si presentano gli ombrelli da neve nei loro elementi costituenti e le operazioni di installazione nel sito individuato per l’intervento. Segue poi una panoramica sull’evoluzione subita da queste strutture nel corso del tempo, una presentazione delle fondazioni e un’analisi delle problematiche sia realizzative che cantieristiche, che conduce alla parte più propriamente quantitativa. Si introduce infine un procedimento di calcolo che suddivide l’ombrello in singole parti (croce, rete, funi di controvento e fondazioni) su cui è possibile calcolare sforzi ed eseguire le verifiche strutturali, e successivamente

lo si utilizza per un'analisi di sensitività sulla lunghezza del bulbo di ancoraggio del tirante. Facendo variare infatti la pendenza del sito e l'angolo che si forma tra pendio e fondazione, si vuole giungere a definire una lunghezza di pre-dimensionamento del tirante al variare anche della geologia del sottosuolo (in questo lavoro si considereranno i casi di sito morenico o roccioso). Terminano il lavoro i grafici che legano le grandezze appena descritte e i commenti personali dell'autore.

# 1. INTRODUZIONE

## 1.1 DIFFERENTI TIPOLOGIE DI OPERE PARAVALANGHE

Il termine “valanga” in letteratura viene definito diversamente a seconda degli autori che trattano questo particolare fenomeno: *Le valanghe sono masse di neve in caduta, a volte contenenti rocce, terra e ghiaccio e sono il fenomeno più distruttivo e che causa più vittime in montagna: questo anche perché non si hanno sintomi certi che ne rivelino un prossimo verificarsi* (Ranger, 2019), *Massa di neve che scende precipitosamente per un pendio, aumentando progressivamente di dimensioni e trascinando con sé quanto incontra sul cammino* (Sabatini & Coletti, 2006), *Massa di neve che precipita lungo un pendio montuoso quando viene a rompersi l'equilibrio in cui la massa si trovava* (Enciclopedia Treccani). Tuttavia, per facilitare la trattazione di questo argomento, è possibile far riferimento alle linee guida AINEVA, l'Associazione Interregionale di coordinamento e documentazione per i problemi inerenti alla neve e alle valanghe, in cui un fenomeno valanghivo viene descritto come “una massa di neve in movimento lungo un pendio per effetto della gravità”. Le varie definizioni riportate finora presentano un punto in comune, ovvero che la componente fondamentale per lo sviluppo di una valanga sia la presenza di neve; su un pendio la coltre nevosa è infatti soggetta a fenomeni di scorrimento (dipendenti dall'aderenza col terreno) e slittamento lungo la superficie del suolo. Questi movimenti, che avvengono sia in direzione parallela al pendio che in quella normale al terreno, a causa del peso proprio della neve, sono influenzati anche dalle caratteristiche del suolo (pendenza e rugosità) e da quelle della massa nevosa vera e propria (spessore della coltre, deformabilità e soprattutto dal contenuto d'acqua di contatto con il suolo). In **Figura 1** è possibile osservare le velocità che generano i moti appena descritti, così come riportato all'interno delle normative svizzere *Costruzione di opere di premunizione contro le valanghe nella zona di distacco* (Magreth, 2007).



**Figura 1** Coltre nevosa su un pendio e velocità alle quali è sottoposta (Immagine da: Magreth, 2007)

Se i fattori citati qui sopra non presentano variazioni localizzate, i profili di velocità che si possono tracciare non presentano cambiamenti e in questo caso si parla di zona neutra, cioè un'area senza variazioni di sforzi paralleli al pendio. Nel caso in cui invece questi valori siano differenti, i profili che si possono tracciare si modificano, e nelle zone dove le sollecitazioni sono superiori alla resistenza offerta dall'attrito all'interno dello strato nevoso e da quello generato a contatto con il suolo, la neve inizia il suo moto verso valle.

La classificazione delle valanghe risulta estremamente complessa, a causa delle numerose variabili da tenere in considerazione, anche se una possibile distinzione può essere quella proposta da AINEVA, che analizza:

- Tipo di distacco: può essere puntiforme, generando valanghe a debole coesione oppure lineare, causando valanghe a lastroni;
- Umidità della neve: separa le valanghe di neve umida, ad elevato contenuto d'acqua, da quelle di neve asciutta, che possono essere polverose o nubiformi;
- Posizione della superficie di slittamento: classifica le valanghe in fenomeni di superficie o di fondo, qualora la rottura del manto nevoso e la perdita di coesione si verifichi rispettivamente all'interno dello strato innevato o al livello del terreno;
- Tipo di movimento: nel caso in cui il moto della neve avvenga a contatto col terreno si parla di valanga radente, mentre se il movimento si sviluppa come nube polverosa si ha una valanga nubiforme. Esiste poi anche un caso misto, in cui il moto è una somma tra i precedenti;
- Forma del percorso: nel caso di un pendio aperto si parla di valanga di versante, mentre nell'ipotesi di sviluppo all'interno di un canale o di una gola, si ha la cosiddetta valanga incanalata;
- Causa innescante: si dividono in questo caso i fenomeni spontanei da quelli provocati (non necessariamente dall'uomo).

Sempre secondo la documentazione AINEVA, il percorso individuato dal fenomeno valanghivo può essere suddiviso in:

- Zona di distacco: ovvero il luogo dove si origina il movimento. Generalmente si trova in cresta o lungo le dorsali al di sopra del limite della vegetazione o dove la neve ha la possibilità di accumularsi a seguito di ulteriori precipitazioni o grazie al trasporto causato dall'azione del vento. In questa zona la neve instabile si frattura oppure subisce dei metamorfismi che provocano la perdita di coesione nel manto, dando origine al moto della massa lungo il pendio. Nell'analisi di questa zona bisogna tenere presente numerosi fattori, tra cui morfologia del terreno, esposizione, quota, copertura vegetale, eventuale sovraccarico esterno ma soprattutto pendenza: per inclinazioni inferiori a 30°, infatti, il distacco di slavine è molto raro;
- Zona di scorrimento: cioè l'area compresa tra la zona di distacco e quella di arresto, in cui la valanga raggiunge la sua massima velocità. Solitamente questa zona presenta pendenze elevate e assenza di vegetazione o differenti specie arboree rispetto alle zone circostanti;
- Zona di accumulo: è il luogo dove la massa nevosa decelera e rallenta progressivamente fino a fermarsi. Generalmente questa zona è un fondovalle, una ampia area pianeggiante o anche il versante opposto rispetto a quello lungo il quale la valanga si è mossa. In questo spazio è possibile che le slavine vengano deviate anche da ostacoli come ad esempio la vegetazione presente.

Tutte le attività antropiche in ambiente interessato dal pericolo slavine devono opportunamente conoscere e caratterizzare tale fenomeno per poterlo gestire. Le amministrazioni possono quindi prevedere la realizzazione di opere di prevenzione e/o protezione da questo tipo di eventi naturali, realizzando quindi dei piani di intervento con misure sia strutturali che non strutturali che limitino lo sviluppo e la propagazione di questi fenomeni. Tra le varie risposte che nel corso degli anni si sono potute adottare in queste particolari situazioni, si passa da semplici accorgimenti o interventi di "difesa preventiva" come la costruzione di infrastrutture e edifici solo in zone sicure, fino ad arrivare alla realizzazione di opere di prevenzione (o di difesa attiva),

che abbassano la probabilità di accadimento di un evento valanghivo, e di protezione (o di difesa passiva), che riducono il potenziale danno provocato. Chiaramente queste opere non sono da intendere in maniera esclusiva le une dalle altre, ma come due differenti approcci allo stesso problema che devono poter lavorare insieme, per mitigare il più possibile il rischio. Non vanno infine dimenticate le politiche di sensibilizzazione e informazione rivolte a chiunque sia interessato dal rischio, utili strumenti per rendere consapevoli le persone della gravità e del pericolo che possono derivare da questi eventi.

In seguito a queste premesse introduttive, necessarie per comprendere le strategie di difesa dalle valanghe, è possibile esaminare in dettaglio le soluzioni strutturali maggiormente utilizzate.

I sistemi di prevenzione, come accennato precedentemente, mirano alla riduzione del rischio valanghivo agendo sulla riduzione della probabilità di evento; sono opere realizzate nella zona di distacco, ed impediscono il movimento alla massa nevosa ([www.unipi.it](http://www.unipi.it)). Le principali soluzioni progettuali prevedono:

- modifica delle caratteristiche attritive del suolo, effettuata di solito mediante il rimboschimento o la realizzazione di terrazzamenti per aumentare la rugosità del terreno, rendendo più complesso il moto della neve;
- trattenuta del manto nevoso con installazione di opere paravalanghe di diverso tipo: strutture rigide come ponti da neve e rastrelliere sia in legno che in acciaio, strutture elastiche come le reti e strutture semirigide leggere come gli ombrelli, formati da un telaio che conferisce rigidità e una rete che garantisce elasticità. Affinché queste installazioni siano efficaci, devono essere disposte le une adiacenti alle altre e lungo linee parallele, come mostra la **Figura 2**;
- controllo della neve trasportata dal vento mediante opere che ne alterano il campo di moto, ad esempio barriere frangivento e deflettori che riducono la formazione di cornici nei punti critici. Queste opere sono visibili in **Figura 3**.



**Figura 2** Singolo ponte da neve e alla disposizione su più file di un versante (da: [www.mairwilfried.it](http://www.mairwilfried.it))



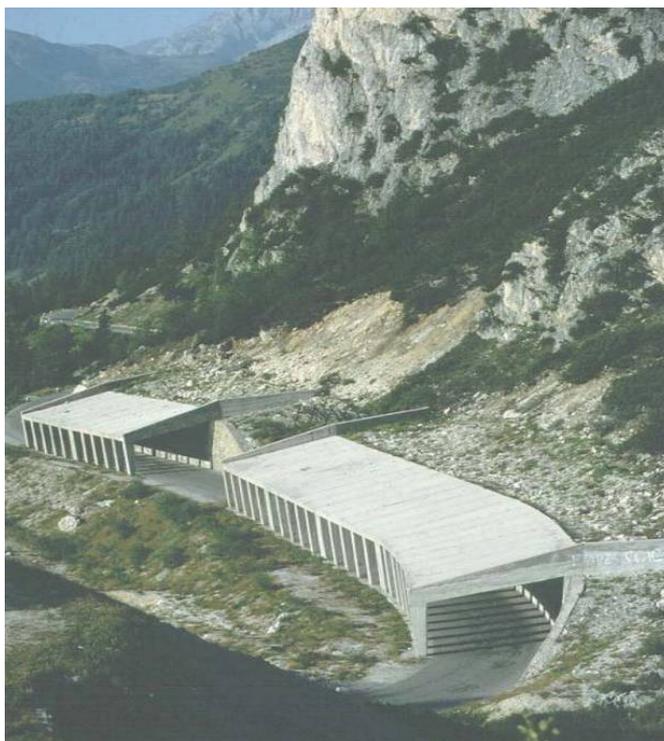
**Figura 3** Da sinistra: Barriere frangivento, deflettori e frangivento (da: [www.mairwilfried.it](http://www.mairwilfried.it))

Le opere di protezione riducono il danno che l'evento può provocare; per questo motivo sono posizionate nelle zone di scorrimento o di arresto. A causa dell'elevata energia cinetica posseduta dalla valanga in questi tratti, queste strutture devono essere massicce e molto pesanti ([www.unipi.it](http://www.unipi.it)). Le tipologie maggiormente utilizzate sono:

- opere di deviazione, che servono a modificare la direzione di scorrimento delle valanghe radenti. Questi interventi si dividono a loro volta in argini di deviazione e deviatori, che proteggono strutture ben definite e cunei, che dividono la massa nevosa iniziale in parti minori e più facilmente gestibili. Si può osservare una di queste strutture in **Figura 4**;
- gallerie paravalanghe, utilizzate a protezione delle infrastrutture viarie anche dal rischio di frane. Un esempio di queste opere è visibile in **Figura 5**;
- opere di arresto, impiegate per bloccare una valanga in movimento oppure per ridurre velocità e distanza di arresto. Queste strutture sono dette dighe di contenimento o intercettazione;
- opere di frenaggio, che decelerano la neve in movimento provocandone l'espansione laterale per effetto di successive deviazioni.



**Figura 4** Un cuneo di ripartizione a protezione di un traliccio dell'alta tensione (Foto da: [www.mairwilfried.it](http://www.mairwilfried.it))



**Figura 5** Galleria di protezione da frane e valanghe al passo Falzarego (BL) (da: ARPAV-Centro Valanghe di Arabba)

La presente tesi tratterà le problematiche progettuali relative agli ombrelli da neve e dei loro ancoraggi, per cui dopo questa prima parte introduttiva necessaria a fornire una panoramica generale sul “macro-tema” valanghe ed opere di protezione, verranno trattati più nel dettaglio solo i gli argomenti propri degli ombrelli.

## 1.2 NORMATIVA INERENTE GLI OMBRELLI DA NEVE: PANORAMICA E PROBLEMATICHE CONNESSE

Gli ombrelli da neve, essendo opere strutturali in acciaio, devono sottostare alle Norme Tecniche sulle Costruzioni (NTC) 2018, sia per la parte progettuale che per quella esecutiva, garantendo l’osservanza di determinati standard.

### 1.2.1 NORMATIVA INERENTE LA FABBRICAZIONE, CERTIFICAZIONE ED IMMISSIONE SUL MERCATO DEL PRODOTTO

Nel paragrafo 11.1 delle NTC2018, si specifica che *i materiali ed i prodotti per uso strutturale devono rispondere ai requisiti indicati nel seguito:*

- *identificati univocamente a cura del fabbricante, secondo specifiche procedure;*
- *qualificati sotto la responsabilità del fabbricante;*
- *accettati dal Direttore dei lavori, dopo una valutazione della documentazione ed eventualmente dell’esecuzione di prove di accettazione.*

*In particolare, per quanto attiene l’identificazione e la qualificazione, possono configurarsi i seguenti casi:*

- *A) materiali e prodotti per i quali sia disponibile, per l’uso strutturale previsto, una norma europea armonizzata il cui riferimento sia pubblicato sulla Gazzetta Ufficiale dell’Unione*

Europea. Al termine del periodo di coesistenza il loro impiego nelle opere è possibile soltanto se corredati della “Dichiarazione di Prestazione” e della Marcatura CE, prevista al Capo II del Regolamento UE 305/2011;

- B) materiali e prodotti per uso strutturale per i quali non sia disponibile una norma europea armonizzata oppure la stessa ricada nel periodo di coesistenza, per i quali sia invece prevista la qualificazione con le modalità e le procedure indicate nelle presenti norme. È fatto salvo il caso in cui, nel periodo di coesistenza della specifica norma armonizzata, il fabbricante abbia volontariamente optato per la Marcatura CE;
- C) materiali e prodotti per uso strutturale non ricadenti in una delle tipologie A) o B). In tali casi il fabbricante dovrà pervenire alla Marcatura CE sulla base della pertinente “Valutazione Tecnica Europea” (ETA), oppure dovrà ottenere un “Certificato di Valutazione Tecnica” rilasciato dal Presidente del Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici, previa istruttoria del Servizio Tecnico Centrale, anche sulla base di Linee Guida approvate dal Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici, ove disponibili; con decreto del Presidente del Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici, su conforme parere della competente Sezione, sono approvate Linee Guida relative alle specifiche procedure per il rilascio del “Certificato di Valutazione Tecnica”.

Il Servizio Tecnico Centrale del Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici pubblica periodicamente l’elenco delle Linee Guida per il rilascio della Certificazione di Valutazione Tecnica di specifici prodotti. All’interno dell’Area Economica Europea, le qualità di particolari materiali da costruzione o installazioni e delle relative caratteristiche sia tecniche che funzionali sono garantite da alcuni standard, come il marchio CE o il certificato di valutazione tecnica (CVT), che assicurano il soddisfacimento di requisiti prestazionali e di sicurezza.

La marcatura CE, introdotta con la Decisione 93/465/CEE del Consiglio dell’Unione Europea del 22 luglio 1993, è la dimostrazione grafica che il prodotto a cui è applicata rispetta le normative della Comunità Europea, riguardanti sia produzione che immissione nel mercato. La presenza del marchio garantisce che la progettazione, la costruzione e l’uso previsto del prodotto siano rispettosi delle normative vigenti e che una precedente analisi sui rischi nelle varie fasi di vita (installazione, utilizzo, manutenzione e smaltimento) non ha evidenziato problematiche ([www.marcaturace.net](http://www.marcaturace.net)). Il tema della marcatura CE è stato successivamente trattato e modificato nella Direttiva Prodotti da Costruzioni 89/106/CEE, emanata il 21 dicembre 1988 e nel successivo Regolamento Europeo 305/2011, in vigore dal 1 luglio 2013 dopo un periodo transitorio di contemporanea validità dei due documenti. Il Regolamento 305/2011, tuttora in vigore, ha abrogato completamente la 89/106/CEE ([eur-lex.europa.eu](http://eur-lex.europa.eu)).

Per la certificazione di strutture in acciaio, si fa riferimento al paragrafo 4.2 delle NTC 2018, che si esprime nel modo seguente: *“I requisiti per l’esecuzione di strutture di acciaio, al fine di assicurare un adeguato livello di resistenza meccanica e stabilità, di efficienza e di durata, devono essere conformi alle UNI EN 1090-2:2011, “Esecuzione di strutture di acciaio e di alluminio – Parte 2: Requisiti tecnici per strutture di acciaio”, per quanto non in contrasto con le presenti norme.*

La norma richiamata, la UNI EN 1090-2:2011 è generalmente lo standard utilizzato per poter apporre la certificazione CE alle strutture in acciaio, se queste non ricadono all’interno di norme armonizzate differenti o di EAD specifici. L’EAD (European Assessment Document) è il nuovo Documento per la Valutazione Europea, introdotto con il Regolamento 305/2011, che viene utilizzato da uno dei TABs (Technical Assessment Bodies) per rilasciare una Valutazione Tecnica Europea ETA (European Technical Assessments) relativa alle specifiche di un particolare prodotto, su richiesta del fabbricante. Una ETA non ha data di scadenza, a differenza del Certificato di Valutazione Tecnica che ha validità limitata a 5 anni. A seguito dell’emissione dell’ETA, il fabbricante provvede a implementare un FPC (Factory Process Control, ovvero un controllo sistematico del processo di

fabbrica) in conformità con la Norma Armonizzata di riferimento, che prevede anche lo svolgimento di prove (con alcune di queste da realizzarsi in laboratori accreditati ed esterni all'azienda). A seguito dell'istituzione del FPC, un Organismo Notificato (Notified Body) deve operare come Organismo di ispezione e certificazione del controllo di produzione in fabbrica, e dopo aver verificato e valutato la Costanza della Prestazione (AVPC) e la conformità alla normativa cogente, rilascia il Certificato di Conformità della Prestazione. Questo documento, insieme ad una Dichiarazione di Prestazione (DoP) emessa e sottoscritta dal fabbricante, costituisce la base per poter apporre la marcatura CE ad un prodotto, all'atto della sua immissione nel mercato europeo ([www.mglobale.it](http://www.mglobale.it)).

Il vecchio processo per l'apposizione del marchio CE, descritto dalla Direttiva 89/106/CEE infatti, prevedeva che venissero seguite le indicazioni delle Linee Guida ETAG (European Technical Approval Guideline) emanate dall'EOTA, l'Organizzazione per le Valutazioni Tecniche nel campo dei prodotti da costruzione. Successivamente, un Organo di Valutazione (Approval Body) avrebbe dovuto emettere un Benestare Tecnico Europeo (European Technical Approval, ETA) di specifica durata. Basandosi sulle indicazioni del suddetto ETA, doveva intervenire un Organismo Notificato (Notified Body) che effettuasse i compiti di Organismo di ispezione e di Organismo di certificazione del Controllo di Produzione in Fabbrica per rilasciare il Certificato di Conformità ([eur-lex.europa.eu](http://eur-lex.europa.eu)).

La norma armonizzata UNI EN-1090 citata in precedenza, è una attualizzazione della precedente ENV 1090-1 pubblicata nel 1996 in sei parti, delle quali la prima trattava le *"Regole generali e regole per gli edifici"*, mentre le successive contenevano una serie di *"Regole supplementari"* dedicate a particolari qualità di acciaio o a specifici componenti strutturali ([www.a2c.it](http://www.a2c.it)). La versione attuale della UNI EN 1090, in vigore dal luglio 2018, si compone di tre parti che accorpino le sei sopracitate, e sono ([www.ediltecnico.it](http://www.ediltecnico.it)):

- UNI EN 1090-1:2012: questa indica i requisiti per la valutazione di conformità delle caratteristiche prestazionali dei componenti strutturali in acciaio e alluminio e dei kit immessi sul mercato come prodotti da costruzione, come travi composte saldate e profili sottili formati a freddo;
- UNI EN 1090-2:2011: specificante i requisiti per l'esecuzione delle strutture in acciaio, ad esempio edifici, ponti e travi;
- UNI EN 1090-3:2008: riguardante le strutture in alluminio.

Date le numerose revisioni subite dalla norma nel corso degli anni, è risultato spesso complesso anche per i fabbricanti capire quali prodotti ricadessero o meno all'interno della norma UNI-EN 1090-1, e le numerose richieste di chiarimento al CEN, il Comitato Europeo di Normazione, hanno portato alla pubblicazione di una serie di indicazioni sottoforma di FAQ (frequently asked questions) relative al Regolamento 305/2011 ([www.ingegneri.cc](http://www.ingegneri.cc)). In particolare, nella domanda 31 viene spiegato che la marcatura CE è obbligatoria in base all'EN 1090-1:2009+A1:2011 quando le seguenti condizioni sono soddisfatte:

- *il prodotto è coperto dal campo di applicazione della EN 1090 (per maggiori informazioni si può osservare un catalogo non esaustivo dei prodotti che non rientrano nel campo di applicazione della norma EN 1090 così come redatto dal CEN, Comitato Europeo di Normazione);*
- *il prodotto è un prodotto da costruzione strutturale ai sensi del regolamento sui prodotti da costruzione (UE) 305/2011, il che significa che: il prodotto è destinato ad essere incorporato in modo permanente nelle opere da costruzione (edifici o opere di ingegneria civile), e il prodotto ha una funzione strutturale in relazione all'opera da costruzione (cioè*

*un suo cedimento influenzerà il rispetto del Requisito Base delle Opere n.1 come dettagliato all'allegato I del regolamento UE 305/2011);*

- *il prodotto non è coperto da una specifica tecnica Europea dedicata. Questo perché se esiste una specifica, EN, norma armonizzata, una Linea Guida per il Benestare Tecnico Europeo (ETAG), un Benestare Tecnico Europeo o una valutazione tecnica europea (ETA) per prodotto da valutare, il riferimento per la marcatura CE sarà la relativa norma EN armonizzata, o il ETApproval o il ETAssessment (ec.europa.eu).*

Se invece si è in presenza di sistemi costruttivi che non vengono riportati all'interno del campo di applicazione di norme armonizzate o specifici EAD per il rilascio del marchio CE, e non ricadenti nell'elenco della EN 1090-1:2009 + A1: 2011, le NTC2018 garantiscono comunque ai fabbricanti di questi prodotti la possibilità di commercialarli in Italia, dopo aver realizzato un certificato di valutazione tecnica (CVT). Questo certificato riguarda solo la struttura, senza valutare le modalità di messa in opera, e si ottiene con modalità simili a quelle a quelle previste per la marcatura CE: dopo che il produttore ha descritto gli elementi costituenti l'opera, segnalando anche eventuali prodotti già certificati con marchio CE, provvede a redigere prove e relazioni di calcolo sulla struttura e sui materiali, sul montaggio e sulla manutenzione e produce la documentazione di servizio da consegnare al Servizio Tecnico Centrale del Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici (LL. PP.), che può apporre il certificato, con validità 5 anni (cslp.mit.gov.it).

Entrando ora nello specifico caso degli ombrelli da neve, la società Veneto Strade S.p.A. aveva richiesto il parere del Servizio Tecnico Centrale del Consiglio Superiore LL. PP. riguardo l'applicazione della marchiatura CE a *strutture articolate quali consolidatori e briglie filtranti a monoancoraggio, o kit di reti da neve, costituiti solo in parte da elementi di carpenteria metallica, ed efficaci solo in virtù dell'accoppiamento con componenti strutturali quali reti e funi in filo che, tuttavia, sembrano essere esplicitamente esclusi dal campo di applicazione della UNI EN1090-1:2009 + A1: 2011.*

In data 06.05.2015, il Servizio Tecnico Centrale del Consiglio Superiore dei LL.PP ha risposto che *i sistemi o kit citati da Veneto Strade S.p.A. non rientrano, nel loro insieme e per le loro peculiari destinazioni d'uso, nel campo di applicazione della UNI EN 1090-1. Possono rientrare nel campo di applicazione di tale norma i singoli componenti realizzati in carpenteria metallica.* Viene inteso quindi che, anche se gli ombrelli fermaneve nella loro interezza non sono soggetti alla norma UNI EN 1090-1, le singole parti che li costituiscono possono essere certificate secondo questo standard. Il Servizio Tecnico Centrale del Consiglio Superiore dei LL.PP specifica in un secondo momento che sono disponibili le procedure per il rilascio del CVT relative alle barriere fermaneve in rete e che, secondo quanto appena espresso, è possibile accettare ombrelli fermaneve non dotati di marchio CE, ma provvisti di CVT. Il modo che hanno quindi i direttori dei lavori per accettare gli ombrelli fermaneve è, in conformità con quanto presente all'interno delle NTC2018, quello di verificare la presenza del CVT che accompagna la struttura, oppure il controllo della marcatura CE sui singoli componenti dell'ombrello. Si spiega ulteriormente che se un'impresa provvede a certificare il proprio prodotto con marchio CE ai sensi della UNI EN 1090-1, non è necessario richiedere anche il CVT.

L'immissione sul mercato di un qualsiasi componente strutturale varia a seconda del tipo di rapporto che c'è tra Fabbricante e Acquirente ([www.ediltecnico.it](http://www.ediltecnico.it)):

- rapporto indiretto, quando il prodotto viene messo a disposizione dal Fabbricante in assenza di una richiesta da parte di un Acquirente specifico;
- rapporto diretto, se invece il prodotto viene messo a disposizione dal Fabbricante sulla base di una richiesta da parte di un Acquirente specifico.

Ciascuna di queste condizioni viene ulteriormente divisa in due sotto-casi, a seconda della parte contrattuale che incarica il Progettista strutturale, diventando responsabile del relativo processo.

## 1.2.2 NORMATIVA INERENTE LA PROGETTAZIONE

Gli Eurocodici sono un corpo normativo proprio della Comunità Europea, e rappresentano un tentativo di fornire delle regole comuni a tutti gli Stati membri in materia di costruzioni. Le NTC2018 sono coerenti con quanto riportato all'interno degli Eurocodici, e rimandano anche alle norme comunitarie EN, citate sottoforma di norme UNI-EN qualora siano state già recepite in Italia (Cirillo, 2018). Il capitolo 2 delle NTC 2018 tratta nello specifico quanto riportato nell'Eurocodice 0 UNI EN 1990:2006 (Criteri generali di progettazione strutturale), ovvero la necessità che la sicurezza strutturale debba essere verificata attraverso un metodo semiprobabilistico che utilizza coefficienti parziali, sia per gli stati limite ultimi che per quelli di esercizio. Operativamente si tratta di confrontare la capacità di progetto  $R_d$  (in termini di resistenza, duttilità e spostamento della struttura o della membrana strutturale), funzione delle caratteristiche meccaniche dei materiali che la compongono e delle grandezze geometriche interessate con il valore progettuale della domanda  $E_d$ , dipendente delle azioni progettuali e, ancora una volta, della geometria. La formula che i progettisti devono sempre verificare, nel caso di stato limite ultimo (SLU), è dunque la seguente:

$$R_d \geq E_d$$

La definizione del valore di progetto della resistenza di un dato materiale  $X_d$  si ottiene partendo dal valore caratteristico della resistenza (il valore corrispondente al frattile del 5% della distribuzione statistica della grandezza, ottenuto generalmente attraverso prove di laboratorio) a cui viene applicato un coefficiente correttivo di sicurezza. La formula che si utilizza è la seguente:

$$X_d = X_k / M$$

nella quale  $M$  rappresenta il fattore parziale associato alla resistenza del materiale.

Le azioni che interessano le strutture sono riportate nell'Eurocodice 1, e all'interno delle NTC2018 sono trattate nel capitolo 3. Gli ombrelli ferma-neve non devono essere progettati secondo tutte le sollecitazioni descritte all'interno dell'Eurocodice 1, ma solo utilizzando alcune parti di esso, cioè:

- UNI EN 1991-1-1:2004 Parte 1-1: Azioni in generale - Pesi per unità di volume, pesi propri e sovraccarichi per gli edifici. Di queste, i pesi propri sono classificati come azioni permanenti, ovvero agenti lungo tutta la vita nominale della struttura, con variazioni di intensità nel tempo trascurabili mentre i sovraccarichi sono azioni variabili, cioè sollecitazioni con valori istantanei che possono variare sensibilmente al trascorrere del tempo;
- UNI EN 1991-1-3:2015 Parte 1-3: Azioni in generale - Carichi da neve. Anche questa è una sollecitazione di tipo variabile;
- UNI EN 1991-1-4:2010 Parte 1-4: - Azioni in generale - Azioni del vento. Chiaramente questa è un'azione variabile;

Per la determinazione del valore dell'azione di progetto  $F_d$  si procede analogamente a quanto fatto per quantificare le resistenze: partendo dal valore caratteristico dell'azione  $F_k$  (cioè il frattile 95% della distribuzione statistica o il valore caratterizzato da un assegnato periodo di ritorno), si usa la formula:  $F_d = \gamma_F \cdot F_k$ , ponendo  $\gamma_F$  come il fattore parziale relativo alle azioni. Se dovessero essere presenti contemporaneamente più azioni variabili di origine diversa, viene utilizzato un valore di combinazione  $\psi_0 \cdot F_k$  (con  $\psi_0 \leq 1$ ), che tiene conto della possibilità che tutte le azioni si manifestino contemporaneamente con il loro valore caratteristico. Nel caso degli stati limite di esercizio (SLE),

la progettazione deve avvenire sempre confrontando tra loro il valore limite di progetto associato all'aspetto di funzionalità esaminato ( $C_d$ ), con il corrispondente valore di progetto dell'effetto delle azioni ( $E_d$ ). La formula impiegata in questo caso ha la stessa struttura di quella utilizzata per gli SLU, con la sola differenza nel significato fisico che hanno i termini che compaiono al suo interno. La progettazione di qualsiasi opera in acciaio, e quindi anche degli ombrelli fermaneve, deve necessariamente passare attraverso delle verifiche strutturali, e l'Eurocodice 3 UNI EN 1993-1-11 è il documento che viene preso come riferimento, trattato nel capitolo 4 delle NTC2018. Quello che viene richiesto è che per le strutture vengano presi in considerazione i seguenti casi:

- per uno stato limite di equilibrio statico o di grandi spostamenti o deformazioni della struttura, si deve verificare che le forze stabilizzanti siano superiori a quelle instabilizzanti;
- per uno stato limite di rottura o di eccessiva deformazione di una sezione, membratura o collegamento, escludendo la fatica, si deve verificare che il valore di progetto della forza interna o di un momento sia inferiore alla corrispondente resistenza di progetto;
- per uno stato limite di trasformazione di una struttura in un meccanismo, bisogna verificare che il meccanismo si instauri solo se le azioni eccedono i loro valori di progetto;
- per uno stato limite di rottura per fatica, si deve verificare che il valore di progetto dell'indicatore di danno  $D_d$  (che indica un rapporto tra il numero di cicli di carico-scarico che subisce una struttura e quelli che causano il collasso per una data categoria costruttiva) non ecceda l'unità.

In Italia mancano delle linee guida specifiche sugli ombrelli fermaneve, per cui si può fare riferimento, nel calcolo del valore caratteristico delle azioni, a quanto riportato all'interno delle normative svizzere *Costruzione di opere di premunizione contro le valanghe nella zona di distacco* (Magreth, 2007). Questo documento, nonostante sia stato realizzato come guida per i progettisti nel dimensionamento di barriere e reti fermaneve, è il più dettagliato che tratta le strutture per la difesa dalle valanghe, ed è utilizzato anche nel caso degli ombrelli. All'interno di questa norma, le formule fornite (che verranno approfondite nel capitolo 3 di questo lavoro di tesi) servono al calcolo del valore caratteristico dell'azione specifica, che quindi deve essere ancora moltiplicato per i coefficienti correttivi, nel caso delle varie combinazioni di carico previste dalla normativa italiana. A tal proposito, la norma UNI EN 1090-1 introduce la Specifica di Componente, un documento che contiene le informazioni tecniche del processo di fabbricazione (qualità dei prodotti, tipologie dei giunti, tipo delle protezioni dal fuoco e dalla corrosione, tolleranze geometriche, ecc.) e della valutazione dei relativi livelli prestazionali e che serve al Fabbricante per iniziare il processo di fabbricazione del componente strutturale. Questo documento viene prodotto per ciascuno dei componenti della struttura dalla specificazione dell'insieme dei requisiti e delle verifiche della struttura in acciaio nel suo complesso ([www.ediltecnico.it](http://www.ediltecnico.it)). Nello specifico, analizzando le strutture fermaneve, i progetti utilizzano solo la combinazione agli stati limite ultimi (Fiou, 2018) riportata nel capitolo 2 delle NTC2018, assumendo  $\gamma_G = 1,30$  e  $\gamma_{Q1} = 1,50$  (dalle prescrizioni dell'art.2.6.1) per determinare le azioni e quindi produrre la specifica di componente. La formula utilizzata è dunque la seguente:

$$\gamma_{G1} \cdot G_1 + \gamma_{G2} \cdot G_2 + \gamma_P \cdot P + \gamma_{Q1} \cdot Q_{k1} + \gamma_{Q2} \cdot \psi_{02} \cdot Q_{k2} + \gamma_{Q3} \cdot \psi_{03} \cdot Q_{k3} + \dots$$

La progettazione di qualunque opera è comunque soggetta al Mandato M120 disposto da parte della Commissione Europea verso il CEN, che specifica che *[i componenti strutturali utilizzati devono essere] tali da contribuire al soddisfacimento del Requisito di Base 1 "Resistenza meccanica e stabilità" dell'Opera di Costruzione nella quale vengano incorporati in modo permanente; i componenti cioè devono necessariamente derivare da una verifica delle proprie funzioni portanti all'interno dello schema statico globale che il Progettista strutturale decide di adottare per la l'opera in esame. Solo dopo la definizione dello schema statico è infatti possibile determinare le*

sollecitazioni sui singoli elementi e il corrispettivo stato tensionale, procedendo alle scelte progettuali che garantiscono sicurezza e stabilità dell'opera.

## 2. OMBRELLI DA NEVE E FONDAZIONI

Come anticipato nel precedente capitolo, gli ombrelli da neve sono solo uno dei possibili metodi utilizzati per mitigare il rischio valanghivo, e rientrano nei cosiddetti sistemi di difesa attiva. In questo capitolo verranno trattati qualitativamente i temi della struttura, delle fondazioni e delle modalità di impiego di queste opere, per poi approfondire una trattazione su azioni e verifiche strutturali richieste nel capitolo successivo.

### 2.1 STRUTTURA E FUNZIONAMENTO DEGLI OMBRELLI

Una prima possibile classificazione delle opere di difesa attiva è quella che si ottiene osservando la deformabilità della struttura. Le normative svizzere in particolare dividono questo tipo di opere in (Magreth, 2007):

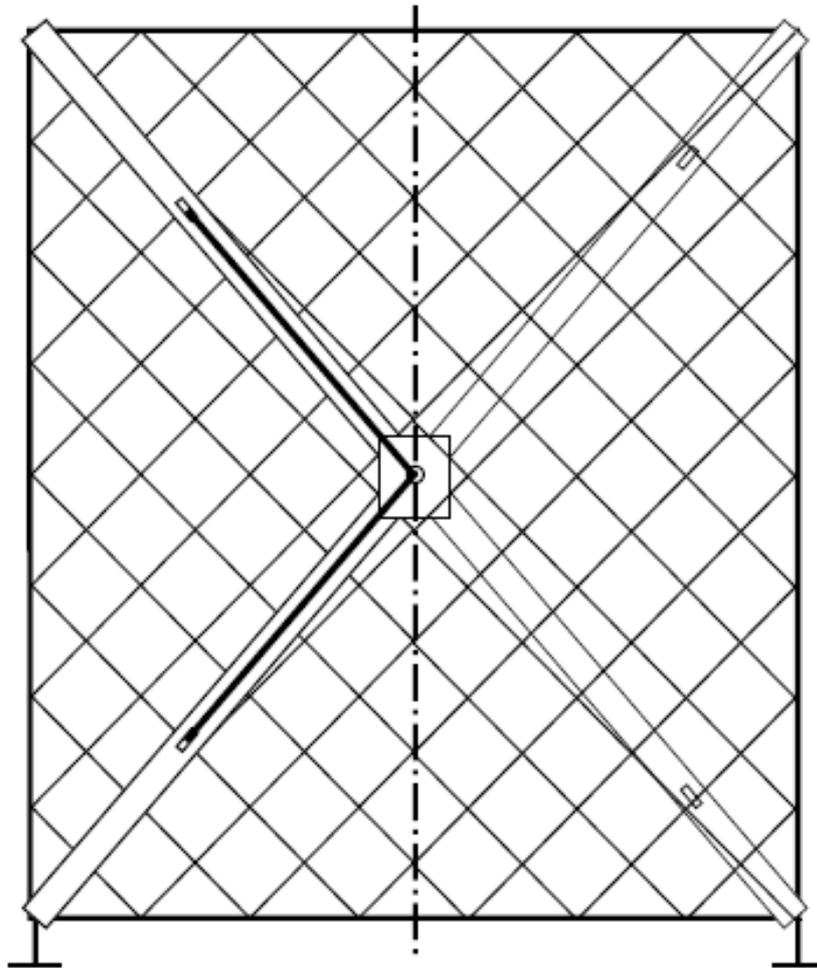
- Strutture rigide, che presentano scarsa deformabilità, ad esempio i ponti da neve;
- Strutture flessibili, che sono invece maggiormente deformabili, come le reti paravalanghe;
- Strutture semirigide, che uniscono caratteristiche proprie di entrambe le categorie sopracitate.

Gli ombrelli da neve, che rientrano all'interno di quest'ultima categoria, sono strutture leggere in acciaio, progettate per rendere semplici sia le operazioni di trasporto in sito, anche tramite elicottero, che quelle di montaggio (Segor et al., 2010). La loro funzione è quella di creare un ostacolo allo scivolamento della neve, che sia in grado di trattenerla e rallentarne la velocità di scivolamento, prima che quest'ultima diventi incontrollabile (Olivero, 2011). In pratica la struttura deve essere in grado di fornire reazioni alle forze già citate di scivolamento, scorrimento e creep che si sviluppano nel manto nevoso (Rainer et al., 2008). Per rispondere a queste esigenze, la tipica struttura di un ombrello è composta da ([www.betonform.it](http://www.betonform.it)):

- due travi in profilato di acciaio HEB, intagliate e immorsate tramite piastre per incrocio elementi a formare la braccia di una croce di S. Andrea, che servono anche come struttura su cui poi installare il pannello di rete;
- un cavo d'acciaio perimetrale che unisce le estremità delle travi, il cui scopo è irrigidire la struttura e formare un supporto ulteriore per il pannello di rete;
- un pannello di rete, il cui scopo è il contenimento della neve, che è realizzato mediante la sovrapposizione di due differenti sistemi a maglia fortemente ancorati tra loro: il primo, a maglie romboidali in fune costituita da fili di acciaio e il secondo in rete a doppia torsione a maglia esagonale con dimensione inferiore della precedente. Entrambe le reti sono chiuse agli estremi con un manicotto di alluminio avente resistenza allo sfilamento pari a quella del carico di rottura della fune;
- due piastre, una anteriore e una posteriore, entrambe forate per consentire il posizionamento dei bulloni. La piastra anteriore è poi predisposta per il supporto di un piccolo tubo dal quale si dipartono quattro cavi che lo collegano ai bracci delle travi. La piastra posteriore è realizzata invece per alloggiare un giunto sferico multidirezionale (cerniera) a cui è collegata un'asta di ancoraggio;

- un'asta centrale di ancoraggio realizzata in tubolare d'acciaio congiungente la piastra di ancoraggio alle travi. L'asta è dotata in testa di un cappello per l'accoppiamento alla cerniera;
- una piastra di ancoraggio a terra realizzata in acciaio e completa di spinotto di collegamento, serve a collegare l'asta centrale alle fondazioni (in genere tiranti);
- quattro funi di controvento, realizzate in acciaio e posizionate nella parte posteriore della struttura, collegano le estremità dei bracci delle travi alla piastra di ancoraggio, limitando la rotazione della croce ai valori progettuali;
- due piedi per l'appoggio al terreno delle travi.

Si riportano di seguito, in **Figura 1** e **Figura 2**, le viste frontali e laterali della struttura e in **Figura 3** un sito con ombrelli installati e operativi.



**Figura 1** Vista frontale dell'ombrello da neve. A sinistra della linea tratteggiata è evidenziata la parte anteriore, mentre a destra quella posteriore (Immagine da: Barbero et al, 2014)

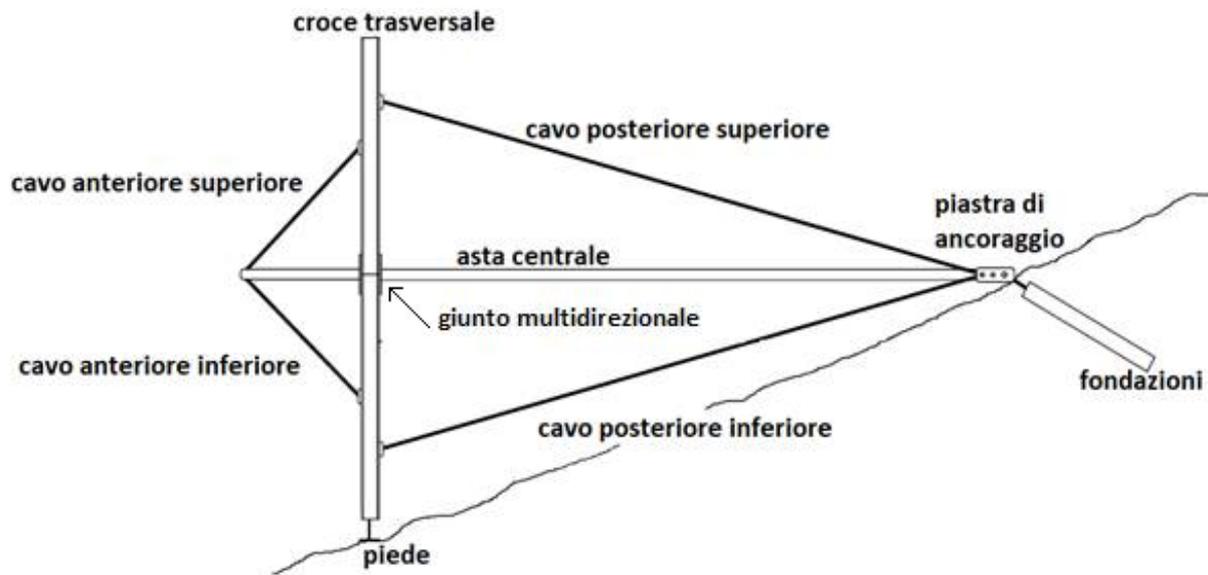


Figura 2 Vista laterale di un ombrello (Immagine da: Barbero et al, 2014)



Figura 3 Ombrelli installati lungo un versante nella stagione invernale (Immagine da: Barbero et al, 2014)

## 2.2 TECNOLOGIA E MONTAGGIO

Gli aspetti tecnici, economici e amministrativi non sono trascurabili nel progetto di un intervento per la mitigazione del rischio valanghivo, e il progettista deve tenerli in considerazione quando opta per una scelta costruttiva piuttosto che un'altra. In alcuni casi infatti alcune soluzioni progettuali sono da scartare a priori perché non rispettano i vincoli normativi oppure sono troppo onerose o di difficile realizzazione.

Al contrario, gli ombrelli fermaneve generalmente permettono di soddisfare anche le richieste più restrittive, per ottenere comunque il risultato di ridurre il rischio nei territori a valle.

I vantaggi offerti da questo tipo di struttura sono molteplici ([www.incofil.it](http://www.incofil.it)):

- peso contenuto, che facilita il trasporto e l'installazione;
- all'occorrenza l'assemblaggio può essere eseguito direttamente in cantiere, in quanto le varie parti sono trasportate in maniera indipendente le une dalle altre e scaricate, oppure l'ombrello può essere consegnato già pre-assemblato e richiuso;
- ridotto spazio necessario per l'apertura, in quanto, indipendentemente dal tipo, sono richiesti circa 20m<sup>2</sup> per questa operazione: questo rende possibile aprire le strutture a mano a mano che devono essere installate, eliminando problemi di stoccaggio e gestione degli spazi in cantiere;
- ingombro minimo per il deposito, poichè una struttura aperta necessita di circa 10m<sup>2</sup> per lo stoccaggio;
- alta produzione, infatti un solo operaio formato, addestrato e dotato di idonea attrezzatura riesce ad aprire e porre a deposito (o direttamente sul luogo dell'intervento) un ombrello mediamente in 3 minuti;
- facilità di trasporto delle strutture richiuse, in quanto peso e ingombro contenuti rendono semplice ed economico sia il maneggio che la movimentazione, terrestre o aerea, nell'area di cantiere;
- semplicità di posa in opera, garantita dal monoancoraggio, il cui collegamento meccanico con le fondazioni già realizzate in sito permette di completare l'operazione in breve tempo, anche quando le condizioni cantieristiche risultano difficoltose;
- presenza di un solo ancoraggio per circa 3 metri longitudinali di zona protetta, che garantisce il più basso rapporto costo di fondazione/metri lineari di opera posata attualmente sul mercato (Ceriani, 2005).

In **Figura 4** e **Figura 5** si riportano le operazioni di apertura degli ombrelli in cantiere e di trasporto in sito tramite elicottero.



**Figura 4** Operazioni di apertura ombrello all'arrivo in cantiere (Foto da: IncofilTech)



**Figura 5** Posizionamento di ombrelli in sito nel comune di Valsavarenche con l'ausilio di elicottero (foto di V. Segor)

La procedura che in genere viene quindi seguita per la realizzazione di un intervento di mitigazione del rischio con gli ombrelli fermaneve è quindi la seguente:

- definizione dell'area di intervento, tramite utilizzo delle carte di zonazione delle valanghe o sopralluoghi sul posto;

- determinazione delle grandezze fisiche specifiche dell'area esaminata, che serviranno poi a guidare il dimensionamento dell'opera;
- scelta degli ombrelli tra i vari modelli presenti sul mercato, determinazione degli sforzi a cui sono sottoposti e progetto delle fondazioni;
- realizzazione dei tiranti da utilizzare come fondazioni (perforazione, inserimento del tirante e operazioni di iniezioni per creare il bulbo di ancoraggio);
- trasporto degli ombrelli in sito tramite elicottero e collegamento della struttura, tramite la piastra di ancoraggio, ai tiranti.

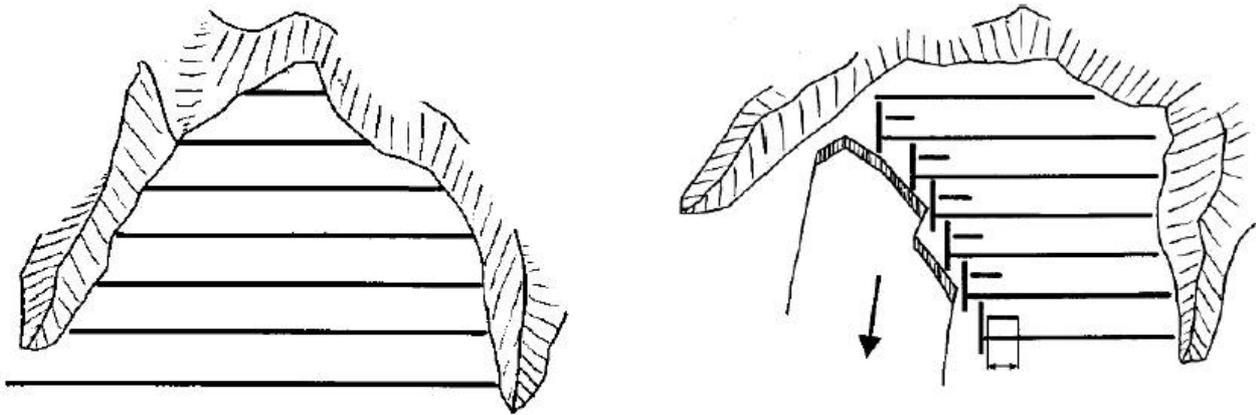
Come anticipato nel capitolo precedente, in Italia non esistono linee guida che trattino gli ombrelli fermaneve, e la normativa svizzera non fornisce precise indicazioni su questo tipo di struttura, concentrandosi solo su opere più "tradizionali" come reti, ponti e barriere. Il collocamento degli ombrelli in zona di distacco non è dunque esaminato, ma è comunque possibile utilizzare le indicazioni relative agli altri tipi di strutture per orientare la scelta verso un particolare posizionamento piuttosto che un altro. I consigli che si trovano nelle normative svizzere sono i seguenti:

- pendii con inclinazione compresa fra 30° e 50° devono generalmente essere dotati di opere paravalanghe, ma in casi particolari si interviene anche su zone meno inclinate. Ne sono un esempio le zone di minor pendenza al di sopra di pendii ripidi o le fasce meno scoscese all'interno della zona di distacco;
- se il pendio da proteggere è limitato verso l'alto da una cresta sulla quale può formarsi una cornice di neve, le strutture superiori devono essere realizzate il più vicino possibile alla base della cornice, evitando comunque il fenomeno del seppellimento. Devono essere particolarmente solide e dimensionate tenendo in considerazione sia il forte accumulo di neve a monte delle stesse che le potenziali rotture (con successivi crolli) di parti della cornice. In molti casi, la formazione di cornici può essere evitata posizionando delle strutture frangivento;
- le strutture superiori devono resistere anche nel caso in cui la zona di intervento sia sovrastata da un pendio roccioso molto ripido, con pericolo di crolli e caduta massi. In questo caso, le opere devono essere provviste di una superficie di sostegno particolarmente resistente, come reti da neve, griglie massicce in acciaio o coperture in legname. Nei casi in cui le pareti da cui possono verificarsi questi fenomeni non siano trattabili con appositi interventi, i danni derivanti da crolli possono essere evitati con opere di deviazione o di arresto, ad esempio terrapieni o reti paramassi;
- poiché a valle della zona dove vengono posizionati gli ombrelli si creano in genere nuove zone di distacco secondarie, l'area da considerare per l'intervento deve estendersi fintanto che la pendenza del terreno diventa costantemente inferiore a 30° oppure è possibile ipotizzare che le valanghe che si distaccano al di sotto della zona premunita non possano assumere proporzioni tali da arrecare danni. (In quest'ultimo caso la valutazione va fatta relativamente alla situazione topografica e alle caratteristiche dei beni da proteggere).

Selezionata l'area di intervento, vengono riportate ulteriori linee guida per l'effettivo posizionamento delle opere (che, si ricorda, sono sempre riferite a barriere e reti):

- in planimetria le superfici di sostegno delle opere si devono realizzare il più perpendicolarmente possibile alla presunta direzione della risultante della pressione della neve;

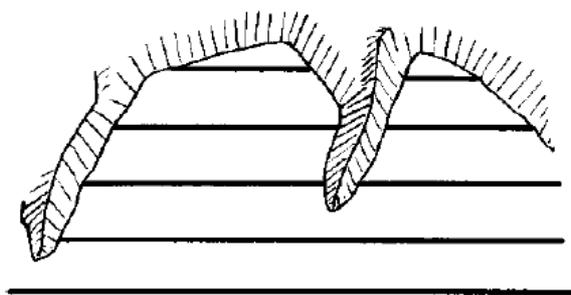
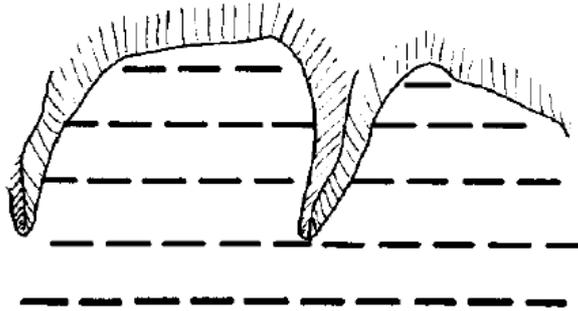
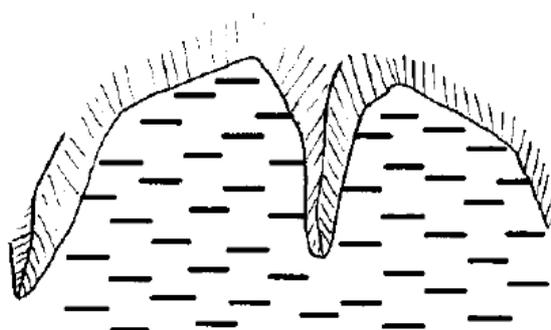
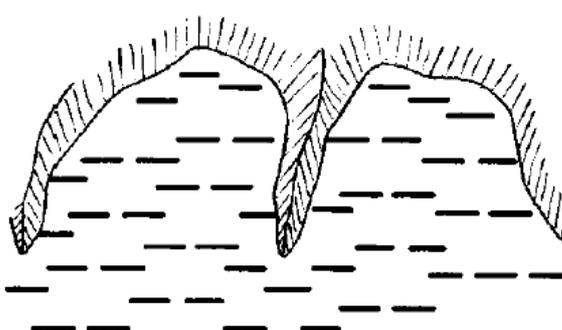
- la larghezza dovrebbe essere tale da coprire un'intera unità di terreno, appoggiandosi lateralmente a delimitazioni naturali, come costoni di roccia. Se i filari dovessero terminare in zone non protette dall'alto, occorre provvedere alla realizzazione di strutture di bordo rinforzate;
- se, a causa della morfologia del terreno o per motivi economici, questo non fosse possibile, le opere a confine con la zona non premunita devono essere disposte a filari degradanti dall'alto verso il basso, in direzione del centro della zona da difendere, evitando in tal modo che le strutture inferiori vengano danneggiate da eventuali valanghe che si possono staccare lateralmente alla zona protetta. Per ostacolare lo sconfinamento di valanghe a lastroni limitrofe si possono disporre al bordo della zona premunita e al centro fra 2 filari di strutture, delle strutture supplementari aventi una lunghezza complessiva minima pari al doppio dell'altezza utile (distanza media tra il bordo superiore della superficie di sostegno e il terreno) della struttura installata. Le pareti di separazione disposte lungo la linea di massima pendenza e aventi un'altezza verticale di circa metà dell'altezza della struttura (misurata verticalmente) impediscono lo sconfinamento di valanghe di fondo e riducono sensibilmente le forze di bordo. In **Figura 6** si mostrano questi due approcci differenti al problema.



**Figura 6** Differenti disposizioni delle opere nell'area da proteggere. A sinistra l'area è completamente protetta, mentre a destra si nota come le file si restringano verso valle (Immagine da: Magreth, 2007)

- le diverse configurazioni con cui disporre i filari risultano di due tipi differenti: continua, consistente in lunghi filari estesi su tutta la zona da proteggere e frammentaria, suddivisa a sua volta in discontinua, che prevede una disposizione continua intervallata da spazi lasciati liberi e scaglionata, che prevede uno sfasamento in altezza tra i singoli filari. Salvo condizioni particolari o estremamente delicate, la disposizione continua è quella generalmente consigliata.

In **Figura 7** si riportano graficamente le varie disposizioni, mentre in **Tabella 1** è possibile osservarne vantaggi e svantaggi.

**Premunizione continua.****Premunizione frammentaria interrotta.****Premunizione frammentaria scaglionata.****Premunizione frammentaria combinata.****Figura 7** Le varie disposizioni delle opere fermaneve nell'area di intervento (Immagine da: Magreth, 2007)

Disposizione	Vantaggi	Svantaggi	Impiego
Continua	<ul style="list-style-type: none"> <li>• La propagazione delle rotture di taglio nella coltre nevosa oltre i filari di strutture, sia a monte che a valle, è ampiamente ostacolata.</li> <li>• Ostacolo continuo per le colate di neve.</li> <li>• Forte riduzione delle tensioni di trazione nella coltre nevosa.</li> <li>• Le opere sono sollecitate dalle forze di bordo unicamente alle estremità dei filari (minima sollecitazione complessiva delle opere).</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>• Ampio e connesso sviluppo, in larghezza, di tensioni persistenti di taglio e di trazione nella coltre nevosa.</li> <li>• Possibile propagazione laterale di danni alle opere.</li> <li>• Limitata capacità di adattamento in terreni fortemente accidentati e con notevoli variazioni locali delle condizioni della neve (più o meno importanti a seconda del tipo di struttura realizzato).</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>• In casi normali</li> </ul>
Frammentaria interrotta	<ul style="list-style-type: none"> <li>• Buona capacità di adattamento alla configurazione orizzontale del terreno e alle variazioni locali delle condizioni della neve.</li> <li>• Localizzazione dei danni su singoli elementi.</li> <li>• Eventuale minor costo (rispetto alla disposizione continua).</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>• Possibile passaggio di parte della neve in movimento attraverso gli spazi liberi fra le strutture.</li> <li>• Sollecitazione delle strutture causate dalle forze di bordo dipendente dalla lunghezza degli spazi liberi.</li> <li>• La propagazione delle fratture di taglio nel manto nevoso oltre i filari di strutture, sia a monte che a valle, risulta meno ostacolata rispetto alla disposizione continua.</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>• In casi eccezionali in terreni molto ripidi e molto accidentati, come pure nel caso di un rinforzo di una vecchia premunizione non conforme alla direttiva</li> </ul>
Frammentaria scaglionata	<ul style="list-style-type: none"> <li>• Buona capacità di adattamento alla morfologia del terreno in tutte le direzioni</li> <li>• Ripartizione delle zone residue con tensioni di pressione e di taglio</li> <li>• Lo slittamento della neve è mediamente inferiore rispetto alle opere continue e frammentarie interrotte</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>• Sollecitazione delle strutture causate dalle forze di bordo simile a quelle di una struttura libera.</li> <li>• Aumento del costo unitario (in rapporto alla disposizione continua e frammentaria interrotta).</li> <li>• La propagazione delle fratture di taglio è possibile in tutte le direzioni.</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>• In casi eccezionali in terreni molto ripidi e molto accidentati, come pure nel caso di un rinforzo di una vecchia premunizione non conforme alla direttiva.</li> </ul>

**Tabella 1** Pregi e difetti di ogni disposizione (Tabella da: Magreth, 2007)

## 2.2.1 EVOLUZIONE E CRITICITÀ. ESEMPI DI PROBLEMATICHE E SOLUZIONI ADOTTATE

Fino ai primi anni '90 le varie tecnologie impiegate per interventi di mitigazione del rischio valanghivo spaziavano dai ponti d'acciaio ancorati con piastre di fondazione (con scavi realizzati a mano) alle fondazioni su micropali, ma con l'introduzione delle reti in funi d'acciaio con fondazioni su micropali e ancoraggi in tiranti, dalla metà degli anni '90, si è riusciti ad eliminare lo scavo manuale ed elevare il livello tecnologico complessivo. L'esperienza acquisita con le reti ha poi consentito lo sviluppo dei nuovi "ombrelli fermaneve", che ad oggi risultano la soluzione progettuale preferita da vari studi ingegneristici (Ceriani, 2019), grazie ai vari pregi già descritti dall'inizio del capitolo.

L'ombrello come è stato descritto in precedenza non si è mantenuto inalterato dai primi anni di esercizio, poiché la continua ricerca e l'esperienza empirica acquisita sul campo hanno consentito di ottimizzarne la struttura e perfezionarla continuamente, apportando alcune migliorie. Si tenga presente che, a seconda dei costruttori e per comodità realizzative, si possono notare alcune lievi differenze: non tutti gli ombrelli presentano infatti il tubo centrale anteriore con i controventi, così come la struttura a croce di Sant'Andrea può essere formata da due travi sovrapposte oppure da quattro travi collegate al centro. Le differenze si possono apprezzare in **Figura 8**.



**Figura 8** Differenti tipologie di realizzazione della croce di Sant'Andrea. A sinistra 4 travi distinte unite al centro, nei pressi di Rhêmes-Saint-Georges (AO), a destra due travi sovrapposte nei pressi di Chiomonte (TO) (foto di M. Da Dalt)

Tra le varie innovazioni introdotte nel corso degli anni, si segnalano in particolare interventi sulla distanza tra il bordo delle travi e i controventi, per ridurre gli sforzi di momento flettente che si sviluppano a causa della spinta della neve e che potevano creare problemi alla struttura (Olivero, 2011) e l'aggiunta, sugli elementi isolati o di fine fila, di tiranti aggiuntivi sulle travi. Questo accorgimento serve a ridurre gli sforzi causati dal cosiddetto "effetto bordo", un fenomeno che si verifica perché la struttura paravalanghe non è infinitamente estesa, e si generano degli sforzi causati dallo scorrimento della neve alle sue estremità (Rudolf-Miklau et al., 2015). La **Figura 9** mostra nel dettaglio un braccio della croce di Sant'Andrea con due controventi installati (al contrario della "consuetudine" che vede un tirante per ogni braccio) per garantire un maggiore irrigidimento nella struttura e quindi diminuirne le deformazioni. L'ombrello in esame è predisposto ad essere un elemento di fine linea, già montato in cantiere e pronto ad essere agganciato alla sua fondazione. L'effetto bordo verrà comunque descritto meglio nel capitolo relativo al dimensionamento.

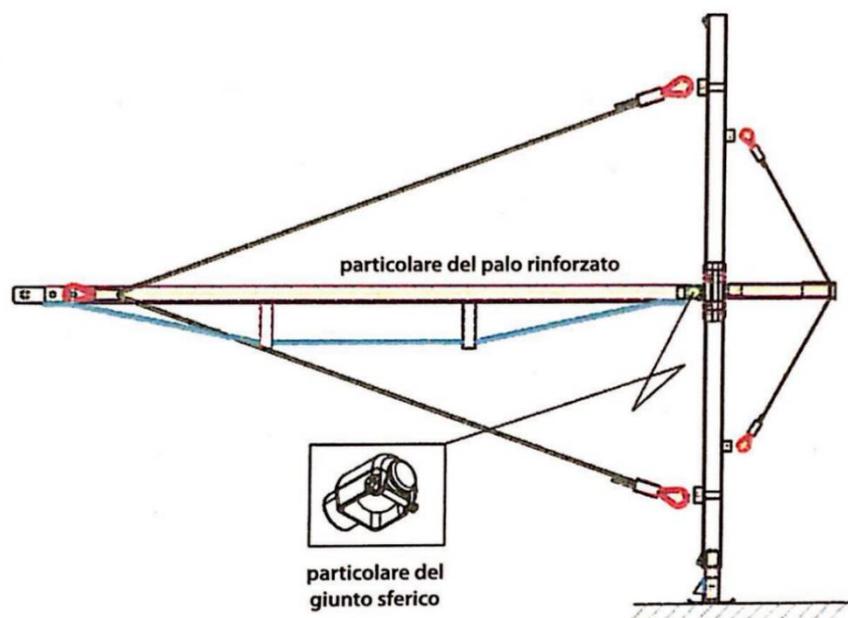


**Figura 9** Particolare del braccio di un ombrello con doppi tiranti che sarà posto a fine linea, presso Chiomonte (TO)  
(foto: M. Da Dalt)

L'esperienza complessiva nell'utilizzo degli ombrelli da neve in interventi di mitigazione del rischio è senz'altro positiva, e questa struttura si dimostra un'ottima scelta sotto ogni punto di vista: tecnico, realizzativo ed economico sia in fase di posa che di manutenzione. A riprova di quanto detto, basti pensare che lo studio ALPTEAM S.r.l. di Charvensod (AO), che da oltre trent'anni si occupa della progettazione delle opere paravalanghe in Piemonte e Val d'Aosta e da quindici anni utilizza quasi esclusivamente ombrelli fermaneve per i suoi interventi, ha riscontrato solo due casi in cui queste strutture hanno presentato limitati inconvenienti. Nell'inverno del 2010 infatti, su un totale di 754 elementi installati in un singolo sito, 4 di questi si sono ribaltati a causa dell'azione del vento. La causa di questo incidente non è stata la qualità strutturale o la stabilità degli ombrelli, quanto piuttosto le condizioni critiche in cui questi si trovavano ad operare: erano infatti stati posizionati in una zona riconosciuta come problematica già durante i rilevamenti, trovandosi su un versante molto esposto all'azione erosiva del vento proveniente da nord-ovest. La soluzione al ribaltamento è stata messa in opera l'estate successiva, e si è dimostrata sia economica che facilmente realizzabile: è stato inserito un ulteriore ancoraggio, costituito da una barra d'acciaio lunga 1.5m, per ogni elemento. Da questo intervento nel sito non si sono più verificati episodi simili a quello dell'inverno 2010 (Ceriani, 2019).

L'altro evento documentato, accaduto nell'inverno 2018, riguarda 6 ombrelli su un impianto di 540. In quest'occasione il gambo centrale degli ombrelli si è piegato, a causa dell'eccessivo carico da neve, e alcuni bulloni in concomitanza al nodo centrale hanno subito rottura. La situazione si è aggravata ulteriormente a causa del cedimento del terreno sottostante la struttura, che ha provocato un ulteriore affossamento dell'opera di difesa. Anche in questo caso c'è da evidenziare come gli elementi che hanno subito danni fossero installati in un tratto del versante particolarmente sconnesso e la cui pendenza contribuiva all'accumulo nevoso, che nel sopracitato inverno si è attestato intorno ai 5 m. Nonostante i danni subiti le strutture sono comunque riuscite a trattenere la massa nevosa, garantendo la sicurezza dell'impianto sottostante per tutta la stagione invernale. La soluzione a questo problema è stata realizzata e brevettata dall'ing. Betti, un collaboratore

dell'impresa Betonform che ha fornito gli ombrelli in questione. La struttura del gambo è stata modificata, come si vede in **Figura 10**, rendendolo un tirante centrale reticolare, costituito da un corrente superiore in sezione rettangolare, due montanti verticali tubolari e un corrente inferiore in barra da 24 mm. Con questo accorgimento si è creata in pratica una trave con maggior capacità di carico verticale, limitando tuttavia l'incremento del peso e garantendo al gambo di reggere carichi di neve di circa 4.5 m misurati sulla sua verticale (Ceriani, 2019).



**Figura 10** La nuova struttura dell'ombrello realizzata dall'ing. Betti [immagine da: Ceriani, 2019]

L'evoluzione della tecnologia degli ombrelli da neve deve considerarsi però tutt'altro che conclusa: la variabilità climatica che si sta verificando a livello globale può avere effetti ancora più devastanti alle latitudini tipiche delle catene montuose italiane, influenzando sulla densità della neve. Questa rischia di aumentare a causa dei fenomeni piovosi sempre più frequenti a quote superiori a 2000 m anche nei mesi più freddi, con conseguente aumento dei carichi a cui sono sottoposte le strutture. Sarà opportuno quindi ridefinire le distanze tra le linee e revisionare gli elementi strutturali maggiormente sollecitati, ovvero gli ombrelli di fine linea e quelli isolati (Ceriani, 2019).

## 2.3 FONDAZIONI

Come è stato accennato nei paragrafi precedenti, l'ombrello da neve deve essere ancorato al terreno per risultare efficace nella mitigazione del rischio valanghivo, e la pratica ingegneristica utilizza i tiranti come elementi addetti a questo scopo. Nella prima parte di questo paragrafo saranno descritte le varie tipologie di tiranti, presentando le diverse parti che li compongono, per poi analizzare le problematiche realizzative e alcune delle soluzioni proposte.

### 2.3.1 TIPOLOGIA DI FONDAZIONI

Un tirante è un elemento strutturale connesso al terreno o alla roccia, che in esercizio è sollecitato a trazione, ed è generalmente costituito da 3 parti ([www.dywidag.it](http://www.dywidag.it)):

- Testata di ancoraggio, la cui funzione è il trasferimento degli sforzi derivanti dalle sollecitazioni sulla struttura ancorata alle altre parti del tirante;

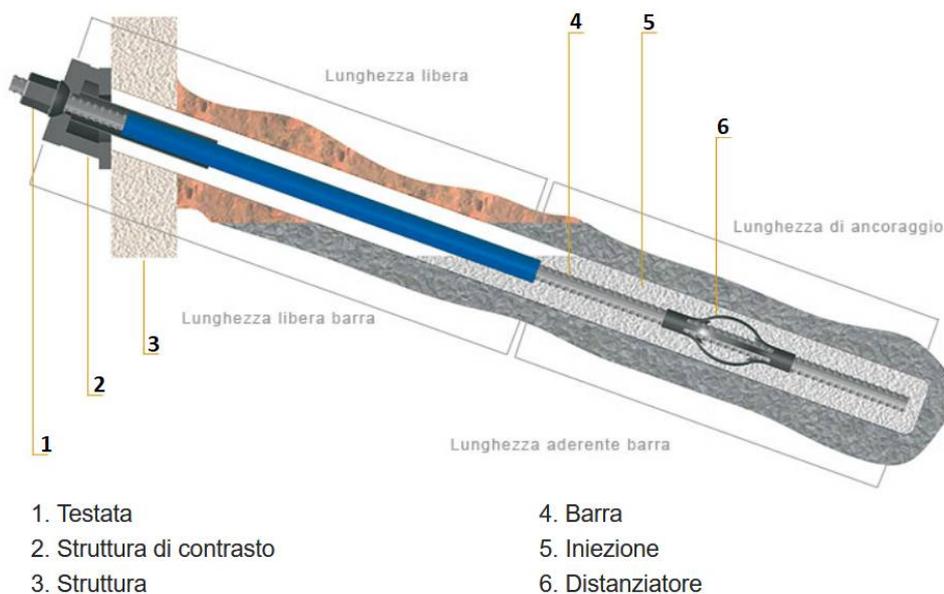
- Lunghezza libera, che trasmette la trazione all'ancoraggio e consente la deformazione della struttura;
- Lunghezza di fondazione, realizzata tramite boiaccia cementizia, che trasferisce i carichi e ancora il tirante al terreno, grazie a forze di aderenza e attrito.

Questo tipo di opera viene trattato all'interno del capitolo 6 delle NTC 2018, riguardante la progettazione geotecnica. Ai fini della progettazione, le norme dividono gli ancoraggi in provvisori e permanenti, a seconda del periodo previsto in cui dovranno rimanere operativi (rispettivamente meno e più di due anni), con un'ulteriore suddivisione in tiranti attivi (pre-sollecitati), se installati con un forza di tesatura iniziale, e passivi (non pre-sollecitati). Il tensionamento del tirante prima della posa in opera produce, in fase di esercizio, deformazioni minime perché queste ultime sono state anticipate (Decreto Ministeriale 17 gennaio 2018).

In commercio esistono differenti tipologie di tiranti ([www.consolidamentoterreni.it](http://www.consolidamentoterreni.it)):

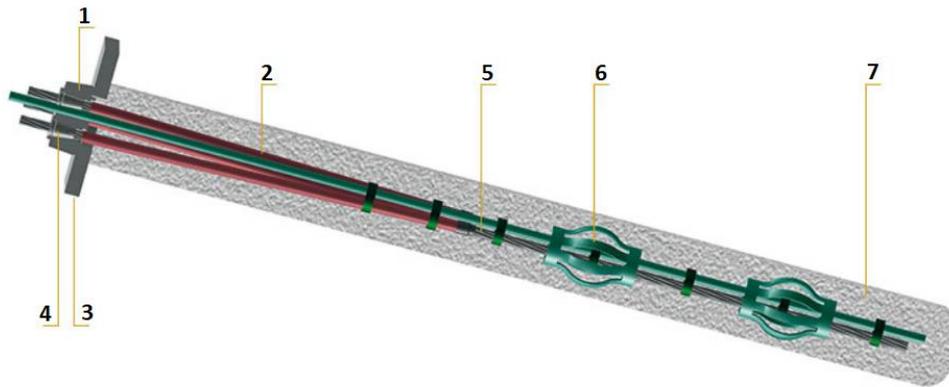
- A barra (anche cava), che vengono impiegati per la stabilizzazione dei pendii, grazie alla loro struttura realizzata in acciaio precompresso e alla protezione contro la corrosione, ottenuta tramite masse di protezione e guaine in PVC (lisce o nervate). I distanziatori installati consentono di ottenere una distribuzione omogenea dell'iniezione, che aumenta la stabilità dell'opera e la sua protezione dalla corrosione. La lunghezza della fondazione può essere aumentata a seconda delle necessità utilizzando manicotti (anche valvolati) per giuntare tra loro le singole barre.
- A trefoli, in cui la funzione di trasferimento carichi dalla testata alle fondazioni è affidata a un numero di trefoli che può variare a seconda delle azioni previste sulla struttura da ancorare. I costruttori assicurano che, fintanto che resiste la malta del tratto di fondazione, il numero di trefoli può essere combinato a piacere, in modo da resistere anche a carichi molto elevati.

Tra queste differenti tipologie, la soluzione a trefoli è la maggiormente impiegata per realizzare le fondazioni degli ombrelli fermaneve. In **Figura 11** è rappresentato un tirante tipico a barra, mentre in **Figura 12** si può apprezzare un tirante a trefoli.



- |                           |                  |
|---------------------------|------------------|
| 1. Testata                | 4. Barra         |
| 2. Struttura di contrasto | 5. Iniezione     |
| 3. Struttura              | 6. Distanziatore |

**Figura 11** Tirante a barra (Immagine da: Dywidag-Systems International)



- |                   |                    |
|-------------------|--------------------|
| 1. Disco          | 5. Trefoli         |
| 2. Guaine singole | 6. Centratore      |
| 3. Piastra        | 7. Bulbo iniettato |
| 4. Cuneo          |                    |

**Figura 12** Tirante a trefoli (Immagine da: Dywidag-Systems International)

A seconda del tipo di tirante, sono poi presenti degli specifici elementi, come i distanziatori che servono a garantire il rispetto dell'esatta distanza tra i vari trefoli, i dispositivi di centraggio, che posizionano correttamente il tirante all'interno della perforazione e le guaine, che proteggono dalla corrosione il tratto libero e la lunghezza di fondazione ([www.decanet.it](http://www.decanet.it)).

Per la posa in opera di un tirante si seguono fasi differenti, e tutte distinte tra loro. Nello specifico, queste fasi risultano essere ([www.viscontifondazioni.it](http://www.viscontifondazioni.it)):

- Perforazione, eseguita tramite sonda a rotazione o roto-percussione, con rivestimento continuo e circolazione di fluidi. Per la circolazione del fluido di perforazione si impiegano pompe a pistoni con portate e pressioni controllate. Nel caso venga utilizzato un martello a fondo foro (perforazione a roto-percussione), si utilizzano compressori di adeguata potenza;
- Rimozione degli eventuali detriti nel foro o in sospensione nel fluido di perforazione, prolungando la circolazione del fluido stesso;
- Riempimento del foro, o cementazione di 1° fase, utilizzando un volume di miscela cementizia proporzionato al volume teorico della perforazione. In questa fase viene anche riempito il sacco otturatore (se presente) e il bulbo interno per i tiranti definitivi, utilizzando quantitativi di miscela corrispondenti ai volumi teorici di progetto. Completata l'iniezione di prima fase si provvederà a lavare con acqua il cavo interno del bulbo di iniezione;
- Inserimento del tirante;
- Riempimento dei dispositivi di separazione e protezione interni (sacco otturatore, bulbo interno);
- Iniezioni selettive a pressioni e volume controllati, per realizzare il bulbo di fondazione. La tecnica prevede di procedere valvola per valvola, a partire dal fondo, tramite un packer a doppia tenuta, collegato al circuito di iniezione. La massima pressione di apertura delle valvole non deve superare un limite predefinito, e in caso contrario quest'ultima potrà essere abbandonata. L'apertura della valvola comporterà l'iniezione in pressione fino all'ottenimento dei valori dei volumi di assorbimento e di pressione prescritti in progetto. L'iniezione della miscela viene eseguita utilizzando portate che siano tali da evitare fenomeni di claquage, o fratturazione idraulica del terreno, e sarà

ripetuta dopo un periodo variabile tra le 12 e le 24 ore nel caso in cui il raggiungimento di alcuni parametri progettuali non siano rispettati;

- Posizionamento della testata e dei dispositivi di tensionamento;
- Prove di carico di collaudo;
- Tensionamento del tirante;
- Iniezione della parte libera e protezione della testata.

Talvolta l'introduzione del tirante può essere eseguita prima della realizzazione del riempimento di prima fase. Questo avviene quando la perforazione è interamente rivestita, il riempimento avviene contemporaneamente all'estrazione dei rivestimenti e vengono operati gli eventuali rabbocchi finali, i trefoli ed i condotti di iniezione sono opportunamente prolungati fino a fuoriuscire a bocca foro per un tratto adeguato a consentire le successive operazioni di iniezioni e di tesatura ed è presente il sacco otturatore nel caso di tiranti orizzontali o debolmente inclinati ([www.viscontifondazioni.it](http://www.viscontifondazioni.it)).

Nelle NTC2108 viene sottolineato come la scelta del tipo di ancoraggio debba essere presa in funzione delle sollecitazioni prevedibili, delle caratteristiche del sottosuolo e dell'aggressività ambientale. Si prevede anche la realizzazione di *ancoraggi preliminari di prova, sottoposti a sollecitazioni più severe di quelle di verifica e non utilizzabili per l'impiego successivo, che devono essere realizzati con lo stesso sistema costruttivo di quelli definitivi, nello stesso sito e nelle stesse condizioni ambientali. Gli ancoraggi preliminari di prova devono essere realizzati dopo l'esecuzione di quelle operazioni, quali scavi e riporti, che possano influire sulla capacità portante della fondazione* (Decreto Ministeriale 17 gennaio 2018). Lo scopo di questi tiranti è quello di valutare la variazione della resistenza allo sfilamento nel tempo, per effetto del comportamento viscoso del terreno e dei materiali che costituiscono l'ancoraggio. A seconda del numero di ancoraggi definitivi previsti, viene imposto un quantitativo minimo di prove da realizzare, variabile da 1 a 10, rispettivamente nel caso in cui l'installazione finale preveda la messa in opera di meno di 30 tiranti oppure più di 500. Per terminare il presente paragrafo si sottolinea comunque quanto è stato già evidenziato all'inizio del paragrafo, cioè che la tipologia di tirante maggiormente impiegata per le fondazioni degli ombrelli fermaneve è quella a doppia fune spiroidale.

### 2.3.2 PROBLEMATICHE REALIZZATIVE

La realizzazione delle fondazioni per gli ombrelli da neve non è un processo esente da problematiche, ed è possibile incorrere in criticità potenzialmente in grado di mettere a rischio la corretta riuscita dell'operazione. Per questo motivo AGI e AICAP, rispettivamente Associazione Geotecnica Italiana e Associazione Italiana Calcestruzzo Armato e Precompresso, hanno realizzato una guida contenente raccomandazioni per la realizzazione di tiranti nei terreni e nelle rocce. All'interno di questo documento si trovano delle informazioni riguardanti le modalità di trivellazione, che vengono descritte per evitare di incorrere in problematiche in questa fase dei lavori. In particolare, il testo riporta che *le perforazioni devono essere condotte in modo tale da comportare il minimo disturbo del terreno ed evitare danni alle opere circostanti*. Si fa inoltre presente che il metodo di perforazione, tra quelli già citati nel precedente paragrafo, debba essere scelto in modo tale da:

- *impedire il franamento della parete del foro, sia durante la perforazione sia durante la posa delle armature;*
- *ridurre al minimo la decompressione del terreno circostante;*
- *non alterare, per quanto possibile, le falde idriche e le relative distribuzioni delle pressioni* (AGI-AICAP, 2012).

Come già accennato in precedenza, un tirante di ancoraggio lavora correttamente solo nel caso in cui il suo bulbo di fondazione sia posto in una zona geotecnica idonea a resistere ai carichi trasmessi e al di fuori del cono di scivolamento, nel caso di installazione come opera di consolidamento. Un problema che bisogna essere in grado di risolvere è dunque la conoscenza del terreno in cui si deve operare, sapendo se le pareti del foro risultano stabili (scavo in roccia) o se tendono a franare (scavo in terreno sciolto), necessitando di interventi di consolidamento prima della perforazione. Per evitare che il terreno frani e ostruisca lo scavo appena eseguito, si può utilizzare una tecnologia che deriva dalla realizzazione dei pali di fondazione, ovvero il cosiddetto "tubo-camicia", un accorgimento che prevede il rivestimento del foro con dei tubi a forma di camicia chiamati per l'appunto "camicie". Questi sono utilizzati per sostenere le pareti del tratto appena perforato fino ad ottenere una stabilizzazione del foro, per poi iniettare normalmente la miscela per l'ancoraggio del bulbo di fondazione.

Particolare attenzione va prestata anche al caso in cui il terreno del sito non sia in grado di resistere al carico trasmesso dal tirante nei primi metri al di sotto del piano campagna: in queste circostanze la perforazione deve essere prolungata fino a raggiungere una zona adatta ad assolvere questo compito. Questa necessità può tuttavia dare origine a un problema ulteriore, poiché se non si impiega una perforazione controllata e guidata, le aste utilizzate per l'avanzamento del foro possono inflettersi a causa della gravità, creando un percorso "ad arco" invece che rettilineo, che può compromettere la stabilità dell'opera e la facilità di inserimento del tirante nel foro.

La fase di iniezione di boiacca cementizia per realizzare la fondazione è un'operazione non esente da criticità, infatti la miscela utilizzata può penetrare all'interno dei vuoti del terreno, uscendo di fatto dal volume teorico della perforazione e andando a riempire anche degli spazi non direttamente collegati all'opera "tirante". Un quantitativo troppo elevato di miscela iniettata dà origine al cosiddetto fenomeno del *claquage*, o sollevamento del terreno: la miscela di fatto disloca il terreno limitrofo alla perforazione e causa variazioni nello stato tensionale preesistente, che possono dare ulteriori problemi di stabilità alla struttura.

Passando a una problematica più propriamente legata all'opera "tirante" nella sua interezza, si segnala che in alcuni casi l'ancoraggio può essere realizzato con una fune spirale di lunghezza predeterminata piegata ad asola nella mezzera e venire rinforzato con un tubo metallico oppure una redancia (Simonini et al, 2014). Tuttavia, se la scelta progettuale è questa, l'asola di aggancio con la struttura è un punto di criticità strutturale: infatti, quando l'ombrello fermano è sollecitato dai carichi, il tubo o la redancia tendono a "strozzarsi", facendo inflettere la fune che contengono e riducendone la capacità resistente. Per eliminare questo problema si utilizza una boccia di grosso spessore posizionata nell'asola, che irrigidisce l'attacco alla struttura e impedisce l'inflessione della fune spirale. L'analisi sul rapporto costi/benefici di questo intervento è molto favorevole per ancoraggi di media lunghezza, sia nel caso di tiranti di nuova realizzazione creati già con questo accorgimento, sia per la modifica di elementi già operativi. Si presta comunque attenzione perché l'irrigidimento dell'asola, anche se munita di tubo metallico e di redancia, riesce solo a mitigare il problema; in presenza di forti carichi di esercizio, l'asola tende comunque a chiudersi, caricando la fune per tenso-flessione e facendole perdere la configurazione di lavoro per pura trazione per la quale era stata progettata. Considerando l'aspetto economico di questo tipo di intervento, si nota che il costo della boccia di rinforzo è di circa 30€ per asole di tiranti realizzati con funi avente diametro variabile tra 18mm e 22mm, mentre un ancoraggio mediamente costa intorno ai 150/160€/m. Ipotizzando quindi una lunghezza media di 5m di ancoraggio, la variazione del prezzo risulta praticamente irrisoria (4%) rispetto ad un aumento delle prestazioni che può essere anche del 20%.

In **Figura 13** sono riportate delle foto che evidenziano l'asola munita di boccola e la differenza di deformazione tra tiranti realizzati con fune dello stesso diametro in presenza o meno della tecnologia appena descritta.



**Figura 13** A sinistra l'asola rinforzata, a destra le deformazioni differenti tra asola rinforzata o meno (Foto da: Simonini et al, 2014)

Per quel che riguarda l'allestimento del cantiere per la realizzazione di un intervento con ombrelli fermaneve, le problematiche che si riscontrano sono quelle tipiche dei lavori in alta montagna:

- difficoltà nel trasporto sia di materiale, ad esempio la boiaccia cementizia utilizzata per le iniezioni, che di macchinari quali possono essere le perforatrici;
- complessità nell'utilizzo dei macchinari nell'area di cantiere, ad esempio a causa della pendenza elevata e delle condizioni del terreno;
- esigenza di creare piste e piattaforme che tengano conto dell'ingombro delle macchine utilizzate e ne consentano l'impiego per i compiti per cui sono state progettate;
- necessità di impiegare personale specializzato, che conosca sia le operazioni che i rischi propri delle lavorazioni.

I temi appena evidenziati sono comuni a praticamente tutte le lavorazioni montane, non solo ai cantieri per opere fermaneve, pertanto sono state adottate delle soluzioni nel corso del tempo in grado di risolvere queste difficoltà. Il trasporto di materiale e di macchinari, ad esempio, può avvenire grazie all'utilizzo di elicotteri, in grado di scaricare tutto l'occorrente direttamente in sito. Il materiale risulta maggiormente maneggevole rispetto alle macchine operatrici, che però possono essere smontate a valle e ri-assemblate nell'area di intervento oppure, in alcuni casi, essere direttamente eli-trasportate nella loro interezza; è questo il caso ad esempio di alcune perforatrici leggere, per cui lo smontaggio a valle e la ricostruzione in sito diventano più gravosi e dispendiosi sia in termini economici che temporali rispetto al trasporto nell'area di cantiere.

Per quanto riguarda le problematiche legate alla difficoltà di lavoro su pendii particolarmente inclinati, queste vengono risolte impiegando perforatrici che possono essere montate su slitte eli-trasportabili: con questo accorgimento si garantisce stabilità alla macchina, che non rischia di scivolare lungo il versante durante le operazioni di scavo. Un'ulteriore opzione possibile per far fronte a questo problema è l'impiego dei cosiddetti "ragni", ovvero di macchine (cingolate o munite di ruote) sulle quali si possono montare le perforatrici, che grazie a dei bracci meccanici si possono fissare al pendio per svolgere il loro compito senza dover creare per forza dei percorsi o delle aree apposite. Un ragno viene riportato in **Figura 14**. L'inconveniente maggiore nell'impiego di queste macchine è l'organizzazione logistica, poiché non è possibile il trasporto in sito tramite elicottero, pertanto è richiesto il montaggio in sito o la movimentazione su gomma fino al cantiere, che può diventare considerevolmente difficoltosa in particolari ambiti montani e nel raggiungimento di luoghi specifici.



**Figura 14** Un ragno con ruote e perforatrice installata (Foto da: <http://www.bettafranco.it>)

Si segnala infine nei cantieri in alta montagna la difficoltà del lavoro in condizioni meteo avverse e in presenza di ghiaccio che si forma alle basse temperature, e che può creare superfici sulle quali sia gli operatori che le macchine possono scivolare; nella maggior parte dei siti per la realizzazione di ombrelli fermaveve, questo non risulta un problema perché tutte le varie operazioni si svolgono nel periodo estivo e autunnale in modo da essere terminate con l'arrivo dei mesi più freddi dell'anno, quando possono verificarsi precipitazioni a carattere nevoso e quindi è richiesto il corretto funzionamento delle strutture installate.

### 3. DIMENSIONAMENTO

Il calcolo delle azioni sulle reti da neve viene effettuato, come anticipato nel Par. 1.2.2 del presente elaborato, facendo riferimento alle Norme Tecniche sulle Costruzioni del 2018. Tuttavia, solo all'interno delle direttive svizzere *Direttive per le opere di premunizione contro le valanghe nelle zone di distacco*, nell'edizione del 2007 si possono trovare delle formule in grado di quantificare le forze agenti su questo tipo di struttura, pertanto all'interno di questo capitolo si farà riferimento a entrambi i documenti, privilegiando dove possibile la normativa a livello italiano. Si sottolinea nuovamente che l'impiego delle raccomandazioni svizzere avviene in quanto non è attualmente presente una specifica normativa italiana o europea, e proprio nelle NTC2018, nel capitolo 12, è riportato che *Per quanto non trattato nella presente norma [...] possono essere utilizzati anche altri codici internazionali; è responsabilità del progettista garantire espressamente livelli di sicurezza coerenti con quelli delle presenti Norme tecniche*. Si tenga presente infine che le direttive elvetiche si usano esclusivamente per determinare carichi agenti e per recepire alcune raccomandazioni sulla struttura, mentre le verifiche sui vari elementi sono svolte riferendosi alle indicazioni e prescrizioni contenute nelle norme italiane ed europee vigenti.

Tenendo presente questo, si vuole proporre in questo lavoro una spiegazione dello schema di calcolo da adoperare ed un modello della struttura che serva sia a capire come effettuare la progettazione di questi elementi sia per determinare le caratteristiche di sollecitazione sulle quali si svolgeranno le verifiche strutturali. Nel Capitolo 4 del presente lavoro invece verranno utilizzati i concetti appena descritti per fornire un esempio numerico di progettazione ed effettuare un'analisi di sensitività sui vari parametri che intervengono nel processo di dimensionamento.

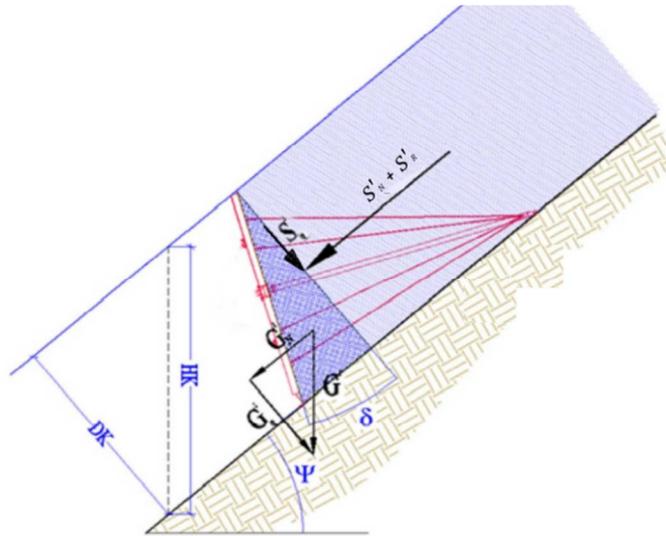
#### 3.1 ANALISI DEI CARICHI AGENTI

In questo paragrafo verrà approfondito quanto descritto qualitativamente nel primo capitolo, ovvero i carichi agenti sulla struttura "ombrello fermaneve", concentrandosi ora sull'aspetto quantitativo.

Come anticipato, esistono differenti sollecitazioni a cui è soggetto un ombrello paravalanghe, ma le due principali sono le seguenti:

- Peso proprio degli elementi costituenti la struttura, inteso come azione permanente;
- Azione della neve, di tipo variabile.

Mentre per il peso proprio la situazione è risolvibile conoscendo la geometria della struttura e le caratteristiche dei materiali che la costituiscono, l'azione della neve è talmente complessa che non è possibile calcolarla con una sola formula. In **Figura 1** sono rappresentate tutte le componenti che verranno poi richiamate in questo lavoro di tesi, e successivamente viene fornita una spiegazione del significato di ciascuna delle singole grandezze evidenziate.



**Figura 1** Le forze utilizzate nel dimensionamento degli ombrelli fermaneve (Immagine da: Fiou, 2018)

Rifacendosi alle normative svizzere, su una struttura fermaneve agiscono le seguenti forze (Magreth, 2007):

- Componente parallela al pendio ( $S'_N$ );
- Componente normale al pendio ( $S'_Q$ );
- Peso proprio del cuneo nevoso ( $G'$ ) qualora la superficie di ritenuta dell'opera non sia normale al pendio. Questa azione viene poi suddivisa in una componente parallela ( $G'_N$ ) e una ortogonale al pendio ( $G'_Q$ );
- Spinta generata dall'effetto bordo ( $S'_R$ ), che agisce solo in direzione parallela al pendio.

All'interno delle *Direttive per le opere di premunizione contro le valanghe nelle zone di distacco* viene specificato che l'interazione tra neve e struttura è difficilmente modellabile, pertanto si considera una distribuzione di pressione uniforme che deriva dalle azioni appena descritte.

Nei successivi paragrafi verrà illustrato il metodo che, partendo da queste ipotesi, consentirà una progettazione completa di queste strutture, sottolineando nuovamente che le direttive svizzere non trattano nello specifico il caso degli ombrelli fermaneve.

Si riporta ora la simbologia inerente ai parametri richiesti all'interno delle normative svizzere per il calcolo delle azioni, a cui si farà riferimento anche nei paragrafi successivi (Magreth, 2007):

- pendenza del terreno  $\Psi$ ;
- altezza utile della rete  $D_k$ , cioè la distanza media tra il bordo superiore della struttura e il suolo, misurata perpendicolarmente al pendio stesso. L'altezza della struttura (misurata verticalmente e indicata con  $H_k$ ) deve essere maggiore dello spessore massimo di neve prevedibile nel sito in esame (termine indicato con  $H_{estr}$ ), e la generica struttura fermaneve deve rispettare la disuguaglianza  $H_k \geq H_{estr}$ . È possibile passare dal valore di  $H_k$  a quello di  $D_k$ , grazie alla relazione:  $D_k = H_k \cos \Psi$ ;
- densità media della neve  $\rho^*$ ;
- altezza verticale della neve sul luogo d'ubicazione dell'opera  $H$ , generalmente posta uguale a  $H_{estr}$ ;
- coefficiente di scorrimento  $K^*$ , dipendente da densità della neve e pendenza del terreno;
- coefficiente di slittamento  $N^*$ , dipendente da copertura, rugosità ed esposizione al sole del terreno;
- coefficiente d'altitudine  $f_c^*$ , che lega la densità della neve all'altitudine;

- coefficiente di bordo  $f_R^*$ , dipendente dalla lunghezza degli intervalli laterali fra le strutture e dal coefficiente di slittamento.

Tra tutti questi valori, quelli indicati con l'asterisco si ricavano da formule fornite all'interno delle direttive svizzere, mentre gli altri si ottengono da misurazioni sul posto o da precedenti analisi sitospecifiche.

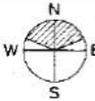
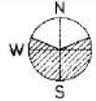
La densità media di una coltre nevosa, in assenza di misurazioni più accurate, nelle *Direttive per le opere di premunizione contro le valanghe nelle zone di distacco* viene fissata pari a  $\rho_H=270\text{kg/m}^3$  (valore valido nelle Alpi svizzere, per un'altitudine di 1500m s.l.m. e un'esposizione ONO-N-ENE). La variazione di  $\rho_H$  in relazione all'altitudine e all'esposizione si determina dall'applicazione del coefficiente d'altitudine  $f_c$  e dal coefficiente di slittamento N. Questi due valori vengono introdotti per tenere in considerazione il comportamento della neve dovuto all'assestamento, che genera un aumento nella densità (Magreth, 2007).

I valori di K in funzione della densità della neve e della pendenza del terreno sono riportati in **Tabella 1**. Nella pratica è possibile trascurare le piccole variazioni dovute alla pendenza nell'intervallo compreso fra  $35^\circ$  e  $45^\circ$ , supponendo  $\text{sen}2\Psi = 1$  (Magreth, 2007).

$\rho$ ( $\text{t/m}^3$ )	0,2	0,3	0,4	0,5	0,6
$K/\text{sin}(2\Psi)$	0,7	0,76	0,83	0,92	1,05

**Tabella 1** Legame tra i valori di densità, coefficiente di scorrimento e pendenza (da: Magreth, 2007)

Il coefficiente di slittamento N comporta un aumento della pressione della neve in presenza di un movimento della coltre nevosa lungo il pendio, e dipende dalla rugosità del terreno e dall'esposizione al sole. La **Tabella 2** che consente la determinazione di N è suddivisa in 8 valori differenti, ottenuti dalla combinazione tra classe di terreno e di esposizione.

Classi di terreno	Fattore di slittamento N	
	 Esposizione ONO-N-ENE	 Esposizione ENE-S-ONO
<b>Classe 1</b>		
<ul style="list-style-type: none"> <li>• Detrito grossolano (<math>d^* \geq 30</math> cm)</li> <li>• Terreno abbondantemente ricoperto da blocchi di roccia di piccole e grandi dimensioni</li> </ul>	1.2	1.3
<b>Classe 2</b>		
<ul style="list-style-type: none"> <li>• Superfici ricoperte da cespugli di ontano ben sviluppati o da pini striscianti alti almeno 1 m</li> <li>• Gibbosità molto ben sviluppate (altezza superiore a 50 cm), ricoperte da cotica erbosa o piccoli arbusti</li> <li>• Berme provocate dal bestiame, ben pronunciate</li> <li>• Ciottoli grossi (<math>d^*</math> ca. 10–30 cm)</li> </ul>	1.6	1.8
<b>Classe 3</b>		
<ul style="list-style-type: none"> <li>• Cotica erbosa a stelo breve, cosparsa di piccoli cespugli (erica, rododendri, mirtili, ontani, pini striscianti, con altezza inferiore a circa 1 m)</li> <li>• Ciottoli di piccole dimensioni (<math>d^* \leq 10</math> cm) alternati a cotica erbosa e piccoli cespugli</li> <li>• Gibbosità poco sviluppate (altezza inferiore a 50 cm) ricoperte di cotica erbosa liscia e piccoli cespugli</li> <li>• Cotica erbosa con berme provocate dal bestiame, poco pronunciate</li> </ul>	2.0	2.4
<b>Classe 4</b>		
<ul style="list-style-type: none"> <li>• Cotica erbosa liscia, a stelo lungo, uniforme</li> <li>• Lastre di roccia affioranti, lisce, con stratificazione parallela al pendio</li> <li>• Detrito di falda liscio, mescolato con terra</li> <li>• Conche paludose</li> </ul>	2.6	3.2

$d^*$  è il diametro medio determinante dei blocchi per stabilire la rugosità del suolo.

**Tabella 2** Variazione del coefficiente di slittamento a seconda di esposizione e classe di terreno (da: Magreth, 2007)

Per situazioni intermedie a quelle descritte, si può procedere per interpolazione. In caso di pendenza del terreno superiore a 45°, N deve essere determinato in modo rigoroso, mentre per inclinazioni inferiori a 35°, il metodo può essere meno preciso. Qualora N risulti particolarmente elevato, occorre valutare se un aumento artificiale della rugosità del terreno, ottenuto ad esempio tramite terrazzamenti o palificazioni non risulti economicamente più vantaggioso rispetto alla messa in opera di strutture rinforzate (Magreth, 2007).

Il fattore d'altitudine  $f_c$  non si utilizza direttamente nella formula per il calcolo della pressione della neve, ma solo per correggere il valore della densità. Esso infatti rappresenta l'incremento osservato della densità media in funzione dell'altitudine Z, considerando anche il corrispondente aumento del fattore di scorrimento. Generalmente si ammette un aumento della pressione della neve in funzione dell'altitudine fra 1500 e 3000 m s.l.m. pari al 2% ogni 100 m. La formula che esprime questa dipendenza viene riportata sotto, insieme alla **Tabella 3** che illustra i valori già calcolati di  $f_c$  per alcune altitudini particolari (Magreth, 2007).

$$f_c = 1 + 0,02\left(\frac{Z}{100} - 15\right)$$

Z	m s.l.m.	1500	1600	1800	2000	2200	2400	2600	2800	3000
$f_c$	-	1	1,02	1,06	1,1	1,14	1,18	1,22	1,26	1,3

**Tabella 3** Variazione di  $f_c$  con la quota (da: Magreth, 2007)

Si specifica che per  $Z \leq 1500\text{m}$  e  $Z \geq 3000\text{m}$ , si utilizzano rispettivamente i valori  $f_c=1$  e  $f_c=1,3$ .

Terminata questa premessa necessaria per descrivere i termini utilizzati, sono ora illustrate le formule fornite dalle direttive elvetiche. Se non diversamente specificato, nelle espressioni seguenti, il valore delle azioni calcolate è riferito ad unità di lunghezza della barriera ed è espresso in kN/m.

- La componente parallela al pendio dell'azione della neve  $S'_N$  viene calcolata ipotizzando una superficie di sostegno rigida, perpendicolare al pendio e di lunghezza illimitata lungo la medesima linea di livello. Nelle *Direttive per le opere di premunizione contro le valanghe nelle zone di distacco* vengono fornite due differenti formule per il calcolo, e a favore di sicurezza nel dimensionamento si utilizza il valore maggiore tra i due ottenuti. Le espressioni da utilizzare sono le seguenti, in cui  $f_s$  è un termine correttivo che tiene conto del tipo di opera fermaneve (ad esempio per le reti si ha  $f_s = 0,80$ ):

$$S'_N = \frac{1}{2} \rho g H_k^2 K' N f_s \quad S'_N = H_k^2 N f_c f_s$$

In questo lavoro di tesi, non verrà utilizzata sempre la medesima formula per il calcolo di  $S'_N$ , poiché la variazione della pendenza del pendio modifica anche la relazione di disuguaglianza tra i due valori calcolati. In particolare, solo nel caso di  $\psi=45^\circ$  si impiega la prima relazione proposta, mentre nelle altre simulazioni viene scelto il valore ricavato dalla seconda.

- La componente normale al terreno dell'azione della neve  $S'_Q$  su una superficie di sostegno rigida e perpendicolare al pendio, si manifesta quando ne viene impedito l'assestamento a causa del contatto con la suddetta struttura, per aderenza e rugosità. Partendo dal valore di  $S'_N$ , tramite il coefficiente  $a$  che dipende dalle condizioni della neve, si valuta il valore di  $S'_Q$  per  $a=0,35$  e  $a=0,50$  utilizzando la seguente relazione:

$$S'_Q = S'_N \frac{a}{N \tan(2\Psi)}$$

Anche in questo caso per il dimensionamento si utilizza il valore maggiore tra i due determinati con i diversi valori di  $\alpha$ .

- Nel caso più generico possibile, la struttura non è ortogonale al terreno, e va quindi considerato anche l'ulteriore effetto del prisma di neve compreso tra superficie di sostegno e piano normale al pendio, che incrementa le pressioni agenti sulla struttura. Le relazioni da utilizzare in questo caso sono le seguenti:

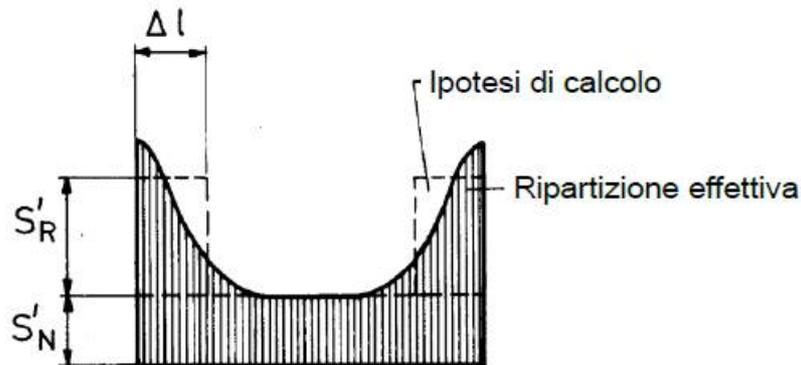
$$G' = \frac{1}{2} \rho g D_k^2 \tan \delta \quad G' = 1,50 D_k^2 \tan \delta$$

Scegliendo poi il valore maggiore tra questi, si ricavano le componenti parallele o normali al pendio utilizzando le classiche relazioni trigonometriche per un piano inclinato:  $G'_N = G' \sin \Psi$  e  $G'_Q = G' \cos \Psi$ .

- L'effetto bordo è un particolare fenomeno che interessa le opere fermaneve caratterizzate da un'estensione limitata. L'effetto di sbarramento delle strutture si manifesta anche oltre le loro estremità, ostacolando il flusso della massa nevosa verso valle. Questo impedimento genera delle forze supplementari, ipotizzate solo in direzione parallela al pendio, che sono influenzate da coefficiente di slittamento, dimensioni, forma e rugosità della superficie dell'opera. Poiché il diagramma reale delle pressioni della neve è molto complesso, si utilizza una forma semplificata per il calcolo della forza, come riportato in **Figura 2**.

La formula generica da applicare è quella riportata sotto, precisando che l'azione  $S'_R$  viene ipotizzata come forza per unità di lunghezza agente solo su una parte della struttura lunga  $\Delta l$ , e non sull'estensione totale dell'opera:

$$S'_R = f_R S'_N$$



**Figura 2** Diagramma delle pressioni in cui si evidenzia la spinta della neve ( $S'_N$ ) e l'effetto bordo ( $S'_R$ )  
(Immagine da: Magreth, 2007)

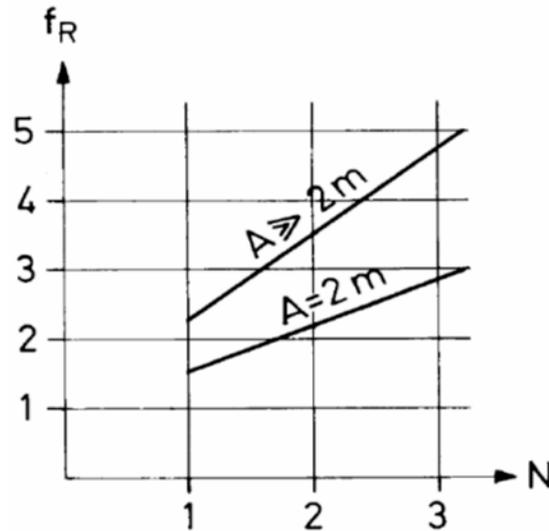
Il calcolo di  $f_R$  e  $\Delta l$  si opera in maniera differente, a seconda della distanza ( $A$ ) tra le opere lungo la medesima linea di livello. Se  $A \leq 2m$ :

$$f_R = \frac{A}{2} \cdot (0,92 + 0,65N) \quad \text{e} \quad \Delta l = 0,6 \cdot \frac{A}{2}$$

Mentre per  $A \geq 2m$  valgono queste relazioni:

$$f_R = 1 + 1,25N \quad \text{e} \quad \Delta l = \frac{D_k}{3}$$

Si riporta in **Figura 3** il grafico relativo al valore di  $f_R$  al variare della distanza laterale tra le opere e il coefficiente N.

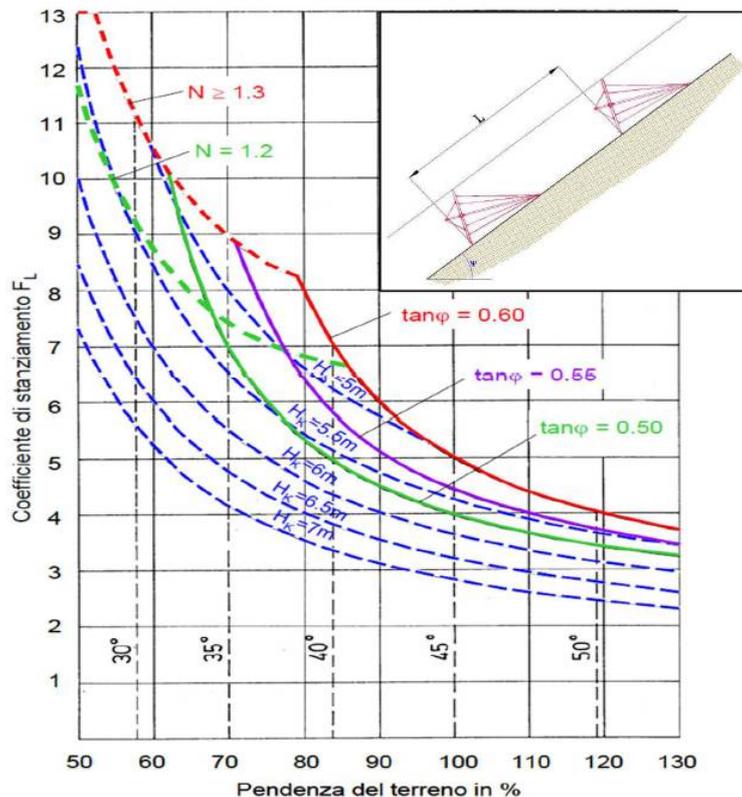


**Figura 3** Relazione grafica tra N, A e  $f_R$  (da: Magreth, 2007)

Prima di passare alla definizione delle forze per i modelli di carico previsti dalle normative, si riporta per completezza il metodo per ricavare il distanziamento tra le varie file di ombrelli in direzione della massima pendenza del sito in esame. La formula da utilizzare è la seguente:

$$L = f_L \cdot H_K$$

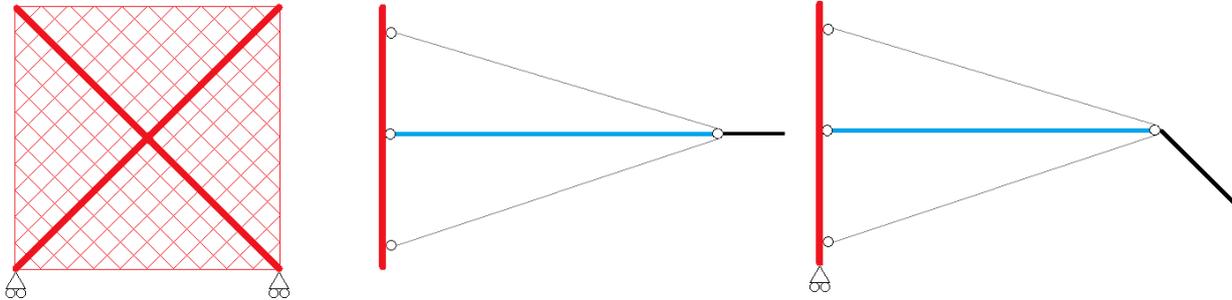
dove  $f_L$  è il valore del coefficiente di stanziamento,  $H_K$  è l'altezza della struttura misurata verticalmente rispetto al pendio e  $L$  la distanza misurata sulla linea di massima pendenza. Il grafico riportato in **Figura 4** consente una determinazione del valore di  $f_L$  per via grafica, noti  $H_K$  e l'angolo di attrito  $\varphi$  tra terreno e neve.



**Figura 4** Variazione di  $f_L$  con la pendenza della zona di installazione opere fermeneve (Immagine da: Magreth, 2007)

### 3.2 AZIONI SULLA STRUTTURA E SULLE FONDAZIONI

Per semplicità di trattazione, la struttura ombrello fermaneve verrà suddivisa in croce di Sant'Andrea e rete, asta centrale di collegamento, funi e fondazioni, come viene riportato nella seguente **Figura 5**.



**Figura 5** Da sinistra a destra: vista frontale, pianta e visione laterale dell'ombrello. In rosso sono evidenziati rete e croce di Sant'Andrea, in azzurro l'asta centrale, in grigio le funi di controvento e in nero la fondazione (Immagine: M. Da Dalt)

Nel presente paragrafo si tratteranno le azioni agenti sui singoli elementi e di conseguenza il loro dimensionamento, mentre il successivo sarà incentrato sulle verifiche sulla struttura.

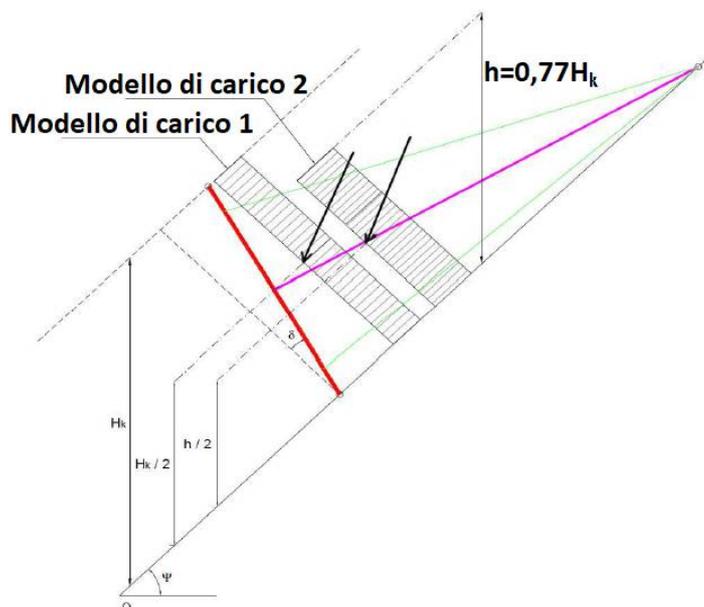
Prima di entrare nello specifico delle azioni previste dalle normative svizzere si precisa che, qualora la progettazione si esegua ipotizzando  $H_K > H_{ex}$ , per il dimensionamento è sempre determinante  $H_K$  (dove  $H_K$  e  $H_{ex}$  sono rispettivamente le altezze relative all'altezza della struttura e della neve, già definite nel precedente paragrafo).

Chiarito questo punto, si illustrano i due modelli di carico presentati nelle *Direttive per le opere di premunizione contro le valanghe nelle zone di distacco* da analizzare per la progettazione: nel primo si ipotizza che l'altezza della neve sia pari a quella della struttura  $H_K$ , mentre il secondo prevede una condizione con altezza del manto nevoso  $h=0,77H_K$ . Le normative svizzere specificano che, a fini progettuali, la risultante delle azioni della neve da utilizzare nei calcoli con il modello 2 ha lo stesso modulo e la stessa direzione di quella calcolata con il modello 1. Le differenze tra i due modelli sono quindi le seguenti:

- Nel modello 1, la risultante è applicata a metà altezza dell'opera, mentre nel modello 2 è applicata a un'altezza pari a  $h/2=0,385 H_K$ ;
- Il modello 2 presenta una pressione specifica della neve maggiore, poiché a parità di lunghezza della sezione e intensità della forza agente, l'altezza della sezione è inferiore. Rispetto al modello 1, la pressione è incrementata di un fattore  $0,77^{-1}$ , cioè circa il 30%.

Nel caso specifico della struttura portante degli ombrelli fermaneve, data la presenza della rete di contenimento, occorre fare riferimento al modello di carico 2, come riportato nel paragrafo 5.7.4.5 delle normative svizzere.

In **Figura 6** è riportato un disegno che illustra le differenze nei due modelli di carico appena presentati.



**Figura 6** Le condizioni di carico descritte dalla normativa (da: Fiou, 2018)

La risultante agente sulla struttura di contenimento (rete), si determina sommando vettorialmente le componenti parallele e normali al pendio calcolate con le formule espresse nel paragrafo precedente, e moltiplicando i valori così ottenuti per la lunghezza su cui agisce la forza; si evidenzia come le componenti  $S'_N$ ,  $G'_N$ ,  $S'_Q$  e  $G'_Q$  sono riferite alla lunghezza effettiva dell'opera, mentre  $S'_R$  solo a  $\Delta l$ , determinata con le formule presentate nel paragrafo precedente. Nel caso generale di opere continue sulla medesima linea di livello non si sviluppano forze di bordo, per cui le formule da utilizzare sono le seguenti:

- $R'_N = S'_N + G'_N$  componente parallela al suolo della risultante;
- $R'_Q = S'_Q + G'_Q$  componente normale al suolo della risultante;
- $R' = \sqrt{R'^2_N + R'^2_Q}$  modulo della risultante;
- $\varepsilon_R = \arctan \frac{R'_Q}{R'_N}$  angolo formato dalla risultante con la parallela al pendio.

Qualora si trattino opere distanziate tra loro, insorgono le forze di bordo ma, ad esclusione di  $R'_N$ , le formule appena presentate rimangono invariate. L'unica relazione che si modifica è appunto quella relativa a  $R'_N$ , che diventa:

$$R'_N = S'_N + G'_N + S'_R$$

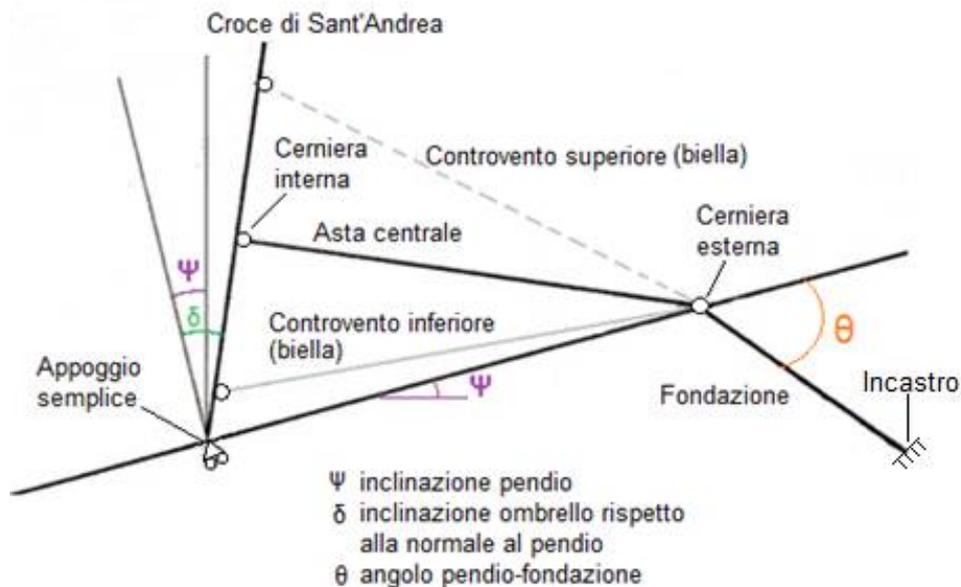
Va tenuto in considerazione che, nelle zone interessate dall'effetto bordo, il valore di  $\varepsilon_R$  è differente rispetto a quello calcolato dove non si risente di questo fenomeno, data la presenza del termine aggiuntivo  $S'_R$ .

Nel caso particolare delle reti da neve, all'interno del capitolo 5 delle *Direttive per le opere di premunizione contro le valanghe nelle zone di distacco* viene specificato che le azioni relative alla componente normale al pendio della pressione della neve non vanno tenute in considerazione, pertanto il dimensionamento di queste strutture sarà operato solo con la componente  $R'_N$ , e non con la forza indicata come  $R'$ .

Vengono ora analizzate le forze agenti su ciascuno dei singoli elementi che costituiscono un ombrello fermaneve, illustrando in che modo sia possibile arrivare a determinarne il valore e, quando possibile, presentando anche le formule per il calcolo. Il prossimo paragrafo tratterà invece le verifiche necessarie per ogni parte della struttura.

### 3.2.1 SCHEMA E RISOLUZIONE DELLA STRUTTURA

Come operazione preliminare per definire le azioni sui singoli elementi strutturali, l'ombrello fermaneve è stato schematizzato tramite un sistema di aste, inserendo i vincoli tra le varie parti che costituiscono l'opera. Dagli studi effettuati su questo problema (Peila *et al.*, 2005; Olivero, 2011), la struttura si può modellare come riportato in **Figura 7**:



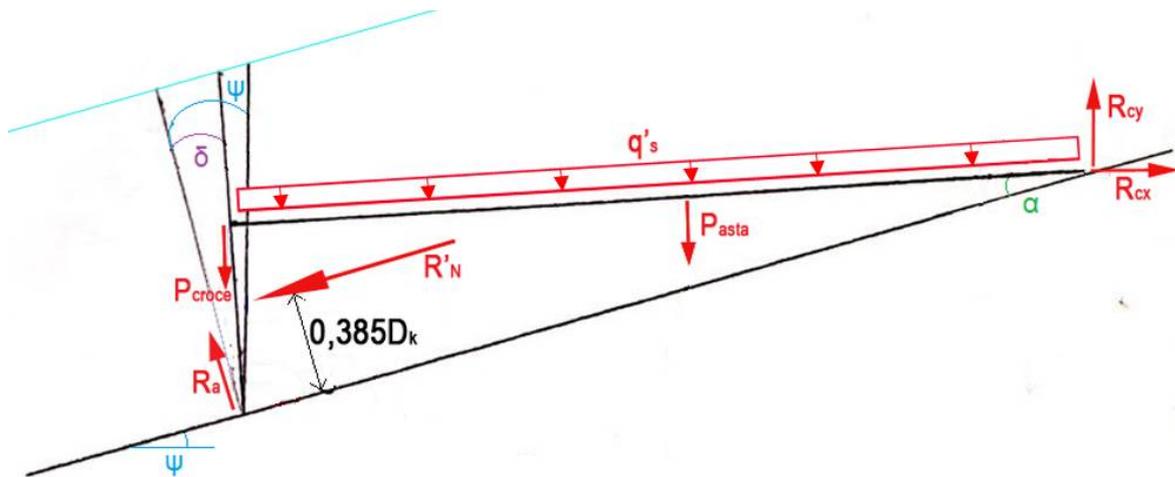
**Figura 7** Schema di un ombrello fermaneve (Immagine: M. Da Dalt)

- I punti di appoggio della struttura a terra sono schematizzati da vincoli esterni di appoggio semplice con piano di scorrimento coincidente con la massima pendenza del sito. Questi impediscono il movimento verticale dell'ombrello, rendendo comunque possibile gli spostamenti lungo la direzione di massima pendenza e quella ad essa ortogonale;
- Una cerniera esterna è posizionata nel punto di contatto tra fondazione e asta centrale, consentendo la rotazione di quest'ultima, ma bloccando gli altri movimenti;
- Una cerniera interna è posta nel punto di contatto tra asta centrale e croce di Sant'Andrea. Questo vincolo rende possibile la rotazione relativa tra questi due elementi, impedendo altri spostamenti reciproci;
- La fondazione, nell'estremità non collegata alla struttura, si suppone vincolata con un incastro;
- Ogni fune di controvento è modellata come una biella, in grado di trasmettere solo sforzo normale.

Riguardo questa ultima ipotesi, viene specificato (Olivero, 2011) che le funi di controvento superiori ed inferiori non sono mai entrambe sollecitate, ma risulta "attiva" solo la coppia che deve bilanciare la risultante del carico da neve, a seconda del suo punto di applicazione rispetto alla struttura. Per entrare nel dettaglio, se la risultante è applicata a metà altezza dell'opera, non si sviluppa nessuna coppia, mentre se il punto di applicazione è posizionato più in basso della mezzeria (e questo è il caso più comune), le funi attivate saranno quelle inferiori. Discorso analogo vale per la coppia superiore, che si attiva solo nel caso in cui la risultante sia applicata sopra il punto medio dell'altezza della rete. Nella **Figura 7** si è voluto evidenziare questa evidenza sperimentale rappresentando i controventi con linee diverse: quello inferiore in linea continua e il superiore in linea tratteggiata, proprio a voler simboleggiare il fatto che se uno è attivo, l'altro risulta scarico.

Va tenuto presente che l'ombrello fermaneve è una struttura labile, in quanto l'ancoraggio a monte non è realizzato come una cerniera direzionale. Tuttavia, considerando schemi piani, l'opera risulta isostatica: la differenza tra gradi di libertà e numero di equazioni vincolari è infatti nulla, e la struttura può essere risolta utilizzando le equazioni cardinali della statica. L'isostaticità (in un piano) si può verificare osservando che l'asta centrale e la croce formata dalle due travi hanno 3 gradi di libertà ciascuna, per un totale di 6 gradi di libertà. L'appoggio semplice di base esercita una forza diretta ortogonalmente al pendio, mentre le funi di controvento possono trasmettere solo sforzo normale; la cerniera interna di collegamento tra croce e asta centrale consente esclusivamente la rotazione reciproca tra questi due elementi, allo stesso modo in cui la cerniera all'estremità dell'asta a contatto col terreno blocca solo gli spostamenti orizzontali e verticali permettendo all'asta di ruotare. Vi sono quindi 6 equazioni di vincolo (4 dalle cerniere, una dall'appoggio semplice e una dai controventi) che permettono all'ombrello di essere risolto imponendo l'equilibrio alla traslazione in direzione verticale e orizzontale, e quello alla rotazione utilizzando la cerniera di congiunzione tra asta centrale e fondazione come polo (Olivero, 2011).

La **Figura 8** illustra la situazione di un ombrello su cui agiscono tutte le forze che verranno trattate più nel dettaglio nei successivi paragrafi. In questa rappresentazione, oltre alla già citata  $R'_N$ , vengono introdotte alcune nuove grandezze, che sono il peso proprio della croce ( $P_{croce}$ ), il peso dell'asta centrale ( $P_{asta}$ ) e le reazioni vincolari dell'appoggio semplice ( $R_a$ , in direzione normale al pendio) e della cerniera ( $R_{cx}$  e  $R_{cy}$ , rispettivamente in direzione orizzontale e verticale). Saranno proprio  $R_{cx}$  e  $R_{cy}$  a definire la forza trasmessa in fondazione, su cui si svilupperanno tutte le verifiche e saranno analizzate nell'analisi di sensitività del capitolo 4.



**Figura 8** Ombrello fermaneve con le forze agenti (Immagine da: M. Da Dalt)

Le equazioni cardinali utilizzate per risolvere la struttura ombrello fermaneve sono le seguenti:

- Equilibrio alla traslazione verticale:

$$R_A \cdot \cos \psi + R_{cy} = P_{asta} + q'_s \cdot L_a + P_{croce} + R'_N \cdot \sin \psi$$

- Equilibrio alla traslazione orizzontale:

$$R_{cx} = R'_N \cdot \cos \psi + R_A \cdot \sin \psi$$

- Equilibrio alla rotazione:

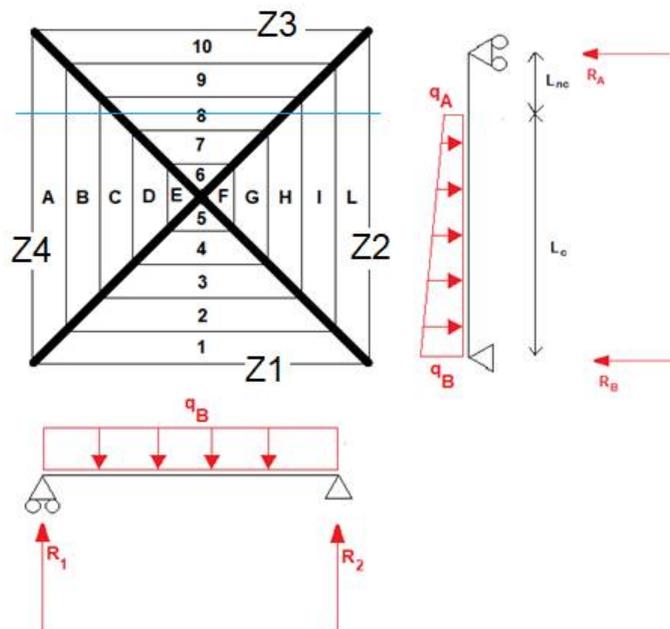
$$R_A \cdot \frac{L_a}{\cos \alpha} = P_{croce} \cdot L_a \cdot \cos(\psi - \alpha) + (P_{asta} + q'_s \cdot \Phi_a) \frac{L_a}{2} \cdot \cos(\psi - \alpha) + 0,385 \cdot D_k \cdot R'_N$$

Il termine  $P_{croce}$  viene calcolato conoscendo la lunghezza del singolo braccio della croce e le caratteristiche della sezione, così come il valore di  $P_{asta}$  si determina dalla geometria dell'asta impiegata e dalla sua lunghezza  $L_a$ . il termine  $q'_s$ , relativo al carico da neve al di sopra dell'asta centrale, verrà introdotto in seguito analizzando nel dettaglio proprio questo elemento.

### 3.2.2 RETE E BRACCI DELLA CROCE DI SANT'ANDREA

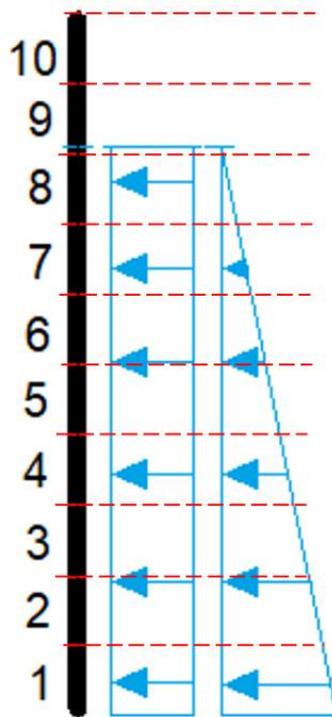
La rete di un ombrello fermaneve è l'elemento strutturale che ha la funzione di contenere la massa nevosa, ed è pertanto soggetta al carico che deriva dagli sforzi descritti precedentemente. Su di essa, in particolare, la componente parallela al pendio dell'azione della neve genera trazione punzonamento.

I bracci della croce di Sant'Andrea si dimensionano partendo dalla distribuzione di pressione generata dalle azioni appena descritte, immaginando la superficie della rete divisa in 4 aree triangolari, scomposte a loro volta in strisce parallele ai bordi. Ogni striscia viene risolta come una trave su due appoggi soggetta a carico distribuito, e si utilizza la somma delle reazioni vincolari delle singole strisce che terminano nel punto della trave per il dimensionamento. La **Figura 9** consente di comprendere anche graficamente quanto esposto finora circa la divisione del pannello di rete e le varie strisce, mentre la **Figura 10** mostra le due differenti distribuzioni di pressione che generano il carico lineare agente su ogni striscia. La distribuzione triangolare si ipotizza sia generata dal cuneo di neve, mentre quella rettangolare e uniforme deriva dalle forze di bordo e dalle componenti parallele al pendio dell'azione della neve.



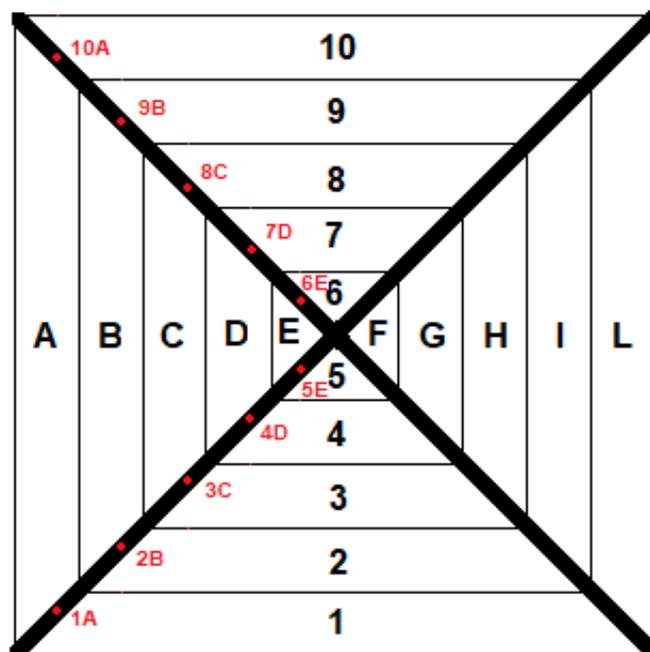
**Figura 9** Schema utilizzato per il calcolo delle azioni sui bracci delle travi (Immagine da: M. Da Dalt)

Sempre riferendosi alla **Figura 9** utile specificare che le strisce nei triangoli Z<sub>1</sub> e Z<sub>3</sub> sono sollecitate per tutta la loro lunghezza da un carico dato dalla somma della pressione uniforme generata da S'<sub>N</sub> e S'<sub>R</sub> con il contributo apportato dal cuneo di neve, come specificato appena sopra. Poiché gli estremi di queste strisce si trovano alla medesima altezza, le reazioni fornite dipendono esclusivamente dalla posizione rispetto al suolo e dallo spessore della neve. A causa di questo fatto, solo le strisce che si trovano al di sotto del livello nevoso contribuiscono alla caratteristica di sollecitazione. Ad esempio, se il livello del manto nevoso è inferiore a metà della struttura, saranno "attivate" solo le strisce nel triangolo Z<sub>1</sub>, mentre quelle del triangolo Z<sub>3</sub> saranno travi scariche e di fatto non contribuiranno alla determinazione degli sforzi nella braccio della croce di Sant'Andrea. Per le strisce presenti in Z<sub>2</sub> e Z<sub>4</sub> la situazione è differente, poiché una parte della loro lunghezza sarà sempre caricata e, a prescindere dall'altezza della neve, contribuirà alla reazione sul braccio della trave della croce.



**Figura 10** Diagrammi di pressione che generano la distribuzione studiata nel modello, in cui sono evidenziate le strisce studiate (Immagine: M. Da Dalt)

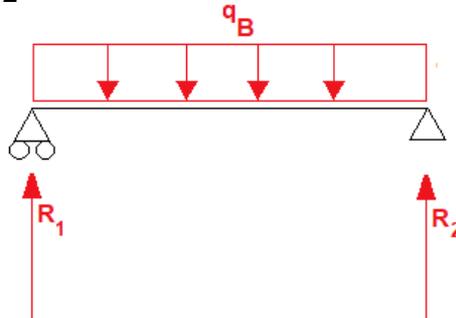
In **Figura 11** è possibile osservare i punti dei bracci della croce su cui si sono calcolate le reazioni delle varie strisce, tenendo presente la nomenclatura utilizzata. Ogni nodo viene identificato da una sigla alfanumerica in cui la lettera rappresenta la striscia verticale considerata, mentre il numero si riferisce a quella orizzontale.



**Figura 11** Ombrello con strisce e nodi evidenziati (Immagine da: M. Da Dalt)

Per ogni striscia viene dunque valutata la pressione nel punto centrale, e vengono calcolate le reazioni vincolari dei bracci della trave, secondo quanto riportato sotto:

- La generica striscia orizzontale si presenta nella situazione di **Figura 12**. Come anticipato nel precedente, solo quelle al di sotto del livello della neve sviluppano reazioni vincolari non nulle. Dopo aver identificato con  $B_k$  l'altezza della struttura rispetto al suolo, con  $s=B_k/10$  lo spessore della striscia, con  $q_B$  il carico agente e con  $L_s$  la lunghezza della striscia, vale la relazione  $R_1 = R_2 = 1/2 \cdot q_B \cdot L_s^2 \cdot s$

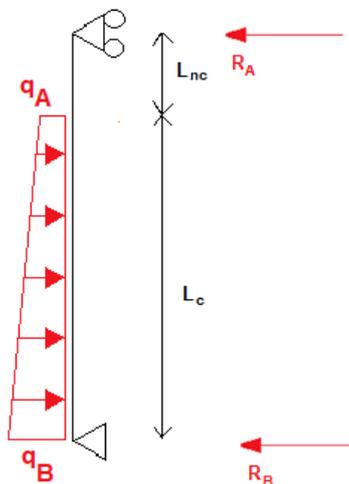


**Figura 12** Generica striscia orizzontale, con evidenziate le forze agenti e le reazioni (Immagine da: M. Da Dalt)

- La generica striscia verticale si presenta nella condizione riportata in **Figura 13**. Dopo aver identificato con  $L_c$  e  $L_{nc}$  rispettivamente la parte di striscia caricata e quella non caricata (a seconda dell'altezza della neve e della striscia considerata), con  $q_A$  e  $q_B$  rispettivamente il valore minimo e massimo del carico sulla striscia (generati dalla somma delle distribuzioni di pressione triangolare ed uniforme), con  $i$  la larghezza dell'ombrello fermaneve, con  $t=i/10$  lo spessore della singola striscia verticale e con  $L$  la lunghezza della striscia, valgono le seguenti relazioni:

$$R_A = t \cdot \left[ \frac{q_A \cdot L_c^2}{2 \cdot L} + \frac{(q_B - q_A) \cdot L_c^2}{6 \cdot L} \right]$$

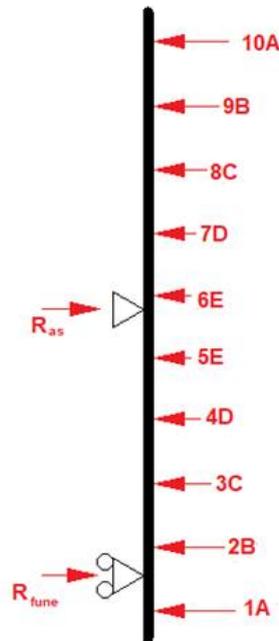
$$R_B = \frac{t}{L} \cdot \left[ q_A \cdot L_c \cdot \left( L_{nc} + \frac{L_c}{2} \right) + \frac{(q_B - q_A) \cdot L_c}{2} \cdot \left( L_{nc} + \frac{2}{3} L_c \right) \right]$$



**Figura 13** Generica striscia verticale, con evidenziate le forze agenti e le reazioni (Immagine da: M. Da Dalt)

Determinate in questo modo le reazioni vincolari per ogni striscia, è possibile calcolarne la somma nei nodi identificati in precedenza tenendo presente quanto anticipato sopra. La forza nel nodo 1A è ottenuta dalla somma tra  $R_1$  della striscia 1 e  $R_B$  della striscia A. Analogamente, la forza agente in 2B è la somma tra  $R_1$  della striscia 2 e  $R_B$  della striscia B. Utilizzando un procedimento uguale a questo appena descritto, si determinano le forze agenti in ogni nodo e, grazie alla simmetria del problema, è sufficiente risolvere solo metà struttura per conoscere le caratteristiche di sollecitazione su tutto l'ombrello. In **Figura 14** è possibile vedere la situazione della croce di Sant'Andrea con le forze agenti,

che derivano dalla suddivisione in strisce appena descritta, e i vincoli di cerniera al collegamento con l'asta e di semplice appoggio all'unione con la fune di controvento.



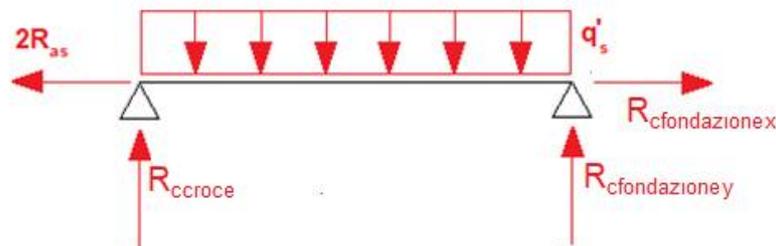
**Figura 14** Croce vista di profilo con forze agenti e i vincoli su asta e fune (Immagine: M. Da Dalt)

### 3.2.3 ASTA CENTRALE DI COLLEGAMENTO

Facendo riferimento alla **Figura 14** e ricordando che si è risolta solo metà struttura per simmetria, è possibile affermare che lo sforzo di trazione agente sull'asta centrale è pari al doppio della reazione sviluppata dalla cerniera, ovvero  $2 \cdot R_{as}$ . Il carico (lineare) che deriva dall'accumulo nevoso sull'asta viene invece calcolato a partire dal valore di  $S'_N$ , utilizzando la formula seguente:

$$q'_s = \eta S'_N \frac{\phi_a}{L_a} \sin \alpha$$

In cui  $\phi_a$  rappresenta il diametro dell'asta,  $L_a$  la sua lunghezza e  $\alpha$  l'angolo che l'asta forma con il terreno. Il termine  $\eta$  è il coefficiente di influenza dell'asta, e nella maggior parte dei casi si può assumere di valore unitario, ad esclusione di zone caratterizzate da elevato scorrimento, in cui questo termine può crescere fino a 5. La situazione dell'asta centrale, alla luce di queste considerazioni, è quindi rappresentata in **Figura 15**.



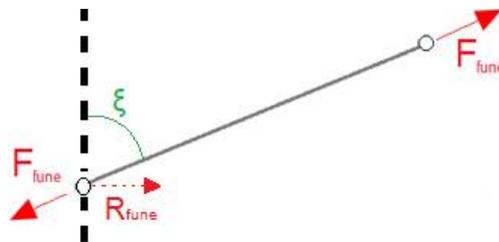
**Figura 15** Particolare relativo all'asta centrale e alle forze agenti (Immagine: M. Da Dalt)

Da questa figura è possibile inoltre stabilire anche il valore delle reazioni vincolari, sviluppate dalle cerniere di croce e fondazione. In particolare,  $R_{cfondazionex} = 2 \cdot R_{as}$  e  $R_{cfondazioney} = R_{ccroce} = \frac{1}{2} \cdot q'_s \cdot L_a$ . Il momento flettente massimo in questo schema di trave si sviluppa nella mezzeria, e

vale  $\frac{1}{8} \cdot q'_s \cdot L_a^2$ . Si vuole comunque evidenziare come il valore di  $R_{cfondazionex}$  e  $R_{cfondazioney}$  non sia il medesimo di  $R_{cx}$  e  $R_{cy}$ , introdotte nel paragrafo 3.2.1, perché  $R_{cfondazionex}$  e  $R_{cfondazioney}$  non tengono conto del contributo della forza di trazione sviluppata dalle funi di controvento (descritte più in dettaglio nel prossimo paragrafo) e del peso dei singoli elementi strutturali. Al contrario,  $R_{cx}$  e  $R_{cy}$  derivano dall'aver considerato anche questi termini e dalla risoluzione "globale" dell'ombrello invece che un singolo elemento.

### 3.2.4 FUNI DI CONTROVENTO

Tenendo presente il disegno riportato in **Figura 14**, è possibile calcolare il valore di  $R_{fune}$ , una forza diretta ortogonalmente rispetto alla croce di Sant'Andrea. Conoscendo l'angolo  $\xi$  che quest'ultima forma con il controvento, è possibile calcolare l'effettivo sforzo di trazione nella fune usando la relazione  $F_{fune} = R_{fune} / \sin \xi$ . In **Figura 16** si può apprezzare una rappresentazione della situazione appena descritta.



**Figura 16** Particolare relativo alla fune e alla forza di trazione agente. La linea tratteggiata rappresenta la croce di Sant'Andrea, che ora non viene presa in considerazione (Immagine: M. Da Dalt)

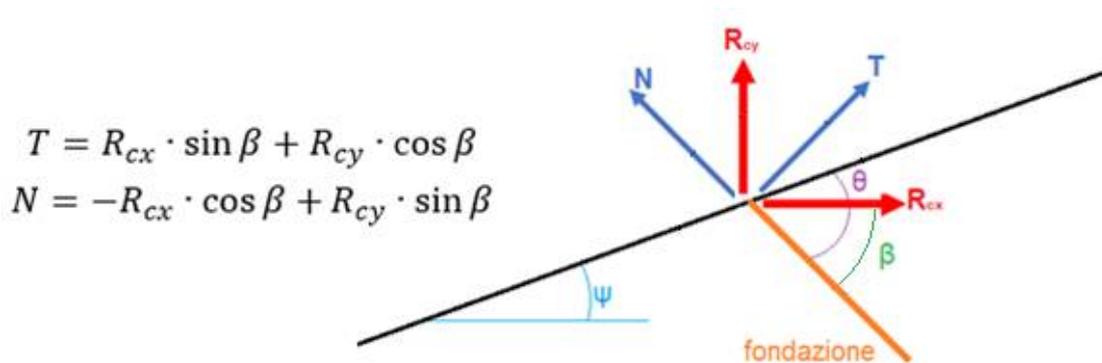
### 3.2.5 FONDAZIONI

Le azioni con cui si dimensionano le fondazioni dipendono direttamente da come sono stati inseriti i vincoli, secondo quanto espresso nel paragrafo 3.2.1. In particolare, dato che l'appoggio semplice scelto per schematizzare i punti di contatto tra rete e terreno è disposto in modo tale da poter esercitare una reazione solo ortogonale al pendio (come già anticipato), spetta alla cerniera posizionata al termine dell'asta centrale equilibrare la componente parallela al terreno della forza della neve e parte del peso strutturale dell'asta e della croce di Sant'Andrea. L'appoggio semplice invece dovrà bilanciare la differenza tra il peso di tutta la struttura e la reazione della cerniera appena descritta. In linea generale possono essere presenti due tipi differenti di fondazioni: a barra e a fune. Nel caso di fondazione a barra, l'azione risultante sulla cerniera viene suddivisa in sforzo normale e taglio, mentre se si utilizzano fondazioni a trefoli, si suppone che tutta la reazione della cerniera esterna venga trasmessa come trazione. In riferimento alla **Figura 8** si riportano le formule specifiche per determinare  $R_{cx}$  e  $R_{cy}$  e, aver indicato con  $\theta$  l'angolo che si forma tra pendio e fondazione e  $\beta$  la differenza ( $\theta - \psi$ ), si illustra la scomposizione di queste due forze in taglio e azione assiale in **Figura 17**.

$$R_{cy} = P_{asta} + q'_s \cdot L_a + P_{croce} + R'_N \cdot \sin \psi - R_A \cdot \cos \psi$$

$$R_{cx} = R'_N \cdot \cos \psi + R_A \cdot \sin \psi$$

Per la barra si utilizza invece un'unica forza definita come  $R_c = \sqrt{R_{cx}^2 + R_{cy}^2} = \sqrt{N^2 + T^2}$ .



3.3 **Figura 17** Forze in fondazione, e la divisione in sforzo normale e taglio con le formule utilizzate (Immagine: M. Da Dalt)

### VERIFICHE SUI SINGOLI ELEMENTI

Il progetto di un ombrello fermaneve termina con la verifica strutturale: si tratta di caratterizzare la richiesta delle NTC2018 secondo cui  $E_d \leq R_d$ , per adattarla ai singoli elementi dell'ombrello. Si introducono le seguenti grandezze fondamentali, per rendere più agevole la trattazione:

- A è la sezione resistente del profilato in acciaio oggetto di verifica;
- $f_{yk}$  è la tensione caratteristica a snervamento dell'acciaio impiegato;
- $\gamma_M$  è il coefficiente di sicurezza;
- W è il modulo resistente elastico della sezione.

Gli elementi costituenti dell'ombrello verranno trattati nello stesso ordine in cui sono stati presentati nel paragrafo precedente, e per ognuno verranno esposte le verifiche richieste, con le relative formule.

#### 3.3.1 RETE E BRACCI DELLA CROCE DI SANT'ANDREA

Nella croce di Sant'Andrea gli sforzi interni che si generano a seguito della presenza di neve comportano sia un'inflessione dei bracci che l'insorgenza di azioni taglianti. Le travi che vengono usate da bracci della croce devono essere pertanto verificate sia a flessione che a taglio, secondo quanto le seguenti indicazioni:

- La verifica a flessione si conduce controllando che il momento flettente di progetto  $M_{Ed}$  sia inferiore al momento resistente  $M_{Rd}$ , calcolato come:

$$M_{Rd} = \frac{W f_{yk}}{\gamma_{M0}}$$

- La verifica a taglio si ritiene superata se l'azione tagliante  $V_{Ed}$  è inferiore alla resistenza di progetto  $V_{c,Rd}$ , calcolata, in assenza di torsione con la seguente relazione:

$$V_{c,Rd} = \frac{A_v f_{yk}}{\sqrt{3} \cdot \gamma_{M0}}$$

in cui  $A_v$  è l'area resistente al taglio, legata all'area della sezione e agli spessori di anima e ali.

La rete di contenimento viene trascurata in questo lavoro, pur sottolineando come in un progetto di intervento con ombrelli fermaneve siano necessarie anche le verifiche a trazione e punzonamento, secondo quanto già espresso nel paragrafo 3.2.2.

### 3.3.2 ASTA CENTRALE DI COLLEGAMENTO

Data la contemporanea presenza di sforzi di trazione e flessione, la verifica richiesta è per uno stato di tenso-flessione, che in questo lavoro viene condotta utilizzando le formule di Navier. Si deve controllare che la tensione all'interno della sezione sia inferiore alla resistenza di snervamento di progetto  $f_{yd}$ . La relazione utilizzata è dunque la seguente, valutata nella mezzeria dell'asta, ovvero dove il momento flettente assume valore massimo:

$$f_{yd} \geq \frac{N_{Ed}}{A} + \frac{M_{Ed}}{W}$$

### 3.3.3 FUNI DI CONTROVENTO

Questi elementi risultano tesi, come osservato in precedenza, pertanto è richiesta una verifica a trazione, che certifichi che l'azione di progetto  $N_{Ed}$  sia inferiore al carico normale resistente calcolato con la seguente relazione:

$$N_{Rd} = \frac{A f_{yk}}{\gamma_{M0}}$$

### 3.3.4 FONDAZIONI

La verifica delle fondazioni segue quanto riportato sia nel paragrafo 6.6 delle NTC2018 che quanto descritto nell'Eurocodice 7 "Progettazione geotecnica".

È necessario chiarire che per le opere geotecniche ci si riferisce a due differenti tipi di stati limite ultimi nelle verifiche: quelli geotecnici (indicati con GEO) e quelli strutturali (caratterizzati dalla sigla STR).

Il dimensionamento di un tirante deve quindi garantire:

- Resistenza all'interfaccia acciaio-malta del bulbo di fondazione (GEO);
- Resistenza all'interfaccia malta del bulbo di fondazione (GEO);
- Resistenza della sezione del tirante (STR);
- Stabilità globale (GEO).

Ognuna di queste condizioni, ad esclusione di quella sulla resistenza della sezione del tirante, consente di ottenere una differente lunghezza della fondazione; a vantaggio di sicurezza viene però realizzata la maggiore tra tutte quelle determinate con i metodi appena riportati.

Le azioni con cui si dimensiona l'ancoraggio sono quelle introdotte nel paragrafo 3.2.5 di questo lavoro, che derivano dallo stato di esercizio della struttura, e sono classificate come accidentali, poiché l'intervallo temporale in cui sono presenti non è paragonabile a quella del peso proprio della struttura. Di conseguenza, i fattori di sicurezza e i coefficienti da utilizzare per le combinazioni di carico, risultano essere quelli delle combinazioni variabili.

Si fa presente che la definizione del valore caratteristico delle azioni si ottiene dalla seguente relazione:

$$F_d = \gamma_F \cdot F_k$$

in cui  $F_d$  è il valore di progetto dell'azione,  $F_k$  è il valore caratteristico e  $\gamma_F$  è il coefficiente parziale da applicare alle azioni. Per la determinazione dei coefficienti delle azioni si rimanda alla **Tabella 4** riportata sotto, derivante dalle NTC2018.

	Effetto	Coefficiente parziale $\gamma_F$ (o $\gamma_E$ )	EQU	(A1)	(A2)
Carichi permanenti $G_1$	Favorevole	$\gamma_{G1}$	0,9	1,0	1,0
	Sfavorevole		1,1	1,3	1
Carichi permanenti $G_2$	Favorevole	$\gamma_{G2}$	0,8	0,8	0,8
	Sfavorevole		1,5	1,5	1,3
Azioni variabili Q	Favorevole	$\gamma_Q$	0,0	0,0	0,0
	Sfavorevole		1,5	1,5	1,3

**Tabella 4** Coefficienti di combinazione delle azioni come rintracciabili nelle NTC2018

Poiché le strutture paravalanghe sono caratterizzate da massa e inerzia limitate, anche se esiste la possibilità di un sisma e un contemporaneo distacco valanghivo, non viene eseguita su queste opere la verifica sismica: le normative svizzere specificano infatti che la valutazione dei carichi trasmessi dalla neve alla struttura si ipotizza nel caso di un incipiente distacco del manto nevoso, come accade anche in condizioni di sisma. È comunque importante sottolineare che il peso proprio dell'opera, grazie al vincolo di appoggio semplice con piano di scorrimento coincidente con la massima pendenza del pendio alla base della croce, causa un incremento di trazione all'interno dell'elemento di fondazione in caso di sisma, perché si sviluppa nell'ancoraggio una forza reagente diretta verso monte. Il valore caratteristico della resistenza a sfilamento per i tiranti,  $R_{ak}$ , può essere ricavato in due modi differenti: dai risultati prove di progetto su ancoraggi di prova oppure per via analitica dai valori caratteristici dei parametri geotecnici dedotti dai risultati di prove in sito e/o di laboratorio. Se si opta per determinare  $R_{ak}$  con il primo metodo, questo termine è il minore tra i valori medio e minimo delle resistenze  $R_{a,m}$  misurate nel corso delle prove, corretto applicando i fattori di correlazione  $\xi_{a1}$  e  $\xi_{a2}$  dipendenti dal numero di prove, secondo la seguente relazione:

$$R_{a,k} = \min \left\{ \frac{(R_{a,m})_{medio}}{\xi_{a1}}; \frac{(R_{a,m})_{min}}{\xi_{a2}} \right\}$$

Se invece viene deciso di utilizzare il secondo metodo,  $R_{ak}$  è il minore tra i valori medio e minimo delle resistenze  $R_{a,c}$  calcolate nelle varie prove, corretto applicando i fattori di correlazione  $\xi_{a3}$  e  $\xi_{a4}$  dipendenti dal numero di profili di indagine che sono riusciti a modellare correttamente il modello geotecnico per il terreno del sottosuolo, secondo la seguente relazione:

$$R_{a,k} = \min \left\{ \frac{(R_{a,c})_{medio}}{\xi_{a3}}; \frac{(R_{a,c})_{min}}{\xi_{a4}} \right\}$$

Si riportano ora, in **Tabella 5**, il valore dei fattori di correlazione, così come espressi nelle NTC2018.

<b>Metodo con ancoraggi di prova</b>
--------------------------------------

Numero ancoraggi	1	2	>2		
$\xi_{a1}$	1,5	1,4	1,3		
$\xi_{a2}$	1,5	1,3	1,2		
<b>Metodo di calcolo con prove geotecniche</b>					
Numero profili di indagine	1	2	3	4	≥5
$\xi_{a3}$	1,80	1,75	1,70	1,65	1,60
$\xi_{a4}$	1,80	1,70	1,65	1,60	1,55

**Tabella 5** Valori dei fattori di correlazione, così come riportati nelle NTC2018

Dal valore di resistenza caratteristico, è possibile passare a quella di progetto utilizzando i coefficienti parziali  $\gamma_R$ , distinti a seconda che si tratti di un tirante temporaneo o permanente (il caso delle fondazioni per ombrelli), riportati in **Tabella 6**.

	Simbolo	Coefficiente parziale
Temporaneo	$\gamma_R$	1,1
Permanente	$\gamma_R$	1,2

**Tabella 6** Valori dei coefficienti parziali da utilizzare nelle verifiche a sfilamento

Il coefficiente da utilizzare per la verifica è quindi  $\gamma_R=1,20$ .

Le caratteristiche geotecniche del sito in esame rientrano nelle verifiche agli stati limite con i valori riportati in **Tabella 7**.

Parametro	Grandezza a cui applicare il coefficiente parziale	Coeff. Parziale	(M1)	(M2)
Angolo di resistenza al taglio	$\tan \varphi'_k$	$\gamma_{\varphi'}$	1,0	1,25
Coazione efficace	$c'_k$	$\gamma_{c'}$	1,0	1,25
Resistenza non drenata	$c_{uk}$	$\gamma_{cu}$	1,0	1,4
Peso dell'unità di volume	$\gamma_k$	$\gamma_\gamma$	1,0	1,0

**Tabella 7** I valori dei coefficienti parziali relativi ai parametri geotecnici del suolo

Per quanto riguarda le verifiche strutturali, in merito all'acciaio, la normativa italiana definisce il suo valore di resistenza di progetto come quello ottenuto dalla formula seguente:

$$f_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_s}$$

in cui  $f_{yd}$  è il valore di snervamento di progetto,  $f_{yk}$  è lo snervamento caratteristico e  $\gamma_s$  è il fattore di sicurezza parziale, posto pari a 1,15 per tutti i tipi di acciaio, come riportato al paragrafo 4.1 delle NTC2018.

Dopo aver introdotto tutte le grandezze che compaiono nelle varie verifiche, è possibile studiare nel dettaglio le varie combinazioni di carico previste dalle NTC2018. La verifica di stabilità globale si deve condurre secondo la combinazione (A2+M2+R2), mentre tutte le altre utilizzano i coefficienti parziali derivanti dalle combinazioni (A1+M1+R3). Si specifica comunque che i coefficienti R3 valgono unicamente per la verifica a sfilamento, e nelle verifiche strutturali si utilizzano solo i

coefficienti A1 relativi alle azioni, applicando i coefficienti del materiale acciaio nel determinare le caratteristiche resistenti delle sezioni.

Il progetto delle fondazioni deve dunque soddisfare le richieste elencate sopra, anche se, come anticipato, solo quelle relative all'aderenza malta del bulbo-acciaio del tirante e malta del bulbo-terreno condizionano la lunghezza del perforo; la verifica sulla sezione serve infatti a definire la sezione resistente.

- La verifica della sezione si esegue attraverso la seguente disequazione:

$$F_d \leq N_s / \gamma_s$$

In cui  $F_d$  rappresenta l'azione di progetto, mentre  $N_s$  è il valore caratteristico della resistenza dell'ancoraggio, e viene fornito dal produttore. Il coefficiente  $\gamma_s$  vale 1,15, come anticipato.

- La verifica di aderenza tra acciaio e malta, si esprime con la formula seguente:

$$F_D \leq \left( \frac{\tau_{a-m}}{\gamma_M} \right) \cdot S_{Lat} \cdot L$$

in cui  $F_D$  ha sempre il medesimo significato,  $\tau_{a-m}$  è l'adesione malta-acciaio,  $\gamma_M$  è il fattore parziale tra acciaio e malta (pari a 1,5),  $S_{Lat}$  è la superficie effettiva di contatto tra malta e acciaio e  $L$  la lunghezza dell'ancoraggio. Il valore di  $\tau_{a-m}$  si può ricavare partendo dalla conoscenza della resistenza caratteristica a compressione  $R_{CK}$  tramite la formula:

$$\tau_{a-m} = 0,237 R_{CK}^{2/3}$$

Nel caso di ancoraggi a barra, la superficie laterale è quella nominale:

$$S_{Lat} = \pi \cdot d$$

dove  $d$  è il diametro della barra.

Se gli ancoraggi sono invece realizzati con doppia fune spiroidale (caso più comune per gli ombrelli fermaneve, come anticipato nel precedente capitolo), si utilizza la seguente relazione:

$$S_{Lat} = 2 \cdot \pi \cdot \gamma_{geom} \cdot d$$

dove  $\gamma_{geom}$  è il fattore di riduzione pari a 0.80, dovuto al fatto che le due funi accoppiate non sviluppano una superficie di contatto con la malta pari alla somma delle due superfici delle singole funi (Fiou, 2018).

- Per la verifica di aderenza tra malta e terreno circostante, deve valere la relazione:

$$F_D \leq \left( \frac{\tau_{t-m}}{\gamma_R} \right) \cdot S_{Lat} \cdot L$$

In questa formula,  $\tau_{t-m}$  è la tensione sviluppata tra malta e terreno e  $\gamma_R$  il fattore parziale di sicurezza pari a 1.2,  $S_{Lat} = \pi \cdot \phi_{perforo}$  è la superficie effettiva di contatto malta-terreno ed  $L$  è la lunghezza dell'ancoraggio. Il valore di  $\tau_{t-m}$  si può ricavare da analisi in sito oppure dai testi presenti nella letteratura specifica, ad esempio i grafici di Bustamante e Doix che legano  $\tau_{t-m}$  al tipo di terreno e al risultato della prova penetrometrica standard  $N_{SPT}$  e al tipo di iniezione (IRS o IGU). Questi grafici verranno comunque ripresi nel successivo Capitolo 4, in cui sarà presentato anche un esempio di calcolo numerico.

Si evidenzia comunque come nella pratica ingegneristica le fondazioni per un intervento con ombrelli fermaneve in un sito specifico vengono dimensionate nel caso peggiore, ovvero utilizzando

i valori più alti delle azioni determinate in sede progettuale, ritenendo poi le verifiche soddisfatte anche per tutte le altre condizioni di progetto (Fiou, 2018).

## 4. ESEMPIO DI CALCOLO E ANALISI DI SENSITIVITÀ

In questo capitolo vengono presentati i risultati ottenuti dall'analisi di sensitività, realizzata per comprendere l'andamento della lunghezza del bulbo di ancoraggio della fondazione al variare dell'angolo di inclinazione del pendio ( $\psi$ ) e dell'angolo formato tra fondazione e il suolo ( $\theta$ ). La presente analisi parametrica viene effettuata modificando, uno per volta, gli angoli appena citati in modo che i risultati, seppure riferiti ad un sito specifico e ottenuti adottando delle ipotesi il più verosimili possibile, possano essere interpretati per comprendere l'andamento della grandezza studiata in maniera più generale. Gli esiti della simulazione ottenuti in questo lavoro derivano da un programma realizzato dallo scrivente su Excel per la presente tesi magistrale, e sono riportati sia nel caso di sottosuolo roccioso sia di tipo morenico, per apprezzare anche il ruolo delle condizioni geologiche del sito nel dimensionamento del bulbo di ancoraggio.

### 4.1 IPOTESI PRELIMINARI

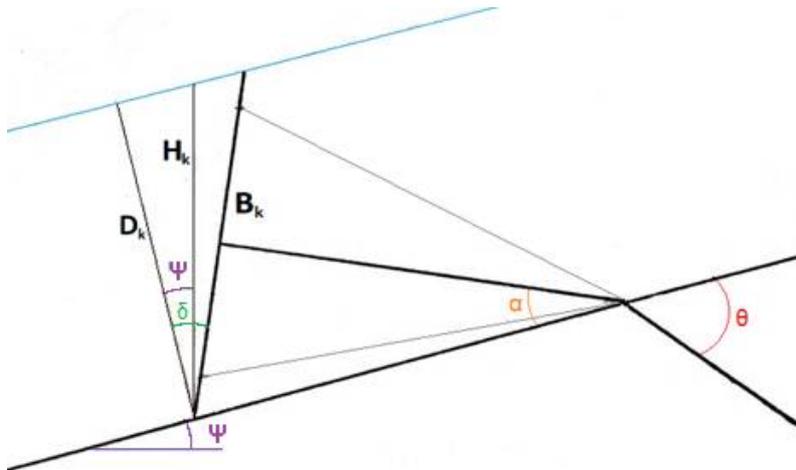
Il sito su cui si sono ipotizzati presenti gli ombrelli da neve è situato a 2000m s.l.m. di altitudine, e le sue caratteristiche, così come i riferimenti normativi presenti nelle *Direttive per le opere di premunizione contro le valanghe nelle zone di distacco* sono riportati in **Tabella 1**, che risulta inoltre fondamentale per capire quali parametri siano rimasti invariati nella simulazione spiegata nei paragrafi successivi. La scelta di  $H_k=3,55\text{m}$  per l'analisi deriva dalla media delle quattro altezze massime registrate durante gli inverni del decennio 2010-2020 presso il comprensorio sciistico di Colere (BG), situato a quota 2200m s.l.m. ([www.skiinfo.it](http://www.skiinfo.it)), mentre la decisione di porre  $A=0,60\text{m}$  proviene sia dalla lettura di articoli specialistici (Ceriani, 2019) sia dalla visione di progetti volti alla realizzazione di ombrelli fermaneve (Fiou, 2018).

DATI DEL SITO		
Simbolo	Valore	Significato
h	2000	Altitudine media zona di distacco (m)
N	3,2	Fattore di scivolamento - art. 3.10.5 - Tab. 5
$f_c$	1,1	Fattore di altitudine - art. 3.10.6
K	0,74	Coefficiente di scorrimento - art. 5.5.2.1
$\rho_o$	2,7	Densità della neve - art. 3.10.2 ( $\text{kN/m}^3$ )
$\rho$	2,97	Densità media neve corretta con l'altitudine ( $\text{kN/m}^3$ )
$H_k$	3,55	Altezza di neve al suolo (m)
A	0,60	Spaziatura tra gli ombrelli lungo la stessa linea di livello (m)

**Tabella 1** Caratteristiche del sito in esame

Per chiarezza esplicitiva, nella **Figura 1** è rappresentata la situazione che verrà esaminata, e sono riportati i simboli utilizzati nella successiva trattazione. L'analisi sarà condotta per valori di  $\psi$  compresi nell'intervallo tra  $25^\circ$  e  $45^\circ$ , con passo  $5^\circ$ , e per  $\theta$  compreso tra  $30^\circ$  e  $90^\circ$ , con passo  $10^\circ$ . La scelta degli intervalli per gli angoli non è casuale, ma dettata da motivazioni sia pratiche che fisiche. Secondo AINEVA infatti le valanghe si sviluppano maggiormente su pendii con  $\psi$  indicativamente variabile tra  $30^\circ$  e  $50^\circ$ , mentre la decisione di operare con un campo ristretto di  $\theta$

è dettata dall'impossibilità di alcune perforatrici di lavorare con inclinazioni del foro troppo basse rispetto al pendio.

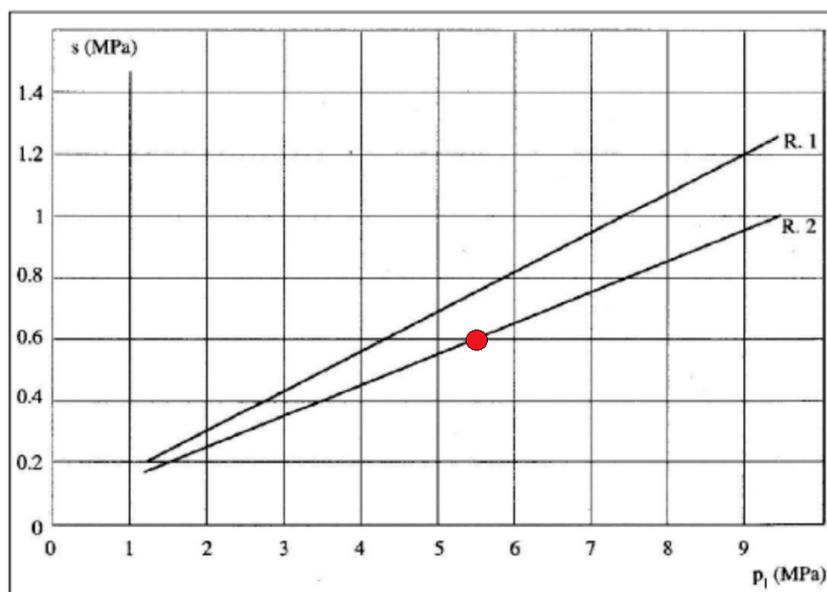


**Figura 1** Situazione studiata, con gli angoli evidenziati (Immagine da: M. Da Dalt)

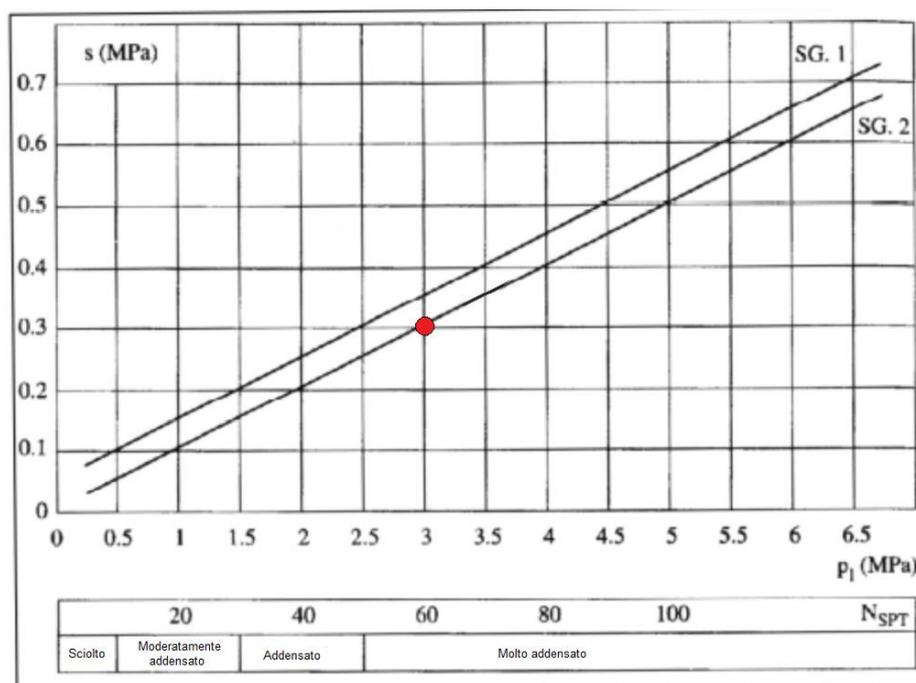
Per quanto riguarda le condizioni del sottosuolo del sito e la determinazione del valore di aderenza tra malta e terreno, si utilizzeranno gli abachi progettuali di Bustamante e Doix, secondo quanto riportato in **Tabella 2**, **Figura 3** e **Figura 4**. Ipotizzando un'iniezione tramite una sola valvola, sia per la roccia che per la morena, si fa riferimento alla colonna IGU per la lettura dei risultati.

Terreno	Tipo di iniezione	
	IRS	IGU
Da ghiaia a sabbia limosa	SG1	SG2
Limo e argilla	AL1	AL2
Marna, calcare marnoso, calcare tenero fratturato	MC1	MC2
Rocce alterate e/o fratturate	R1	R2

**Tabella 2** Tabella informativa sulla lettura dei grafici (da: Bustamante e Doix, 1985)



**Figura 2** Grafico per ricavare la tensione di aderenza malta-terreno nelle rocce (da: Bustamante e Doix, 1985)



**Figura 3** Grafico per ricavare la tensione di aderenza malta-terreno nelle ghiaie (da: Bustamante e Doix, 1985)

Si sottolinea come la scelta del grafico per la roccia sia fatta a vantaggio di sicurezza, poiché una roccia fratturata offre minore aderenza alla malta che viene iniettata al suo interno, e si utilizza il valore medio della curva R2 di **Figura 2**. Per quanto riguarda la morena, si è utilizzato il grafico delle ghiaie, ricavando il valore corrispondente a  $N_{spt}=60$ , che è circa il punto medio sull'asse delle ascisse. Tutte queste assunzioni e i valori che ne derivano vengono riportati nella sottostante **Tabella 3**.

DATI DEL SOTTOSUOLO E DELLA PERFORAZIONE		
Simbolo	Valore	Significato
$\phi_{perf}$	90	Diametro della perforazione (mm)
Rck	30	Resistenza caratteristica a compressione della malta (MPa)
$\tau_{s-m}$	2,29	Tensione di aderenza acciaio-malta (MPa)
$\tau_{t-m}$	0,6	Tensione di aderenza terreno-malta: caso roccia (MPa)
$\tau_{t-m}$	0,3	Tensione di aderenza terreno-malta: caso morena (MPa)

**Tabella 3** Caratteristiche del sito e della perforazione

Le caratteristiche geometriche dell'ombrello sono invece riportate nella sottostante **Tabella 4**.

GEOMETRIA OMBRELLO		
Simbolo	Valore	Significato
i	3,6	Larghezza barriera (m)
$\delta$	20	Inclinazione barriera rispetto all'ortogonale al pendio (°)
$L_a$	4	Lunghezza asta centrale (m)
$\Phi_a$	0,1016	Diametro asta centrale (m)
$t_a$	0,0063	Spessore asta centrale (m)

**Tabella 4** Grandezze geometriche dell'ombrello

Inoltre, per rendere la simulazione quanto più possibile veritiera, per le braccia della croce di Sant'Andrea si sono supposte delle travi HEB160, poiché questo tipo di sezione risulta già utilizzato negli interventi realizzati ([www.betonform.it](http://www.betonform.it)).

## 4.2 VERIFICHE SULLA STRUTTURA

Per come è stato realizzato il programma di calcolo, una volta inseriti i dati di progetto su cui è stata svolta l'analisi di sensitività ( $\psi$  e  $\theta$ ), si sono calcolate separatamente le azioni che interessano gli ombrelli intermedi, di fine linea e isolati, per poter avere un focus specifico sui singoli casi.

Ipotizzando una distanza pari a  $d=0,4 \cdot B_k$  tra i controventi e la mezzeria della croce, e seguendo quanto descritto nel paragrafo 3.2 si sono potute calcolare le forze massime agenti per ogni singolo elemento dell'ombrello al variare degli angoli  $\psi$  e  $\theta$ , e scegliere di conseguenza una sezione in grado di soddisfare le verifiche di resistenza.

Il programma realizzato calcola taglio e momento flettente in corrispondenza dell'asta centrale e dell'attacco con la fune, poiché questi sono i punti maggiormente sollecitati dai carichi agenti, e utilizzando il maggiore tra questi valori esegue le rispettive verifiche per ombrelli intermedi, di fine linea e isolati, comunicando l'accettabilità di volta in volta della sezione esaminata. La procedura per la verifica della fune è più agevole, dato che questo elemento deve essere unicamente verificato a trazione.

L'acciaio S420N, che presenta un valore di  $f_{yk}$  pari a  $420\text{N/mm}^2$ , conformemente a quanto riportato nella norma EN 10113-2, è il materiale di cui si immaginano composte le braccia della croce di Sant'Andrea. La scelta di questo particolare prodotto è dettata dal fatto che, anche nel caso in cui le travi sono maggiormente caricate a taglio e momento flettente (tra quelli studiati, per entrambe le sollecitazioni si fa riferimento alla situazione di  $\psi=45^\circ$  e ombrello isolato), le verifiche risultano soddisfatte. Di conseguenza, con il tipo di sezione HEB160 anticipato al termine dello scorso paragrafo, questo tipo di acciaio risulta idoneo anche nei casi in cui non si raggiungono le massime sollecitazioni nella struttura. Vengono riportati in seguito, in **Tabella 5**, i valori degli sforzi e delle resistenze nel caso appunto di ombrello isolato e inclinazione pendio di  $45^\circ$  sul quale si sono svolte le verifiche.

VERIFICA PER SEZIONE TIPO HEB160 – OMBRELLI ISOLATI – $\psi=45^\circ$ - ACCIAIO S420N		
Momento di Progetto (kNm)	Momento Resistente (kNm)	Verifica
119,97	124,60	<b>VERIFICATO</b>
Taglio Progetto (kN)	Taglio Resistente (kN)	Verifica
136,85	406,22	<b>VERIFICATO</b>

**Tabella 5** Verifiche della sezione dei bracci della croce con i dati ricavati dal programma

Le funi utilizzate nelle verifiche hanno diametro 16mm e tensione caratteristica di rottura  $f_{yk}=1800\text{N/mm}^2$ , e sono gli stessi elementi impiegati dall'azienda Betonform per la realizzazione dei propri ombrelli fermaneve Erdox Neve. Anche per la verifica delle funi si utilizza il caso in cui l'azione assiale a cui sono sottoposte è massima, che in questo caso è la situazione di ombrelli isolati e inclinazione del pendio  $\psi=25^\circ$ . La **Tabella 6** riporta i valori che sono stati adoperati in questa verifica.

VERIFICA PER FUNI DA ERDOX NEVE – OMBRELLI ISOLATI – $\psi=25^\circ$		
Forza agente sul singolo strallo (kN)	Forza resistente di progetto (kN)	Verifica
81,50	344,68	<b>VERIFICATO</b>

**Tabella 6** Verifica delle funi con i dati calcolati dal modello

Tenendo presente quanto anticipato nei paragrafi 3.2.3 e 3.3.3 del presente lavoro e ipotizzando di utilizzare il medesimo acciaio S420N di cui sono composte le travi della croce di Sant'Andrea, si riportano in **Tabella 7** le verifiche relative all'asta centrale di collegamento, le cui dimensioni sono già state riportate in **Tabella 4** al termine dello scorso paragrafo, e corrispondono alla sezione CHS 101.6x6.3. Anche in questo caso la verifica è eseguita nella situazione in cui l'asta è maggiormente sollecitata, ovvero la situazione di ombrelli isolati su un pendio con  $\psi=45^\circ$ .

VERIFICA PER ASTA CENTRALE – OMBRELLI ISOLATI – $\psi=45^\circ$ - ACCIAIO S420N			
Sforzo normale (kN)	Momento flettente (kNm)	$f_{yd}$ (N/mm <sup>2</sup> )	Verifica
546,5738	0,578137	365,22	<b>VERIFICATO</b>

**Tabella 7** Verifica dell'asta centrale di collegamento con i dati calcolati dal modello

Terminata la trattazione delle verifiche sulla struttura "aerea", nel prossimo paragrafo si esamineranno le forze agenti in fondazione e le verifiche su questi elementi.

### 4.3 AZIONI SULLA FONDAZIONE

Il calcolo della lunghezza di fondazione, sia in barra che in fune, deriva dal valore della reazione della cerniera esterna, le cui componenti orizzontali e verticali (rispettivamente  $R_{cx}$  e  $R_{cy}$ ) si possono calcolare con le relazioni già anticipate nel paragrafo 3.2.1. Per semplicità di trattazione si riportano qui sotto le formule che hanno consentito di risolvere la struttura, sempre facendo riferimento alla **Figura 8** del paragrafo 3.2.1:

- Equilibrio alla traslazione verticale:

$$R_A \cdot \cos \psi + R_{cy} = P_{asta} + q'_s \cdot L_a + P_{croce} + R'_N \cdot \sin \psi$$

- Equilibrio alla traslazione orizzontale:

$$R_{cx} = R'_N \cdot \cos \psi + R_A \cdot \sin \psi$$

- Equilibrio alla rotazione:

$$R_A \cdot \frac{L_a}{\cos \alpha} = P_{croce} \cdot L_a \cdot \cos(\psi - \alpha) + (P_{asta} + q'_s \cdot \Phi_a) \frac{L_a}{2} \cdot \cos(\psi - \alpha) + 0,385 \cdot D_k \cdot R'_N$$

Si tenga presente che il termine  $P_{croce}$  viene calcolato conoscendo la lunghezza del singolo braccio della croce e le caratteristiche della sezione, così come il valore di  $P_{asta}$  si determina dalla geometria dell'asta impiegata e dalla lunghezza  $L_a$ .

Determinate quindi le reazioni  $R_{cx}$  e  $R_{cy}$ , occorre fare una distinzione tra tiranti a barra e tiranti a fune: mentre nel primo caso, per la sezione resistente, viene valutata sia la resistenza a taglio che a trazione, nel caso della fune l'intera reazione vincolare alla cerniera si suppone venga trasmessa come sforzo assiale. Questa ipotesi è adottata a vantaggio di sicurezza, poiché la forza trasmessa con questa assunzione è maggiore rispetto alla sola componente di trazione. Inoltre, considerando il contributo dell'azione tagliante, la fune tenderebbe ad "inarcarsi", richiedendo ulteriori verifiche che non sono trattate in questo lavoro di tesi.

Per passare da  $R_{cx}$  e  $R_{cy}$  ai valori di taglio e sforzo normale nella fondazione si farà riferimento alle formule riportate in **Figura 16** del paragrafo 3.2.5, e che vengono richiamate qui sotto per completezza nella trattazione (si ricordi che  $\beta$  è la differenza tra  $\theta$  e  $\psi$ ):

$$T = R_{cx} \cdot \sin \beta + R_{cy} \cdot \cos \beta$$

$$N = -R_{cx} \cdot \cos \beta + R_{cy} \cdot \sin \beta$$

Calcolato quindi il valore di T e N per ogni coppia ( $\theta$ ;  $\psi$ ) di dati della simulazione, nel caso di ombrelli intermedi, di fine linea e isolati, è possibile analizzare le singole verifiche.

#### 4.4 VERIFICHE

Le verifiche richieste per gli elementi di fondazione sono già state descritte nel paragrafo 3.3.4, e sono quelle sulla sezione resistente, sull'aderenza malta-acciaio e sull'aderenza terreno-malta. Nel caso degli ancoraggi a barra, per ogni tipologia di ombrello (intermedio, fine linea o isolato) la reazione della cerniera viene scomposta in azione assiale e taglio e si utilizzano entrambe le componenti per la verifica della sezione resistente, mentre solo lo sforzo assiale viene impiegato nelle verifiche di sfilamento. Data la presenza dell'azione tagliante, la sezione resistente viene dimensionata separatamente nel caso peggiore di taglio e di trazione, utilizzando poi l'area maggiore come quella di progetto.

Come si osserverà nel paragrafo 4.5, il caso in cui gli ombrelli sono maggiormente sollecitati risulta essere quello di elementi isolati con inclinazione del pendio di 25°; in questa situazione si ha taglio massimo per  $\theta=90^\circ$ , mentre l'azione assiale è massima per  $\theta=30^\circ$ . La **Tabella 8** mostra i valori di queste azioni e le verifiche, con i risultati ottenuti nei due casi separati. Si fa presente che, per la scelta del valore di  $f_{yk}=670\text{N/mm}^2$  si è fatto riferimento ai cataloghi Dywidag, che nei loro prodotti utilizzano questo tipo di acciaio. Si evidenzia inoltre che nella tabella i valori di  $T_{\max}$  e  $N_{\max}$  sono già stati moltiplicati per il coefficiente parziale sulle azioni, pari a 1,3.

AZIONI MASSIME AGENTI		
Tmax (kN)	519,60	Caso $\psi=25^\circ$ , $\beta=90^\circ$ OMBRELLI ISOLATI
Nmax (kN)	523,15	Caso $\psi=25^\circ$ , $\beta=30^\circ$ OMBRELLI ISOLATI
DETERMINAZIONE AREA RESISTENTE A TAGLIO		
Azione di progetto (kN)	Area resistente (mm <sup>2</sup> )	Area resistente (cm <sup>2</sup> )
675,48	1833,53	18,33
DETERMINAZIONE AREA RESISTENTE A SFORZO NORMALE		
Azione di progetto (kN)	Area resistente (mm <sup>2</sup> )	Area resistente (cm <sup>2</sup> )
680,10	1065,82	10,66

**Tabella 8** Le verifiche relative alla sezione nei tiranti a barra

La sezione minima viene dunque ad essere pari a 18,33cm<sup>2</sup>. Nei cataloghi tuttavia la prima barra che soddisfa questa richiesta è il GEWI Plus S670/800 con diametro 57,5mm e area 25,97mm<sup>2</sup>, pertanto si suppone che sarà questa la barra impiegata. La **Tabella 9** illustra il catalogo da cui si sono ricavati i dati appena descritti.

#### GEWI® Plus S670/800 Threadbar

Diametro nominale $\varnothing$ [mm]	Tensione snervamento/ tensione rottura $f_{s0,2}/f_{tk}$ [N/mm <sup>2</sup> ]	Sezione trasversale A [mm <sup>2</sup> ]	Carico snervamento $F_{yk}$ [kN]	Carico ultimo $F_{tk}$ [kN]	Peso [kg/m]	Peso DCP [kg/m]	Omologazione
18	670/800	254	170	204	2.00	5.4	
22	670/800	380	255	304	2.98	6.5	
25	670/800	491	329	393	3.85	7.0	
28	670/800	616	413	493	4.83	8.6	
30	670/800	707	474	565	5.55	9.0	
35	670/800	962	645	770	7.55	11.3	
43	670/800	1.452	973	1.162	11.40	15.8	
57.5	670/800	2.597	1.740	2.077	20.38	30.0	
63.5	670/800	3.167	2.122	2.534	24.86	32.4	
75	670/800	4.418	2.960	3.534	34.68	43.5	

**Tabella 9** Il catalogo Dywidag, in cui è evidenziata la barra scelta (fonte: Dywidag)

Tenendo presente dunque le dimensioni della barra, e supponendo una perforazione di diametro 90mm, si eseguono le verifiche a sfilamento per lo sforzo assiale massimo ( $\psi=25^\circ$  e  $\beta=30^\circ$ ) sulle varie tipologie di ombrelli e sui diversi tipi di terreno. I risultati di queste elaborazioni sono riportati in **Tabella 10** e **Tabella 11**.

ELEMENTO INTERMEDIO		ELEMENTO FINE LINEA		ELEMENTO ISOLATO	
F (kN)	151,34	F (kN)	337,05	F (kN)	523,15
Coeff. Azioni	1,3	Coeff. Azioni	1,3	Coeff. Azioni	1,3
Carico di progetto $F_d$ (kN)	196,74	Carico di progetto $F_d$ (kN)	438,17	Carico di progetto $F_d$ (kN)	680,10
<b>TERRENO - Roccia</b>					
Adesione malta-terreno (MPa)	0,6	Adesione malta-terreno (MPa)	0,6	Adesione malta-terreno (MPa)	0,6
Rck malta (MPa)	30	Rck malta (MPa)	30	Rck malta (MPa)	30
Adesione acciaio-malta (MPa)	2,29	Adesione acciaio-malta (MPa)	2,29	Adesione acciaio-malta (MPa)	2,29
Diametro perforo (mm)	90	Diametro perforo (mm)	90	Diametro perforo (mm)	90
Diametro barra (mm)	57,5	Diametro barra (mm)	57,5	Diametro barra (mm)	57,5
Carico rottura barra (kN)	1740	Carico rottura barra (kN)	1740	Carico rottura barra (kN)	1740
Coeff. Acciaio	1,15	Coeff. Acciaio	1,15	Coeff. Acciaio	1,15
Coeff. Acciaio-malta	1,5	Coeff. Acciaio-malta	1,5	Coeff. Acciaio-malta	1,5
Coeff. Reistenza tirante	1,2	Coeff. Reistenza tirante	1,2	Coeff. Reistenza tirante	1,2
Coeff. Riduzione n. barre	0,8	Coeff. Riduzione n. barre	0,8	Coeff. Riduzione n. barre	0,8
<b>CALCOLO LUNGHEZZA TIRANTE-SFILAMENTO MALTA-ACCIAIO</b>					
$F_d$ (kN)	196,74	$F_d$ (kN)	438,17	$F_d$ (kN)	680,10
Diametro barra (mm)	57,5	Diametro barra (mm)	57,5	Diametro barra (mm)	57,5
Adesione malta-acciaio (MPa)	2,29	Adesione malta-acciaio (MPa)	2,29	Adesione malta-acciaio (MPa)	2,29
Lunghezza minima (m)	0,71	Lunghezza minima (m)	1,59	Lunghezza minima (m)	2,47
<b>CALCOLO LUNGHEZZA TIRANTE-SFILAMENTO MALTA-TERRENO</b>					
$F_d$ (kN)	196,74	$F_d$ (kN)	438,17	$F_d$ (kN)	680,10
Diam. Foro (mm)	90	Diam. Foro (mm)	90	Diam. Foro (mm)	90
Adesione malta-terreno (MPa)	0,6	Adesione malta-terreno (MPa)	0,6	Adesione malta-terreno (MPa)	0,6
Lunghezza minima (m)	1,39	Lunghezza minima (m)	3,10	Lunghezza minima (m)	4,81
Lunghezza minima tirante (m)	1,39	Lunghezza minima tirante (m)	3,10	Lunghezza minima tirante (m)	4,81

**Tabella 10** Le verifiche a sfilamento nel caso di sottosuolo roccioso

ELEMENTO INTERMEDIO		ELEMENTO FINE LINEA		ELEMENTO ISOLATO	
F (kN)	151,34	F (kN)	337,05	F (kN)	523,15
Coeff. Azioni	1,3	Coeff. Azioni	1,3	Coeff. Azioni	1,3
Carico di progetto Fd (kN)	196,74	Carico di progetto Fd (kN)	438,17	Carico di progetto Fd (kN)	680,10
<b>TERRENO - Morena</b>					
Adesione malta-terreno (MPa)	0,3	Adesione malta-terreno (MPa)	0,3	Adesione malta-terreno (MPa)	0,3
Rck malta (MPa)	30	Rck malta (MPa)	30	Rck malta (MPa)	30
Adesione acciaio-malta (MPa)	2,29	Adesione acciaio-malta (MPa)	2,29	Adesione acciaio-malta (MPa)	2,29
Diametro perforo (mm)	90	Diametro perforo (mm)	90	Diametro perforo (mm)	90
Diametro barra (mm)	57,5	Diametro barra (mm)	57,5	Diametro barra (mm)	57,5
Carico rottura barra (kN)	1740	Carico rottura barra (kN)	1740	Carico rottura barra (kN)	1740
Coeff. Acciaio	1,15	Coeff. Acciaio	1,15	Coeff. Acciaio	1,15
Coeff. Acciaio-malta	1,5	Coeff. Acciaio-malta	1,5	Coeff. Acciaio-malta	1,5
Coeff. Reistenza tirante	1,2	Coeff. Reistenza tirante	1,2	Coeff. Reistenza tirante	1,2
Coeff. Riduzione n. barre	0,8	Coeff. Riduzione n. barre	0,8	Coeff. Riduzione n. barre	0,8
<b>CALCOLO LUNGHEZZA TIRANTE-SFILAMENTO MALTA-ACCIAIO</b>					
Fd (kN)	196,74	Fd (kN)	438,17	Fd (kN)	680,10
Diametro barra (mm)	57,5	Diametro barra (mm)	57,5	Diametro barra (mm)	57,5
Adesione malta-acciaio (MPa)	2,29	Adesione malta-acciaio (MPa)	2,29	Adesione malta-acciaio (MPa)	2,29
Lunghezza minima (m)	0,71	Lunghezza minima (m)	1,59	Lunghezza minima (m)	2,47
<b>CALCOLO LUNGHEZZA TIRANTE-SFILAMENTO MALTA-TERRENO</b>					
Fd (kN)	196,74	Fd (kN)	438,17	Fd (kN)	680,10
Diam. Foro (mm)	90	Diam. Foro (mm)	90	Diam. Foro (mm)	90
Adesione malta-terreno (MPa)	0,3	Adesione malta-terreno (MPa)	0,3	Adesione malta-terreno (MPa)	0,3
Lunghezza minima (m)	2,78	Lunghezza minima (m)	6,20	Lunghezza minima (m)	9,62
Lunghezza minima tirante (m)	2,78	Lunghezza minima tirante (m)	6,20	Lunghezza minima tirante (m)	9,62

**Tabella 11** Le verifiche a sfilamento nel caso di sottosuolo morenico

Nel caso di ancoraggio in fune, il procedimento è il medesimo, ma l'azione considerata per il dimensionamento sia della sezione sia della lunghezza di fondazione è la reazione vincolare della cerniera, ottenuta dalla relazione  $R_c = \sqrt{R_{cx}^2 + R_{cy}^2}$ . Anche in questa situazione si utilizza l'azione massima, ossia quella sviluppata per inclinazione del pendio pari a 25° e ombrelli isolati, immaginando poi tutte le altre verifiche superate. Si evidenzia che, come già riportato nel paragrafo 3.2.5, nel caso di fondazione a trefoli non sia necessario passare per la scomposizione della reazione vincolare in taglio e sforzo normale, perché si utilizza la risultante tra queste due forze. In **Tabella 12** si riportano comunque i valori di  $R_{cx}$  e  $R_{cy}$  e quello di  $R_c$ , cioè il valore effettivamente utilizzato nella verifica.

REAZIONI DELLA CERNIERA ESTERNA		
Simbolo	Valore	Significato
$R_{cx}$	532,76	Reazione cerniera orizzontale (kN)
$R_{cy}$	86,97	Reazione cerniera verticale (kN)
$R_c$	539,81	Reazione risultante cerniera (kN)

**Tabella 12** Le reazioni della cerniera esterna nel caso in cui l'ombrello è maggiormente sollecitato

La **Tabella 13** riporta i dati utilizzati per la verifica sulla sezione, in cui lo sforzo massimo è pari a  $R_c$  moltiplicato per il coefficiente parziale per le azioni 1,3; si sono utilizzati nuovamente i cataloghi Dywidag per ricavare le specifiche tecniche dei trefoli per il tirante, scegliendo poi di utilizzare funi con diametro 15,3mm realizzate in acciaio Y1770Standard. Tutte le proprietà di questi prodotti si possono apprezzare in **Tabella 14**. Le **Tabella 15** e la **Tabella 16** contengono le verifiche per le diverse tipologie di ombrello rispettivamente in sottosuolo roccioso e morenico.

VERIFICA SEZIONE		
Sforzo massimo (kN)	Sforzo resistente di un solo trefolo (kN)	Numero di trefoli necessari
701,75	207,62	3,38

**Tabella 13** Determinazione del numero di trefoli necessari al superamento della verifica

Poiché il numero minimo di trefoli risulta 3,38, si decide di impiegarne 4: l'area totale è quindi  $560\text{mm}^2$  e nella verifica a sfilamento tra acciaio e malta questo dato è stato usato per ricavare il diametro di una fune equivalente che presenti la stessa sezione, ottenendo un valore di 26,7mm.

#### Tiranti a trefoli DYWIDAG

##### Dati tecnici

##### Acciaio da precompressione DYWIDAG, trefolo $140\text{mm}^2$ Ø 15.3mm (0.6")

Numero	Sezione trasversale A [mm <sup>2</sup> ]	Peso [kg/m]	Y1770 Standard			Y1860 High Grade		
			Snervamento $F_{p0,1k}$ [kN]	Ultimo $F_{pk}$ [kN]	Omolog.	Snervamento $F_{p0,1k}$ [kN]	Ultimo $F_{pk}$ [kN]	Omolog.
1	140	1.09	218	248	○ × △	230	260	△
2	280	2.19	437	496	○ × △	459	521	△
3	420	3.28	655	743	○ × △	689	781	△
4	560	4.37	874	991	○ × △	918	1,042	△
5	700	5.47	1,092	1,239	○ × △	1,148	1,302	△
6	840	6.56	1,310	1,487	○ × △	1,378	1,562	△
7	980	7.65	1,529	1,735	○ × △	1,607	1,823	△
8	1,120	8.74	1,747	1,982	○ × △	1,837	2,083	△
9	1,260	9.84	1,966	2,230	○ × △	2,066	2,344	△
10	1,400	10.93	2,184	2,478	○ × △	2,296	2,604	△
11	1,540	12.02	2,402	2,726	○ × △	2,526	2,864	△
12	1,680	13.12	2,621	2,974	○ × △	2,755	3,125	△
13	1,820	14.21	2,839	3,221	○ × △	2,985	3,385	△
14	1,960	15.30	3,058	3,469	○ × △	3,214	3,646	△
15	2,100	16.40	3,276	3,717	○ × △	3,444	3,906	△
16	2,240	17.49	3,494	3,965	○ × △	3,674	4,166	△
17	2,380	18.58	3,713	4,213	○ × △	3,903	4,427	△
18	2,520	19.67	3,931	4,460	○ × △	4,133	4,687	△
19	2,660	20.77	4,150	4,708	○ × △	4,362	4,948	△
20	2,800	21.86	4,368	4,956	○ × △	4,592	5,208	△
21	2,940	22.95	4,586	5,204	○ × △	4,822	5,468	△
22	3,080	24.05	4,805	5,452	○ × △	5,051	5,729	△

**Tabella 14** Catalogo Dywidag per i trefoli, in cui è evidenziata la scelta fatta (fonte: Dywidag)

ELEMENTO INTERMEDIO		ELEMENTO FINE LINEA		ELEMENTO ISOLATO	
F (kN)	157,49	F (kN)	347,93	F (kN)	539,81
Coeff. Azioni	1,30	Coeff. Azioni	1,30	Coeff. Azioni	1,30
Carico di progetto Fd (kN)	204,73	Carico di progetto Fd (kN)	452,30	Carico di progetto Fd (kN)	701,75
TERRENO - Roccia					
Adesione malta-terreno (MPa)	0,60	Adesione malta-terreno (MPa)	0,60	Adesione malta-terreno (MPa)	0,60
Rck malta (MPa)	30,00	Rck malta (MPa)	30,00	Rck malta (MPa)	30,00
Adesione acciaio-malta (MPa)	2,29	Adesione acciaio-malta (MPa)	2,29	Adesione acciaio-malta (MPa)	2,29
Diametro perforo (mm)	90,00	Diametro perforo (mm)	90,00	Diametro perforo (mm)	90,00
Diametro fune equivalente (mm)	26,70	Diametro fune equivalente (mm)	26,70	Diametro fune equivalente (mm)	26,70
Carico rottura trefolo (kN)	760,00	Carico rottura trefolo (kN)	760,00	Carico rottura trefolo (kN)	760,00
Coeff. Acciaio	1,15	Coeff. Acciaio	1,15	Coeff. Acciaio	1,15
Coeff. Acciaio-malta	1,50	Coeff. Acciaio-malta	1,50	Coeff. Acciaio-malta	1,50
Coeff. Reistenza tirante	1,20	Coeff. Reistenza tirante	1,20	Coeff. Reistenza tirante	1,20
Coeff. Riduzione n. trefoli	0,80	Coeff. Riduzione n. trefoli	0,80	Coeff. Riduzione n. trefoli	0,80
CALCOLO LUNGHEZZA TIRANTE-SFILAMENTO MALTA-ACCIAIO					
Fd (kN)	204,73	Fd (kN)	452,30	Fd (kN)	701,75
Diam. Fune (mm)	26,70	Diam. Fune (mm)	26,70	Diam. Fune (mm)	26,70
Adesione malta-acciaio (MPa)	2,29	Adesione malta-acciaio (MPa)	2,29	Adesione malta-acciaio (MPa)	2,29
Lunghezza minima (m)	1,00	Lunghezza minima (m)	2,21	Lunghezza minima (m)	3,43
CALCOLO LUNGHEZZA TIRANTE-SFILAMENTO MALTA-TERRENO					
Fd (kN)	204,73	Fd (kN)	452,30	Fd (kN)	701,75
Diam. Foro (mm)	90,00	Diam. Foro (mm)	90,00	Diam. Foro (mm)	90,00
Adesione malta-terreno (MPa)	0,60	Adesione malta-terreno (MPa)	0,60	Adesione malta-terreno (MPa)	0,60
Lunghezza minima (m)	1,45	Lunghezza minima (m)	3,20	Lunghezza minima (m)	4,96
Lunghezza minima tirante (m)	1,45	Lunghezza minima tirante (m)	3,20	Lunghezza minima tirante (m)	4,96

**Tabella 15** Le verifiche a sfilamento nel caso di sottosuolo roccioso

ELEMENTO INTERMEDIO		ELEMENTO FINE LINEA		ELEMENTO ISOLATO	
F (kN)	157,49	F (kN)	347,93	F (kN)	539,81
Coeff. Azioni	1,30	Coeff. Azioni	1,30	Coeff. Azioni	1,30
Carico di progetto Fd (kN)	204,73	Carico di progetto Fd (kN)	452,30	Carico di progetto Fd (kN)	701,75
TERRENO - Morena					
Adesione malta-terreno (MPa)	0,30	Adesione malta-terreno (MPa)	0,30	Adesione malta-terreno (MPa)	0,30
Rck malta (MPa)	30,00	Rck malta (MPa)	30,00	Rck malta (MPa)	30,00
Adesione acciaio-malta (MPa)	2,29	Adesione acciaio-malta (MPa)	2,29	Adesione acciaio-malta (MPa)	2,29
Diametro perforo (mm)	90,00	Diametro perforo (mm)	90,00	Diametro perforo (mm)	90,00
Diametro fune equivalente (mm)	26,70	Diametro fune equivalente (mm)	26,70	Diametro fune equivalente (mm)	26,70
Carico rottura barra (kN)	1106,22	Carico rottura barra (kN)	1106,22	Carico rottura barra (kN)	1106,22
Coeff. Acciaio	1,15	Coeff. Acciaio	1,15	Coeff. Acciaio	1,15
Coeff. Acciaio-malta	1,50	Coeff. Acciaio-malta	1,50	Coeff. Acciaio-malta	1,50
Coeff. Resistenza tirante	1,20	Coeff. Resistenza tirante	1,20	Coeff. Resistenza tirante	1,20
Coeff. Riduzione n. barre	0,80	Coeff. Riduzione n. barre	0,80	Coeff. Riduzione n. barre	0,80
CALCOLO LUNGHEZZA TIRANTE-SFILAMENTO MALTA-ACCIAIO					
Fd (kN)	204,73	Fd (kN)	452,30	Fd (kN)	701,75
Diam. Fune (mm)	26,70	Diam. Fune (mm)	26,70	Diam. Fune (mm)	26,70
Adesione malta-acciaio (MPa)	2,29	Adesione malta-acciaio (MPa)	2,29	Adesione malta-acciaio (MPa)	2,29
Lunghezza minima (m)	1,00	Lunghezza minima (m)	2,21	Lunghezza minima (m)	3,43
CALCOLO LUNGHEZZA TIRANTE-SFILAMENTO MALTA-TERRENO					
Fd (kN)	204,73	Fd (kN)	452,30	Fd (kN)	701,75
Diam. Foro (mm)	90,00	Diam. Foro (mm)	90,00	Diam. Foro (mm)	90,00
Adesione malta-terreno (MPa)	0,30	Adesione malta-terreno (MPa)	0,30	Adesione malta-terreno (MPa)	0,30
Lunghezza minima (m)	2,90	Lunghezza minima (m)	6,40	Lunghezza minima (m)	9,93
Lunghezza minima tirante (m)	2,90	Lunghezza minima tirante (m)	6,40	Lunghezza minima tirante (m)	9,93

**Tabella 16** Le verifiche a sfilamento nel caso di sottosuolo roccioso

Dai risultati ottenuti è possibile notare come, a parità di tipologia di ombrello e inclinazione del pendio, nel caso di sottosuolo morenico la lunghezza di fondazione risulti maggiore rispetto al caso roccioso, a causa della minor tensione di aderenza tra la malta e il terreno. La differenza che si può apprezzare tra le fondazioni in barra o in fune, a parità di tipologia di ombrelli e sottosuolo, non è così significativa: questo perchè le verifiche delle barre si sono svolte usando il valore massimo di sforzo normale, che ha come conseguenza un basso contributo dell'azione tagliante nel calcolo di  $R_c$ . La lunghezza delle fondazioni in fune risulta infatti maggiore solo del 3,9% per ombrelli intermedi e del 3,1% per ombrelli di fine linea o isolati.

## 4.5 ANALISI DI SENSITIVITÀ

La presente analisi di sensitività, condotta per comprendere in che modo la pendenza del sito e l'inclinazione della fondazione influenzino la lunghezza del bulbo di ancoraggio, è stata realizzata poiché la geometria del versante influenza in maniera significativa i parametri nivologici e, di conseguenza, anche il comportamento della struttura fermaneve. Inoltre, a seconda dell'angolo che si utilizza per realizzare la fondazione rispetto al suolo, cambia il modo in cui le forze vengono trasmesse e possono insorgere non poche complicazioni, ad esempio un'eccedenza di sforzo tagliante nel terreno oppure una forza assiale eccessiva da scaricare. Va inoltre considerato che differenti tipologie di sottosuolo possono influenzare in maniera rilevante la lunghezza del bulbo di ancoraggio, tanto che per ogni tipo di terreno diverso sarebbe richiesta un'analisi sitospecifica. L'obiettivo ultimo di questa analisi è dunque quello di cercare di fornire dei risultati che possano essere utilizzati come punto di partenza per la realizzazione di abachi di pre-dimensionamento per interventi di mitigazione del rischio valanghivo con ombrelli fermaneve.

Come anticipato nel paragrafo 4.1, gli angoli  $\psi$  e  $\theta$  variano rispettivamente negli intervalli 25°-45° (con passo 5°) e 30°-90° (con passo 10°). La scelta di porre come variabili questi angoli deriva dalla necessità di studiare un problema in un sito caratterizzato dalla medesima altitudine, ma differente pendenza nei suoi vari punti, per comprendere come anche l'inclinazione delle fondazioni influenzi in maniera più o meno rilevante la lunghezza della perforazione. Le altre grandezze introdotte nel paragrafo 3.1 non si sono modificate in questa analisi perché dipendenti direttamente dagli angoli scelti (ad esempio  $K$  e  $D_k$  dipendono dal valore di  $\psi$ ) oppure perché si è ritenuto di maggior interesse studiare l'importanza della scelta progettuale sulla fondazione e il modo in cui questa influenza il dimensionamento finale dell'opera, piuttosto che far variare delle condizioni "naturali" e non modificabili dall'uomo (come il coefficiente  $N$  o la densità della neve). Come anticipato nel paragrafo 4.1, la scelta degli intervalli per gli angoli non è casuale, ma dettata da motivazioni sia pratiche che fisiche. I valori che assume  $\Psi$  sono quelli indicati da AINEVA come i più frequenti su cui si hanno fenomeni valanghivi, mentre l'intervallo di variabilità di  $\theta$  dipende dall'impossibilità di alcune perforatrici di lavorare con inclinazioni del foro troppo basse rispetto al pendio.

Dopo queste premesse è possibile presentare i risultati ottenuti dal programma, ottenendo quanto proposto nelle sottostanti **Tabella 17**, **Tabella 18** e **Tabella 19** per quanto riguarda il sottosuolo roccioso, e in **Tabella 20**, **Tabella 21** e **Tabella 22** per quello morenico. Si tenga presente che il risultato nelle celle di ogni singola tabella è il valore della lunghezza di ancoraggio, riportato in metri.

		ROCCIA - OMBRELLI INTERMEDI						
		$\theta$ (°)						
		30	40	50	60	70	80	90
$\psi$ (°)	25	1,39	1,30	1,18	1,02	0,83	0,61	0,38
	30	1,39	1,30	1,18	1,02	0,82	0,61	0,37
	35	1,39	1,29	1,17	1,01	0,81	0,59	0,35
	40	1,38	1,29	1,16	0,99	0,79	0,57	0,34
	45	1,38	1,29	1,15	0,98	0,78	0,56	0,32

**Tabella 17** Lunghezza di ancoraggio per ombrelli intermedi in roccia

		ROCCIA - OMBRELLI DI FINE LINEA						
		$\theta$ (°)						
		30	40	50	60	70	80	90
$\psi$ (°)	25	3,10	2,91	2,64	2,29	1,86	1,38	0,86
	30	3,02	2,83	2,56	2,21	1,79	1,32	0,81
	35	2,91	2,73	2,46	2,12	1,71	1,25	0,75
	40	2,79	2,61	2,34	2,01	1,61	1,17	0,69
	45	2,69	2,50	2,24	1,91	1,52	1,09	0,62

**Tabella 18** Lunghezza di ancoraggio per ombrelli di fine linea in roccia

		ROCCIA - OMBRELLI ISOLATI						
		$\theta$ (°)						
		30	40	50	60	70	80	90
$\psi$ (°)	25	4,81	4,53	4,10	3,55	2,90	2,15	1,35
	30	4,64	4,36	3,94	3,40	2,76	2,04	1,26
	35	4,44	4,15	3,75	3,23	2,61	1,91	1,15
	40	4,20	3,92	3,53	3,02	2,43	1,76	1,04
	45	3,99	3,71	3,33	2,84	2,26	1,62	0,93

**Tabella 19** Lunghezza di ancoraggio per ombrelli isolati in roccia

		MORENA - OMBRELLI INTERMEDI						
		$\theta$ (°)						
		30	40	50	60	70	80	90
$\psi$ (°)	25	2,78	2,60	2,36	2,04	1,66	1,22	0,76
	30	2,78	2,60	2,36	2,04	1,64	1,22	0,74
	35	2,78	2,58	2,34	2,02	1,62	1,18	0,70
	40	2,76	2,58	2,32	1,98	1,58	1,14	0,68
	45	2,76	2,58	2,30	1,96	1,56	1,12	0,64

**Tabella 20** Lunghezza di ancoraggio per ombrelli intermedi in sottosuolo morenico

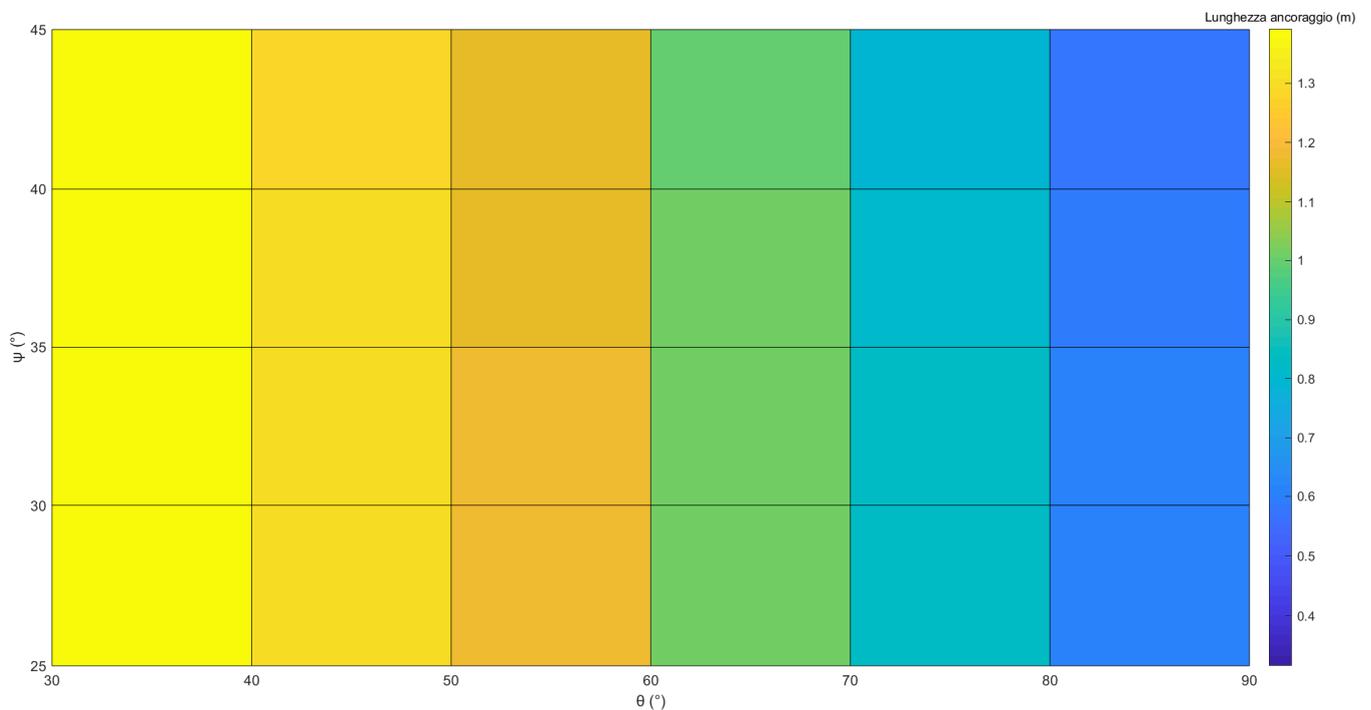
		MORENA - OMBRELLI DI FINE LINEA						
		$\theta$ (°)						
		30	40	50	60	70	80	90
$\psi$ (°)	25	6,20	5,82	5,28	4,58	3,72	2,76	1,72
	30	6,04	5,66	5,12	4,42	3,58	2,64	1,62
	35	5,82	5,46	4,92	4,24	3,42	2,50	1,50
	40	5,58	5,22	4,68	4,02	3,22	2,34	1,38
	45	5,38	5,00	4,48	3,82	3,04	2,18	1,24

**Tabella 21** Lunghezza di ancoraggio per ombrelli di fine linea in sottosuolo morenico

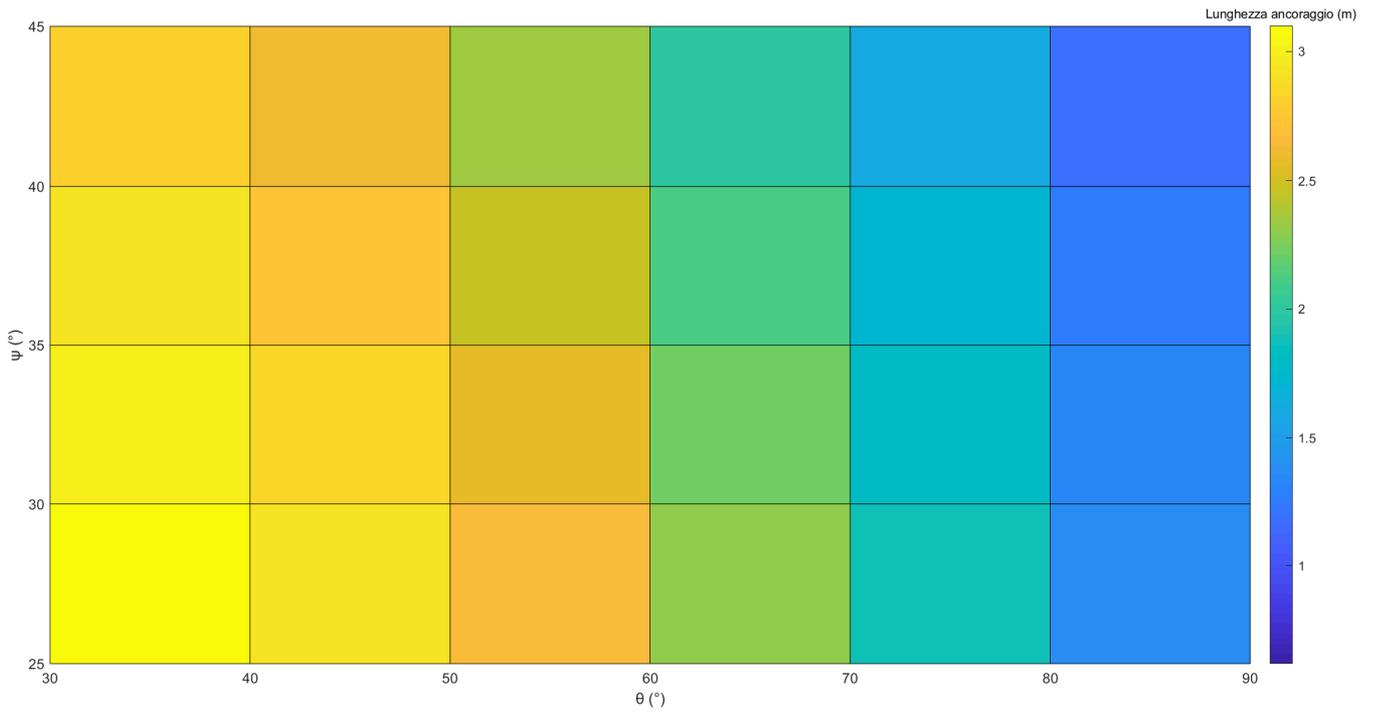
		MORENA - OMBRELLI ISOLATI						
		$\theta$ (°)						
		30	40	50	60	70	80	90
$\psi$ (°)	25	9,62	9,06	8,20	7,10	5,80	4,30	2,70
	30	9,28	8,72	7,88	6,80	5,52	4,08	2,52
	35	8,88	8,30	7,50	6,46	5,22	3,82	2,30
	40	8,40	7,84	7,06	6,04	4,86	3,52	2,08
	45	7,98	7,42	6,66	5,68	4,52	3,24	1,86

**Tabella 22** Lunghezza di ancoraggio per ombrelli isolati in sottosuolo morenico

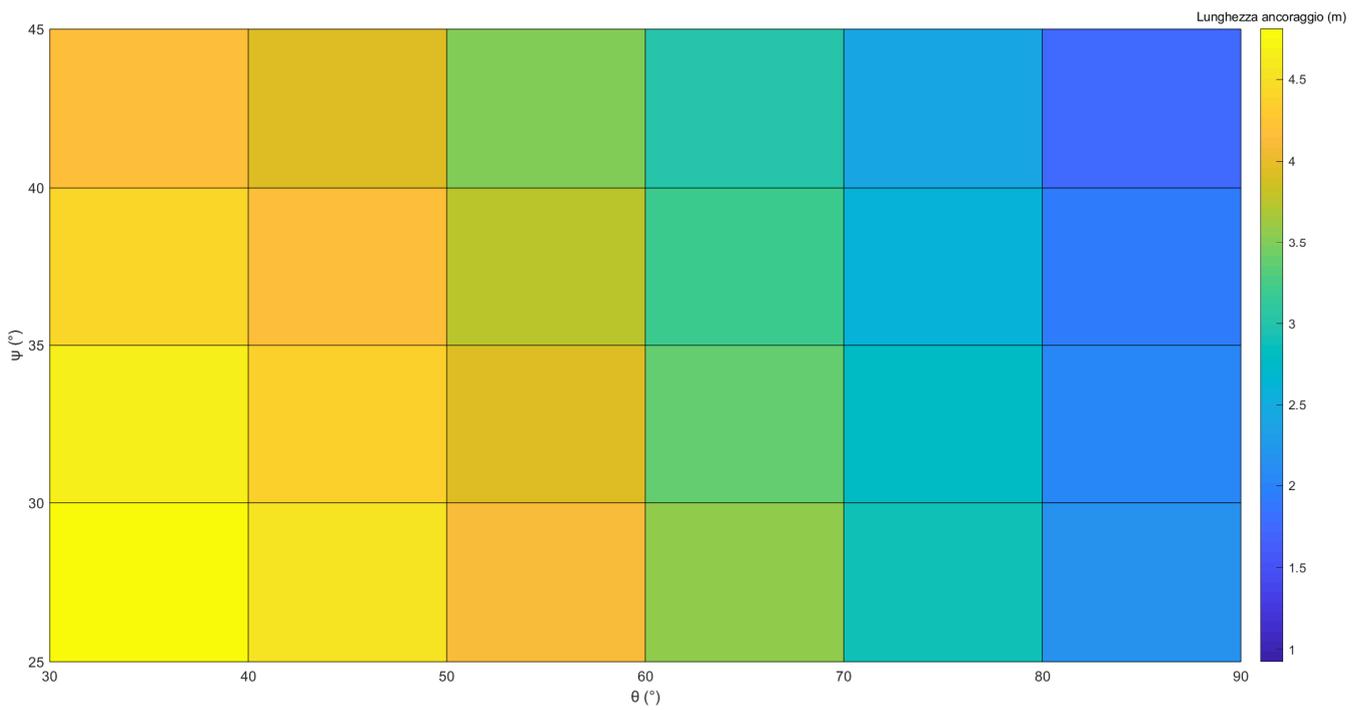
I dati così ricavati sono stati importati in Matlab, per ottenere una rappresentazione grafica che permetta di apprezzare maggiormente le differenze nelle varie situazioni studiate. In **Figura 23**, **Figura 24** e **Figura 25** sono riportate le elaborazioni relative al sottosuolo roccioso, mentre in **Figura 26**, **Figura 27** e **Figura 28** è presentata la situazione relativa alla morena.



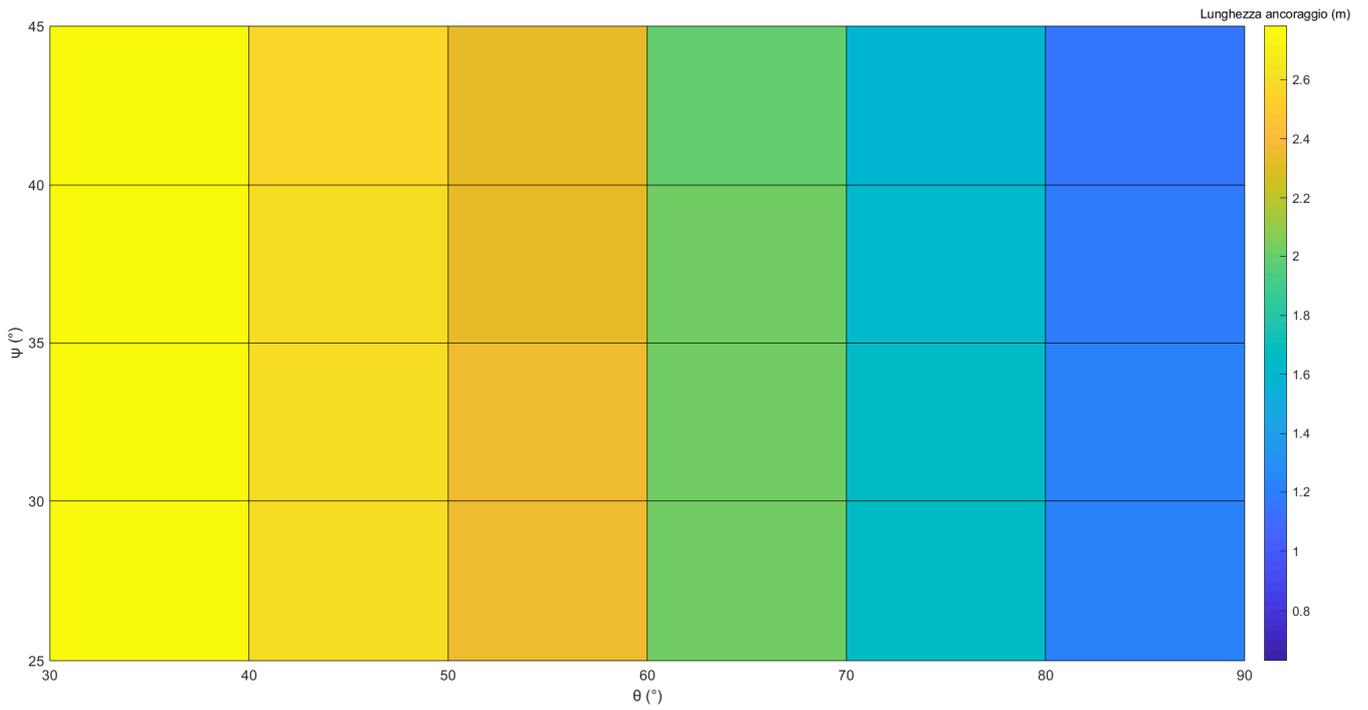
**Figura 23** Lunghezza di fondazione per ombrelli intermedi in roccia



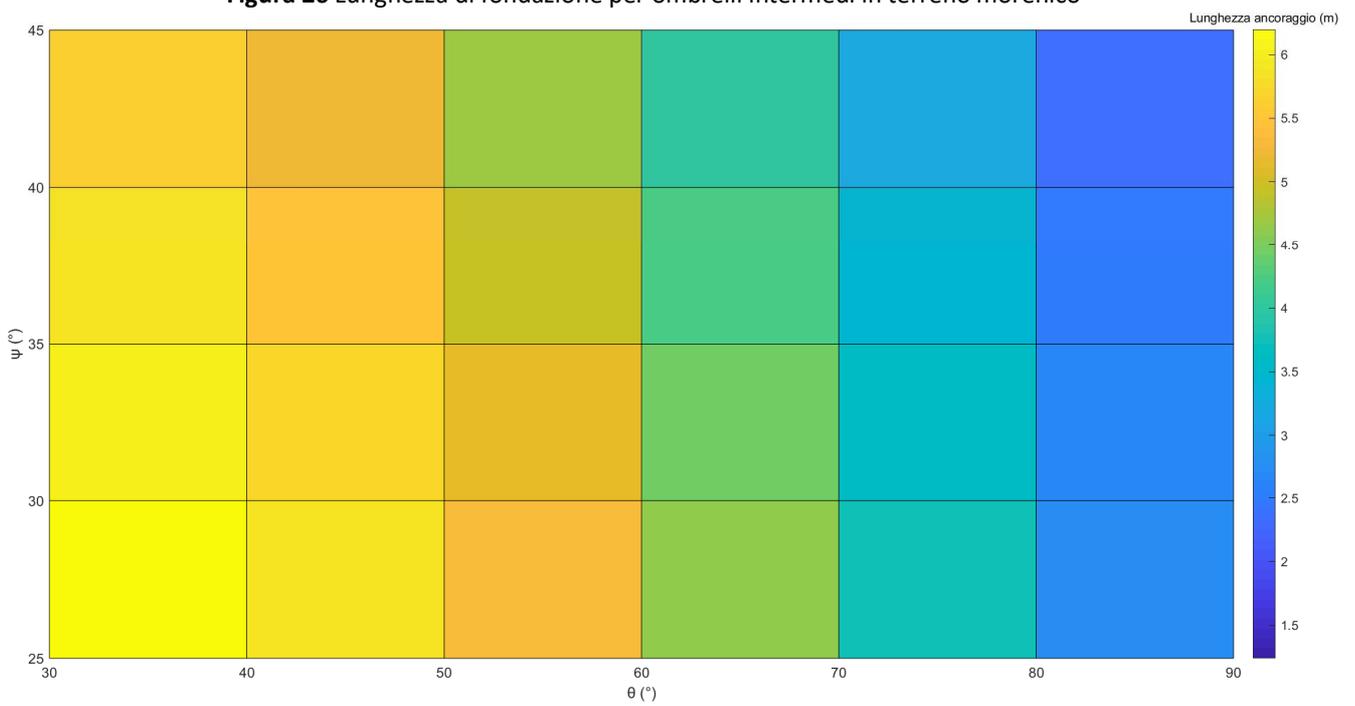
**Figura 24** Lunghezza di fondazione per ombrelli di fine linea in roccia



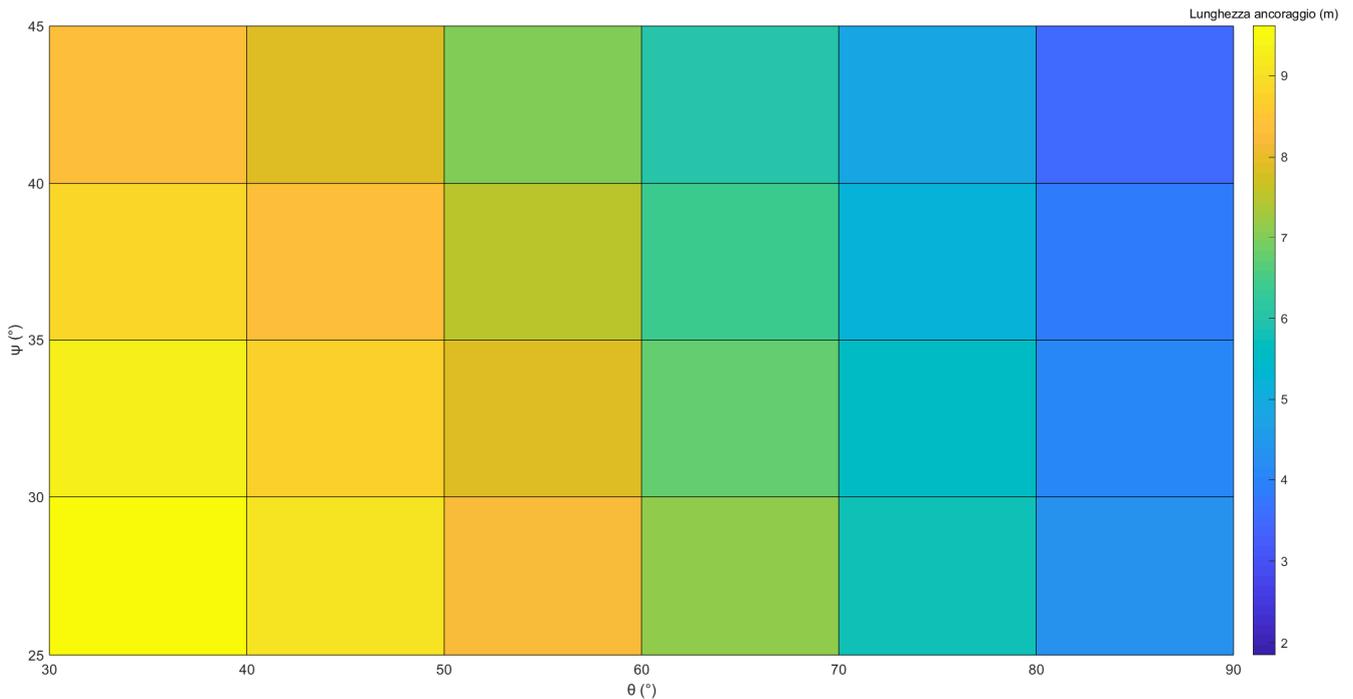
**Figura 25** Lunghezza di fondazione per ombrelli isolati in roccia



**Figura 26** Lunghezza di fondazione per ombrelli intermedi in terreno morenico



**Figura 27** Lunghezza di fondazione per ombrelli di fine linea in terreno morenico



**Figura 28** Lunghezza di fondazione per ombrelli isolati in terreno morenico

Dall'analisi delle tabelle e dei grafici, è possibile esprimere alcune considerazioni relative ai casi studiati. Si nota come, al crescere dell'angolo  $\theta$  (mantenendo  $\psi$  costante), la lunghezza dell'ancoraggio diminuisce: questo perché la scomposizione delle forze agenti in fondazione determina un aumento della componente di sforzo tagliante, a discapito dell'azione assiale che invece diminuisce. L'aumento di  $\psi$  (a parità di  $\theta$ ) fa, ancora una volta, diminuire la lunghezza della fondazione perché si riduce il valore dei termini utilizzati per determinare la reazione della cerniera esterna. Di conseguenza, al crescere contemporaneo dei valori di  $\theta$  e  $\psi$ , la lunghezza della fondazione viene a ridursi in maniera ancora più decisa. Basti guardare, ad esempio, il caso di sottosuolo morenico e ombrelli isolati: se nel caso della coppia  $(\psi, \theta) = (25^\circ, 30^\circ)$  l'ancoraggio è lungo 9,62m, alla coppia  $(\psi, \theta) = (45^\circ, 90^\circ)$  corrisponde una fondazione lunga 1,86m, ovvero solo il 19% della precedente.

Per poter apprezzare meglio la significatività dei risultati ottenuti, si è normalizzata la lunghezza di ancoraggio con l'altezza delle neve  $H_k$  utilizzata nei calcoli. Quanto emerge si può apprezzare nelle successive **Tabella 29**, **Tabella 30** e **Tabella 31** per il sottosuolo roccioso, e in **Tabella 32**, **Tabella 33** e **Tabella 34** per il caso di terreno morenico.

		ROCCIA - OMBRELLI INTERMEDI						
		$\theta$ (°)						
		30	40	50	60	70	80	90
$\psi$ (°)	25	0,3915	0,3662	0,3324	0,2873	0,2338	0,1718	0,1070
	30	0,3915	0,3662	0,3324	0,2873	0,2310	0,1718	0,1042
	35	0,3915	0,3634	0,3296	0,2845	0,2282	0,1662	0,0986
	40	0,3887	0,3634	0,3268	0,2789	0,2225	0,1606	0,0958
	45	0,3887	0,3634	0,3239	0,2761	0,2197	0,1577	0,0901

**Tabella 29** Lunghezza di ancoraggio normalizzata per ombrelli intermedi in roccia

		ROCCIA - OMBRELLI DI FINE LINEA						
		$\theta$ (°)						
		30	40	50	60	70	80	90
$\psi$ (°)	25	0,8732	0,8197	0,7437	0,6451	0,5239	0,3887	0,2423
	30	0,8507	0,7972	0,7211	0,6225	0,5042	0,3718	0,2282
	35	0,8197	0,7690	0,6930	0,5972	0,4817	0,3521	0,2113
	40	0,7859	0,7352	0,6592	0,5662	0,4535	0,3296	0,1944
	45	0,7577	0,7042	0,6310	0,5380	0,4282	0,3070	0,1746

**Tabella 30** Lunghezza di ancoraggio normalizzata per ombrelli di fine linea in roccia

		ROCCIA - OMBRELLI ISOLATI						
		$\theta$ (°)						
		30	40	50	60	70	80	90
$\psi$ (°)	25	1,3549	1,2761	1,1549	1,0000	0,8169	0,6056	0,3803
	30	1,3070	1,2282	1,1099	0,9577	0,7775	0,5746	0,3549
	35	1,2507	1,1690	1,0563	0,9099	0,7352	0,5380	0,3239
	40	1,1831	1,1042	0,9944	0,8507	0,6845	0,4958	0,2930
	45	1,1239	1,0451	0,9380	0,8000	0,6366	0,4563	0,2620

**Tabella 31** Lunghezza di ancoraggio normalizzata per ombrelli isolati in roccia

		MORENA - OMBRELLI INTERMEDI						
		$\theta$ (°)						
		30	40	50	60	70	80	90
$\psi$ (°)	25	0,7831	0,7324	0,6648	0,5746	0,4676	0,3437	0,2141
	30	0,7831	0,7324	0,6648	0,5746	0,4620	0,3437	0,2085
	35	0,7831	0,7268	0,6592	0,5690	0,4563	0,3324	0,1972
	40	0,7775	0,7268	0,6535	0,5577	0,4451	0,3211	0,1915
	45	0,7775	0,7268	0,6479	0,5521	0,4394	0,3155	0,1803

**Tabella 32** Lunghezza di ancoraggio normalizzata per ombrelli intermedi in sottosuolo morenico

		MORENA - OMBRELLI DI FINE LINEA						
		$\theta$ (°)						
		30	40	50	60	70	80	90
$\psi$ (°)	25	1,7465	1,6394	1,4873	1,2901	1,0479	0,7775	0,4845
	30	1,7014	1,5944	1,4423	1,2451	1,0085	0,7437	0,4563
	35	1,6394	1,5380	1,3859	1,1944	0,9634	0,7042	0,4225
	40	1,5718	1,4704	1,3183	1,1324	0,9070	0,6592	0,3887
	45	1,5155	1,4085	1,2620	1,0761	0,8563	0,6141	0,3493

**Tabella 33** Lunghezza di ancoraggio normalizzata per ombrelli di fine linea in sottosuolo morenico

		MORENA - OMBRELLI ISOLATI						
		$\theta$ (°)						
		30	40	50	60	70	80	90
$\psi$ (°)	25	2,7099	2,5521	2,3099	2,0000	1,6338	1,2113	0,7606
	30	2,6141	2,4563	2,2197	1,9155	1,5549	1,1493	0,7099
	35	2,5014	2,3380	2,1127	1,8197	1,4704	1,0761	0,6479
	40	2,3662	2,2085	1,9887	1,7014	1,3690	0,9915	0,5859
	45	2,2479	2,0901	1,8761	1,6000	1,2732	0,9127	0,5239

**Tabella 34** Lunghezza di ancoraggio normalizzata per ombrelli isolati in sottosuolo morenico

## 5. CONCLUSIONI

Il presente lavoro è stato realizzato con lo scopo di capire in che modo la progettazione delle fondazioni di un ombrello fermaneve viene influenzata da parametri sia dipendenti (l'angolo che si impone tra fondazione e terreno) che indipendenti dall'uomo (l'inclinazione del pendio).

Il percorso logico che si è seguito in questa tesi è stato dunque quello che, partendo dalla definizione del fenomeno che deve essere mitigato, arriva a fornire risultati e considerazioni che possono essere utili per indirizzare la progettazione di queste opere.

Nel primo capitolo viene presentato il fenomeno valanghivo, descrivendo anche i sistemi sviluppati dall'uomo per ridurre il rischio che ne può derivare. In seguito, si sono analizzate le problematiche relative alle certificazioni necessarie per poter utilizzare quest'opera e poterne garantire un corretto ingresso nel mercato. Infine, c'è una specifica trattazione riguardante l'aspetto normativo della progettazione, sia italiano che internazionale, che deve essere considerato nella realizzazione di un intervento con ombrelli fermaneve.

Il secondo capitolo tratta in dettaglio la struttura dell'ombrello, analizzando le varie parti di cui è composto e le operazioni di montaggio, prima di concentrarsi sulle configurazioni con cui si possono disporre spazialmente queste strutture nell'area di intervento. Viene successivamente esposto il tema dell'innovazione tecnologica e delle migliorie che nel corso del tempo si sono apportate alla struttura, per poi osservare nel dettaglio le fondazioni utilizzate e le problematiche tecniche e realizzative in cantiere che derivano da questa particolare lavorazione.

Nel terzo capitolo si analizzano i temi propri del dimensionamento, concentrandosi prima sulle azioni agenti sulla struttura, derivanti dalle indicazioni delle *Direttive per le opere di premunizione contro le valanghe nelle zone di distacco*, e successivamente su sollecitazioni e verifiche per i singoli elementi dell'ombrello. Viene inoltre presentato il procedimento di calcolo utilizzato nel capitolo 4 per determinare le azioni in fondazione.

Il quarto capitolo contestualizza i concetti esposti finora per analizzare la lunghezza delle fondazioni di un ombrello fermaneve nelle differenti condizioni geotecniche e al variare della geometria del problema, fornendo poi i risultati di questa elaborazione sia graficamente che sotto forma di tabelle, per una visione da più punti di vista.

Quindi, al termine di questo lavoro in cui si sono analizzati gli ombrelli fermaneve prima da un punto di vista puramente qualitativo per poi arrivare a un'analisi più quantitativa e "ingegneristica", è possibile trarre alcune conclusioni che vengono qui sotto riassunte.

Come prima osservazione, si nota come la lunghezza di fondazione risulti "scalata" dal rapporto tra le tensioni di aderenza malta-terreno nelle due differenti condizioni geotecniche, risultando maggiore nel caso in cui il sottosuolo presenta una minor tensione di aderenza. Grazie all'analisi sulla lunghezza normalizzata si può osservare con ancora più chiarezza il "peso" dei singoli angoli e il loro rapporto sulla lunghezza di fondazione. In qualsiasi situazione di terreno e tipologia di ombrelli infatti, si può scegliere una generica coppia  $(\psi, \theta)$  e, facendo variare per comodità prima  $\psi$  (a parità di  $\theta$ ) e poi  $\theta$  (mantenendo  $\psi$  costante), si osserva il contributo dei due angoli nella lunghezza della fondazione. Si prenda ad esempio il caso di ombrelli isolati in sottosuolo morenico, con la coppia  $(\psi, \theta) = (25^\circ, 30^\circ)$ : per ottenere un'analisi significativa, si fanno variare gli angoli in un intervallo uguale e pari a  $20^\circ$ . La diminuzione nella lunghezza normalizzata è circa del 17% se, a parità di  $\theta$ ,  $\psi$  cresce da  $25^\circ$  a  $45^\circ$ . La situazione è differente se, mantenendo costante  $\psi$ , si fa variare l'angolo  $\theta$ : tra  $30^\circ$

e 50° la lunghezza normalizzata varia circa del 15%, tra 40° e 60° la variazione è circa del 21%, tra 50° e 70° la variazione è circa del 25%, tra 60° e 80° la variazione è circa del 29%, tra 70° e 90° la variazione è circa del 32%. Si osserva quindi che, per i valori di  $\theta$  inferiori a 50°, la differenza nella lunghezza normalizzata è simile facendo variare indifferentemente  $\psi$  o  $\theta$ , mentre per valori di  $\theta$  superiori a 60°, la differenza è quasi doppia. Analizzando ora il campione completo dei dati, si nota come la lunghezza normalizzata si riduce circa del 72% passando dal valore 30° a quello di 90° per  $\theta$ , mentre la diminuzione è, come anticipato, quasi del 17% se  $\psi$  cresce da 25° a 45°. È quindi ragionevole affermare che la variazione di lunghezza normalizzata del 80% passando dal caso in cui questo valore è massimo, cioè nella coppia (25°,30°), a quello in cui è minimo, ovvero la coppia (45°,90°), sia da attribuire quasi totalmente alla variazione di  $\theta$ .

Queste analisi sembrerebbero provare che la scelta migliore in termini economici sia dunque quella di inclinare le fondazioni ad angolo retto rispetto al pendio per realizzare una perforazione più corta: si ricordi però che le assunzioni fatte ad inizio capitolo indicavano che i calcoli svolti non tengono conto della resistenza a taglio del terreno. Questa ipotesi implica che il sottosuolo potrebbe non comportarsi come immaginato e cedere, pregiudicando la stabilità dell'intera opera. Questa affermazione è particolarmente significativa, soprattutto se si considera che, come è stato anticipato nel paragrafo 4.4, l'azione tagliante è massima per  $\theta=90^\circ$ . Si raccomanda quindi, laddove sia possibile considerando i mezzi a disposizione, di inclinare la fondazione di un angolo di 30° rispetto al suolo e, dopo aver considerato tutte le incertezze che possono presentare problemi complessi come il dimensionamento di una struttura a ombrello per la riduzione del rischio valanghivo e la raccolta dei dati geotecnici per definire i parametri del terreno del sito, si consiglia di incrementare ulteriormente la lunghezza calcolata garantendo un franco di sicurezza.

Al termine di questo lavoro comunque emerge che, a vantaggio di sicurezza, conviene utilizzare la totalità della reazione vincolare sviluppata dalla cerniera esterna nel calcolo della lunghezza di fondazione. Si nota infatti, nelle tabelle riportate nel paragrafo 4.4, una variazione nelle dimensioni del bulbo di ancoraggio inferiore al 4% rispetto al caso in cui viene impiegato solamente lo sforzo normale massimo.

## 6. BIBLIOGRAFIA E SITOGRAFIA

### BIBLIOGRAFIA

AGI-AICAP (2012). *Raccomandazioni Ancoraggi nei Terreni e nelle Rocce*.

BARBERO, M.A., BARPI, F., BORRI-BRUNETTO, M., BIAGI, V.D., OLIVERO, G., & PALLARA, O.V. (2014). *Snow Pressure on a Semiflexible Retaining Structure*. *Journal of cold regions engineering*, vol. 28, n. 2.

CERIANI, E., (2005). *Elementi fermaneve Lasar. Una soluzione vincente*. GEAM, Geingegneria ambientale e mineraria, XLII(1), 97–99.

CERIANI, E., (2019). *Betonform. L'evoluzione continua dei sistemi paravalanghe*. *Professione Montagna*, num. 150, 52-53.

CIRILLI, A., (2018). *Gli Eurocodici per le NTC 2018*. Palermo: Grafill editoria tecnica.

Decreto ministeriale 17 gennaio 2018, Aggiornamento delle “Norme tecniche per le costruzioni”, Supplemento ordinario alla “Gazzetta Ufficiale”, n. 42 del 20 febbraio 2018 - Serie generale.

FIOU, M., (2018). *Relazione di calcolo paravalanghe monoancoraggio in Realizzazione di paravalanghe in localita' Verger*. Progetto esecutivo per il Comune di Chiomonte (TO), per conto di S.R.C. Piemonte S.p.A.

MARGRETH S., (2007). *Costruzione di opere di premunizione contro le valanghe nella zona di distacco. Direttiva tecnica: aiuto all'esecuzione. Pratica ambientale n. 0704*. Ufficio federale dell'ambiente, Berna, WSL Istituto Federale per lo Studio della Neve e delle Valanghe SNV, Davos.

OLIVERO, G. (2011). *Opere di difesa attiva dalle valanghe di neve: Studio teorico e sperimentale di una struttura a ombrello*. Tesi di laurea magistrale, Politecnico di Torino, Torino, Italy.

PEILA, D., (2018). *Corso di Consolidamento di Rocce e Terreni A.A 2017/2018*, Dipartimento di Ingegneria dell'ambiente, del territorio e delle infrastrutture del Politecnico di Torino.

RAINER, E., RAMMER, L., AND WIATR, T. (2008). *Snow loads on defensive snow net systems*. *Int. Symp. on Mitigative Measures against Snow Avalanches*, T. J'ohannesson, G. Eiríksson, E. Hestnes, and J. Gunnarsson, eds., The Association of Chartered Engineers, Iceland, Reykjavik, 40–47.

RUDOLF-MIKLAU, F., SAUERMOSE, S., MEARS, A. I., (2015). *The Technical Avalanche Protection Handbook*, Ernst & Sohn GmbH & Co. KG.

SEGOR, V., VICARI, C., SARAVALLE, F., DI BELLA, R. (2010). *A new system of rapidly installed avalanche barriers*. *Proc., Int. Snow Science Workshop 2010*, Arc'teryx, North Vancouver, Canada.

SIMONINI, S., FRANCH, L., BUCCIO, G., (2014): *Alcune considerazioni sugli ancoraggi realizzati con doppia fune spiroidale per paravalanghe e paramassi*, Scienza&Mestieri, Trimestrale del Collegio degli Ingegneri del Trentino, Anno XXII - N.2/2014, 6-12.

## **SITOGRAFIA**

A2C, Consulenza Tecnica Specialistica, <http://www.a2c.it/>

ABI, L'ente di certificazione, <http://www.abicert.it/>

AINEVA, Associazione Interregionale di coordinamento e documentazione per i problemi relativi a Neve e Valanghe, <https://www.aineva.it/>

ARPAV-Centro valanghe di Arabba, <http://www.arpa.veneto.it>

Betonform, <http://www.betonform.com/it/>

C.O.SPE., Costruzioni Opere Speciali, <http://www.cospesrl.it/>

Commissione Europea, [https://ec.europa.eu/commission/index\\_it](https://ec.europa.eu/commission/index_it)

Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici, <http://cslp.mit.gov.it/>

Consolidamento terreni, <http://www.consolidamentoterreni.it/metodi/tiranti/>

De Ca S.r.L., <http://www.decanet.it/deca/it/>

Dywidag-Systems International, <https://www.dywit.it/>

Ediltecnico-Quotidiano online per professionisti tecnici, <https://www.ediltecnico.it/>

Eur-Lex, L'accesso al diritto dell'Unione Europea, <https://eur-lex.europa.eu/>

IncofilTech, Steel solution for your safety, <https://www.incofil.com/it/>

Ingegneri.cc, Portale dedicato agli Ingegneri, <https://www.ingegneri.cc/>

Mair Wilfried srl, <http://www.mairwilfried.it>

MarcaturaCE.net, Consulenza, Sicurezza e Qualità, <https://www.marcatrace.net/>

MercatoGlobale.it, Tutte le Informazioni per le Imprese che operano con l'Estero, <https://www.mglobale.it>

Promozione Acciaio, <https://www.promozioneacciaio.it/>

PuntoSicuro, <https://www.puntosicuro.it/>

Skiinfo Italy Srl, <https://www.skiinfo.it/>

Università degli studi di Pisa, <http://www.dic.unipi.it/s.pagliara>

Visconti, fondazioni profonde, <http://www.viscontifondazioni.it/index.html>